

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

Departamento de Ciências da Terra

**LIMITE DE LIQUIDEZ – CORRELAÇÕES E COMPARAÇÕES ENTRE OS  
MÉTODOS DE *FALL CONE* E DA CONCHA DE CASAGRANDE**

PEDRO MIGUEL LOPES PEPE DE SOUSA  
(Licenciado em Eng.<sup>a</sup> Geológica)

Orientador: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da  
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em  
Engenharia Geológica (Geotecnia)

JANEIRO DE 2011



Limite de Liquidez – Correlações e Comparações entre os Métodos de *Fall Cone* e da Concha de Casagrande.

**Copyright** © Pedro Miguel Lopes Pepe de Sousa, 2011

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de outra forma digital, ou por qualquer meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua própria cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



*“Não se pode ensinar tudo a alguém, pode-se apenas  
ajudá-lo a encontrar por si mesmo o caminho.”*

**“Galileu Galilei”**

*À minha família*



## Agradecimentos

Após 8 meses de trabalho e longas horas de estudo, a presente dissertação representa o culminar de um longo e alegre caminho académico de 6 anos. A concretização desta meta não seria possível sem o apoio e colaboração de diversas pessoas e entidades, a quem gostaria de deixar um grande agradecimento:

Em primeiro lugar ao meu orientador, Professor Doutor Pedro Lamas, pela amizade e disponibilidade demonstrada na resolução de alguns problemas, assim como na orientação dada ao longo de toda a dissertação;

Ao Departamento de Ciências da Terra, por me deixar utilizar o laboratório de Geologia de Engenharia e diverso material de laboratório e de campo, bem como ao Departamento de Engenharia Civil, em especial à Professora Doutora Teresa Santana, o empréstimo do dispositivo de *fall cone*, tão essencial para o desenvolvimento dos trabalhos laboratoriais, e todo o apoio dado;

Ao Eng. Carlos Galhano e Professora Doutora Eng.<sup>a</sup> Ana Paula Silva, pela amizade demonstrada, auxílio em algumas questões técnicas e correcções da dissertação;

Aos meus colegas de curso Rute Gomes, Tatiana Ribeiro, Sara Rocha, Filipês Soares, Mário Cândido, Pedro Fernandes, Paulo Quental, Filipa Matias e Ricardo Ramos, a amizade demonstrada ao longo destes meses, em especial à minha colega Mariana Silva pela ajuda e colaboração nos ensaios de laboratório e todos os momentos bem passados ao longo da dissertação e da vida académica;

Um agradecimento muito especial para a minha avó e cúmplice de vários momentos, por toda a amizade e carinho demonstrados, e a toda a família o meu muito obrigado.

Por último, mas não em último, o maior dos agradecimentos aos meus pais, irmão e namorada Andreia Fonseca, pelo apoio incondicional em todas as horas, a amizade fiel que só eles souberam demonstrar e o carinho dado nas horas mais difíceis. Um grande e profundo obrigado por me deixarem concretizar este sonho.



## Resumo

A presente dissertação apresenta comparações entre os valores de limite de liquidez obtidos de dois solos distintos, com carácter argiloso, determinados pela concha de Casagrande e pelo cone penetrómetro ou *fall cone*. Nesse contexto, tecem-se inicialmente algumas considerações versando estudos já realizados sobre o assunto, a origem e funcionamento daqueles dispositivos, características próprias e também variáveis associadas à utilização de cada um deles.

Para os estudos efectuados, foram escolhidos dois solos argilosos de origens cronoestratigráficas distintas (Miocénico médio e Jurássico inferior), ambos da Península de Setúbal. A escolha destes solos deveu-se, entre outras razões, à problemática da implementação de estruturas civis sobre esses terrenos e ao crescente desenvolvimento urbano em ambas as unidades amostradas.

O trabalho prossegue com a apresentação e validação de correlações entre o limite de liquidez obtido através de *fall cone* e a resistência ao corte não drenada. Para aquela verificação, recorre-se ao ensaio de molinete de laboratório sobre amostras remexidas dos solos argilosos em estudo.

Sumarizam-se, por fim, as principais conclusões, comentando-se os resultados obtidos e evidenciando vantagens, desvantagens e condicionalismos de cada um dos métodos abordados.

**Palavras-chave:** Limite de liquidez; *fall cone*; concha de Casagrande; resistência ao corte não drenada.



## Abstract

In this work, some comparisons are presented on the liquid limit values obtained from two different clayey soils, determined by the Casagrande liquid limit and by the fall cone devices. Some considerations about previous studies on this subject are made, namely on the origin and functioning of those devices. Intrinsic features and some factors related with the use of each of them are also described.

Two clayey soils, from two different chronostratigraphic origins (one from Miocene and other from lower Jurassic), were collected in the Setubal Peninsula. Their selection was mainly due to the problems of the construction of buildings on such soils and to the recent urban underlying in both sampled units.

The work continues with the presentation and verification of correlations between the liquid limit obtained by fall cone and the undrained shear strength obtained from lab vane tests on remolded samples of the soils under study.

Finally, the main conclusions are summarized, and considerations on the results and the advantages, disadvantages and constraints of each method are also highlighted.

**Key words:** Liquid limit; fall cone device; Casagrande liquid limit device; undrained shear strenght.

~ X ~

## Abreviaturas e simbologia

A <sub>t</sub>	Actividade das argilas
Al	Alumínio
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
$\alpha$	Ângulo do <i>fall cone</i>
BS	<i>British Standard</i>
Ca	Cálcio
K	Constante do <i>fall cone</i>
F	Constante função da tensão e do ângulo do cone
DP	Desvio padrão
NO <sub>2</sub>	Dióxido de azoto
CO <sub>2</sub>	Dióxido de carbono
SO <sub>2</sub>	Dióxido de enxofre
<i>i. e.</i>	do latim - <i>id est</i>
<i>Op. cit.</i>	do latim - <i>opus citatum</i>
EUA	Estados Unidos da América
EN 10-1	Antiga estrada nacional nº 10-1
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
Fe	Ferro
g	grama
H <sup>+</sup>	Hidrogénio
OH <sup>-</sup>	Hidróxido
IP	Índice de plasticidade
e	Índice de vazios
ITG	Instituto Tecnológico da Geórgia

IC20	Itinerário Complementar nº 20, sublanço Almada – Costa da Caparica
kN	kiloNewton
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LL	Limite de liquidez (%)
LL <sub>concha</sub>	Limite de liquidez determinado pela concha de Casagrande (%)
LL <sub>cone</sub>	Limite de liquidez determinado pelo <i>fall cone</i> (%)
LP	Limite de plasticidade (%)
LR	Limite de retracção
Mg	Magnésio
W	Peso do cone (g)
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
m	metro
µm	micron
mm	milímetro
K	Potássio
d	Profundidade de penetração do cone (mm)
c <sub>u</sub>	Resistência ao corte não drenada (kPa)
<i>in situ</i>	Latim – “no local de recolha”
Si	Silício
Na	Sódio
w	Teor em água natural (%)
URSS	Ex-União das Repúblicas Socialistas Soviéticas

# Índice

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
ABREVIATURAS E SIMBOLOGIA	xi
ÍNDICE	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
ÍNDICE DE QUADROS	xx
<b><u>1. INTRODUÇÃO</u></b>	<b><u>1</u></b>
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO	3
<b><u>2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS ARGILOSOS</u></b>	<b><u>7</u></b>
2.1. GÉNESE E CONSTITUIÇÃO DOS SOLOS	7
2.2. SOLOS COESIVOS – ARGILAS	12
2.2.1. CONCEITOS E DEFINIÇÕES	12
2.2.2. PROPRIEDADES GERAIS	14
2.2.3. CLASSIFICAÇÃO	19
2.2.4. MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO DOS MINERAIS ARGILOSOS	20
<b><u>3. LIMITE DE LIQUIDEZ</u></b>	<b><u>23</u></b>
3.1. LIMITES DE CONSISTÊNCIA	23
3.2. CONCHA DE CASAGRANDE	27
3.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
3.2.2. VARIÁVEIS ASSOCIADAS AO DISPOSITIVO	29

<b>3.3. FALL CONE OU CONE PENETRÓMETRO</b>	<b>35</b>
3.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	35
3.3.2. ALGUNS MODELOS	37
3.3.3. NOVO PROCEDIMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO LP	42
3.3.4. VARIÁVEIS ASSOCIADAS AO DISPOSITIVO	45
<b>3.4. CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADA</b>	<b>48</b>
3.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	48
3.4.2. RELAÇÃO ENTRE PENETRAÇÃO DO CONE E A RESISTÊNCIA AO CORTE DO SOLO	49
3.4.3. CORRELAÇÕES	53
<b><u>4. TRABALHOS REALIZADOS</u></b>	<b><u>57</u></b>
<b>4.1. SOLOS ENSAIADOS</b>	<b>57</b>
4.1.1. LOCALIZAÇÃO	57
4.1.2. BREVE CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	61
<b>4.2. ENQUADRAMENTO EXPERIMENTAL EM LABORATÓRIO</b>	<b>71</b>
4.2.1. DISPOSITIVOS USADOS	71
4.2.2. DETERMINAÇÃO DO LL	75
4.2.3. DETERMINAÇÃO DO $C_u$	78
<b><u>5. RESULTADOS OBTIDOS</u></b>	<b><u>83</u></b>
<b>5.1. TEOR EM ÁGUA E MATÉRIA ORGÂNICA</b>	<b>83</b>
<b>5.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</b>	<b>84</b>
<b>5.3. LIMITE DE LIQUIDEZ</b>	<b>86</b>
<b>5.4. LIMITE DE PLASTICIDADE</b>	<b>90</b>
<b>5.5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b>	<b>91</b>

<b>5.6. CORRELAÇÕES COM A RESISTÊNCIA AO CORTE NÃO DRENADA</b>	<b>96</b>
5.6.1. ENSAIO COM <i>FALL CONE</i>	96
5.6.2. ENSAIO COM MOLINETE DE LABORATÓRIO	98
5.6.3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	100
<b>6. CONCLUSÕES</b>	<b>103</b>
<b>6.1. FACTORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS</b>	<b>104</b>
<b>6.2. TRABALHOS FUTUROS</b>	<b>108</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>109</b>

#### **ANEXOS**

ANEXO A-1 – TABELA RESUMO DOS LL OBTIDOS PELOS DOIS MÉTODOS

ANEXO A-2 – GRÁFICO DOS LL E LP OBTIDOS EM AMBOS OS MÉTODOS

ANEXO B-1 – TABELA RESUMO DOS LP OBTIDOS EM AMBOS OS MÉTODOS

## Índice de Figuras

Fig. 1 – Arthur Casagrande ( <i>in The Electronic Journal of Geotechnical Engineering</i> ).....	2
Fig. 2 - "Cone Sueco" desenvolvido no 1º quartel do século XX pela Junta Real dos Caminhos de Ferro Suecos (HAZELL, 2005).....	3
Fig. 3 – Excerto da carta geológica de Portugal, folha 34-D (Lisboa), entre Almada e a Costa da Caparica (adaptado de PAIS <i>et al.</i> , 2005).....	5
Fig. 4 - Excerto da carta geológica de Portugal, folha 34-B (Setúbal), mostrando a área interessada pelo amostragem (adaptade de PAIS <i>et al.</i> , 2005).....	5
Fig. 5 - Diagrama trifásico do solo (adaptado <i>de</i> FERNANDES, 2006).....	7
Fig. 6 - Cálculo da superfície específica de partículas de forma geométrica simples e dimensões correspondentes a areias e argilas (FERNANDES, 2006).....	15
Fig. 7 - Dupla camada eléctrica numa partícula de argila (FERNANDES, 2006).....	17
Fig. 8 - Relação entre a percentagem de argila, o tipo de minerais e o índice de plasticidade ( <i>adaptado de</i> SKEMPTON, 1953 <i>in</i> FERNANDES, 2006). ....	19
Fig. 9 - Comportamento dos solos com a variação do teor em água.....	23
Fig. 10 - a) Esquema da concha de Casagrande (adaptado de FERNANDES, 2006); b) concha de Casagrande de base mole usada nos ensaios, riscador, cápsulas e espátulas. ....	28
Fig. 11 - Relação entre o teor em água e o nº de golpes da concha de Casagrande, aplicado às argilas plásticas ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982).....	28
Fig. 12 - Dispositivo para abertura de sulcos no solo, em ensaios da concha de Casagrande, desenvolvido por A. Casagrande (BS 1377: Parte 2, 1990).....	30
Fig. 13 - Riscador ou cinzel utilizado para abertura do sulco no ensaio da concha de Casagrande, desenvolvida pela ASTM (NP-143, LNEC 1969). ....	31
Fig. 14 - Exemplo da variação do limite de liquidez associada a diferentes utensílios de abertura do sulco para as <i>argilas plásticas</i> ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982). ....	31
Fig. 15 - Exemplo da variação do limite de liquidez associada a diferentes quantidades de solo na concha para as argilas azuis de <i>Boston</i> ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982).....	32

Fig. 16 - Variação do número de golpes para as argilas plásticas ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982).....	33
Fig. 17 - Influência da técnica do operador na determinação do limite de liquidez através da concha de Casagrande ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982).....	34
Fig. 18 - Relação entre teor em água e a penetração do cone de 30°, aplicado a argilas plásticas ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982). ....	37
Fig. 19 - Relação entre o peso do cone e o quadrado da penetração nas amostras remoldadas e intactas ( <i>adaptado de</i> TERZAGHI, 1927 <i>in</i> KESTLES, 1982).....	38
Fig. 20 - <i>Fall cone</i> adoptado na ex-União Soviética ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982). ....	39
Fig. 21 - <i>Fall cone</i> usado na Índia ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982). ....	39
Fig. 22 - <i>Fall cone</i> usado no Instituto de Tecnologia da Georgia ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982).....	40
Fig. 23 - Relação entre o limite de liquidez obtido pelo cone do Instituto Tecnológico da Geórgia (ITG) e a concha de Casagrande (SOWERS <i>et al</i> , 1959 <i>in</i> KESTLER, 1982). ....	40
Fig. 24 - Esquema do novo aparelho de <i>fall cone</i> do MIT ( <i>adaptado de</i> ZREIK, 1991).....	42
Fig. 25 - Linha de regressão linear para determinação directa do LL e LP ( <i>adaptado de</i> LEE & FREEMAN, 2009).....	45
Fig. 26 - Influência da técnica do operador na determinação do limite de liquidez através de <i>fall cone</i> ( <i>adaptado de</i> KESTLER, 1982). ....	47
Fig. 27 - Molinete de laboratório (dimensões em milímetros): (a) planta; (b) perfil radial; (c) secção da lâmina (WOOD, 1985).....	51
Fig. 28 - Mecanismo de plasticidade desenvolvido nas lâminas do ensaio de molinete: (a) rácio de adesão nulo; (b) rácio de adesão máximo ( <i>adaptado de</i> WOOD, 1985). ....	52
Fig. 29 - Relação entre a penetração (d) e o teor em água (w), para cones de diferentes ângulos e peso do conjunto de 100g: (a) Argila de <i>Drammen</i> ; (b) Caulino de <i>Speswhite</i> ; (c) Argila de <i>Cambridge Gault</i> (WOOD, 1985).....	54
Fig. 30 - Teor em água <i>versus</i> a resistência ao corte não drenada obtida pelo ensaio de molinete: (a)Argila de <i>Drammen</i> ; (b) Caulino de <i>Speswhite</i> ; (c) Argila de <i>Cambridge Gault</i> (WOOD, 1985). ....	54

Fig. 31 - Localização espacial das amostras utilizadas ( <i>adaptado da Carta Militar Itinerária à escala 1:500 000 do Instituto Geográfico do Exército, 1999</i> ). .....	58
Fig. 32 - Ponto de amostragem do solo 1, junto aos Capuchos com as coordenadas GPS, +38° 39' 7.38", -9° 13' 35.02" ( <i>Google Maps a 30-08-2010</i> ). .....	58
Fig. 33 - Aspecto do talude onde foram recolhidas as amostras do solo 1. ....	59
Fig. 34 - Ponto de amostragem do solo 2, em Sesimbra com as coordenadas GPS, +38° 26' 39.66", -9° 6' 56.61" ( <i>Google Maps, 30-08-2010</i> ). .....	60
Fig. 35 - Aspecto do talude onde foram recolhidas as amostras do solo 2. ....	60
Fig. 36 - Trado manual para recolha de amostras em profundidade do solo 2. ....	61
Fig. 37 - Curvas granulométricas das "argilas azuis de Xabregas" (LAMAS, 1998). ....	64
Fig. 38 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade das "argilas azuis de Xabregas" ( <i>adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006</i> ). .....	65
Fig. 39 - Corte esquemático interpretativo do trecho principal do diapiro de Sesimbra (LAMAS, 2008) .....	67
Fig. 40 - Curvas granulométricas dos "argilitos carbonatados gipsíferos" (SOBREIRA, 1995). .....	68
Fig. 41 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade dos "argilitos carbonatados gipsíferos" ( <i>adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006</i> ). .....	69
Fig. 42 - Dispositivo de <i>fall cone</i> usado nos ensaios. ....	71
Fig. 43 - Esquema do dispositivo de <i>fall cone</i> ( <i>adaptado de FERNANDES, 2006</i> ) .....	72
Fig. 44 - Dispositivo de concha de Casagrande usado nos ensaios. ....	73
Fig. 45 - Molinete utilizado nos ensaios realizados. ....	74
Fig. 46 - Análises granulométricas do solo 1 - "argilas azuis de Xabregas". ....	84
Fig. 47 - Análises granulométricas do solo 2 - "argilitos carbonatados gipsíferos" .....	85
Fig. 48 - Gráfico com a recta de regressão linear relativa aos ensaios de <i>fall cone</i> cujos resultados foram considerados válidos, realizados nas "argilas azuis de Xabregas". .....	87

Fig. 49 – Gráfico com a recta de regressão linear relativa aos ensaios de concha de Casagrande cujos resultados foram considerados válidos, realizados nas “argilas azuis de Xabregas”.....	87
Fig. 50 – Gráfico com a recta de regressão linear relativo aos ensaios de <i>fall cone</i> cujos resultados foram considerados válidos, realizados nos “argilitos carbonatados gipsíferos”.....	88
Fig. 51 – Gráfico com a recta de regressão linear relativo aos ensaios de concha de Casagrande cujos resultados foram considerados válidos, realizados nos “argilitos carbonatados gipsíferos”.....	88
Fig. 52 – Gráfico de correlação entre o LL obtido por concha de Casagrande e <i>fall cone</i> , para os dois solos estudados.....	89
Fig. 53 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade das “argilas azuis de Xabregas” ( <i>adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006</i> )......	93
Fig. 54 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade dos “argilitos carbonatados gipsíferos” ( <i>adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006</i> ). .....	93
Fig. 55 - Carta de plasticidade para as "argilas azuis de Xabregas". .....	95
Fig. 56 - Carta de plasticidade para as "argilitos carbonatados gipsíferos".....	95
Fig. 57 - Relação entre a resistência ao corte derivada pelo ensaio de <i>fall cone</i> ( $k=0,83$ ) e o teor em água. ....	97
Fig. 58 – Gráfico da relação entre a resistência ao corte e o teor em água obtido no ensaio de molinete. ....	99
Fig. 59 - Sulco de desgaste marcado na concha. ....	105
Fig. 60 - Relação entre exactidão e precisão - a) Elevada exactidão e precisão; b) Baixa exactidão e elevada precisão; c) Elevada exactidão e baixa precisão; d) Baixa exactidão e precisão (Eng. Silva Gomes -Apontamentos de aula). ....	107

## Índice de Quadros

Quadro 1 - Fracções granulométricas dos solos segundo a especificação E219 (LNEC, 1968).....	11
Quadro 2 - Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (LAMBE & WHITMAN, 1979 <i>in</i> FERNANDES, 1996).....	16
Quadro 3 - Classificação dos minerais argilosos quanto à actividade ( <i>adaptado de</i> SKEMPTON, 1953 <i>in</i> ALMEIDA, 1991).....	19
Quadro 4 - Classificação de Atterberg baseada no comportamento "plástico" dos solos ( <i>adaptado de</i> FOLQUE, 1991).....	25
Quadro 5 - Modelos de <i>fall cone</i> usados em diversos países ( <i>adaptado de</i> SHERWOOD, 1970 e de LEROUEIL & OLIVEIRA, 1996). ....	36
Quadro 6 - Valores de resistência ao corte não drenada ( $c_u$ ) no LL ( <i>adaptado de</i> SHARMA & BORA, 2003).....	43
Quadro 7 - Valores de F para diferentes ângulos e rácios de adesão do cone (HOULSBY, 1982).....	50
Quadro 8 - Valores teóricos de K em função do ângulo do cone (ZREIK, 1991).....	51
Quadro 9 - Valores experimentais de K em função do ângulo do cone (WOOD, 1985)... ..	52
Quadro 10 - Valores teóricos, experimentais e recomendados de K para $a_u=0$ ( <i>adaptado de</i> ZREIK, 1991). ....	53
Quadro 11 - Resumo dos ensaios realizados, quantidade e normas utilizadas. ....	57
Quadro 12 - Análise granulométrica de amostras recolhidas por LAMAS (1998).....	63
Quadro 13 - Limites de consistência das "argilas azuis de Xabregas" ( <i>adaptado de</i> LAMAS, 1998). ....	64
Quadro 14 - Classificações das "argilas azuis de Xabregas" ( <i>adaptado de</i> LAMAS, 1998). ....	65
Quadro 15 - Determinação semi-quantitativa relativa às mineralogias da fracção argilosa, efectuadas a partir de difractogramas de raios-X ( <i>adaptado de</i> LAMAS 1998). 66	

Quadro 16 - Análise granulométrica de amostras recolhidas por SOBREIRA, 1995 no vale diapírico de Sesimbra. ....	68
Quadro 17 - Limites de consistência das "argilitos carbonatados gipsíferos" ( <i>adaptado de SOBREIRA, 1995</i> ). ....	69
Quadro 18 - Classificação dos "argilitos carbonatados gipsíferos" ( <i>adaptado de SOBREIRA, 1995</i> ). ....	70
Quadro 19 - Determinação semi-quantitativa relativa à mineralogia da fracção argilosa, efectuada a partir de difractogramas de raios-X ( <i>adaptado de LAMAS &amp; SANTANA, 2008</i> ). ....	70
Quadro 20 - Factores de correcção dos valores de coesão obtidos na leitura directa do <i>Lab vane</i> . ....	75
Quadro 21 - Valores médios do teor em água natural dos dois solos estudados. ....	83
Quadro 22 - Valores médios da percentagem de matéria orgânica presente em cada solo. ....	83
Quadro 23 - Percentagem média da fracção grosseira e fina dos solos em estudo. ....	85
Quadro 24 - Valores máximos, mínimos e médios do limite de liquidez e respectivos desvios padrão para os dois métodos estudados. ....	86
Quadro 25 - Algumas correlações entre o LL obtido pela concha de Casagrande e pelo <i>fall cone</i> ( <i>adaptado de ÖZER, 2009</i> ). ....	90
Quadro 26 - Limites de plasticidade obtidos pela concha de Casagrande e pelo <i>fall cone</i> . ....	91
Quadro 27 - Síntese dos ensaios de identificação e actividade dos solos estudados. ....	92
Quadro 28 - Classificações unificada, "rodoviária" e triangular dos solos analisados. ....	94
Quadro 29 - Resultados de resistência ao corte não drenada, obtidos por correlações com o ensaio de <i>fall cone</i> . ....	96
Quadro 30 - Resultados da resistência ao corte não drenada, obtidos por correlação com o LL obtido por <i>fall cone</i> . ....	98
Quadro 31 - Resultados da resistência ao corte não drenada dos ensaios de Molinete. ..	99

Quadro 32 - Comparação entre os valores de resistência não drenada determinados a partir dos ensaios de <i>fall cone</i> e molinete.....	101
Quadro 33 - Síntese dos valores experimentais dos limites de liquidez, determinados pelo <i>fall cone</i> e pela concha de Casagrande.....	113
Quadro 34 - Série de gráficos obtidos em ensaios de <i>fall cone</i> , para as “argilas azuis de Xabregas”.....	115
Quadro 35 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para as “argilas azuis de Xabregas”.....	116
Quadro 36 - Série de gráficos obtidos em ensaios de <i>fall cone</i> , para os “argilitos carbonatados gipsíferos”.....	117
Quadro 37 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para os “argilitos carbonatados gipsíferos”. .....	119
Quadro 38 - Síntese dos valores experimentais dos limites de plasticidade, determinados pelo <i>fall cone</i> e pelo método de Atterberg. ....	121
Quadro 3939 - Síntese dos valores experimentais dos limites de plasticidade, determinados pelo <i>fall cone</i> e pelo método de Atterberg (continuação).....	122

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Generalidades

A correcta identificação, classificação e caracterização mecânica de solos é pedra basilar na estruturação do conhecimento geotécnico dos terrenos, com vista à implantação de obras de Engenharia e sua utilização como materiais de construção. A Mecânica dos Solos, enquanto ciência, tem por objectivo o estabelecimento de teorias que expliquem o comportamento mecânico e hidráulico dos maciços terrosos bem como fornecer valores das características resistentes dos solos para o correcto dimensionamento das estruturas. Entenda-se como comportamento mecânico o modo como o solo responde, em termos de deformações, às solicitações impostas por estruturas de engenharia sobre ele ou no seu interior. Um aspecto muito importante desse comportamento é a capacidade resistente, que permite estabelecer os estados de tensão para além dos quais o solo tende a exibir grandes deformações, até ao caso extremo da rotura, onde a deformação é infinita.

A Mecânica dos Solos constitui um dos três ramos da Geotecnia, acompanhada pela Geologia de Engenharia, que se ocupa dos aspectos geológicos relevantes para a Engenharia, ou seja, aspectos referentes à caracterização física e mecânica dos terrenos e a Mecânica das Rochas, que estuda o comportamento mecânico e hidráulico das rochas e dos maciços rochosos e todos os aspectos envolventes, como por exemplo as diaclases e características a elas associadas. Como grande impulsionador daquele, destaca-se Karl von Terzaghi, unanimemente considerado o fundador da Mecânica dos Solos.

**Arthur Casagrande** (Fig. 1), discípulo de Terzaghi, nasceu em 1902 em *Haidenschaft* na Áustria. Licenciou-se em Engenharia Civil em 1924 pelo *Technische Hochschule* em Viena iniciou a carreira como assistente do professor Schaffernak no laboratório de Hidráulica. Após a 1ª Grande Guerra e a consequente queda do império Austríaco, Casagrande emigrou em 1926 para os EUA com a intenção de poder vir a trabalhar em grandes projectos de engenharia. Pouco tempo após a sua chegada ao país conheceu Karl

Terzaghi, que lhe concedeu a oportunidade de trabalhar como seu assistente no MIT (WILSON *et al*, 1984).



**Fig. 1 – Arthur Casagrande (in The Electronic Journal of Geotechnical Engineering).**

Entre 1926 e 1932 foi assistente de pesquisa de Terzaghi, no *Bureau of Public Roads* em numerosos projectos de pesquisa sobre o melhoramento dos dispositivos e técnicas de ensaio em solos. Desenvolveu os dispositivos do ensaio de capilaridade horizontal, de consolidação, de corte directo, ensaio triaxial e ainda o dispositivo para determinação do limite de liquidez ao qual deu o nome – concha de Casagrande, elaborando ao longo da sua vida mais de 100 artigos científicos em Mecânica dos Solos. Em 1936 organizou na universidade de Harvard a primeira conferência de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (*Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*), que obteve um enorme sucesso. Devido à sua ligação ao *Corps of Engineers* dos EUA, influenciou fortemente a prática da Mecânica dos Solos e, em particular, o design e a construção de barragens de terra. Esteve envolvido também nos estudos da rotura da barragem de *Fort Peck*, na estabilidade de taludes associada à construção do canal do Panamá assim como na consolidação das maiores barragens desenvolvidas pela *Corps of Engineers*. Casagrande recebeu ao longo da sua vida inúmeros prémios e agradecimentos, incluindo o primeiro *Karl Terzaghi Award of the American Society of Civil Engineering* em 1968. Faleceu em Setembro de 1981, aos 79 anos de idade.

Há ainda a destacar John Olsson, Secretário da *Geotechnical Commission of the Swedish State Railways* entre 1914 e 1922, por ter desenvolvido um novo dispositivo para obtenção do limite de liquidez denominado, originalmente, de “Cone Sueco” (Fig. 2). Este

mecanismo foi desenvolvido com o intuito de corrigir e melhorar alguns dos factores que influenciavam os resultados obtidos pelo método da concha de Casagrande, tentando assim obter uma metodologia mais rápida, simples e de maior precisão. De um modo geral, este método visava a determinação do limite de liquidez através da penetração de um cone, de ângulo e peso conhecidos, numa amostra de solo remexido. Mais à frente, serão ilustradas as novas variantes deste dispositivo e identificados e explicados os factores que influenciam a determinação daquele parâmetro.

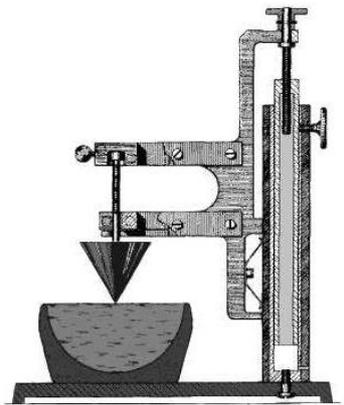


Fig. 2 - "Cone Sueco" desenvolvido no 1º quartel do século XX pela Junta Real dos Caminhos de Ferro Suecos (HAZELL, 2005).

## 1.2. Objectivos e organização

A presente dissertação, inserida no Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), da Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (UNL), tem como principal objectivo comparar os valores do limite de liquidez obtidos através do método de *fall cone* e do método, mais tradicional, da concha de Casagrande.

Serão efectuadas diversas considerações sobre o funcionamento dos dois dispositivos, bem como sobre os resultados obtidos noutros estudos. Serão também comparados diferentes aspectos que, de forma positiva ou negativa, influenciam os resultados de ambos os ensaios e que põem em causa a precisão dos mesmos. Com esta comparação pretende-se aferir vantagens, desvantagens e condicionalismos de cada uma das metodologias e dispositivos utilizados, numa tentativa de contribuir para o melhor

conhecimento do dispositivo de *fall cone* que, segundo documentos científicos internacionais, apresenta melhores características de fiabilidade que o dispositivo actualmente utilizado na maioria dos laboratórios nacionais, a concha de Casagrande. Como conceito chave deste trabalho, destaca-se o limite de liquidez que é definido como o teor em água de um solo que serve de fronteira entre o comportamento fluido e o comportamento moldável de um solo fino, permitindo classificá-lo quanto à plasticidade.

Outro dos objectivos deste trabalho visa a verificação de correlações existentes em bibliografia, entre o limite de liquidez obtido por *fall cone* e parâmetros resistentes do solo, mais propriamente a resistência ao corte não drenada de um solo fino ( $c_u$ ). Os valores obtidos por correlação são comparados com os resultados do ensaio de molinete de laboratório a fim de validar tais correlações relativamente aos solos amostrados no âmbito da presente dissertação.

Para os estudos realizados, seleccionaram-se dois solos com carácter predominantemente argiloso, de origens cronoestratigráficas distintas e localizados não longe da Faculdade de Ciências e Tecnologias da UNL. A escolha recaiu sobre solos argilosos devido, sobretudo, à problemática da implementação de estruturas neste tipo de terrenos.

Os dois locais seleccionados para a amostragem foram uma barreira contígua à estrada de acesso ao Convento dos Capuchos, próxima da Costa da Caparica, onde ocorrem pelitos da unidade de COTTER (1956) das “argilas azuis de Xabregas”, pertencente ao Miocénico marinho, e outro próximo de Sesimbra, em terrenos constituídos essencialmente por argilas gipsíferas da “Formação de Dagorda” (Jurássico inferior) e que segundo a mais recente Carta Geológica de Portugal, folha 34-B (Setúbal) dá pelo nome de “Pelitos, Calcários dolomíticos e evaporitos”. Ambos os locais de recolha de amostras estão assinalados nas figuras respectivas com um quadrado negro.

A unidade do Miocénico médio das “argilas azuis de Xabregas”, localizada no extremo norte da Península de Setúbal, junto ao trecho final do rio Tejo, ocupa uma área relativamente importante do planalto e da vertente mais suave, virada a sul, da costeira

de Almada estendendo-se os seus depósitos, entre esta cidade e a Arriba Fóssil da Costa da Caparica (Fig. 3).

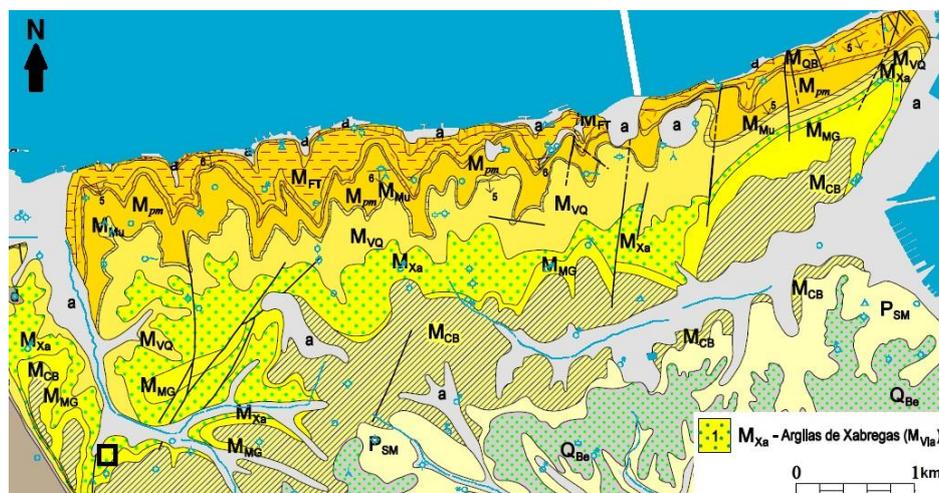


Fig. 3 - Excerto da carta geológica de Portugal, folha 34-D (Lisboa), entre Almada e a Costa da Caparica (adaptado de PAIS *et al.*, 2005).

No extremo sul da península de Setúbal mais propriamente no trecho oeste do Diapiro de Sesimbra, encontra-se a unidade dos “Pelitos, Calcários dolomíticos e evaporitos –  $J_{Da}^1$ ” (Fig. 4). À semelhança da unidade anterior, a ocupação da zona que rodeia a vila de Sesimbra tem verificado, desde a década de 80, um crescimento exponencial de habitações de lazer e até estruturas de maior porte como prédios de 5 e 6 andares. Sabe-se também, com base em indagações a alguns empreiteiros, que estudo geológico-geotécnico tendo em vista avaliar a aptidão destes terrenos como fundação de edifícios têm sido praticamente inexistentes.

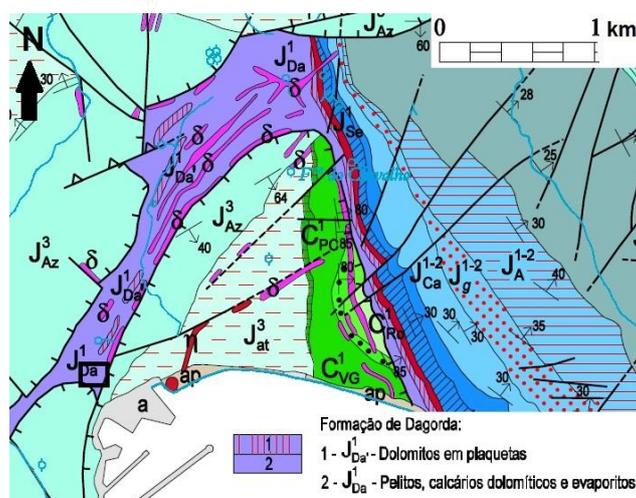


Fig. 4 - Excerto da carta geológica de Portugal, folha 34-B (Setúbal), mostrando a área interessada pelo amostragem (adaptade de PAIS *et al.*, 2005).

No que se refere à organização, esta dissertação está dividido em cinco capítulos, da seguinte forma:

No Capítulo 1, faz-se uma breve introdução e biografia dos criadores dos dois dispositivos comparados neste trabalho, bem como a descrição dos objectivos a alcançar e a organização do trabalho.

No capítulo 2 apresentam-se as características gerais dos solos argilosos, iniciando-se a descrição da génese e formação dos solos em geral até uma descrição mais cuidada dos solos coesivos.

No capítulo 3 serão apresentadas diversas considerações sobre os conceitos associados aos limites de consistência, os autores por detrás do seu desenvolvimento e outros aspectos históricos. Foca-se, em particular, os dois dispositivos comparados neste trabalho, apresentando algumas considerações versando estudos já realizados sobre o assunto, a origem e funcionamento daqueles dispositivos, características próprias e também variáveis associadas à utilização de cada um deles.

O capítulo 4 debruça-se sobre a utilização do dispositivo de *fall cone* na caracterização da resistência ao corte não drenada, mostrando a relação entre a penetração do cone e a resistência ao corte do solo, ilustrando os estudos realizados para a determinação da constante K. Será também referida a relação entre aquela resistência e o índice de liquidez.

Inseridas na componente prática desta dissertação, as características dos dispositivos utilizados bem como as metodologias empregues na determinação do limite de liquidez e resistência ao corte não drenada são assunto principal do capítulo 5. Apresentam-se também os resultados dos ensaios de identificação e de resistência ao corte dos solos amostrados.

Por último, no capítulo 6 versam-se as principais conclusões dos trabalhos laboratoriais realizados, comentando os resultados obtidos e evidenciando vantagens, desvantagens e condicionalismos de cada um dos métodos abordados.

## 2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS ARGILOSOS

### 2.1. Gênese e constituição dos solos

O solo apresenta-se como um sistema trifásico, ou seja, formado por partículas que normalmente se designam de esqueleto sólido (fase sólida), pela água (fase líquida) e pelo ar (fase gasosa) (Fig. 5). Estas duas últimas fases preenchem os poros do solo. Por se tratar de um sistema com três componentes associadas, compreender-se-á que o seu comportamento mecânico seja mais difícil de interpretar e prever do que o de um sistema monofásico, como é o caso de um sólido ou um fluido. A Mecânica dos Sólidos e a Hidráulica, em conjunto com a Geologia, são as ciências base para a criação dos fundamentos da Mecânica dos Solos.

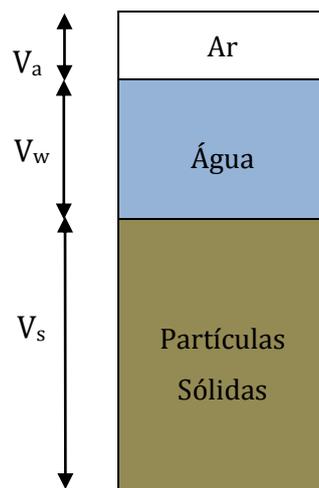


Fig. 5 - Diagrama trifásico do solo (adaptado de FERNANDES, 2006).

Na gênese da maioria dos solos pressupõe-se a ocorrência de vários processos dos quais se pode evidenciar a desintegração e decomposição das rochas constituintes da crosta terrestre. Na generalidade, estas rochas podem ter a sua origem de duas formas: i) na cristalização de magma injectado do interior da Terra para a crosta terrestre ou ii) a partir da alteração de outras rochas em virtude da variação de pressão e temperatura do meio envolvente (Rochas Sedimentares). Por sua vez, as partículas constituintes do solo podem sofrer o processo inverso, por sobreposição de várias camadas de sedimentos, voltando a formar novas rochas denominadas de rochas sedimentares. As rochas

sedimentares, se sujeitas a uma fonte de calor extremo e a elevadas pressões podem evoluir para outro tipo de rochas, as rochas metamórficas.

Quer as rochas sejam formadas a grandes profundidades e submetidas a elevadíssimas pressões e temperaturas, provocadas pelas formações sobrejacentes, quer sejam formadas à superfície da Terra devido à extrusão de magma em fusão, desenvolvem tensões no seu interior. Essas tensões podem ser entendidas como o resultado do arrefecimento e deformações que os maciços experimentam devido, essencialmente, à tectónica regional. Por esse facto, grande parte dos maciços rochosos apresenta fracturação que ilustra, de certo modo, a distribuição de tensões aquando da sua génese e também a orientação mineralógica no seu interior.

Após a fracturação do maciço e eventual afloramento à superfície, o mesmo será sujeito a diferentes acções físicas e/ou mecânicas, nomeadamente da água, do vento e da própria gravidade da terra, começando a desprender-se blocos mais pequenos da massa rochosa original, que se movem para novas localizações a fim de atingir o seu estado de equilíbrio. A massa rochosa inicial e os fragmentos dela desagregados, com o passar do tempo e a constante actuação dos agentes erosivos, tendem gradualmente a ser desintegrados em fragmentos cada vez mais pequenos até se formarem partículas muito pequenas que originam os solos. Ao processo de desintegração da rocha-mãe em fragmentos de menor dimensão e igual composição mineralógica, dá-se o nome de alteração físico-mecânica. Normalmente a acção do vento e da água tende a separar as partículas do mesmo calibre, num determinado local, através de um processo denominado de grano selecção (GOMES, 1986).

À medida que os grãos do solo se tornam cada vez mais pequenos a sua massa diminui de tal forma que, para os minerais com determinada resistência, se atinge o limite a partir do qual as tensões resultantes do choque dos grãos com qualquer superfície deixa de ser suficiente para provocar novas divisões. Por esse facto é possível dizer que os processos físico-mecânicos de formação dos solos têm um limite inferior no que respeita à dimensão média das partículas dos solos que originam.

Contudo, ainda existem outros processos que intervêm na formação dos solos e que originam a formação de partículas de menor dimensão que as anteriores. Fala-se de processos de alteração química, que promovem a decomposição da rocha através do contacto da água no estado líquido com o material rochoso. Esta alteração actua através de diversos processos sendo que a hidrólise é o processo mais importante. A alteração ocorre na superfície limite entre a face sólida (rocha ou mineral) e a fase líquida (água).

O agente que promove esta alteração química, a água da chuva, devido ao seu carácter essencialmente ácido ( $\text{pH} \leq 6$ ) e ao facto de reter, após a passagem pela Atmosfera, o  $\text{CO}_2$ , o  $\text{SO}_2$  e o  $\text{NO}_2$  provenientes, em grande parte, de algumas actividades industriais, torna-o altamente eficaz na alteração das características químicas das rochas em geral (GOMES, *op. cit.*).

Entenda-se por hidrólise dos materiais rochosos, a reacção química lenta e específica onde os iões dos minerais constituintes da rocha reagem com os iões  $\text{H}^+$  e  $\text{OH}^-$  da água, formando novos minerais.

Nas partículas do solo em contacto com a água, a alteração química na massa de solo será tão profunda quanto maior for a sua superfície específica. Com efeito, pode dizer-se que, quanto maior a superfície específica, maior será a eficácia da acção química da água e menor será o tamanho das partículas dos solo. O contacto da água com as partículas tende a desenvolver reacções químicas entre os ácidos dissolvidos e as mesmas, dando lugar a uma solução de minerais que se recombina e recristaliza sob novas condições de pressão e temperatura após sofrerem transporte formando, no final, novas partículas distintas das primeiras. Devido ao facto da alteração ocorrer ao nível das moléculas, este processo tende a criar partículas minerais mais pequenas, normalmente de forma laminar, cujo comprimento tende a ser muito superior à espessura. Este aspecto contrasta com o que se verifica com as partículas resultantes da alteração física das rochas, que são aproximadamente equidimensionais.

Nos processos de alteração da rocha existe um conjunto de factores naturais (clima, geomorfologia, tectónica, vegetação, tempo, e natureza da rocha) que interagem entre si, fazendo variar o grau de alteração sofrido pelas mesmas. De entre eles, destaca-se o

clima, que assume papel preponderante, podendo-se distinguir 5 regiões climáticas, espalhadas pelo globo terrestre, a saber (GOMES, 1986):

- As regiões frias, onde a hidrólise é mínima devido à congelação da água e à fraca abundância de vegetação. Neste tipo de clima predomina, essencialmente, o mecanismo de fragmentação (alteração mecânica) e os minerais argilosos tendem a formar-se pela desagregação e fraca decomposição das micas e das clorites primárias.
- As regiões quentes e secas ou desérticas onde, apesar das elevadas temperaturas, a hidrólise também é mínima, à semelhança das zonas frias, devido à carência de água.
- As regiões temperadas, onde está presente tanto a alteração mecânica como a alteração química. Neste caso os minerais mais afectados pela meteorização são as micas e as clorites, formando ilites e clorites argilosas. A estrutura destes minerais tende a degradar-se com a actuação da meteorização, produzindo interestratificados e vermiculites.
- As regiões sub-tropicais, onde existe alternância da estação seca com a húmida, a hidrólise apresenta o seu expoente máximo e os minerais primários libertam determinados elementos químicos como: K, Na, Ca, Mg, Fe, Al, Si com diferentes mobilidades que, em certas circunstâncias, podem recombinar-se e formar minerais argilosos de neoformação como é o caso da caulinite e da montmorilonite.
- As regiões tropicais e equatoriais quentes de forte humidade, onde a hidrólise assume também papel preponderante. Nestas regiões, a drenagem condiciona o produto final da meteorização, ou seja, em zonas com boa drenagem o silício e os cátions solúveis das rochas são removidos e os produtos da meteorização são enriquecidos em alumínio, o que favorece a formação de caulinite. Em zonas de maior drenagem a meteorização é mais prolongada, logo mais silício pode ser removido e mais alumínio pode ser concentrado, produzindo gibsite.

Em suma, poder-se-á dizer que os maciços terrosos podem ser classificados quanto ao seu modo de formação ou origem na Natureza, em três grandes grupos com características físicas, químicas e mecânicas muito distintas (FERNANDES, 2006):

- a) Solos sedimentares – são todos os solos formados por acumulação num determinado local, de partículas minerais resultantes da decomposição e da desintegração de rochas existentes noutra local. Por acção dos agentes de transporte (água, vento e gelo), o local de formação das partículas não corresponde ao local de formação do solo.
- b) Solos residuais – são solos que ocupam o lugar da rocha que lhes deu origem, ou seja, as partículas que resultam da meteorização e da decomposição da rocha não sofreram qualquer transporte.
- c) Solos de aterro – são solos cuja acumulação é artificial e que sofreram transporte pelo homem do seu local natural de jazida para outros, essencialmente zonas de obra, onde é espalhado e compactado com o solo “*in situ*” com o intuito de se conferir características adequadas ao fim a que se destina, no caso de aterros controlados. No caso de aterros não controlados, o solo apenas é transportado e largado no local sem nenhum cuidado adicional.

É ainda de salientar que, após a actuação dos processos de meteorização das rochas, obtêm-se as fracções granulométricas apresentadas no Quadro 1, de acordo com critérios da geotecnia. Da alteração mecânica resultam materiais da granulometria da pedra ( $\geq 150$  mm), passando pelo calhaus (60 a 150 mm), os seixos (2,0 a 60 mm) até às areias (0,06 a 2,0 mm). Da alteração química resultam materiais abaixo da granulometria das areias, como os siltes (0,002 a 0,06 mm) e as argilas ( $\leq 0,002$  mm).

**Quadro 1 - Fracções granulométricas dos solos segundo a especificação E219 (LNEC, 1968).**

Argilas	Síltos			Areias			Seixos/Cascalho			Calhaus	Pedras	
	fino	médio	grosso	fino	médio	grosso	fino	médio	grosso			
	0,002	0,006	0,02	0,06	0,2	0,6	2,0	6,0	20	60	150	mm

Para o termo solo, não será de todo correcto pensar numa só definição pois o próprio é transversal a diferentes áreas (Geologia, Biologia, Agronomia, Engenharia Geológica e Civil, etc.) e usado em diversas acepções conforme o ponto de vista científico e técnico, que é abordado.

Do contexto da Mecânica dos Solos, o solo era visto inicialmente como o material orgânico ou inorgânico que se sobrepõe ao maciço rochoso.

Devido ao facto de, até à década de 50, haver diversas definições de solo e algumas delas incompletas, surgiu em 1954, uma nova definição de solo mais elaborada e homogénea, apresentada pelo Vocabulário de Estradas e Aeródromos e incluído na especificação E219 (LNEC, 1968). Desde então, o termo solo para um Engenheiro é, fundamentalmente, todo o conjunto natural de partículas sólidas, líquidas e gasosas que podem ser separadas por agitação na água e que exibem parâmetros físico-mecânicos, como coesão e deformabilidade, capazes de serem quantificados. Os vazios entre as partículas contêm água e ar, separadamente ou em conjunto.

## **2.2. Solos coesivos – Argilas**

### **2.2.1. Conceitos e definições**

Segundo Robert Mackenzie, conceituado investigador escocês que deu os primeiros passos no domínio da mineralogia das argilas, o termo argila é por si só difícil de ser definido, permitindo diversos conceitos subjectivos e interpretativos (GOMES, 1986). À semelhança do termo solo, o termo argila apresenta múltiplas definições de acordo com o ponto de vista científico, técnico e profissional daqueles que o interpretam.

Assim, o mesmo pode ter os seguintes significados de acordo com a área em que é abordado (GOMES, *op. cit.*):

- Ceramista – material natural que quando misturado com água se converte numa pasta plástica;

- Sedimentologista/Geotécnico - representa um termo granulométrico que abrange todos os sedimentos em que dominam as partículas com diâmetro esférico equivalente inferior a 2  $\mu\text{m}$ ;
- Petrologista - é visto como uma rocha com comportamento quase sempre friável, com partículas minerais muito finas não observáveis à vista desarmada ou mesmo com o auxílio de lupa;
- Mineralogista - é um mineral ou mistura de minerais em que dominam os chamados minerais argilosos que são silicatos hidratados de alumínio (Al), magnésio (Mg), Ferro (Fe) e Potássio (K) e outros que apresentam estrutura essencialmente filitosa e granulometria muito fina;
- Pedologista - fracção que compreende partículas de dimensão coloidal ( $\leq 1 \mu\text{m}$ ), responsável pela fixação reversível de catiões e aniões;
- Leigo - é um material natural onde, quando húmido, a bota escorrega.

De todos os conceitos existentes, é possível chegar ao conceito mais generalista e que melhor caracteriza a argila: como sendo um produto natural, terroso, constituído por componentes de grão muito fino ( $\leq 2\mu\text{m}$ ), entre os quais se destacam os minerais argilosos. Este material, quando humedecido, apresenta plasticidade, endurecendo à medida que vai secando, naturalmente ou em estufa.

Pode observar-se através dos diversos conceitos avançados que o termo argila não tem qualquer significado genético, sendo utilizado apenas com o intuito de identificar os materiais, i) que resultam directamente da acção da meteorização (mecânica ou química) e/ou da alteração hidrotermal e, ii) que se depositaram como sedimentos fluviais, marinhos, lacustres ou eólicos. Todos os solos, cujo comportamento seja condicionado pela presença deste tipo de partículas finas poder-se-ão designar por argilosos ou, mais comumente, argilas.

Do ponto de vista histórico, esta é uma matéria-prima muito importante e cobiçada pelos povos antigos, sob a forma de lama moldável ou lama seca ao sol a que se deu o nome de tijolo. A mistura da lama com folhas secas ao sol, foi usado na construção de habitações e monumentos há mais de 4000 anos, desempenhando ainda nos dias de hoje

grande relevância, nomeadamente na agricultura, indústria cerâmica, indústria do papel, entre outras. Estima-se que foram os gregos que iniciaram o estudo das argilas, pois diferenciavam os vários tipos de “Terras”, as quais englobavam todos os depósitos naturais finamente granulares (GOMES, *op. cit.*).

De salientar outros dois conceitos muito associados a esta temática e que por vezes suscitam algumas dúvidas:

- **Minerais argilosos** – minerais constituintes e característicos das argilas, geralmente cristalinos, que quimicamente são silicatos hidratados, podendo conter catiões, tais como Al, Mg, Ca, K e outros e que, estruturalmente, se apresentam em camadas e folhas ou ainda, mais raramente, em cadeias.
- **Material argiloso** – qualquer material natural de granulometria fina e de textura terrosa ou argilácea, independentemente de, na sua constituição, os minerais argilosos serem ou não componentes essenciais. Assim, as argilas, os argilitos e os xistos argilosos são também considerados como materiais argilosos, desde que apresentem textura argilosa e uma composição rica em argila.

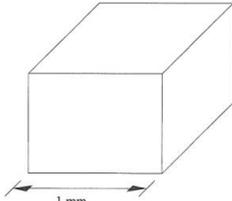
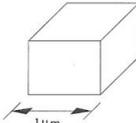
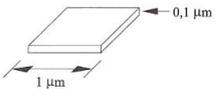
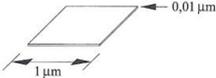
Para além da origem do termo, o seu significado e os aspectos históricos a ele associados, pretende-se ainda neste capítulo apresentar as principais propriedades físico-químicas das argilas.

### 2.2.2. Propriedades gerais

Mais do que compreender a noção de argila e a sua génese é fundamental, em solos cujo comportamento seja comandado por partículas de argila, o conhecimento das suas propriedades físico-químicas, associando a noção de argila à sua natureza mineralógica. As propriedades físico-químicas das partículas argilosas apresentam um carácter muito peculiar que as distingue das outras partículas presentes no solo devido, principalmente, à elevada superfície específica e à carga electronegativa da estrutura silicatada dos seus minerais, entre outras propriedades presentes como a granulometria, viscosidade, plasticidade, expansibilidade ou actividade.

Seguidamente serão abordadas algumas propriedades fundamentais das argilas, que serão úteis para o desenrolar deste trabalho.

**Superfície específica** – define-se superfície específica de uma argila, como a área da superfície externa e, eventualmente, da superfície interna no caso das montmorilonites, das partículas constituintes por unidade de massa, expressa em  $\text{m}^2/\text{g}$ . Enquanto que nas fracções mais grossas, como o silte e a areia, a relação da área superficial das partículas para o seu volume é relativamente pequena, tal não acontece na fracção argilosa. Nesta, a superfície específica tem valores elevados, podendo atingir várias centenas de  $\text{m}^2/\text{g}$ . Este fenómeno resulta do efeito combinado da pequena dimensão das partículas, que depende do grau de cristalização dos minerais, e da sua forma planar ou fibrosa, cuja espessura é fundamentalmente função da força de atracção entre camadas (GILLOT, 1987 *in* NEVES, 1993). O cálculo da superfície específica de partículas pode ser observado na Fig. 6, onde estão exemplificadas partículas de forma geométrica simples e dimensões que correspondem ao domínio das areias, ao início, e das argilas, no final.

Forma / Dimensões (1)	$S_{ext}$ ( $\text{m}^2$ )	$V$ ( $\text{m}^3$ )	$S_{ext}/V$ ( $\text{m}^{-1}$ )	Sup. específica ( $\text{m}^2/\text{g}$ ) (2)
	$6 \times 10^{-6}$	$10^{-9}$	$6 \times 10^3$	$2,2 \times 10^{-3}$
	$6 \times 10^{-12}$	$10^{-18}$	$6 \times 10^6$	2,2
	$2,4 \times 10^{-12}$	$10^{-19}$	$2,4 \times 10^7$	8,9
	$2,04 \times 10^{-12}$	$10^{-20}$	$2,04 \times 10^8$	75,6

1. As figuras não se encontram à escala.

2. Calculada admitindo  $G = 2,7$ , isto é, a massa volúmica igual a  $2,7 \times 10^6 \text{ g/m}^3$ .

Nota adicional. Os valores inscritos nas duas últimas colunas correspondem igualmente (nos dois primeiros casos) a partículas de forma esférica com diâmetros coincidentes com as arestas dos cubos e (nos dois casos restantes) a partículas em forma de disco com diâmetros coincidentes com o lado das faces quadradas e espessuras iguais, em cada caso, às das partículas representadas.

**Fig. 6 - Cálculo da superfície específica de partículas de forma geométrica simples e dimensões correspondentes a areias e argilas (FERNANDES, 2006).**

Por outro lado, no Quadro 2 podem-se observar as dimensões e a ordem de grandeza da superfície específica dos três minerais argilosos mais abundantes na natureza (caulinites, ilites e montmorilonites). Neste quadro incluem-se, também, para comparação, os valores correspondentes a partículas de areia.

**Quadro 2 - Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (LAMBE & WHITMAN, 1979 in FERNANDES, 1996).**

Partículas	Diâmetro (µm)	Espessura/diâmetro	Superfície específica (m <sup>2</sup> /g)
Montmorilonite	1,0 - 0,1	1/100	800
Ilite	2,0 - 0,1	1/10	80 - 100
Caulinite	3,0 - 0,3	1/3 - 1/10	10 - 20
Areia	2000 - 60	≈ 1	0,001 - 0,04

A determinação da superfície específica pode ser influenciada por diversos factores, nomeadamente o tipo de catiões permutáveis, ao controlarem os processos de floculação e organização dos microaglomerados (ALMEIDA, 1991 in NEVES, 1993).

**Carga electronegativa** – a natureza e o arranjo dos átomos nas moléculas que constituem as partículas de argila, por meio de valência química não equilibrada ou posições incompletas, confere às partículas cargas eléctricas negativas nas faces e cargas eléctricas positivas nos bordos, sendo as cargas negativas predominantes em relação às positivas. Deste facto decorre a propensão das partículas de argila interagirem com o exterior por meio de forças de natureza eléctrica atraíndo, como mostra a Fig. 7, catiões de sais dissolvidos na água (Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, Ca<sup>2+</sup>, Al<sup>2+</sup>, etc.), bem como moléculas de água.

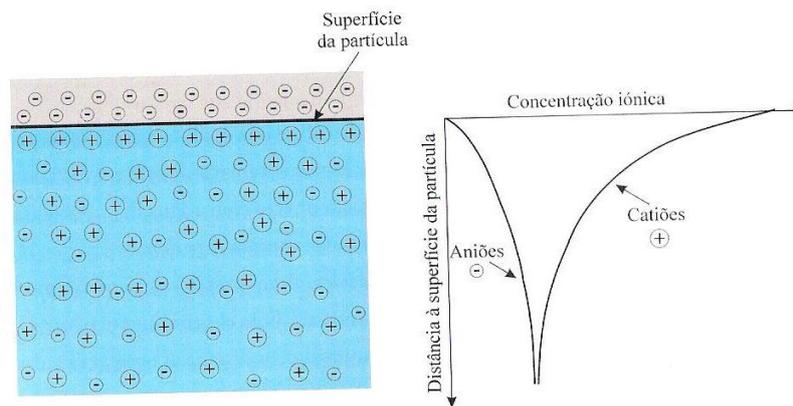


Fig. 7 - Dupla camada eléctrica numa partícula de argila (FERNANDES, 2006).

A essa água mais próxima da superfície da molécula, submetida a elevadas tensões, dá-se o nome de água adsorvida. Cada partícula de argila pode atrair várias camadas de moléculas de água e de cátions até ficar electricamente neutralizada. Para além destas formas de natureza eléctrica, existem ainda outras, chamadas de forças atractivas de Van der Waals. Estas são forças que se desenvolvem entre as moléculas de uma partícula e moléculas de partículas vizinhas. A grandeza destas forças atractivas, varia inversamente com o cubo da distância entre partículas, distância essa que é muito pequena.

Em suma, no seio de um solo argiloso, as partículas adoptarão posições relativas de forma que em cada ponto haja equilíbrio entre forças atractivas (forças de Van der Waals e forças eléctricas entre cargas de sinal contrário), forças repulsivas (forças eléctricas entre cargas do mesmo sinal) e forças gravíticas. As forças atractivas e repulsivas são geralmente designadas de forças de superfície que, por norma, ultrapassam em importância as forças gravíticas. A actividade química das argilas manifesta-se, em grande parte, devido à presença destas forças que são tanto maiores quanto maior for a superfície específica da partícula. Partículas cujo comportamento seja comandado pelas forças de superfície e não pelo peso próprio designam-se de colóides, ou seja, partículas com superfície específica superior a  $25 \text{ m}^2/\text{g}$  apresentam em geral comportamento coloidal.

**Viscosidade** – outra propriedade muito importante nas argilas traduz a capacidade de resistência de um fluido ao fenómeno de fluência. Num sistema composto por argila-

água o comportamento reológico assemelha-se ao de um fluido constituído por um número infinito de moléculas lamelares que, quando em movimento, deslizam umas sobre as outras. Pode dizer-se também que a viscosidade pode ser tomada como a medida do atrito interno entre partículas.

A viscosidade é uma propriedade que provoca modificações irreversíveis na estrutura, devido à desagregação progressiva dos aglomerados de partículas de argila e à clivagem dos cristais individuais dos minerais argilosos por acção da água. Algumas argilas têm a propriedade de passar de viscosas a fluidas devido ao repouso ou agitação. Este tipo de argila, denominado de argila tixotrópica, evidencia quando em repouso um espessamento tornando-se muito viscosa. Porém, quando sujeita a vigorosa agitação, esta passa novamente a ter um comportamento fluido.

**Plasticidade** – é a propriedade de uma argila modificar a sua forma, sem ocorrer rotura, na presença de água e por aplicação de uma força exterior. O grau de deformação da pasta de argila aumenta progressivamente até um dado valor, onde ocorre a rotura, e que é função do seu teor em água. A água presente na pasta, em quantidade adequada, funciona como lubrificante facilitando o deslizamento das partículas umas sobre as outras sempre que uma tensão superficial é aplicada. A plasticidade é influenciada por diversos factores de entre os quais a mineralogia do material, a granulometria, a forma e carga eléctrica dos cristais e o estado de desfloculação da argila.

**Actividade** – por último, a actividade das argilas é dada pelo quociente entre o índice de plasticidade (IP) e a percentagem em peso de material inferior a  $2\mu\text{m}$ , segundo SKEMPTON (1953 *in* FERNANDES, 2006).

$$A_t = \frac{IP}{\% < 2\mu\text{m}} \quad (2.1)$$

Entenda-se por índice de plasticidade a gama de teores em água resultante da diferença entre o limite de liquidez e o de plasticidade. Através da comparação dos valores de actividade de uma argila com os valores conhecidos da actividade dos principais minerais argilosos (Fig. 8) consegue-se conhecer, por via indirecta, a composição mineralógica da argila em causa.

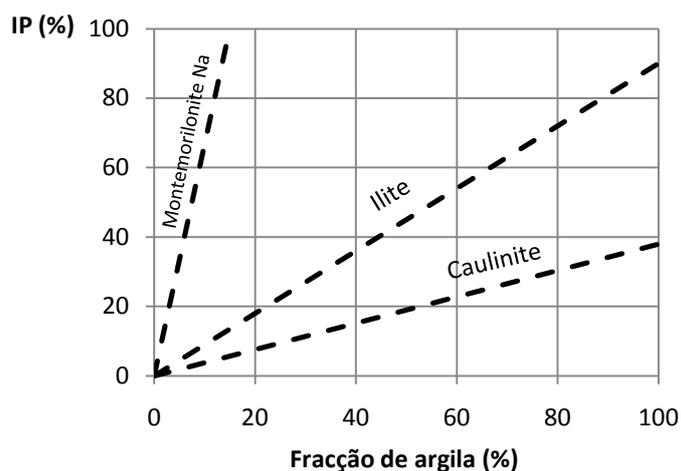


Fig. 8 - Relação entre a percentagem de argila, o tipo de minerais e o índice de plasticidade (*adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006*).

Com base neste parâmetro, será possível obter uma aproximação inicial da composição argilosa dos terrenos sem ter de recorrer aos métodos mais avançados de identificação dos minerais argilosos referidos mais adiante no ponto 2.2.4., possibilitando também classificar as argilas quanto à sua actividade, segundo o Quadro 3. Associado à composição mineralógica estão os limites de consistência que dependem quase exclusivamente da quantidade e tipo de minerais argilosos presentes no solo.

Quadro 3 - Classificação dos minerais argilosos quanto à actividade (*adaptado de SKEMPTON, 1953 in ALMEIDA, 1991*)

Argilas	( $A_t$ )
Inactivas	$A_t < 0,50$
Pouco activas	$0,75 < A_t < 0,50$
Normais	$0,75 < A_t < 1,25$
Activas	$1,25 < A_t < 2$
Muito activas	$A_t > 2$

### 2.2.3. Classificação

De uma forma geral, sabe-se que a variedade e complexidade das argilas dever-se-á a diversos factores como, i) a variação quantitativa e qualitativa dos minerais argilosos e não argilosos presentes; ii) a variação da distribuição dimensional das partículas minerais que as formam e iii) as suas características texturais.

Deste modo, admitir-se-á deduzir que a classificação das argilas será muito difícil de ser aplicada. Contudo, existem duas classificações para os materiais argilosos que levam em conta o modo de formação, a composição e também os usos industriais. A primeira classificação, nomeada de classificação genérica, tem em conta a relação entre os processos de formação das argilas e o seu modo de ocorrência. Por outro lado, foi também criada uma nova classificação para fins industriais e que tem em consideração as características e propriedades específicas das argilas *versus* as suas aplicações industriais.

A classificação genérica, mais antiga e de maior relevância para este trabalho, agrupa de um modo geral os minerais argilosos em dois grandes tipos: os minerais cristalinos e os minerais não cristalinos ou fracamente cristalinos. Dentro dos minerais cristalinos apresentam-se diversos grupos (grupos da caulinite, illite, clorite, montmorilonite, vermiculite e minerais interestratificados). Os minerais não cristalinos ou fracamente cristalinos apenas se dividem em duas categorias, alofana e a imogolite.

#### 2.2.4. Métodos de identificação dos minerais argilosos

Para a identificação dos minerais argilosos, existem diversas técnicas e métodos analíticos para proceder à correcta identificação, caracterização e quantificação dos mesmos. De entre os métodos mais utilizados podem-se destacar:

- ✓ Difracção de raios-X e de electrões;
- ✓ Análise térmica diferencial;
- ✓ Análise térmica gravimétrica;
- ✓ Microscopia electrónica de transmissão e varrimento;
- ✓ Análise por microsonda electrónica;
- ✓ Ressonância magnética nuclear;

De entre estes a difracção de raios-X é, segundo a literatura, a técnica que permite obter informações mais ampla, precisa e detalhada. Esta é uma tecnologia de análise não destrutiva e rápida, apresentando apenas como desvantagem o facto de não poder ser aplicada nos minerais não cristalinos, ou fracamente cristalinos. Contudo, o número de minerais deste tipo é pouco significativo.

Esta técnica de caracterização dos minerais argilosos baseia-se em vários fenómenos que ocorrem quando os cristais são sujeitos a um feixe de fotões (raios-X). O mecanismo de difracção das ondas electromagnéticas só ocorre porque os átomos absorvem a radiação X incidente e depois funcionam como fontes secundárias, emissoras de átomos. Através da equação de Bragg é possível estabelecer a relação da distância entre camadas de átomos ( $d$ ), o comprimento de onda de raios incidentes ( $\lambda$ ) e o ângulo formado pelo raio incidente com os planos atómicos, designado por ângulo de difracção ( $\theta$ ), através da seguinte expressão (NEVES, 1993):

$$n \lambda = 2d \sin \theta \quad (2.2)$$

Na equação,  $n$  representa um número inteiro positivo referido à ordem do raio difractado por um dado valor  $d$ , à fracção de primeira ordem corresponde  $n=1$ , e é aquele que tem menor ângulo  $\theta$  segundo RUSSEL (1982 *in* NEVES, 1993). Assim, cada mineral tem a sua estrutura própria e diagrama de difracção de raios-X respectivo, designado de difractograma. Cada cristal da espécie mineral apresenta o seu próprio modelo de difracção a partir do qual se pode fazer a sua identificação.



### 3. LIMITE DE LIQUIDEZ

#### 3.1. Limites de consistência

Em solos constituídos, essencialmente, por silte e argila, o teor em água é parâmetro fundamental na previsão do comportamento pois a sua variação pode conduzir a diferentes estados físicos. Com efeito, pode dizer-se que enquanto num solo granular o índice de vazios ( $e$ ) não depende do teor em água ( $w$ ), num solo coesivo saturado este índice é pura consequência do mesmo.

O comportamento dos solos deste calibre depende das relações entre a fase sólida, líquida e gasosa, tendo a fase sólida e líquida mais peso que a última. Na variação de proporcionalidade entre a fase sólida e líquida, representada pela variação de distância entre partículas, o solo passa por diferentes estados físicos, desde o sólido até ao líquido. A relação entre estas duas fases é medida pelo teor em água, considerando-se na avaliação da fase líquida apenas o peso da água que é possível extrair por secagem em estufa a cerca de 100 °C, até se atingir peso constante.

Uma vez que os diferentes estados físicos têm diferentes comportamentos, é necessário definir as fronteiras correspondentes a esses estados (Fig. 9) e identificar valores característicos. Dado que as mudanças de estado se fazem progressivamente e não de forma abrupta, então a essas transições correspondem faixas de valores do teor em água que podem ter, em determinados solos, extensões relativamente elevadas.



Fig. 9 - Comportamento dos solos com a variação do teor em água.

Os limites de consistência, que dividem os quatro tipos de comportamento do solo, podem ser definidos da seguinte forma:

- **Limite de liquidez** (LL ou  $W_L$ ) é o teor em água que serve de fronteira entre o comportamento fluido e o moldável, permitindo classificar os solos finos quanto à plasticidade.
- **Limite de plasticidade** (LP ou  $W_p$ ) é o teor em água que define a fronteira entre o comportamento moldável e o friável. Dado o apertado intervalo de variação na generalidade dos solos finos, este índice não é tão representativo das características dos solos como o limite de liquidez.
- **Limite de retracção** (LR ou  $W_R$ ) é o teor em água que define a fronteira abaixo da qual a secagem do solo se processa a volume constante. Abaixo do limite de retracção o solo é considerado como sólido onde as partículas se encontram arranjadas de forma a conferir uma maior densidade.
- **Índice de plasticidade** (IP), define-se como a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade como já foi referido no capítulo anterior, sendo tão significativo como o limite de liquidez, por si só.
- **Índice de liquidez** (IL), é representado pela seguinte relação:

$$IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \quad [\%] \quad (3.1)$$

Historicamente, o primeiro estudo sobre os limites de consistência foi levado a cabo por Atterberg em 1908, nome pelo qual os mesmos também são conhecidos. Propôs pela primeira vez para o estudo de solos argilosos uma classificação com base na granulometria, definindo o termo “argila” como a fracção dos solos com dimensão inferior a  $2\mu$  (FOLQUE, 1991).

Mais tarde, em 1911, Atterberg reformulou a sua anterior classificação baseada exclusivamente na granulometria, propondo uma nova classificação complementar apoiada no comportamento “plástico” (Quadro 4), definindo assim dois limites e um índice:

- i) **Limite de plasticidade superior** – o teor em água acima da qual uma massa de solo apresenta um comportamento líquido;
- ii) **Limite de plasticidade inferior** – o teor em água abaixo do qual uma massa de solo não pode ser moldada sem abrir fissuras;
- iii) **Índice de Plasticidade** – diferença entre aqueles limites.

Esses mesmos limites de plasticidade propostos por Atterberg foram reformulados para limites de liquidez e de plasticidade e os ensaios normalizados. Com base no índice de plasticidade, o mesmo autor estabeleceu a classificação de solos quanto à plasticidade apresentada no Quadro 4.

**Quadro 4 - Classificação de Atterberg baseada no comportamento "plástico" dos solos (adaptado de FOLQUE, 1991).**

<b>Índice de Plasticidade</b>	<b>Plasticidade</b>
0 - 1	Solo não plástico
1 - 7	Solo de baixa plasticidade
7 - 15	Solo de média plasticidade
> 15	Solo de elevada plasticidade

Atterberg prosseguiu, em seguida, com pesquisas no mesmo campo e constatou que a composição mineralógica dos solos argilosos era também um factor importante no comportamento plástico observado, verificando que:

- i) Solos finos compostos por biotite, clorite e caulinite, tinham plasticidade média a elevada;
- ii) Pós finos obtidos por moagem de limonite apresentavam pequena plasticidade;
- iii) Solos com quartzo, mesmo que sujeitos a moagem muito fina, apresentam-se como não-plásticos;

Refira-se que, tal como referido atrás, existe outra classificação dos solos coesivos quanto à plasticidade que se baseia nos valores do limite de liquidez e não no IP. Nessa

classificação, os solos com  $\geq 50\%$  têm elevada plasticidade, sendo de baixa plasticidade se aquele limite for inferior a 50%.

Mais tarde, SKEMPTON (1953 *in* FOLQUE, 1991) introduziu o conceito de actividade de uma argila apresentando, pela primeira vez, o interesse da composição mineralógica nos limites de consistência, anteriormente verificada por Atterberg.

A partir dos trabalhos de CASAGRANDE (1948 *in* BUDHU, 1999) os limites de consistência passaram a constituir parâmetros essenciais na classificação e caracterização de solos coesivos finos, estando intimamente relacionados com os principais parâmetros responsáveis pelo comportamento dos solos. O mesmo autor foi também o responsável pela criação do aparelho conhecido por concha de Casagrande, o qual actualmente ainda é utilizada e que neste trabalho será alvo de comparação com o dispositivo de *fall cone*.

Para além dos limites de consistência, existem outros parâmetros não abordados nesta dissertação que têm alguma influência no comportamento dos solos de carácter essencialmente argiloso, e são eles:

- i) Índice de vazios;
- ii) Porosidade;
- iii) Capacidade de troca iónica;
- iv) História geológica.

Actualmente, para a determinação dos limites de liquidez, existem duas metodologias distintas cujos resultados apresentam algumas variações que têm vindo a ser discutidas até aos dias de hoje. Esses métodos são a concha de Casagrande e o *fall cone* ou cone penetrómetro. Segundo SRIDHARAN *et al.* (1999 *in* ÖZER, 2009) o método de *fall cone* foi aceite como o método padrão em muitos países, nomeadamente Inglaterra, Índia e Canadá. No caso de Portugal, o método mais usado é a concha de Casagrande, estando a sua metodologia apresentada na norma portuguesa NP-146 (LNEC, 1969). O método de *fall cone* também é usado em alguns laboratórios nacionais, como método secundário, tendo nesse caso que se seguir uma metodologia apresentada em norma estrangeira como é o caso da britânica.

As normas estrangeiras mais adoptadas em todo o mundo para a determinação dos limites de liquidez são:

- i) As normas inglesas, *Brithish Standard* (BS 1377: Parte 2, 1990), que propõe o *fall cone* como o método principal em detrimento da concha de Casagrande.
- ii) Nos EUA, a *American Society for Testing and Materials* D4318-05 (ASTM, 2005), que recomenda a concha de Casagrande como a metodologia principal, contrariamente o proposto pelas BS.

Esta falta de consenso na escolha do método principal pode dever-se a variadíssimos factores como, por exemplo, aspectos socioculturais e de índole académica do país, até aos próprios aspectos funcionais dos aparelhos. Actualmente o método de Casagrande está a decrescer na sua popularidade junto da comunidade técnica e científica devido à menor precisão dos resultados em comparação com os obtidos pelo *fall cone*. Seguidamente serão dissertadas mais considerações sobre estas duas metodologias.

## **3.2. Concha de Casagrande**

### 3.2.1. Considerações iniciais

O limite de liquidez, segundo a norma portuguesa NP-143 (LNEC, 1969), é determinado pela concha de Casagrande (Fig. 10), desenvolvida por CASAGRANDE (1932 *in* BUDHU, 1999) bem como o primeiro protocolo de ensaio.

O aparelho consiste numa concha semiesférica que é deixada cair repetidamente de uma altura de 10 mm sobre uma base de borracha, mole ou rija, através do uso de um mecanismo de manivela e engrenagens. O aparelho contém também um contador de golpes, que facilita a operação e um riscador ou cinzel com a qual se procede à abertura do sulco que irá separar em duas porções a mistura de solo com água destilada. Ao girar a manivela numa cadência de dois golpes por segundo, o sulco aberto fechar-se-á e quando a parte inferior das duas metades se tocar, em pelo menos 1 cm, o ensaio termina com a anotação do número de golpes e a recolha de uma porção de solo da zona de contacto para determinação do teor em água.

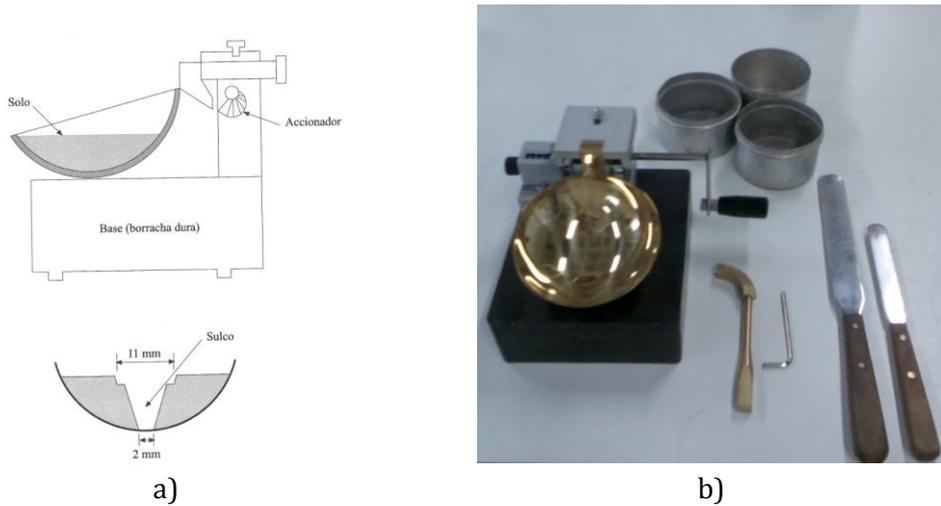


Fig. 10 - a) Esquema da concha de Casagrande (adaptado de FERNANDES, 2006); b) concha de Casagrande de base mole usada nos ensaios, riscador, cápsulas e espátulas.

Os valores determinados pela concha de Casagrande serviram de comparação aos obtidos pelo dispositivo de *fall cone* e, este sim, será alvo de maior descrição das suas características e estudos realizados até hoje.

Analisando a Fig. 11, observa-se que a relação entre o número de golpes e o teor em água não é linear. Acima dos 35% de água na mistura, uma pequena variação pouco influencia o número de golpes contados. Por outro lado, abaixo desse valor a variação de 1-2% do teor em água irá fazer variar o número de golpes em algumas unidades.

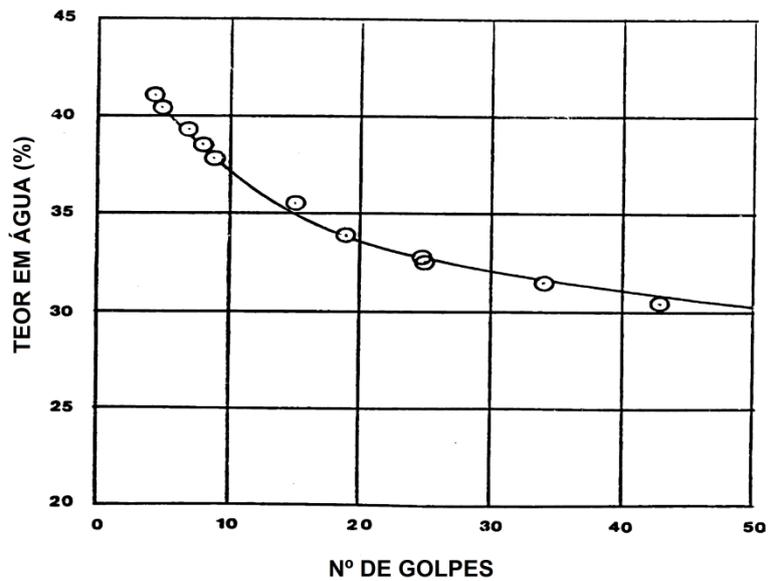


Fig. 11 - Relação entre o teor em água e o nº de golpes da concha de Casagrande, aplicado às argilas plásticas (adaptado de KESTLER, 1982).

### 3.2.2. Variáveis associadas ao dispositivo

Associado ao mecanismo da concha de Casagrande, estão diversas limitações encontradas ao longo dos ensaios realizados no âmbito desta dissertação e que são referidas em trabalhos publicados por autores como KESTLER (1982). Em seguida, serão apresentadas as principais limitações associadas às variáveis solo, mecanismo e operador, baseadas em considerações tecidas por este autor e na prática decorrente dos ensaios realizados para este trabalho.

Sensibilidade aos solos com baixa plasticidade:

- a. A presença de areia poderá criar dificuldades na abertura do sulco;
- b. Solos de baixa plasticidade deslizam frequentemente mais rápido ao longo da concha que os de plasticidade elevada;
- c. A baixa plasticidade dos solos tende a segregar a água e alguns constituintes do solo, como resultado dos golpes. Por sua vez este fenómeno reflecte-se no escorregamento do material na concha;

Sensibilidade aos aspectos físicos do mecanismo:

- a. Dimensões e formato da ferramenta de abertura do sulco (cinzel);
- b. Dureza, dimensão e ressalto da concha na base;
- c. Forma da concha;
- d. Sulco de desgaste observado no interior da concha devido à utilização do cinzel;

Sensibilidade à técnica do operador:

- a. Aplicação da correcta quantidade e profundidade do solo colocado na concha;
- b. Correcta execução de dois golpes por segundo;
- c. A abertura do sulco deve ter um alinhamento e uma orientação correctos, perpendicularmente à posição do operador;

Após a identificação dos pontos mais sensíveis deste mecanismo, serão de seguida abordados, mais exhaustivamente, às variáveis que influenciam directamente os valores do limite de liquidez obtidos por este método, e que são as seguintes:

### a) Solos arenosos

Uma das desvantagens associadas à concha de Casagrande é a inadequação deste método para lidar com solos arenosos. Nestes solos, a resistência ao corte encontrada durante a abertura do sulco excede a adesão e atrito entre a superfície da concha e o solo. Como resultado, o solo existente na envolvente do sulco é arrastado pela ferramenta de corte. Em casos como este, o limite de liquidez não pode ser determinado correctamente sendo preferível assumir o limite de liquidez igual ao de plasticidade, *i. e.*, o índice de plasticidade é nulo. Devido ao facto de o dispositivo de Casagrande ser um ensaio dinâmico, os solos de baixa plasticidade tendem, naturalmente, a assumir um comportamento líquido após os impactos, com tendência para fechar o sulco.

### b) Utensílio para abertura do sulco

Em 1932, Casagrande introduziu um dispositivo para abertura do sulco, idêntico a uma espátula com uma ponta pronunciada (Fig. 12). Aquando da abertura do sulco, aquele tem a vantagem de ir calibrando a espessura de solo na envolvente a qual, na zona mais funda, é de 1 cm como manda a norma.

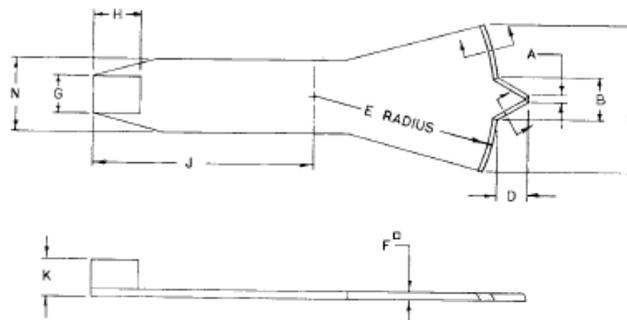


Fig. 12 - Dispositivo para abertura de sulcos no solo, em ensaios da concha de Casagrande, desenvolvido por A. Casagrande (BS 1377: Parte 2, 1990).

Algumas desvantagens também são conhecidas, como a não conformidade das dimensões do sulco, de acordo com as especificações ASTM e a dificuldade de manter a perpendicularidade com a concha de forma a obter a direcção e dimensões pretendidas. Mais tarde foi desenvolvido um novo utensílio para abertura do sulco, pelo Bureau of Public Roads, que se encontra normalizado segundo a ASTM e na norma portuguesa

LNEC NP-143 (LNEC, 1969). Este utensílio, também designado de cinzel ou riscador (Fig. 13), foi o utilizado nos ensaios realizados para a presente dissertação.

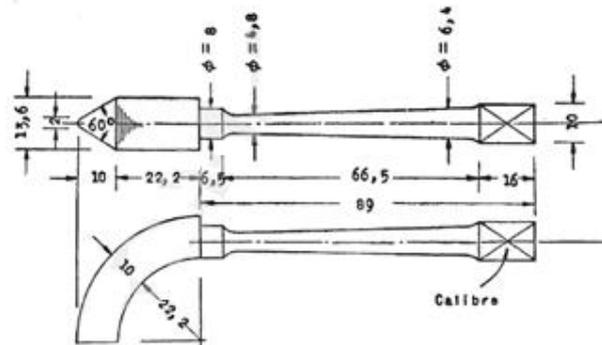


Fig. 13 - Riscador ou cinzel utilizado para abertura do sulco no ensaio da concha de Casagrande, desenvolvida pela ASTM (NP-143, LNEC 1969).

Este segundo utensílio tem a vantagem de manter as dimensões do material colocado na concha. A sua maior desvantagem é, segundo KESTLER (1982), a tendência de causar baixa plasticidade em solos ao separá-los em duas metades, através do deslizamento ao longo da superfície exterior da concha. KESTLER (*op. cit.*) efectuou a comparação do limite de liquidez obtido através destes dois utensílios em dois tipos de argilas, argilas plásticas e argilas azuis de *Boston*. Na Fig. 14, observa-se que existe diferença no uso das ferramentas criadas por Casagrande e pela ASTM.

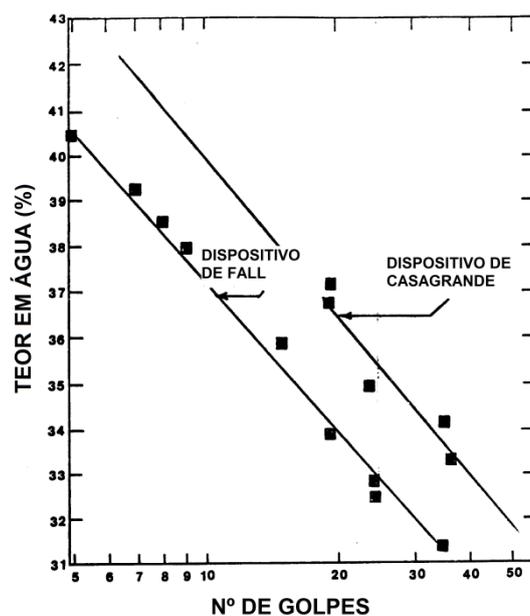


Fig. 14 - Exemplo da variação do limite de liquidez associada a diferentes utensílios de abertura do sulco para as argilas plásticas (adaptado de KESTLER, 1982).

### c) Quantidade de solo

Como seria de esperar, a quantidade de solo colocado na concha também irá influenciar directamente os valores do limite de liquidez. Solo em excesso irá provocar um sulco demasiado profundo, exigindo que o solo possua uma elevada coesão para suportar as 25 golpes. A coesão é uma propriedade que varia inversamente com o teor em água, logo, para solo em excesso, o limite de liquidez tenderá a ser menor que para a quantidade de solo ideal, como se vê na Fig. 15, para as argilas azuis de *Boston* estudadas por KESTLER (*op. cit.*).

No caso de haver défice de solo na concha, os resultados são aproximadamente o inverso do caso anterior, como se pode observar na mesma figura. As normas ASTM e portuguesa especificam que a pasta deve ser colocada na concha de modo a obter uma camada não muito comprimida, com espessura máxima de 1 cm e com superfície nivelada. Deste modo, serão descartados possíveis erros associados à quantidade em excesso ou défice de solo na concha.

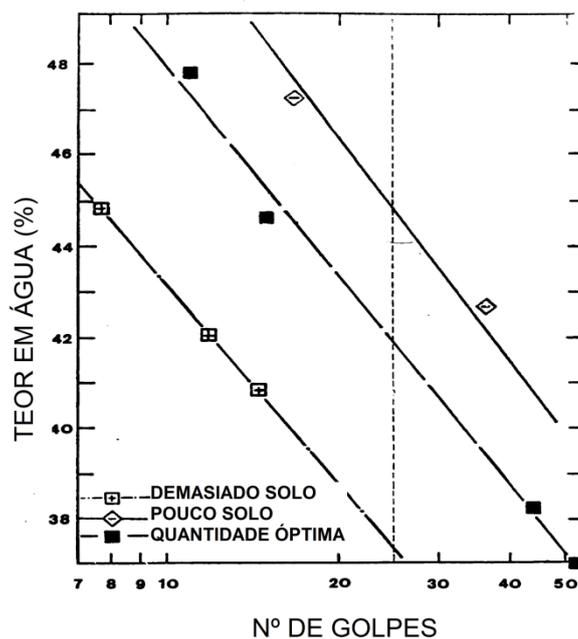


Fig. 15 - Exemplo da variação do limite de liquidez associada a diferentes quantidades de solo na concha para as argilas azuis de *Boston* (adaptado de KESTLER, 1982).

#### d) Cadência dos golpes

Considerada por alguns autores como uma variável que influencia directamente os resultados obtidos, a cadência dos golpes encontra-se actualmente especificada pela ASTM e na norma portuguesa, na razão de dois golpes por segundo. Como verificado pelo autor e salientado nas normas utilizadas, existe alguma dependência entre o limite de liquidez e a cadência dos golpes como se observa na Fig. 16, onde KESTLER (1982) testou cadencias acima e abaixo das dois golpes por segundo. Pode observar-se que essa dependência é mais significativa nos casos onde a cadência está abaixo dos dois golpes por segundo. No caso de estar acima, os resultados tendem a alinhar com a recta original, correspondendo os dois golpes por segundo. Esta variável necessita de ser mais estudada para diferentes tipos de argilas, a fim de se aferir a veracidade da dependência aqui apresentada.

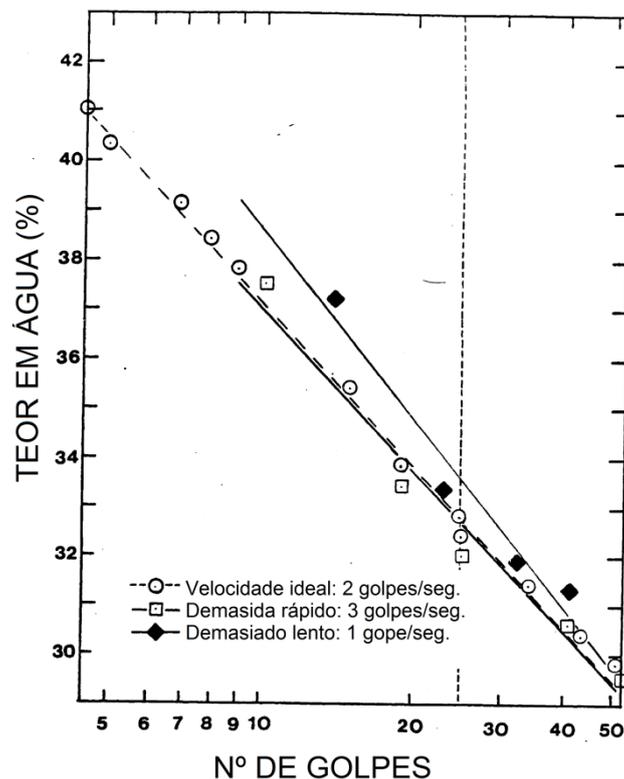


Fig. 16 - Variação do número de golpes para as argilas plásticas (adaptado de KESTLER, 1982).

**e) Técnica do operador**

A técnica do operador é uma das variáveis com maior importância, senão a mais importante, e que maior variação pode provocar na determinação do limite de liquidez pela concha de Casagrande. Esta variação torna-se ainda maior quando os operadores vêm de diferentes laboratórios, onde o dispositivo e metodologia seguida são distintos (Fig. 17), ou onde se está pouco familiarizado com o ensaio. Essa variação nos resultados foi visível no decorrer da fase experimental deste trabalho, devido à maior variação dos valores de limite de liquidez obtidos inicialmente. Tal foi atenuado com o aumento do número de ensaios realizados.

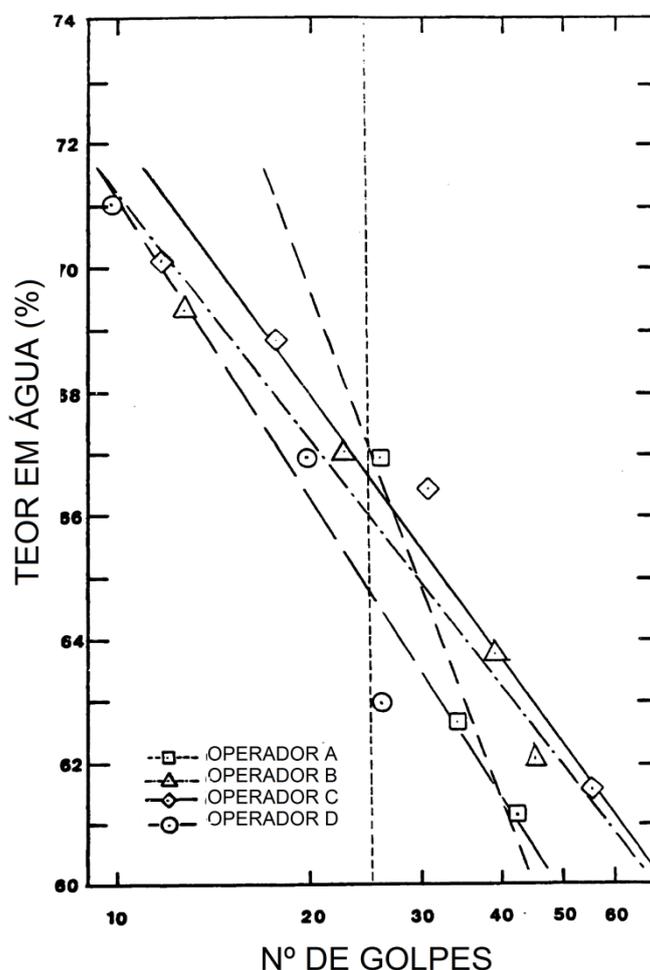


Fig. 17 - Influência da técnica do operador na determinação do limite de liquidez através da concha de Casagrande (adaptado de KESTLER, 1982).

Tal facto já tinha sido mencionado por SHERWOOD e RYLEY, (1970 in KESTLER, 1982), que relacionaram a variação do limite de liquidez obtida em quarenta laboratórios,

sobre os mesmos três solos e recorrendo à mesma norma britânica (BS 1377: Parte 2, 1990).

#### **f) Aspectos físicos e mecânicos do aparelho**

A concha de Casagrande pode apresentar bases com diferentes durezas (dura ou mole), sendo que a concha apresentada na norma britânica e usada neste trabalho tem uma base relativamente mais mole que a da ASTM. A diferença na dureza da base irá influenciar os resultados obtidos como se pode observar nos trabalhos de ÖZER (2009). Segundo este autor, o dispositivo da concha de Casagrande de base mole dá valores maiores de LL em cerca de 5% que os obtidos em dispositivo com base dura.

No caso do dispositivo de base dura sabe-se ainda que, para limite de liquidez menor que 70%, aqueles valores são menores que os obtidos pelo dispositivo de base mole mas que, no caso de limite de liquidez maior que 70%, verifica-se o contrário, ou seja, o limite determinado pelo dispositivo de base mole é menor que o determinado pela base dura. ÖZER (*op. cit.*) comparou ainda os dispositivos de Casagrande de base mole e dura com o dispositivo de *fall cone* tendo chegado à conclusão que, para o limite de liquidez superior a 40%, o dispositivo de base mole produz valores superiores aos determinados por *fall cone*.

Daqui se conclui que este é um factor a ter em conta na determinação dos limites de liquidez, uma vez que as diferenças obtidas em dispositivos diferentes poderão ser significativas.

### **3.3. *Fall cone* ou cone penetrómetro**

#### **3.3.1. Considerações iniciais**

Em alternativa ao método da concha de Casagrande apresentado no sub-capítulo anterior foi desenvolvido por John Olsson, entre 1914 e 1922, um novo dispositivo apelidado de “Cone Sueco”. Actualmente o dispositivo sofreu algumas modificações e é denominado de *fall cone* ou cone penetrómetro. Posteriormente, segundo WASTI (1987), surgiram novas variantes em diferentes países com a introdução de pequenas

alterações no aparelho original, nomeadamente no ângulo do cone, peso do conjunto de queda e na definição da profundidade de leitura do LL (Quadro 5).

**Quadro 5 - Modelos de *fall cone* usados em diversos países (adaptado de SHERWOOD, 1970 e de LEROUEIL & OLIVEIRA, 1996).**

Pais	Ângulo do cone (°)	Peso do conjunto <sup>1</sup> (g)	Penetração no LL (mm)
Suécia	60	60	10,0
União Soviética (URSS) Bulgária Jugoslávia Alemanha de Leste	30	76	10,0
Índia	31	148	25,4
USA	30	75	10,0
França	30	80	17,0
Inglaterra (BS 1377: Parte 2, 1990)	30	80	20,0
Canada (BNQ 2501-092)	60	60	10,0

Nos anos 70, surgiu pela primeira vez uma norma para este ensaio, apresentada pela British Standards Institution (BS) – *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes (BS 1377: Parte 2, 1990)* precedida pela norma Canadiana, Quebec Standards Bureau (BNQ) 2501-09 (BUDHU, 1999). Estas duas normas referem o método de *fall cone* como o eleito para o estudo dos limites de consistência, mais precisamente para a determinação do LL.

Em linhas gerais, o funcionamento deste dispositivo baseia-se na queda de um cone de massa **m** e ângulo do cone  **$\alpha$**  sobre uma amostra remoldada de solo, anotando-se o valor da penetração do cone. No mínimo deverão ser realizados 4 ensaios repetidos, com diferentes teores em água, de forma a traçar um gráfico linear de penetração (mm) *versus* teor em água (%). O limite de liquidez será o valor do teor em água para uma profundidade de penetração de 20 mm.

<sup>1</sup> Peso do cone mais o eixo de queda do cone.

Segundo estudos realizados por KESTLER (1982) e contrariamente ao verificado no mecanismo da concha de Casagrande, a relação entre o teor em água e a penetração é aproximadamente linear (Fig. 18), ou seja, uma pequena variação do teor em água das amostras não irá influenciar fortemente a penetração obtida.

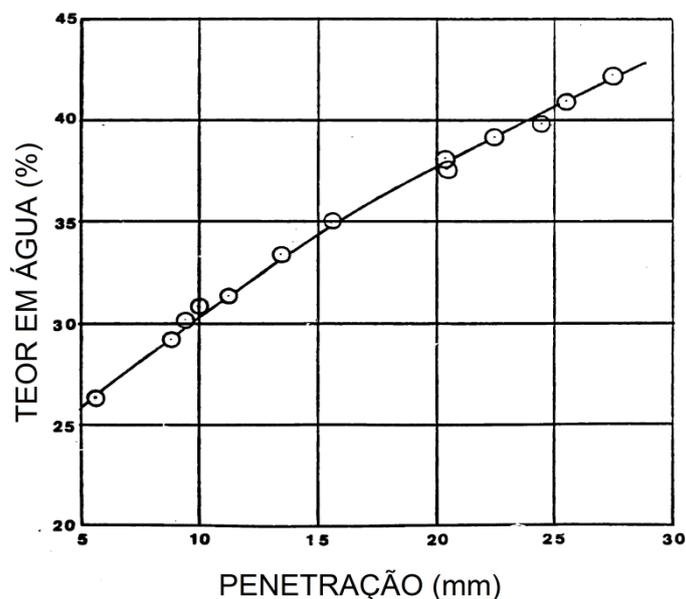


Fig. 18 - Relação entre teor em água e a penetração do cone de 30°, aplicado a argilas plásticas (*adaptado de KESTLER, 1982*).

### 3.3.2. Alguns modelos

KESTLER (1982) relata que, no início dos anos 90 do séc. XIX, a Suécia foi confrontada com a ocorrência de inúmeros deslizamentos de terras por todo o país. Para investigar potenciais riscos e métodos de estabilização de locais considerados instáveis, foi criada uma comissão denominada de “Junta Real dos Caminhos de Ferro Suecos”, na qual foi acordado elaborar um novo método experimental, mais preciso, para determinar a relação de forças entre argilas. Em 30 de Junho de 1915, John Olssen, secretário da referida comissão, apresentou o novo mecanismo a que deu o nome de “Cone Sueco”. Deste novo mecanismo surgiram diversas variantes, em diferentes países, nas quais os seus autores testaram a alteração do peso e ângulo do cone, profundidade associada ao limite de liquidez, entre outros factores.

Este novo mecanismo foi desenvolvido com base numa adaptação simples do já existente ensaio sueco de dureza de Brinell, que utiliza uma esfera pressionada contra o

material ensaiado. Nesta nova metodologia, um cone e uma esfera foram considerados como objectos de penetração. No entanto, o cone foi preferido devido à sua impressão geometricamente semelhante, independentemente da profundidade de penetração. Diversos cones com diferentes pesos e ângulos foram avaliados para determinar a consistência do solo.

Por fim, os engenheiros da “Junta Real de Caminhos de Ferro Suecos” estimaram que o limite de liquidez seria o teor em água dado por um cone com 60 g de massa e um ângulo de 60°, após uma penetração de 10 mm na amostra ensaiada.

TERZAGHI (1927 *in* KESTLER, 1982) escreveu um artigo sobre a tentativa de relacionar a resistência ao corte com a penetração do cone. As suas investigações revelaram que, para as amostras do mesmo teor em água e densidade, a profundidade de penetração em amostras remoldadas é sensivelmente maior que a de amostras não perturbadas (Fig. 19).

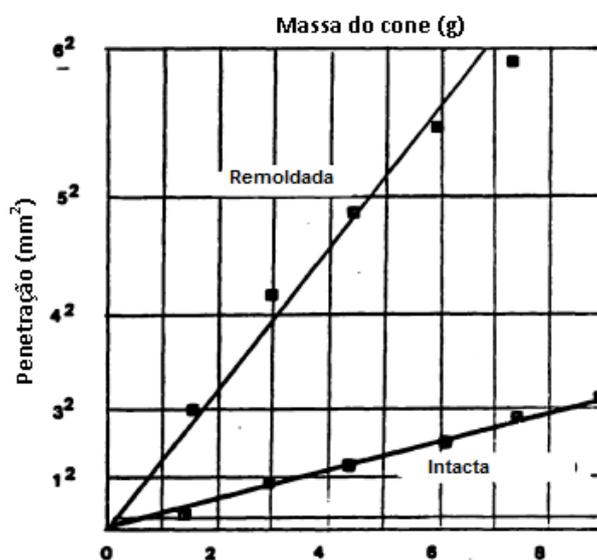


Fig. 19 - Relação entre o peso do cone e o quadrado da penetração nas amostras remoldadas e intactas (adaptado de TERZAGHI, 1927 *in* KESTLES, 1982).

A ex-União Soviética (URSS) adoptou e normalizou um método desenvolvido por Vasilev. Esta metodologia, adaptada do original “Cone Sueco”, define o limite de liquidez como o teor em água após penetração de 10 mm em 5 s de um cone com 70 g e ângulo de 30° numa amostra de solo (Fig. 20). Este método foi também mais tarde adoptado na Bulgária.

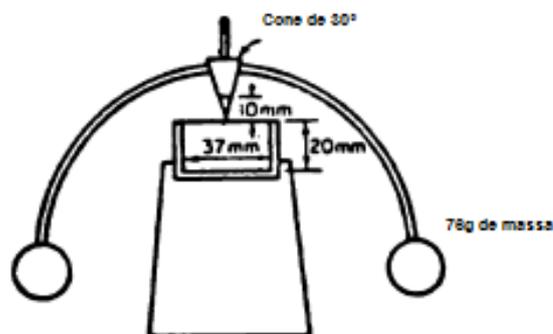


Fig. 20 - *Fall cone* adotado na ex-União Soviética (adaptado de KESTLER, 1982).

Desenvolvido pelo *Indian Central Road Research Institute* nos anos 50, o “Cone Indiano” consiste num cone de 31° e 148 g. O limite de liquidez, nesta variante é definido como o teor em água cuja penetração seja igual a 25 mm (Fig. 21). Para este cone foi criada uma excelente correlação entre o limite de liquidez determinado pelo cone e pela concha de Casagrande, para limites de liquidez superiores a 25%. Para valores do limite de liquidez inferiores a este, este método do “Cone Indiano” apresenta valores superiores aos calculados pelo método tradicional.

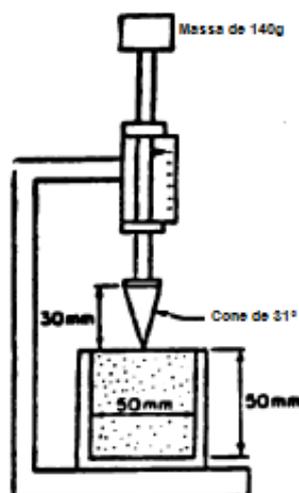


Fig. 21 - *Fall cone* usado na Índia (adaptado de KESTLER, 1982).

Ainda nos anos 50, o *Georgian Institute of Technology* realizou também diversos ensaios com o intuito de encontrar um ensaio simples para determinar o limite de liquidez. Impressionados com os resultados obtidos por Vasilev, desenvolveram um conjunto de ensaios de penetração do cone fazendo variar a sua massa, o seu ângulo e o teor em água

da mistura de solo. Com base nos resultados obtidos, chegaram à conclusão que os valores óptimos eram obtidos por um cone de 75 g com um ângulo de 30°, como mostra a Fig. 22.

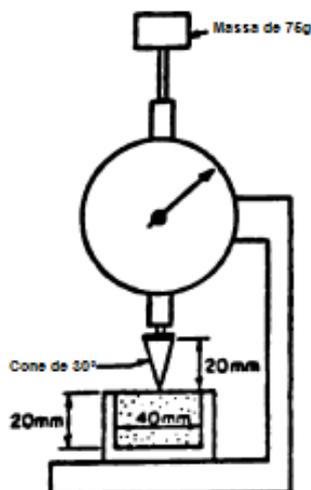


Fig. 22 - Fall cone usado no Instituto de Tecnologia da Georgia (adaptado de KESTLER, 1982).

A relação entre o limite de liquidez obtido pelo cone acima descrito e o método tradicional da concha de Casagrande apresentado na norma ASTM D423, pode ser observado na Fig. 23.

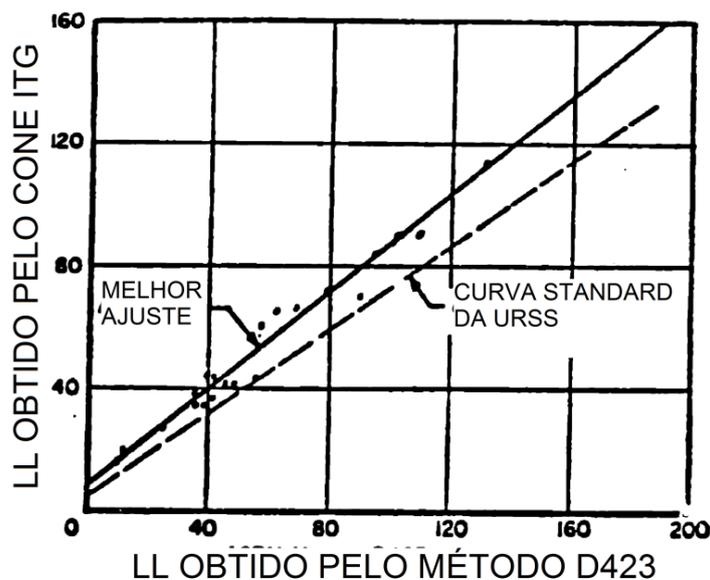


Fig. 23 - Relação entre o limite de liquidez obtido pelo cone do Instituto Tecnológico da Geórgia (ITG) e a concha de Casagrande (SOWERS *et al*, 1959 in KESTLER, 1982).

Desde a descoberta deste novo mecanismo, diversos países (EUA, França, Inglaterra, Canada e Brasil) desenvolveram estudos para testar as combinações de massa, ângulo do cone e profundidade de penetração mais favoráveis na determinação do limite de liquidez.

Mais recentemente, o Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT) desenvolveu um novo *fall cone* automatizado (Fig. 24). Segundo ZREIK (1991) a configuração experimental deste aparelho consiste nos seguintes itens: aparelho propriamente dito, fonte de alimentação, temporizador electrónico, um voltímetro, uma caixa de controlo e um computador.

Este novo dispositivo segue o mesmo princípio geral do *fall cone* tradicional, ou seja, o cone é posicionado inicialmente sobre a superfície do solo, tocando-a, e depois é libertado de forma a penetrar na massa de solo devido ao seu peso próprio. As principais diferenças para o aparelho tradicional são as seguintes:

- i) Devido ao aparelho ser automatizado, o sistema de aquisição de dados consegue registar a penetração do cone em intervalos de tempo de 0,01s;
- ii) A libertação e imobilização do cone são feitas também de forma automática, com controlo de um temporizador;
- iii) O uso de uma polia com um sistema de contrapeso, permite o uso de cones de peso inferior;
- iv) Um sensor de profundidade instalado no dispositivo permite indicar a posição exacta da superfície do solo amostrado de forma a posicionar o mais correctamente possível a ponta do cone sobre a mesma;

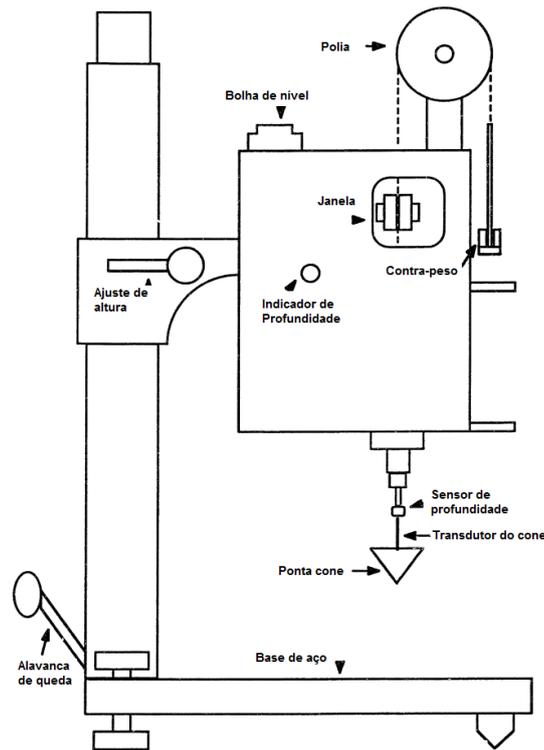


Fig. 24 - Esquema do novo aparelho de *fall cone* do MIT (adaptado de ZREIK, 1991).

Assim, comparativamente com o tradicional mecanismo do *fall cone*, este dispositivo automatizado apresenta as seguintes vantagens:

- Maior exactidão que o mecanismo tradicional;
- Capacidade para determinar com elevada precisão pequenas penetrações, de forma a não perturbar o solo;
- Capacidade de ensaiar para diferentes profundidades e localizações horizontais na cápsula;
- Capacidade de fornecer informação sobre o movimento do cone ao longo do tempo;

### 3.3.3. Novo procedimento para determinação do LP

Inicialmente, segundo WASTI (1987), a determinação do limite de plasticidade através do mecanismo de *fall cone* apresentava resultados com variações significativas comparativamente ao verificado pelo método tradicional, fazendo dele um método pouco apreciado na determinação deste parâmetro. Diversos estudos foram realizados com o intuito de contrariar essa tendência e encontrar uma relação entre o dispositivo

de *fall cone* e a limite de plasticidade. Autores como WOOD & WROTH (1978 *in* LEE & FREEMAN, 2009); WASTI (1987); HARISON (1988); STONE & PHAN (1995); SHARMA & BOARA (2003); FENG (2004), entre outros, contribuíram para o desenvolvimento dessa metodologia, tentando atingir resultados satisfatórios sem variações significativas. Desde 1926, quando Terzaghi desenvolveu este método, o limite de plasticidade tem sido determinado através da execução de um rolo de solo sobre uma placa de vidro até ocorrer fissuração aos 3 mm de diâmetro. Nessas condições, determina-se o teor em água de uma porção do rolo fissurado. Com o passar dos anos veio a verificar-se que este método era algo inconsistente e que dependia fortemente da prática do operador. Com o uso do dispositivo de *fall cone* pretendia-se, recorrendo ao mesmo aparelho, determinar o limite de liquidez e de plasticidade de forma rápida, simples, económica e o mais possível independente do operador.

Para compreender o conceito de limite de plasticidade associado ao dispositivo de *fall cone*, há que referir primeiro a relação deste com critérios de resistência. Segundo SHARMA & BORA (2003) Casagrande, em 1939, sugeriu pela primeira vez que a resistência não drenada de um solo no seu limite de liquidez seria da ordem dos 2,65 kPa. Posteriormente, outros autores sugeriram novos valores como se pode observar no Quadro 6.

Quadro 6 - Valores de resistência ao corte não drenada ( $c_u$ ) no LL (*adaptado de SHARMA & BORA, 2003*).

<b>Autores</b>	<b>Valores de <math>c_u</math> no LL (kPa)</b>
Casagrande (1939)	2,65
Norman (1958)	0,8 a 1,6
Skempton & Northey (1953)	0,7 a 1,75
Youssef <i>et al.</i> (1965)	1,3 a 2,4
Wroth & Wood (1978)	0,7 a 2,75 (1,70)

WROTH & WOOD (1978 *in* WASTI, 1987) propuseram a utilização de critérios de resistência para expressar os limites de consistência, em particular o limite de plasticidade. Os mesmos autores consideram que, para a generalidade dos solos em situação de limite de liquidez, a melhor estimativa da resistência não drenada deve de ser de 1,75 kN/m<sup>2</sup>. Por sua vez, baseando-se em resultados experimentais de Skempton

& Northey concluíram que o limite de plasticidade deve ser redefinido como o teor em água que se verifica em solos com uma resistência 100 vezes superior à do LL, ou seja, a resistência ao corte será de 170 kN/m<sup>2</sup>.

Recentemente, LEE & FREEMAN (2009) desenvolveram um novo procedimento, simples e de fácil compreensão para determinação do limite de plasticidade baseada no dispositivo de *fall cone* convencional. Este utiliza duas massas diferentes para determinar em simultâneo o limite de liquidez e de plasticidade em qualquer solo coesivo fino. Através da utilização da metodologia referida na BS 1377: Parte 2, (1990), os autores enumeram os seguintes passos gerais para execução do ensaio:

1. Divide-se a amostra em 4 fracções para ensaiar cada uma delas com diferentes teores em água. Quanto maior o número de fracções a ensaiar dessa amostra, maior será a precisão do resultado final;
2. Seguidamente, faz-se penetrar o cone de 30° e 80g em duas fracções com diferentes teores em água e cuja profundidade de penetração esteja acima de 14 mm. De seguida, adiciona-se aproximadamente o dobro da massa do conjunto (152g) e faz-se penetrar o cone para profundidades abaixo de 14 mm;
3. Traça-se o gráfico linear do teor em água *versus* a raiz quadrada da penetração para cada uma das 4 porções da amostra (Fig. 25);
4. O teor em água na linha de regressão que intersecta o valor de  $(2)^{0.5}=1.41 \text{ mm}^{0.5}$  e  $(20)^{0.5}=4.47 \text{ mm}^{0.5}$  representam os valores do LP e LL respectivamente, sabendo que neste caso houve um acréscimo de 100 vezes na resistência não drenada.

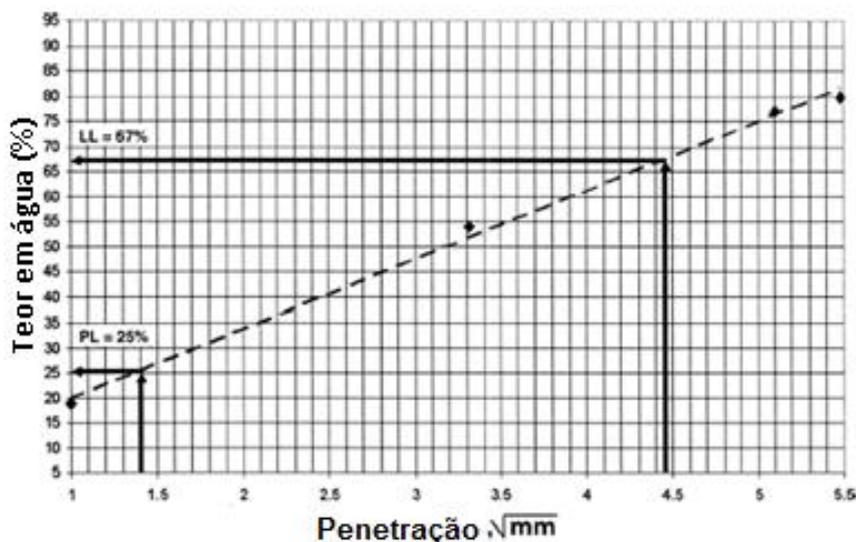


Fig. 25 - Linha de regressão linear para determinação directa do LL e LP (adaptado de LEE & FREEMAN, 2009).

Verifica-se também que, segundo os mesmos autores, o acréscimo em 100 vezes da resistência ao corte para a determinação do limite de plasticidade também é válido em cones de peso constante, ou seja, sem que haja necessidade de proceder a acréscimo na sua massa. Note-se que o acréscimo de peso apenas tem como objectivo estimar pontos, próximo da origem de forma a traçar a melhor recta de regressão.

Em suma, conclui-se que o limite de liquidez está para uma penetração de 20 mm, assim como o limite de plasticidade está para uma penetração de 2 mm, correspondendo a uma aumento de 100 vezes na força verificada para o limite de liquidez.

#### 3.3.4. Variáveis associadas ao dispositivo

Comparativamente à concha de Casagrande (ponto 3.2.2), o aparelho de *fall cone*, apresenta menos variáveis associadas. Ao longo dos ensaios realizados no âmbito deste trabalho e recorrendo ao trabalho de KESTLER (1982), verificaram-se limitações respeitantes ao tempo de penetração, rigidez do solo e textura da superfície do cone.

##### a) Tempo de penetração

O tempo de penetração relacionado com o limite de liquidez obtido pelo método de *fall cone*, é uma variável muito importante que tem despoletado algumas discussões sobre a sua duração. Após o cone ser largado e penetrado na mistura de solo e água destilada, o

seu movimento deve ser deixado livre durante alguns segundos. Pela norma britânica (BS 1377: Parte 2, 1990), esse período deverá ser aproximadamente  $5 \pm 1$  s, bloqueando de seguida o mecanismo de queda e anotando a leitura final.

O método empregue para observar o tempo de penetração segundo KESTLER (*op. cit.*) é bastante simples. O cone é lançado durante 1 s, verificando-se a profundidade de penetração. De seguida, larga-se novamente o cone durante 9 a 10 s, mas agora de uma altura que corresponde à altura máxima de queda menos o valor da penetração após 1 s. Seguidamente, são feitas mais duas leituras da penetração aos 20 e aos 30 s respectivamente, com menor altura de queda pelo facto de se ter retirado a altura dos 10 s.

Quando as leituras da penetração começarem a ficar constantes ao longo do tempo significa que se atingiu o tempo de queda ideal para o ensaio. Verificam-se algumas excepções em solos cujo limite de liquidez é muito baixo.

### **b) Rigidez do solo**

Em argilas de média a elevada rigidez, a penetrações do cone é relativamente baixa, amplificando o erro associado à manobra. Segundo KESTLER (*op. cit.*) para reduzir o efeito provocado por este fenómeno deve-se aumentar o peso do conjunto de penetração adequadamente. Esta variável ainda carece de maiores estudos para ver até que ponto se deve aumentar o peso sem adicionar demasiado erro aos valores obtidos.

### **c) Textura da superfície do cone**

Segundo TERZAGHI (1929 *in* KESTLER, *op. cit.*) a penetração do cone é função da coesão do material ensaiado assim como do atrito entre a superfície do cone e o solo. Estudos realizados por SHERWOOD & RYLEY (1970) demonstram que a rugosidade do cone é, de entre todas a variáveis, a que menos efeito pode causar sobre os resultados obtidos.

### **d) Técnica do operador**

Como já referido para o caso da Concha de Casagrande, a técnica do operador é uma das variáveis com maior importância, senão a mais importante tendo em conta a maior

variação que pode provocar na determinação do limite de liquidez. Segundo o estudo feito por KESTLER (*op. cit.*), o mecanismo de *fall cone* apresenta menor sensibilidade à variação de operadores.

Três diferentes operadores realizaram separadamente um conjunto de ensaios para determinar o limite de liquidez do mesmo solo. Como se pode observar na Fig. 26, as três linhas correspondentes a cada um dos operadores seguem aproximadamente paralelas, o que quer dizer que a variação do limite de liquidez será muito pequena comparativamente ao observado na Fig. 17 (ponto 3.2.2.d), para a concha de Casagrande.

Essa diminuição na sensibilidade foi verificada pelo autor na fase experimental deste trabalho, na medida em que o próprio não necessitou de muito tempo para que os resultados obtidos fossem congruentes do início ao fim.

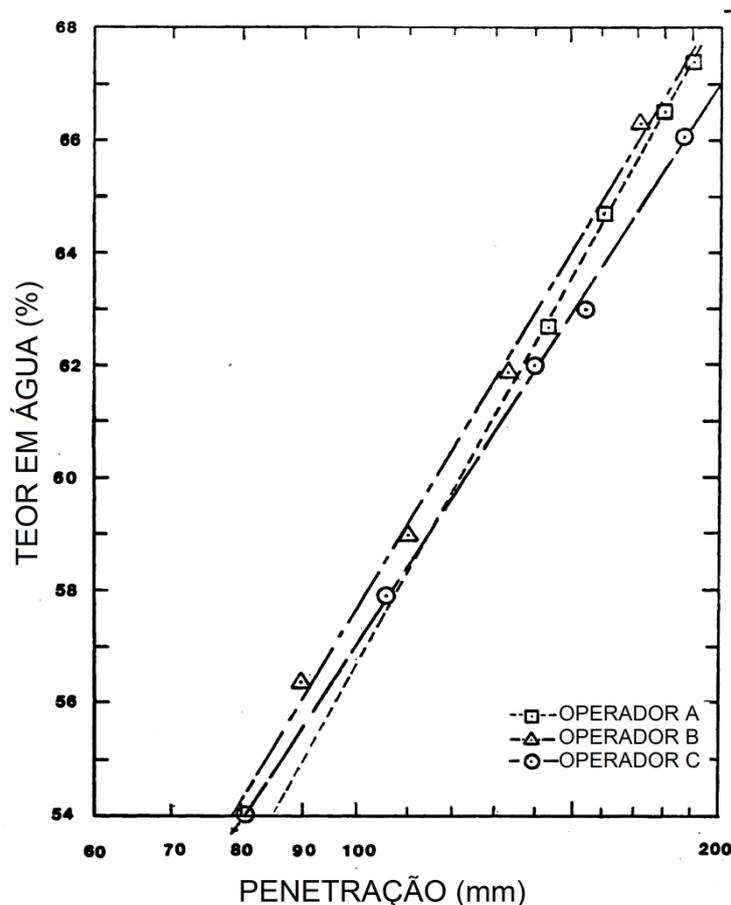


Fig. 26 - Influência da técnica do operador na determinação do limite de liquidez através de *fall cone* (adaptado de KESTLER, 1982).

### 3.4. Correlações com a resistência ao corte não drenada

#### 3.4.1. Considerações iniciais

O *fall cone*, como mencionado no capítulo anterior, foi desenvolvido por John Olsson em 1915, para determinar o limite de liquidez dos solos e, indirectamente, a coesão não drenada de argilas moles. Entenda-se por argilas moles, segundo ZREIK (1991) as que apresentem uma coesão menor que  $250 \text{ g/cm}^2$ , *i. e.*, 24,5 kPa.

À semelhança do ensaio para determinação do limite de liquidez, o ensaio para determinação da resistência ao corte não drenada das argilas inicia-se com o posicionamento do cone sobre a superfície da amostra, tocando-lhe ao de leve. O cone é libertado, penetrando na superfície da amostra por acção do seu próprio peso. Através deste ensaio é possível obter a coesão não drenada em amostras de solo remoldadas, função da profundidade de penetração, com uma resolução da ordem de alguns milímetros apenas. Este tipo de ensaio é não drenado porque a penetração do cone no solo é muito rápida não deixando que as tensões neutras se dissipem.

O *fall cone*, devido à sua normalização e à forma como foi desenvolvido, deixa pouca margem para a ocorrência de erros associados ao operador. KRAVITZ (1970 *in* ZREIK, 1991), em estudos que desenvolveu, compara o *fall cone* e o molinete de laboratório (*lab Vane*) em termos de capacidade para determinar a coesão de solos muito fracos, chegando à conclusão que o mecanismo de *fall cone* apresentava uma melhor precisão que o *lab vane* mas, ainda assim, a precisão individual permanecia fraca. Esta afirmação dever-se-á ao facto do ensaio ter sido feito para um caso extremo, onde o solo ensaiado apresentava uma coesão muito baixa (cerca de  $5 \text{ g/cm}^2$ ) não sendo válida a afirmação para a generalidade dos solos argilosos.

A interpretação dos resultados de *fall cone* e o cálculo da coesão depende das correlações empíricas desenvolvidas através de ensaios de molinete, descritas de seguida no ponto 3.4.2.

### 3.4.2. Relação entre penetração do cone e a resistência ao corte do solo

HOULSBY (1982), numa análise preliminar sobre o movimento dinâmico do *fall cone*, estudou a penetração “quase-estática” do cone sobre a superfície do solo. Na seguinte análise estática, assume que o cone é deixado penetrar numa massa de solo com superfície horizontal através do seu peso próprio, estudando o valor máximo da carga exercida no cone para que se atinja uma determinada profundidade  $h$  no solo. O valor  $h$  da penetração estática do cone foi encontrado através da divisão da penetração dinâmica  $d$  sobre  $\sqrt{3}$ , ou seja,  $(h = d/\sqrt{3})$ . O autor, ao obter alguns resultados, pôs em questão se o efeito viscoso do solo poderia abrandar a penetração do cone o suficiente para que se aplicasse a análise “quase-estática” em vez da análise dinâmica.

Após cálculos efectuados, HANSBO (1957 *in* ZREIK, 1991) demonstrou existir relação entre a resistência ao corte não drenada  $c_u$  e a profundidade de penetração  $d$ . Sabendo que  $T$  é função da tensão e do ângulo do cone, assumiu que  $(T = \frac{3c_u}{K})$  e que anteriormente  $T$  foi definido pelo autor como  $(T = \frac{3Q}{d^2})$ . Então, igualando as equações obtém-se:

$$c_u = \frac{KW}{d^2} \quad (3.1)$$

onde  $W$  é a massa em gramas (g),  $d$  a penetração em milímetros (mm) e  $K$  a constante que depende principalmente do ângulo do cone e que mais adiante, será alvo de maior atenção.

A resistência ao corte não drenada  $c_u$ , pode ser expressa em g/cm<sup>2</sup> ou kPa (1 g/cm<sup>2</sup>  $\equiv$  0.0981 kPa) da seguinte forma:

$$c_u = 100 \left( \frac{KW}{d^2} \right), \quad \left[ \frac{g}{cm^2} \right] \quad (3.2)$$

$$c_u = 9,81 \left( \frac{KW}{d^2} \right), \quad [kPa] \quad (3.3)$$

Por sua vez, a equação 3.1 pode ainda ser derivada a partir de uma análise dimensional onde,

$$\left( c_u d^2 / W = \text{constante} \right) \quad (3.4)$$

HOULSBY (1982) efectuou essa análise dimensional para o estado, que se pode apelidar de “quase-estático”, do cone, onde o factor adimensional **F** é função do rácio de adesão (**a<sub>u</sub>/c<sub>u</sub>**) e do ângulo **α** do cone. Entenda-se por rácio de adesão o quociente entre a rugosidade do cone **a<sub>u</sub>** e a coesão não drenada do solo.

$$\frac{W}{c_u h^2} = F \quad (3.5)$$

Substituindo a equação 3.1 na 3.5 e repondo **h** =  $\left( d/3 \right)^{0.5}$  temos

$$K = \frac{3}{F} \quad (3.6)$$

Realizou também uma simulação numérica da penetração estática do cone usando o método dos elementos finitos. Com este estudo conseguiu obter diferentes valores de **F** (factor adimensional da resistência do cone) para diferentes rácios de adesão e ângulos do cone como mostra o Quadro 7.

Quadro 7 - Valores de F para diferentes ângulos e rácios de adesão do cone (HOULSBY, 1982).

<b>a<sub>u</sub>/c<sub>u</sub></b>	<b>α = 29°</b>	<b>α = 30°</b>	<b>α = 31°</b>	<b>α = 60°</b>
<b>0.0</b>	0,972	1,039	1,108	4,655
<b>0.2</b>	1,169	1,244	1,322	5,202
<b>0.4</b>	1,361	1,444	1,529	5,710
<b>0.6</b>	1,523	1,613	1,706	6,184
<b>0.8</b>	1,699	1,796	1,869	6,620
<b>1.0</b>	1,865	1,969	2,076	6,988

No programa de ensaios que realizou para o seu trabalho ZREIK (1991) desprezou os valores do rácio de adesão do solo ao cone (**a<sub>u</sub>/c<sub>u</sub>**), considerando para isso a utilização de um cone de superfície lisa, ou seja com rugosidade nula (**a<sub>u</sub>=0**). Os valores de **K** teórico para os diferentes ângulos do cone, nas condições consideradas, estão ilustrados

no Quadro 8, de acordo com a teoria estabelecida anteriormente por HOULSBY (1982), para determinação do valor de **F**.

Quadro 8 - Valores teóricos de **K** em função do ângulo do cone (ZREIK, 1991).

$\alpha$ (°)	<b>K</b>
30	2,89
45	1,25
60	0,65
75	0,36
90	0,21

Os valores de **K** foram também obtidos experimentalmente por correlação com ensaios de resistência ao corte, em particular, o ensaio de Molinete. Neste ensaio observou-se que os valores experimentais de **K**, ensaiados em amostras remoldadas de argilas, são inferiores aos valores teóricos.

WOOD (1985) realizou ensaios em 3 tipos de argilas, usando o *fall cone* e um molinete de laboratório especial (Fig. 27), composto por três lâminas triangulares de secção romboidal e raio de 12,5 mm.

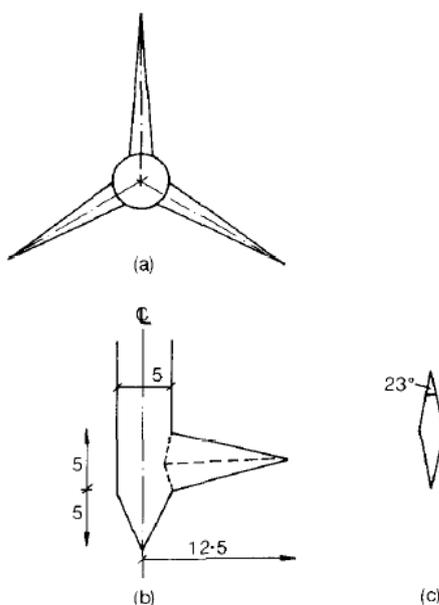


Fig. 27 - Molinete de laboratório (dimensões em milímetros): (a) planta; (b) perfil radial; (c) secção da lâmina (WOOD, 1985).

Com esta configuração das lâminas, foi possível fazer uma análise simples da plasticidade relacionando a força  $P$  da lâmina, por unidade de comprimento, com a força que o solo exerce. Esta análise pode ser realizada para um rácio de adesão do solo ao cone nulo (Fig. 28a) e para um rácio de adesão máximo (Fig. 28b).

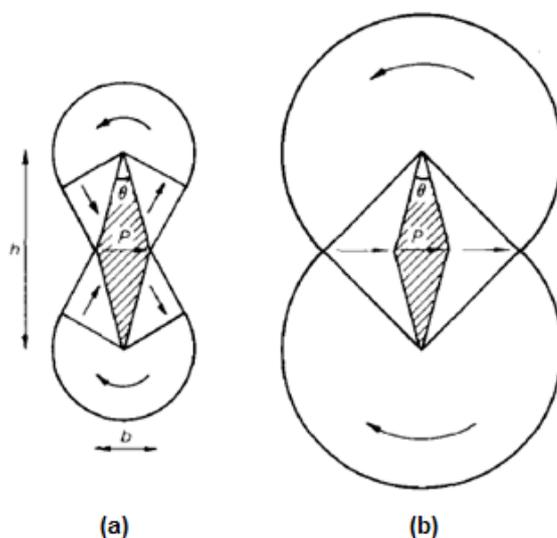


Fig. 28 - Mecanismo de plasticidade desenvolvido nas lâminas do ensaio de molinete: (a) rácio de adesão nulo; (b) rácio de adesão máximo (adaptado de WOOD, 1985).

As três argilas ensaiadas por WOOD (1985) com o molinete, (argila de *Drammen*, caulino *Speswhite* e argila de *Cambridge Gault*), apresentam resistências ao corte que variam de 0,98 a 14,72 kPa. KARLSSON (1961 in WOOD, 1985) sugere, de acordo com os seus estudos, que solos com baixa plasticidade ( $IP \leq 0,2$ ) provocam um aumento dos valores de  $K$  para  $\alpha=60^\circ$  e uma diminuição dos mesmos valores de  $K$  para  $\alpha=30^\circ$ . Estudos elaborados por WOOD (1985) demonstram que a baixa plasticidade do solo afecta o valor de  $K$  ( $\alpha=60^\circ$ ), aumentando-o, não se verificando o mesmo para caso de  $K$  com  $\alpha=30^\circ$ . Obtiveram-se assim os valores experimentais de  $K$  para os diferentes ângulos de cone, apresentados no Quadro 9 bem como o desvio padrão (DP).

Quadro 9 - Valores experimentais de  $K$  em função do ângulo do cone (WOOD, 1985).

$\alpha$ ( $^\circ$ )	$K$	DP
30	0,85	0,05
45	0,49	0,08
60	0,29	0,05
75	0,19	0,04

ZREIK (1991) compilou os resultados de  $K$  teórico e experimental, obtidos por diversos autores (Quadro 10), acrescentando também os valores recomendados para os principais ângulos de cone usados no seu trabalho. De salientar que toda esta análise foi feita desprezando o rácio de adesão do solo, ou seja, os valores só são válidos para cones de superfície lisa. É possível observar que os valores experimentais de  $K$  são muito mais pequenos que os teóricos, significando que a abordagem teórica prevê valores de resistências ao corte muito superiores aos medidos experimentalmente.

Quadro 10 - Valores teóricos, experimentais e recomendados de  $K$  para  $a_u=0$  (adaptado de ZREIK, 1991).

$\alpha$ (°)	$K_{exp.}$	$K_{teórico}$	$K_{exp.}/K_{teórico}$	$K_{recom.}$
30	0,83	2,89	0,29	0,83
45	0,49	1,25	0,39	-
60	0,29	0,64	0,45	0,29
75	0,19	0,36	0,53	-

Nas correlações efectuadas, para o mecanismo de *fall cone* usado na presente tese, foi utilizado o  $K$  recomendado para um  $\alpha = 30^\circ$ . Será também testado o valor teórico de  $K$  para o mesmo ângulo, de forma a ilustrar a diferença de valores.

### 3.4.3. Correlações

Diversos autores, entre os quais WOOD & WROTH (1978 in ZREIK, 1991), têm tentado encontrar correlações entre as propriedades características de algumas argilas e a resistência ao corte não drenado em amostras remoldadas. Para tal, os autores assumiram uma relação linear entre o teor em água  $w$  e o logaritmo da resistência ao corte não drenada,  $c_u$ . Por sua vez ZREIK (*op. cit.*) realizou, como anteriormente, ensaios de *fall cone* nas três argilas atrás referidas, onde fez variar o ângulo do cone em  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $75^\circ$  e pesando o conjunto 100g. O material das amostras ensaiadas foi misturado com água destilada de forma a obter diferentes teores em água.

Os valores dos teores em água *versus* a penetração do cone, para os três tipos de argilas ensaiadas, podem ser observados na Fig. 29.

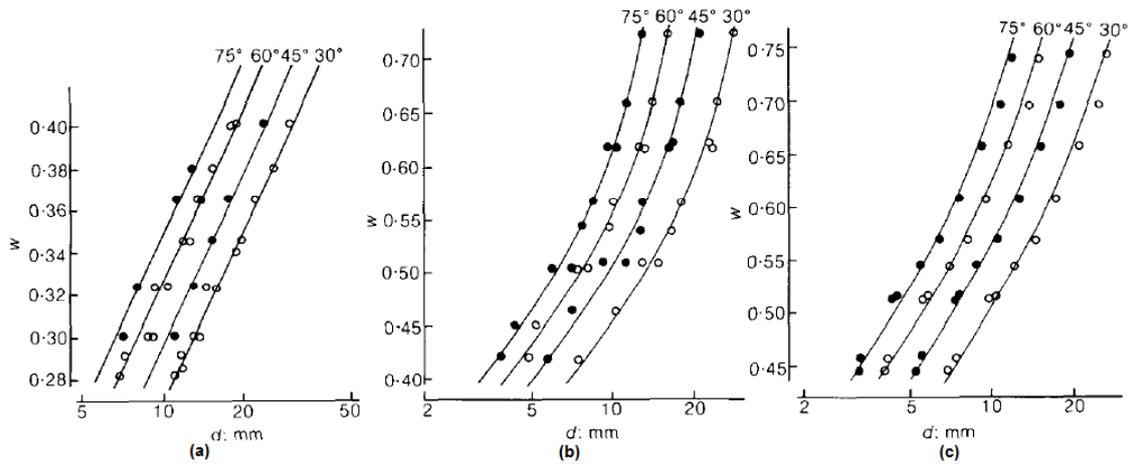


Fig. 29 - Relação entre a penetração (d) e o teor em água (w), para cones de diferentes ângulos e peso do conjunto de 100g: (a) Argila de Drammen; (b) Caulino de Speswhite; (c) Argila de Cambridge Gault (WOOD, 1985).

No gráfico (a) verifica-se que, para um mesmo teor em água, a diminuição no ângulo do cone irá provocar um aumento da penetração na amostra de solo. Neste caso, a relação entre o teor em água e a penetração é linear. Para os gráficos (b) e (c) verifica-se também que para um mesmo teor em água, a diminuição no ângulo do cone irá provocar um aumento da penetração do mesmo na amostra de solo mas a relação entre o teor em água e a penetração já não é linear, sendo o efeito de curvatura mais evidente no caso (b).

Por sua vez, os valores de teor em água versus a resistência ao corte não drenada obtidos através do ensaio de molinete, estão expostos na Fig. 30.

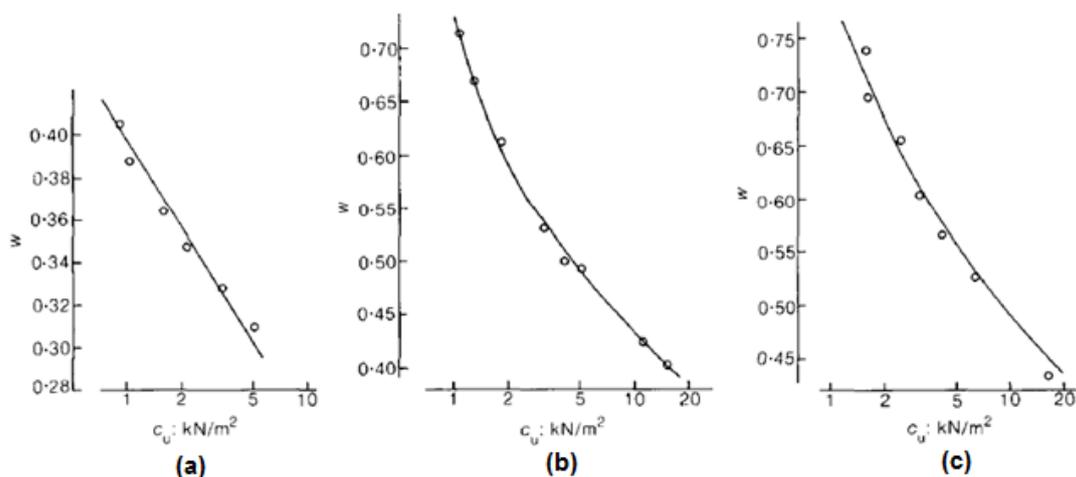


Fig. 30 - Teor em água versus a resistência ao corte não drenada obtida pelo ensaio de molinete: (a) Argila de Drammen; (b) Caulino de Speswhite; (c) Argila de Cambridge Gault (WOOD, 1985).

Na sequência dos gráficos anteriores, conclui-se que a relação entre o teor em água e a resistência ao corte não drenada é linear no gráfico (a) ao contrário do verificado no caso (b) e (c) que têm uma ligeira curvatura. Em todos os exemplos o aumento da resistência ao corte não drenada leva a uma diminuição do teor em água, ou seja, a uma aumento da profundidade de penetração do cone.

LEROUEIL *et al.* (1983 *in* ZREIK, 1996) estudou as propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas de argilas marinhas e lacustres do lado oriental do Canadá, e estabeleceu correlações entre algumas dessas propriedades. A relação entre  $c_u$ , em amostras remoldadas, e o índice de liquidez (IL) para valores entre  $0,4 \leq IL \leq 3,0$  foi expressa na seguinte equação:

$$c_u = \frac{10,2}{(IL - 0,21)^2}, \quad [g/cm^2] \quad (3.7)$$



## 4. TRABALHOS REALIZADOS

Quadro 11 - Resumo dos ensaios realizados, quantidade e normas utilizadas.

Ensaio		Quantidade	Norma
Teor em Matéria Orgânica		10	-
Teor natural em água		10	E16 (LNEC, 1953)
Análise granulométrica		2	E196 (LNEC, 1966) e E239 (LNEC, 1970)
Limite de liquidez (LL)	<i>Fall cone</i>	32	BS 1377: Parte 2, 1990
	Concha	32	NP-143 (LNEC, 1969)
Limite de plasticidade (LP)	<i>Fall cone</i>	32	BS 1377: Parte 2, 1990
	Atterberg	16	NP-143 (LNEC, 1969)
Resistência ao corte não drenada	<i>Fall cone</i>	28/32	BS 1377: Parte 2, 1990
	Molinete	20	D4648-05 (ASTM, 2005)

Como ilustrado no Quadro 11, foram realizados seis ensaios em cada um dos solos, sendo que em alguns dos ensaios foram utilizados diferentes dispositivos para comparar os resultados como o caso da concha de Casagrande e o *fall cone*. A quantidade de ensaios realizados não segue uma regra, tenta apenas chegar a um número que seja válido para se poder retirar algumas conclusões válidas.

### 4.1. Solos ensaiados

#### 4.1.1. Localização

Os solos em estudo nesta dissertação localizam-se nos extremos norte e sul da Península de Setúbal (Fig. 31).

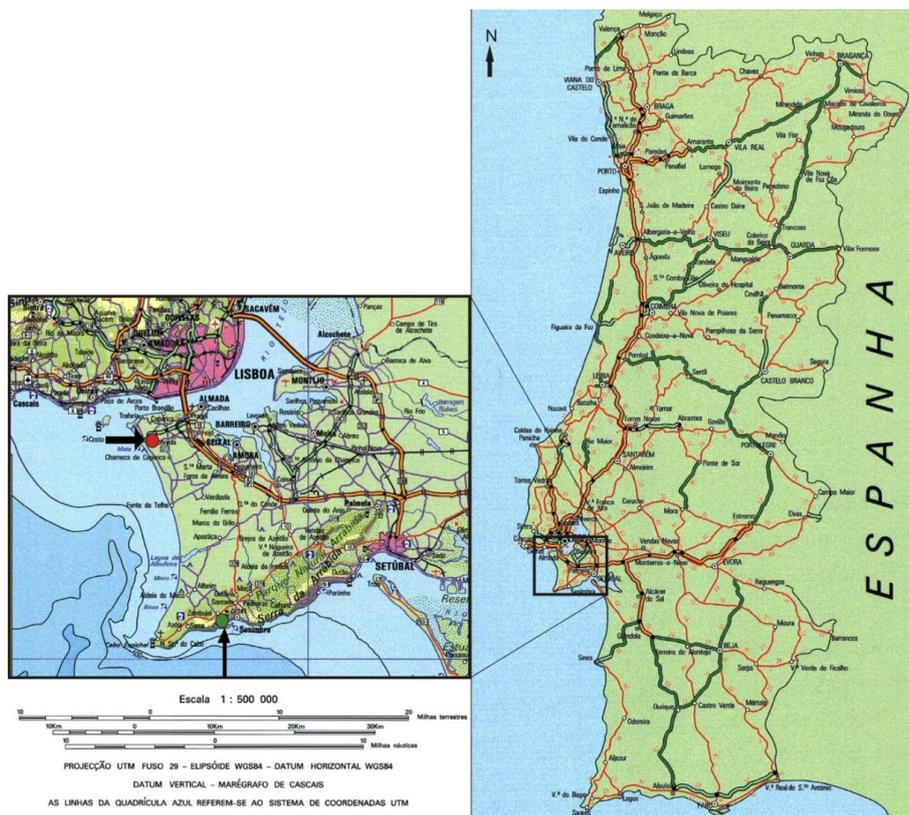


Fig. 31 - Localização espacial das amostras utilizadas (*adaptado da Carta Militar Itinerária à escala 1:500 000 do Instituto Geográfico do Exército, 1999*).

No extremo norte da Península de Setúbal, em local assinalado a vermelho na Fig. 31, recolheram-se algumas amostras próximo do cruzamento do IC 20, junto ao antigo parque aquático, com a EN 10-1 para os Capuchos (Fig. 32) definidas neste trabalho como solo 1.

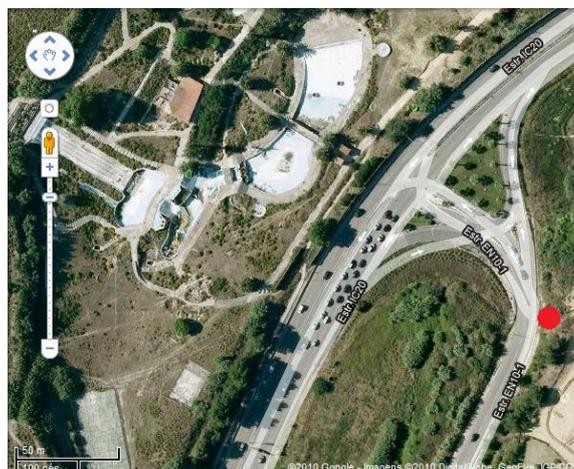


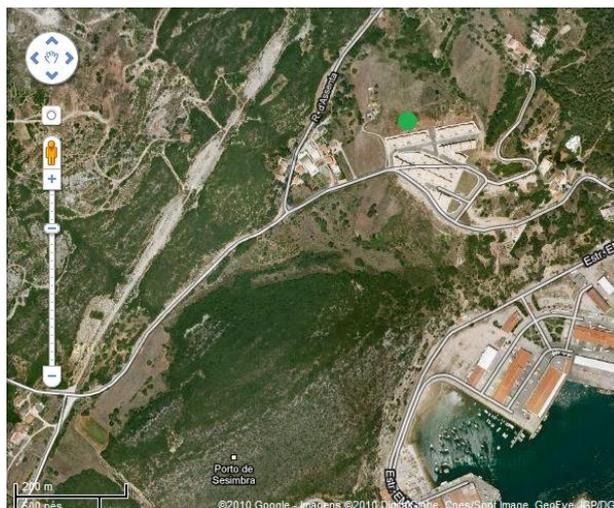
Fig. 32 - Ponto de amostragem do solo 1, junto aos Capuchos com as coordenadas GPS,  $+38^{\circ} 39' 7.38''$ ,  $-9^{\circ} 13' 35.02''$  (*Google Maps a 30-08-2010*).

O local de recolha é caracterizado pela presença de um afloramento de fácil acesso das chamadas “argilas azuis de Xabregas –  $M_{Xa}$ ” que se apresenta num talude bastante pronunciado e com pouco vegetação (Fig. 33). A recolha do material foi feita com a ajuda de um martelo de geólogo e pá, devido à forte inclinação do terreno e à baixa perturbação no mesmo. Antes da recolha foi realizada uma limpeza da superfície até cerca de 0,3 m de profundidade para afastar algum material deslocado e a pouca vegetação presente.



**Fig. 33 – Aspecto do talude onde foram recolhidas as amostras do solo 1.**

A sul da Península de Setúbal, assinalada com a cor verde na Fig. 31, recolheram-se as amostras do solo 2 num terreno baldio, junto a um complexo de vivendas recentes situado na encosta virada a sul com vista para o porto de abrigo de Sesimbra (Fig. 34). Para lá chegar, deverá seguir-se as indicações do castelo de Sesimbra e virar para a estrada d’Assenta que irá confluir num cruzamento, com vista para o mar, onde se deverá virar para a esquerda e percorrer a pé cerca de 200 m até ao local de recolha.



**Fig. 34 - Ponto de amostragem do solo 2, em Sesimbra com as coordenadas GPS, +38° 26' 39.66", -9° 6' 56.61" (Google Maps, 30-08-2010).**

O “complexo pelítico-carbonatado-evaporítico”, actualmente designado de “Pelitos, Calcários dolomíticos e evaporitos – J<sup>1</sup><sub>Da</sub>” pertencente à Formação de Dagorda, aflora num extenso terreno de declive médio a elevado e vegetação pouco densa (Fig. 35).



**Fig. 35 - Aspecto do talude onde foram recolhidas as amostras do solo 2.**

Para a recolha de amostras escolheu-se uma zona não perturbada e com pouca vegetação. Fez-se uso de um trado manual (Fig. 36), disponibilizado pelo Departamento de Ciências da Terra, para retirar alguns quilos de solo entre 0,4 e 1 m de profundidade. Essa margem de 0,4 m pretende prevenir a recolha de solo deslocado e terras vegetais.



Fig. 36 - Trado manual para recolha de amostras em profundidade do solo 2.

#### 4.1.2. Breve caracterização Geológico-Geotécnica

##### **Solo1 - Solos argilosos da unidade das “argilas azuis de Xabregas - M<sub>Xa</sub>”**

Do ponto de vista geológico, as colinas a norte do concelho de Almada são formadas por terrenos do Miocénico marinho de Lisboa, abraçando a quase totalidade do Burdigaliano, o Langhiano, o Serravaliano e o Tortonianiano inferior. Os terrenos Holocénicos, por sua vez, ocorrem em diversos locais sendo que, i) as aluviões do Tejo cobrem o sopé imerso dos taludes fronteiros a Lisboa, sendo visíveis desde o cais do Ginjal até à Trafaria, ii) as areias de praia de influência, maioritariamente, marinha e as acumulações eólicas ocorrem a poente da Trafaria, inflectindo depois para sul, na direcção do Cabo Espichel, iii) e os depósitos de vertente e aterros ocorrem em algumas zonas dos taludes virados ao Tejo e nos vales adjacentes (LAMAS, 1998).

No que se refere ao material estudado, importa destacar apenas os terrenos Miocénicos. Estes são terrenos constituídos por sucessões alternantes de siltes, argilas, areias e areolas, mais ou menos consolidadas e com maior ou menor percentagem de carbonatos, margas e, mais raramente, por calcarenitos lumachélicos compactos.

Devido à variedade de fácies destes terrenos e à sua grande riqueza micropaleontológica foi possível, através de estudos estratigráficos recentes, distinguir ao longo dos diferentes andares do Miocénico marinho da região de Lisboa oito ciclos sedimentares separados por superfícies transgressivas (ANTUNES *et al.*, 1998). A cada um desses ciclos sedimentares estão associadas diferentes características estratigráficas dos

terrenos Miocénicos de Lisboa e Península de Setúbal. Tendo em conta a sua génese, todos esses materiais podem ser incluídos num mesmo complexo litológico (COSTA, 1985), com importantes variações de composição não só entre camadas como dentro da mesma unidade litostratigráfica. Enquanto a fracção argilosa parece que aumenta de este para oeste, a fracção arenosa e carbonatada de algumas unidades diminui no mesmo sentido (RODRIGUES-CARVALHO *et al.*, 1989).

O Miocénico marinho da região de Lisboa deve a sua primeira classificação aos trabalhos realizados por COTTER (1903-04; 1956), posteriormente revistos, em termos cronostratigráficos por diversos autores dos quais se pode destacar mais recentemente o trabalho de ANTUNES *et al.* (2000). Aquele primeiro autor propõe para os terrenos miocénicos do concelho de Almada catorze unidades litostratigráficas, a iniciar na unidade II mais antiga (“Areolas com *Pecten pseudopandorae* da Avenida Estefânea”) do Burdigaliano, passando pela unidade VIa (“argilas, margas e grés fino argiloso com *Venus brocchii* de Xabregas”) do Serravaliano até à unidade VIIb mais recente (“Areias finas e grés argilo-calcário com *Pecten scabrellus* de Cabo Ruivo”) datadas do Tortoniano. De salientar o facto dos termos litológicos incluídos nas descrições propostas por COTTER (*op. cit.*) se basearem em cortes-tipo efectuados em Lisboa, onde o carácter marinho durante o Miocénico foi menos acentuado que em algumas zonas da margem sul do rio Tejo.

A classificação proposta por COTTER (*op. cit.*) e revista por outros autores encontra-se desactualizada, mas ainda assim é utilizada porque a maioria das unidades podem ser, com uma maior ou menor facilidade, reconhecidas no terreno e identificadas de acordo com o tipo litológico dominante descrito pelo autor. Actualmente, e segundo a mais recente carta geológica de Portugal, folha 34-D (CLAVIJO *et al.*, 2005), o Miocénico apresenta nova classificação iniciando-se nas “argilas de Prazeres” – M<sub>Pr</sub> pertencentes ao Aquitaniano superior e não aflorantes na zona da margem esquerda do Tejo, passando pelas “argilas azuis de Xabregas” – M<sub>Xa</sub> do Serravaliano inferior até às “areias e margas da Quinta do Anjo” – M<sub>QA</sub>, “areolas de Cabo Ruivo e areolas de Braço de Prata indiferenciadas” – M<sub>CB</sub>, “areolas de Braço de Prata” – M<sub>BP</sub> e findando nas “areolas de Cabo Ruivo” – M<sub>CR</sub> do Tortoniano.

Neste trabalho foram estudados os materiais pelíticos da unidade das “argilas azuis de Xabregas”, formada por diversas bancadas silto-argilosas de coloração cinzenta-azulada, às vezes com presença de areias finas fossilíferas. No extremo poente dessas colinas que se estendem ao longo da margem sul do Tejo, esta unidade aflora ao longo da Arriba Fóssil da Costa da Caparica, desde as proximidades dos tanques de combustíveis da OTAN, em São João da Caparica, até um pouco a sul do IC 20 (LAMAS, 1998).

Neste último local, por controlo tectónico, os estratos miocénicos adoptam maior inclinação, deixando de se poder visualizar no terreno por se encontrarem encobertos por depósitos de vertente. Os materiais presentes são sedimentos de ambientes de deposição profunda, correspondendo aos depósitos transgressivos e de nível alto da sequência deposicional S1, e representam a maior transgressão de todo o Miocénico (CLAVIJO *et al.*, 2005).

Do ponto de vista geotécnico e com base em resultados de ensaios de laboratório, LAMAS (1998) determinou algumas propriedades físicas e mecânicas dos solos pelíticos da unidade das “argilas azuis de Xabregas”. Para a análise granulométrica o autor ensaiou oito amostras chegando aos seguintes valores apresentados no Quadro 12.

**Quadro 12 - Análise granulométrica de amostras recolhidas por LAMAS (1998).**

	<b>Areias (%)</b>	<b>Siltes (%)</b>	<b>Argilas (%)</b>
Mínimo	0,4	77,9	4,4
Média	1,1	90,7	8,7
Máximo	11,7	99,6	10,5
Desvio padrão (DP)	± 3,8	± 6,9	± 2,3

Dessas amostras, traçaram-se oito curvas granulométricas que se podem observar na Fig. 37.

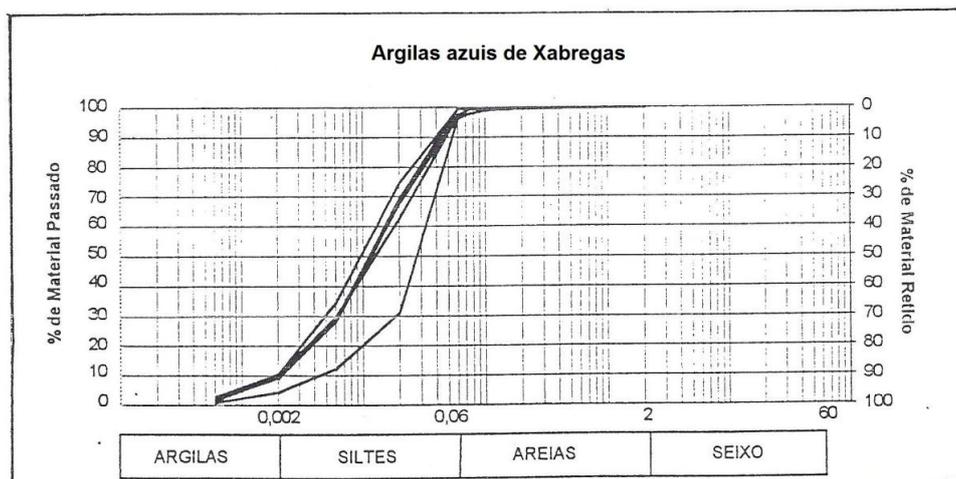


Fig. 37 - Curvas granulométricas das "argilas azuis de Xabregas" (LAMAS, 1998).

Verifica-se que nesta análise as curvas traçadas estão, com excepção de uma, representadas segundo um fuso bastante estreito, o que evidência uma elevada uniformidade granulométrica entre as amostras recolhidas.

Em relação aos ensaios dos limites de consistência, o referido autor apresenta a gama de valores para o LL, LP, IP e actividade das argilas ( $A_t$ ) apresentado no Quadro 13. Salienta-se que, neste caso, foi utilizado o dispositivo de Casagrande para determinar o LL.

Quadro 13 - Limites de consistência das "argilas azuis de Xabregas" (adaptado de LAMAS, 1998).

	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$A_t$
Mínimo	24,0	19,0	5,0	0,51
Média	34,7	21,3	12,6	1,24
Máximo	43,0	26,0	22,0	2,12
DP	± 6,8	± 2,8	± 6,0	0,67

Através da comparação do valor mínimo, máximo e médio de actividade apresentado no Quadro 13, com os valores "padronizados" desta característica para os principais minerais de argila, é possível conhecer indirectamente a composição mineralógica da argila em causa e que pode ser vista na Fig. 38. Segundo os valores mínimo, máximo e médio, o mineral de argila mais representado é a Illite.

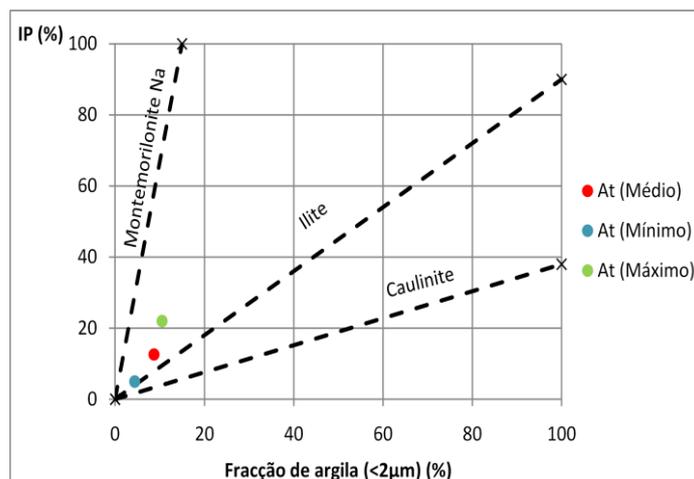


Fig. 38 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade das "argilas azuis de Xabregas" (adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006).

Com base nos valores dos limites de consistência, LAMAS (*op. cit.*) obteve os seguintes resultados para as três classificações dos solos Quadro 14 - Classificação unificada de solos para fins de engenharia (CORREIA, 1988); Classificação de solos para fins rodoviários (E240, 1970) e a Classificação triangular (E219, 1968).

Quadro 14 - Classificações das "argilas azuis de Xabregas" (adaptado de LAMAS, 1998).

Classificação	Nomenclatura	Descrição
Unificada	CL	Argila inorgânica de baixa a média plasticidade;
	ML	Silte inorgânico e areias muito finas;
Rodoviária	A-4	Solo silteoso não plástico a moderadamente plástico;
	A-6	Solo argiloso plástico;
	A-7-6	Solo argiloso plástico com IP alto em relação ao LL;
Triangular	Silte	-

Uma vez que o comportamento deste tipo de solos depende, essencialmente, da composição mineralógica da fracção silto-argilosa, LAMAS (1998) efectuou uma análise

geral semi-quantitativa, por difractometria de Raios-X, de seis das amostras por ele estudadas (Quadro 15).

**Quadro 15 - Determinação semi-quantitativa relativa às mineralogias da fracção argilosa, efectuadas a partir de difractogramas de raios-X (adaptado de LAMAS 1998).**

	Composição mineralógica (%)					
	CC-S1	CC-S2	CC-S7	CC-S10	CC-S11	CC-S12
Esmectite	25	31	38	39	49	42
Illite	53	43	42	37	32	38
Caulinite	22	26	20	24	19	20

No caso da composição mineralógica da fracção argilosa vemos que predomina a illite com valor médio de 41% seguida de 37% de esmectite e por fim a caulinite com 22%.

## **Solo 2 – pelitos, calcários dolomíticos e evaporitos (J<sup>1</sup><sub>Da</sub>)**

CHOFFAT (1908) destacou-se como o primeiro autor a elaborar um estudo de referência interessando toda a cadeia da Arrábida. Este autor efectuou uma descrição litológica minuciosa das diferentes unidades aflorantes, propondo uma primeira interpretação da complexa tectónica da região.

Observando a Fig. 39, verifica-se que os materiais margosos e argilosos do Hetangiano a Sinemuriano inferior (Jurássico inferior), designados primeiramente por “complexo pelítico-carbonatado-evaporítico” e actualmente como “pelitos, calcários dolomíticos e evaporitos – J<sup>1</sup><sub>Da</sub>” na recente carta geológica de Portugal, folha 38-B (PAIS *et al*, 2005), encontram-se no centro do diapiro de Sesimbra. Este forma um vale que se desenvolve encaixado entre as colinas do Castelo e Moinho da Forca, a SE, e as colinas do Casalão e Pedrógão a NW, estendendo-se na direcção aproximada de NE-SW. Uma segunda faixa destes terrenos, encontra-se orientada de NW-SE, estendendo-se a meio da encosta da Serra da Achada, entre Santana e o mar.

Entenda-se por diapiro a estrutura em anticlinal cujo núcleo, constituído por formações extremamente plásticas, rompeu através das camadas sobrejacentes, perfurando-as em direcção à superfície. Este tipo de fenómeno é habitual em rochas como sal-gema, gesso,

argilas e margas salíferas, entre outras. A ascensão das massas plásticas provoca deformações profundas, não só nas próprias rochas plásticas em movimento, como nos terrenos encaixantes (GONÇALVES, 1988).

Segundo KULLBERG *et al.* (2000), o diapiro de Sesimbra tem origem em fenómenos de hidrotermalismo do ciclo alcalino, com probabilidade de estar relacionado com o acidente profundo de NNW-SSE afectando o soco hercínico. Por sua vez, o comportamento plástico do complexo Hetangiano-Sinemoriano possibilitou a sua ascensão através da cobertura de terrenos sedimentares deformando-a.

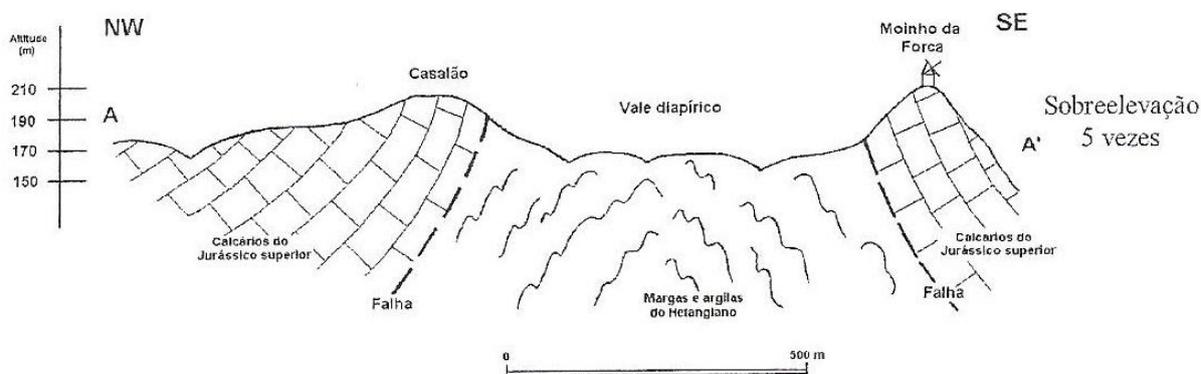


Fig. 39 - Corte esquemático interpretativo do trecho principal do diapiro de Sesimbra (LAMAS, 2008)

Neste trabalho será utilizado o termo geológico-geotécnico – “argilitos carbonatados gipsíferos”, adaptado de SOBREIRA (1995) para referir a unidade aqui exposta, uma vez que essa designação encaixa melhor no aspecto e textura do material encontrado, ou seja, argilas de tom avermelhado com pequenas inclusões de gesso fibroso de quando em vez. Segundo MANUPELLA *et al.* (1999), esta unidade é constituída essencialmente por pelitos vermelhos, esverdeados e cinzentos, siltosos, nos quais se intercalam evaporitos, gesso, sal-gema e finas camadas margo-dolomíticas. Os limites inferior e superior não são visíveis, devido aos contactos por falhas que caracterizam os afloramentos, ficando assim a espessura do conjunto indeterminada.

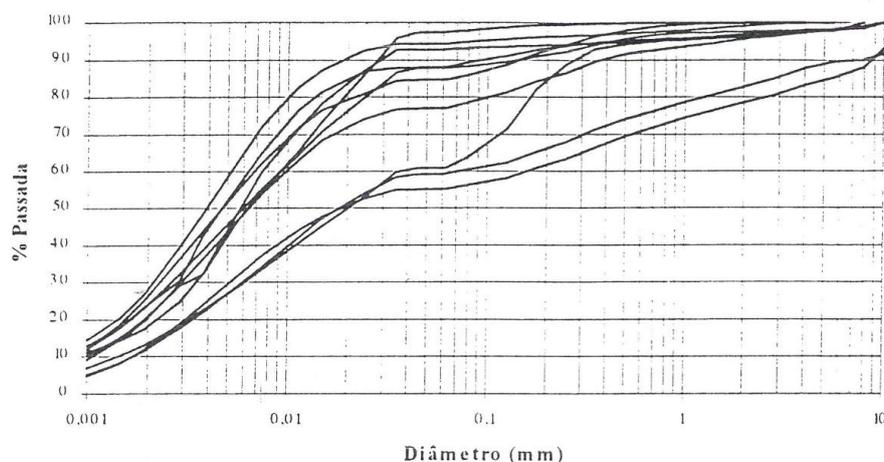
No vale diapírico de Sesimbra os terrenos são muito acidentados, verificando-se a maior variação litológica e uma tectonização mais intensa. Neste local, os terrenos argilo-margosos gipsíferos do Hetangiano a Sinemuriano inferior, são cortados por inúmeros

veios e filões eruptivos e bancos de dolomitos. As elevações planálticas circundantes são formadas por calcários dolomíticos do Jurássico médio. Para a análise granulométrica (SOBREIRA, 1995) ensaiou dez amostras pertencentes a esta unidade, obtendo os valores apresentados no Quadro 16.

**Quadro 16 - Análise granulométrica de amostras recolhidas por SOBREIRA, 1995 no vale diapírico de Sesimbra.**

	<b>Areias (%)</b>	<b>Siltes (%)</b>	<b>Argilas (%)</b>
Mínimo	2,0	44,0	11,0
Média	15,3	60,6	18,0
Máximo	37,0	78,0	27,0
DP	10,55	11,9	6,12

Dessas dez amostras o mesmo autor traçou curvas granulométricas características desta unidade, como se pode observar na Fig. 40.



**Fig. 40 - Curvas granulométricas dos "argilitos carbonatados gipsíferos" (SOBREIRA, 1995).**

O mesmo autor obteve a seguinte gama de valores de LL, LP, IP e actividade das argilas (Quadro 17). Neste caso foi igualmente utilizado o dispositivo de Casagrande para determinar o LL.

Quadro 17 - Limites de consistência das "argilitos carbonatados gipsíferos" (adaptado de SOBREIRA, 1995).

	LL (%)	LP (%)	IP (%)	A <sub>t</sub>
Mínimo	21,0	15,0	6,0	0,46
Média	39,4	22,1	17,3	0,94
Máximo	49,0	29,0	27,0	1,66
DP	8,72	4,95	7,33	0,38

Através da comparação do valor mínimo, máximo e médio de actividade das argilas com os valores conhecidos da actividade dos principais minerais de argila é possível conhecer indirectamente a composição mineralógica da argila em causa (Fig. 41).

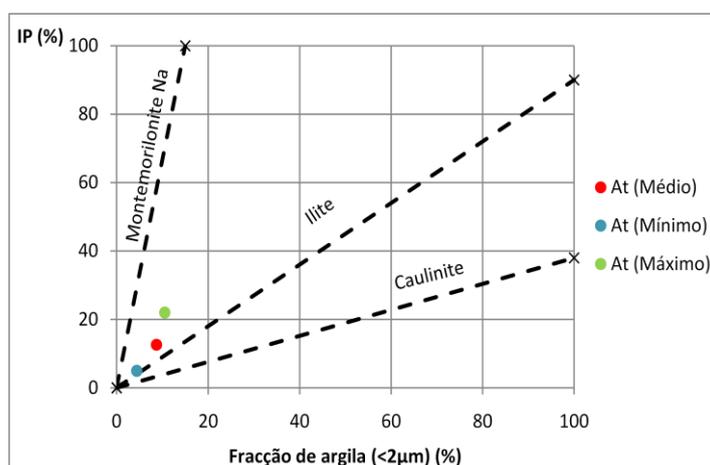


Fig. 41 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade dos "argilitos carbonatados gipsíferos" (adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006).

Da observação do gráfico observa-se que para os valores mínimos e máximos a argila é classificada como uma illite, assim como no caso anterior. Contudo, o valor médio cai na zona da caulinite.

Com os valores atrás referidos dos limites de consistência o autor classificou o solo segundo as classificações Unificada e Rodoviária, tendo obtido os resultados apresentados no Quadro 18.

**Quadro 18 - Classificação dos "argilitos carbonatados gipsíferos" (adaptado de SOBREIRA, 1995).**

<b>Classificação</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Descrição</b>
Unificada	CL	Argila inorgânica de baixa a média plasticidade;
	ML	Silte inorgânico e areias muito finas;
Rodoviária	A-6	Solo argiloso plástico;
	A-7-6	Solo argiloso plástico com IP alto em relação ao LL;

Uma vez que o comportamento de solos deste tipo depende, essencialmente, da composição mineralógica da fracção silto-argilosa, LAMAS & SANTANA (2008) procederam à determinação semi-quantitativa, a partir de difractogramas de raios-X, da mineralogia da fracção argilosa de quatro amostras.

**Quadro 19 - Determinação semi-quantitativa relativa à mineralogia da fracção argilosa, efectuada a partir de difractogramas de raios-X (adaptado de LAMAS & SANTANA, 2008).**

	<b>Composição mineralógica (%)</b>			
	SE1	SE2	SE3	SE4
Clorite	26	-	-	-
Esmectite	-	2	-	-
Ilite	23	31	62	39
Caulinite	51	67	38	60

Neste caso, e apesar de não contrariar totalmente a informação dada na Fig. 41, o filossilicato dominante será a caulinite, que ronda em média os 54%, seguindo-se a ilite com 38%. Outros estudos efectuados por SOBREIRA & ALMEIDA (1995) na análise mineralógica das amostras predominam as ilites seguidas pelas esmectites ou pelas caulinites, corroborando agora o que está presente no gráfico já referido.

## 4.2. Enquadramento experimental em laboratório

### 4.2.1. Dispositivos usados

#### ***Fall Cone***

Dispositivo de *fall cone* não automatizado (Fig. 42) para determinação do limite de liquidez, fabricado pela empresa CONTROLS S.R.L., gentilmente cedido pelo Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL.

O aparelho apresenta as seguintes características geométricas e mecânicas (Fig. 43):

- ❖ Ângulo do cone,  $\alpha=30\pm 1^\circ$ ;
- ❖ Peso do conjunto (cone + eixo) igual a  $80\pm 1$  g;
- ❖ Cone de 35 mm de altura;
- ❖ Cápsula de metal com 55 mm de diâmetro e 40 mm de profundidade;
- ❖ Leitor analógico manual até 40 mm de profundidade de penetração;

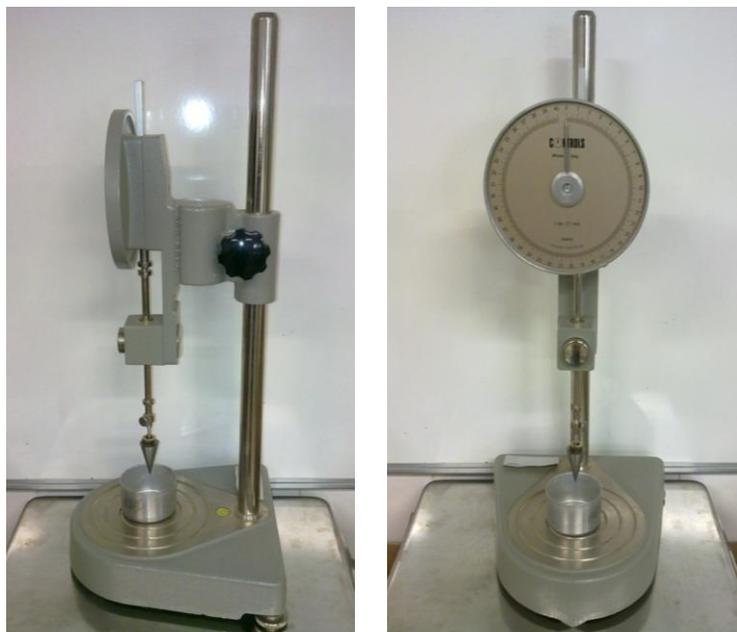


Fig. 42 - Dispositivo de *fall cone* usado nos ensaios.

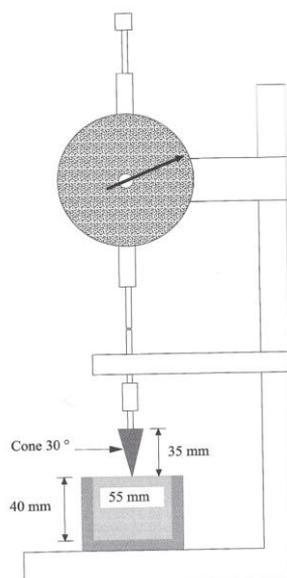


Fig. 43 - Esquema do dispositivo de *fall cone* (adaptado de FERNANDES, 2006)

Para os ensaios realizados por este método, utilizou-se a metodologia especificada na norma britânica (BS 1377: Parte 2, 1990). Esta norma encontra-se bastante completa e actualizada para a determinação do limite de liquidez em amostras de solo no estado natural. Referira-se que na mesma o limite de liquidez é definido como o teor em água quando se obtém uma penetração do cone de 20 mm, na amostra de solo ensaiada. Para obter este valor será necessário efectuar um ensaio com 4 repetições, adicionando a cada repetição água destilada. Por sua vez, os resultados das quatro repetições serão apresentados num gráfico linear do teor em água (eixo das ordenadas) *versus* a penetração do cone (eixo das abcissas). O valor do limite de liquidez será lido no gráfico após o ajuste da melhor recta linear entre os três ou quatro pontos traçados.

No caso da determinação da resistência ao corte não drenada pelo método de *fall cone*, será aplicada uma correlação descrita no capítulo anterior onde entrará o valor da profundidade de penetração, o peso do cone e a constante K. Para esta última, serão utilizados os respectivos valores teórico e experimental apresentados atrás no ponto 3.4.2, de forma a comparar os dois resultados.

## Concha de Casagrande

Para a comparação dos valores de limite de liquidez, foi utilizada uma concha de Casagrande (Fig. 44) fabricada pela empresa TECNOTEST S.R.L., que se encontra em funcionamento no Laboratório de Geologia de Engenharia do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL.



Fig. 44 - Dispositivo de concha de Casagrande usado nos ensaios.

Para os ensaios, realizados por este método, utilizou-se a metodologia especificada na norma portuguesa NP-143 (LNEC, 1990). De referir que nesta norma o limite de liquidez é definido como o teor em água quando o sulco aberto no solo se fecha em pelo menos 1 cm, após 25 golpes. Para obter o valor do limite de liquidez é necessário efectuar um ensaio com 4 repetições, adicionando a cada repetição, uma nova medida de água destilada. Os resultados do ensaio, serão apresentados num gráfico com o teor em água no eixo das ordenadas em escala linear e a penetração do cone é apresentada no eixo das ordenadas em escala logarítmica. O valor do limite de liquidez será lido após o correcto ajuste da melhor recta linear entre os quatro pontos traçados. De salientar que o dispositivo da concha de Casagrande utilizado apresenta uma base mole.

## Molinete de laboratório

Para validar os valores de resistência ao corte obtida pelo mecanismo de *fall cone*, foi utilizado um *Lab vane* ou ensaio de molinete de laboratório, que permite obter a coesão não drenada do solo ensaiado. O dispositivo de molinete utilizado (Fig. 45), , encontra-se

em funcionamento no Laboratório de Geologia de Engenharia do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNL.

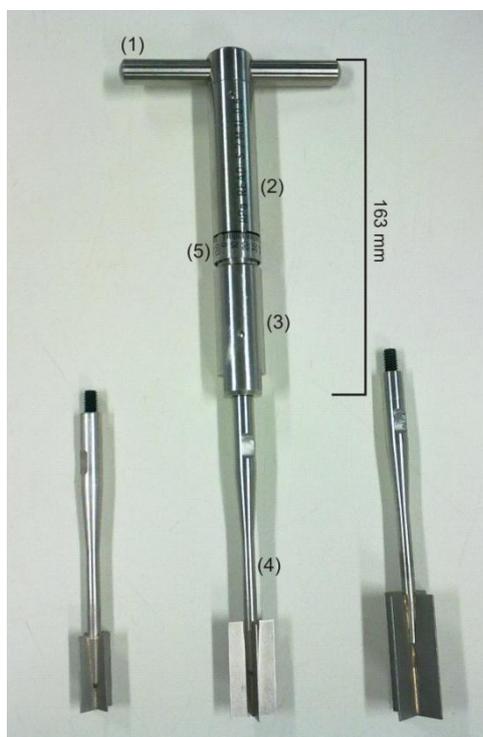


Fig. 45 - Molinete utilizado nos ensaios realizados.

O aparelho apresenta as seguintes componentes mecânicas:

- ❖ Punho para auxílio no movimento de torção (1);
- ❖ Corpo superior do instrumento (2);
- ❖ Corpo inferior do instrumento que acompanha o movimento das lâminas (3);
- ❖ Ponteiros de 4 lâminas, substituível (4);
- ❖ Anel graduado (kPa) para registo do valor de coesão (5);
- ❖ Diversas varas para acrescento para ensaios em furos *in situ*.

Nos ensaios realizados, utilizou-se a metodologia apresentada no documento técnico do aparelho e a norma D 4648-05 (ASTM, 2000). Esta metodologia permite estimar, “*in situ*” e em laboratório, a resistência ao corte não drenada em argilas moles saturadas, onde se pressupõe um ângulo de atrito nulo ( $\phi=0$ ). De salientar que o aparelho não necessita de qualquer equação para estimar a resistência ao corte, uma vez que foi

calibrado para esse efeito e possui um anel graduado que regista as leituras efectuadas até à unidade.

O ensaio é usado em solos cuja resistência ao corte se pense ser inferior a 260 kPa. Este é um método que não deve ser aplicado em solos arenosos, ou de elevada permeabilidade, uma vez que só permite obter valores correctos em solos coesivos, sob condições não drenadas. Este ensaio pode ser executado directamente em furos de sondagem, até alguns metros de profundidade, obtendo assim uma coesão relativa para os terrenos “*in situ*”. Em laboratório são usadas amostras remoldadas, nas quais se fazem variar os teores em água para se obter uma variação da coesão em ambiente não drenado. Para os resultados obtidos, é necessário fazer uma correcção aos valores lidos no dispositivo, dependendo da dimensão das lâminas que se está a usar (Quadro 20).

Quadro 20 - Factores de correcção dos valores de coesão obtidos na leitura directa do *Lab vane*.

Dimensões das lâminas	Factor <sup>2</sup>
16 x 32 mm	2
20 x 40 mm	1
25,4 x 50,8 mm	0,5

#### 4.2.2. Determinação do LL

##### ***Fall cone***

Segundo a norma britânica (BS 1377: Parte 2, 1990), a metodologia correcta para a determinação do limite de liquidez através do mecanismo de *fall cone* pode ser resumida nos seguintes pontos:

- 1) Secar na estufa uma porção de solo que exceda os 500g;

<sup>2</sup> Factor que se deve multiplicar ao valor lido no dispositivo de molinete.

- 2) Após secagem da amostra na estufa, desterroar num almofariz com um pilão de borracha de forma a promover a separação das partículas sem alteração da granulometria;
- 3) Seguidamente, passa-se todo o material desagregado pelo peneiro nº 40 da série ASTM;
- 4) Do material passado nesse peneiro tomam-se 300 g que se misturam com água destilada durante 10 minutos, usando para esse efeito uma espátula, de forma a obter uma massa homogénea e consistente. De cada vez que se adiciona mais água destilada, a amassadura deverá prolongar-se pelo menos 5 minutos;
- 5) Colocar uma porção da mistura anterior (utilizar 1/4 da mistura), numa cápsula de dimensões padronizadas, com 55 mm de diâmetro por 40 mm de profundidade, com auxílio de uma espátula, tendo o cuidado de não deixar vazios no interior. Alisar a superfície do solo dentro da cápsula de forma a retirar o excesso de solo;
- 6) Com o cone fixo na posição mais elevada, baixar o aparelho de suporte do cone e eixo de forma que a ponta do cone apenas toque a superfície do solo. Sabe-se que o cone está na posição correcta porque com um pequeno movimento da cápsula, a superfície fica levemente marcada;
- 7) Anotar a leitura inicial do cone, com recurso à vareta do mostrador analógico;
- 8) Soltar o cone da posição inicial durante  $5 \pm 1$  s e voltar a bloquear o dispositivo de forma a poder-se efectuar nova leitura referente à posição final, após a penetração do cone no solo. A penetração efectiva do cone será a diferença entre a leitura final e a inicial;
- 9) Retirar uma porção de cerca de 10 g da área do solo onde ocorreu a penetração do cone e determinar o teor em água da mesma;
- 10) Retirar e limpar o cone para se efectuar novas manobras;
- 11) Repetir todos os passos desde o ponto 3) a 10), mais três vezes no mínimo para cada valor do limite de liquidez. Nas 4 repetições é necessário variar o teor em água na mistura a fim de se obterem 2 valores acima do valor óptimo (limite de liquidez) e 2 valores abaixo.

Notas importantes para a correcta execução do ensaio:

- Não deixar qualquer bolha de ar na mistura (ponto 4) porque irá deturpar gravemente os valores obtidos;
- O código de boa prática deste ensaio aconselha a determinação de dois valores entre 15 e 20 mm e outros dois valores entre 20 e 25 mm, de forma a poder traçar a melhor recta de regressão possível;
- Não deixar que a ponta do cone colida contra a base da cápsula para que a primeira não fique deformada, prejudicando a precisão dos valores e repetibilidade do ensaio;

Esta metodologia é, em grande parte, semelhante à metodologia seguida na norma NP-143 de 1969, sobre a determinação dos limites de consistência. Dai que, em alguns laboratórios, seja adaptada para a execução dos ensaios de *fall cone*.

### **Concha de Casagrande**

Para o caso da concha de Casagrande a metodologia a seguir está apresentada na norma portuguesa NP-143 (LNEC, 1969) e pode ser transcrita nos seguintes pontos:

- 1) Secar na estufa uma porção de solo que exceda os 500g;
- 2) Tomar 500 g de amostra de solo seca na estufa, a ensaiar, para desterroar num almofariz com um pilão de borracha de forma a promover a separação das partículas sem alteração da granulometria;
- 3) Seguidamente, passa-se todo o material desagregado pelo peneiro nº 40 da série ASTM;
- 4) Do material passado nesse peneiro tomam-se 100 g que se misturam com água destilada durante 10 minutos usando, para esse efeito uma espátula, de forma a obter uma massa homogénea e consistente. De cada vez que se adiciona mais água destilada, a amassadura deverá prolongar-se pelo menos 5 minutos;
- 5) Colocar uma porção da mistura anterior sobre a concha de forma a atingir uma superfície horizontal e 1 cm de espessura máxima, com auxílio de uma espátula, tendo o cuidado de não deixar vazios no interior.
- 6) Com o auxílio do riscador ou cinzel abrir um sulco recto e perpendicular ao operador;

- 7) Com o contador de golpes a zero, iniciar o movimento rotativo da alavanca provocando a queda da concha de uma altura padronizada, à razão de dois golpes por segundo;
- 8) Anotar o número de golpes quando as duas porções do provete, devido aos golpes da concha sobre a base, entrarem em contacto pela parte inferior do sulco numa extensão de cerca de 1 cm;
- 9) Retirar uma porção de cerca de 10 g da área do solo onde ocorreu o contacto das duas porções e determinar o teor em água da mesma;
- 10) Retirar e limpar a concha para se efectuar novas manobras;
- 11) Repetir todos os passos desde o ponto 4) a 10), no total de quatro vezes para cada ensaio do limite de liquidez. Nas 4 repetições, é necessário variar o teor em água na mistura a fim de se obter 2 valores acima do valor óptimo (limite de liquidez) e 2 valores abaixo.

Notas importantes para a correcta execução do ensaio:

- Não deixar qualquer bolha de ar na mistura porque irá deturpar gravemente os valores obtidos;
- À semelhança do ensaio de *fall cone*, o código de boa prática deste ensaio aconselha a determinação de dois valores entre 10 e 25 golpes e outros dois valores entre 25 e 40 golpes, de forma a poder traçar a melhor recta de regressão possível;

#### 4.2.3. Determinação do $c_u$

##### ***Fall cone***

Segundo ZREIK (1991), a metodologia correcta para a determinação da resistência ao corte não drenada e preparação das amostras, está apresentada na (BS 1377: Parte 2, 1990). Assim a metodologia adoptada é muito idêntica à anteriormente apresentada com algumas modificações nos últimos pontos.

- 1) Secar na estufa uma porção de solo que exceda os 500g;

- 2) Após secagem da amostra na estufa, desterroar com um almofariz e pilão de borracha de forma a promover a separação das partículas sem alteração da granulometria;
- 3) Seguidamente, passa-se todo o material desagregado pelo peneiro nº 40 da série ASTM;
- 4) Do material passado nesse peneiro, tomam-se 300 g de material que se misturam com um volume pré-estabelecido de água destilada, durante 10 minutos, de forma a obter diferentes teores em água, variando entre 35% e 110% aproximadamente. Pretende-se com isto obter para o mesmo teor em água três ou quatro leituras de penetração do cone na amostra e fazer a média de penetração do cone para o teor em água pré-definido.
- 5) Após misturar tudo com o auxílio de uma espátula de forma a obter uma massa homogénea e consistente, colocar uma porção da mistura numa cápsula padronizada com 55 mm de diâmetro por 40 mm de profundidade, com auxílio de uma espátula, tendo o cuidado de não deixar vazios no interior. Alisar a superfície do solo dentro da cápsula de forma a retirar o excesso de solo;
- 6) Com o cone fixo na posição mais elevada, baixar o aparelho de suporte do cone e eixo de forma que a ponta do cone apenas toque a superfície do solo. Sabe-se que o cone está na posição correcta porque com um pequeno movimento da cápsula, a superfície fica levemente marcada;
- 7) Anotar a leitura inicial do cone, com recurso à vareta do mostrador analógico;
- 8) Soltar o cone da posição inicial durante  $5 \pm 1$  s e voltar a bloquear o dispositivo de forma a poder-se efectuar nova leitura para a posição final, após a penetração do cone no solo. A penetração efectiva do cone será a diferença entre a leitura final e a inicial;
- 9) Retirar e limpar o cone para se efectuarem novas manobras;
- 10) Repetir todos os passos desde o ponto 4) a 9), num total de três a quatro vezes;
- 11) A resistência ao corte não drenada é calculada usando a seguinte relação estabelecida por HANSBO (1957 *in* ZREIK, 1991):

$$c_u = 9,81 \frac{KW}{d^2}, \quad [kPa] \quad (4.1)$$

Notas importantes para a correcta execução do ensaio:

- Demorar o menor tempo possível na execução das repetições do ensaio, para o mesmo teor em água, de forma a não provocar variação do mesmo;

### **Molinete ou *lab vane***

Segundo a norma D4648-05 (ASTM, 2000) e o documento técnico do aparelho utilizado a metodologia correcta para a determinação da resistência ao corte não drenada e preparação das amostras para o ensaio de molinete de laboratório, pode ser resumida nos seguintes pontos:

- 1) Secar na estufa uma porção de solo suficiente para o número de ensaios que se pretende executar;
- 2) Após secar, desterroar com um almofariz e pilão de borracha de forma a promover a separação das partículas sem alteração da granulometria;
- 3) Seguidamente, passa-se todo o material desagregado pelo peneiro nº 40 da série ASTM;
- 4) Do material passado nesse peneiro tomam-se aproximadamente 1000 g que se misturam com água destilada durante 10 minutos, usando para esse efeito uma espátula, de forma a obter uma massa homogénea e consistente, sempre que se adiciona mais água prolongar-se a amassadura;
- 5) Colocar a mistura anterior num recipiente cujo diâmetro seja, aproximadamente, três vezes superior ao diâmetro e duas vezes a altura das lâminas usadas (no caso em estudo foi usado o molde pequeno do ensaio de proctor porque corresponde às medidas especificadas e permite evitar o movimento de rotação);
- 6) Escolher uma das ponteiras para acoplar ao mecanismo e verificar se o anel graduado está na posição inicial;
- 7) Cravar as lâminas na amostra de solo totalmente, de forma que não toque no fundo do recipiente e não fiquem também parcialmente de fora;
- 8) Girar o punho no sentido dos ponteiros do relógio, o mais devagar possível, de forma a aplicar um torque contínuo e progressivo;
- 9) Quando o corpo inferior seguir o corpo superior do mecanismo então deu-se o corte, obtendo-se a máxima resistência ao corte não drenada;

- 10) Retirar as lâminas cravadas no solo, não mexendo no anel de leitura, e anotar a leitura que é dada directamente em kPa;
- 11) Após a leitura, retirar uma porção de solo da zona ensaiada para determinar o teor em água da mistura;
- 12) Repetir novamente o procedimento dos pontos 6 ao 11, quantas vezes forem necessárias;

Notas importantes para a correcta execução do ensaio:

- À semelhança do outros ensaios, não deixar qualquer bolha de ar na mistura porque irá deturpar gravemente os resultados obtidos;
- Não deixar que o recipiente siga o movimento rotativo do molinete (8);
- Estando cravadas as lâminas na amostra, verificar se não tocam no fundo do molde e se estão completamente embebidas na massa de solo, para que toda a secção apresente a mesma tensão de confinamento.



## 5. RESULTADOS OBTIDOS

### 5.1. Teor em água e matéria orgânica

Das amostras recolhidas no campo para os solos em estudo foi analisado, em primeiro lugar, o teor em água natural para aferir a situação de referência de acordo com a especificação E16 (LNEC, 1953). Do teor natural em água de 10 amostras, por solo, foi possível chegar às médias apresentadas no Quadro 21. De referir que as amostras foram recolhidas na Primavera, o que explica a semelhança entre aqueles teores médios.

**Quadro 21 - Valores médios do teor em água natural dos dois solos estudados.**

	<b>Teor natural em água (%)</b>
“argilas azuis de Xabregas”	26,0
“argilitos carbonatados gipsíferos”	27,5

Foram também executados ensaios de determinação do teor em matéria orgânica em ambos os solos, recorrendo para tal a um protocolo interno para a sua determinação. O procedimento baseia-se na queima de uma porção de solo dentro de um cadinho numa mufla a 450° C. Para saber a sua percentagem deve anotar-se o peso do solo antes e após a queima.

**Quadro 22 - Valores médios da percentagem de matéria orgânica presente em cada solo.**

	<b>Matéria orgânica (%)</b>
“argilas azuis de Xabregas”	0,86
“argilitos carbonatados gipsíferos”	0,69

Observando o Quadro 22, repara-se que a percentagem de matéria orgânica em cada solo não atinge os 2% referidos na especificação E196 (LNEC, 1966) para a análise granulométrica da fracção passada no peneiro de malha 2,00 mm (#10). Nestas

condições deverá seguir-se a metodologia mais adequada, apresentada naquela norma, para solos de baixa percentagem de matéria orgânica.

## 5.2. Análise Granulométrica

Para os solos em estudo, foi realizada uma peneiração por via húmida segundo a especificação E239 (LNEC, 1970) para a fracção grosseira do solo (na maioria areias), ou seja, todo o material retido no peneiro de malha ASTM 0,074 mm (#200). Para a fracção fina, efectuou-se a sedimentação, recorrendo para isso à especificação E196 (LNEC, 1966).

A análise granulométrica e a determinação dos limites de consistência são ensaios primários e fundamentais no domínio da mecânica dos solos, devendo ser realizados em qualquer trabalho deste domínio de forma a identificar e classificar correctamente o solo. De salientar que em ambos os solos foram efectuadas duas análises granulométricas com o intuito de mitigar erros derivados da sua execução (Fig. 46 e Fig. 47).

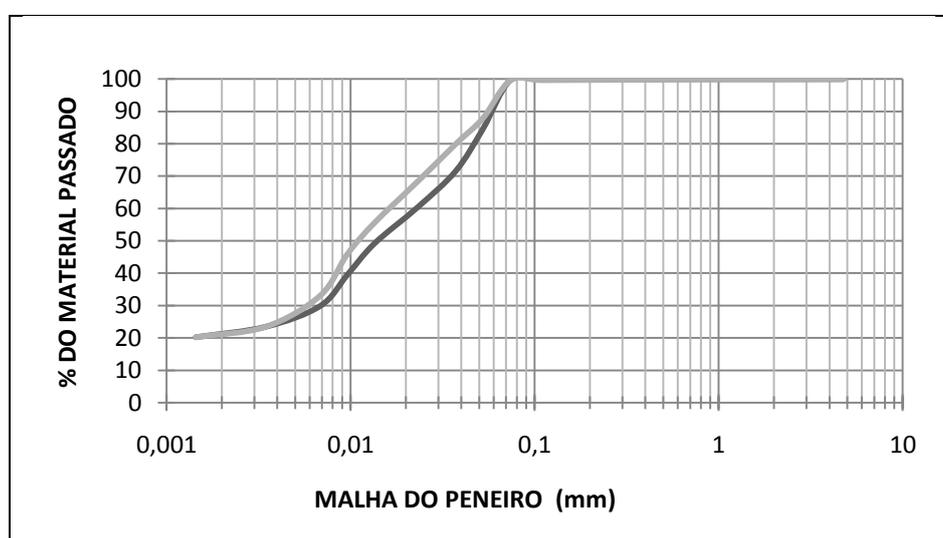


Fig. 46 - Análises granulométricas do solo 1 - "argilas azuis de Xabregas".

Da observação dos gráficos da Fig. 46, referentes a duas amostras do solo 1, conclui-se que a análise granulométrica efectuada não apresenta erros muito significativos dada a semelhanças das duas curvas traçadas. De ambas foi feita uma média para determinar as fracções grosseira e fina. No solo 2, à semelhança do anterior, as duas curvas

granulométricas são muito próximas, comprovando do mesmo modo que a análise granulométrica foi bem realizada. Poderá destacar-se a queda abrupta da curva entre as dimensões 0,074 mm e 0,052 mm que poderá significar que, abaixo do peneiro nº 200 (0,074 mm), a percentagem de material retido cresceu bastante comparativamente ao verificado no solo 1. Neste caso também foi feita uma média para definir a percentagem da fracção grosseira e fina.

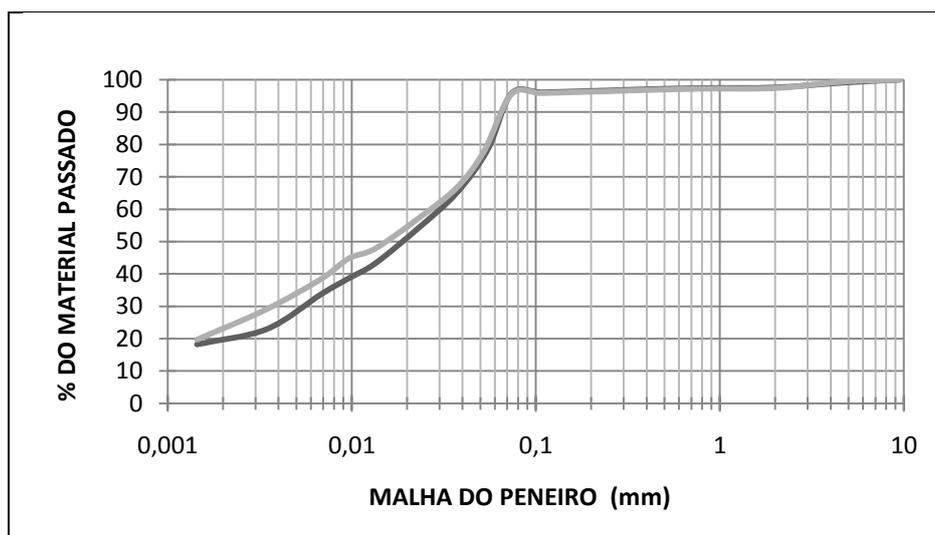


Fig. 47 - Análises granulométricas do solo 2 - "argilitos carbonatados gipsíferos".

Ambos os solos apresentam uma fracção grosseira muito diminuta e, conseqüentemente, uma fracção fina elevada, na sua maioria constituída por siltes como ilustra o Quadro 23.

Quadro 23 - Percentagem média da fracção grosseira e fina dos solos em estudo.

	Areias (%)	Finos (%)	
		Siltes	Argilas
"argilas azuis de Xabregas"	± 0,1	± 78,9	± 21
"argilitos carbonatados gipsíferos"	± 2,4	± 75,3	± 22,3

No caso dos "argilitos carbonatados gipsíferos", constata-se a presença de maior percentagem de areia e também maior tendência para a presença de material argiloso. Esse facto foi verificado mais à frente, na preparação da massa de solo e água para os limites de liquidez, tendo-se reparado na sua textura mais áspera e cheiro a barro mais intenso.

### 5.3. Limite de liquidez

Nas amostras recolhidas das “argilas azuis de Xabregas” e dos “argilitos carbonatados gipsíferos”, realizaram-se ensaios para determinação do limite de liquidez através do método de *fall cone* e do método, mais tradicional, da concha de Casagrande.

De salientar que a determinação do limite de liquidez é aplicável apenas em solos com aproximadamente 30% em massa (NP-143, LNEC 1969), ou mais, de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm. Os solos predominantemente arenosos ficam excluídos deste ensaio, pois o mesmo perde o seu significado. Para cada solo realizaram-se 8 ensaios com *fall cone* e 8 ensaios com concha de Casagrande. Segundo as normas de ambos os ensaios, recomenda-se o uso de um mínimo de quatro repetições a diferentes teores em água que permite, caso seja necessário, eliminar um valor e ainda assim conseguir traçar a recta de regressão linear. Assim, no total, foram realizados 32 ensaios para *fall cone* e mais 32 para concha de Casagrande, em cada um dos solos para determinação do LL.

No Quadro 24, apresentam-se os valores mínimos, médios e máximos do LL, provenientes dos valores apresentados na tabela presente no Anexo A-1. Dos valores do Anexo A-1 traçaram-se 32 gráficos, nos quais se procurou ajustar a melhor recta de regressão linear entre os pontos obtidos (Anexo A-2).

**Quadro 24 - Valores máximos, mínimos e médios do limite de liquidez e respectivos desvios padrão para os dois métodos estudados.**

	<b>Limite de liquidez (%)</b>			
	<b>“argilas azuis de Xabregas”</b>		<b>“argilitos carbonatados gipsíferos”</b>	
	<b><i>Fall cone</i></b>	<b>Concha</b>	<b><i>Fall cone</i></b>	<b>Concha</b>
máximo	46,00	39,64	48,44	45,45
médio	44,78	38,76	47,17	43,85
mínimo	43,81	38,00	45,56	42,60
DP	0,78	1,00	0,76	1,00

Por sua vez, para ter uma ideia do alinhamento da recta de regressão geral foram elaborados gráficos (Fig. 48 Fig. 49, Fig. 50 Fig. 51) que aglomeram todos os valores obtidos por cada um dos dispositivos de ensaio em cada solo.

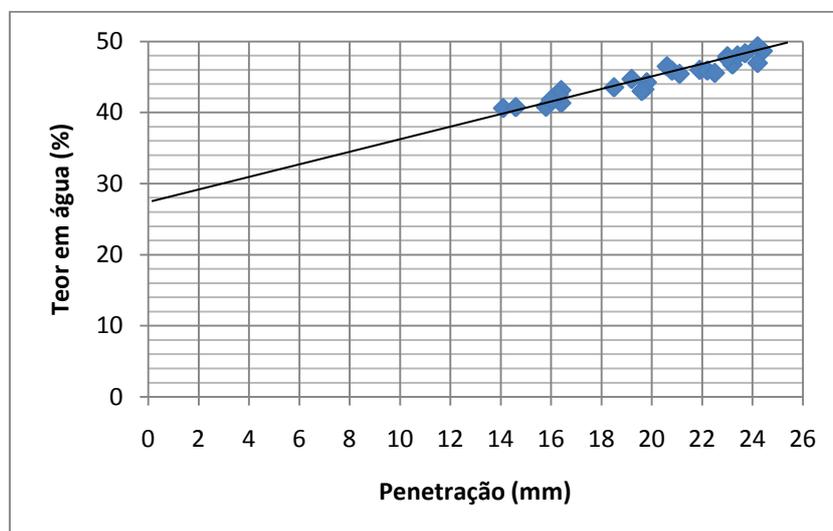
**“argilas azuis de Xabregas”**a) Método de *fall cone*:

Fig. 48 - Gráfico com a recta de regressão linear relativa aos ensaios de *fall cone* cujos resultados foram considerados válidos, realizados nas “argilas azuis de Xabregas”.

b) Método da concha de Casagrande:

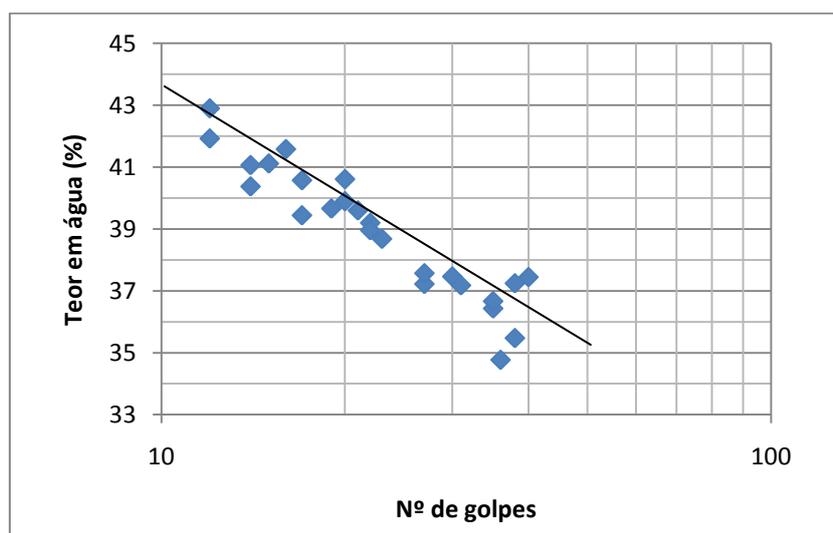


Fig. 49 - Gráfico com a recta de regressão linear relativa aos ensaios de concha de Casagrande cujos resultados foram considerados válidos, realizados nas “argilas azuis de Xabregas”.

**“argilitos carbonatados gipsíferos”**

a) Método de *fall cone*:

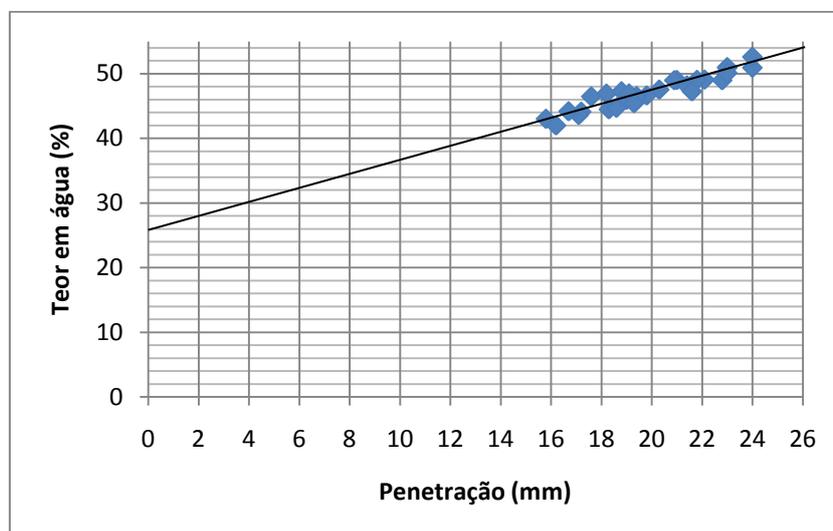


Fig. 50 – Gráfico com a recta de regressão linear relativo aos ensaios de *fall cone* cujos resultados foram considerados válidos, realizados nos “argilitos carbonatados gipsíferos”.

b) Método de concha de Casagrande:

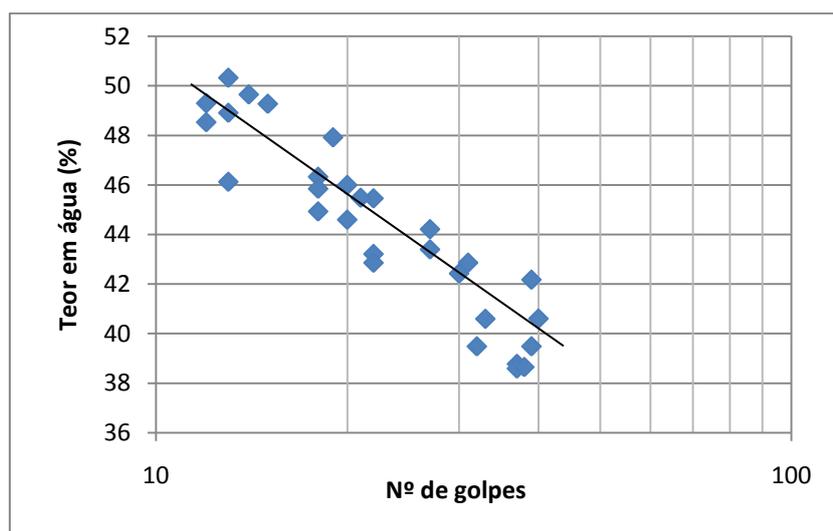


Fig. 51 – Gráfico com a recta de regressão linear relativo aos ensaios de concha de Casagrande cujos resultados foram considerados válidos, realizados nos “argilitos carbonatados gipsíferos”.

Através dos valores dos limites de liquidez obtidos por ambos os dispositivos e apresentados no Anexo A-1, tentou-se estabelecer uma correlação entre os valores de LL

da concha de Casagrande ( $LL_{concha}$ ) e os do *fall cone* ( $LL_{cone}$ ), para os dois solos estudados (Fig. 52).

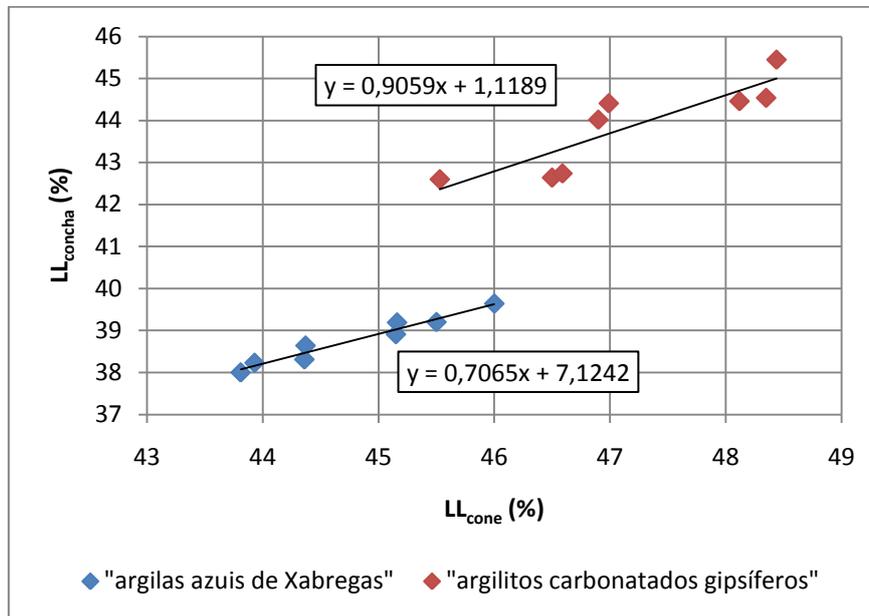


Fig. 52 - Gráfico de correlação entre o LL obtido por concha de Casagrande e *fall cone*, para os dois solos estudados.

Conclui-se então da análise do gráfico anterior que a correlação para as "argilas azuis de Xabregas" pode ser dada pelas seguintes equações:

$$LL_{concha} = 0,707LL_{cone} - 7,124, \quad [\%] \quad (5.1)$$

Para o caso dos "argilitos carbonatados gipsíferos", a mesma correlação é dada por:

$$LL_{concha} = 0,906LL_{cone} - 1,119, \quad [\%] \quad (5.3)$$

As correlações, apresentadas por diversos autores, para a concha de Casagrande de base mole e para o *fall cone* especificado na norma britânica (BS 1377: Parte 2, 1990) estão apresentadas no Quadro 25.

**Quadro 25 - Algumas correlações entre o LL obtido pela concha de Casagrande e pelo *fall cone* (adaptado de ÖZER, 2009).**

Referências	Intervalo de LL (%)	Correlações
Budhu (1985)	20 - 100	$LL_{concha}=1,070LL_{cone} - 4,30$
Queiroz de Carvalho (1986)	13 - 48	$LL_{concha}=0,934LL_{cone} - 2,18$
Sridharan et al. (1999)	29 - 92	$LL_{concha}=1,209LL_{cone} - 10,8$
Sridharan & Prakash (2000)	33 - 92	$LL_{concha}=1,214LL_{cone} - 9,95$

Da análise das equações 5.1 e 5.3, obtidas através das correlações entre o LL dado pela concha de Casagrande e o *fall cone* para os dois solos, verifica-se que os “ argilitos carbonatados gipsíferos” apresentam uma equação na mesma gama de valores apresentados no Quadro 25. No caso das “argilas azuis de xabregas”, nota-se uma ligeira diferença não significativa na opinião do autor.

#### 5.4. Limite de plasticidade

No ensaio para determinação do limite de plasticidade desenvolvido por Terzaghi em 1926 e modificado mais tarde por Atterberg, prepara-se uma pasta de solo (argila e água destilada), moldando a partir dela quatro porções de forma esférica e volume idêntico. Rola-se cada uma das porções entre a palma da mão e uma placa de vidro, de modo a formar um filamento cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro. Quando o filamento atingir esse diâmetro e começar a fissurar então pode-se determinar o teor em água do mesmo. Para determinar o limite de plasticidade é necessário proceder da mesma forma para as quatro porções, obtendo-se assim o teor em água médio. A metodologia utilizada para os 14 ensaios realizados no âmbito da presente dissertação encontra-se na norma portuguesa NP-143, (LNEC, 1969).

O limite de plasticidade, à semelhança do limite de liquidez, só é aplicável aos solos com aproximadamente 30% ou mais, em massa, de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm. Os solos predominantemente arenosos ficam excluídos deste ensaio, pois o mesmo perde o seu significado.

De destacar que também foram determinados os limites de plasticidade através do dispositivo de *fall cone*. Para chegar aos valores recorreu-se aos gráficos já traçados para o LL. Segundo elementos bibliográficos já referidos no capítulo anterior, e sabendo que o limite de liquidez se define como a penetração de 20 mm no solo, o limite de plasticidade será o teor em água do solo quando ocorrer 2 mm de penetração. Assim os valores obtidos em cada ensaio estão apresentados no Anexo B-1 e os seus valores máximos, médios e mínimos no Quadro 26.

**Quadro 26 - Limites de plasticidade obtidos pela concha de Casagrande e pelo *fall cone*.**

	LP (%)			
	"argilas azuis de Xabregas"		"argilitos carbonatados gipsíferos"	
	<i>fall cone</i>	Atterberg	<i>fall cone</i>	Atterberg
máximo	34,70	25,32	33,50	28,70
médio	29,76	23,88	29,73	26,92
mínimo	27,90	21,18	27,80	24,71
DP	2,00	1,16	2,00	1,56

Analisando os valores do Quadro 26, repara-se que o limite de plasticidade determinado pelo dispositivo de *fall cone* é praticamente igual nos dois solos e que no caso do método de Atterberg (NP-143), existe uma ligeira diferença de aproximadamente 3% de um para o outro solo.

## 5.5. Discussão dos resultados

Analisando os resultados dos ensaios de identificação apresentados no Quadro 27, conclui-se que a análise granulométrica efectuada para o solo 1 encontra-se dentro dos valores obtidos por LAMAS (1998) apresentados no capítulo 2. De salientar apenas a elevada percentagem de argila, comparativamente ao estimado por aquele autor. Tal facto pode ser explicado pela diferença dos locais de amostragem.

No caso do solo 2, os valores obtidos também caem dentro dos intervalos determinados por SOBREIRA (1995), indicando que há maior percentagem de silte comparativamente à argila.

Quadro 27 - Síntese dos ensaios de identificação e actividade dos solos estudados.

	Granulometria (%)			Limites de Consistência						Actividade	
	Areia	Siltes	Argila	LL (%)		LP (%)		IP (%)		<i>fall cone</i>	concha
				<i>fall cone</i>	concha	<i>fall cone</i>	Atterberg	<i>fall cone</i>	concha		
<b>Solo 1</b>	0,1	78,9	21,0	44,78	38,76	29,76	23,88	15,02	14,88	0,76	0,71
<b>Solo 2</b>	2,4	75,3	22,3	47,14	43,85	29,73	26,92	17,41	16,93	0,81	0,76

No que se refere aos limites de liquidez obtidos experimentalmente através dos dois métodos, estes apresentam uma pequena variação. Nas “argilas azuis de Xabregas”- solo 1, o limite de liquidez médio obtido pelo *fall cone* (44,78%) é superior em 6 unidades, ao obtido pela concha de Casagrande (38,76%). Nas “argilitos carbonatados gipsíferos” – solo 2, o limite de liquidez médio obtido pelo *fall cone* (47,14%) é também superior em aproximadamente 3 unidades ao da concha de Casagrande (43,85%).

Essa diferença entre os valores do LL obtido pelo dispositivo de *fall cone* é explicada por ÖZER (2009), que afirma que os valores de limite de liquidez acima de 40%, obtidos pela concha de Casagrande de base mole, são superiores aos obtidos pelo dispositivo de *fall cone*. No caso dos mesmos valores serem iguais ou inferiores a 40%, os obtidos por *fall cone* poderão ser idênticos ou mesmo superiores aos apresentados pela concha de Casagrande. Comparando com os resultados obtidos neste trabalho para os dois solos com os de LAMAS (*op. cit.*) e LAMAS & SANTANA (2008), verifica-se que existem algumas variações mas nada de muito significativo. Em geral os valores de LL, LP, IP e  $A_t$  inserem-se no mesmo intervalo de valores apresentados nos trabalhos desenvolvidos pelos autores acima citados. Como já referido, as variações verificadas podem ser explicadas pela diferente localização das amostras recolhidas uma vez que, ao variar o local, as proporções de areia, silte e argila também irão variar (variação lateral de fácies), alterando dessa forma os limites de consistência determinados.

No caso do limite de plasticidade, e analisando o Quadro 26, observa-se que, à semelhança do limite de liquidez determinado pelo dispositivo de *fall cone*, também aquele apresenta valores superiores em ambos os solos. Neste caso, para as “argilas azuis de Xabregas” os valores diferem aproximadamente em 5 unidades, e no caso dos

“argilitos carbonatados gipsíferos”, em 2 unidades apenas. Este método de determinação carece de mais estudo mas, ainda assim, apresenta valores bastante razoáveis e de fácil obtenção, o que não acontece no método tradicional dos rolinhos.

Quanto à actividade, os solos são caracterizados de pouco activos a normais, tendo em conta os resultados apresentados no Quadro 27. É ainda possível inferir da composição mineralógica da sua fracção argilosa através das figuras Fig. 53 e Fig. 54.

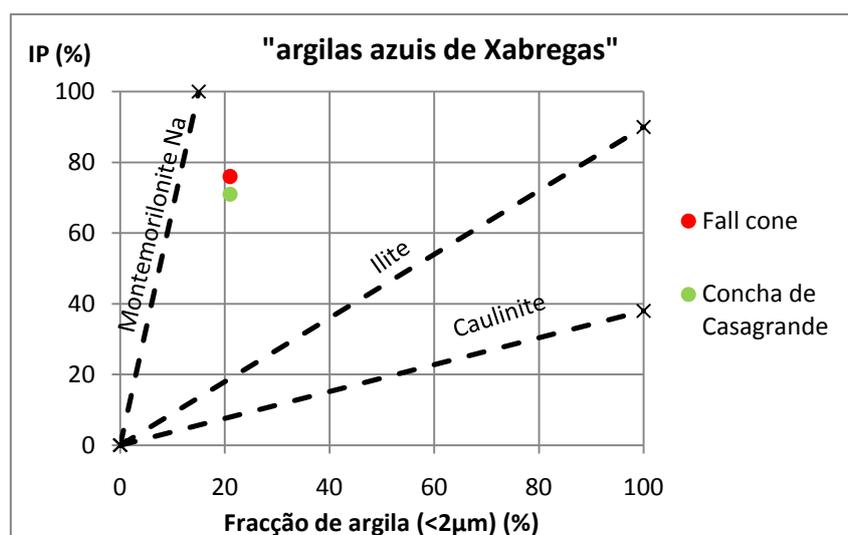


Fig. 53 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade das “argilas azuis de Xabregas” (adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006).

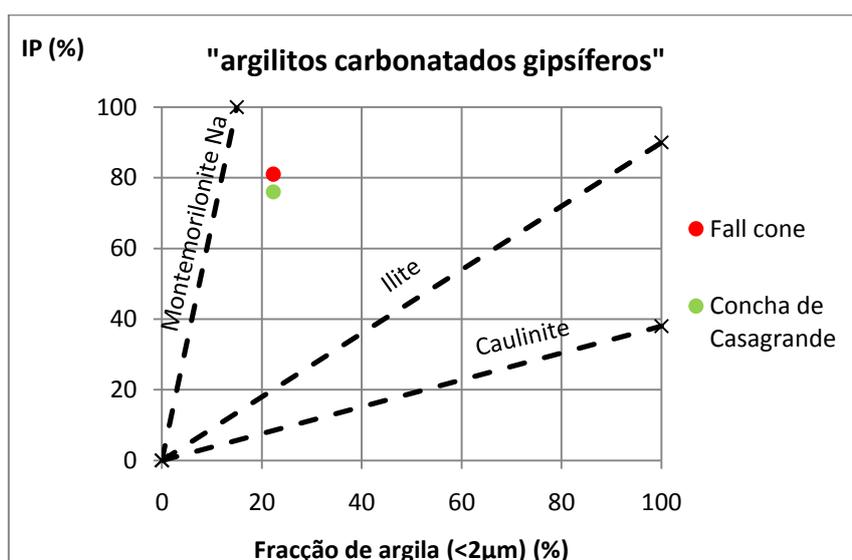


Fig. 54 - Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade dos “argilitos carbonatados gipsíferos” (adaptado de SKEMPTON, 1953 in FERNANDES, 2006).

Ao observar a Fig. 53, verifica-se que a fracção argilosa será composta essencialmente por Ilite, corroborando os dados apresentados por LAMAS (1998). Na Fig. 54, a fracção argilosa será também composta maioritariamente por Ilite como SOBREIRA (1995) também referiu.

Ainda de salientar que, como em ambos os casos IP é inferior a 50% então pode dizer-se que ambos os solos têm baixa plasticidade. Foram ainda aplicadas três classificações, aos solos analisados, a classificação Unificada (CORREIA, 1988), rodoviária (LNEC, 1970) e triangular (LNEC, 1968), (Quadro 28).

**Quadro 28 - Classificações unificada, “rodoviária” e triangular dos solos analisados.**

	Unificada		“Rodoviária”		Triangular
	<i>fall cone</i>	concha	<i>fall cone</i>	concha	
<b>Solo 1</b>	ML	CL	A-5	A-5	Silte argiloso
<b>Solo 2</b>	ML	ML	A-6	A-5	Silte argiloso

A nomenclatura anteriormente apresentada a seguinte descrição:

Classificação	Nomenclatura	Descrição
Unificada	CL	Argila inorgânica de baixa a média plasticidade;
	ML	Silte inorgânico e areias muito finas;
Rodoviária	A-5	Solo siltoso não/moderadamente plástico, em geral de carácter diatomácio ou micáceo.
	A-6	Solo argiloso plástico;

No caso da classificação Unificada, ambos os solos em estudo podem ser classificados, no geral, como silte (ML) como demonstram as cartas de plasticidade da Fig. 55 e Fig. 56. No caso da Fig. 55, a diferença encontrada na classificação unificada do solo 1 poderá ser explicada pela diferença, de aproximadamente 5%, entre os valores da concha de base mole e o *fall cone*.

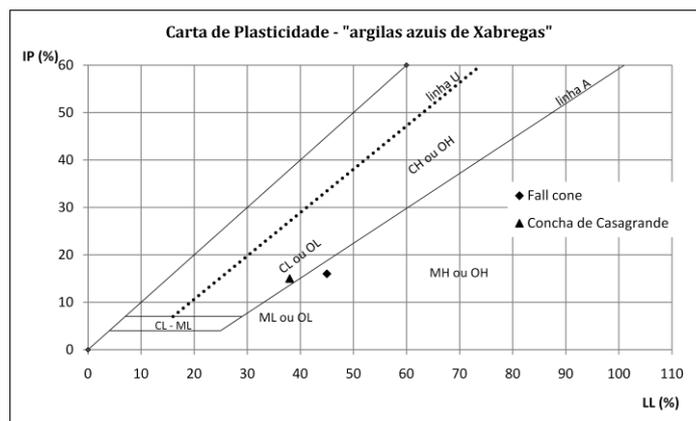


Fig. 55 - Carta de plasticidade para as "argilas azuis de Xabregas".

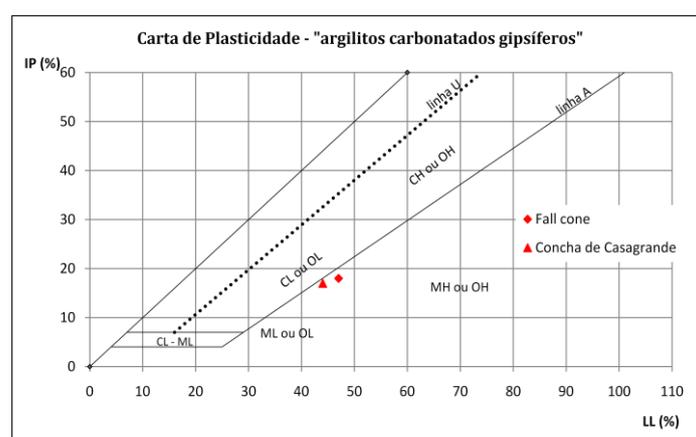


Fig. 56 - Carta de plasticidade para as "argilitos carbonatados gipsíferos".

Para o material com esta designação pode dizer-se que a sua resistência ao corte quando compactado e saturado é razoável, a compressibilidade quando compactado e saturado é média e, no caso da trabalhabilidade como material de construção, é razoável. Deste modo, no computo geral, pode dizer-se que ambos os materiais têm características razoáveis do ponto de vista geotécnico.

No caso da classificação de solos para fins rodoviários, os solos apresentam no geral a mesma classificação, independentemente do dispositivo utilizado, A-5, ou seja, solo siltoso não plástico ou moderadamente plástico, com cerca de 75% ou mais de partículas passando no peneiro 74  $\mu\text{m}$  da série ASTM. Neste grupo, o material é geralmente de carácter micáceo e pode ser altamente elástico, como indica o limite de liquidez elevado. Na classificação mais simples, a triangular, o solo é classificado como um silte com importante fracção de argila na sua composição.

Conclui-se que os solos estudados, ainda que com algumas pequenas diferenças, apresentam características granulométricas semelhantes e idêntico comportamento plástico. As diferenças presentes podem indicar que a composição mineralógica, bem como a localização das amostras, poderão ter forte influência nestes valores.

## 5.6. Correlações com a resistência ao corte não drenada

### 5.6.1. Ensaio com *fall cone*

Para os ensaios de resistência ao corte não drenado, foram utilizadas amostras de argila com diferentes teores em água, entre 30 e 50%. Com o intuito de mitigar possíveis erros na elaboração da mistura, para cada teor em água foram realizadas quatro penetrações de modo a obter uma profundidade média (Quadro 29). Os valores de teor em água foram arbitrados desta forma pelo facto de, abaixo dos 27%, ser difícil deixar a pasta completamente homogênea e com um teor em água uniforme. Para valores acima de 50%, a pasta apresenta uma fluidez muito elevada provocando grandes variações na profundidade de penetração do cone, influenciando consequentemente o valor de resistência ao corte.

Quadro 29 - Resultados de resistência ao corte não drenada, obtidos por correlações com o ensaio de *fall cone*.

	Teor em água (%)	Penetração (mm)					$c_u$ (kPa)	
		h1	h2	h3	h4	$h_{\text{médio}}$	K=0,83	K=2,89
"argilas azuis de Xabregas"	27,76	4,5	4,6	4,8	4,8	4,7	29,8	103,9
	31,07	6,6	7,3	-	6,6	6,8	14,0	48,7
	33,45	-	9,5	9,7	9,3	9,5	7,2	25,1
	35,31	10,9	11,5	-	10,8	11,2	5,5	19,1
	40,14	-	15,6	16,3	16,6	16,2	2,5	8,7
	44,73	19,6	18,8	18,9	-	19,1	1,8	6,2
	47,12	-	23,7	23,2	23,4	23,4	1,2	4,1
"argilitos carbonatados gipsíferos"	30,88	4,8	4,4	4,6	-	4,6	30,8	107,3
	34,60	7,9	8,0	-	7,8	7,9	10,4	36,4
	37,21	10,1	10,6	10,0	10,8	10,4	6,1	21,1
	40,34	-	12,6	12,3	12,4	12,4	4,2	14,7
	42,13	-	15,5	15,4	15,8	15,6	2,7	9,4
	44,31	17,2	17,1	-	16,5	16,9	2,3	7,9
	46,50	18,7	-	18,5	18,9	18,7	1,9	6,5
48,26	19,6	19,5	20,4	-	19,8	1,7	5,8	

Na Fig. 57, estão representados os valores de resistência ao corte descritos no quadro anterior, observando-se uma forte curvatura na evolução dos resultados com o aumento do teor em água. Para elevados teores em água, a resistência ao corte tende naturalmente para zero. Este facto demonstra que o ensaio apresenta menor precisão para os teores em água superiores a 35%.

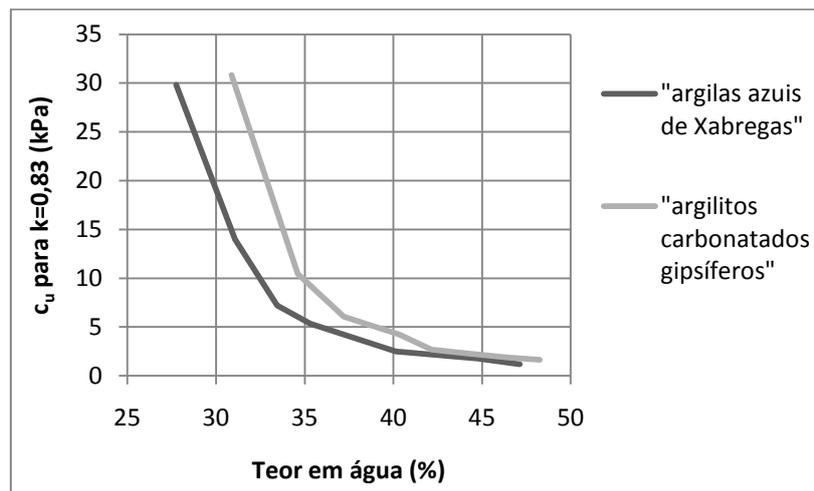


Fig. 57 - Relação entre a resistência ao corte derivada pelo ensaio de *fall cone* ( $k=0,83$ ) e o teor em água.

Outra correlação apresentada por ZREIK (1991) para determinar a resistência ao corte dos solos estudados, refere o índice de liquidez (IL), obtido através do mesmo método, como um bom parâmetro para chegar à resistência aparente de um solo. Como referido pelo autor, a relação entre  $c_u$ , em amostras remoldadas, e o índice de liquidez só é válida para valores entre  $0,4 \leq IL \leq 3,0$ . Deste modo, a resistência ao corte não drenada em cada um dos ensaios pode ser resumida no Quadro 30.

Da análise desse quadro verifica-se que a correlação entre o IL e a resistência não drenada apresenta valores muito acima dos estimados directamente por *fall cone* e por molinete. Pensa-se que este tipo de correlação carece de maior estudo a fim de validar os resultados obtidos.

**Quadro 30 - Resultados da resistência ao corte não drenada, obtidos por correlação com o LL obtido por *fall cone*.**

	Teor em água (%)	IL (%)	$c_u$ (kPa)
“argilas azuis de Xabregas”	45,36	1,03	15,08
	43,60	0,97	17,43
	43,43	0,96	18,03
	43,75	0,98	17,00
	44,99	1,00	16,36
	46,01	1,00	16,31
	46,94	1,06	14,03
	44,65	1,04	14,69
“argilitos carbonatados gipsíferos”	47,61	1,03	15,03
	49,45	1,09	13,32
	45,69	0,91	20,65
	48,38	1,03	15,34
	45,87	0,94	19,13
	48,95	1,05	14,45
	44,60	0,92	20,10
	46,75	0,99	16,89

### 5.6.2. Ensaio com molinete de laboratório

Para validar os valores anteriormente obtidos pela metodologia do *fall cone*, foi utilizado o ensaio de molinete para aferir o mesmo parâmetro em amostras remexidas e com diferentes teores em água. A utilização do molinete deve-se ao facto de se pressupor que ambos os dispositivos tenham idêntico grau de sensibilidade e precisão. Através deste dispositivo foram feitos 5 ensaios para cada solo, sendo que em cada um dos ensaios foram realizada 4 repetições para se poder calcular uma resistência média, como ilustra o Quadro 31.

Verifica-se que a resistência ao corte não drenada é diferente em ambos os solos, sendo mais elevada para os “argilitos carbonatados gipsíferos”.

Quadro 31 - Resultados da resistência ao corte não drenada dos ensaios de Molinete.

	Teor em água médio (%)	Resistência ao corte (kPa)			
		c <sub>u</sub> 1	c <sub>u</sub> 2	c <sub>u</sub> 3	c <sub>u</sub> 4
"argilas azuis de Xabregas"	30,36	8,5	9,0	10,0	9,0
	31,75	7,0	7,5	6,5	-
	34,82	5,5	6,0	6,0	5,5
	37,14	3,5	-	3,0	3,0
	39,27	2,0	2,5	2,0	2,0
"argilitos carbonatados gipsíferos"	35,36	9,0	10,0	11,0	10,5
	40,30	6,5	6,0	-	7,0
	42,36	5,0	5,0	5,0	-
	45,02	4,0	3,0	3,5	3,0
	48,56	2,0	1,5	2,0	2,0

Na Fig. 58, encontra-se representada a relação entre os valores de resistência ao corte e de teores em água, apresentados no quadro anterior, para que seja mais fácil identificar as relações entre estes parâmetros. Desta forma, é possível delinear uma recta de regressão linear que ilustra o comportamento resistente dos solos estudados obtidos com base no ensaio de molinete.

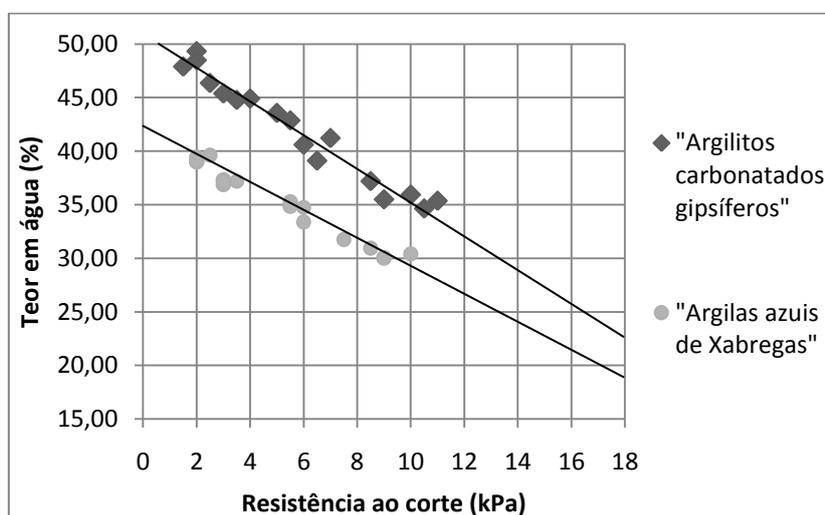


Fig. 58 - Gráfico da relação entre a resistência ao corte e o teor em água obtido no ensaio de molinete.

Nesta situação, e contrariamente ao caso do dispositivo de *fall cone*, a relação entre o teor em água e a resistência ao corte é sempre linear para os valores estudados. No caso

das “argilas azuis de Xabregas” foi possível chegar à seguinte equação da recta de regressão:

$$c_u = \frac{(42,73 - w)}{1,364}, \quad [kPa] \quad (5.5)$$

No caso dos “argilitos carbonatados gipsíferos”, chegou-se à seguinte recta de regressão linear.

$$c_u = \frac{(51,50 - w)}{1,626}, \quad [kPa] \quad (5.6)$$

Foram também realizados ensaios de molinete “*in situ*” para aferir a resistência ao corte dos terrenos em condições naturais. No caso das “argilas azuis de Xabregas”, foi obtida uma resistência média de 57 kPa para um teor em água de 25% e, para os “argilitos carbonatados gipsíferos”, chegou-se a uma resistência média da ordem dos 59 kPa para cerca de 30 % de teor em água.

### 5.6.3. Discussão dos resultados

Para os dois dispositivos em confronto foi possível estabelecer algumas comparações entre os valores obtidos (Quadro 32). Para uma fácil compreensão foram indicados, para cinco teores em água médios as resistências não drenadas determinadas por cada um dos dispositivos.

Dessa comparação pode observar-se a existência de alguma variação entre os valores obtidos, especialmente nos casos dos teores em água abaixo de 30%. Esse facto é explicado pela dificuldade sentida na elaboração da mistura de solos e água destilada, devido à pequena percentagem de água usada. Em bibliografia é referido para estes casos o uso de uma técnica que, através do vácuo, pulveriza jacto de solo muito fino e água destilada. Ainda assim é possível verificar que, para teores em água de 35, 40 e 45% existe alguma semelhança entre os valores resultados de ambos as técnicas.

Quadro 32 - Comparação entre os valores de resistência não drenada determinados a partir dos ensaios de *fall cone* e molinete.

	Resistência ao corte ( $c_u$ ) - kPa		Teor em água
	<i>Fall cone</i>	Molinete	
"argilas azuis de Xabregas"	± 30,0	± 9	30 %
	± 5,5	± 6	35 %
	± 2,5	± 2	40 %
	± 1,8	-	45 %
	± 1,1	-	50 %
"argilitos carbonatados gipsíferos"	± 31,0	± 13	30 %
	± 9,5	± 10	35 %
	± 4,3	± 6	40 %
	± 2,1	± 3	45 %
	± 1,5	± 1	50 %

De destacar que a reduzida precisão do molinete utilizado não permite obter valores com casas decimais, impossibilitando a obtenção de pequenas variações na resistência determinada por variação do teor em água adicionado ou subtraído.

Para o dispositivo de *fall cone*, admite-se que  $K=0,83$  possa ser o melhor valor a atribuir à constante, como já foi demonstrado nas experiências efectuadas por ZREIK (1991). Pode verificar-se o valor de  $K$ , no caso de um cone com  $30^\circ$  e 80g, através de um pequeno cálculo recorrendo à seguinte equação:

$$c_u = K \cdot \frac{W}{h^2}, \quad [\text{kPa}] \quad (5.7)$$

- $c_u$  – Resistência ao corte não drenado;
- $W$  – Massa do conjunto de queda (80 g);
- $h$  – Profundidade de leitura do LL (20 mm);
- $K$  – Constante associada à penetração do cone;

Segundo o Quadro 6 apresentado por SHARMA & BORA (2003) o valor médio da resistência ao corte para o limite de liquidez proposto por Wroth & Wood (1978) é de

1,70 kPa. Utilizando este e os restantes valores conhecidos da equação, chega-se ao seguinte K:

$$K = \frac{1,70 * (0,02^2)}{0,000785} = 0,86 \quad (5.8)$$

Mesmo com esta pequena diferença foi utilizado o valor proposto pelo autor.

Com base nos resultados obtidos e segundo ZREIK (*op. cit.*) o dispositivo de *fall cone* convencional (não automatizado) exhibe valores satisfatórios de resistência ao corte não drenada, apresentando algumas limitações quando testado em solos muito moles, ou seja, solos cujo valor de resistência ao corte esteja entre 0,1 e 0,2 kPa.

No que se refere ao dispositivo de molinete, e na mesma linha do que foi dito para o *fall cone*, chegou-se à conclusão que em solos muito moles este dispositivo apresenta resultados pouco fiáveis. Segundo ZREIK (1991), a partir de solos com elevados teores em água, obtêm-se valores de resistência ao corte inferiores ao real.

## 6. CONCLUSÕES

Após os ensaios realizados (Quadro 11 do capítulo 4) é os resultados experimentais e interpretações deles obtidas, conclui-se que o dispositivo e metodologia de *fall cone* apresentam melhores resultados na determinação do limite de liquidez que o método tradicional da concha de Casagrande. A elevada exactidão deste dispositivo, a fácil metodologia e o facto de ser económico faz dele, na opinião do autor deste trabalho, o melhor dos dois meios de ensaio. Esse facto é comprovado pela baixa susceptibilidade do mesmo às variáveis externas como o caso do operador e o modo de funcionamento do próprio dispositivo.

No caso da concha de Casagrande, verifica-se que este dispositivo apresenta diversas fragilidades, nomeadamente na precisão dos valores obtidos que, dependendo da experiência do operador, podem ser mais ou menos díspares. Essa precisão poderá ser identificada pelo desvio padrão do próprio ensaio.

Na determinação do limite de plasticidade e, com base na experiência adquirida pelo autor deste trabalho, conclui-se que a metodologia proposta por Atterberg, que consiste na execução de rolos de 3 mm de espessura, é extremamente difícil de ser executada em perfeitas condições. A metodologia utilizada no dispositivo de *fall cone* para determinação do mesmo parâmetro revelou-se bastante mais simples que a anterior, facilitando substancialmente a sua determinação no que respeita à duração do ensaio e precisão dos valores obtidos.

No caso das correlações estabelecidas por outros autores na determinação da resistência ao corte não drenada, verifica-se que apresentam valores satisfatórios sendo possível melhorar a sua precisão com estudos futuros. Por outro lado, foi possível concluir que o ensaio de molinete não foi o mais apropriado para tais correlações. A baixa exactidão deste ensaio não facilita a comparação entre os valores de resistência não drenada obtidos em ambos os ensaios.

Por último, verifica-se que o material estudado, constituído essencialmente por silte, apresenta uma baixa plasticidade, podendo dizer-se que a sua resistência ao corte

quando compactado e saturado é razoável, a compressibilidade quando compactado e saturado é média e, no caso da trabalhabilidade, é razoável como material de construção.

## **6.1. Factores que influenciam os resultados**

Com base nos resultados apresentados no capítulo anterior e nas características de ambos os dispositivos de ensaio enumeradas no capítulo 3, é possível tecer diversas comparações de carácter prático com elementos bibliográficos, como por exemplo i) tempo de execução dos ensaios; ii) aspectos funcionais dos mecanismos; iii) variáveis associadas ao operador; iv) precisão de cada ensaio e v) outros factores associados.

De salientar que no caso do dispositivo de *fall cone*, a maioria dos factores enumerados são válidos tanto para a determinação do limite de liquidez como para a resistência ao corte, uma vez que ambos os parâmetros têm sensivelmente a mesma metodologia de ensaio.

### **a. Tempo de execução dos ensaios**

Tendo em conta a experiência adquirida na execução dos ensaios da presente dissertação, é possível dizer que o tempo de execução do ensaio através do método de *fall cone* é bastante mais reduzido que o tempo de execução por concha de Casagrande. Esta afirmação é corroborada por estudos feitos por KESTLER (1982) discutidos no capítulo 2. Nos ensaios realizados com *fall cone* estimou-se que o tempo médio necessário para a sua execução encontra-se entre os 2 minutos e meio e os 3 minutos e meio. Relativamente aos ensaios executados com a concha de Casagrande, estes têm um tempo médio de execução superior, que varia entre os 3 minutos e os 4 minutos e meio.

De referir que os tempos podem variar fortemente com a experiência do operador. Na campanha de ensaios efectuados para o presente trabalho, o operador foi sempre o mesmo e os tempos só foram registados após alguns ensaios de teste.

## b. Aspectos funcionais dos dispositivos

Nos aspectos funcionais, salienta-se a maior dependência do dispositivo da concha de Casagrande na execução do ensaio comparativamente ao dispositivo de *fall cone*. Esse facto é corroborado pelos seguintes factos:

- a) O desgaste no cinzel ao longo do tempo irá afectar as dimensões do sulco aberto, diminuindo gradualmente o limite de liquidez determinado;
- b) O mecanismo de manivela que faz elevar a concha deixando-a cair de uma altura padrão vai-se desgastando com o tempo, fazendo variar a altura de queda. Este factor mecânico deve ser verificado antes de cada ensaio e, se possível, corrigido;
- c) Por fim, um aspecto que poderá ter alguma importância e que não é debatido é o sulco de desgaste observado no interior da concha devido ao uso do cinzel ou riscador na abertura da fenda. Este sulco de desgaste no metal da concha (Fig. 59), irá por certo influenciar os resultados ao longo dos anos. O risco no metal forma uma espécie de rugosidade que será, ao longo do tempo, responsável por travar o deslizamento das duas metades do solo, pensando-se que poderá ter maior influência em solos pouco plásticos devido à sua fraca propensão ao deslizamento natural. Este fenómeno, segundo a pesquisa bibliográfica efectuada, não se encontra quantificado, podendo ser alvo de desenvolvimento em estudos futuros.



Fig. 59 - Sulco de desgaste marcado na concha.

No que respeita ao dispositivo de *fall cone*, este tem menor influência sobre os resultados obtidos uma vez que a sua engrenagem é mais simples e de menor desgaste. Mesmo assim deve-se verificar a cada ensaio o ângulo do cone e se a ponta do mesmo não se encontra romba ou torcida devido a impactos acidentais com a base em metal do dispositivo.

### **c. Variáveis associadas ao operador**

As variáveis associadas ao operador, no caso da concha de Casagrande, são i) cadência dos golpes e ii) sensibilidade para ver o fecho do sulco. No primeiro caso foi muito difícil o operador executar uma cadência de dois golpes por segundo, uma vez que o estado de espírito e outros factores psicológicos poderão afectar todo o processo. Já a sensibilidade para ver o fecho do sulco, numa extensão de aproximadamente 1 cm, depende da concentração e capacidade para antever o efeito de uma pancada adicional.

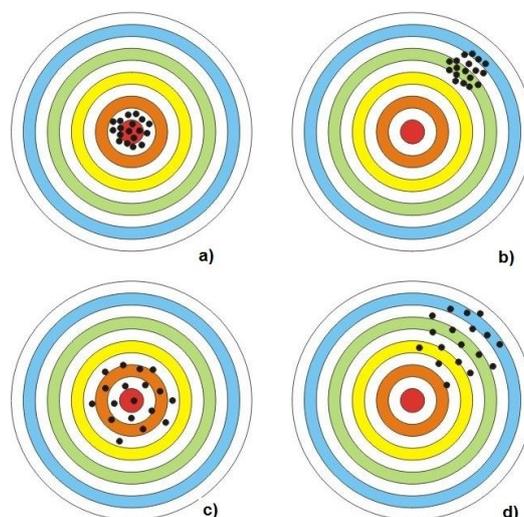
Por sua vez, as variáveis associadas ao operador para o caso do *fall cone* são quase inexistentes ou até mesmo nulas. Aquele tem apenas de verificar se o cone está na posição correcta e de seguida libertá-lo premindo um botão durante aproximadamente 5 segundos. Neste caso, o operador não interfere directamente nas leituras efectuadas, limitando-se a seguir o protocolo estabelecido que é bastante simples.

Em ambos os ensaios existem alguns procedimentos na metodologia seguida que não devem ser descurados devido aos efeitos causados na determinação dos valores em causa e que não dependem propriamente do operador. Um dos principais procedimentos que se deve ter em atenção é a preparação da mistura, no interior da qual deve ser evitada a todo o custo a permanência de bolhas de ar no interior da mistura para não diminuir drasticamente os valores do LL.

### **d. Precisão dos ensaios**

Da prática decorrente deste trabalho chegou-se à conclusão que o método de *fall cone* apresenta maior precisão que o dispositivo clássico da concha de Casagrande. Entenda-se por precisão, uma sequência de  $n$  ensaios cuja variação de valores obtida é pequena

dentro de um dado intervalo. Para melhor entender o conceito, pode-se observar a Fig. 60, que compara a precisão com o conceito de exactidão.



**Fig. 60 - Relação entre exactidão e precisão - a) Elevada exactidão e precisão; b) Baixa exactidão e elevada precisão; c) Elevada exactidão e baixa precisão; d) Baixa exactidão e precisão (Eng. Silva Gomes - Apontamentos de aula).**

No caso da mudança de operador, pensa-se que a precisão vá baixar no caso do dispositivo de Casagrande devido à sua forte dependência do mesmo. No caso do dispositivo de *fall cone*, tendo em conta a sua baixa dependência relativamente ao operador como já foi referido atrás, o desvio padrão permanece elevada. Daí o desvio padrão ser menor que no caso do dispositivo de Casagrande.

#### e. Outros factores

Para além dos aspectos anteriormente apresentados há ainda a referir a uniformidade da mistura, que é também um factor de peso na determinação do limite de liquidez. No caso de a mistura ser mal preparada, prevê-se que o limite de liquidez ensaiado em ambos os dispositivos seja maior que o determinado numa mistura homogénea. Neste caso não se pode dizer que existe vantagem de um dispositivo relativamente ao outro, uma vez que ambos dependem da técnica do operador na elaboração das misturas de solo e água destilada.

Por último, há a destacar a humidade do ar no local de trabalho como factor de influência directa sobre o teor em água das amostras. Segundo KESTLER (1982),

ambientes secos podem provocar a aceleração da secagem das amostras, diminuindo o seu teor em água mesmo antes de estas serem pesadas. Na actualidade, e com o aumento do uso dos aparelhos de ar condicionado nos laboratórios, há que ter em atenção se estes estão desligados aquando da execução deste tipo de ensaios. A perda de algumas décimas de grama no teor em água do provete entre o momento da sua recolha e o da pesagem, leva à diminuição drástica do valor dos limites de consistência a determinar.

## 6.2. Trabalhos futuros

Estando concluído o presente trabalho, o autor tem consciência da quantidade de aspectos ainda por investigar e de estudos por fazer sobre os dispositivos laboratoriais que foram alvo desta dissertação. Assim, propõe-se o desenvolvimento das seguintes linhas de acção.

- i. Comparar o limite de liquidez obtido pelo dispositivo de *fall cone* com os da concha de Casagrande de base mole e dura. Na actualidade já existem alguns estudos que ainda carecem de maior desenvolvimento;
- ii. Tentar quantificar a influência dos factores mecanismo e operador na execução do ensaio da concha de Casagrande;
- iii. Testar e comparar as teorias existentes para determinação do limite de plasticidade, obtido pelo método tradicional de Atterberg e pelas novas técnicas propostas por diversos autores com recurso ao dispositivo de *fall cone*. Propõe-se, assim, estimar a precisão do ensaio de *fall cone* na determinação deste parâmetro.
- iv. Nova investigação para propor actualização da norma portuguesa referente à obtenção dos limites de consistência, com inclusão do protocolo experimental para o dispositivo de *fall cone*, bem como normalização de alguns pormenores técnicos e mecânicos da concha de Casagrande como o caso do material da base e concha.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, I. M. (1991). *“Características geotécnicas dos solos de Lisboa”*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Lisboa, 485 pp.
- ANTUNES, M. T.; ELDERFIELD, H.; LEGOINHA, P.; NASCIMENTO, A. & PAIS, J. (1998). *“A stratigraphic framework for the Miocene from the Lower Tagus basin (Lisbon, Setúbal Peninsula, Portugal)”*. 18 pp. (no prelo).
- ANTUNES, M. T.; LEGOINHA, P.; CUNHA, P. & PAIS, J. (2000). *“Estratigrafia de alta resolução e correlação de fácies do Aquitaniano ao Tortoniano inferior de Lisboa e da Península de Setúbal (Bacia do Tejo)”*. Primeiro Congresso sobre o Cenozóico de Portugal, Monte de Caparica.
- ASTM (2000), D4648-05. *“Standard Test Method Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayed Soil”*. American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM (2005), D4318-05. *“Standard Test Method for Liquid limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils”*. American Society for Testing and Materials, United States.
- ASTM (2008), D2487-06. *“Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”*. American Society for Testing and Materials, United States.
- BS 1377: Parte 2, (1990). *“Methods of Test for Soil for Civil Engineering Purposes”*. British Standards, Londres.
- BUDHU, M. (1999). *“Soil Mechanics and Foundations”*. 2ª edição, John Wiley & Sons, INC., USA, pp. 616.
- CHOFFAT, P. (1908). *“Essai sur la Tectonique de la Chaîne de l'Arrabida”*. Mem. Com. Serv. Geol. Portugal, Lisboa, 534 p.
- COTTER, J. C. B. (1903-04). *“Esquisse du Miocène marin portugais”*. In G. Dollfus, B. Cotter & J. P. Gomes, Mollusques tertiaires du Portugal. Planches de Céphalopodes, Gasterópodes et Pélécypodes laissées par F. A. Pereira da Costa, accompagnées d'une explication sommaire et d'une esquisse géologique. Mem. Comm. Serv. Geol. Portugal, Lisboa 44 pp.
- COTTER, J. C. B. (1956). *“O miocénico marinho de Lisboa (obra póstuma)”*. Com. Serv. Geol. Portugal, Lisboa, supl. ao t. XXXVI, 170 pp.
- FENG, T. (2004). *“Using a small ring and a fall-cone to determine the plastic limit”*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Vol. 136, No. 6, pp. 630-635.
- FERNANDES, M. MATOS. (2006). *“Mecânica dos Solos – Conceitos e princípios fundamentais”*. 1ª Edição, FEUP edições, Porto.
- FOLQUE, J. (1991). *“Um esboço da história da Mecânica dos Solos”*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Nº 63, pp. 1-9.
- GOMES CORREIA, A. (1986). *“Revisão da classificação de solos para propósitos de engenharia.”* Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), No. 52, pp. 75-90.
- GOMES, C. S. F. (1986). *“Argilas, o que são e para que servem”*. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

- GONÇALVES, F. R. (1988). *"Vocabulário de termos geológicos"*. Academia das Ciências, Lisboa, pp. 139.
- HARISON, J. (1988). *"Using the BS Cone Penetrometer for the Determination of the Plastic Limit of Soils"*. Geotechnique, Vol.38, No. 3, pp. 433-438.
- HOULSBY, G. T. (1982). *"Theoretical analysis of the fall cone test"*. Geotechnique, Vol. 32, No. 2, pp.111-118.
- KESTLER, M. A. (1982). *"Correlations and comparisons between the casagrande liquid limit device and the fall Cone"*. M. S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- KULLBERG, M. C.; KULLBERG, J. C. R.; TERRINHA, P. (2000). *"Tectónica da Cadeia da Arrábida"*. In *Tectónica das regiões de Sintra e Arrábida*, Mem. Geociências, Museu Nac. Hist. Nat. Univ., Lisboa, pp. 35-84.
- LAMAS, P. C. (1998). *"Os taludes da margem sul do Tejo, Evolução geomorfológica e mecanismos de rotura"*, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia na especialidade de Geologia de Engenharia, UNL, Lisboa, pp. 379.
- LAMAS, P. C.; SANTANA, T. (2008). *"Contribuição para um melhor conhecimento do comportamento geotécnico dos terrenos argilosos do vale diapírico de Sesimbra"*. XI Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 8.
- LEE, L. T. & FREEMAN, R. B. (2009). *"Dual-weight fall cone method for simultaneous liquid and plastic limit determination."* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Vol. 135, No. 1, pp. 158-161.
- LEROUEIL, F. & OLIVEIRA, R. (1996). *"Liquid Limits and Fall Cones"*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, pp. 793-798.
- LNEC (1966), Especificação E196. *"Análise granulométrica"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1968b), Especificação E219. *"Prospecção Geotécnica de Terrenos – Vocabulário"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1969), Norma Portuguesa Definitiva NP-143. *"Determinação dos Limites de Consistência"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1970), Especificação E239. *"Análise granulométrica por peneiração húmida"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1970), Especificação E240. *"Solos: Classificação para fins Rodoviários"*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- MANUPPELLA, G.; ANTUNES, M.; PAIS, J.; RAMALHO, M. & REY, J. (1999) – *"Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal na escala 1/50 000"*, Folha 38-B (Setúbal), Lisboa, INETI.
- MANUPPELLA, G.; CLAVIJO, E.; COSTA, C.; MONIZ, C.; DIAS, R. P. e MACHADO, S. (2005) – *"Carta Geológica de Portugal na escala 1:50 000"*, Folha 34-D, Lisboa". INETI, Lisboa.
- MEIRA, J. M. (2001). *"Argilas: o que são, suas propriedades e classificações"*. Comunicações Técnicas, Visa Consultores, pp. IX1 – IX7.
- NEVES, J. M. C. (1993). *"Estabilização de solos com cal – Estudo e aplicações rodoviárias"*,

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, UNL, Lisboa, pp. 9-44.

NUNES COSTA, C. (1985). *“Fenómenos de instabilidade nas escarpas da margem esquerda do Tejo (zona de Almada).”* Boletim Geotécnico (SAGT – FCT/UNL), No. 1, pp. 101-114.

PAIS, J.; KULLBERG, J. C.; COSTA, C.; CLAVIJO, E. e DIAS, R. P.; (2005) – *“Carta geológica de Portugal na escala 1: 50.000, Folha 38-B (Setúbal)”*, Protocolo de Colaboração e Desenvolvimento da Cartografia Geológica da Área Metropolitana de Lisboa, IGM, Lisboa.

PAIS, J.; MONIZ, C.; CABRAL, J.; CARDOSO, J.; LEGOINHA, P.; MACHADO, S.; MORAIS, M. A.; LOURENÇO, C.; RIBEIRO, M. L.; HENRIQUES, P. & FALÉ, P. (2006) – *“Notícia Explicativa da Carta Geológica de Portugal na escala 1:50.000, Folha 34-D, Lisboa”*, INETI.

RODRIGUES-CARVALHO, J. A.; CHAVES, M. A. & SILVA, A. P. (1989). *“Nota descritiva da geologia da Margem Sul do Tejo (Cacilhas-Trafaria), na escala 1:2 000.”* Relatório interno, Secção Autónoma de Geotecnia, FCT/UNL, Monte de Caparica.

SHARMA, B. & BORA, P. K. (2003). *“Plastic limit, liquid limit and undrained shear strength of soil – Reappraisal.”* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, Vol. 129, No. 8, pp. 774-777.

SHERWOOD, P. T. & RYLEY, M. D. (1970). *“Na investigation of a cone penetration method for the determination of the liquid limit”*. Geotechnique, Vol. 20, No. 2, pp. 203-208.

SILVA, A. P. (2000). *“Cartografia geotécnica do concelho de Almada e o sistema de informação Geo-Almada”*, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia na especialidade de Geologia de Engenharia, Lisboa, Vol.1, pp. 343.

SOBREIRA, G. F. (1995). *“Estudo Geoambiental do concelho de Sesimbra.”* Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia na especialidade em Geologia Económica e do Ambiente, UL, Lisboa, pp. 347.

STONE, K. J. L. & PHAN, K. D. (1995). *“Cone penetration test near the plastic limit.”* Geotechnique, Vol. 45, No. 1, pp. 155-158.

THE ELECTRONIC JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING (2002)–  
<http://www.ejge.com/People/Terzaghi/Terzaghi.htm>; retirado dia 23-09-2010.

WASTI, Y. (1987). *“Liquid and Plastic Limits as Determined from the Fall Cone and the Casagrande Methods”*. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 10, No. 1, pp. 26-30.

WILSON, S. D., SEED, H. B. and PECK, R. B. (1984). *“Arthur Casagrande 1902-1981”*. Memorial Tributes: National Academy of Engineering, Vol. 2, pp. 4.

WOOD, D. M. (1985). *“Some fall-cone tests”*. Geotechnique, Vol. 35, No. 1, pp. 64-68.

ZREIK, D. A. (1991). *“Determination of the undrained shear strength of very soft cohesive soils by a new fall cone apparatus”*. M. S. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

ÖZER, M. (2009). *“Comparison of liquid values determined using the hard and soft base casagrande apparatus and the cone penetrometer”*. Bulletin of Engineering of Engineering Geology & the Environment Aug2009, Vol. 68, No. 3, pp. 289-296.

## **Anexos**

## Anexo A

### Anexo A-1 – Tabela resumo dos LL obtidos pelos dois métodos

Quadro 33 - Síntese dos valores experimentais dos limites de liquidez, determinados pelo *fall cone* e pela concha de Casagrande.

Ensaio nº	Limite de liquidez					
	<i>Fall cone</i>			Concha		
	h (mm)	w (%)	LL (%)	Golpes	w (%)	LL (%)
1.1	21,10	45,41	43,81	12	41,92	38,00
	24,20	46,93		19	39,66	
	-	-		36	34,77	
	16,00	41,77		-	-	
1.2	16,40	41,31	43,93	-	-	38,23
	-	-		27	37,22	
	19,70	43,24		38	35,48	
	22,20	45,87		17	39,44	
1.3	23,40	48,00	44,36	14	40,37	38,31
	-	-		23	38,68	
	19,60	43,00		35	36,43	
	14,10	45,58		-	-	
1.4	15,80	40,77	44,37	27	37,57	38,64
	-	-		35	36,67	
	19,80	44,22		15	41,11	
	21,90	45,97		20	39,89	
1.5	14,60	40,72	45,15	16	41,58	38,91
	18,50	43,52		-	-	
	23,00	47,88		31	37,18	
	23,70	48,30		22	39,20	
1.6	16,40	43,12	45,16	-	-	39,19
	-	-		38	37,24	
	20,80	45,85		21	39,60	
	23,20	46,72		17	40,57	
1.7	24,40	48,64	45,50	14	41,06	39,20
	23,00	47,58		22	38,96	
	19,20	44,69		-	-	
	-	-		40	37,44	
1.8	16,30	42,53	46,00	30	37,46	39,64
	-	-		-	-	
	20,60	46,48		20	40,61	
	24,20	49,28		12	42,89	

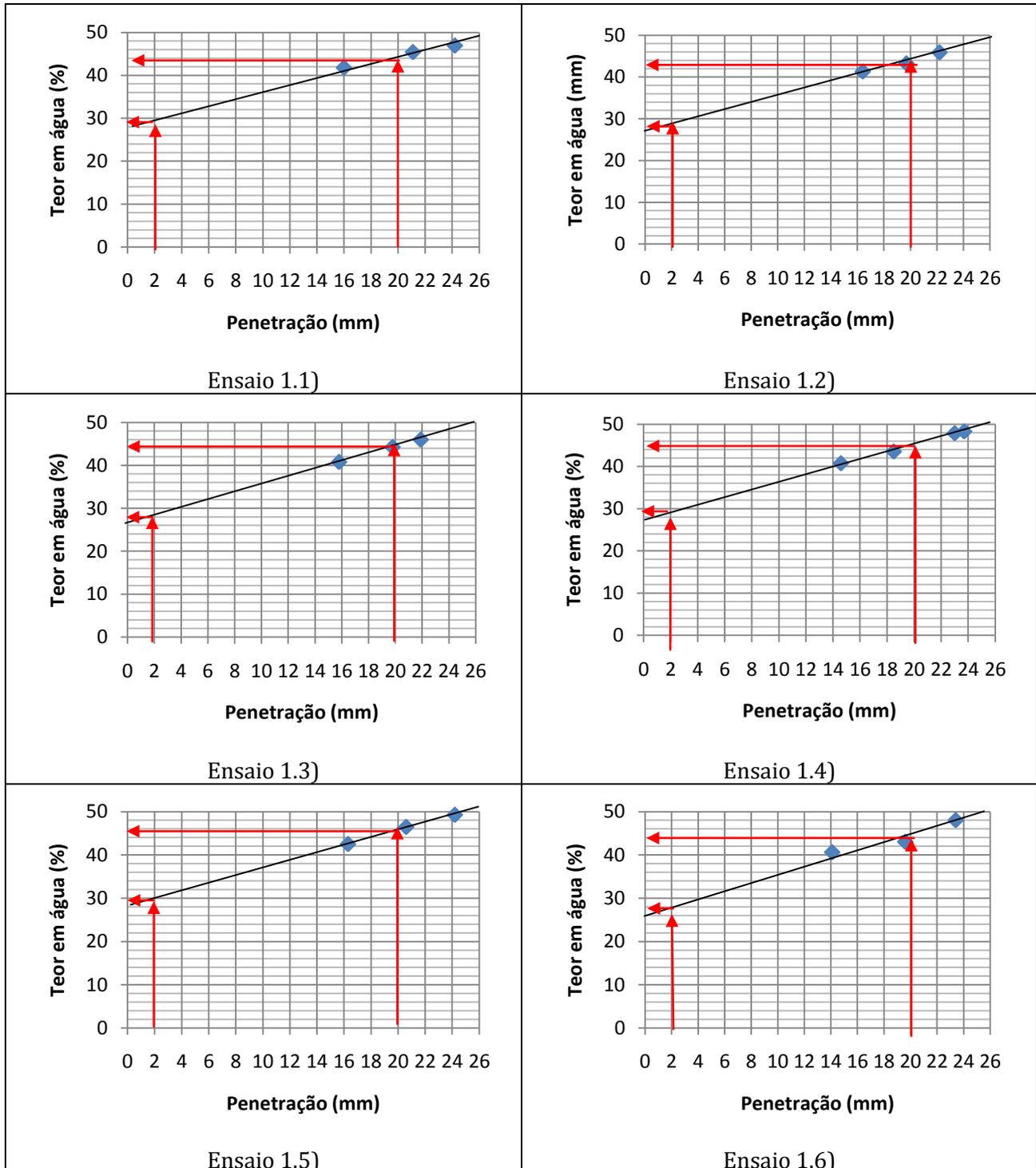
Quadro 33 - Síntese dos valores experimentais dos limites de liquidez, determinados pelo *fall cone* e pela concha de Casagrande (continuação).

"argilitos carbonatados gipsíferos"	2.1	16,20	41,98	45,56	15	49,27	42,60
		18,60	44,72		21	45,48	
		-	-		-	-	
		21,60	47,26		38	38,65	
	2.2	17,10	43,61	46,50	33	40,59	42,64
		19,00	45,93		22	42,86	
		21,40	48,17		18	44,93	
		-	-		13	46,12	
	2.3	15,80	43,01	46,59	32	39,48	42,74
		18,30	44,48		18	46,33	
		22,80	48,98		22	43,21	
		19,40	46,52		14	49,65	
	2.4	17,20	44,10	46,90	-	-	44,72
		19,80	46,62		30	42,42	
		22,10	49,07		12	49,30	
		24,00	50,93		20	45,99	
	2.5	19,30	45,42	46,99	-	-	44,41
		16,70	44,17		39	39,49	
		20,30	47,53		20	44,59	
		23,00	50,11		13	50,32	
	2.6	19,10	46,92	48,12	37	38,59	44,46
		-	-		27	43,40	
		23,00	51,00		22	45,45	
		21,80	49,03		19	47,92	
	2.7	17,60	46,46	48,35	-	-	44,54
		18,80	47,27		40	40,60	
		20,90	48,98		12	48,53	
		23,00	50,93		18	45,84	
	2.8	21,00	49,01	48,44	39	42,17	45,45
		-	-		27	44,21	
		18,20	46,90		13	48,91	
		24,00	52,60		-	-	

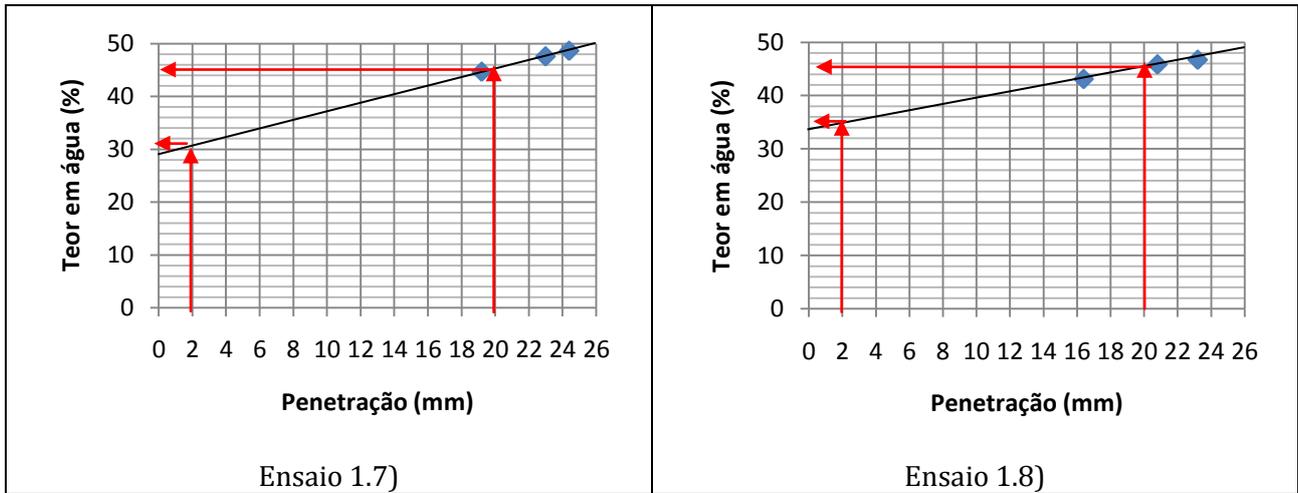
**Nota:** Cada ensaio é composto por quatro repetições, sendo tendo sido desprezados em alguns casos um dos valores por estar fora da linha de tendência dos restantes pontos. Segundo a norma NP-143 (LNEC, 1969), deve-se usar no mínimo três pontos para traçar a recta de regressão linear pretendida.

## Anexo A-2 - Gráficos dos LL e LP obtidos em ambos os métodos

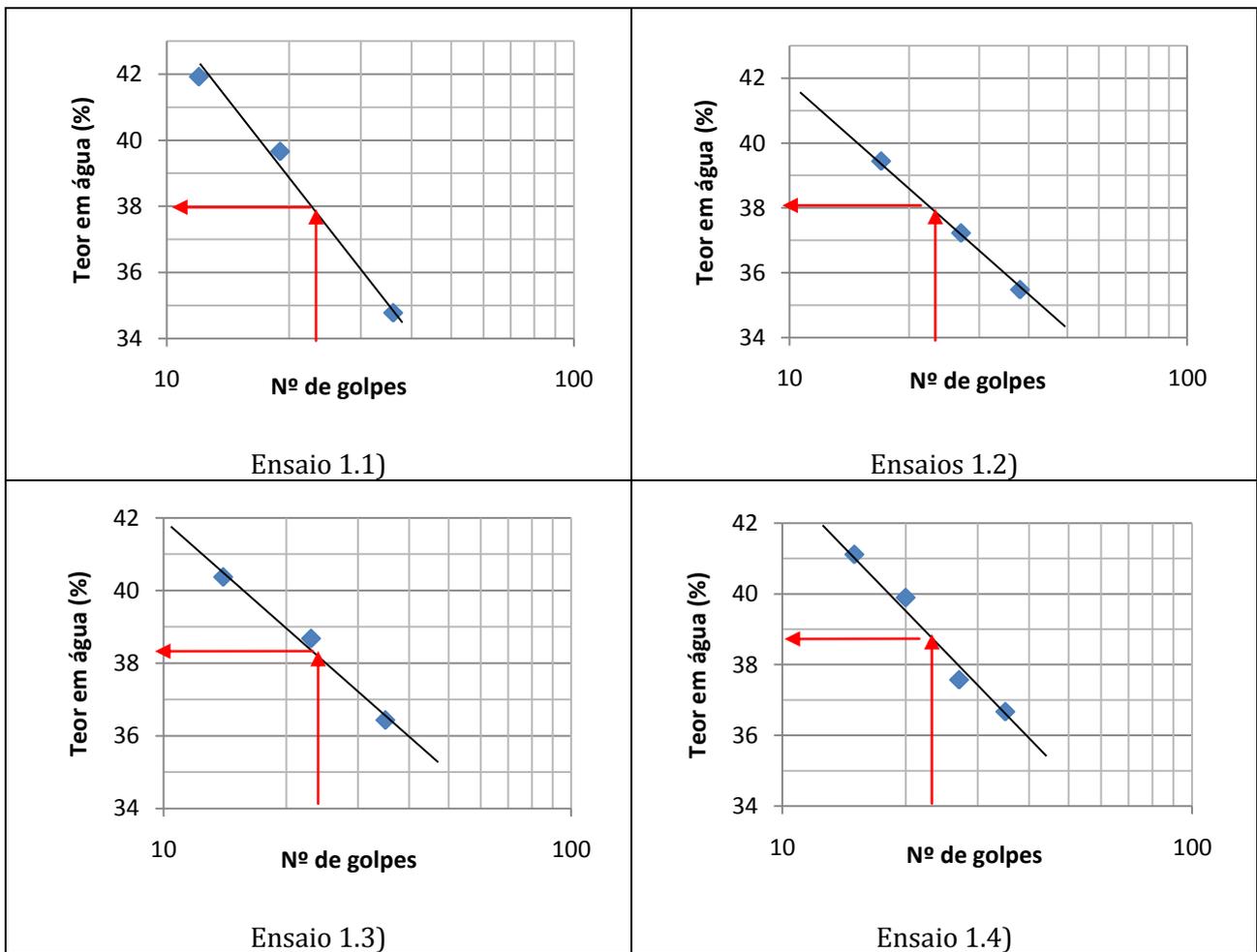
Quadro 34 - Série de gráficos obtidos em ensaios de *fall cone*, para as “argilas azuis de Xabregas”.



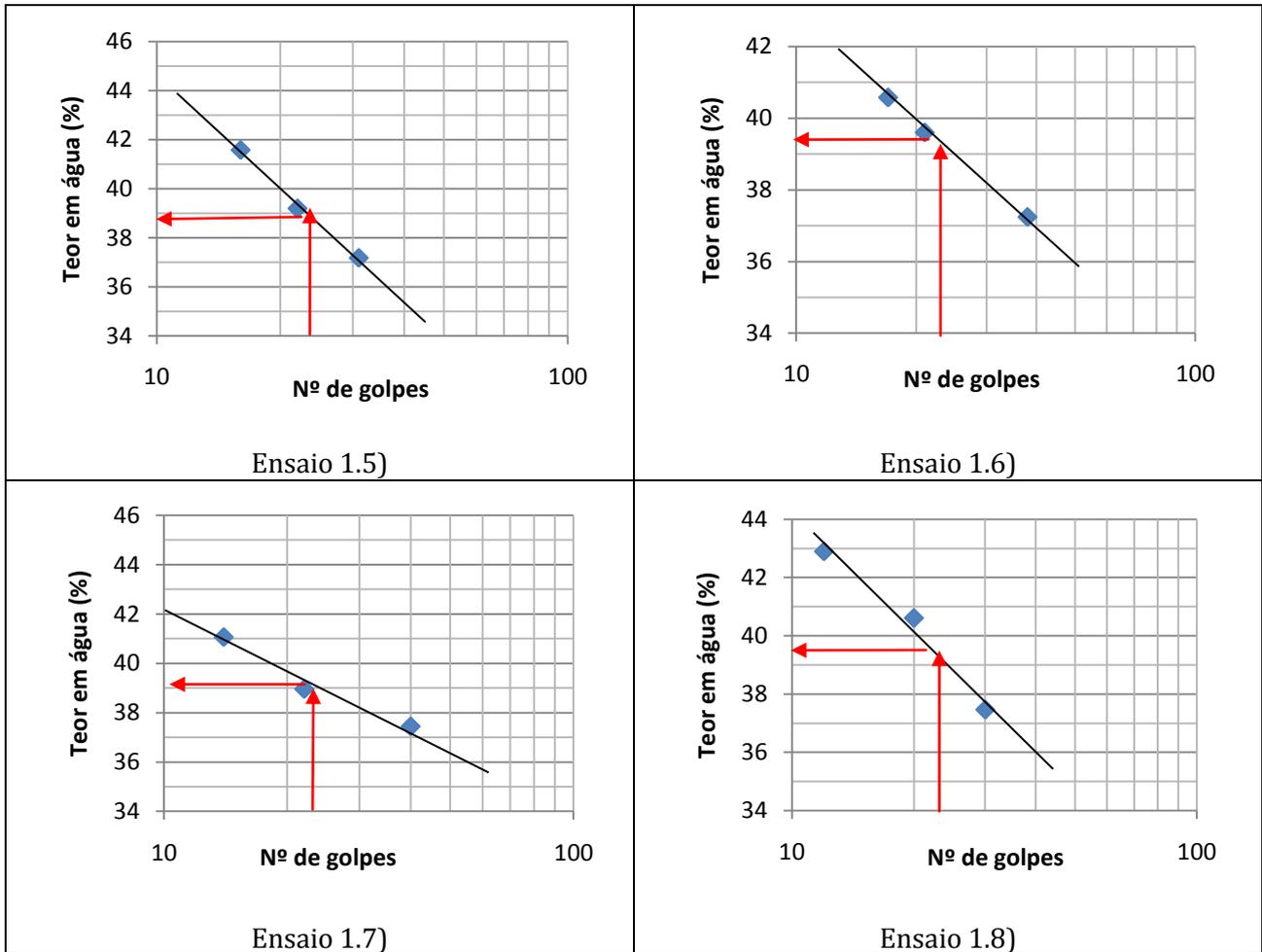
Quadro 35 - Série de gráficos obtidos em ensaios de *fall cone*, para as “argilas azuis de Xabregas” (continuação).



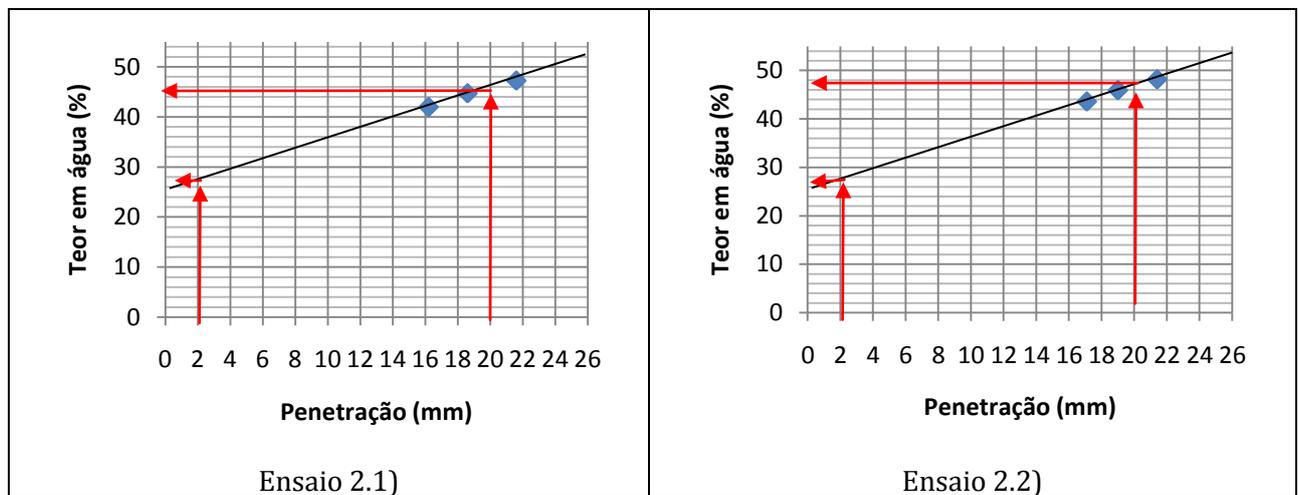
Quadro 35 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para as “argilas azuis de Xabregas”.



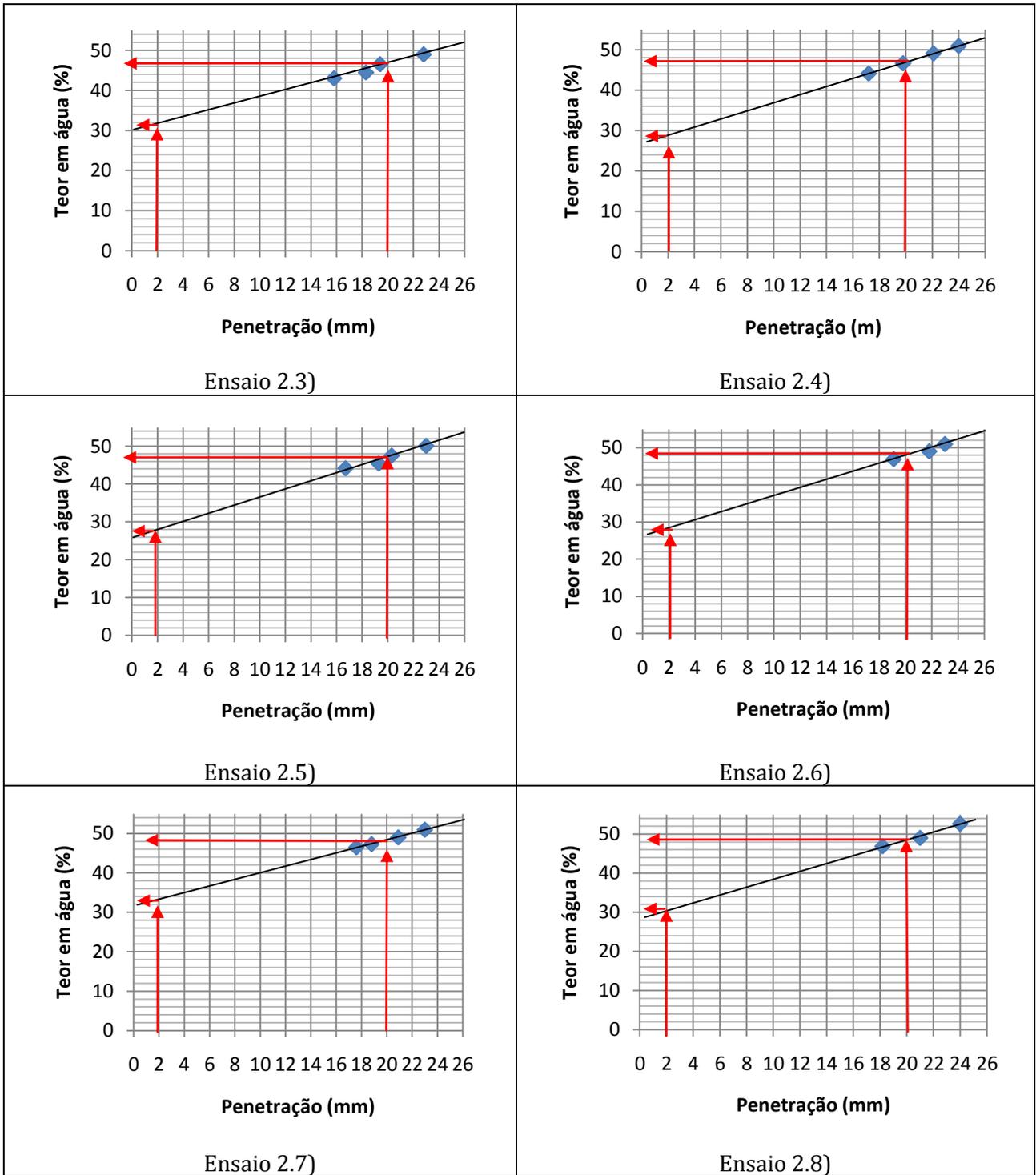
Quadro 36 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para as “argilas azuis de Xabregas” (continuação).



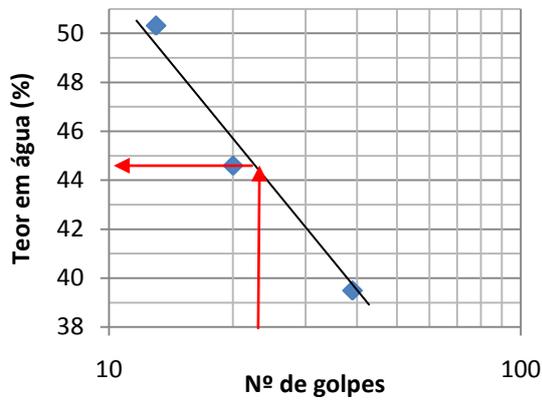
Quadro 36 - Série de gráficos obtidos em ensaios de *fall cone*, para os “argilitos carbonatados gipsíferos”.



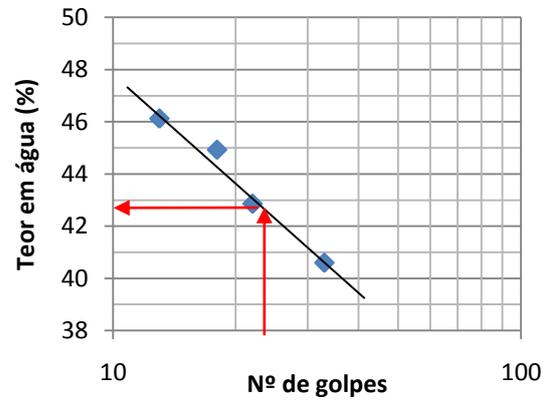
Quadro 37 - Série de gráficos obtidos em ensaios de *fall cone*, para os "argilitos carbonatados gipsíferos" (continuação).



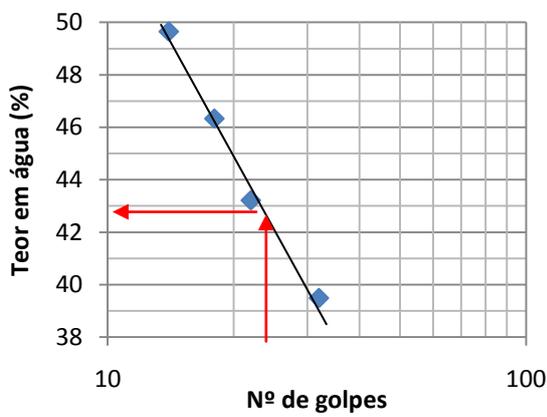
Quadro 37 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para os "argilitos carbonatados gipsíferos".



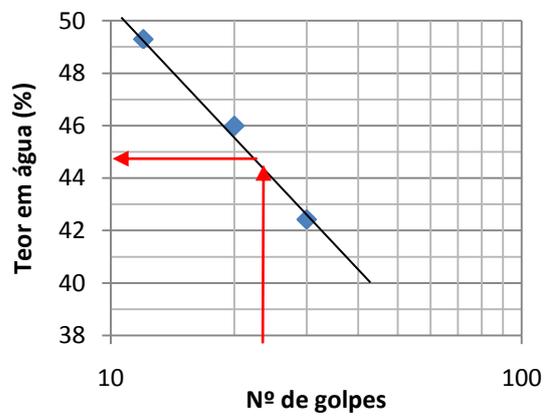
Ensaio 2.1)



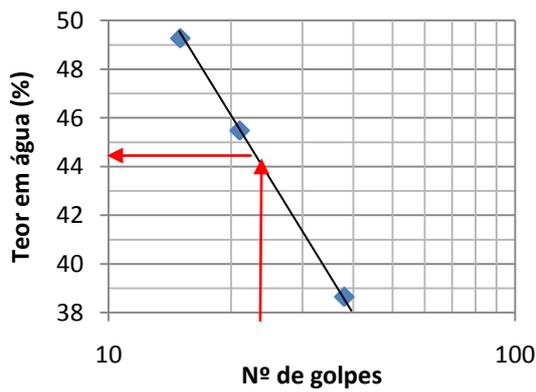
Ensaio 2.2)



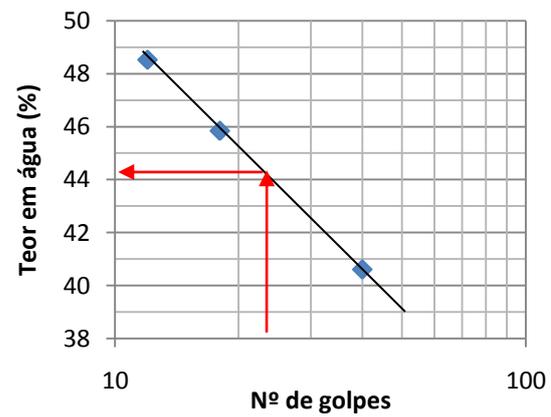
Ensaio 2.3)



Ensaio 2.4)

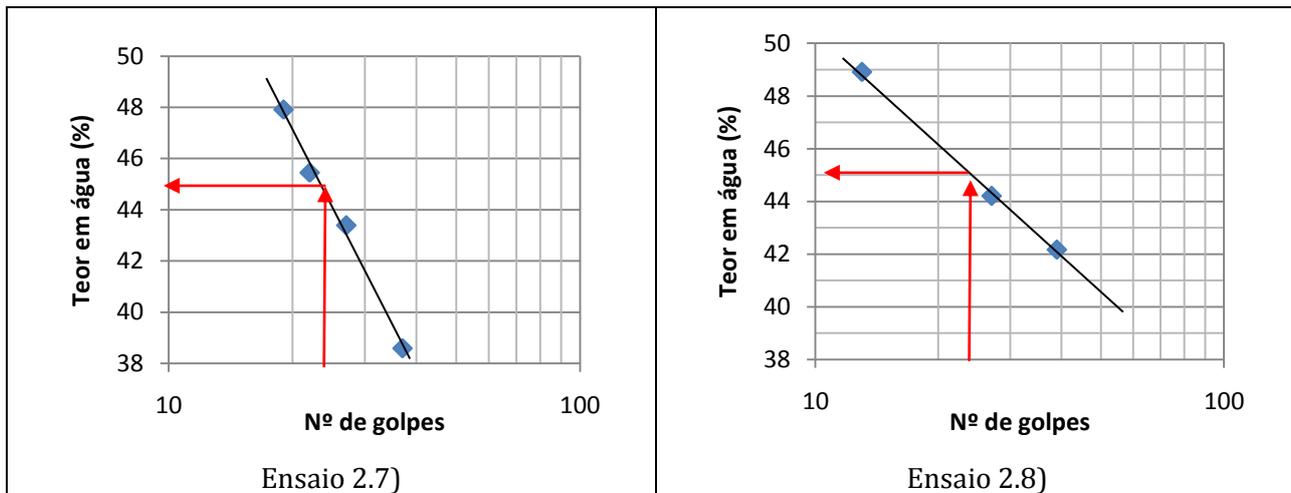


Ensaio 2.5)



Ensaio 2.6)

Quadro 38 - Série de gráficos obtidos em ensaios da concha de Casagrande, para os "argilitos carbonatados gipsíferos" (continuação).



## Anexo B

### Anexo B-1 - Tabela resumo dos LP obtidos em ambos os métodos

Quadro 38 - Síntese dos valores experimentais dos limites de plasticidade, determinados pelo *fall cone* e pelo método de Atterberg.

Ensaio nº	Limite de Plasticidade			
	<i>Fall cone</i>			Atterberg
	h (mm)	w (%)	LP (%)	LP (%)
1.1	21,10	45,41	28,90	21,18
	24,20	46,93		
	-	-		
	16,00	41,77		
1.2	16,40	41,31	28,30	22,81
	-	-		
	19,70	43,24		
	22,20	45,87		
1.3	23,40	48,00	28,20	23,33
	-	-		
	19,60	43,00		
	14,10	45,58		
1.4	15,80	40,77	29,00	23,86
	-	-		
	19,80	44,22		
	21,90	45,97		
1.5	14,60	40,72	29,80	24,20
	18,50	43,52		
	23,00	47,88		
	23,70	48,30		
1.6	16,40	43,12	29,50	24,78
	-	-		
	20,80	45,85		
	23,20	46,72		
1.7	24,40	48,64	30,70	25,32
	23,00	47,58		
	19,20	44,69		
	-	-		
1.8	16,30	42,53	34,70	25,93
	-	-		
	20,60	46,48		
	24,20	49,28		

“argilas azuis de Xabregas”

**Quadro 3939 - Síntese dos valores experimentais dos limites de plasticidade, determinados pelo fall cone e pelo método de Atterberg (continuação).**

"argilitos carbonatados gipsíferos"	2.1	16,20	41,98	27,80	24,71
		18,60	44,72		
		-	-		
		21,60	47,26		
	2.2	17,10	43,61	28,00	25,28
		19,00	45,93		
		21,40	48,17		
		-	-		
	2.3	15,80	43,01	31,90	26,27
		18,30	44,48		
		22,80	48,98		
		19,40	46,52		
	2.4	17,20	44,10	29,20	26,92
		19,80	46,62		
		22,10	49,07		
		24,00	50,93		
	2.5	19,30	45,42	28,00	27,61
		16,70	44,17		
		20,30	47,53		
		23,00	50,11		
	2.6	19,10	46,92	28,60	28,09
		-	-		
		23,00	51,00		
		21,80	49,03		
	2.7	17,60	46,46	33,50	28,10
		18,80	47,27		
		20,90	48,98		
		23,00	50,93		
2.8	21,00	49,01	30,80	28,70	
	-	-			
	18,20	46,90			
	24,00	52,60			

**Nota:** Os valores de LP obtidos por *fall cone* foram retirados dos gráficos apresentados no Anexo A-2, que foram utilizados para o cálculo do LL.

*“A coisa mais bonita que podemos experimentar é o mistério,  
ele é a fonte da verdadeira arte e da ciência.”*

**“Albert Einstein”**

