



**FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

## **Resistência ao Corte Residual de Solos**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Geotecnia

**Autor**

**Custódio Miguel de Aguiar Miguens**

**Orientador**

**Luís Joaquim Leal Lemos**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Março, 2016**

## AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho não posso deixar de expressar os meus mais profundos e sinceros agradecimentos a todos que me acompanharam de perto esta fase da minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Luís Joaquim Leal Lemos, o meu grande obrigado por toda orientação, ajuda, compreensão, experiência, sabedoria, disponibilidade e também pela paciência demonstrada no desenvolvimento deste trabalho. Foram, sem dúvida, importantes para que pudesse completar esta etapa da minha vida.

Quero também deixar um agradecimento ao Sr. José António pela disponibilidade e atenção prestada na realização dos trabalhos experimentais como também nas nossas longas conversas.

Quero também deixar um agradecimento ao Sr. Ricardo Oliveira que sempre o considerei como um amigo de entre os funcionários do DEC, também deixar um grande apreço à Dona Lucinda pela disponibilidade em fotocopiar os apontamentos ou que nem que fosse para dizer “ Está na net” e também deixar um agradecimento às senhoras da biblioteca pela disponibilidade em me conseguirem arranjar alguns documentos.

À minha senhoria pelo carinho que me recebeu em sua casa após estes anos todos, que me ajudou nos bons e maus momentos. Quero também agradecer aos meus colegas de casa pelo apoio, ânimo e ajuda que me deram para completar esta etapa da minha vida.

Aos meus amigos e colegas que me acompanharam neste percurso desde do momento em que pisei o pé neste departamento até ao momento em que o deixo para trás. Foram bons os momentos que passámos sem ser só nas aulas ou a estudar, que me fizeram crescer como pessoa e como homem. Em especial atenção aos meus grandes amigos do N°24, 2°E, por todas as horas que passámos a trabalhar fechados em quatro paredes sem quase ver a luz do dia. Posso dizer que vim para esta cidade um jovem e saio daqui um homem.

Por último e não menos importante, as minhas últimas palavras vão dedicadas aos meus Pais por todo o apoio, esforço e incentivo que me deram para terminar esta etapa da minha vida, que para além de ser importante para mim, também é bastante importante para eles e dessa forma quero-lhes dar o orgulho de me ver terminar esta etapa da minha vida e assim poder alcançar um futuro melhor.

## RESUMO

O presente trabalho de investigação consiste no estudo da resistência ao corte em argilas. Este trabalho tem como principal objetivo a determinação dos parâmetros que caracterizam a resistência ao corte residual, quer na argila, bem como, entre esta e diferentes interfaces (compostas por materiais utilizados na construção civil). As amostras de argilas foram recolhidas perto da localidade de Vila Nova de Ceira, onde à época, o Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPN-labgeo) procedia a um estudo de instabilização de taludes nas imediações. Nessa área existiam dois locais que apresentavam maior importância para o estudo, num dos quais tinha ocorrido um deslizamento de um talude que causou a interdição da via de comunicação adjacente, e no outro existia um ravinamento profundo.

Para a caracterização deste solo procedeu-se à realização de ensaios de identificação, de caixa de corte anelar rotativo de Bromhead e de caixa corte direto nas formas de solo-solo e duas interfaces diferentes. Os materiais utilizados para as interfaces foram o betão e o aço com rugosidade. Com estes ensaios foi possível analisar e classificar o material, determinar a sua resistência ao corte a volume constante e residual, a partir de amostras reconstituídas.

Neste trabalho foram avaliadas as relações entre a resistência ao corte residual e o índice de plasticidade, bem como, a percentagem da fração argilosa, de modo a ser comparada com os valores e relações determinados por outros autores. Os mecanismos de corte residual foram avaliados segundo a metodologia de Lupini *et al.* (1981).

## ABSTRACT

The present research consists in the study of the shear strength of clays. The main purpose of this paper is the determination of the parameters that characterize the residual shear strength of clays-on-clays, as well as, clays with two different interfaces (composed materials employed in construction). The clay samples were collected near the town of Vila Nova de Ceira were at the time the Geotechnics Laboratory of the Pedro Nunes Institute (IPN-labgeo) was conducting a slope instabilization study in the nearby area. In that area, two locations showed more importance for the study, in one of which had occurred a landslide from a slope that caused the interdiction of the adjacent road and walkways, and in the other one there was a deep gulch.

For the characterization of this soil, identifications tests were performed, as well as ring shear Bromhead and direct shear in the forms of soil-soil and soil with two different interfaces. The materials used for the interfaces were concrete and steel with roughness. With these tests, it was possible to analyze and classify the material, determine their shear strength at constant volume and residual strength, from reconstituted samples.

In this thesis the relation between residual shear strength and the plasticity index were evaluated, as well as the percentage of clay fraction, in order to be compared with the values and relations determined by other authors. Residual shear mechanisms were measured according to the methodology of Lupini et al. (1981).

---

## ÍNDICE TEXTO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos da Dissertação .....	2
1.3 Organização da Tese .....	2
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1 Resistência ao Corte Residual.....	4
2.1.1 Envolvente da Resistência ao Corte Residual .....	4
2.2 Comportamento Tensão-Deformação.....	4
2.3 Breve História da Resistência Residual .....	6
2.4 Comportamento da Caixa de Corte Direto e Corte Anelar Rotativo na Determinação da Resistência Residual .....	7
2.5 Mecanismo de Resistência Residual.....	10
2.6 A Influência da Tensão Normal na Envolvente de Resistência Residual.....	14
2.7 Comportamento Interfacial com Argilas .....	16
2.8 Correlações Entre os Índices de Solo e a Resistência Residual.....	17
2.9 Escorregamento de Taludes .....	19
<b>3. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS DOS ENSAIOS EFECTUADOS.....</b>	<b>21</b>
3.1 Introdução .....	21
3.2 Ensaios de Identificação .....	21
3.3 Determinação dos Limites de Consistência .....	22
3.4 Ensaios de Caracterização Mecânica .....	23
3.4.1 Ensaio de Caixa de Corte Anelar Rotativa .....	23
3.4.1.1 Descrição do Ensaio (Equipamento e a Preparação das Amostras).....	23
3.4.1.2 Determinação da Resistência .....	24
3.4.1.3 Características Específicas deste Tipo de Ensaio.....	26
3.4.2 Ensaio de Caixa de Corte Direto .....	27
3.4.2.1 Descrição do Ensaio (Equipamento e a Preparação das Amostras).....	27
3.4.2.2 Determinação da Resistência .....	28

---

3.4.2.3	Características Específicas deste Tipo de Ensaio.....	28
3.4.2.4	Descrição das interfaces .....	29
<b>4.</b>	<b>LOCALIZAÇÃO, GEOLOGIA DO LOCAL .....</b>	<b>31</b>
4.1	Localização .....	31
4.2	Enquadramento Geológico.....	33
4.2.1	Enquadramento Geológico Regional.....	33
4.2.2	Enquadramento Geológico da Área de Estudo.....	35
4.3	Hidrogeologia .....	36
4.4	Causas de Instabilidade na Área em Estudo .....	37
4.5	Considerações Finais Sobre as Instabilizações .....	38
<b>5.</b>	<b>TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO .....</b>	<b>40</b>
5.1	Considerações Gerais.....	40
5.2	Recolha das Amostras.....	40
5.3	Ensaios de Identificação .....	40
5.3.1	Preparação das Amostras.....	40
5.3.2	Densidade Relativa das Partículas Sólidas .....	41
5.3.3	Ensaios de Granulometria.....	43
5.3.4	Ensaios de Limites de Consistência.....	47
5.3.5	Classificação .....	49
5.4	Caracterização Mecânica .....	50
5.4.1	Preparação das Amostras Reconstituídas .....	50
5.4.2	Ensaios de Caixa de Corte Anelar Rotativo .....	51
5.4.3	Ensaios de Caixa de Corte Direto.....	57
5.4.3.1	Preparação de Amostras .....	57
5.4.4	Ensaios na Caixa de Corte Direto em Amostras Reconstituídas .....	58
5.4.5	Algumas Observações .....	61
5.4.6	Considerações Finais .....	62
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>63</b>
6.1	Conclusões .....	63
6.2	Trabalhos Futuros .....	65
<b>7.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>66</b>
	<b>ANEXO A.....</b>	<b>A-1</b>

---

---

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Características de resistências de argilas (adaptado de Skempton,1970). ....	5
Figura 2.2 – Resistências obtidas nas amostras deformadas e indeformadas do deslizamento de Akitsu (adaptado Nakamori <i>et al.</i> , 1996). ....	9
Figura 2.3 – Comportamento de material de corte segundo Atkinson e Bransby em 1978 (adaptado de Atkinson, 2007)). ....	10
Figura 2.4 – Curvas de tensão-deformação com tensão efetiva normal constante (adaptado de Skempton, 1985).....	11
Figura 2.5 – Comportamentos dos solos no estado normalmente consolidado e sobreconsolidado (adaptado de Lupini <i>et al.</i> , 1981).....	12
Figura 2.6 – Ensaio de corte anelar rotativo em misturas de areia-bentonite (adaptado de Skempton, 1985) baseado em Lupini <i>et al.</i> (1981)). ....	13
Figura 2.7 – Variação da resistência residual da argila Marrom de Londres com o nível de tensão (adaptado de Bishop <i>et al.</i> , 1971). ....	14
Figura 2.8 – Relação entre a tensão e a resistência residual da argila de Laviano (adaptado de Alonso e Pyniol, 2007, através de Picarelli em 1990).....	15
Figura 2.9 – Envolvente residual não linear das superfícies de deslizamento (adaptado de Alonso e Pyniol, 2007, através de Picarelli em 1990).....	15
Figura 2.10 – Variação do ângulo de atrito com a tensão normal para vários minerais (Adaptado de Mitchell, 1992, através de Kenney em 1967). ....	16
Figura 2.11 – Decréscimo do ângulo de atrito com o aumento da fração de argila (adaptado de Skempton, 1964).....	17
Figura 2.12 – Relação entre o ângulo de atrito residual e: a) a fração de argila; b) o índice de plasticidade (adaptado de Lupini <i>et al.</i> , 1981).....	18
Figura 2.13 – Ângulos de atrito residuais de solos naturais e de misturas em função do índice de plasticidade e da fração de argila (adaptado de Lupini <i>et al.</i> , 1981). ....	18

Figura 2.14 – Corte na interface em função da fração de argila e da rugosidade da interface, comparado com corte solo-solo (adaptado de Lemos e Vaughan, 2000).....	19
Figura 3.1 - Caixa de corte anelar rotativa: a) aspeto geral, b) pormenor da caixa de Bromhead. ....	24
Figura 3.2 – Caixa de corte anelar rotativa: dispositivos que registam a deformação vertical e a força resistente ao corte. ....	24
Figura 3.3 - Esquema do ensaio de corte direto. (Adaptado de Head, 1994). ....	27
Figura 3.4 - Equipamento de corte direto: a) aspeto geral, b) caixa de corte. ....	28
Figura 3.5 – Interfaces: a) betão rugoso; b) aço rugoso. ....	30
Figura 4.1 – Enquadramento do distrito e do concelho de Góis a nível nacional. (ambas consultadas em Janeiro de 2016). ....	31
Figura 4.2 – Enquadramento geral da zona em estudo e em pormenor o local da recolha das amostras analisadas. (Google Earth, 2015). ....	32
Figura 4.3 – Localização geológica de Vila Nova de Ceira: a) Carta Geológica de Portugal e b) Orlas e zonas consideradas em Portugal. (Ambos consultados em Janeiro de 2016). ....	33
Figura 4.4 – Localização geológica da área de estudo: a) Excerto da carta geológica à escala 1:50000, Folha 19D dos Serviços Geológicos de Portugal, b) Legenda da carta geológica, c) Coluna Litostratigráfica (extraído de Soares <i>et al.</i> ,2007).....	34
Figura 4.5 – Observação das duas principais litologias nas zonas de instabilidade: a) vertente onde se localiza o deslizamento do talude, b) vertente onde se localiza o ravinamento profundo. A – Formação de Côja; B – Formação do Campelo e AB – zona onde as duas as duas litologias principais se misturam. (extraído do estudo do Ferreira <i>et al.</i> , 2014).....	36
Figura 4.6 – Locais de instabilização na área de estudo: a) deslizamento do talude na margem direita do rio do Sotão, b) ravinamento profundo, com cerca de 80 m de altura na margem esquerda do rio Sotão. ....	36
Figura 4.7 – Precipitações totais a nível nacional no período de Outubro de 2013 a Março de 2014 (Fonte IPMA,2014) (consultada em Janeiro de 2016) .....	38
Figura 4.8 – No local deslizamento observou-se: a) fissuras na habitação adjacente; b) concha de abatimento na estrada que passa junto à base. (extraído do estudo do Ferreira <i>et al.</i> ,2014). ....	39
Figura 5.1 – Desagregação do solo para os ensaios. ....	41
Figura 5.2 – Picnómetro com a amostra no seu interior. ....	42



Figura 5.3 – a) Conjunto de peneiros para a realização da peneiração; b) proveta com o solo em suspensão e outra com água destilada que contém no interior o densímetro e o termómetro..	43
Figura 5.4 – Curva granulométrica da amostra de solo.....	47
Figura 5.5 – Determinação do limite de liquidez. ....	48
Figura 5.6 – a) Concha de Casagrande com um dos provetes; b) A – cápsulas do ensaio de LP; B – cápsulas do ensaio de LL, para ser retiradas da estufa. ....	49
Figura 5.7 – Classificação da amostra através da Carta de Plasticidade de Casagrande.....	50
Figura 5.8 – Preparação das amostras com o teor em água próximo do limite de plasticidade. ....	51
Figura 5.9 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) do ensaio A1; b) do ensaio A2.....	52
Figura 5.10 – Mecanismo de corte esperado nos dois ensaios A1 e A2 em função do ângulo de atrito residual: a) da fração argilosa; b) do IP (segundo Lupini <i>et al.</i> , 1981)). ....	54
Figura 5.11 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) do ensaio A1; b) do ensaio A2.....	55
Figura 5.12 - Envolvente de resistência residual: a) ensaio A1; b) ensaio A2.....	57
Figura 5.13 – Preparação das amostras reconstituídas: a) amostra em solo-solo; b) amostra em solo-betão; c) amostra em solo-aço. ....	58
Figura 5.14 – Relação $\tau/\sigma'_N$ com o deslocamento horizontal nas amostras: a) Amostra solo-solo; b) amostra solo-betão; c) amostra solo-aço. ....	60
Figura 5.15 – Algumas ocorrências na realização do ensaio da caixa de corte direto a) rotação da placa superior da amostra da caixa de corte direto; b) perda de material da amostra durante corte com inversões. ....	61
Figura 5.16 – Correlação entre o ângulo de atrito residual e: a) o índice de plasticidade; b) a fração de argila (segundo Lupini <i>et al.</i> , 1981)). ....	62
Figura A.1 – Curva de calibração do anel dinamométrico A. ....	A-1
Figura A.2 – Curva de calibração do anel dinamométrico B. ....	A-1
Figura A.3 – Curva de calibração do anel da caixa de corte direto. ....	A-1

**SIMBOLOGIA**

A	área da amostra
$c'_p$	coesão no estado de pico, em termos da tensão efetiva
$c'_r$	coesão no estado de residual, em termos da tensão efetiva
EC	estado crítico
e	índice de vazios
$e_c$	índice de vazios crítico
$e_0$	índice de vazios inicial
G	densidade das partículas
IF	índice de fragilidade
IP	índice de plasticidade
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
N	força normal
NC	normalmente consolidado
OC	sobreconsolidado
S	secção de corte
$w_0$	teor em água inicial
$w_f$	teor em água final
$\gamma$	deformação distorcional
$\delta$	vetor deslocamento
$\delta_h$	deslocamento horizontal
$\varepsilon$	deformação linear
$\varepsilon_h$	deformação horizontal
$\varepsilon_v$	deformação vertical

---

$\sigma'_N$	tensão normal efetiva
$\tau$	tensão de corte
$\tau_p$	tensão de corte de pico ou resistência de corte de pico
$\tau_{pOC}$	resistência de pico no estado sobreconsolidado
$\tau_{rNC}$	resistência de residual no estado normalmente consolidado
$\tau_r$	tensão de corte ou resistência residual
$\phi'_{EC}$	ângulo de atrito crítico
$\phi'_p$	ângulo de atrito de pico
$\phi'_r$	ângulo de atrito residual
$\phi'_\mu$	ângulo de atrito intrínseco
$\tau_r / \sigma'_N$	coeficiente de atrito residual

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento

Ao longo dos anos tem ocorrido vários acidentes resultado de deslizamento de taludes de variados tipos, seja por causas humanas ou sem causas aparentes. Mas muitas dessas causas é pela grande pressão urbanística, que com a construção de imóveis e de vias de acesso podem criar instabilidade dos taludes nas zonas envolventes. Ao realizar essas infraestruturas, muitas vezes requerem a execução de escavações e aterros, para se fazer um melhor aproveitamento do espaço disponível. Estas alterações introduzidas na morfologia dos locais vão condicionar as condições de equilíbrio iniciais, o que associado a situações de pluviosidade elevada, às características intrínsecas dos materiais e aos comportamentos específicos, entre outros, aumentando os efeitos de instabilização e que assim pode pôr em risco a segurança das populações e prejuízos de elevado custo.

Este trabalho tem como objeto de estudo, uma área localizada junto a Vila Nova de Ceira, onde ocorreu o deslizamento de um talude, que interditou uma via de comunicação, na mesma área foi localizado na encosta oposta um ravinamento profundo. Estes deslizamentos ocorrem após precipitações elevadas e devido à sinuosidade do rio Sótão que se aproxima das vertentes e que provoca a erosão da base aumentando assim a inclinação das mesmas. As instabilidades estão associadas às formações geológicas que se formam de materiais sedimentares, com solos finos (essencialmente argilosos) e de terrenos mais grosseiros desde arenitos a blocos, que com elevadas precipitações e taludes íngremes, aumenta assim o escoamento superficial pelas camadas arenosas e possível deslizamento do talude.

Contudo, estes problemas são considerados importantes de serem estudados devido ao perigo das habitações adjacentes ou a destruição de vias públicas, como se pôde observar no local. Desse modo, é importante o estudo experimental para determinar as propriedades e parâmetros de resistência do solo apresentados no local. Este estudo incide-se em particular, na determinação da resistência residual, que é revelada importante na avaliação ao longo das superfícies de deslizamento formadas após escorregamentos prévios, do qual estão associados a movimentos instantâneos com grandes deformações ao longo do tempo, e através das variações de humidade provocar variações de tensões no maciço.

Assim para podermos fazer esta análise, realizou-se um conjunto de ensaios usando amostras recolhidas do talude, que permitiram a caracterização, bem como a determinação dos parâmetros geotécnicos que permitem uma análise da segurança.

---

Este trabalho vem de certa forma completar um estudo que o Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPN-labgeo) efetuou a pedido da Câmara Municipal de Góis, sobre a instabilidade dos taludes naturais de Vila Nova de Ceira-Sacões. Sendo assim, a realização deste estudo de caracterização e de determinação dos parâmetros geotécnicos é pertinente, de forma que, com base nestes resultados, se possa apresentar e implementar soluções de estabilização. Deste modo, este trabalho irá dar um bom contributo para a realização de estudos de estabilização.

## **1.2 Objetivos da Dissertação**

Este trabalho tem como objetivo o estudo de caracterização de amostras reconstituídas em laboratório, com base na recolha da amostra do solo da zona em estudo. Para esse efeito realizou-se ensaios com condições semelhantes às existentes nos locais do deslizamento do talude. Desse modo, especificou-se os seguintes objetivos propostos:

- Caracterização geotécnica da amostra envolvida no deslizamento do talude;
- Determinação dos parâmetros geotécnicos da amostra recolhida, com particular relevância a resistência residual;
- Estudo dos mecanismos de corte residual da amostra;
- Estudo do comportamento das interfaces entre materiais de construção e a amostra;
- Comparação da relação entre a resistência ao corte residual, da percentagem de fração argilosa e da plasticidade com as relações obtidas por outros autores.

## **1.3 Organização da Tese**

Esta dissertação para além deste capítulo introdutório, de um capítulo no final, por qual é constituído pela listagem das referências bibliográficas e de um anexo com gráficos de calibração dos ensaios de corte, divide-se em mais cinco capítulos constituídos da seguinte maneira.

No Capítulo 2 será realizada uma revisão de aspetos teóricos e propostas de diversos autores, efetuados no campo da resistência residual de solos, de forma a realizar-se uma melhor compreensão dos resultados e necessárias para uma posterior análise.

No Capítulo 3 será apresentado a metodologia dos tipos de ensaios necessários para a caracterização da amostra de solo, e da mesma forma os equipamentos necessários para a determinação das suas resistências e os seus princípios e fundamentos.

No Capítulo 4 será apresentada a localização do local de recolha da amostra de solo, como área em estudo com o respetivo enquadramento geológico e morfologia da zona. Assim como a influência da precipitação no seu comportamento e as causas de instabilidade, e por fim algumas considerações finais sobre as instabilizações.

No Capítulo 5 serão apresentados e discutidos os resultados do trabalho experimental. Como também neste capítulo será definido, através dos ensaios em caixa de corte anelar rotativo, as curvas da relação coeficiente de atrito-deslocamento para cada carregamento considerado. Neste capítulo também será realizado a análise do comportamento no corte, a determinação das relações entre a resistência ao corte residual com o índice de plasticidade (IP) e a fração de argila. São igualmente apresentados os resultados obtidos em ensaios da caixa de corte direto, como também as suas relações coeficiente de atrito-deslocamento para cada carregamento.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões ao longo do trabalho realizado e serão sugeridas algumas propostas de possíveis trabalhos futuros e desenvolvimento do trabalho efetuado.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Resistência ao Corte Residual

A resistência de corte residual de um solo, segundo Skempton (1964), é o valor mínimo de resistência ao corte que pode ser obtido através de grandes deslocamentos em ensaios com condições drenadas e orientação das partículas lamelares na direção do corte. A resistência residual drenada é importante nas obras geotécnicas, na avaliação da estabilidade de taludes que contenham superfícies de corte pré-existentes, e na avaliação do risco de rotura progressiva em problemas como a estabilidade de taludes.

#### 2.1.1 Envolvente da Resistência ao Corte Residual

Skempton (1964) constatou que a relação entre a resistência ao corte residual ( $\tau_r$ ) e a tensão normal ( $\sigma'_N$ ) obedecia à lei de Coulomb-Terzaghi. Assim, a envolvente da resistência de corte residual poderia ser designada pela equação (1).

$$\tau_r = c'_r + \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'_r \quad (1)$$

Os ensaios mostram que ( $c'_r$ ) toma valores muito pequenos. Desta forma o autor considerou que após a passagem da situação de pico para o residual, á medida que os deslocamentos aumentam, a coesão anula-se e existe uma diminuição do ângulo de atrito. Resultando a equação (2):

$$\tau_r = \sigma'_n \operatorname{tg} \phi'_r \quad (2)$$

Onde:

$\phi'_r$  – é o ângulo de atrito residual, em termos da tensão efetiva;

$c'_r$  – é a intersecção coesiva no estado residual, em termos da tensão efetiva.

### 2.2 Comportamento Tensão-Deformação

Quando o solo sofre uma deformação, mobiliza as tensões resistentes que vão aumentar até atingir um limite máximo, que é a resistência de pico ( $\tau_p$ ). Após atingir este limite o solo continua a deformar-se, em geral a resistência vai decrescer até atingir um limite mínimo, o qual é designado por resistência residual, ( $\tau_r$ ), que se vai manter igual para grandes deformações. Na Figura 2.1 é apresentado o comportamento de um solo até atingir a resistência residual.

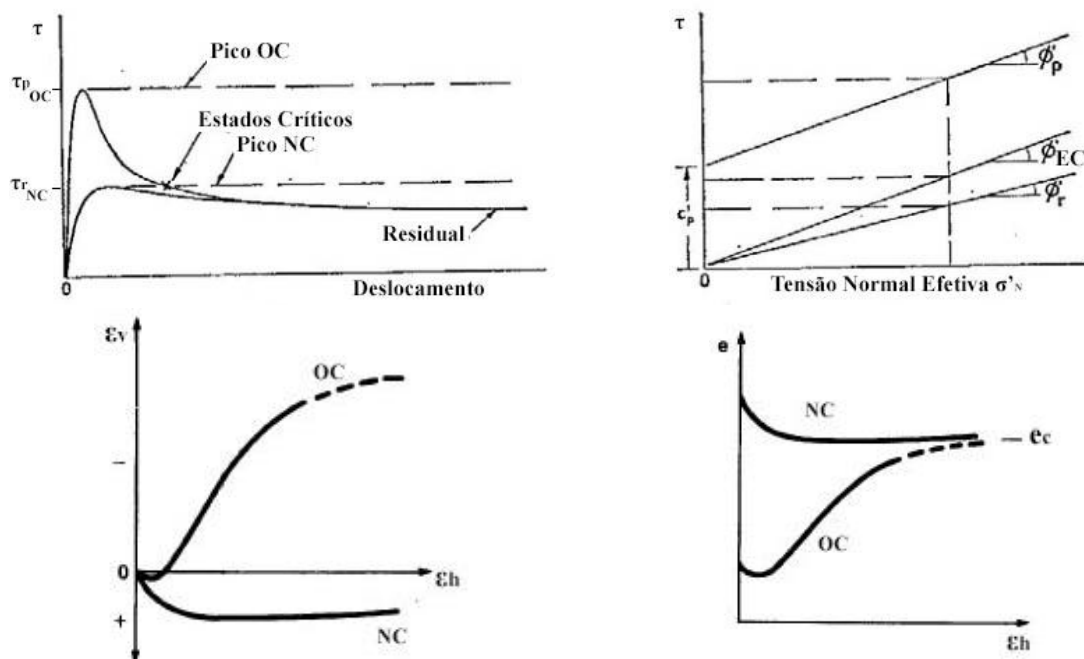


Figura 2.1 – Características de resistências de argilas (adaptado de Skempton,1970).

De forma a exemplificar esta abordagem, considera-se uma determinada tensão normal efetiva ( $\sigma'_N$ ) constante, que ao longo do tempo induz um desenvolvimento de deformações que mobiliza as tensões resistentes do solo. Assim durante este processo verifica-se um aumento da tensão de corte ( $\tau$ ) com a deformação distorcional ( $\gamma$ ) até a um determinado limite, designado de resistência de pico ( $\tau_p$ ) quando esta é atingida provoca uma situação de instabilidade, originando a rotura.

Contudo, após este facto, é verificado para pequenas deformações iniciais de corte o solo apresenta um comportamento elástico, e assim com aumento da deformação passa a apresentar um comportamento plástico. Porém com o acumular de deformações plásticas, o solo apresenta um acréscimo da tensão de cedência, denominado por endurecimento. No entanto, o endurecimento é limitado, logo que a tensão de corte ultrapasse a tensão máxima, origina um aumento da deformação, porque o trabalho externo excede a dissipação da energia interna.

No entanto, ao longo de grandes deformações observa-se um comportamento frágil, com uma redução de resistência em função do tipo de solo e da compacidade inicial, demonstrado na Figura 2.1. Bishop (1964), numa tentativa de caracterizar a fragilidade que ocorre pós-pico, definiu a expressão (3) para quantificar a fragilidade dos materiais.

$$IF = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p} \quad (3)$$



Em amostras sobreconsolidadas (OC) a diminuição de resistência está relacionada com um aumento de volume, essa diminuição deve-se ao alinhamento das partículas na zona de corte em solos argilosos. A redução da tensão de cedência com as deformações plásticas denomina-se por amolecimento.

Contudo, nas amostras normalmente consolidadas (NC), após atingir a tensão máxima ocorre um pequeno decréscimo de resistência, resultado da reorientação de algumas partículas argilosas existentes.

Tal como nas amostra normalmente consolidadas como também nas amostras sobreconsolidadas, após grandes deformações atinge-se um índice de vazios constante, denominado por índice de vazios crítico ( $e_c$ ), sendo este em função do tipo da forma das partículas (redonda ou angulosa), da granulometria e tensão normal efetiva ( $\sigma'_N$ ) e é independente do índice de vazios inicial ( $e_0$ ). Após as amostras atingirem o índice de vazios crítico a resistência mantém-se constante, designa-se de resistência do estado crítico.

Para qualquer dos estados (NC ou OC), após a resistência do estado crítico ter sido atingida, é observado com o aumento da deformação é atingido um valor mínimo da resistência, devendo-se este ao alinhamento das partículas de argila, designada por resistência residual.

Segundo Skempton (1964), observou que a resistência ao corte residual em função da percentagem de fração de argila presente no solo, em alguns casos pode atingir ângulos de resistência ao corte com valores cerca de  $6^\circ$ , como é o caso de solos argilosos montmoriloníticos. Porém, segundo Skempton (1985), refere que para frações argilosas inferiores a 10%, a resistência residual é idêntica à resistência ao corte no estado crítico, e a diferença entre estes aumenta com o acréscimo da percentagem de argila. O mesmo autor considera que para percentagens de argila superiores a 50%, a resistência residual é idêntica à resistência intrínseca das partículas de argila.

### **2.3 Breve História da Resistência Residual**

Bishop *et al.* (1971) referem que só a partir de 1934 é que começaram a surgir evoluções no que diz respeito aos ensaios de caixa de corte por torção, desenvolvidas de forma independente por Hvorslev, por Gruner e Haefeli e por Cooling e Smith.

Já através de Skempton (1964), refere que Tiedemann no ano de 1937 para grandes deformações identificou de uma resistência constante, tendo sido verificado através de ensaios drenados em amostras de argilas indeformadas num equipamento de corte por torção. Em complemento ao já realizado por Tiedemann desenvolveu ensaios de corte em amostras reconstituídos. O termo residual é introduzido por Haefeli (1938) a partir do resultado de corte de solos argilosos que sofreram grandes deformações.

---

Relativamente a esta resistência residual, Skempton (1964) verificou a associação desta com o grau de orientação de partículas, sendo que esta resistência representa-se pelo ângulo de resistência ao corte residual ( $\phi'_r$ ), inferior ao ângulo de resistência ao corte de pico ( $\phi'_p$ ).

A partir de Bishop *et al.* (1971) são referidos que os principais objetivos dos ensaios de corte desenvolvidos por Hvorslev em 1939 são a determinação: da resistência máxima de corte, da relação tensão-deformação, as características da variação de volume durante o corte, tendo em conta o facto de haver a necessidade de grandes deslocamentos na obtenção do valor mínimo de resistência ao corte, do estudo do *creep* e da diminuição da resistência após a rotura.

O conceito de resistência residual em argilas sobreconsolidadas foi introduzido por Skempton (1964), aquando da análise em argilas de Londres. Para a verificação do comportamento de solos argilosos após atingir o pico, o mesmo autor realiza ensaios triaxiais em superfícies pré-cortadas ou previamente existentes e ensaios de corte direto com reversões múltiplas, a fim de determinar a resistência de corte em amostras quando estas estão sujeitas a grandes deformações.

LaGatta (1970) chegou à conclusão que a preparação das amostras não influenciava resistência residual do solo, após o desenvolvimento de um equipamento de torção que permitia a análise de amostras deformadas e indeformadas de solos com forma anelar e em forma de disco.

Em 1971, a Imperial College em parceria com o Norwegian Geotechnical Institute, projectaram um equipamento de corte por torção – corte anelar rotativo (*Ring Shear Apparatus*), com o intuito de aplicar grandes deformações contínuas na mesma direção e sentido (Bishop *et al.*, 1971).

Bromhead (1979) desenvolveu um novo equipamento de corte anelar para fazer face ao elevado custo do ensaio da caixa de corte rotativa desenvolvida anteriormente por Bishop. Sendo este novo equipamento benéfico a nível de custo e rapidez, pois é necessária uma deformação menor para que a resistência residual seja atingida. Vasconcelos (1992) verificou também um especto positivo relativo ao novo equipamento desenvolvido por Bromhead, existindo uma boa concordância dos resultados obtidos nos ensaios efetuados pelos dois equipamentos referidos anteriormente.

## **2.4 Comportamento da Caixa de Corte Direto e Corte Anelar Rotativo na Determinação da Resistência Residual**

Num estudo de comparação de resultados entre estes equipamentos de corte – caixa de corte direto e corte anelar rotativo, Chandler *et al.* (1973) e Vasconcelos (1992) entre outros, realizaram ensaios nos dois equipamentos obtendo resultados muito semelhantes. A principal dificuldade que encontraram foi a dificuldade de obtenção a resistência residual na caixa de corte direto sem reversões.

---

Segundo Stark e Eid (1992) nos ensaios de caixa de corte direto, verificaram a existência de algumas limitações que levaram a sobrestimação do ângulo de atrito residual, em relação ao ensaio de corte anelar rotativo, tais como:

- para atingir a resistência residual era necessário haver várias reversões da caixa de corte;
- as amostras sofriam somente uma reorientação parcial das partículas, devido que não estavam sujeitas a uma deformação contínua numa única direção;
- durante o corte a área da secção não é constante;
- a existência de perda de material durante o corte através das duas metades da caixa;
- o atrito existente no material, quer na parte superior quer na parte inferior da caixa de corte, onde este se torna mais evidente quando estas caixas apresentam dimensões inferiores.

O ensaio de corte anelar rotativo ao contrário da caixa de corte direto por reversão, o corte das amostras é contínuo numa só direção, sem que exista uma pausa, permitindo assim uma orientação total das partículas de argilas numa direção paralela ao do corte até que se atinja o estado residual. No ensaio de corte anelar rotativo verifica-se que existe perda de material paralelamente ao corte, só que em quantidades menores em relação às da caixa de corte direto.

A vantagem principal da caixa de corte anelar rotativo e o ensaio de caixa de corte direto com reversões é o tempo, sendo que para o corte anelar rotativo necessita menos tempo para que se atinja o estado residual, enquanto o de caixa de corte direto para atingir o estado residual depende do número de reversões necessárias, do material a ensaiar e da velocidade.

Kanji (1974) propôs um novo tipo de método de ensaio na caixa de corte convencional para a obtenção da resistência residual, que foi preencher a metade inferior da caixa de corte com uma rocha polida, desta forma fazendo a amostra deslizar sobre essa superfície. Este novo método foi verificado que o valor mínimo de resistência era atingido com deslocamentos de 1 cm e que o ângulo de atrito obtido não variava dos resultados de outros métodos. Posteriormente o mesmo autor utilizando os ensaios de caixa de corte direto, ensaiou amostras de argila com um teor em água igual ao limite de liquidez, para a obtenção da resistência residual.

Vasconcelos (1992) refere que o método de corte direto com interface solo-rocha polida utilizado por Kanji e Wolle em 1977, verificou que os valores obtidos na resistência residual não se alteravam quando se procedia à substituição de esta rocha por outros materiais, mais concretamente folhas de alumínio, aço ou latão.

A partir de Kanji (1998) refere que Duarte em 1986, realizou ensaios na ensaios de caixa de corte direto com reversões e de interface, como também, caixa de corte anelar rotativo, determinando a resistência residual do solo argiloso da formação de Guabirota, do qual tinha sido observado diversos casos de rotura de taludes. Os valores obtidos da resistência residual

---

nos diferentes tipos de ensaios, verificou-se que para baixas tensões normais os resultados dos ensaios de corte anelar e os de interface são praticamente iguais e o que de caixa de corte com reversões apresentou valores superiores. Por outro lado para tensões normais mais elevadas, os resultados da caixa de corte com reversões e de interface são quase idênticos e os de corte anelar apresentam valores inferiores. Relativamente aos ensaios de interface realizados por Duarte e Vasconcelos revelaram valores próximos dos realizados nos de corte anelar, sendo os primeiros uma boa alternativa para a determinação preliminar do valor de resistência residual para solos argilosos com percentagens superiores ou iguais a 70%.

Olson (1989) refere que Casagrande e Hirschfeld em 1960 apresentavam já interesse em obter resultados através de amostras com espessura reduzida. Chandler e Hardie (1989) apresentam uma intenção de resolver esse problema, para isso utiliza a caixa de corte direto para a determinação da resistência residual em amostras reconstituídas com o teor de água superior ao do limite de liquidez e com espessura de amostra entre 1,5 e 10 mm. Nos ensaios é evidenciado que com a diminuição da espessura da amostra, existe também uma diminuição dos deslocamentos para a obtenção da resistência residual. O autor após efetuar os vários ensaios para diferentes espessuras, verificaram que com amostras de espessuras a variarem entre 2 a 5 mm é que conseguiam obter valores aceitáveis.

Nakamori *et al.* (1996) para proceder à determinação da resistência residual nos solos argilosos de Akitsu, levaram a cabo um conjunto de ensaios de corte direto com reversões. Através destes ensaios foram encontradas diferenças entre a estrutura de solos deformados e indeformados, como também a sua a respetiva interferência na resistência residual, tal como é observado na Figura 2.2. As diferenças encontradas na resistência residual proveem das características microestruturais dos solos.

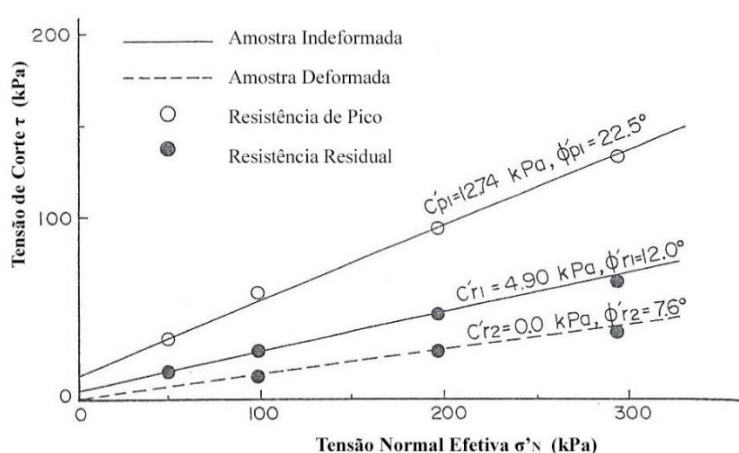


Figura 2.2 – Resistências obtidas nas amostras deformadas e indeformadas do deslizamento de Akitsu (adaptado Nakamori *et al.*, 1996).

## 2.5 Mecanismo de Resistência Residual

A partir de Atkinson (2007) descreve um comportamento ilustrado na Figura 2.3, idealizado de dados experimentais realizados por Atkinson e Bransby em 1978 e também por Muir Wood em 1991, do qual referem a importância do alinhamento das partículas tanto para areias como para as argilas durante o corte.

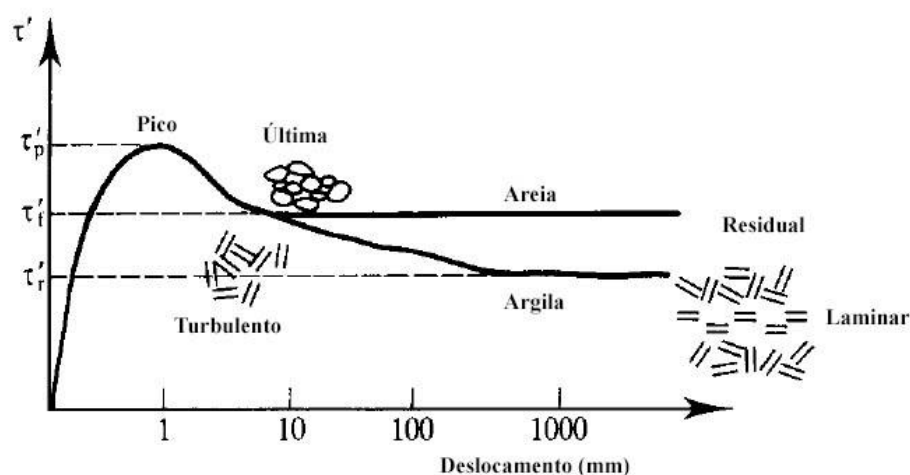


Figura 2.3 – Comportamento de material de corte segundo Atkinson e Bransby em 1978 (adaptado de Atkinson, 2007).

Segundo Skempton (1985) refere que após o pico a resistência de corte drenada de argilas sobreconsolidadas toma lugar duas fases: a primeira é relativa a pequenos deslocamentos, onde a resistência diminui para o estado crítico, devido ao aumento do teor de água designada por dilatância, a segunda após grandes deslocamentos, a resistência diminui até ao residual, devido à reorientação das partículas de argilas na direção do corte. O autor refere ainda se a fração de argila for menor que 25% que a segunda fase dificilmente existe, assim a argila comporta-se como uma areia, mas quando a fração for cerca de 50%, a resistência residual é quase toda da responsabilidade do atrito de deslizamento entre as partículas de argila, se fração de argila for superior não tem qualquer efeito. Na Figura 2.4 é apresentada as curvas de tensão-deformação com a tensão efetiva normal constante.

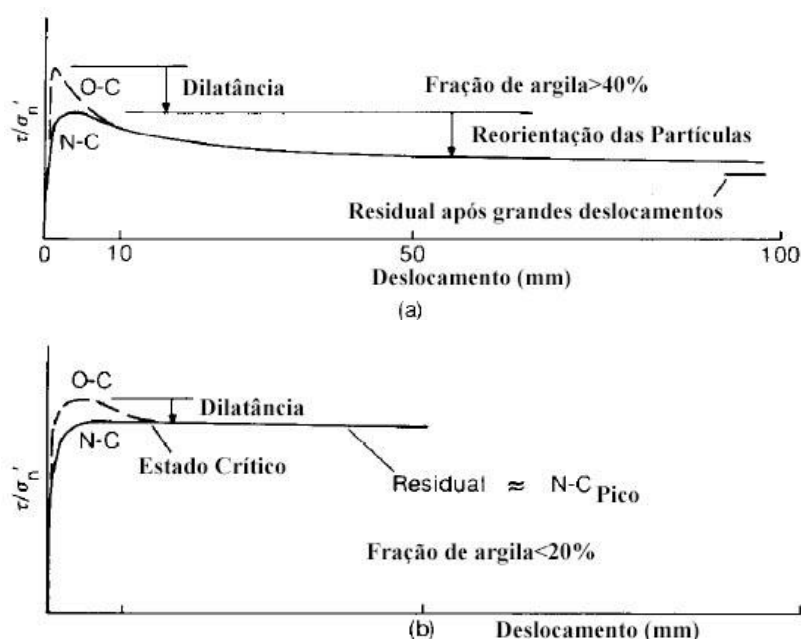


Figura 2.4 – Curvas de tensão-deformação com tensão efetiva normal constante (adaptado de Skempton, 1985).

Segundo Skempton (1985) refere que a resistência após o pico diminuir é devido inteiramente da reorientação das partículas nas argilas normalmente consolidadas. Os efeitos dessa reorientação das partículas são observados de forma apreciável, unicamente em argilas com as partícula com forma lamelar e com uma fração de argila ( $\% < 2\mu\text{m}$ ) não excedendo os 20-25%. Enquanto em siltes e em areias argilosas com frações de argilas ( $< 20\%$ ) que demonstram a sua resistência perto do estado crítico, tipo de comportamento que com grandes deslocamentos, a resistência é muito menor do que a resistência de pico de argila normalmente consolidada, e a diminuição após o pico dos materiais sobreconsolidados deve-se unicamente à dilatância, como é representado na Figura 2.4 b).

Lupini *et al.* (1981) através dos resultados de Skinner em 1969, identificam três tipos de resistência residual para os solos: o modo deslizamento, o modo transicional e o modo turbulento, e através desses tipos apresenta algumas hipóteses.

Segundo o mesmo autor, refere que se as partículas não se orientarem na direção do corte, não ocorre uma diminuição da resistência e assim não apresenta um comportamento frágil. Assim, o solo apresenta o caminho descrito OABB1 apresentado na Figura 2.5, como um comportamento turbulento. Descrito pelo autor, que este comportamento está associado valores altos de  $(\phi'_r)$  superiores a  $25^\circ$ .

Se a amostra de solo for submetido a um esforço de corte, mas com uma tensão inferior, a amostra fica sobreconsolidada, assim o autor refere que as amostras de solo vão apresentar um caminho do tipo CDE apresentado na Figura 2.5. A redução de resistência é devido à dilatância, pois a tensão normal submetida não corresponde ao estado de consolidação da amostra, assim vai procurar um equilíbrio no estado crítico por aumento do seu índice de vazios.

O autor refere ainda que quando os solos são submetidos ao corte as partículas se orientam na direção do corte, ocorre uma diminuição da resistência, assim têm um comportamento descrito por OABF, podendo se dizer que a resistência residual é inferior ao do estado crítico. O mesmo solo se sofrer outro corte mas na condição de estado sobreconsolidado, as partículas já se vão encontrar orientadas no direção do corte, assim o comportamento vai apresentar o caminho CGG1 representado na Figura 2.5.

Se durante o processo de sobreconsolidação as partículas apresentarem variação de volume observa-se o comportamento transicional.

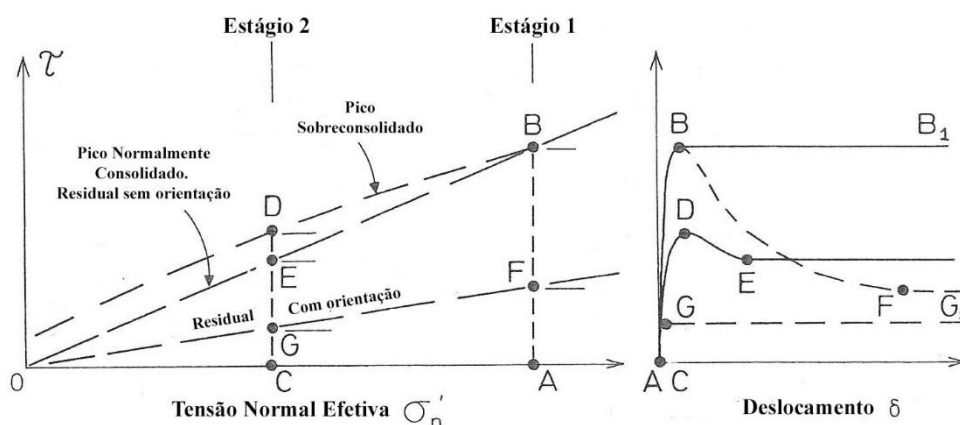


Figura 2.5 – Comportamentos dos solos no estado normalmente consolidado e sobreconsolidado (adaptado de Lupini *et al.*, 1981).

Os três tipos de comportamentos anteriormente referidos, apresentados por Lupini *et al.* (1981) foram realizadas no equipamento de corte rotativo em misturas de areia-bentonite.

Na Figura 2.6, pode ser verificar que as resistências do estado crítico e residual se encontram próximas no caso do comportamento turbulento, enquanto no comportamento deslizante devido ao alinhamento das partículas de argilas as diferenças são significativas.

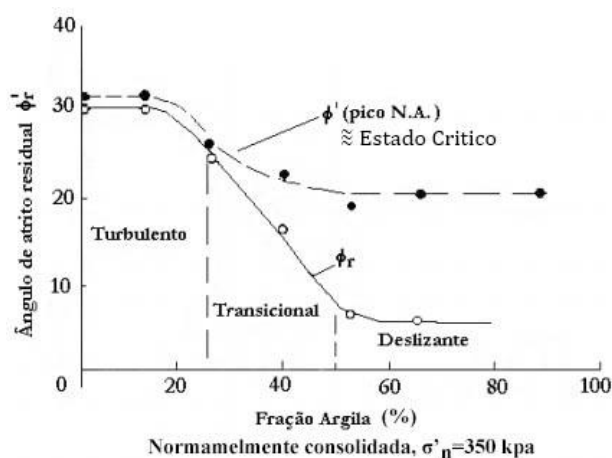


Figura 2.6 – Ensaio de corte anelar rotativo em misturas de areia-bentonite (adaptado de Skempton, 1985) baseado em Lupini *et al.* (1981)).

Segundo Lupini *et al.* (1981), através da Figura 2.6 representa que o comportamento da resistência residual depende das partículas granulares, assim neste caso estamos perante um estado turbulento, onde  $\phi'_{EC} = \phi'_r$  está dependente da forma e do agrupamento das partículas granulares, sendo que este possa atingir valores superiores a  $25^\circ$ . Devido a cortes a volume constante onde não se verifica orientação das partículas, logo a baixas deformações, pode verificar-se resistência residual. Devido à fração de argila ser reduzida, ocorre resistência residual principalmente devido à parte granular.

Quando existe quantidade elevada de partículas lamelares com reduzido atrito entre estas, surge o comportamento deslizante nos solos. Na ocorrência de grandes deslocamentos, verifica-se uma forte orientação das partículas na direção da superfície de corte, assim o  $\phi'_r$  é inferior ao  $\phi'_{EC}$ .

Entre os dois comportamentos já referidos, existe ainda o comportamento de transição, do qual se pode observar movimentos de rotação e de deslizamento não existindo predominância da forma das partículas. Com aumento da fração de argila pode-se observar na Figura 2.6 que existe maiores reduções de  $\phi'_r$ , nesta fase.

O comportamento varia através da percentagem de finos, entre uma areia e uma argila, sendo que este comportamento é verificado através de ensaios na caixa de corte anelar realizados com misturas de areia e bentonite. O mecanismo da resistência residual varia consoante a proporção de partículas granulares e lamelares existentes no solo e consoante o coeficiente de atrito entre as partículas, sendo que em estudos posteriores este comportamento padrão foi verificado.



## 2.6 A Influência da Tensão Normal na Envoltória de Resistência Residual

Bishop *et al.* (1971) para tensões normais elevadas, relacionam a redução de  $\phi'_r$  com o aumento da orientação das partículas argilosas. Isto deve-se à autonomia existente entre a resistência ao corte residual e à história das tensões, bem como devido à dependência existente entre o coeficiente de atrito residual ( $\tau_r/\sigma'_N$ ) e tensão normal ( $\sigma'_N$ ), tal facto pode-se verificar através da Figura 2.7.

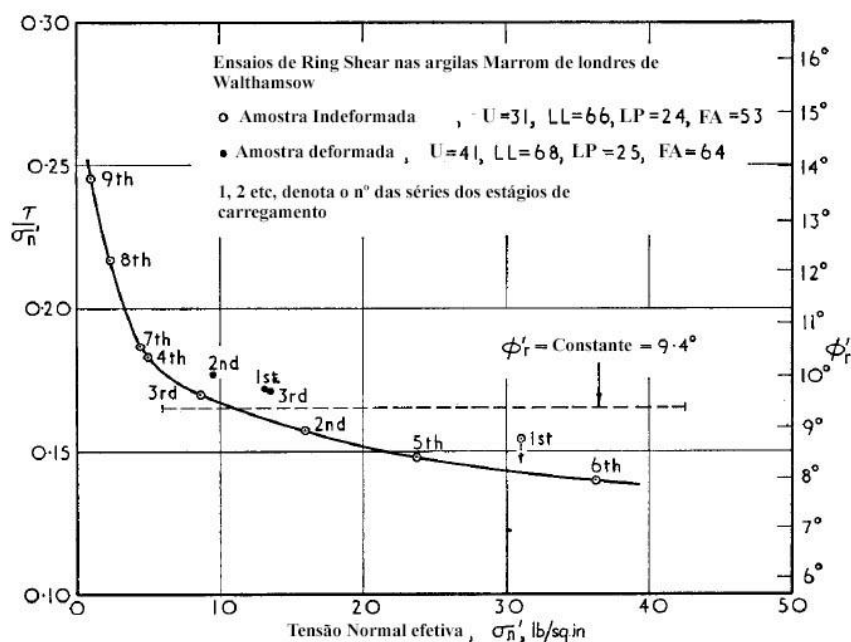


Figura 2.7 – Variação da resistência residual da argila Marrom de Londres com o nível de tensão (adaptado de Bishop *et al.*, 1971).

Com a orientação das partículas existentes no solo, que ocorre em consequência da redução do ângulo de atrito residual com o aumento da tensão normal efetiva, Skempton (1985) veio comprovar esta hipótese desenvolvida por Bishop *et al.* (1971).

A redução dos ângulos de atrito residuais com o aumento da tensão normal efetiva, também foi verificado por Picarelli em 1990 referido por Alonso e Pinyol (2007). É evidenciado que a resistência residual das amostras deformadas é inferior às indeformadas, observado através dos ensaios de corte direto e de caixa de corte anelar rotativo, efetuados das amostras de argila inalteradas e alteradas de Laviano. Como se pode observar na Figura 2.8, a resistência residual não apresenta linearidade. A implicação mais significativa que podemos observar através da figura abaixo é consideração do histórico geológico de uma descontinuidade. Esta esteve sujeita a tensões elevadas, onde após a descarga verificou-se, provavelmente, o valor mínimo do ângulo de fricção residual, como se pode observar na Figura 2.9.

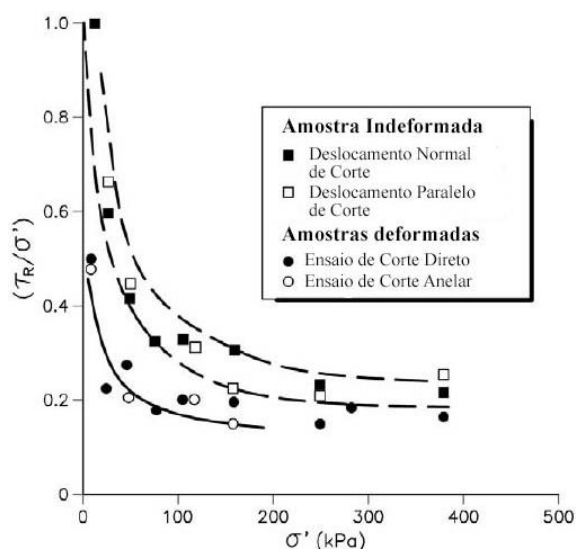


Figura 2.8 – Relação entre a tensão e a resistência residual da argila de Laviano (adaptado de Alonso e Pyniol, 2007, através de Picarelli em 1990).

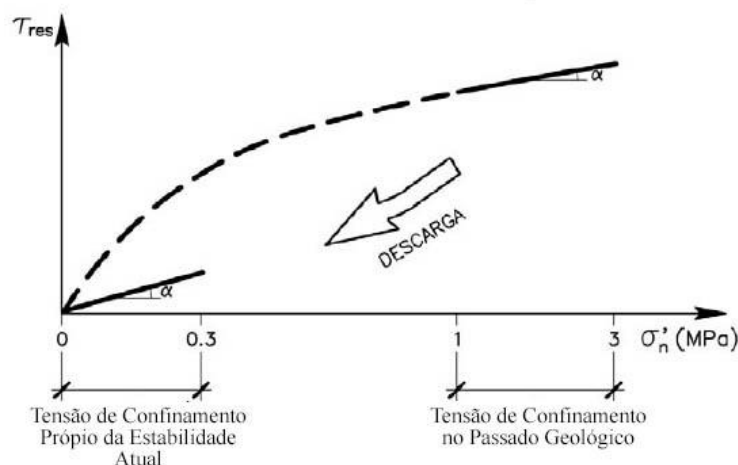


Figura 2.9 – Envoltório residual não linear das superfícies de deslizamento (adaptado de Alonso e Pyniol, 2007, através de Picarelli em 1990).

Na determinação da resistência residual da argila de Londres, Skempton (1964), verificou que a coesão residual ( $c'$ ) é próximo de zero. Bishop *et al.* (1971) observaram a existência de uma variação da tensão normal efetiva no ângulo de atrito residual, verificando que a coesão é obtida através da extrapolação da envolvente por intermédio de uma linha reta com interseção no eixo de tensões normais nulas, onde o valor aparente é resultado da envolvente não ser linear.

Lupini *et al.* (1981) obtiveram envoltórios não lineares através de um conjunto de ensaios realizados, comparando com as envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb. Através da

comparação realizada, observou-se para tensões superiores a 100 kPa obteve-se variações de coesão de  $\pm 5\%$  e para tensões inferiores a 100 kPa essas variações foram de  $\pm 10\%$ . Apesar destes valores deve considerar-se uma coesão aparente nula.

Mitchell (1992) através do Kenney em 1967 observou que uma acentuada envolvente devido à presença de alguns minerais (montmorilonite), pois envolvente de resistência residual depende dos minerais pelo qual o solo é composto. Existe uma diminuição do  $\phi'$ , resultante do aumento da tensão normal de alguns minerais, como pode ser observado na Figura 2.10.

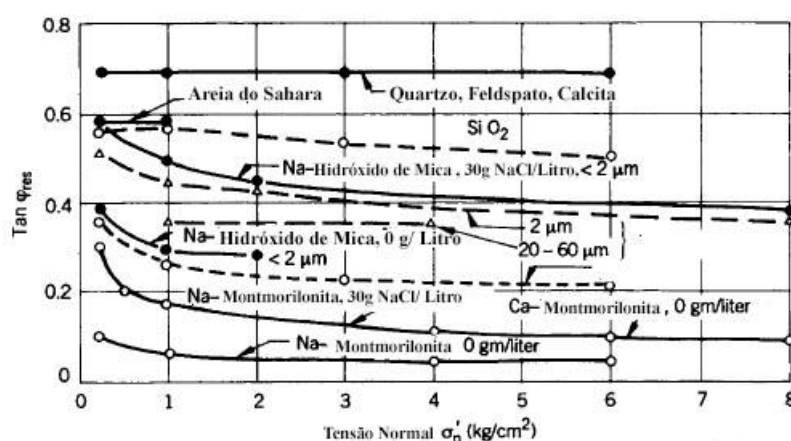


Figura 2.10 – Variação do ângulo de atrito com a tensão normal para vários minerais (Adaptado de Mitchell, 1992, através de Kenney em 1967).

Para elevadas tensões normais, o ângulo de atrito mantém-se constante, já que para tensões normais baixas este ângulo diminui rapidamente. Segundo Bishop *et al.* (1971) afirmam esta correlação entre a resistência residual e a tensão normal.

## 2.7 Comportamento Interfacial com Argilas

Segundo Lemos e Vaughan (2000) referem que muita da investigação realizada entre solo-interface tem sido feito em areias. A resistência de corte em areias e interface é dependente da rugosidade da superfície de contacto com o tamanho, o tipo, densidade e da variação do deslocamento. Quando solos argilosos são cortados contra superfícies sólidas, a resistência de corte de pico encontra-se dependente da história de tensões. A resistência de corte de solo-interface são normalmente menores do que as resistências utilizando apenas solo.

Kanji (1998), através de trabalhos realizados anteriormente, realizou ensaios de corte direto entre solo-rocha, utilizando vários tipos de solos com superfícies rochosas apresentando rugosidades distintas. Concluindo desta forma que a resistência de corte com a superfície rochosa rugosa era igual à do solo, enquanto a resistência de corte com a superfície lisa e polida exibiu menores valores, semelhantes com o atrito residual, por correlações através do IP.

O deslocamento para obter as condições residuais é muito menor no corte de argilas com superfícies sólidas do que quando se trata de argila com argila, e tende a decrescer com a rugosidade da superfície.

Através de Lemos e Vaughan (2000) Tsubakiara *et al.* em 1993 realizaram ensaios com misturas de areia com argila contra interface de aço, e observaram três modos de rotura: deslizamento completo na interface, corte no interior do solo e o terceiro modo é a ocorrência dos dois anteriores em simultâneo.

## 2.8 Correlações Entre os Índices de Solo e a Resistência Residual

Diversos autores têm estudado a forma de interligar a resistência residual e os parâmetros do solo, sendo que o processo de obtenção das frações de argila e dos limites de consistência é acessível. Deste modo, através dos índices de consistência, granulometria (fração argilosa) e ângulo de atrito residual, é possível obterem-se várias correlações.

Com base em ensaios de corte, Skempton (1964) procedeu á investigação sobre a influência da resistência residual na estabilidade de uma encosta, do qual obtém uma relação ente a fração argilosa e a resistência residual. Este indica uma transição entre a resistência residual similar a um ângulo de atrito de um solo granular com elevada fração argilosa e de baixa resistência relativa.

Existe uma relação entre os parâmetros referidos anteriormente, representada na Figura 2.11, onde se pode observar que com o aumento da fração de argila ocorre uma redução no ângulo de atrito residual. Caso o solo seja constituído por 50% de argila, este pode ser comparado com o ângulo de atrito intrínseco das partículas,  $\phi'_{u}$ , medido para alguns minerais (biotite, talco e colorite), determinados por Horn e Deere.

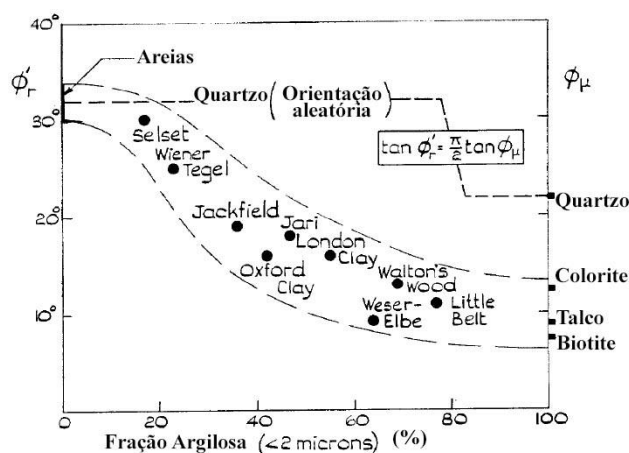


Figura 2.11 – Decréscimo do ângulo de atrito com o aumento da fração de argila (adaptado de Skempton, 1964).

Para demonstrar a redução do ângulo de atrito residual com a fração de argila, Lupini *et al.* (1981) relacionam os resultados obtidos pelos vários autores, sendo estes apresentados na Figura 2.12 a). Este apresenta também as relações existentes entre o ângulo de atrito e o IP, tendo em conta também resultados obtidos por diversos autores, representado na Figura 2.12 b).

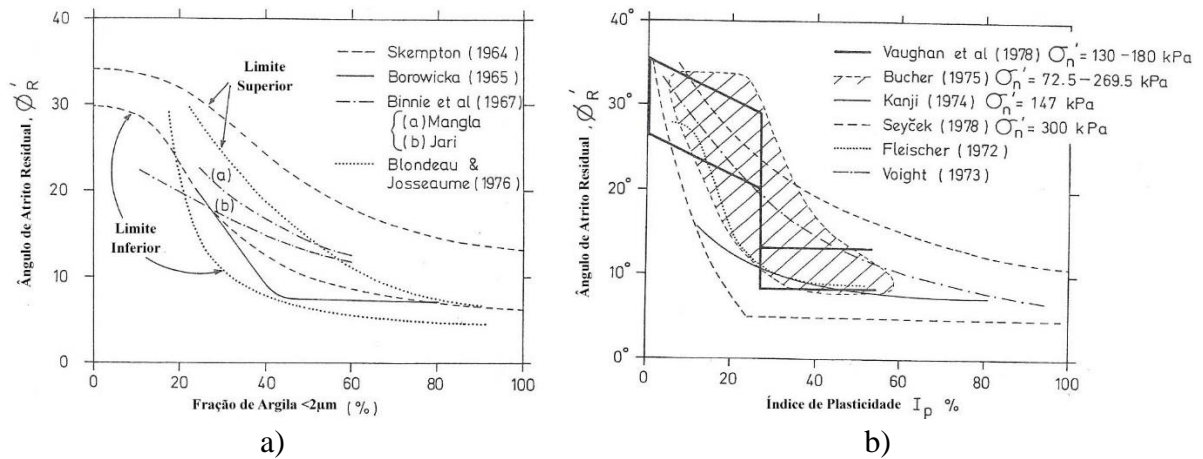


Figura 2.12 – Relação entre o ângulo de atrito residual e: a) a fração de argila; b) o índice de plasticidade (adaptado de Lupini *et al.*, 1981).

As relações apresentadas anteriormente só podem ser tidas em conta quando são apresentadas condições constantes de mineralogia e de composição química da água presente nos vazios. Para diferentes solos naturais e misturas é efetuada a relação entre a resistência residual em função do IP, e da fração de argila, tal como é verificado através da Figura 2.13.

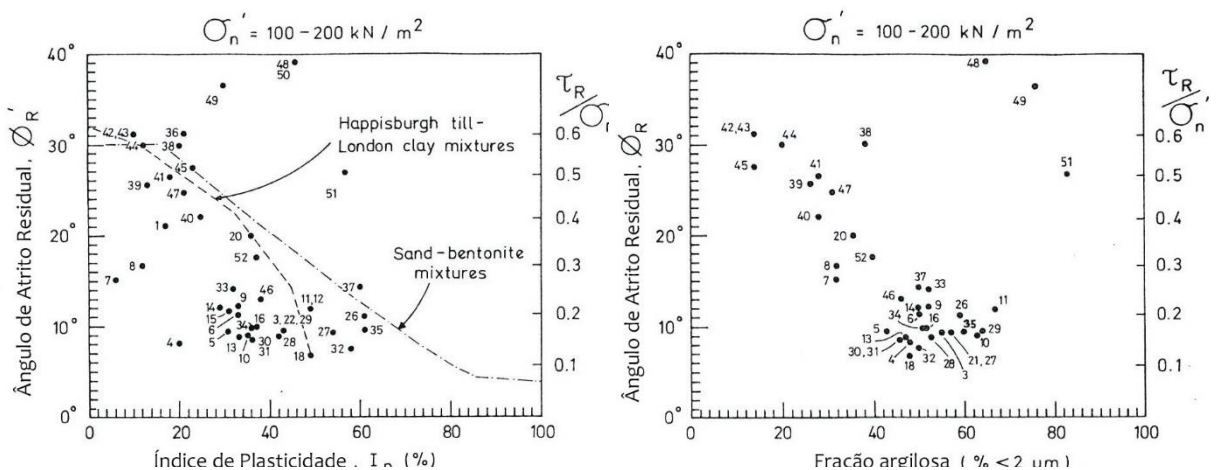


Figura 2.13 – Ângulos de atrito residuais de solos naturais e de misturas em função do índice de plasticidade e da fração de argila (adaptado de Lupini *et al.*, 1981).

Lemos e Vaughan (2000) realizaram vários ensaios, de corte direto, de corte anelar rotativo e com interfaces, através dos resultados foi possível obter uma correlação entre a fração de argila com o coeficiente de atrito residual, onde se pode observar os coeficientes de atrito equivalentes a um ensaio solo-solo de Lupini *et al.* em 1981. Na Figura 2.14 pode ser observada tal correlação.

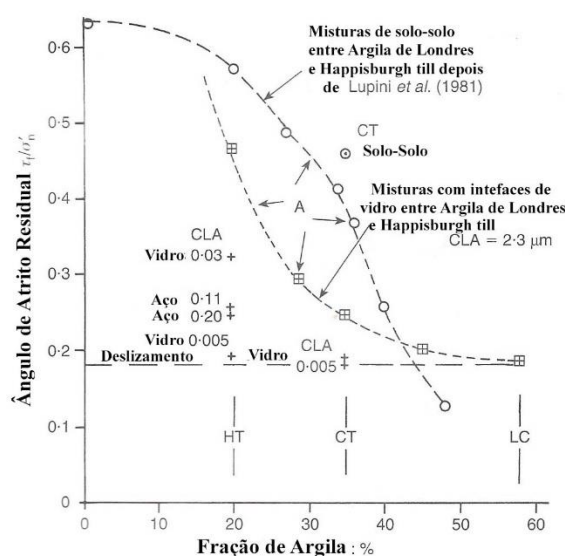


Figura 2.14 – Corte na interface em função da fração de argila e da rugosidade da interface, comparado com corte solo-solo (adaptado de Lemos e Vaughan, 2000).

## 2.9 Escorregamento de Taludes

Middelmann (2007) descreve que os deslizamentos dos taludes ocorrem quando a força de gravidade excede a força coesiva que une as partículas de solo, ou a força de atrito que resiste o material do deslizamento, ou seja, resistência de corte. A rotura dos materiais no deslizamento pode ser relacionado por vários fatores. Desses, existe um que tem como fator predominante no deslizamento de taludes, originando o aumento da pressão de água nos poros do solo que é a precipitação. Outros fatores que podem provocar o deslizamento dos taludes são os sismos, vibrações provocados por atividades humanas, por erosão fluvial no pé do talude, por escavações humanas e por carregamentos na crista dos taludes.

A rotura sob uma superfície contínua é originada quando as forças de corte em conjunto com a geometria da encosta e o seu peso gravítico, atinjam o equilíbrio com as forças resistentes, em alguns casos essa rotura pode provocar um surgimento no interior do talude de uma rotura progressiva, onde esta aumenta proporcional à fragilidade dos materiais. A resistência de pico, a de estado crítico ou a estado residual pode ser apresentado no desenvolvimento dessa

superfície de corte. Após grandes deslocamentos, através da orientação das partículas presentes no processo deslizamento até à rotura, atingindo desta forma a resistência residual. Surgem movimentos cíclicos devido essencialmente à pluviosidade, que ao longo do tempo originem superfícies de rotura devido a estágios de reativação.

A resistência de pico é consideravelmente maior que a resistência residual, do qual a residual apresentada nos deslizamentos é superior ao valor que se obtém da caixa de corte rotativo. Assim deve-se utilizar a resistência residual quando se efetua uma análise à estabilidade do talude.

Skempton (1964) através da análise de estabilidade de taludes com deslizamento reativados apresentou o significado da resistência ao corte residual nos fenómenos de rotura progressiva. Através dessa análise com as superfícies de rotura pré-existentes observou que, o que é condicionante nos projetos geotécnicos é a envolvente da resistência ao corte residual.

Skempton (1970) no seu estudo da estabilidade de taludes em argilas sobreconsolidadas refere que as primeiras roturas em amostras de argila não fissuradas correspondem a resistências é aproximadamente igual as de pico. Para estas argilas sobreconsolidadas pode-se obter fatores de segurança através da utilização dos parâmetros de resistência no estado crítico e assim se atribuir um aceitável parâmetro às argilas de Londres e às argilas fissuradas. Resistência de estado crítico pode ser alcançada, devido aos valores que a resistência pode adquirir.

A fragilidade de solos coesivos e a resistência residual drenada, segundo Lupini *et al.* (1981) é importante para a engenharia geotécnica, pois tomam um papel importante no estudo de antigos deslizamentos e na avaliação das propriedades dos taludes que contém superfícies de rotura pré-existentes, como também na avaliação de risco em roturas progressivas nos problemas gerais da estabilidade.

### **3. DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E METODOLOGIAS DOS ENSAIOS EFECTUADOS**

#### **3.1 Introdução**

Neste trabalho houve uma necessidade de se recorrer a algumas metodologias efetuadas em trabalhos anteriores sobre a resistência ao corte residual de solos.

Este capítulo irá descrever tanto os equipamentos como as metodologias dos ensaios efetuados. Desse modo existiu a necessidade de classificar e caracterizar mecanicamente o solo, proveniente este da região de Vila Nova de Ceira, do qual se vão utilizar os ensaios de identificação (análise granulométrica e de determinação dos limites de consistência) para a classificação e os ensaios de corte anelar rotativo e os ensaios de caixa de corte direto para a caracterização mecânica. Nos ensaios de caixa de corte direto iremos utilizar três métodos: um com solo-solo, um com solo-interface de betão e um com solo-interface de aço. De seguida os equipamentos serão descritos tais como as técnicas utilizadas.

#### **3.2 Ensaios de Identificação**

Para a classificação é necessário executar ensaios de análise granulométrica e para isso utilizamos a especificação E195-1966 “Solos – Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação” e a E196-1966 “Solos - Análise granulométrica”, dos quais são constituídos pela peneiração e a sedimentação, de modo a se obter a sua distribuição granulométrica.

Posteriormente, para a definição da curva granulométrica das partículas com dimensão superior a 0,075mm efetua-se a peneiração, da qual utilizamos uma amostra num conjunto de peneiros de abertura de tamanho decrescente (entre o peneiro N°10 (2,0mm)) e o peneiro N°200 (0,075mm)). Deste modo, durante o processo de peneiração, as frações retidas em cada peneiro são pesadas e através desse peso e da amostra total é calculado a percentagem de material passado. Posteriormente é relacionado as percentagens de passados em cada peneiro com as respetivas dimensões das malhas, desse modo obtém-se curva granulométrica da fração fina correspondente.

A fração da curva granulométrica, com partículas de dimensão inferior a 0,075mm é determinada através do ensaio de sedimentação, que se baseia na lei de Stokes, onde é determinado através da densidade do meio em relação ao da água ao longo de intervalos de tempo. Este método é utilizado para se proceder a determinação da distância do nível de

---



suspensão ao centro de impulsão do densímetro. Contudo, neste método, o peso volúmico e a viscosidade do fluido variam com a temperatura, sendo assim é preciso efetuar uma correção nas leituras do densímetro. Segundo a lei de Stokes só se aplica a partículas esféricas e como em geral apresentam forma diferente da esférica, o que determinamos do processo de sedimentação não é o diâmetro da partícula mas o diâmetro equivalente  $D$  e assim após a correção podemos estabelecer, a partir da calibração das leituras do densímetro, a percentagem de partículas ao seu diâmetro correspondente.

### **3.3 Determinação dos Limites de Consistência**

Contudo na fração de solo fino, ou seja, o conjunto de partículas que passam pelo peneiro nº 40, é necessário serem caracterizados os diferentes estados de comportamento devido à variação do teor de água presente no solo. Desse modo, o solo será caracterizado através do teor em água correspondente ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade. Após avaliação da granulometria do solo, verifica-se que se está na presença de um solo fino, ou seja, segundo a metodologia da norma NP-143 (1969) avalia-se a consistência do solo a partir do limite de plasticidade (LP) e do limite de liquidez (LL).

No caso do limite de liquidez é utilizado o ensaio da concha de Casagrande que é uma concha ligada a um eixo com manivela, que ao ser acionada faz com que a altura de queda seja de 1 cm. Na concha é colocado a amostra e de seguida executado um sulco através de uma peça apropriada (o riscador) e acionamos a manivela repetidas vezes a uma velocidade constante descrito na norma referida. Para além desse ensaio pode-se também utilizar o ensaio do Cone Penetrómetro que consiste num cone metálico ligado a uma haste vertical e na base é colocado uma taça cilíndrica metálica com solo nivelado com o plano da do bordo da taça. O conjunto cone e haste são deixados cair livremente sobre a taça provocando a penetração do cone no solo, sendo este ensaio é executado segundo a norma britânica BS 1377:1975.

O limite de plasticidade é expresso pelo teor de humidade com que um cilindro de solo é rolado entre a palma da mão e uma placa de vidro fosco até que atinja uma forma cilíndrica de 3 mm de diâmetro, esta operação é repetida até que, o filamento se quebre em vários fragmentos até atingir o diâmetro. Por fim é determinado o índice de plasticidade do solo (IP) através da diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade ( $IP=LL-LP$ ).

De modo a enquadrar a informação retirada dos vários ensaios, utiliza-se a Carta de Casagrande estabelecendo a classificação do solo através a comparação do limite de liquidez e o índice de plasticidade.

### **3.4 Ensaios de Caracterização Mecânica**

#### **3.4.1 Ensaio de Caixa de Corte Anelar Rotativa**

##### **3.4.1.1 Descrição do Ensaio (Equipamento e a Preparação das Amostras)**

Segundo Bromhead (1979), num esforço de corrigir alguns inconvenientes do equipamento de corte por torção com o objetivo a resistência residual, foi desenvolvida a caixa de corte anelar rotativa (Figura 3.1). Este ensaio tem sido usado para a avaliação da resistência ao corte de amostras de solo reconstituídas como indeformadas, sendo a amostra cortada contra uma interface muito rugosa (anel de bronze superior) e a superfície de corte forma-se junto do topo da amostra ao longo do deslocamento.

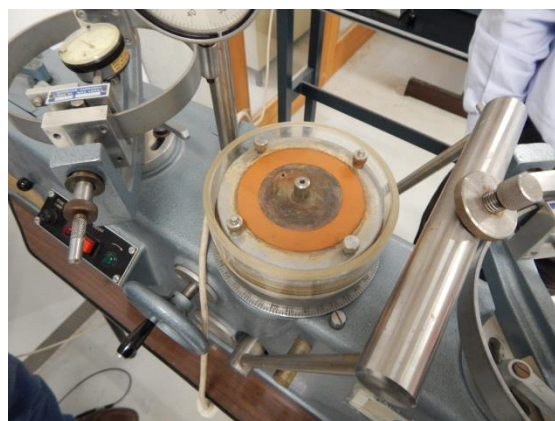
A amostra que se vai ensaiar é moldada manualmente, tendo um teor em água próximo do limite de plasticidade e posteriormente é efetuado o preenchimento da célula anelar, sendo levemente pressionado com a espátula até se efetuar o completo preenchimento e nivelamento, tendo a célula anelar 100 mm de diâmetro externo e 70 mm de diâmetro interno com 5 mm de espessura.

As tensões normais à amostra são aplicadas neste ensaio por meio de um sistema de alavanca com um braço de relação de 1:10, que através de pesos colocados na base transmite a carga à placa anelar de bronze que está situada no topo da amostra. Para efetuar o corte da amostra é imposto uma velocidade de rotação constante na base da célula de corte que é transmitida por um motor com um sistema de engrenagens. Enquanto no topo da amostra o anel de bronze possui um braço de torção, este está impedido de rodar devido ao contacto com um par de anéis dinamométricos. Os anéis dinamométricos, que foram previamente calibrados, permitem que com a deformação dos mesmos determinar a força resistente de corte durante todas as fases do ensaio.

As deformações verticais da amostra durante o ensaio são medidas ao longo do tempo num defletómetro que indica o deslocamento vertical do anel superior à amostra. Na base da célula de corte existe uma escala em graus, onde se mede o deslocamento angular e assim determinar as deformações horizontais. Na Figura 3.2 pode ser observado os dispositivos utilizados para registar a deformação e a força resistente ao corte.



a)



b)

Figura 3.1 - Caixa de corte anelar rotativa: a) aspeto geral, b) pormenor da caixa de Bromhead.



Figura 3.2 – Caixa de corte anelar rotativa: dispositivos que registam a deformação vertical e a força resistente ao corte.

### 3.4.1.2 Determinação da Resistência

Segundo Bishop *et al.* (1971) apresentaram vários tipos de distribuição de tensões possíveis, mas quer para as tensões normais, quer para as de corte, a mais realista é a distribuição uniforme. Sendo assim, podemos determinar o respetivo ângulo de resistência ao corte da seguinte forma:

$$\sigma'_n = \frac{N}{\pi \times (r_2^2 - r_1^2)} \quad (KN/m^2) \quad (4)$$

$$\tau = \frac{3M}{2 \times \pi \times (r_2^3 - r_1^3)} \quad (KN/m^2) \quad (5)$$

Segundo a distribuição uniforme,

$$\tan \phi' = \frac{\tau}{\sigma'_n} = \frac{3 \times M \times (r_2^2 - r_1^2)}{2 \times N \times (r_2^3 - r_1^3)} \quad (6)$$

com,

$$N = 9,81 \times 10^{-3} \times (P_1 + P_2) \quad (7)$$

$$M = 10^{-3} \times \frac{F_A + F_B}{2} \times L \quad (8)$$

resultando,

$$\tan \phi' = \frac{\tau}{\sigma'_n} = 0,18279 \times \frac{F_A + F_B}{2 \times (P_1 + P_2 \times 10)} \quad (9)$$

em que,

$F_A$	Força aplicada no anel A (N)
$F_B$	Força aplicada no anel B (N)
$L$	Distância entre anéis $L=0,149$ m
$M$	Momento torsor (kN/m)
$N$	Força normal aplicada à amostra (kN)
$P_1$	Peso do prato superior (kg)
$P_2$	Peso colocado no suporte (kg)
$r_1$	Raio interno da amostra $r_1=0,035$ m
$r_2$	Raio interno da amostra $r_2=0,05$ m

No cálculo das forças aplicadas nos anéis dinamométricos tem-se a necessidade de conhecer as correlações que relacionam a carga N com o número de divisões dos anéis, das quais para o equipamento serão apresentadas em anexo.

Para determinar o deslocamento horizontal durante o corte da amostra é utilizado as seguintes expressões:

$$\delta_h = \theta \times r_m - d \quad (mm) \quad (10)$$

$$d = 2 \times 10^{-6} \frac{A + B}{L} \quad (11)$$

$$\theta = \theta^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} \quad (12)$$

Resultando, para o deslocamento horizontal:

$$\delta_h = \theta^\circ \times \frac{\pi}{180^\circ} \times r_m - 2 \times 10^{-6} \frac{A + B}{L} \quad (mm) \quad (13)$$

em que,

- A     Leitura no defletómetro do Anel A
- B     Leitura no defletómetro do Anel B
- L     Distância entre os anéis (m)
- $\theta$     Deslocamento angular (rad)
- $\theta^\circ$    Deslocamento em graus ( $^\circ$ )
- d     Deslocamento que a parte superior da amostra sofre devido à deformabilidade dos anéis (mm)

$$r_m \quad \text{Raio médio da amostra } r_m = \left( \frac{r_1 + r_2}{2} \right) \quad (mm)$$

Das expressões anteriores obtemos as relações, referente à relação  $\tau/\sigma'$  vs  $\delta_h$  que vão ser utilizadas no Capítulo 5.

### 3.4.1.3 Características Específicas deste Tipo de Ensaio

Este tipo de ensaio de corte, por ser do tipo rotativo, tem duas grandes vantagens:

- A amostra pode ser sujeita a grandes deslocamentos unidireccionais, dos quais estes são tão grandes quanto o necessário, permitindo ao solo atingir o estado residual, simulando desta forma alguma das condições reais de deslocamento;
- No ensaio a área da amostra fica sujeita à tensão normal e à tensão de corte mantém-se com um valor constante durante todo o ensaio, o que permite uma avaliação mais correta das tensões e consequentemente da resistência ao corte.

Desse modo determina-se a resistência de pico e residual, salientando que a resistência de pico obtida, como é uma amostra remexida sujeita a uma carga elevada de consolidação, é próxima da resistência de corte a volume constante.

Segundo Bomhead (1979) e Pinto (1987), fazem referência a erros relevantes que podem surgir no uso destes equipamentos, são os seguintes:

- Na medição das cargas aplicadas surgem medições pouco exatas, devido a tratar-se de cargas reduzidas ou materiais de baixa resistência. Nestes casos, para diminuir os erros referidos, deve-se ajustar os anéis com um braço menor, isto é aumentar as cargas a ser transmitidas;

- Possível existência de atrito entre o parafuso do eixo central e braço de torção, atrito esse seja de valor muito reduzido e irrelevante se tiver sido lubrificado e também devido a ser de diâmetro reduzido;
- Possibilidade de surgir atrito entre o prato superior e os anéis confinantes devido à inclinação do referido prato, e/ou devido à presença de solo retido entre o prato e os anéis;
- Influência nas tensões de corte do atrito lateral na interface solo/anéis confinantes, se a superfície de deslizamento não se formar logo abaixo do contacto prato superior/solo, é no entanto provável não ter um valor significativo;
- Possível existência da mobilização de tensões de corte não uniformes através da amostra, devido ao mau contacto entre os anéis de carga e a placa de torção (Caldeira,2012).

### 3.4.2 Ensaio de Caixa de Corte Direto

#### 3.4.2.1 Descrição do Ensaio (Equipamento e a Preparação das Amostras)

O ensaio de corte direto é executado através de uma caixa de corte metálica, bipartida, com uma dimensão de  $100 \times 100 \text{ mm}^2$ , na qual tem-se a possibilidade de se colocar amostras intactas ou reconstituídas. Na (Figura 3.3) é esquematizado o ensaio da caixa de corte:

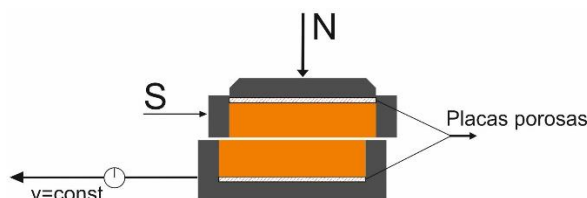


Figura 3.3 - Esquema do ensaio de corte direto. (Adaptado de Head, 1994).

A força vertical (N), normal ao plano de corte é aplicado à base superior da amostra e mantém-se constante durante o ensaio de corte, através de uma alavanca com um braço de relação de 1:10, a partir dos pesos colocados num suporte. O corte da amostra é efetuado impondo uma translação horizontal com velocidade constante à metade inferior da caixa de corte, enquanto a metade superior é mantida devido a uma reação (S), sendo esse valor medido em cada instante por meio de um anel dinamométrico, gerando assim, a formação de uma superfície de corte pela secção de separação das duas metades da caixa. O anel dinamométrico de precisão de 0,002 mm, ligado à metade superior da caixa de corte, mede a força horizontal provocado pelo deslocamento horizontal da parte inferior da caixa de corte até a um certo limite. As leituras das deformações verticais e horizontais são efetuadas por transdutores de deslocamentos durante o corte.

Para o ensaio de caixa de corte direto será utilizado um equipamento que fará a aquisição das leituras automáticas, em intervalos de tempo que são estabelecidos pelo operador como também a velocidade de corte. Na Figura 3.4 são apresentadas algumas imagens do equipamento.



Figura 3.4 - Equipamento de corte direto: a) aspeto geral, b) caixa de corte.

#### 3.4.2.2 Determinação da Resistência

Neste ensaio considera-se simplificada uma distribuição uniforme das tensões na secção de corte pré-definida na amostra de solo (de área  $A$ ), a partir disso podemos obter os valores da tensão normal ( $\sigma_n=N/A$ ) e da tensão tangencial ( $\tau=S/A$ ) durante o corte da amostra. Deste modo, podemos avaliar o coeficiente de atrito ( $\tau/\sigma_n$ ) durante o ensaio, sendo este determinado em função do deslocamento horizontal da amostra. Através da deformação horizontal do corte é possível determinar a variação de volume da amostra durante o ensaio.

#### 3.4.2.3 Características Específicas deste Tipo de Ensaio

Sendo este um ensaio simples e de fácil de utilização, dessa forma é utilizado para vários tipos de solos, assim como diversos estados de consolidação, que o torna muito comum para a determinação da resistência do solo em termos de tensões efetivas seguindo o critério Mohr-Coulomb. Desta forma este ensaio apresenta algumas limitações segundo Head (1994), que é necessário realçar:

- Imposição do plano de rotura é uma desvantagem, segundo que a amostra pode não romper pelo plano de maior fraqueza mas sim pelo plano de rotura predefinido, sendo este um dos aspetos mais criticáveis na conceção do ensaio, devido a haver uma restrição em relação ao movimento imposto ao plano de rotura onde ocorre uma heterogeneidade de tensões e de deformação.
- A deformação aplicada à amostra é limitada pelo valor máximo do deslocamento do equipamento;

- A área da amostra sob a qual atua a tensão normal e de corte não permanece constante durante o ensaio.

Não obstante às limitações acima, o equipamento da caixa de corte tem algumas vantagens que se deve evidenciar:

- A preparação das amostras na caixa é bastante acessível e fácil.
- A consolidação é relativamente rápida, devido à pequena espessura da amostra e dupla drenagem.
- Para além da determinação da resistência de pico no instante da rotura o equipamento pode ser usado para a medição da resistência residual pelo processo de multi-reversão

#### **3.4.2.4 Descrição das interfaces**

No ensaio de caixa de corte direto foram utilizados para além de ensaios de solo-solo, onde se utilizou as duas metades da caixa com solo, efetuaram-se também ensaios com dois tipos de interface com a metade superior da caixa e os materiais que se utilizaram nas interfaces foram de betão e de aço de superfícies rugosas.

As interfaces foram obtidas por Paulo (2013) na execução dos ensaios de caixa de corte em areias, sendo posteriormente usadas por mim para os ensaios de caixa de corte em argilas. Através de Paulo (2013) irei proceder a descrição das interfaces e a constituição das mesmas.

O material de betão foi caracterizado por um betão C30/37 com uma resistência característica mínima em cubo de 37 MPa e é constituído com material granítico, classificado como um betão de alta resistência. Este betão apresenta agregados com grandes dimensões, contendo assim a particularidade de vazios podendo serem observados na face da placa.

A placa de aço foi caracterizada pela classe de S235 e a rugosidade da placa foi obtida através da projeção de granalha de ferro com 2 mm de espessura e para evitar a oxidação utilizou-se uma pintura de tinta de fogo na placa de aço. Na Figura 3.5 é apresentado uma imagem das interfaces.



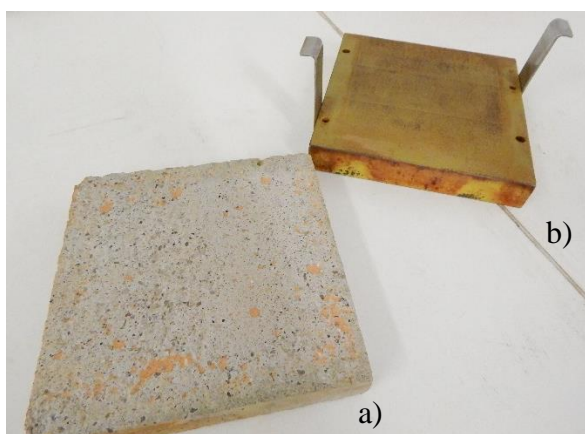


Figura 3.5 – Interfaces: a) betão rugoso; b) aço rugoso.

Os ensaios caixa de corte direto utilizando solo com interfaces é relevante para o estudo da resistência do atrito entre o solo e os vários tipos de materiais de construção, como neste caso foi estudado com interfaces em betão e aço. Desse modo, pode-se avaliar algumas soluções de engenharia para o controlo da estabilidade de taludes, como por exemplo: muros de suporte, muros de terra armada e ancoragens.

Foram realizados muitos ensaios para estudar o corte entre areias e interfaces sólidas, enquanto com argilas houve muito poucos estudos envolvendo interfaces.

No corrente estudo como indicado anteriormente optou-se por estudar dois materiais de construção, betão e aço, visto que são os mais utilizados nas obras geotécnicas. Estes ensaios de corte direto são utilizados para avaliar a resistência do atrito do solo-solo para avaliação dos parâmetros do solo dos taludes em condições naturais, enquanto se ensaiam com as interfaces, é igualmente avaliado o atrito entre o solo com o material que possa estar em contacto, que neste caso, tanto pode ser o betão como o aço. Assim podemos avaliar qual a situação é melhor.

## 4. LOCALIZAÇÃO, GEOLOGIA DO LOCAL

### 4.1 Localização

Este trabalho é desenvolvido a partir de um solo recolhido no concelho de Góis, mais propriamente a sul de Vila Nova de Ceira inserido num estudo que o Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPN labgeo) fez a pedido do Município de Góis para a avaliação das condições de estabilidade de taludes. Na Figura 4.1 é apresentado o enquadramento do distrito e concelho de Góis a nível nacional.

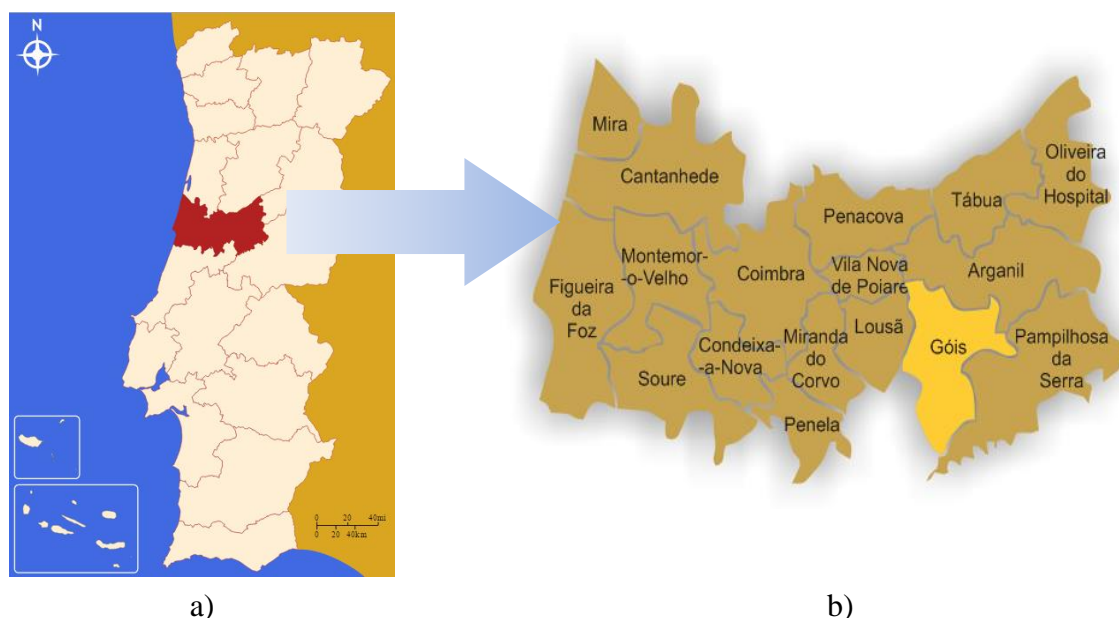


Figura 4.1 – Enquadramento do distrito e do concelho de Góis a nível nacional. (ambas consultadas em Janeiro de 2016).

a) [https://pt.wikipedia.org/wiki/Distrito\\_de\\_Coimbra#/media/File:LocalDistritoCoimbra.svg](https://pt.wikipedia.org/wiki/Distrito_de_Coimbra#/media/File:LocalDistritoCoimbra.svg)

b) <https://www.ffp.pt/mapa/img/distritos/coimbra.png>

Esta zona de estudo fica situado numa zona de vale com duas encostas cruzadas por uma linha de água que é o Rio Sótão, afluente do Rio Ceira. No interior da área de estudo temos duas zonas com particular interesse uma que se encontra na encosta Este, local onde houve um deslizamento de um talude no qual é o mais preocupante, devido a ter interrompido uma via de comunicação rodoviária e também por haver habitações adjacentes que já apresentavam

algumas fissuras nas paredes e outra que se encontra na encosta Oeste, onde apresenta um ravinamento profundo com uma inclinação muito acentuada com bastante vegetação, com difíceis acessos e solos instáveis. Na Figura 4.2 é apresentado duas imagens uma com a localização de estudo e outra em pormenor da área onde foi retirada o solo para os ensaios.

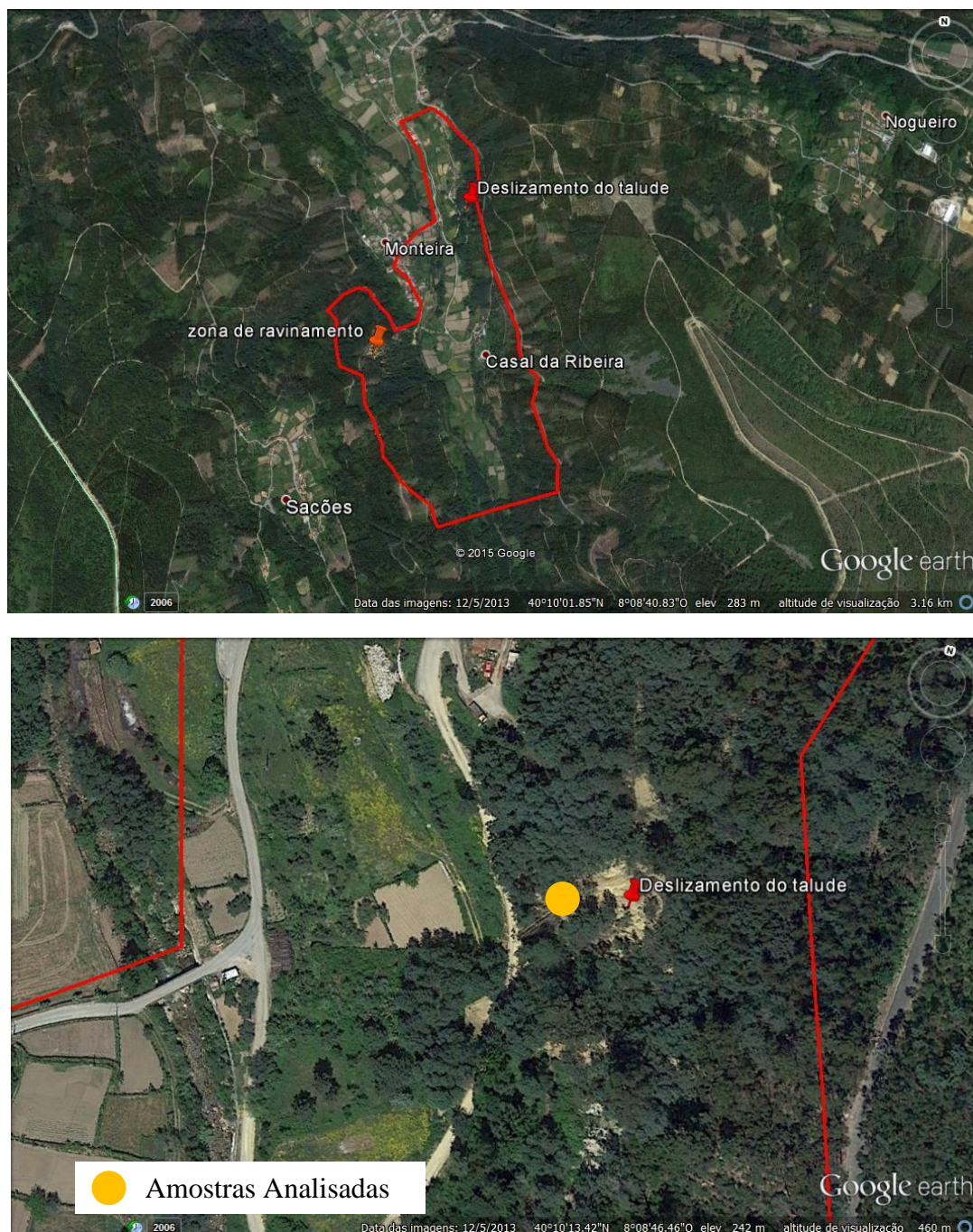


Figura 4.2 – Enquadramento geral da zona em estudo e em pormenor o local da recolha das amostras analisadas. (Google Earth, 2015).



Na área em estudo segundo o Ferreira *et al* (2014) e Soares *et al.* (2007) são intersetados quatro unidades (Figura 4.4):

- Formação do Campelo (conglomerados e pelitos ( $M_{cp}$ ) do Grupo de Sacões;
- Formação de Côja (Arenitos arcósicos ( $E_{cj}$ );
- Conglomerados de Lousã-Serpins ( $Q_{La}$ ) e;
- Depósitos aluvionares (a)

De acordo com a notícia explicativa da Folha 19D (Soares *et al.*,2007), o Grupo de Sacões corresponde a sedimentos heterométricos, conglomeráticos e pelíticos, que integram a Formação de Campelo, que apresenta conglomerados sobrepostos por sedimentos pelíticos com fácies areno-pelíticas micáceas de cor verde acinzentada ou amarela.

A Formação de Côja é integrada por corpos arcossareníticos de granulometria muito grosseira, imaturos e esbranquiçados a verde acinzentado, com eles interstratificam conglomerados grosseiros, heterométricos, imaturos e de tendência polimítica, com quartzo (leitoso), Quartzito, feldspato, xisto e granitoide, a formação pelítica da matriz é normalmente rica em esmectite. Em relação aos depósitos aluvionares são compostos depósitos terrígenos que correspondem essencialmente a dois tipos areno-conglomeráticos, submaturos a imaturos e naturezas variadas.

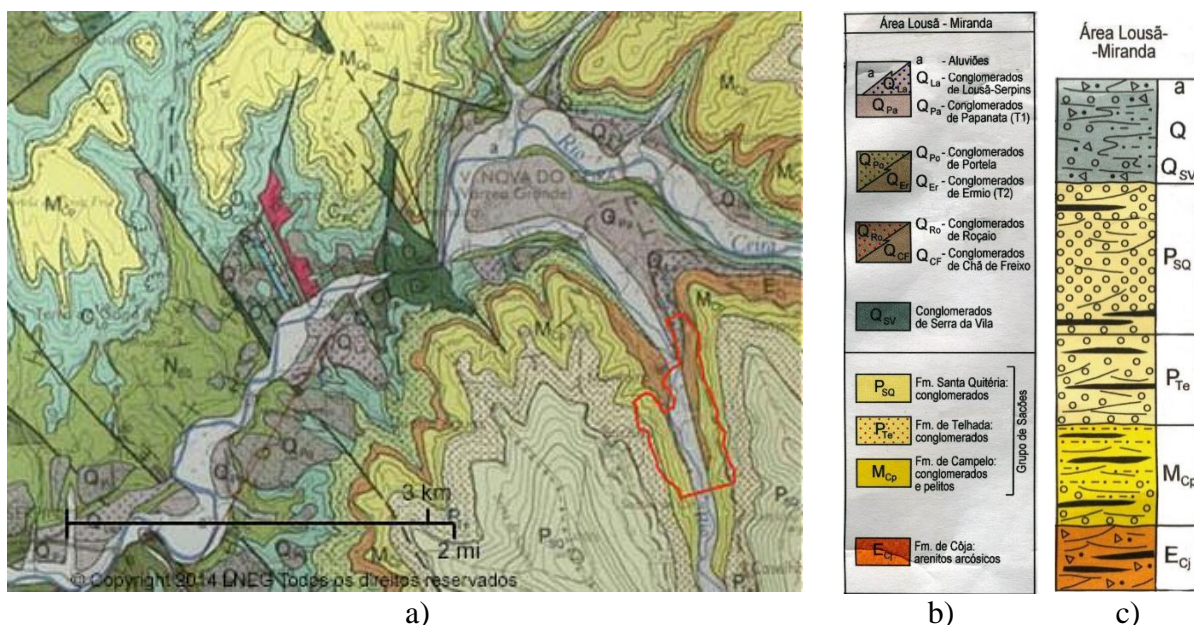


Figura 4.4 – Localização geológica da área de estudo: a) Excerto da carta geológica à escala 1:50000, Folha 19D dos Serviços Geológicos de Portugal, b) Legenda da carta geológica, c) Coluna Litostratigráfica (extraído de Soares *et al.*,2007)

### 4.2.2 Enquadramento Geológico da Área de Estudo

A área de estudo como mencionado atrás apresenta declives bastante acentuados, com as suas cotas a variarem entre o máximo nos 350 m e as mínimas nos 200 m.

Segundo o estudo do Ferreira *et al.* (2014) no terreno foi difícil a identificação das principais litologias por quais são constituídas a área em estudo devido aos deslizamentos e movimentos que ocorreram nas vertentes, sendo que a litologia inferior corresponde à formação de Côja que tende estar mascarada pela litologia superior que é a formação do Campelo. Na zona de estudo existe bastante vegetação como também terrenos agrícolas e habitações tornou difícil a observação das litologias *in situ*.

No local foi observado que a Formação de Côja é constituída por Grés branco, caulínico e a Formação do Campelo por argilas, seixos e blocos apresentando em camadas granulares como também camadas argilosas.

Nas vertentes da área de estudo apresenta duas zonas de instabilização, no qual foram encontradas as duas principais litologias, sendo essas representadas nas Figuras 4.5. Na vertente onde houve o deslizamento do talude é encontrada uma litologia principal designada por A, mas também é encontrada uma litologia que é a mistura das duas formações e que é designada por AB, no qual também é encontrada na outra vertente.

Na vertente onde é localizado o ravinamento profundo situa-se no lado oposto do vale, ou seja podemos observar de um local para outro as duas instabilizações, representadas nas Figuras 4.5, nesta vertente é observado uma litologia principal designado por B e como referido anteriormente encontra-se também a litologia AB.

Na litologia A apresenta uma cor esbranquiçada e um aspeto mais granular, o que torna dessa forma uma zona constituída por um material mais arenoso e que por sua vez seja mais permeável, características estas pertencentes à formação de Côja. A litologia B apresenta uma cor mais alaranjada devido a ter uma maior quantidade de argila, o que torna a zona menos permeável, características estas pertencentes à formação do Campelo. A Litologia AB corresponde a uma mistura das duas litologias principais, que são constituídas pelas formações de Côja e a do Campelo

Nas duas zonas de instabilização o material observado tende a ser desde argiloso até blocos de quartzo e quartzito de pequenas e médias dimensões, sendo ligeiramente diferente nas duas instabilidades. Na figura 4.6 é apresentado duas fotos onde mostram os dois locais de instabilização na área em estudo.

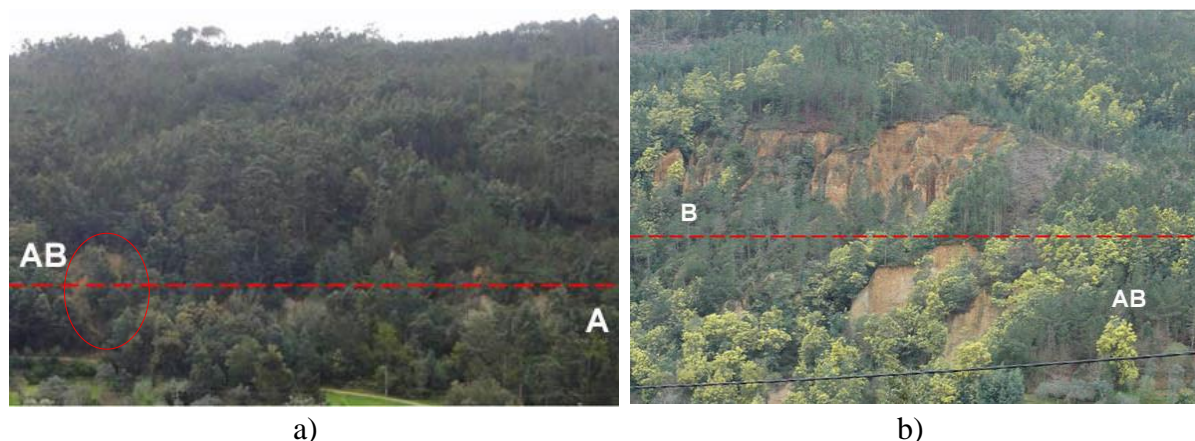


Figura 4.5 – Observação das duas principais litologias nas zonas de instabilidade: a) vertente onde se localiza o deslizamento do talude, b) vertente onde se localiza o ravinamento profundo. A – Formação de Côja; B – Formação do Campelo e AB – zona onde as duas litologias principais se misturam. (extraído do estudo do Ferreira *et al.*, 2014)



Figura 4.6 – Locais de instabilização na área de estudo: a) deslizamento do talude na margem direita do rio do Sotão, b) ravinamento profundo, com cerca de 80 m de altura na margem esquerda do rio Sotão.

### 4.3 Hidrogeologia

Como apresentado no estudo do Ferreira *et al.* (2014), na área de estudo estão presentes depósitos aluvionares que apresentam na sua constituição por areias no topo e areias com seixos e blocos na base, sendo as intercalações lenticulares de lodos e argilas pouco significativas na sua espessura e extensão.

Segundo a notícia explicativa da carta geológica 19D, a zona em estudo apresenta uma quantidade excessiva em recursos hídricos. Nas camadas de aluviões do rio Ceira existem várias captações por infiltração induzida dos respetivos leitos, muito produtivas. Os depósitos neogénicos e paleogénicos (conglomerados heterométricos e arenitos arcóicos, respetivamente), cujo desenvolvimento em se apresenta recortado pela erosão, apesar de possuírem alguma permeabilidade intersticial e atingirem, por vezes, espessuras de várias dezenas de metros, têm a drenagem favorecida em detrimento do armazenamento de água.

A área em estudo é constituída essencialmente em materiais de natureza arenosa, siltosa e argilosa apresentando blocos soltos de quartzo e quartzito.

#### **4.4 Causas de Instabilidade na Área em Estudo**

Segundo o estudo do Ferreira *et al.*, (2014) as litologias principais observadas na área em estudo apresentam diferentes permeabilidades, dessa forma é uma das razões para originar a ocorrência das instabilizações.

Segundo o boletim climatológico do Instituto de Meteorologia do Mar e da Atmosfera (IPMA) podemos observar que no ano hidrológico de 2014, existiu um inverno bastante pluvioso, dessa forma contribuiu para a evolução das zonas instabilizadas observadas na área de estudo. Na Figura 4.7 é apresentada uma imagem onde mostra as precipitações totais observadas a nível nacional no período de 1 de Outubro de 2013 a Março de 2014.

Em seguida são apresentados fatores que estão relacionados com as zonas instabilizadas observadas na área em estudo:

- o aumento da inclinação dos taludes, por escavação ou erosão provocada pela água ou vento;
- o aumento da inclinação do talude devido a escavação no pé;
- as sobrecargas no topo do talude originados por uma estrada no local do deslizamento do talude;
- a oscilação da temperatura e humidade das estações, o que pode conduzir à abertura de fendas superficiais de retração do solo, contribuindo para a infiltração de água nos terrenos;
- a existência da vegetação do talude origina um aumento de sobrecarga quando há vento podendo causar a perda de resistência quando se dá o apodrecimento das raízes;
- a erosão interna, provocada pela percolação da água no interior do talude bem como a possibilidade do aparecimento de pressões artesianas;



- aumento das pressões intersticiais, originando uma redução da resistência ao corte e;
- uma diminuição da resistência do solo devido à molhagem e á descompressão.

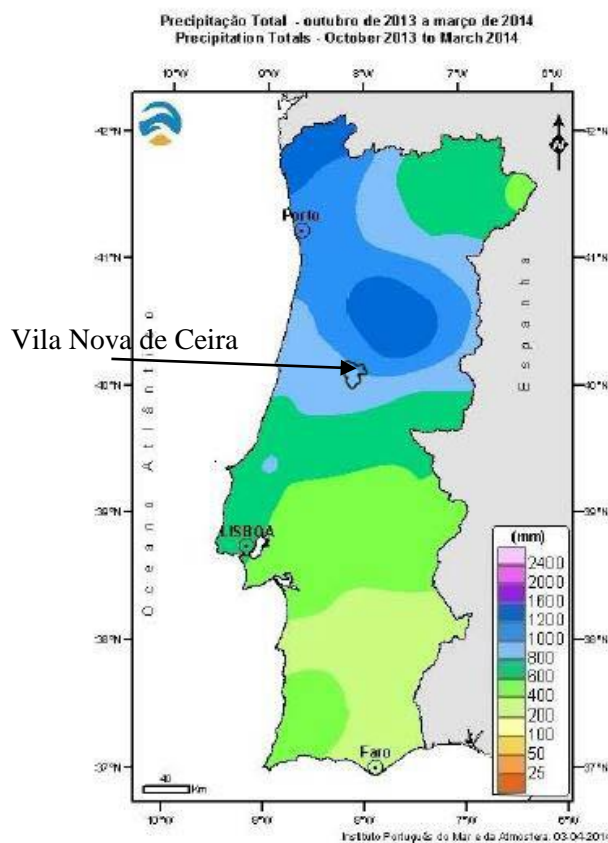


Figura 4.7 – Precipitações totais a nível nacional no período de Outubro de 2013 a Março de 2014 (Fonte IPMA,2014) (consultada em Janeiro de 2016)

#### 4.5 Considerações Finais Sobre as Instabilizações

Após analisarmos as instabilidades da área em estudo, com base no que se observou em campo e também da análise posterior, pode-se associar as instabilizações às condições geológicas existentes na zona entre Sacões e Vila Nova de Ceira.

As formações geológicas locais constituem uma sequência de materiais sedimentares, pelos quais são formados por terrenos finos essencialmente argilosos, como também por terrenos mais grosseiros desde arenitos a blocos, apresentando uma estrutura geológica principalmente horizontal.

O rio Sotão apresenta um traçado linear, que permitiu uma erosão profunda no desenvolvimento de vertentes bastante inclinadas. Enquanto o rio aprofundou o seu curso por erosão vertical, os taludes das vertentes foram ficando cada vez mais inclinados e de maior altura, assim dessa

forma, desencadeando deslizamentos superficiais e associado com a erosão foi moldando o vale.

Os rios tendem a provocar a erosão dos materiais da base e tendem a descalçar os terrenos superiores, alargando o fundo do vale aluvionar e escavando a base das vertentes, dessa forma provocando os processos de instabilização ao longo do tempo. As duas instabilizações na área de estudo correspondem a locais onde o curso do rio se aproxima das vertentes, erodindo assim a base e formando declives mais acentuados. Esta situação pode ser observada no local onde existe o ravinamento.

Nos locais observados na área de estudo apresentam litologias que favorecem a ocorrência de instabilizações, pois os terrenos têm permeabilidades diferentes, o que dessa forma ocorre uma percolação concentrada em camadas mais grosseiras e mais permeáveis, favorecendo assim a erosão localizada e provocando a instabilidade por descalçamento. Apesar disso e como os locais apresentam bastante material argiloso, a saturação do mesmo proporciona a instabilização devido à resistência ao corte ser menor.

Na área de estudo é observado que as vertentes são bastante íngremes e os terrenos facilmente erodíveis, a escorrência e a drenagem superficial contribuem para as instabilizações. Como foi observado na zona, existem algumas valetas e passagens hidráulicas obstruídas, que assim podem criar problemas no encaminhamento da água, originando problemas erosivos e a afluência de quantidades elevadas para zonas sensíveis a instabilização.

No local do deslizamento do talude existem habitações adjacentes, que foram construídas sobre materiais sedimentares soltos, provindo de depósitos que foram acumulando na vertente e também de possíveis antigos deslizamentos, como se pôde observar na Figura 4.8 as fissuras existentes nas paredes da habitação, na estrada e no talude adjacente da habitação, desse modo podemos assumir esta zona seja potencialmente instável e possam estar a acontecer movimentos internos no solo.



a)



b)

Figura 4.8 – No local deslizamento observou-se: a) fissuras na habitação adjacente; b) concha de abatimento na estrada que passa junto à base. (extraído do estudo do Ferreira *et al.*,2014).

## **5. TRABALHO EXPERIMENTAL DESENVOLVIDO**

### **5.1 Considerações Gerais**

Neste capítulo vão-se descrever os processos que se realizaram desde a recolha do solo no local passando pelo seu tratamento e classificação até à fase de preparação para o ensaio. Contudo, neste capítulo irão ser apresentados os resultados dos ensaios de caracterização e classificação do solo, assim como se determinou os parâmetros de resistência ao corte em termos de tensão efetiva a partir da caixa de corte anelar rotativa e de corte direto.

Durante a análise da resistência houve uma importante relevância ao estudo da resistência residual, segundo Skempton (1964), na análise da estabilidade de taludes com superfícies de rotura pré-existentes, existe um fator com grande importância que é a resistência residual drenada.

### **5.2 Recolha das Amostras**

Na obtenção do material argiloso necessário para a realização de todos os ensaios foram recolhidos, durante a visita ao local da área de estudo, do qual o IPN labgeo estava a desenvolver um estudo sobre as instabilizações dos taludes naturais da zona de Vila Nova de Ceira, onde houve um deslizamento de um talude, na área em estudo também existia uma zona de ravinamento profundo. No local do deslizamento procurou-se retirar o solo numa zona com pouca vegetação de modo a que amostra tivesse pouca matéria orgânica e, usando uma pá retirou-se uma quantidade suficiente de solo para a realização dos ensaios.

A amostra de solo foi posteriormente trazida para o Laboratório de Geotecnia onde foi espalhada, de modo a secar ao ar, permanecendo aí até ter sido preparada para os ensaios de caracterização e posteriormente para ensaios de corte anelar rotativo e corte direto.

### **5.3 Ensaio de Identificação**

#### **5.3.1 Preparação das Amostras**

Para a realização dos ensaios de classificação (limites de consistência e granulometria) houve a necessidade de tratar o solo de modo a preparar os ensaios. A preparação do solo desencadeou-se a partir da desagregação da amostra através de um rolo e posteriormente com o pilão e o almofariz, de modo a conseguir ter uma amostra suficientemente desagregada como se pode observar na Figura 5.1. Após a desagregação, submeteu-se a amostra a um período de secagem

para posteriormente realizar-se uma peneiração no peneiro n.º10, o material retido foi eliminado de acordo com a Especificação E196 1966.



Figura 5.1 – Desagregação do solo para os ensaios.

### 5.3.2 Densidade Relativa das Partículas Sólidas

Com base na Especificação NP-83 1965 – “Determinação da densidade das partículas sólidas”, da qual se define o valor de  $G$  para a densidade relativa do material em estudo, que resulta do quociente da massa dum dado volume de partículas à temperatura do ensaio, pela massa de igual volume de água destilada a 20°C.

A equação (14) apresenta o cálculo do valor  $G$  à temperatura  $t_x$ , em relação água destilada a 20°C:

$$G = \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \times k \quad (14)$$

Onde:

- $m_3$  – é a massa, em gramas, do picnómetro cheio de água, à temperatura  $t_x$ ;
- $m_4$  – é a massa, em gramas, do provete seco;
- $m_5$  – é a massa, em gramas, do picnómetro com o provete e a água à temperatura  $t_x$ ;
- $k$  – é o quociente da densidade da água à temperatura  $t_x$  pela densidade da água a 20°C.

Deste modo, vamos explicar o procedimento adotado, em primeiro lugar é a execução da calibragem dos picnómetros que se vai usar, mas esse passo não foi necessário efetuar uma vez que as calibrações já tinham sido realizadas. Após se ter secado a amostra na estufa, o primeiro passo foi retirar três amostras secas com uma proporção de, pelo menos 25g de solo cada uma,

de seguida transferiu-se a amostra através de um funil de vidro para o picnómetro (Figura 5.2) e através da balança determinou-se a massa do picnómetro com o solo no seu interior.

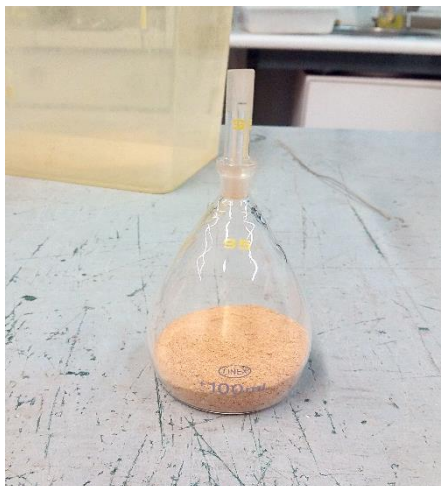


Figura 5.2 – Picnómetro com a amostra no seu interior.

Posteriormente à pesagem do picnómetro com a amostra é enchido até cerca de três quartos de água destilada, isenta de ar e deixa-se embeber durante pelo menos 12h. O ar remanescente extrai-se através da ebulição e da agitação. Após esse processo deixou-se os picnómetros em repouso até que o seu conteúdo atingisse a temperatura ambiente. Acrescenta-se água destilada isenta de ar até ao traço de referência, enxuga-se cuidadosamente e pesa-se o picnómetro com o solo e a água destilada. Por fim determina-se a temperatura do conteúdo do picnómetro.

Na Tabela 5.1 são apresentadas as massas do picnómetro, do picnómetro com água destilada, do picnómetro com o solo seco e picnómetro com solo e água, como também a temperatura determinada do conteúdo do picnómetro e o valor da densidade relativa das partículas, obtido.

Tabela 5.1 – Densidade das partículas sólidas.

Nº Picnómetro	85	86	95
Picn. (g)	38,549	35,781	36,266
Picn. + água (g)	134,164	132,747	132,685
Picn. + solo seco (g)	66,321	64,792	64,874
Picn + água + solo	151,787	151,156	150,973
Solo (g)	27,772	29,011	28,608
Temp. (°C)	21,4	21,5	21,4
G	2,74	2,74	2,77

Obteve-se o valor determinado para a densidade das partículas através da média dos três picnómetros e o valor para densidade relativa das partículas é de 2,75.

### 5.3.3 Ensaios de Granulometria

Referido anteriormente o procedimento no Capítulo 3.2, determinou-se a curva granulométrica apresentada na Figura 5.2 do solo recolhido em Vila Nova de Ceira.

Salientando que para a determinação da curva granulométrica houve a necessidade de determinar a densidade das partículas, como descrito anteriormente no ponto 5.3.2 o procedimento, do qual se obteve  $G$  com o valor de 2,75 que foi usado na obtenção das granulometrias.

Com base na Especificação E196 1966 – “Análise Granulométrica”, consiste numa sequência de procedimentos de ensaios que visam a determinação da distribuição granulométrica do solo em que é baseado em dois processos, a peneiração (Figura 5.3 a)) e a sedimentação (Figura 5.3 b)). Na Figura 5.1 podemos observar um conjunto de peneiros para se efetuar a peneiração e a proveta com o solo em suspensão e a outra onde se pode observar o densímetro e termómetro de onde se obtém a sedimentação.



Figura 5.3 – a) Conjunto de peneiros para a realização da peneiração; b) proveta com o solo em suspensão e outra com água destilada que contém no interior o densímetro e o termómetro.

Na análise por peneiração tem limitação pela abertura da malha dos peneiros, do qual não pode ser muito reduzida em relação ao diâmetro das partículas. O peneiro mais pequeno usado é o n°200 que tem como abertura de malha 0.075 mm. A amostra de solo secada ao ar requerida para este caso é de 65g porque se trata de um solo argiloso. A porção de solo é selecionada pelo método de esquartelamento ou por uso de um repartidor, após isso é registado o valor obtido como a massa total da amostra, não corrigida da humidade higroscópica.

Posteriormente ao uso do método de esquartelamento fica-se com duas porções de solo, do qual uma delas se vai utilizar para a determinação da granulometria, essa porção é então colocada

no peneiro nº10 de abertura de malha 2,0 mm. É então observado que a porção passa toda pelo peneiro, assim o que passou é transferido para um frasco de Erlenmeyer no qual foi adicionado 100 cm<sup>3</sup> de solução antifloculante, que neste caso foi utilizado uma solução de hexametáfosfato de sódio que foi previamente preparada. Após a adição da solução ao solo foi aquecido a mistura durante cerca de 10 min, de seguida foi transferido para o recipiente do agitador por meio de um jato de água destilada do frasco de lavagem por esguicho do qual não se deve exceder os 150 cm<sup>3</sup> de água e é colocado num agitador mecânico durante 15 min. A mistura que agora está em suspensão após os passos anteriores, depois de sair do agitador mecânico é transferido para o peneiro nº 200, lavando-se o solo através de um jato de água do esguicho, é preciso ter atenção que se transfira todos os resíduos da suspensão aderentes ao copo do agitador, não excedendo os 500 cm<sup>3</sup>.

A suspensão que passou no peneiro é então transferida para uma proveta, do qual se completa com água destilada até à marca de 1000 cm<sup>3</sup>. O material retido no peneiro nº200 é então colocado numa cápsula e levada á estufa, para posteriormente efetuar a peneiração. Após a secagem da porção de solo retido no peneiro nº200, é então pesado a porção de solo, de seguida faz-se passar por um conjunto de peneiros, sendo esses, o peneiro nº 20 (0,85 mm), o peneiro nº 40 (0,425 mm), o peneiro nº 60 (0,25 mm), o peneiro nº100 (0,15 mm) e por fim pelo peneiro nº200 (0,075 mm), dessa forma é determinado os pesos das frações retidas em cada peneiro, utilizando a balança.

A porção de solo que foi transferida para a proveta juntamente com a solução de hexametáfosfato de sódio é, utilizada para o processo de sedimentação, no qual é utilizada a lei de Stokes, ou seja, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela se irá se depositar no fundo da proveta, assim podemos relacionar o diâmetro equivalente das partículas  $D$  com a velocidade com que sedimenta em um meio líquido. Na sedimentação procede-se medindo a densidade do líquido em certos intervalos de tempo, assim a diferença de densidades medidas irá nos dizer a quantidade de partículas que no tempo ( $t$ ) percorreu uma certa distância ( $Z_s$ ) (distância do nível de suspensão ao centro de impulsão do densímetro). Através da equação da lei de Stokes (15) pode-se obter pelo nomograma de Casagrande para aplicação da lei de Stokes, em que se construiu uma escala colocando à direita dos valores de ( $Z_s$ ) os valores de ( $L_s$ ) referentes ao densímetro e à proveta usados, pela equação ainda também se pode determinar o ( $k$ ) em função da temperatura e da densidade das partículas por meio de um quadro que se encontra na Especificação E196 -1966.

$$D = \sqrt{\frac{30\mu Z_s}{980 (G - G_1)t}} = K \times \sqrt{\frac{Z_s}{t}} \quad (15)$$

Onde,

D —é o diâmetro equivalente das partículas;

- $\mu$  – é a viscosidade da água, em poises (dependente da temperatura);  
 $G$  – é a densidade das partículas;  
 $G_1$  – é a densidade do meio de suspensão (pode tomar-se igual a 1,0)  
 $Z_s$  – é a profundidade efetiva (distância do nível de suspensão ao centro de impulsão do densímetro), em centímetros;  
 $t$  – é o intervalo de tempo, em minutos, medido desde do início da sedimentação até à leitura do densímetro;  
 $K$  – é um coeficiente que relaciona a temperatura e a densidade das partículas.

Ainda na sedimentação é necessário efetuar algumas correções, das quais, a correção do menisco, a correção do antifloculante e da correção da temperatura. Para além das correções é necessário também a calibração do densímetro, que neste caso não foi necessário por já ter sido efetuado.

A correção do menisco consiste na observação do densímetro após a sua introdução numa proveta de água destilada, determinando assim através da diferença das leituras observadas abaixo e acima do plano da superfície do líquido até que a superfície deixe de ser vista como uma elipse e apareça com uma linha reta, desta forma se obtém a correção do menisco ( $C_M$ ).

A correção do antifloculante consiste em colocar 50 cm<sup>3</sup> da solução antifloculante num pesa-filtro de vidro e de seguida levar a uma estufa para evaporar a água para no fim determinar a massa do antifloculante ( $m_A$ ) através da pesagem numa balança, assim determina-se a correção designada na seguinte equação:

$$C_A = \frac{2 \times m_A}{1000} \quad (16)$$

Onde,

- $C_A$  – é a correção do menisco  
 $m_A$  – é a massa do antifloculante

A correção da temperatura é realizada através de um quadro dado pela Especificação E196 - 1966 que nos indica o valor ( $C_T$ ) da correção em função da temperatura.

Após obter os valores de todas as correções vai-se então fazer a correção da leitura que é retirada diretamente do densímetro, designada por ( $L_S$ ) e é dado pela seguinte equação:

$$L_C = L_S + C_M - C_A + C_T \quad (17)$$

Onde,

- $L_C$  – é a leitura do densímetro corrigida;



- $L_S$  – é a leitura direta feita na parte superior do menisco;  
 $C_M$  – é a correção do menisco;  
 $C_A$  – é correção do antifloculante;  
 $C_T$  – é a correção da temperatura.

Portanto, depois de se efetuar a correção da leitura vai-se agora determinar a percentagem de passados correspondentes a cada diâmetro das partículas e para isso é necessário efetuar dois cálculos.

Em primeiro lugar determina-se através da equação (), a percentagem de partículas de diâmetro inferior a D, referida à massa seca do solo usado na sedimentação.

$$n_D = \left( \frac{100000}{m_b} \times \frac{G}{G - 1} \right) \times (L_c - 1) \quad (18)$$

Onde,

- $n_D$  – é a percentagem de partículas de diâmetro inferior D;  
 $G$  – é a densidade das partículas, calculada de acordo a norma NP-83;  
 $m_b$  – é a massa seca do solo usado na sedimentação passada no peneiro n°10;  
 $L_c$  – é a Leitura do densímetro corrida.

Por fim, para determinar a percentagem de partículas passadas de diâmetro D em relação á massa total seca, designado por ( $N_d$ ) na equação (19), e assim tendo a percentagem passados associado ao diâmetro das partículas pode-se então completar a curva granulométrica apresentada na Figura 5.4.

$$N_d = \frac{n_d \times m'_b}{m_T} \quad (19)$$

Onde,

- $N_d$  – é a percentagem de partículas passados de diâmetro D em relação á massa total seca;  
 $n_d$  – é a percentagem de partículas de diâmetro inferior D;  
 $m'_b$  – é a massa seca do solo usado na sedimentação;  
 $m_T$  – é a massa total da amostra

Através da análise da curva granulométrica pode-se observar que de um modo geral a amostra apresenta uma distribuição granulométrica extensa, no entanto com uma elevada fração fina (mais de 50% de passados no peneiro n° 200, com uma abertura de malha de 0,075mm). Contudo, como a amostra apresenta uma grande fração argilosa houve a necessidade de realizar a sedimentação como foi descrita anteriormente.

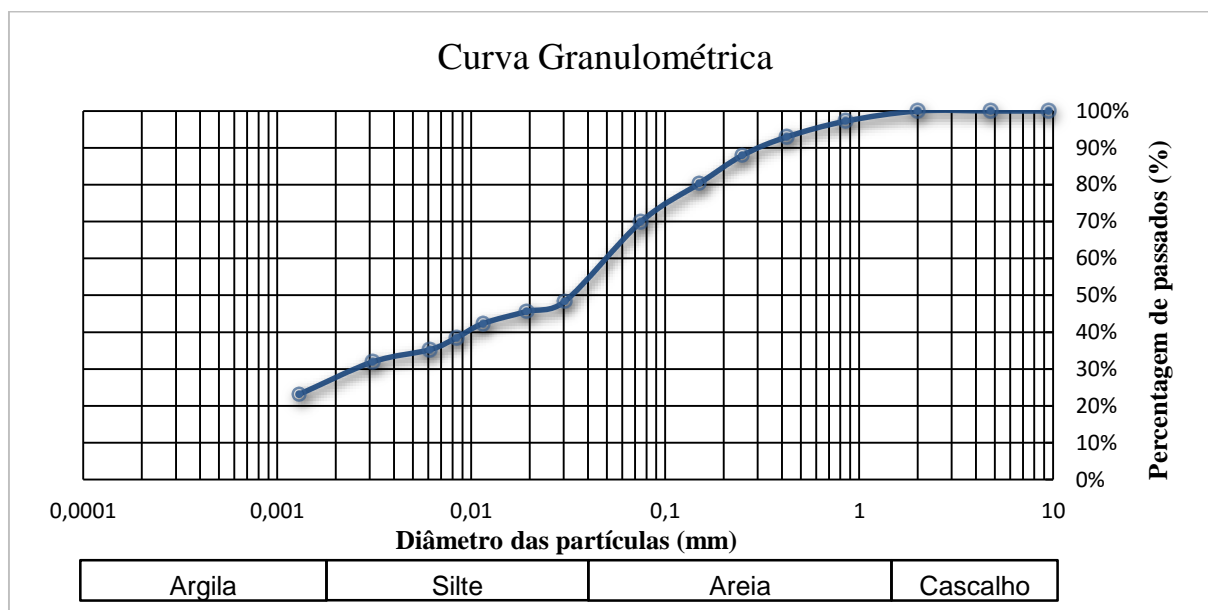


Figura 5.4 – Curva granulométrica da amostra de solo.

Analisando agora em pormenor a distribuição granulométrica, verifica-se que a amostra apresenta cerca de 69,94% de passados no peneiro nº 200 avaliando assim que amostra é constituída basicamente por partículas finas.

As frações granulométricas obtidas da distribuição granulométrica da amostra encontram-se na Tabela 5.2. A fração mais grosseira da amostra é a areia, sendo assim a fração de cascalho não é apresentada na tabela seguinte.

Tabela 5.2 – Tabela resumo das percentagens obtidas das frações granulométricas da amostra.

Frações Granulométricas	Distribuição Granulométrica
Argila	27%
Silte	33%
Areia	40%

Em análise a esta tabela pode-se observar que amostra é constituída por uma grande percentagem de areia, sendo quase o dobro da quantidade da fração argilosa, num valor intermédio a estas duas frações aparece a fração de silte.

### 5.3.4 Ensaio de Limites de Consistência

De modo a tornar a caracterização granulométrica apresentada mais completa, e que pela observação da distribuição da granulometria indica que estamos na presença de amostra

constituída essencialmente por material fino, é necessário avaliar os limites de consistência (LL, LP e IP) da amostra de solo.

Como foi referido anteriormente no Secção 3.3 usou-se a concha de Casagrande (Figura 5.6 a)), para a determinação do LL (Limite de Liquidez), para este ensaio usa-se seis provetes de forma a se obter o teor em água correspondente a 25 pancadas, do qual é obtido por interpolação numa curva que relaciona o teor em água com cada um dos provetes da amostra com o número de pancadas para qual os bordos inferiores de um sulco aberto num provete se unem. O Figura 5.5 apresenta um gráfico do que se obteve de cada um dos provetes de modo a determinar o teor de água correspondente às 25 pancadas.

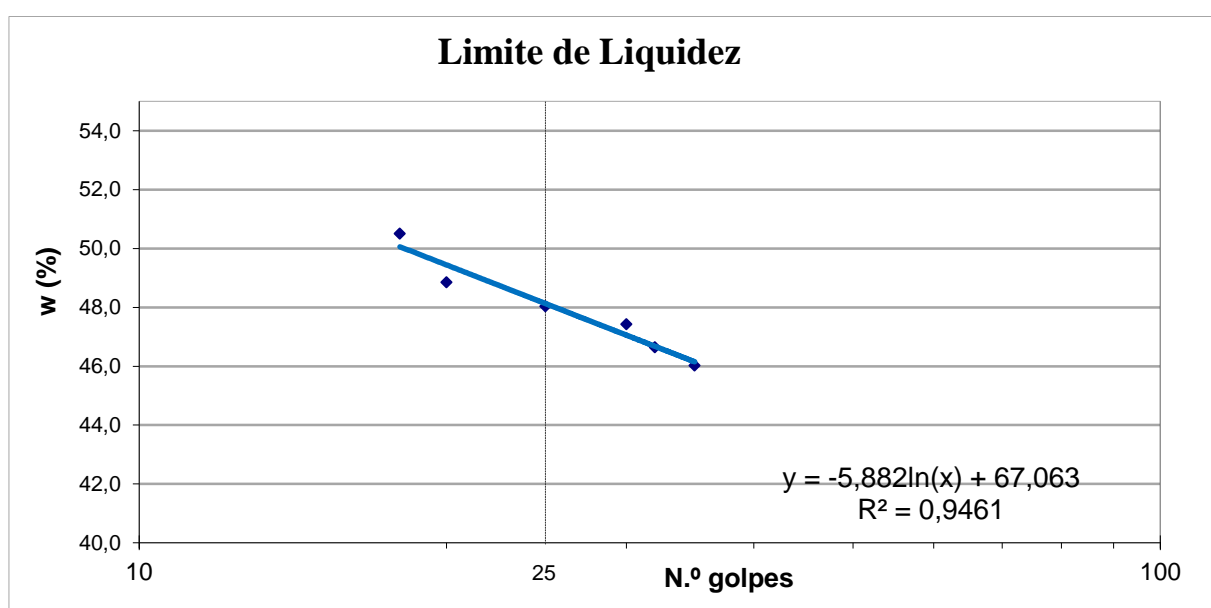


Figura 5.5 – Determinação do limite de liquidez.

Para a determinação do LP (Limite de plasticidade) usa-se uma amostra de solo transformando num filamento, por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro, de modo a observar qual o maior teor em água com que rompe cada provete e para isso é necessário fazer quatro provetes. Na Figura 5.6 b) as cápsulas à esquerda representam os filamentos rolagem após serem retirados da estufa e que de seguida foram pesados para determinar a sua massa seca para posteriormente comparar com os valores antes de colocar na estufa de modo a se determinar o teor de água. As cápsulas que se encontram à direita são as que vem do ensaio do LL, para também serem determinado o teor em água.

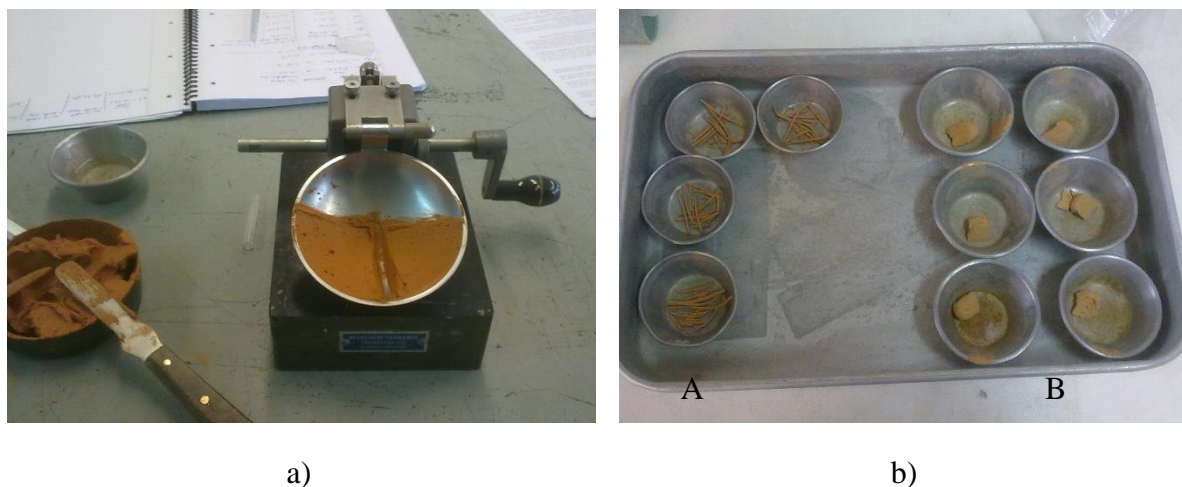


Figura 5.6 – a) Concha de Casagrande com um dos provetes; b) A – cápsulas do ensaio de LP; B – cápsulas do ensaio de LL, para ser retiradas da estufa.

Os valores obtidos para os limites de consistência são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Tabela resumo dos resultados dos limites de consistência.

Limites de Consistência		
LL	LP	IP
48,0	23,8	24,2

### 5.3.5 Classificação

Segundo os valores determinados anteriormente e segundo a norma de classificação dos solos ASTM D 2487-85, a amostra é sujeita a várias subdivisões no qual iniciamos o tamanho das partículas, como já foi referido anteriormente no Subcapítulo 5.3.3 amostra é constituída por solo fino, onde se menciona que a amostra tem mais de 50% de partículas passadas no peneiro n°200 de seguida é separado tendo em conta o limite de liquidez do qual apresenta que é inferior a 50%, cada uma destas subdivisões leva em conta a ter que escolher outra que temos seleccionar a origem da amostra se é orgânica ou inorgânica, no caso da amostra escolheu-se inorgânico desse modo a próxima subdivisão vai ser avaliar em relação ao índice de plasticidade (IP) que a partir dos resultados anteriores podemos dizer que neste caso se encontra acima da Linha A e é classificado como sendo do tipo CL (argila magra arenosa). Segundo a classificação de Casagrande foi introduzido um gráfico que pertence à carta de plasticidade de Casagrande que através do limite de liquidez e do índice de plasticidade classificamos a amostra. A Figura 5.7 apresenta a carta de plasticidade com a amostra de solo representada.

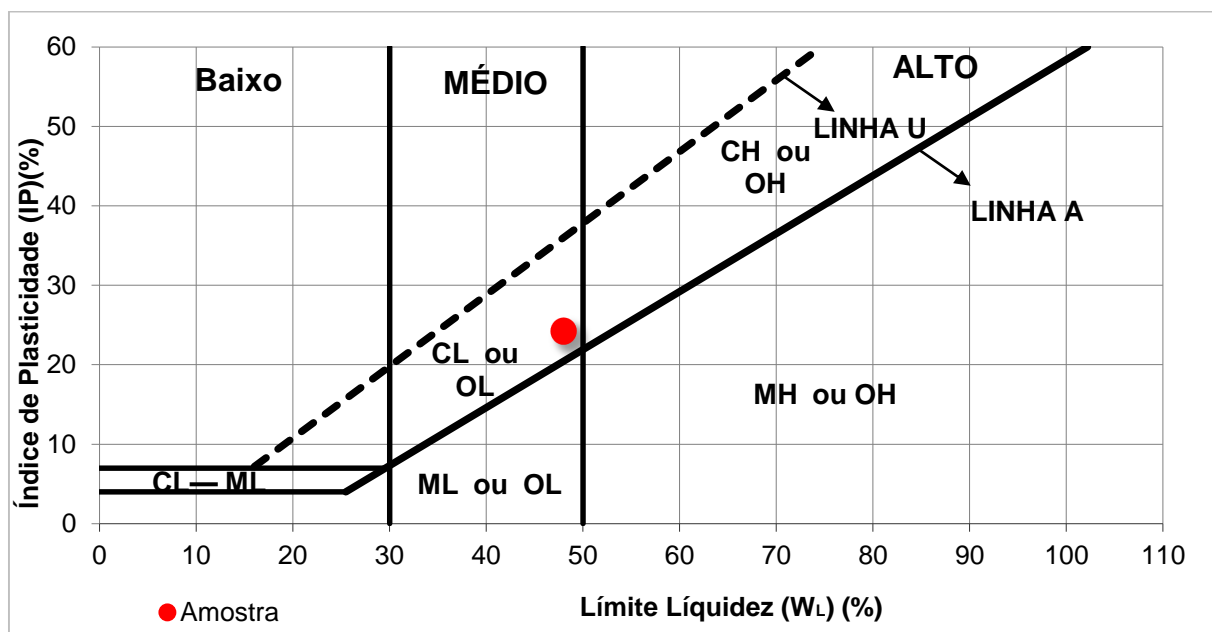


Figura 5.7 – Classificação da amostra através da Carta de Plasticidade de Casagrande.

#### 5.4 Caracterização Mecânica

Os parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões efetivas foram determinados através da utilização de dois equipamentos o de caixa de corte anelar rotativo de Bromhead e o de caixa de corte direto usando três configurações, no qual consiste no de solo-solo, no de solo-betão e o de solo-aço. Como referido anteriormente no Capítulo 3 realizou-se uma breve descrição dos equipamentos como as metodologias usadas em cada ensaio. Os ensaios na caixa de corte anelar rotativa em amostras reconstituídas foram os primeiros a ser realizados e posteriormente os ensaios da caixa de corte direto também em amostras reconstituídas nas três configurações mencionadas anteriormente.

##### 5.4.1 Preparação das Amostras Reconstituídas

As amostras reconstituídas foram preparadas para um teor de água próximo do limite de plasticidade, anteriormente à colocação na caixa de corte anelar rotativo de Bromhead, para a caixa de corte direto o teor de água foi próximo do limite de liquidez. Na realização da amostra para a caixa de corte anelar rotativo utilizou-se um teor de água próximo do limite de plasticidade, que tem como por objetivo reduzir a deformação da amostra no processo de consolidação e garantir uma resistência ao corte próxima da de volume constante para um inicial nível de carga de tensão e de forma a conseguir uma amostra normalmente consolidada. Desta forma também se pode reduzir a perda de material entre as caixas durante o processo de corte (Bromhead, 1992). Na Figura 5.8 é exemplificada a preparação da amostra com o teor em água próximo do limite de plasticidade, que depois foi guardado na câmara húmida até à montagem da amostra no equipamento.



Figura 5.8 – Preparação das amostras com o teor em água próximo do limite de plasticidade.

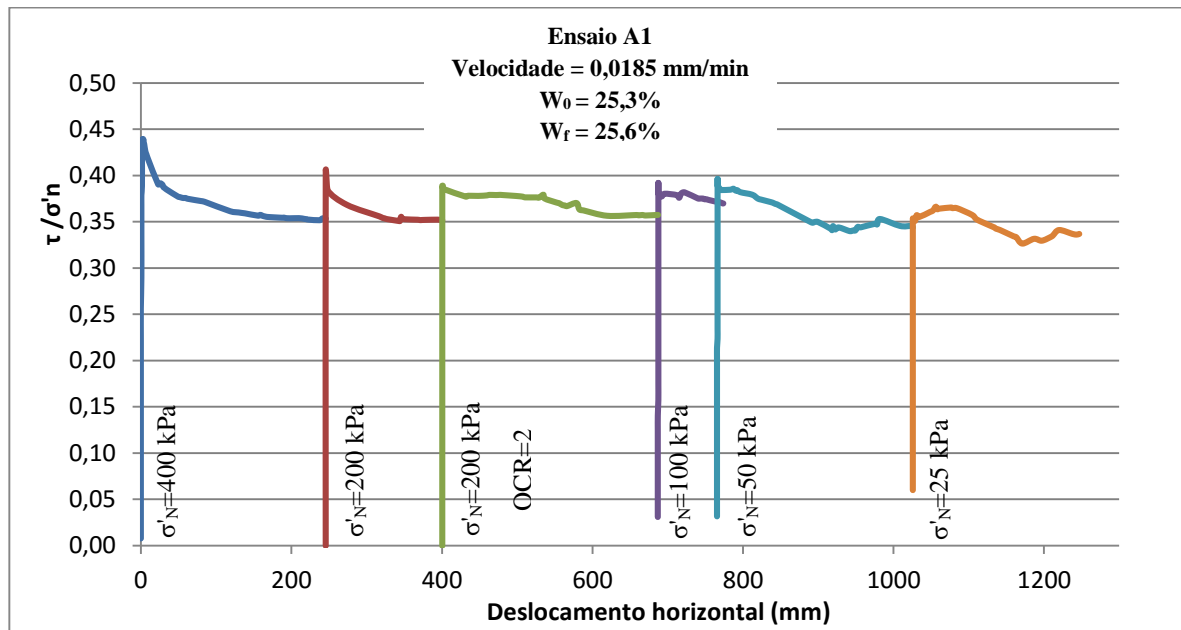
#### 5.4.2 Ensaios de Caixa de Corte Anelar Rotativo

Posteriormente à realização da amostra, foi colocada na célula anelar de corte, seguindo os procedimentos descritos no Capítulo 3.4.1, os ensaios foram submetidos em duas fases: consolidação e corte rotativo. Depois da realização dos ensaios para obtenção da resistência residual, utilizou-se as amostras dos ensaios para se proceder à determinação do teor de água da amostra.

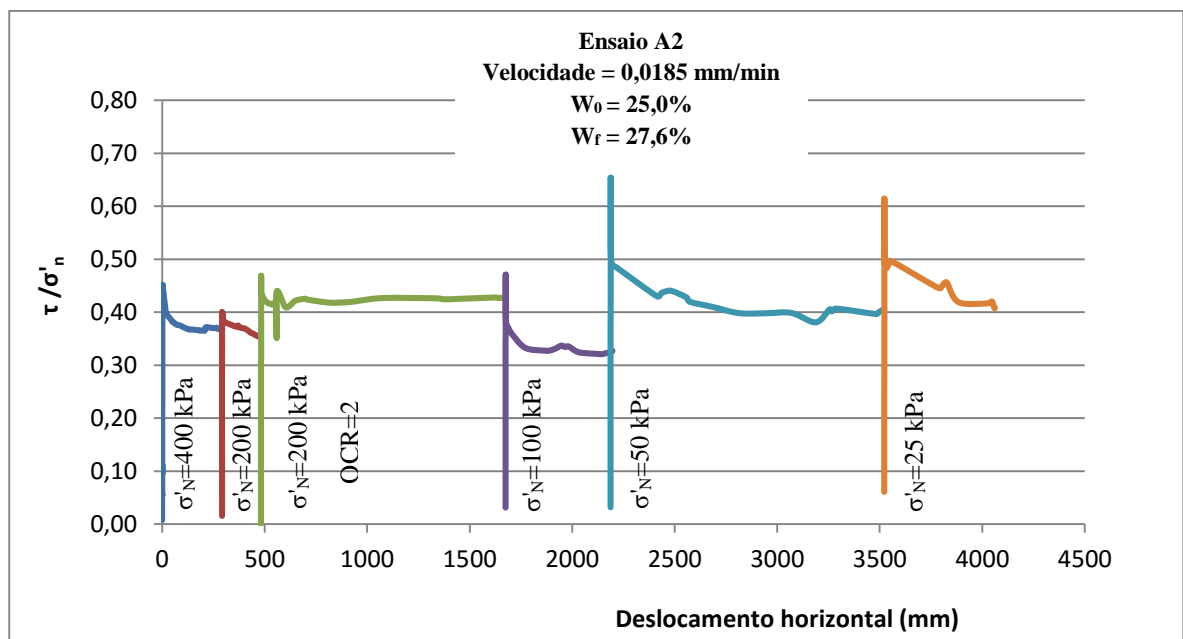
Segundo Head (1982), nos ensaios lentos (ensaios drenados), as amostras após um determinado carregamento definido, devem ser cortadas a uma velocidade que permita a dissipação das poro-pressões geradas durante o corte.

Seguindo esta perspectiva, a amostra antes de ser iniciada o seu corte procedeu-se à consolidação, que consiste de vários carregamentos introduzidos ao longo do tempo (num período de um dia), assim aplicando diferentes tensões. Após a introdução do último carregamento foi registado o deslocamento vertical total da consolidação, assim desta forma permitiu a análise tempo-deslocamento, podendo então ser determinado o coeficiente de consolidação, com isso definir a velocidade de corte. Assim chegou-se a um valor da velocidade de corte de  $0,01 \text{ %/min}$  ( $0,01 \text{ mm/min}$ ), de modo a que haja dissipação das pressões neutras durante o corte na amostra argilosa num equipamento com diâmetro de 100 mm. A resistência ao corte da amostra deste modo serão medidas em condições drenadas, assim as tensões efetivas são iguais às tensões totais, já que os excessos de poro-pressão são nulos.

No corte das amostras procedeu-se à aplicação de diversos níveis de tensão efetiva, iniciando pela tensão superior e posteriormente reduzindo pela seguinte ordem: 400kPa, 200kPa, 100kPa, 50kPa e 25kPa, dessa forma a garantir um comportamento normalmente consolidado na amostra, durante a primeira fase de corte. As evoluções do coeficiente de atrito com o deslocamento horizontal dos ensaios A1 e A2 estão representados nas Figuras 5.9 a) e 5.9 b).



a)



b)

Figura 5.9 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) do ensaio A1; b) do ensaio A2.

Como se utilizou cargas elevadas na consolidação considera-se que o primeiro corte apresenta uma condição normalmente consolidado (tensão normal de 400 kPa), depois de atingir o pico “normalmente consolidado” observa-se uma perda de resistência significativa para um

deslocamento relevante, desta forma propiciando a orientação das partículas de argila na direção de corte como se pode observar nos primeiros dois estágios nas duas amostras.

Após cortar novamente a amostra para tensões inferiores, observa-se novamente um pico de resistência do qual de seguida diminui para o valor residual para pequenas deformações. De acordo com os picos observados no corte da amostra, refletem o efeito da variação de volume na resistência ao corte, dessa forma constatamos a existência de um modo de corte de transição, segundo Lupini *et al.* (1981). No caso da terceiro estágio do ensaio após a amostra ter sido cortada para a condição residual com uma tensão de 200 kPa, a amostra foi sobreconsolidada com uma tensão de 400 kPa. Posteriormente foi descarregada para 200 kPa, dessa forma iniciou-se o corte do ensaio A1, observando assim um pico pouco acentuado. No ensaio A2 após se ter efetuado a sobreconsolidação, verificou-se desta forma que as partículas de argila ainda não tinham terminado o seu alinhamento na direção do corte, como se pode observar através dos picos bastante acentuados e até superiores para tensões inferiores, seguido de uma redução para pequenas deformações.

A envolvente de Mohr-Coulomb relativa à resistência residual foi determinada nas duas amostras e constata-se que independentemente da tensão normal aplicada existe pouca variação podendo dizer que é a mesma. O coeficiente de atrito é de cerca 0,35 no ensaio A1 e no ensaio A2 é de 0.37, do qual correspondem ao valor de  $\phi'r$  cerca de 19° e de 20°, respetivamente.

Com base nos resultados dos ângulos de residuais das duas amostras, e da fração argilosa e do IP, elaborou-se uma correlação de acordo com a figura de comportamentos de corte de Lupini *et al.* (1981). Nas amostras ensaiadas como apresenta uma fração fina considerável é necessário esta análise, sendo que pode ser um aspeto que pode condicionar o comportamento mecânico durante o corte, propiciando assim a comparação dos comportamentos expectáveis por estas correlações com o que se pode observar nos ensaios.

Conforme a correlação dos comportamentos no corte em função do ângulo de atrito residual para a fração de argila e do IP, apresentado por Lupini *et al.* (1981), estão representados na Figura 5.10.



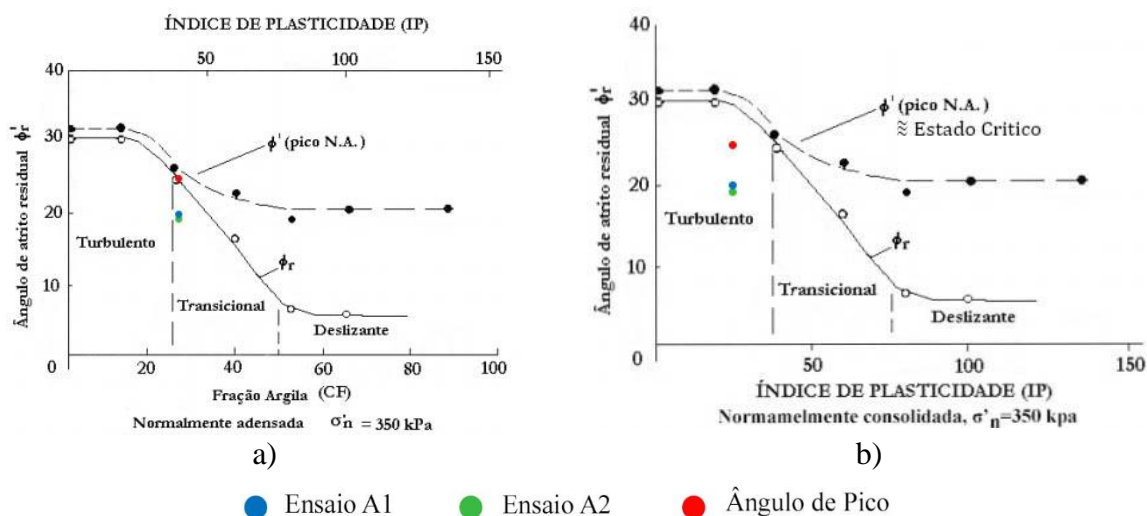


Figura 5.10 – Mecanismo de corte esperado nos dois ensaios A1 e A2 em função do ângulo de atrito residual: a) da fração argilosa; b) do IP (segundo Lupini *et al.*, 1981)).

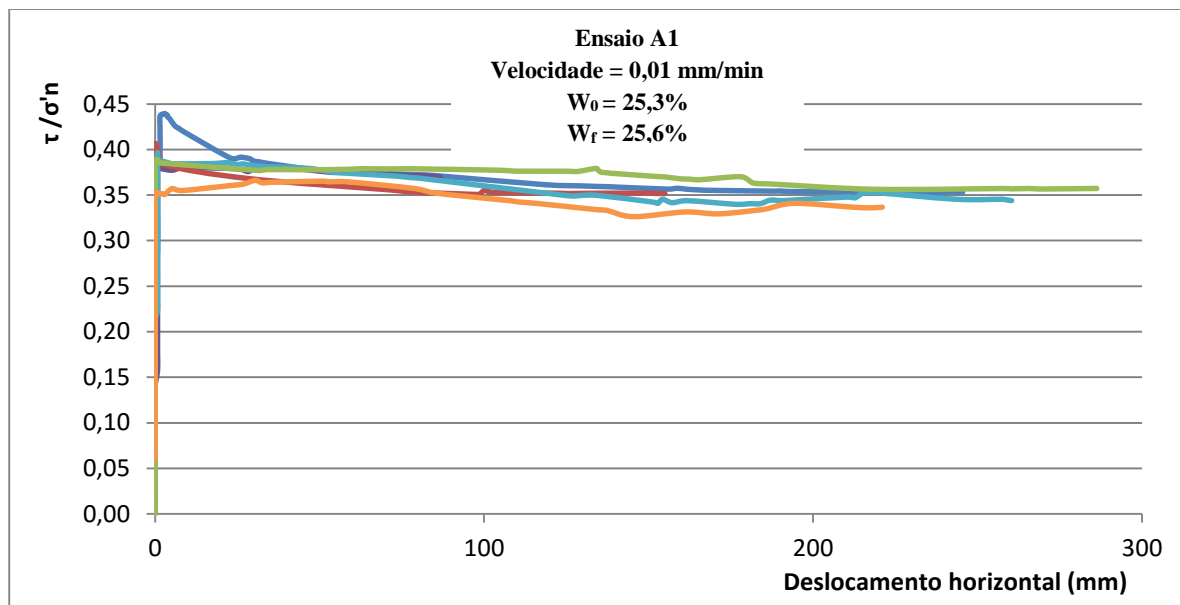
Analisando os mecanismos de corte esperado para as amostras, observa-se que é confirmado com o resultado apresentado na Figura 5.10 a), na relação entre o valor de  $\phi'_r$  e da fração argilosa do qual apresentam o comportamento transicional. Contudo, quando foi representado na Figura 5.10 b), o valor do IP da amostra, comportamento esperado refere-se a um comportamento turbulento.

De modo a analisar o tipo de comportamento no corte nos ensaios A1 e A2, estes comportamentos esperados vieram comprovar o tipo de comportamento observado nos ensaios.

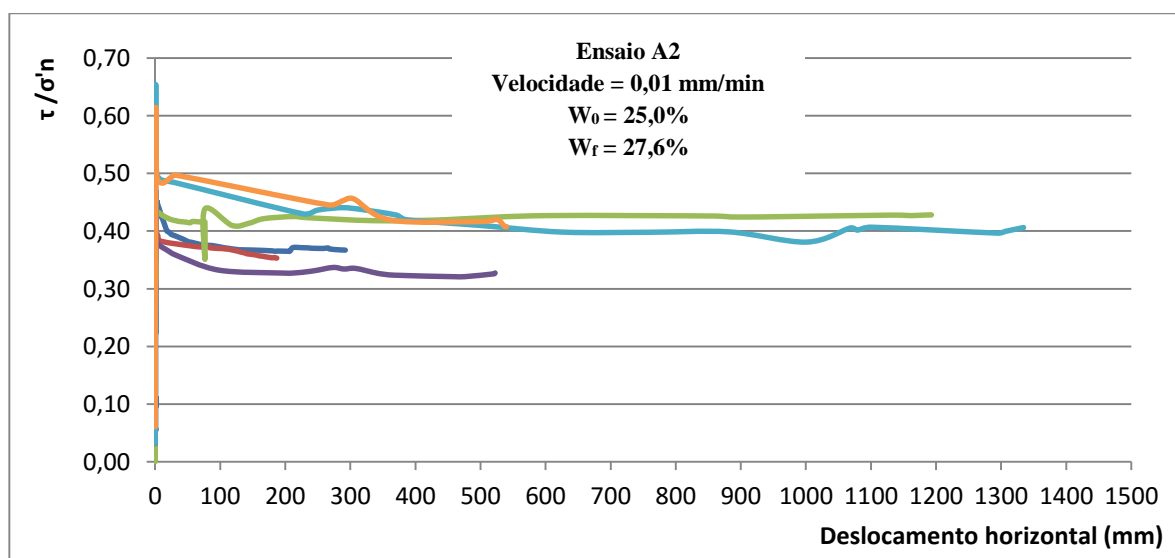
Estes resultados observados podem ser originados ao tipo de equipamento utilizado, sendo que na caixa de corte anelar de Bromhead a amostra é cortada contra uma interface muito rugosa, de modo a que possa impossibilitar o efeito de aumento de resistência resultante da variação de volume da amostra sobreconsolidada. Assim, o modo corte não é possível ser identificado através do procedimento de Lupini *et al.* (1981). No ensaio A1 foram observados picos não muito acentuados nos estágios após a sobreconsolidação, seguido de um decréscimo de resistência após pequenas deformações. No último estágio, onde se apresenta uma tensão menor, ocorreu um acréscimo de resistência seguido de uma redução gradual até ao residual, como se pôde observar na Figura 5.6 a).

Aquando da comparação dos ensaios A1 e A2 pode-se observar que a primeira apresenta picos menos acentuados do que a segunda após a sobreconsolidação. No ensaio A2 constata-se que os dois últimos estágios apresentam picos superiores em relação aos primeiros, em que a amostra é normalmente consolidada. Após estes picos, ocorre um decréscimo de resistência bastante acentuado após pequenas deformações, do qual pode ser originado por uma orientação das partículas no sentido do corte, como se pôde observar na figura 5.6 b).

Na Figura 5.11 é comparado as evoluções no corte para os vários estágios, nas duas amostras ensaiada na caixa de corte anelar rotativo de Bromhead.



a)



b)

- Corte a Tensão Normal de 400 Kpa
- Corte a Tensão Normal de 200 Kpa
- Consolidação a 400kpa, Corte a Tensão normal de 200 kpa
- Corte a Tensão Normal de 100 kpa
- Corte a Tensão Normal de 50 kpa
- Corte a Tensão normal de 25 Kpa

Figura 5.11 – Relação entre o coeficiente de atrito e o deslocamento: a) do ensaio A1; b) do ensaio A2.

Analisando as Figuras 5.11 a) e 5.11 b) pode-se evidenciar que:

- i) No ensaio A1 o coeficiente de atrito é semelhante nos vários estágios, ao contrário do ensaio A2 que os valores são díspares em alguns estágios;
- ii) No primeiro estágio nos dois ensaios observa-se um decréscimo de resistência gradual da condição normalmente consolidada para a condição residual;
- iii) Na condição sobreconsolidada, mais propriamente no estágio onde a tensão é de 50 kPa o ensaio A2 atinge um pico superior aos observados na condição normalmente consolidada;
- iv) No ensaio A1 mostra a existência de picos sistemáticos exceto no último estágio cortado a uma tensão inferior, na condição sobreconsolidada;
- v) No último estágio do ensaio A1 observa-se a ausência de pico e a existência de um acréscimo de resistência que após volta a reduzir para o residual gradualmente.

De seguida na Tabela 5.4 é apresentado os valores das resistências ao corte de pico e residual, num intervalo de tensões normais de 400 a 25 kPa.

Tabela 5.4 – Tabela resumo das resistências de pico e residuais determinadas para as tensões efetivas aplicadas.

<b>Estágio</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
$\sigma'_n$ (kPa)		400	200	100	50	25
Ensaio A1	$\tau_p$ (kPa)	175,84	80,88	39,19	19,82	8,84
	$\tau_r$ (kPa)	141,37	70,33	36,97	17,20	8,42
Ensaio A2	$\tau_p$ (kPa)	180,36	80,12	47,03	32,67	15,33
	$\tau_r$ (kPa)	146,73	70,67	32,74	20,32	10,20

De seguida são apresentadas as envolventes de Mohr-Coulomb na condição residual para as duas amostras, bem como a resistência a volume constante obtida para o primeiro estágio sob uma tensão normal de 400 kPa, que se encontra representado nas Figuras 5.9 a) e 5.9 b).

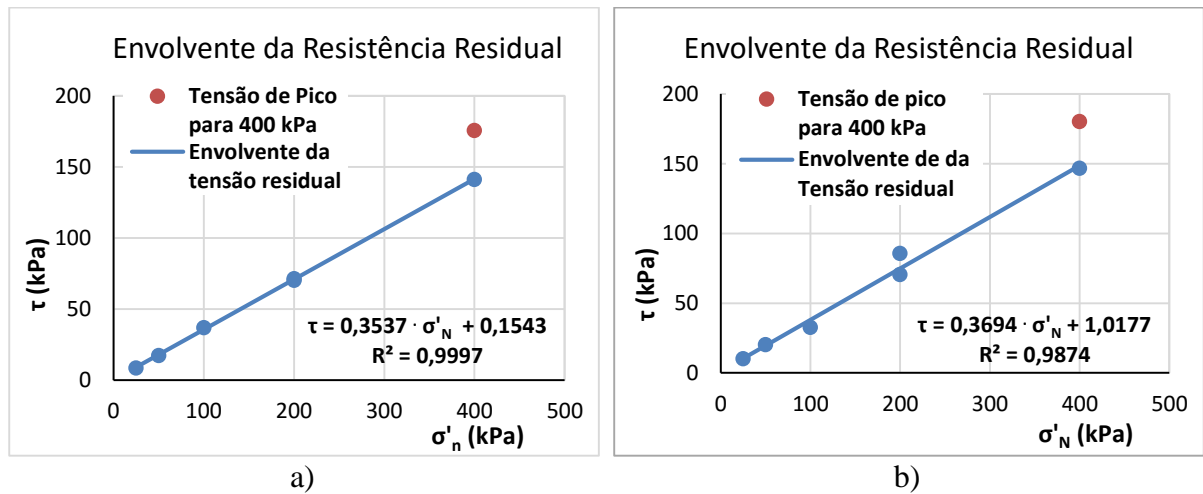


Figura 5.12 - Envoltura de resistência residual: a) ensaio A1; b) ensaio A2.

Nas envolturas das resistências residuais representadas nas figuras anteriores constata-se que o ensaio A1 apresenta um coeficiente de atrito residual de 0,35, do qual corresponde a um ângulo de atrito residual de  $19^\circ$  e uma interseção coesiva aproximadamente 0,15 kPa, no entanto no ensaio A2 observa-se um coeficiente de atrito residual de 0,37, que corresponde a um ângulo de atrito de  $20^\circ$  e uma interseção coesiva aproximadamente 1,02 kPa.

### 5.4.3 Ensaios de Caixa de Corte Direto

Neste trabalho procedeu-se também à realização de ensaios drenados na caixa de corte direto, com o objetivo de avaliar a resistência ao corte das amostras usando diferentes interfaces, isto é, realizaram-se três tipos de ensaios de caixa de corte, dos quais foram: solo-solo, solo-betão e solo-aço.

#### 5.4.3.1 Preparação de Amostras

As amostras que foram utilizadas no ensaio de caixa de corte direto, foram preparadas juntamente com as que foram utilizadas nos ensaios de caixa de corte anelar rotativo. Sendo que a única diferença na preparação das amostras para este ensaio é o teor de água irá ser próximo ao limite de liquidez. Na Figura 5.13 pode-se observar a montagem das amostras reconstituídas nos três tipos de ensaio de caixa de corte direto utilizados neste trabalho.

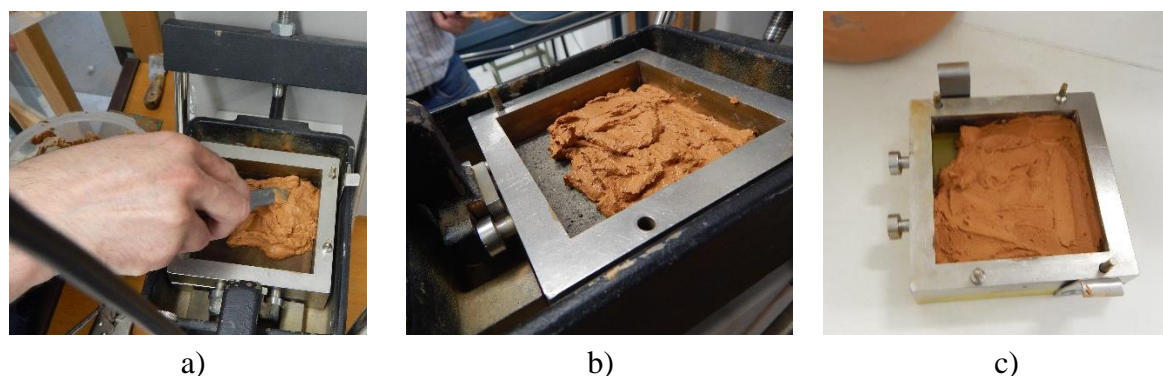


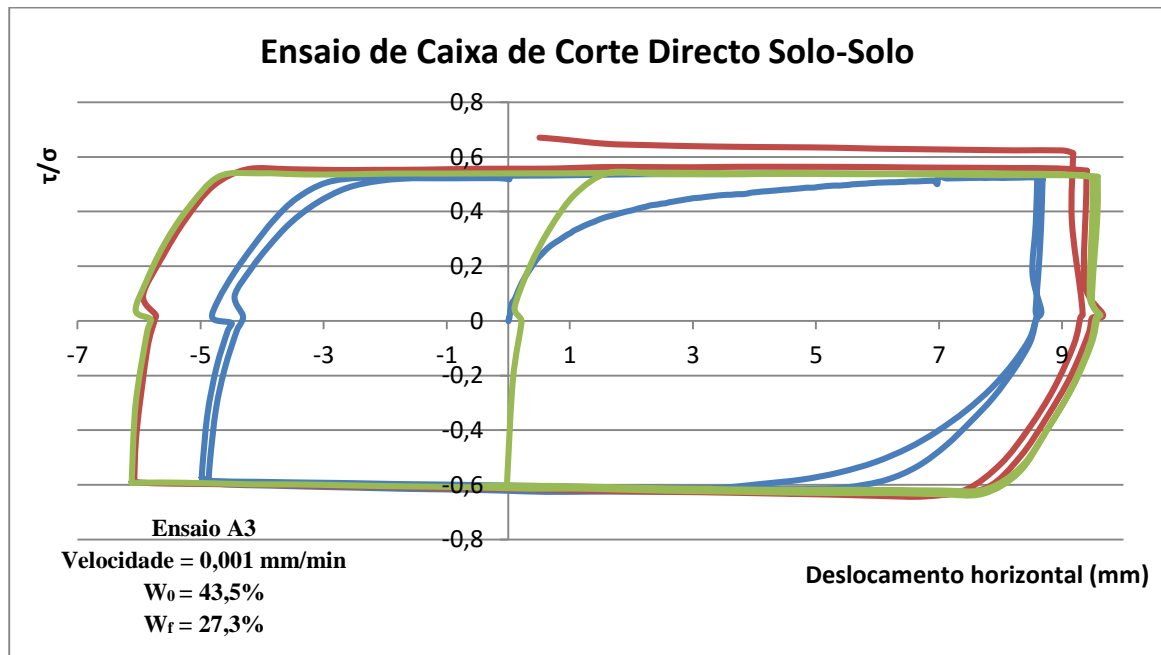
Figura 5.13 – Preparação das amostras reconstituídas: a) amostra em solo-solo; b) amostra em solo-betão; c) amostra em solo-aço.

#### 5.4.4 Ensaios na Caixa de Corte Direto em Amostras Reconstituídas

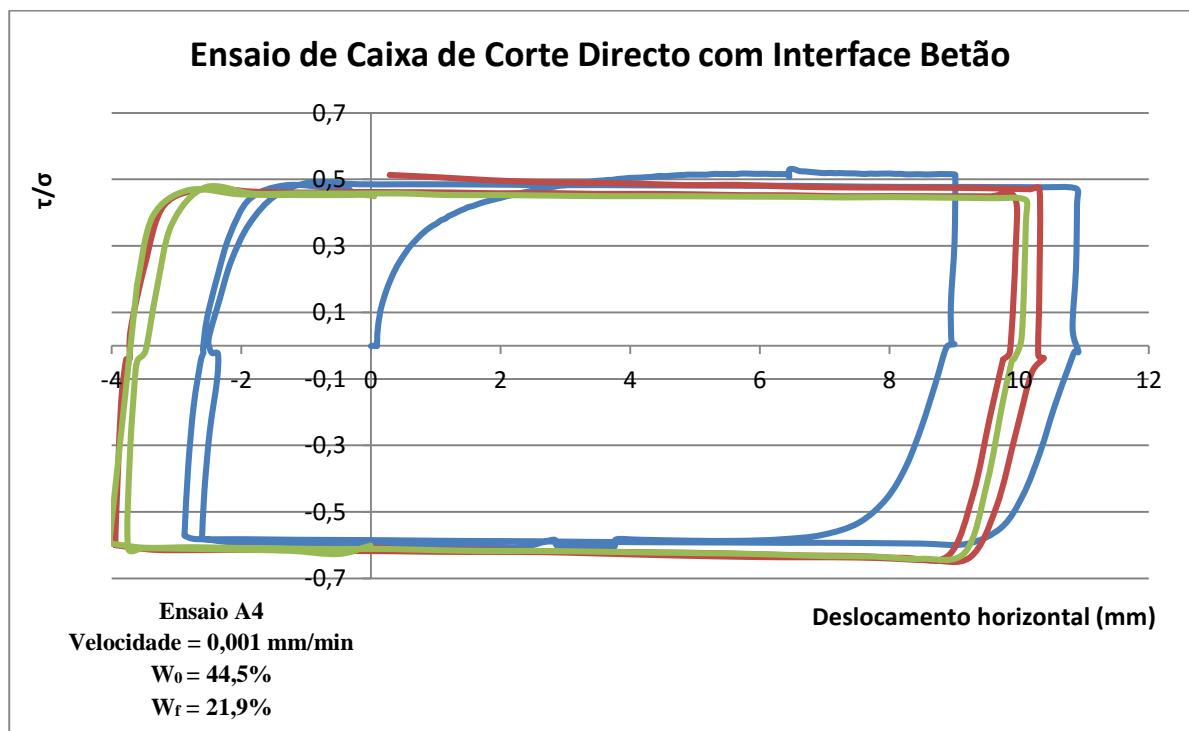
Realizaram-se ensaios drenados na caixa de corte direto de modo a avaliar os parâmetros de resistência ao corte, de forma a comparar com os ensaios anteriores de caixa de corte anelar rotativo.

Nestes ensaios utilizou-se um procedimento similar ao da caixa de corte anelar rotativo, utilizando-se amostras reconstituídas preparadas para um teor água próximo do limite de liquidez e consolidadas para tensões normais de 400 kPa. O corte foi realizado para tensões 400 e 200 kPa (normalmente consolidado) e para 200 kPa (sobreconsolidado). O ensaio obteve-se com uma condição de deslocamento máximo permitido pela máquina, que é entre 9 a 10 mm no sentido direto e -4 e -6 mm no sentido inverso, independentemente das resistências de pico serem ou não atingidas.

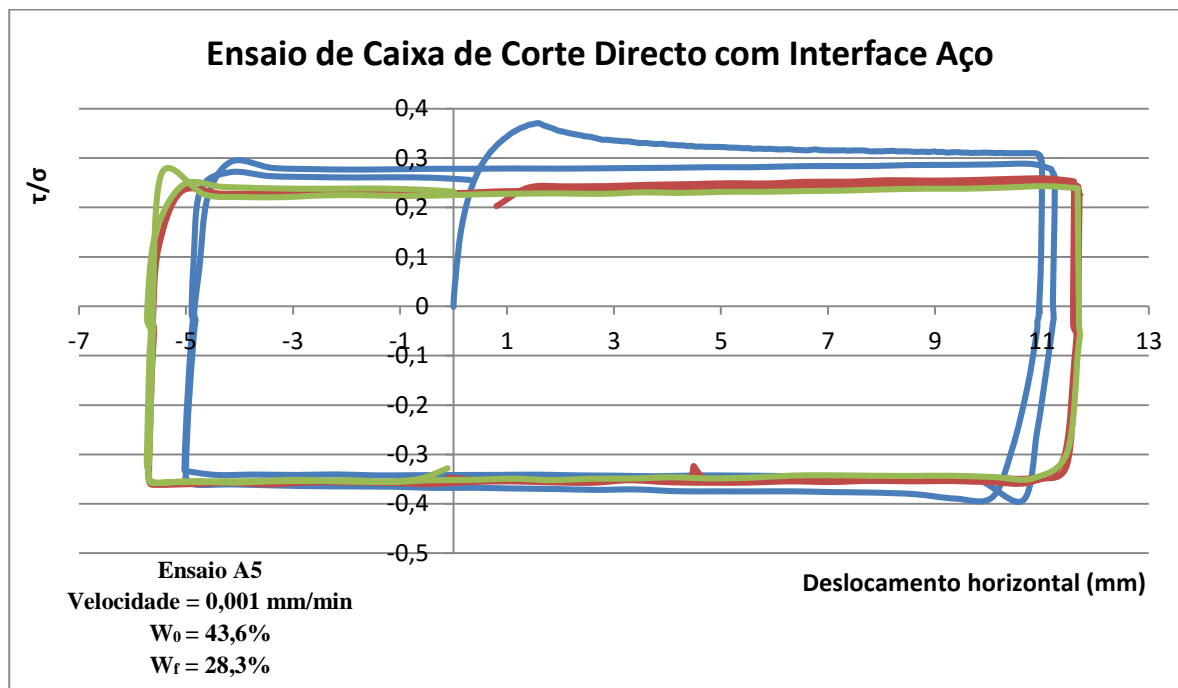
Nas Figuras 5.14 a), 5.14 b) e 5.14 c) estão apresentados os resultados dos ensaios realizados na caixa de corte direto para os 3 tipos de ensaios solo-solo, solo-betão e solo-aço respetivamente.



a)



b)



c)

— Corte a 400KPa    — Corte a 200 Kpa    — Corte 200 Kpa - Sobreconsolidado a 400 Kpa

Figura 5.14 – Relação  $\tau/\sigma'_N$  com o deslocamento horizontal nas amostras: a) Amostra solo-solo; b) amostra solo-betão; c) amostra solo-aço.

No ensaio de corte direto solo-solo representado na Figura 5.14 a), é iniciado com uma tensão normal de 400 kPa onde se vai observar um crescimento de resistência ao longo do deslocamento não apresentando qualquer pico, o qual era espectável que acontecesse devido ao alinhamento das partículas de argila no sentido de corte. Após a amostra ser sobreconsolidada a uma tensão normal de 400 kPa foi descarregado para uma tensão normal de 200 kPa, onde novamente se verificou a ausência de pico.

Na Figura 5.14 b) é representado o ensaio de corte direto solo-betão, onde a metade inferior da caixa de corte é substituída por uma interface de betão de face rugosa descrita na Subsecção 3.4.2.4. Podemos observar que apresenta valores bastante semelhantes com o ensaio de corte direto solo-solo. Este ensaio, tal como o de solo-solo, no primeiro estágio de corte a uma tensão normal de 400 kPa não apresenta um pico. No estágio em que a amostra é sobreconsolidada repete-se o que se observou no primeiro estágio, similar ao do ensaio de corte direto solo-solo.

O ensaio de corte direto de solo-aço é bastante similar ao anterior, substituindo a interface de betão por uma interface de aço com a face rugosa descrito na Subsecção 3.4.2.4. No primeiro corte da amostra a uma tensão normal de 400 kPa, observou-se que neste ensaio ao contrário

dos anteriores apresenta um pico seguido de decréscimo de resistência para o residual. Neste ensaio pode-se também observar que o valor de pico como o de residual é cerca de metade do valor máximo atingido nos dois ensaios anteriores, podendo assim se dizer que existiu um alinhamento das partículas na direção do corte.

#### 5.4.5 Algumas Observações

Nos ensaios de caixa de corte direto em amostras reconstituídas observou-se a ocorrência da rotação da placa superior da caixa de corte durante a consolidação, sendo que por vezes como a rotação era considerável houve a necessidade de desmontar a amostra e voltar a montar. Para evitar a rotação da placa superior durante a consolidação, optou-se por aumentar as várias fases do carregamento com carga menores até atingir a tensão normal de 400 kPa. Na Figura 5.15 a) pode-se observar a rotação da placa superior da caixa de corte.

No ensaio de corte direto, assim como no da caixa de corte anelar, é importante realçar que não é possível garantir um controle da saturação na amostra. Independentemente desta limitação, nestes ensaios os parâmetros obtidos são considerados representativos em termos de tensões efetivas numa condição drenada. Apesar de não permitir a sua saturação na submersão da amostra, pode-se garantir que a poro-pressão seja nula.

Pode-se observar na Figura 5.15 b) que durante o ensaio de caixa de corte direto, houve uma considerável quantidade de material da amostra que se perdeu durante corte com inversões.

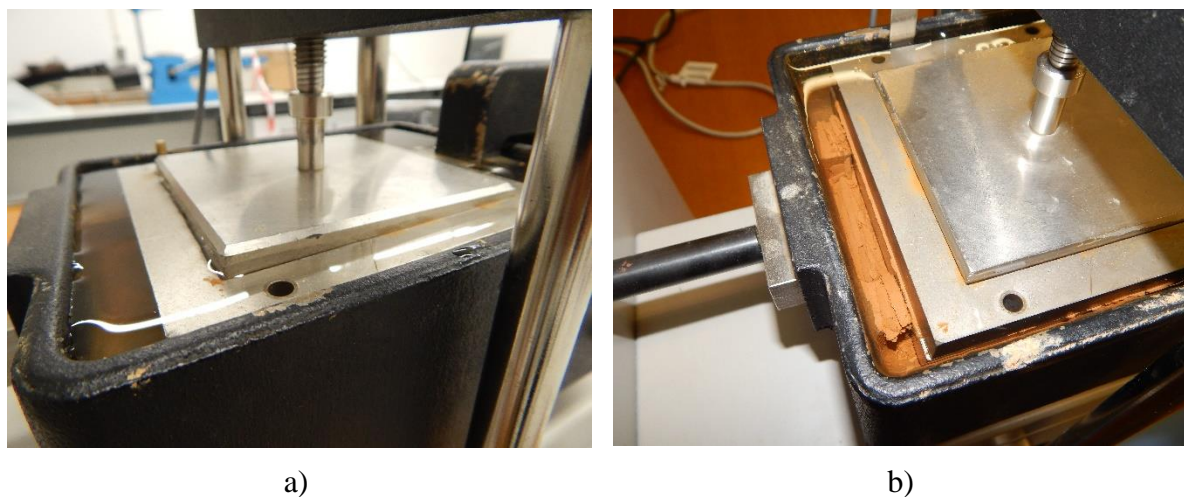


Figura 5.15 – Algumas ocorrências na realização do ensaio da caixa de corte direto a) rotação da placa superior da amostra da caixa de corte direto; b) perda de material da amostra durante corte com inversões.



### 5.4.6 Considerações Finais

Na presente dissertação foram apresentadas varias correlações entre o ângulo de atrito, fração argilosa e o IP, de entre outras propriedades, descrito na revisão bibliográfica. Desta forma, das correlações analisadas deu-se relevância a duas delas, sendo estas que dizem respeito às correlações de Lupini *et al.* (1981). Assim deste modo deve-se que nestas correlações se relacionarem com os parâmetros anteriormente determinados e comparar com os comportamentos das amostras ensaiadas com os observados por este autor.

Através dos resultados dos limites de consistência, apresentados na Tabela 5.3, a fração argilosa em cada amostra e o ângulo de atrito residual, nas correlações propostas verifica-se que o comportamento das partículas se aproxima a comportamento dos solos naturais e de misturas de Lupini *et al.* (1981). Sendo que as partículas destas amostras se encontram próximas de solos de misturas de argilas de londres. Na Figura 5.16 é relacionado os vários valores do ângulo de atrito residual para os ensaios de corte anelar rotativo e dos ensaios de corte direto com interfaces com os parâmetros do solo.

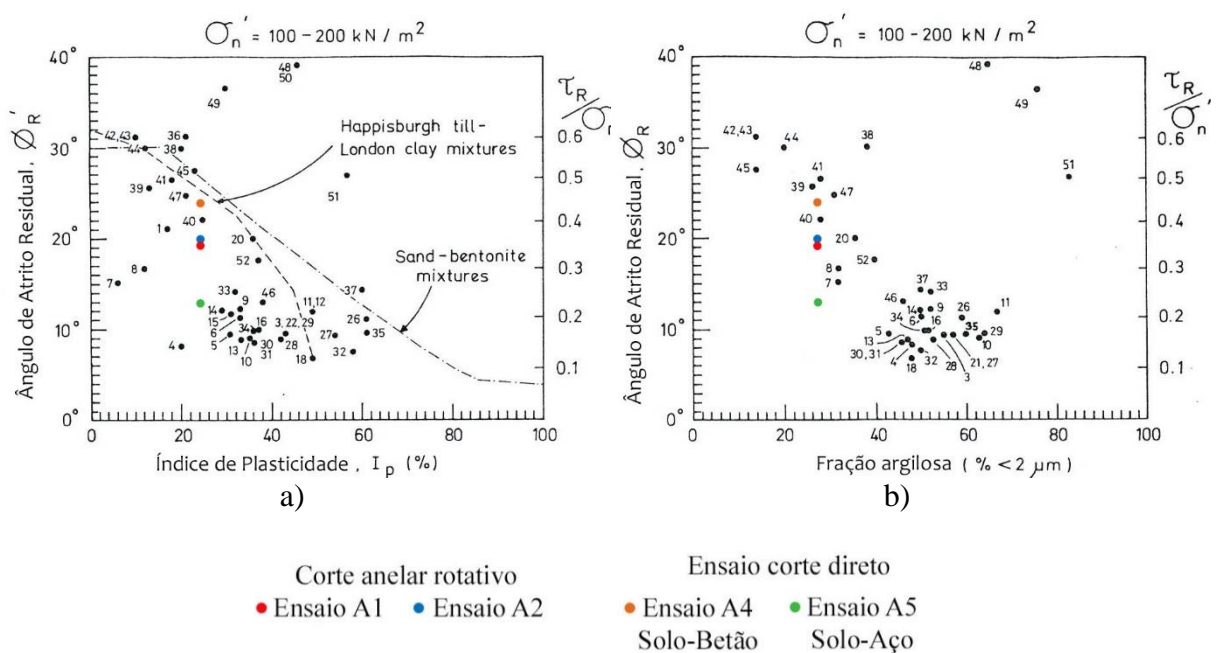


Figura 5.16 – Correlação entre o ângulo de atrito residual e: a) o índice de plasticidade; b) a fração de argila (segundo Lupini *et al.*, 1981)).

## 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

O presente trabalho tinha como objetivo estudar a resistência ao corte residual de solos, dessa forma para efetuar esse estudo houve a necessidade de realizar vários tipos de ensaios experimentais. Para além desses ensaios também houve a necessidade de realizar uma diversificada investigação de informação, sobre este tema. Os ensaios experimentais que foram realizados foram importantes, para podermos caracterizar os seus parâmetros e as suas resistências. Com os resultados dos parâmetros e das resistências, definiu-se várias correlações utilizadas por alguns autores.

Nos ensaios de identificação, conclui-se que:

- A amostra de solo apresenta uma elevada fração de finos, constituídos essencialmente por argila e silte;
- Através da classificação unificada, a amostra é classificada por CL (argila magra arenosa);
- Através do estudo do IPN-labgeo que classificou geologicamente, o local da recolha da amostra como zona da Formação do Campelo, era de esperar que contivesse uma grande fração de argila.

Após se efetuar os ensaios de identificação, procedeu-se aos ensaios de caracterização mecânica das amostras. Assim em relação aos ensaios de caracterização mecânica, de amostras reconstituídas na caixa de corte direto, conclui-se que:

- No ensaio A1, observou-se um alinhamento das partículas de argila durante o corte, quando se aplica maiores tensões, não se verificando nenhum pico após se efetuar a sobreconsolidação da amostra, verificando-se assim que estamos perante um comportamento deslizante. Os deslocamentos aplicados na caixa de corte direto são pequenos para promover o alinhamento das partículas de argila;
- No ensaio A2 ao contrário do A1, observa-se que inicialmente para tensões maiores houve um alinhamento das partículas, mas após se efetuar a sobreconsolidação observa-se um valor de pico superior ao da tensão maior, indicando um comportamento de transição ou não houve um alinhamento completo das partículas durante a tensão maior, devido aos reduzidos deslocamentos aplicados;

- Nos dois ensaios, pode-se ser observado que após atingirem a resistência de pico, é necessário um grande deslocamento para que se obtenha um patamar bem definido, designado como resistência residual.

Para além dos ensaios de corte anelar rotativo, para a caracterização mecânica, realizou-se também três tipos de ensaios de corte direto: com solo-solo, com solo-interface de betão e com solo-interface de betão. Desta forma em relação aos ensaios de corte direto em amostras reconstituídas conclui-se que:

- Ao efetuar a consolidação da amostra reconstituída, é necessário efetuar o faseamento com menores cargas até atingir a carga estipulada, de forma a evitar a rotação da placa superior da caixa antes de se efetuar o corte da amostra;
- O ensaio A3, que é o que foi realizado com solo-solo, apresenta resultados com valores pouco superiores de resistência de pico comparados com os realizados na caixa de corte anelar rotativo;
- No ensaio A4 de solo-betão, apresenta valores de resistência residual superiores aos observados na caixa de corte anelar rotativo e muito superior aos realizados no ensaio A5 de solo-aço;
- No ensaio A5 de solo-aço, apresenta um pico bem definido, enquanto nos outros ensaios de caixa de corte direto não é observado;
- Para os ensaios de caixa de corte direto, como referido por vários autores na revisão bibliográfica, e como foi também observado, este ensaio para se obter o patamar de resistência residual era necessário efetuar deslocamentos maiores, sendo que o equipamento tem certas limitações.

No final, a partir destes resultados experimentais e usando as comparações efetuadas por Lupini *et al.* (1981), conclui-se que:

- Através das relações do ângulo de atrito residual entre, a fração de argila e o índice de plasticidade, o comportamento durante o corte das amostras, não está de acordo com a relação definida por Lupini *et al.* (1981);
- Nas duas amostras realizadas no ensaio de corte anelar rotativo, verificou-se que o comportamento era transicional, assim através da relação de Lupini *et al.* (1981) com a fração argilosa é verificada, enquanto com o índice de plasticidade esta relação já não se verifica. Estes resultados observados eram já de uma forma expectáveis, devido a que Lupini *et al.* (1981) ter utilizado a caixa de corte de Bishop, enquanto nestes ensaios utilizou-se a caixa de Bromhead;
- Através das correlações de Lupini *et al.* (1981), que relaciona a tensão normal, o atrito residual, a fração argilosa e o índice de plasticidade, é verificado que se situam entre os dois tipos de misturas, sendo que mais perto da argilas de Londres;

- Verifica-se é uma redução no ângulo de atrito residual do ensaio de solo-aço em comparação com o ensaio de solo betão.

## **6.2 Trabalhos Futuros**

Por fim este trabalho de avaliação da resistência residual é bastante extenso e do qual existe bastante informação, apesar que em relação ao estudo dos ensaios de resistência ao corte com interface em argilas não existe muita informação, devido a que tem sido realizado mais com areias. Assim desta forma sugerem-se alguns trabalhos a serem realizados posteriormente, de modo a complementar este trabalho. Podendo assim sugerir alguns trabalhos futuros:

- Análise de estabilidade do ravinamento situado na área onde se efetuou a recolha da amostra;
- Efetuar com este solo, ensaios de caixa de corte direto com diferentes tipos de rugosidade e de material da interface;
- Análise do comportamento sobreconsolidado das amostras para diferentes tipos de níveis de tensão de sobreconsolidação.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E.; Pinyol, N. M. (2007). “Parámetros de diseño, métodos de cálculo y sollicitaciones”. Jornadas Técnicas de Estabilidad de Laderas en Embalses. Zaragoza, pp.45-117.
- Atkinson, J. (2007) “The Mechanics of soils and foundations”. Second Edition. Taylor & Francis, New York.
- Bishop, A. W.; Green, G. E.; Garga, V. K.; Andresen, A.; Brown, J. D. (1971). "A New Ring Shear Apparatus And Its Application to the Measurement of Residual Strength". Géotechnique, Vol. 21, No 4, pp. 273-328.
- Bromhead, E. N. (1979). “A simple ring shear apparatus”. Ground Engineering, Vol. 12, No. 4, pp. 40-44.
- Bromhead, E. N. (1999). “The stability of slopes”. London, Spon Press. Second edition.
- BSI (1975). “Methods of test for soils for civil engineering purposes”. BS 1377:1975, British Standart Institutions, London, England.
- Caldeira, M. J. B. (2012). “Caracterização Mecânica dos Pelitos do Areeiro”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Chandler, R. J.; Hardie, T. N. (1989). “Thin-sample technique of residual strength measurement”. Géotechnique, Vol.39, pp.527-531.
- Chandler, R. J.; Pachakis, M.; Mercer, J.; Wright, J. (1973). “Four long term failures of embankments founded o landslips”. Q. J. Eng. Geol. London, Vol.6, pp.405-422.
- FFP@ (2003). <http://www.ffp.pt/mapa/img/distritos/coimbra.png/>. Federação Folclore Português (página internet oficial), Vila Nova de Gaia.
- GG@ (2016). [http://geogarb.no.sapo.pt/reg\\_estrut.jpg](http://geogarb.no.sapo.pt/reg_estrut.jpg). GeoGarb, (página internet não-oficial), Portugal.
- Head, K. H. (1994). “Manual of Soil Laboratory Testing”, Vol. 2: Permeability, Shear strength and Compressibility Tests. Halsted Press, New York.
- IPMA (2014). “Boletim Climatológico Mensal – Portugal Continental”. Instituto Português do Mar e da Atmosfera acedido em Janeiro de 2016

- 
- Kanji, M. A. (1974). "The relationship between drained friction angles and atterberg limits of natural soils". *Geotechnique*, Vol.24, No.3, pp.671-674.
- Kanji, M. A. (1998). "Determinação de FI residual de Solos Argilosos por Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface Lisa". 11o. Cong. Brasileiro de Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica. Vol.2, pp.713-719.
- La Gatta, D. P. (1970). "Residual strength of clays and clay-shales by rotation shear tests". *Harvard Soil Mechanics Series*, No.86, Cambridge.
- Lemos, L.J.L (2010). Capítulo 7: Resistência ao Corte dos Solos. *Apontamentos de Mecânica dos Solos II*.
- Lemos, L.J.L., Vaughan, P.R. (2000). "Clay-interface shear resistance"; *Geotechnique* 50; No.1, pp. 55-64.
- LNEC (1965). "Solos, Determinação da Densidade das Partículas". Especificação LNEC NP-83, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEC (1966). "Solos – Análise granulométrica". E 196-1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- LNEC (1966). "Solos, Preparação por Via Seca de Amostras para Ensaio de Identificação". Especificação LNEC E-195, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.
- LNEG@ (2016). <http://www.lneg.pt/download/2769/cgp500k.pdf>. Laboratório Nacional de Energia e Geologia, Amadora.
- Lupini, J. F., Skinner, A. E., Vaughan, P. R. (1981). "The drained residual strength of cohesive soils". *Geotechnique*, Vol. 31, No.2, pp. 181-213.
- Matos Fernandes, M. (2006). "Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais". Volume I. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Middelmann, M. H. (2007) "Natural Hazards in Australia – Identifying risk analysis requirements". *Geoscience Australia*, Canberra.
- Mitchell, J. K. (1992). "Fundamentals of soil behavior". Second Edition, Jhon Wiley & Sons. Berkeley, California.
- Nakamori, K.; Yang, P.; Sokobiki, H. (1996). "Strength characteristics of undisturbed landslide clays in tertiary mudstone". *Soils and Foundations*, Vol.36, pp.75-83.
- Olson, R. E. (1989) "Direct shear testing". Advanced Geotechnical Laboratory, Dep. of Constr. Eng. Chaoyang University of Technology.
-

- Paulo, S. F. V. (2013). “Comportamento Interfacial de Solos”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Pinto, M. (1987). “Alguns Factores que Influenciam a Resistência Residual de Solos”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Skempton, A. W. (1964). “Long-term stability of clay slopes”. *Géotechnique*, Vol.14, pp. 77-102.
- Skempton, A. W. (1970). “First-time slides in over-consolidated clays”. *Géotechnique*, Vol.20, No.3, pp.320-324.
- Skempton, A. W. (1985). “Residual strength of clays in landslides, folded strata and laboratory”. *Géotechnique*, Vol. 35, No. 1, pp. 3-18.
- Soares, A. F., Marques, Júlio F. e Sequeira, António J. D. (2007) “Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50 000”. Notícia explicativa da folha 19-D (Coimbra - Lousã), Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Stark, T. D.; Eid, H. T. (1992). “Comparison of field and laboratory residual strengths”. *Stability and Performance of Slopes and Embrakments – II*, ASCE Geotech. Vol.1, No.31, pp.876-889.
- Vasconcelos, M. F. (1992). “A resistência residual dos solos determinada através do ensaio de cisalhamento por torção”. Tese de mestrado, Univ. Federal do Rio de Janeiro/UFRJ.
- Wikipédia@ (2016).  
<https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/96/LocalDistritoCoimbra.svg>.  
Wikipédia (página internet oficial).
- Ferreira, M. Q.; Antunes, A. C.; Henriques, J. P. (2014). “Estudo de Instabilização de Taludes Naturais. Vila Nova de Ceira – Sacões”. Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes – IPN-labgeo, Coimbra.

## ANEXO A

## Calibração da caixa de corte anelar rotativa

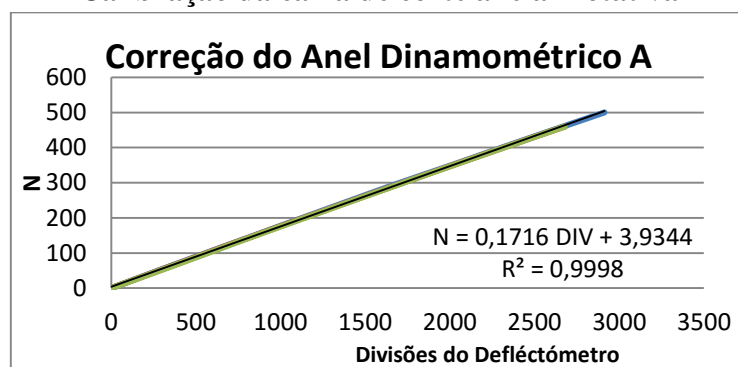


Figura A.1 – Curva de calibração do anel dinamométrico A.

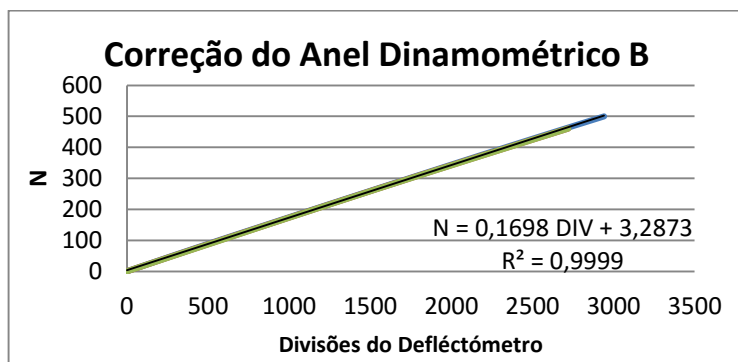


Figura A.2 – Curva de calibração do anel dinamométrico B.

## Calibração da Caixa de Corte Direto

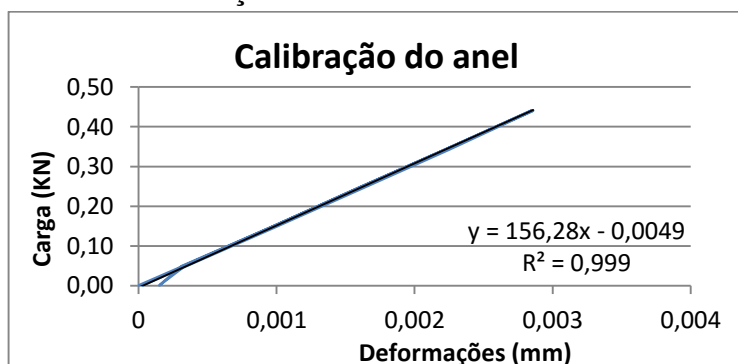


Figura A.3 – Curva de calibração do anel da caixa de corte direto.