

UNIVERSIDADE DE COIMBRA
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
Departamento de Ciências da Terra



**Estudo dos xistos alterados em dois taludes da Série
Negra na zona de Coimbra**

Ricardo Miguel Martins Perdigão

**Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Geológica e Minas**

Orientadores científicos

Prof. Doutor Pedro Gomes Cabral Santarém Andrade, Faculdade Ciências e
Tecnologia da Universidade de Coimbra

Prof. Doutor Mário Quinta Ferreira, Faculdade Ciências e Tecnologia da
Universidade de Coimbra

Setembro, 2014

Resumo

Para o trabalho desenvolvido na presente dissertação escolheram-se dois taludes próximos de Coimbra, na EN17, tendo como objetivo caracterizar o material rochoso alterado e fazer a sua comparação, os taludes são constituídos, principalmente, por xistos de composição semelhante, mas com tempos de exposição à alteração muito diferentes. O trabalho contempla pesquisa bibliográfica estudos de campo, ensaios de laboratório e caracterização geotécnica.

A investigação desenvolvida foi centrada em duas componentes: as rochas e os solos que resultam da alteração dos maciços rochosos. Foram preparadas duas dissertações em simultâneo, sendo a presente mais centrada no estudo dos solos, tendo também sido efetuada a aplicação das classificações geomecânicas, procurando caracterizar e comparar os dois taludes, enquanto a dissertação de Alves (2014) procurou estudar os xistos são a pouco alterados.

Os ensaios realizados foram: a análise granulométrica, recorrendo também ao granulómetro laser, de modo a estabelecer a curva granulométrica e proceder às classificações de solos; os limites de Atterberg para observar o comportamento dos materiais relativamente à presença de água; o equivalente de areia exprimindo a quantidade e a qualidade de elementos finos plásticos existentes; o azul de metileno para verificar a existência de materiais argilosos e estimar a superfície específica, sendo também necessário para a classificação francesa; o ensaio de compactação Proctor, em que se determina o teor de água ótimo; o ensaio de expansibilidade aplicado a solos; técnica de difração de raio x para se ter conhecimento dos minerais da amostra total e os argilosos e por fim o Lambe para determinar a expansibilidade confinada.

As diferenças são visíveis na utilização das classificações geomecânicas, onde o valor de RMR, GSI e SMR é superior para o Talude 1 relativamente ao Talude 2. Com base nos ensaios e classificações adotadas pode-se concluir que os solos de alteração dos dois taludes são grosseiros e apresentam uma composição mineralógica semelhante.

Palavras-chave: xistos negros, solos de alteração, classificações de solos, classificações geomecânica, taludes

Abstract

The work developed on the present dissertation concern two slopes near Coimbra, with the objective to categorize the material and compare it as they possess schist with similar attributes but different exposure to alteration. Beyond bibliographic research, the work comprises field work and laboratory tests.

The research developed was centered in two components: the rocks and the alteration soils. Two dissertations were prepared simultaneously, this one is more centered on the soil component and also in the realization of the geomechanic classifications, to categorize and compare the two slopes.

The tests performed were: grain size analysis, and particle size determination with the laser analyzer, to defining grain size curve and to classify the soils; the Atterberg test to obtain the consistency of the materials; the sand equivalent expressing the quantity and quality of the fine plastics particles; the methylene blue test to verify the existence of clay minerals and to estimate the specified surface, also necessary for the French classification; the Proctor test, which compute the void index and the water content; expansibility test to measure the clay materials expansibility caused by the absorvation of water; X-ray diffraction technique to determine the minerals of the total sample and of the clay fraction. To conclude the Lambe to determine it's confined expansibility.

Based on the tests results and on the materials classifications it can be concluded that the soils of the two slopes are coarse grained and have similar mineralogy. The difference is noticed on the geomechanic classification. The RMR, SMR and GSI values are higher in slope 1 relatively to slope 2.

Keywords: soil classifications, geomechanical classifications, black schist, soil testing, slopes

Agradecimentos

Neste espaço o autor gostaria de expressar os seus sinceros agradecimentos e reconhecer contributos de pessoas ou entidades que se demonstraram imprescindíveis à realização deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Ciências da Terra, da Universidade de Coimbra, especialmente aos orientadores desta dissertação, Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e Professor Doutor Pedro Gomes Cabral Santarém Andrade, pela disponibilidade, aconselhamento, sugestões apresentadas e tempo dispensado para a realização deste trabalho.

Ao Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes, mais propriamente aos seus colaboradores, pelo auxílio prestado quando necessário para que fosse possível a realização de determinados ensaios.

Ao Sr. Carlos Maia do laboratório de difração de raio X do Departamento de Ciências da Terra, pela disponibilidade.

Aos meus colegas e amigos de curso pela amizade e companheirismo vivido ao longo destes anos, nomeadamente, Alexandre Alves, Bernardo Santos, Eduardo Costa, João Alves, João Henriques, Nelson Oliveira e Rafael Faim.

Aos meus amigos de longa data, pela amizade e preocupação, vividos ao longo destes anos, principalmente ao João Elvas e Juliana Campar Pego pelo apoio constante neste trabalho.

À Tânia Cardoso, minha namorada, pelo apoio, paciência e motivação demonstrada ao longo dos anos.

Por fim e mais importante, um agradecimento especial à minha família mais próxima, Mãe, Pai, Avó e Tia, sem a ajuda deles nada seria possível ao longo deste anos.

Índice

Resumo.....	I
Palavras-chave.....	I
Abstract.....	III
Keywords.....	III
Agradecimentos.....	V
Índice.....	VII
Índice de tabelas.....	XI
Índice de figuras.....	XIII
Abreviaturas.....	XV
Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1 Metodologia e objetivos.....	1
Capítulo 2 - Caracterização Física e Mecânica.....	3
2.1 Análise granulométrica.....	3
2.2 Limites de Atterberg – (LL, LP e LR).....	4
2.3 Equivalente de areia.....	5
2.4 Azul de metileno.....	6
2.5 Ensaio de compactação Proctor.....	8
2.6 Ensaio de expansibilidade.....	9
2.7 Identificação de minerais através da difração por raio X.....	10
Capítulo 3 – Classificações de solos e de rochas.....	13
3.1 Classificação de solos.....	13
3.1.1 Classificação granulométrica de solos.....	13
3.1.2 Classificação unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993).....	14
3.1.3 Classificação AASHTO – Fins Rodoviários (LNEC E 240 – 1970).....	14
3.1.4 Classificação Francesa (NF P 11 – 300 – 1992).....	15

3.1.5 Classificação ISO_14688-1_2002(E) - investigação geotécnica e ensaios (identificação e classificação de solos).....	16
3.1.6 ISO_14688-2_2004(E) – investigação geotécnica e ensaios – princípios para a classificação.....	17
3.2 Classificações Geomecânicas	19
3.2.1 Classificação Rock Mass Rating (RMR)	19
3.2.2 Basic Geotechnical Description (BGD)	22
3.2.3 Classificação Slope Mass Rating (SMR).....	25
3.2.4 Classificação ISO_14689-1_2004(E) – Investigação geotécnica e ensaios – identificação e classificação da rocha (parte 1: identificação e descrição).....	27
3.2.5 Geological Strength Index (GSI)	29
Capitulo 4 - Enquadramento geográfico e geológico	31
4.1 Enquadramento geográfico.....	31
4.2 Enquadramento geológico regional.....	36
4.3 Enquadramento geológico local.....	37
Capitulo 5 - Ensaio de caracterização	41
5.1 Análise granulométrica	41
5.2 Limites de Atterberg – LL+LP+LR.....	45
5.3 Identificação de minerais através da técnica de difração de Raios X	51
5.4 Identificação de minerais argilosos através da técnica de difração Raios X.....	52
5.5 Equivalente de areia	55
5.6 Azul de metileno	56
5.7 Expansão linear	57
5.8 Ensaio Lambe (Expansão confinada)	61
5.9 Ensaio de compactação do tipo Proctor.....	61
Capitulo 6 – Apresentação de resultados das Classificação de solos e rochas	65
6.1 Classificações de solos.....	65
6.1.1 Classificação granulométrica de solos	65
6.1.2 Classificação unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993).....	66

6.1.3	Classificação AASHTO – Fins Rodoviários (LNEC E 240 – 1970)	67
6.1.4	Classificação Francesa (NF P 11 – 300 – 1992)	67
6.2	Classificações de maciços	69
6.2.1	Basic Geotechnical Description (BGD)	69
6.2.2	Classificação RMR (ROCK MASS RATING)	70
6.2.3	Classificação SMR (SLOPE MASS RATING)	75
6.2.4	Geological Strength Index (GSI)	78
	Capítulo 7 - Considerações finais	79
	Bibliografia	85
	Anexos	88

Índice de tabelas

Tabela 3.1 - Determinação dos parâmetros para o índice de grupo	15
Tabela 3.2 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989) - RMR.....	20
Tabela 3.3 - Condições das descontinuidades da classificação RMR de Bieniawski (1989).	21
Tabela 3.4 - Parâmetro 6 relativo à orientação das descontinuidades.....	21
Tabela 3.5 - Classes dos maciços - RMR (1989).....	22
Tabela 3.6 - Graus de alteração de maciços rochosos (Lima & Menezes, 2008).....	23
Tabela 3.7 – Graus de fracturação de maciços rochosos (Lima & Menezes, 2008).....	24
Tabela 3.8 - Espessura das camadas (Lima & Menezes, 2008)	24
Tabela 3.9 - Resistência à compressão uniaxial (Lima & Menezes, 2008)	25
Tabela 3.10 - Ângulo de atrito das fraturas (Lima & Menezes, 2008)	25
Tabela 3.11 – Classificação das situações de instabilidade de acordo com os valores do SMR e definição de métodos de sustimento.....	27
Tabela 3.12 – Estimativa do GSI	30
Tabela 5.1 – Constituintes em termos percentuais dos solos dos Taludes 1 e 2, valores definidos a partir das análises granulométricas.	43
Tabela 5.2 – Resultados das análises granulométricas de filádios extremamente alterados (Andrade, 2004).	44
Tabela 5.3 - Classificação da plasticidade dos solos com base no LL, de acordo com BS-5930 (1981).....	47
Tabela 5.4 – Valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade.	48
Tabela 5.5 – Resultados dos limites de consistência e do Índice de Plasticidade.....	48
Tabela 5.6 – Classificação da plasticidade dos solos com base no Índice de Plasticidade, de acordo com a IAEG (1979).....	49
Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios de equivalente de areia	55
Tabela 5.8 - Resultados do ensaio de azul de metileno.....	56
Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios para o azul de metileno.	57
Tabela 5.10 - Médias de valores de expansibilidade final.....	59

Tabela 5.11 - Classificação proposta por Snethen (1980).	59
Tabela 5.12 – Resultados dos valores de expansibilidade final (Andrade, 2004).....	60
Tabela 6.1 – Excerto da Classificação unificada.....	66
Tabela 6.2 – Resultados utilizados para a classificação francesa	68
Tabela 6.3 – Valores relativos ao Point Load Test e Resistência à compressão uniaxial	71
Tabela 6.4 - Determinação do RQD	72
Tabela 6.5 - Características das descontinuidades dos Taludes 1 e 2.	73
Tabela 6.6 - Famílias de descontinuidades e respectivas orientações para os dois taludes...	74
Tabela 6.7 - Valores finais de RMR para os dois taludes	74
Tabela 6.8 – Classificação SMR.....	75
Tabela 6.9 – Classificação SMR, classes de estabilidade	77
Tabela 6.10 – Cálculo do GSI.....	78

Índice de figuras

Figura 4.1 - Imagem satélite da zona em estudo (Google Earth, 2014)	31
Figura 4.2 – Talude 1 – Zona A, localizado entre a EN17 e acesso da A13	32
Figura 4.3 – Talude 1 – Zona B, localizado entre a EN17 e acesso da A13	33
Figura 4.4 – Talude 2 – troço 2.1, localizado na EN17 próximo do Cabouco.....	34
Figura 4.5 - Talude 2 – troço 2.2, localizado na EN17 próximo do Cabouco.....	34
Figura 4.6 - Talude 2 – troço 2.3, localizado na EN17 próximo do Cabouco.....	35
Figura 4.7 - Localização dos taludes (Talude 1 e Talude 2) na Carta geológica de Portugal, folha 19 - D Coimbra – Lousã (Soares et al., 2007).....	37
Figura 4.8 – Esquema da organização das unidades líticas (F. Soares & F. Marques (in Almeida et al., 1990))	38
Figura 5.1 – Curva granulométrica do material ensaiado do Talude 1.....	42
Figura 5.2 - Curva granulométrica do material ensaiado do Talude 2.....	42
Figura 5.3 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 1 do Talude 1 (1.1).	45
Figura 5.4 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 2 do Talude 1 (1.2).	45
Figura 5.5 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 1 do Talude 2 (2.1).	46
Figura 5.6 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 2 do Talude 2 (2.2).	46
Figura 5.7 - Carta de plasticidade.....	50
Figura 5.8 - Gráfico da amostra total para o material rochoso do Talude 1.....	51
Figura 5.9 - Gráfico da amostra total para o material rochoso do Talude 2.....	52
Figura 5.10 – Difractograma dos minerais argilosos do Talude 1.	53
Figura 5.11 - Difractograma dos minerais argilosos do Talude 2.....	53
Figura 5.12 – Análise semi-quantitativa para a amostra do Talude 1.....	54
Figura 5.13 – Análise semi-quantitativa para o material do Talude 2.....	54
Figura 5.14 – Gráfico relativo ao VBS.	56
Figura 5.15 - Gráfico de expansibilidade para os solos do Talude 1.....	58
Figura 5.16 - Grafico de expansibilidade para os solos do Talude 2.....	58
Figura 5.17 – Resultado do ensaio Proctor para o solo do Talude 1.....	61

Figura 5.18 - Gráfico do Proctor para o Talude 2.....	62
Figura 5.19 – Gráfico da representação das curvas de compactação Proctor para os solos dos Taludes 1 e 2.....	63
Figura 6.1 – Determinação da classe correspondente aos solos.....	68

Abreviaturas

A10 – Autoestrada 10

A13 – Autoestrada 13

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

B – massa de azul de metileno

BGD – Basic Geotechnical Description

C_c – Coeficiente de curvatura

C_C – Índice de compressibilidade

C_u – Coeficiente de uniformidade

C_U – Resistência não drenada

D_e – Diâmetro equivalente

EA – Equivalente de areia

EAV – Equivalente de areia visual

EN17 – Estrada Nacional 17

GSI – Geological Senght Index

I_c – Índice de consistência

I_D – Índice de densidade

IG – índice de grupo

I_L – Índice de liquidez

IP – Índice de plasticidade

ISRM – International Society for Rock Mechanics

LABSED – Laboratório de sedimentologia

LCPC / SETRA – Laboratoire Central des Pontes e Chasses – services d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements

LL / WL – Limite de liquidez

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LP / WP – Limite de plasticidade

NF – Norma Francesa

NP – Norma Portuguesa

RMR – Rock Mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

Rpm – rotações por minuto

SMR – Slope Mass Rating

V – volume

VBS – valor de solução de azul de metileno consumido

W – teor em água

Capítulo 1 - Introdução

1.1 Metodologia e objetivos

A presente dissertação insere-se no mestrado em Engenharia Geológica e de Minas e tem como objetivo caracterizar e comparar xistos negros extremamente alterados de dois taludes localizados na estrada da Beira (EN17) entre Coimbra e Lousã.

A investigação dos materiais presentes nos taludes apresenta duas componentes: as rochas e os solos de alteração. Foram preparadas duas dissertações, sendo a presente relacionada com o estudo dos solos, sendo a parte das rochas elaborada por Alves (2014).

Os parâmetros para a estimativa das classificações BGD e RMR, foram recolhidos, em simultâneo pelo autor deste trabalho e Alves (2014), e aplicados para as diferentes áreas de estudo.

A caracterização dos materiais geológicos e a avaliação da estabilidade de taludes é de extrema importância para definir medidas de segurança na conceção do talude e prever ou eliminar situações de roturas.

Esta análise requer um conhecimento quer geológico, quer geomecânico dos materiais do talude, um conhecimento dos possíveis mecanismos de rotura e dos fatores que possam desencadear instabilidade. Assim, procedeu-se às investigações *in situ*, as quais permitem efetuar um reconhecimento geológico prévio e ter em conta os fatores que influenciam a estabilidade de taludes, como a altura, a inclinação do talude ou, por outro lado, fatores que são intrínsecos aos materiais dos taludes tais como os planos e zonas mais frágeis, presença de água e também o comportamento mecânico do terreno.

Estes fatores podem implicar movimentação do talude, o que pode ser bastante perigoso e provocar modificações morfológicas, hidrológicas, pedológicas e prejuízos às populações. Dentro dos movimentos de taludes considerados mais devastadores, nos últimos 50 anos, destacam-se os deslizamentos rochosos, bem como as escoadas de detritos e lamas.

No decorrer do trabalho de campo efetuou-se um levantamento geológico-estrutural e procurou-se o entendimento dos principais problemas geotécnicos dos dois taludes, designadamente em relação às possíveis situações de instabilidade. Recolheram-se

amostras para a realização de ensaios e a partir dos resultados destes, utilizaram-se classificações necessárias para a caracterização e comparação dos taludes em estudo.

Foram realizados diversos ensaios para os solos tais como:

- Análise granulométrica;
- Limites de Atterberg;
- Equivalente de areia;
- Azul de metileno;
- Ensaio de compactação Proctor;
- Ensaio de expansibilidade;
- Identificação de minerais por difração de raio X.

Também se utilizaram classificações para solos:

- Classificação granulométrica de solos;
- Classificação Unificada;
- Classificação American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) – fins rodoviários;
- Classificação Francesa;

E ainda as classificações de caracterização dos maciços rochosos:

- Classificação Rock Mass Rating (RMR);
- Classificação Basic Geotechnical Description (BGD);
- Classificação Slope Mass Rating (SMR);
- Geological Strength Index (GSI).

O presente trabalho foi dividido em duas partes, a primeira essencialmente teórica e uma segunda parte de aplicação prática. Consideram-se sete capítulos divididos pelas duas partes, correspondendo o primeiro à introdução, o segundo descreve os procedimentos dos diferentes ensaios e o terceiro capítulo, a finalizar a primeira parte, corresponde a uma introdução às classificações e encontra-se dividido em dois subcapítulos, um relativo às classificações para solos e outro para as classificações de caracterização de maciços rochosos. A segunda parte inicia-se com o enquadramento geográfico, a geologia regional e a geologia local. No quinto capítulo são expostos os resultados dos vários ensaios de caracterização realizados. O sexto capítulo está relacionado com a classificação dos solos e dos maciços rochosos, de acordo com os resultados dos ensaios e dos levantamentos efetuados. O capítulo sete diz respeito às considerações finais e engloba a discussão de resultados e a conclusão.

Capítulo 2 - Caracterização Física e Mecânica

2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi efetuada de acordo com a norma LNEC E 196 – 1966.

As análises granulométricas têm como princípio determinar as dimensões das partículas que fazem parte da amostra representativa do solo, efetuando-se o tratamento estatístico dos resultados.

Neste processo, as partículas com dimensão superior a 0,425 mm passam por um processo de peneiração. Neste, o material da amostra passa por uma série de peneiros, começando nos de malha mais larga, e recorrendo-se progressivamente a peneiros de malha mais apertada. Para o material de granulometria mais fina pode recorrer-se ao processo de sedimentação ou utilizar-se o granulómetro laser, no presente trabalho para o material com dimensões inferiores a 0,425 mm recorreu-se a este último.

No processo de sedimentação efetua-se uma suspensão de solo com água destilada. Contudo, é importante verificar no início do processo se as partículas que constituem o solo se apresentam devidamente separadas.

No entanto, no presente trabalho recorreu-se ao granulómetro laser no que diz respeito ao material com dimensões inferiores a 0,425 mm.

Nos procedimentos com o granulómetro laser, o material pode ser ensaiado em pó ou em solução, podendo realizarem-se várias leituras até os resultados coincidirem. Após o corte no peneiro de dimensão de 0,425 mm, procede-se à secagem da fração superior e aproveita-se o material que passa para posterior análise no granulómetro. Através deste procedimento é possível, assim, a definição de uma curva granulométrica contínua. A partir desta, obtém-se informações importantes com a definição de diâmetro efetivo, D_{10} , bem como do coeficiente de uniformidade, C_u (expressão 1). Esta permite ter uma noção da variedade das dimensões das partículas de solo. Através do coeficiente de curvatura, C_c , (expressão 2) é possível verificar a evolução ou configuração da curva granulométrica (Trichês & Trives, 2010; Fernandes, 1994; Antunes, 2012).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$C_c = \frac{(D_{20})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad (2)$$

O diâmetro efetivo, D_{10} , é definido através da abertura do peneiro para o qual se verifica a passagem de 10% de material. Assim, D_{30} diz respeito à abertura do peneiro que permite a passagem de 30% de material, enquanto D_{60} corresponde à abertura do peneiro que possibilita a passagem de 60% do material considerado.

2.2 Limites de Atterberg – (LL, LP e LR)

Os limites de Atterberg caracterizam as mudanças relativas aos estados de consistência. Desta forma, define-se a maior ou menor vulnerabilidade do solo em relação à presença de água. Este processo é de extrema importância pois os solos finos têm um comportamento condicionado devido à presença da água, dado que esta influencia de modo determinante as suas propriedades.

Os diferentes comportamentos de um dado solo são influenciados pelos três valores do teor em água, ou seja, o limite de liquidez, o limite de plasticidade e o limite de retração.

O limite de liquidez (W_L) corresponde ao teor em água relativo à transição entre o estado líquido e o estado plástico do solo. O limite de plasticidade (W_P) diz respeito ao teor em água relativo à passagem entre o estado plástico e o semissólido do solo (Fernandes, 1994; Das, 2007).

Os ensaios do limite de liquidez realizaram-se com recurso à concha de Casagrande. O processo inicia-se com a junção de água destilada a uma porção de solo, utilizando-se uma espátula para homogeneizar a mistura. Posteriormente, transfere-se o material para a concha e efetua-se o corte com o riscador para dividir a mistura em duas partes iguais. De seguida, inicia-se o processo mecânico da concha. Esta sofre a ação de

pancadas, o que leva ao fecho da linha de corte. Regista-se o número de pancadas necessário para unir 1 cm da linha de corte. O limite de liquidez é o teor em água correspondente a 25 pancadas, sendo determinado graficamente.

Assim, após se obterem os resultados dos ensaios do limite de liquidez e de plasticidade, pode determinar-se o índice de plasticidade (IP), como se verifica pela expressão 3.

$$IP = WL - WP \quad (3)$$

De salientar que, a realização deste ensaio só é viável quando o solo possui uma percentagem de partículas de dimensão <0,05 mm superior a 30%.

A norma que se adotou no presente trabalho foi a NP 143-1969.

2.3 Equivalente de areia

Para este ensaio seguiu-se a norma portuguesa LNEC E 199-1967.

O equivalente de areia, exprime a quantidade e a qualidade de elementos finos existentes num solo. Este parâmetro pretende identificar a presença de material argiloso num dado solo. O valor do equivalente de areia obtém-se através da relação entre a altura da coluna de material arenoso e a altura da coluna de material arenoso mais silte e argila floculada.

Assim, os solos plásticos apresentam um valor de equivalente de areia inferior a 20%, enquanto os não plásticos possuem um valor superior a 30% (Branco, 2010).

Em cada ensaio realizado, determinam-se dois valores para o equivalente de areia, o valor visual (EAV) (expressão 4) e o valor do equivalente de areia (EA) (expressão 5).

$$EAV = \frac{h'_2}{h_1} \times 100 \quad (4)$$

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (5)$$

Assim, h_1 corresponde à altura do nível superior do floculado em relação ao fundo da proveta, h_2 diz respeito à altura do sedimento determinada com o auxílio do pistão e h'_2 representa a altura do sedimento lida diretamente.

Para apresentação dos resultados, o equivalente de areia e o equivalente de areia visual da amostra correspondem às médias aritméticas dos valores determinados sobre dois provetes.

2.4 Azul de metileno

Para a realização deste ensaio seguiu-se a norma francesa NF P 94 – 068 – 1993.

Na realização deste ensaio, preparam-se três provetes com as massas aproximadamente iguais. Contudo, os três provetes têm diferentes propósitos. Um deles é submetido ao ensaio, outro é utilizado para determinar o teor em água e o último fica como reserva caso seja necessário executar novamente o ensaio.

Nos provetes que são submetidos ao ensaio pretende verificar a existência de materiais argilosos e estimar a superfície específica. “Consiste na permuta iônica entre os catiões existentes na superfície das partículas e os catiões resultantes da dissociação da molécula de azul de metileno em solução aquosa” (Antunes, 2012). Como resultado tem-se uma camada de azul de metileno em redor das partículas. Assim, adiciona-se a solução de azul de metileno até à cobertura total da superfície das partículas. Com o excesso de azul de metileno, o ensaio fica concluído recorrendo-se à sua verificação através do método da mancha (Branco, 1996).

Podemos verificar a existência de azul de metileno em excesso se ao colocar uma gota da preparação em papel de filtro se verificar a presença de uma auréola azul clara em redor da mancha. A adição desta solução é efetuada com porções de 10 ml e com o provete em constante agitação. Em cada adição verifica-se o surgimento da auréola, neste caso, é interrompida a adição de azul de metileno, recorrendo-se durante a 5 minutos ao método da

mancha para verificar a presença da auréola. Se esta desaparecer, adiciona-se novamente azul de metileno com porções de 5 ml.

O ensaio é considerado como concluído quando a auréola se mantiver durante 5 minutos sem que seja necessário adicionar mais quantidade de solução.

É necessário determinar a quantidade de solução de azul de metileno que foi adicionada tal como a massa inicial do provete e o respetivo teor em água.

Para determinar este último fator utiliza-se a expressão 6.

$$W = \frac{m_2 - m_3}{m_3} \times 100 \quad (6)$$

W representa o teor em água, m_2 corresponde à massa húmida do provete e m_3 constitui a massa seca do provete. Para determinar esta última recorre-se à expressão 7.

$$m_0 = \frac{m_1}{1 + W} \quad (7)$$

Em que m_0 corresponde à massa seca do provete que se pretende ensaiar, m_1 corresponde à massa húmida do mesmo e w é o teor em água definido através da expressão 6.

Por fim, para proceder à determinação da massa de azul de metileno utiliza-se a expressão 8.

$$B = V \times 0,01 \quad (8)$$

Na qual V diz respeito ao volume de solução de azul de metileno (ml ou cm^3).

Para determinar o valor da solução de azul de metileno consumida (VBS) recorre-se à expressão 9.

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times 100 \quad (9)$$

No caso de existirem materiais cujo diâmetro máximo é superior a 5 mm aplica-se a expressão 10.

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times C \times 100 \quad (10)$$

C representa a proporção da fração 0/5 mm na fração 0/50 mm do solo seco.

2.5 Ensaio de compactação Proctor

Neste ensaio pretende-se determinar as condições de compactação dos solos.

Procede-se à aplicação de energia mecânica no solo para reagrupar as partículas, como forma de diminuir o índice de vazios e, por conseguinte, melhorar as características dos solos, atenuando a compressibilidade e os assentamentos.

Para as condições relativas à compactação, há que ter em atenção aos valores do teor em água ótimo e o peso específico seco do solo. Para a determinação destes parâmetros deve definir-se a curva de compactação do solo (Fernandes, 1994; Triches&Trives, 2010; Branco, 2010).

Através desta, estima-se o valor máximo do peso específico que corresponde ao teor em água ótimo. Todo este ensaio tem como base parâmetros descritos na norma LNEC E 197 – 1966.

Este ensaio pode ter as seguintes variantes:

- Compactação leve em molde pequeno;
- Compactação leve em molde grande;
- Compactação pesada em molde pequeno;

- Compactação pesada em molde grande.

Assim, os moldes pequenos são utilizados maioritariamente quando os solos são pouco grosseiros e tem uma percentagem de material retido no peneiro 4,75 mm inferior a 20%, enquanto os moldes grandes são aplicados quando os solos são mais grosseiros e o material retido no peneiro com malha de 19 mm de abertura tem valores superiores a 20%.

2.6 Ensaio de expansibilidade

A expansibilidade dos solos diz respeito à variação de volume provocada pela absorção de água pelo material argiloso. Esta alteração pode originar problemas de comportamento dos solos em obras de engenharia, dependendo do tipo e da quantidade de material argiloso, da capacidade de troca de catiões, do peso específico, do teor de humidade, da estrutura do solo e da matéria orgânica existente (Andrade, 2004).

Verificam-se dois tipos de expansibilidade nos solos argilosos, a intercrystalina e intracrystalina. A primeira pode verificar-se em qualquer tipo de solo argiloso e quando ocorre é reversível. A expansibilidade intracrystalina é registada nos minerais argilosos que apresentam superfícies específicas elevadas.

Snethen (1980) verificou a existência de uma relação entre a expansibilidade potencial e o índice de plasticidade em que os solos com um índice de plasticidade superior a 35% apresentam um elevado potencial de expansibilidade, aqueles que apresentam um IP entre 22% e 48% tem um alto potencial de expansibilidade, os que tem um IP entre 12% e 32% apresentam um potencial de expansibilidade médio e aqueles que têm valores percentuais de IP inferior a 18%, apresentam um baixo potencial de expansibilidade.

Os ensaios de expansibilidade realizados neste trabalho têm como base a norma E – 200 do LNEC (1967) obtendo-se o valor de expansibilidade final dos solos através da expressão 11.

$$Expansibilidade = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 = \frac{l_1 - l_0}{15} \times 100 \quad (11)$$

Sendo Δh a diferença entre l_1 e l_0 e ainda o valor de h_0 que representa a altura inicial do provete, sendo indicada pela norma adotada como de 15 mm.

Em que l_1 representa a altura final do defletómetro e l_0 representa a altura inicial do defletómetro.

2.7 Identificação de minerais através da difração por raio X

Um dos métodos utilizados para identificar os minerais argilosos é a difração dos raios x. É um método de extrema importância que permite obter informação mais detalhada desses minerais, tal como a sua origem.

É um método rápido, não destrutivo e que abarca tratamentos diferenciados. Este apenas não pode ser utilizado em minerais cristalinos. Esta técnica origina diferentes diagramas para cada mineral argiloso que é identificado através da determinação do espaçamento basal ou da espessura da camada estrutural básica.

“A partir dos valores de maior intensidade de radiação difratada registam-se os valores dos graus de incidência correspondentes. Efetua-se a conversão desses valores através de tabelas de modo a: identificar os minerais existentes na amostra” (Andrade, 2004).

A realização deste ensaio foi efetuada num difractor de raios X Phillips PW3710 Based com ânodo de Cobre. A partir dos valores máximos de difração, é determinada a distância entre os planos cristalinos, definindo os minerais argilosos presentes.

Assim, para realizar esta técnica foi necessária a obtenção de laminas sedimentadas, pelo que se efetuaram os seguintes passos, segundo o protocolo interno do LABSED:

- 1) Todo o material deve ser lavado com água desionizada antes do seu manuseio como forma de prevenir contaminações;
- 2) Proceder-se à preparação de uma lâmina sedimentada com o material;
- 3) Submete-se uma porção, previamente peneirada a 4 mm, ao desagregamento. Este material, em suspensão, é submetido a uma peneiração húmida de modo a passar no crivo de 0,063 mm;
- 4) Retém-se o material num copo de 2 litros, colocando-se posteriormente num agitador durante 1 hora;

- 5) Repousa-se o material 30 minutos, para ocorrer suspensão no líquido, em água desionizada. Contudo, tal pode não ocorrer. Se essa suspensão se verificar, agita-se durante mais 3 minutos;
- 6) Coloca-se o material em 6 recipientes da centrífuga, em pesos, aproximadamente iguais, sempre com erro de medição nunca superior a 1g. A centrífuga trabalha durante 20 minutos a uma velocidade de 8000 rpm;
- 7) Finalizando a centrifugação, retiram-se os copos com cuidado. Posteriormente, verte-se a água para um copo de 1 litro, sendo esta posteriormente não utilizada;
- 8) O material que resta nos copos é lavado com o auxílio de uma vareta e água desionizada e colocado num copo de 800 ml. Agita-se o material durante mais 30 minutos, repousando 10 minutos para ocorrer suspensão do material;
- 9) Se ocorrer a suspensão, agita-se mais 3 minutos, pega-se no copo com capacidade de 800 ml e distribui-se por 6 copos com volume de 50 ml, que são colocados posteriormente na centrífuga durante 3 minutos a 1500 rpm;
- 10) Após a centrifugação, retiram-se os tubos e extrai-se apenas 10 ml do material suspenso de cada tubo e coloca-se num goblet de capacidade de 100 ml. É, então, retirada uma porção deste material e coloca-se numa lâmina de vidro, ocupando toda a superfície;
- 11) Deixa-se o material em processo de secagem nas lâminas durante três dias, num local seco, ficando apto a utilizar no equipamento de raios X.

São aplicados as lâminas diferentes tratamentos para a identificação dos minerais, além do estado natural há mais dois.

Os outros dois tratamentos são efetuados através de glicol e aquecimento, sendo que no primeiro caso as lâminas são saturadas com glicol, através de uma exposição aos vapores de glicol durante pelo menos 24h, enquanto que para o aquecimento as lâminas são aquecidas a 550°C durante duas horas e quando as lâminas arrefecerem ficam aptas a utilizar no equipamento.

Para a designada identificação de minerais para a amostra total, o procedimento que foi também efetuado internamente pelo LABSED, e teve em conta os seguintes procedimentos:

- 1) Do material recolhido, retira-se um pedaço com aproximadamente 100g e com pelo menos uma das faces inalterada e livre de contaminações;

- 2) Com um almofariz, reduz-se a face inalterada a pó, de forma a obter 10 a 15 g de pó de rocha;
- 3) O pó obtido é acondicionado numa saqueta de plástico e levado para o laboratório de raio X; sendo retirado 5 ou 10 g desse pó, o qual é moído novamente com o almofariz para ficar totalmente uniforme, sem grãos;
- 4) Posteriormente, coloca-se o pó num porta amostras de modo a proceder à sua compactação, reduzindo a sua dimensão aproximadamente ao tamanho de uma moeda de 5 cêntimos;

Capítulo 3 – Classificações de solos e de rochas

3.1 Classificação de solos

3.1.1 Classificação granulométrica de solos

Esta classificação é uma técnica utilizada para agrupar os diversos tipos de solos, designando-os em função do diâmetro das partículas que os compõem. As diferentes frações obtêm-se através da análise granulométrica.

As classificações estão relacionadas com a dimensão das partículas, a respetiva origem e a utilização como materiais de construção.

Neste sentido, quanto à dimensão das partículas os solos são definidos como argilas, siltes, areias e cascalhos, podendo também ser classificados como finos, médios ou grosseiros.

As argilas podem estar agregadas ou dispersas. “A coesão apresentada pela argila resulta de ligações desenvolvidas pelo contacto entre as superfícies das partículas devido a forças de atração. Com a diminuição de humidade, a argila passa de um estado fluido a um estado plástico até ao estado semissólido e finalmente ao estado plástico muito duro” (Hunt, 2006 in Antunes, 2012).

Este tipo de solos é caracterizado pela relação existente entre o índice de plasticidade e o limite de liquidez mas também por serem solos pouco permeáveis.

Os siltes são muitas vezes comparados com as argilas, contudo, estas apresentam uma maior porosidade e são mais sensíveis à presença da água. Todavia, quando este tipo de solos está seco forma torrões que se podem desagregar.

Finalmente, as areias e os cascalhos são tipos de solos que contemplam conjuntos de partículas de rochas desagregadas.

3.1.2 Classificação unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993)

Este sistema criado por Casagrande divide os solos em três categorias: solos grossos, solos finos e solos orgânicos. Para a fração grossa são mantidas as características granulométricas como o principal parâmetro de classificação, para a fração fina usam-se os limites de consistência, pois são parâmetros mais importantes do que o tamanho das partículas.

Os solos grossos são os que possuem partículas menores que 75 mm e tem mais de 50% de partículas com tamanhos maiores do que 0,075 mm.

Os solos finos são os que tem uma percentagem maior ou igual a 50% de partículas com tamanho menor do que 0,075 mm.

Os solos orgânicos são compostos de matéria vegetal em vários estágios de decomposição, com odor orgânico e coloração escura. São solos com um índice de vazios considerado elevado.

3.1.3 Classificação AASHTO – Fins Rodoviários (LNEC E 240 – 1970)

Antes de proceder à utilização da classificação American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) deve determinar-se a análise granulométrica e definirem-se os limites de Atterberg.

A classificação de solos para fins rodoviários pretende classificar os solos e as suas misturas em grupos, com base nas suas características físicas e tendo em conta o seu comportamento como material de construção em estradas. A classificação AASHTO exige a determinação do índice de grupo (IG), o qual pode ser calculado através da expressão 12.

$$IG = 0,2 a + 0,005 a c + 0,01 b d \quad (12)$$

A Tabela 3.1 demonstra como se calculam os parâmetros para o índice de grupo.

Tabela 3.1 - Determinação dos parâmetros para o índice de grupo

Cálculo dos parâmetros do IG	% material passado no peneiro nº200
$a = \% \text{ material passado no peneiro nº200} - 35$	<ul style="list-style-type: none"> • $>75\%$ $a = 40$ • $<35\%$ $a = 0$
$b = \% \text{ material passado no peneiro nº200} - 15$	<ul style="list-style-type: none"> • $>55\%$ $b = 40$ • $<15\%$ $b = 0$
$c = W_L - 40$	<ul style="list-style-type: none"> • $W_L > 60\%$ $c = 20$ • $W_L < 40\%$ $c = 0$
$d = IP - 10$	<ul style="list-style-type: none"> • $IP > 30\%$ $d = 20$ • $IP < 10\%$ $d = 0$

O IG apresenta valores compreendidos entre 0 e 20 e está relacionado com a capacidade de suporte da fundação de determinado pavimento. Quanto maior o valor, pior a qualidade do solo. Os materiais são enquadrados desde A-1 até A-7, sendo estes últimos considerados como os de pior qualidade.

3.1.4 Classificação Francesa (NF P 11 – 300 – 1992)

Esta classificação está relacionada com a definição do comportamento dos materiais que são utilizados na construção de aterros e infraestruturas rodoviárias. Esta surge para tentar contrariar os problemas inerentes à construção dessas mesmas infraestruturas.

Assim, a presente norma fornece a base para uma abordagem ao projeto de conclusão das infraestruturas através do reconhecimento de depósitos de materiais da criação do projeto e si, através da definição de condições de utilização dos materiais encontrados. Esta baseia-se também na monitorização e controlo do trabalho verificando o cumprimento das condições de utilização dos materiais.

Esta foi desenvolvida pelo “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Services d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements” (LCPC/SETRA) em 1992.

Nesta classificação, os solos podem classificar-se como solos finos ou solos grossos. Os primeiros possuem um diâmetro máximo inferior a 50 mm, enquanto os solos grossos tem um diâmetro máximo superior a 50 mm. A classificação tem em consideração o tipo do solo, o tamanho das partículas, a granulometria, o valor do azul de metileno, o índice de plasticidade e a resistência mecânica das partículas (Branco, 2010; Antunes, 2012).

3.1.5 Classificação ISO_14688-1_2002(E) - investigação geotécnica e ensaios (identificação e classificação de solos)

Esta norma é parte complementar da norma ISO – 14688 – 2. Juntas, indicam os princípios básicos para identificação e classificação dos solos em função das suas características. Estas abrangem o material presente nesse mesmo solo. A sua descrição mais detalhada é baseada nas características individuais do solo e nos resultados de testes de campo.

Assim, esta parte da norma é aplicada nos solos, *in situ*, e mesmo pelos solos que foram depositados posteriormente pelo homem.

Como parte integrante desta norma surgem os seguintes termos e definições:

- **Solo** – depósito de partículas minerais e/ou de matéria orgânica, a qual pode ser separada através de meios mecânicos. Este inclui quantidades variáveis de água e ar;
- **Identificação de solo** – nomenclatura e descrição de um solo com base na sua classificação, tipo de material presente e características dos minerais;
- **Estrutura geológica** – variação da composição dos solos, incluindo as suas camadas e descontinuidades;
- **Descontinuidades** – planos de estratificação, fissuras, falhas e planos de rotura;
- **Matéria orgânica** – matéria transformada de origem vegetal e/ou animal como, por exemplo, húmus. Geralmente, esta matéria tem teor em água elevado;
- **Classificação** – identificação do tamanho das partículas de um solo e a sua distribuição;
- **Fração** – parte de um solo distinguida de acordo com o tamanho das partículas presentes;
- **Plasticidade** – propriedade de um solo que lhe permite uma mudança no teor de água e, conseqüentemente, uma mudança de comportamento;
- **Solos vulcânicos** – solos constituídos por materiais piroclásticos produzidos e formados por uma erupção vulcânica explosiva.

3.1.6 ISO_14688-2_2004(E) – investigação geotécnica e ensaios – princípios para a classificação

Tal como referido anteriormente, esta é a parte da norma ISO 14688 juntamente com a ISO 14688 – 1, a qual estabelece princípios para a identificação e classificação de solos. As características relevantes podem variar entre projetos ou materiais específicos.

Assim, os princípios de classificação estabelecidos nesta parte da ISO 14688 permitem que os solos sejam agrupados em classes de composição e propriedades geotécnicas semelhantes e, no que diz respeito à sua aplicação para os fins de engenharia, tais como:

- Fundações;
- Melhorias de solo;
- Estradas;
- Aterros;
- Barragens;
- Sistemas de drenagem.

Esta parte da ISO 14688 é aplicável ao solo natural e a material semelhante de origem anisotrópica *in situ* e depositados novamente. Contudo, não é uma classificação de solo por si só.

Para cumprir esta norma surgem, então, os seguintes termos e definições:

- **Classificação de solos** – atribuição de solos em grupos com base nas suas características;
- **Grupo de solos** – agregação de solos de composição e propriedades geotécnicas semelhantes;
- **Coefficiente de uniformidade** – medida variedade dos tamanhos das partículas constituintes de um determinado solo. Obtém-se a partir da expressão 1;
- **Coefficiente de curvatura** – medida da forma da curva de granulometria que se obtém através da expressão 2;
- **Teor de água (W)** – massa de água que pode ser removida do solo;
- **Limite de liquidez (W_L)** – teor de água em que um solo fino passa do estado líquido para o estado plástico;

- **Limite de plasticidade (W_p)** – teor de água em que um solo fino torna-se demasiado seco para estar numa condição de comportamento plástico;
- **Índice de plasticidade (IP)** – diferença numérica entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade de um solo e é traduzida pela expressão 3.
- **Índice de liquidez (I_L)** – diferença numérica entre o teor de água natural e o limite de plasticidade expresso como uma razão percentual do índice de plasticidade, descrita na expressão 13.

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (13)$$

- **Índice de consistência (I_c)** – descrito pela expressão 14.

$$I_c = \frac{w_L - w}{I_p} \quad (14)$$

- **Densidade relativa (I_D)** – traduzido pela fórmula 15.

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (15)$$

Em que e é o índice de vazios, e_{max} corresponde à densidade mínima e e_{min} diz respeito à densidade máxima, em solos grossos (areia e cascalho);

- **Resistência não drenada (C_u)** – resistência do cisalhamento do solo na condição não drenada;
- **Índice de vazios** – proporção entre o volume de vazios para o volume de sólidos de um solo;
- **Índice de compressibilidade (C_c)** – definido pela expressão 16.

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\lg \left[\frac{\sigma' + \Delta \sigma'}{\sigma'} \right]} = - \frac{\Delta e}{\Delta (\lg \sigma')} \quad (16)$$

Em que Δe é a mudança no índice de vazios e $\frac{\Delta e}{\Delta (\lg \sigma')}$ é a alteração na proporção Δe para um aumento relativo de tensão efetiva de $\lg \sigma'$ para $\lg (\sigma' + \Delta \sigma')$.

A identificação e descrição da rocha vem enunciada na norma ISO 14689 – 1.

3.2 Classificações Geomecânicas

3.2.1 Classificação Rock Mass Rating (RMR)

A classificação Rock Mass Rating (RMR) da autoria de Bieniawski (1989) tem como base seis parâmetros que o autor considera terem influência no comportamento dos maciços rochosos.

Assim, somam-se os valores ponderais que são atribuídos a cada um dos parâmetros para obter o valor do índice designado por RMR. Este varia de 0 a 100. Os parâmetros que Bieniawski considera de maior importância são:

1. Resistência do material rochoso intacto
2. Índice de qualidade RQD
3. Espaçamento das descontinuidades
4. Condições das descontinuidades (persistência, abertura, rugosidade, preenchimento, grau de alteração)
5. Influência da água
6. Orientação das descontinuidades

Para o enquadramento das medições de campo e determinações dos vários parâmetros da classificação RMR e definição dos respetivos valores ponderais, deve utilizar-se a Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Classificação geomecânica de Bieniawski (1989) - RMR

Parâmetros			Coeficientes						
1	Resistência da rocha intacta	Point Load	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Ver compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	Pesos		15	12	7	4	2	1	0
2	R. Q. D.		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	< 25 %		
	Pesos		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
	Pesos		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (ver Tabela 3)		Superfícies muito rugosas, não contínuas, sem separação, paredes de rocha não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1 mm, paredes muito alteradas	Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5 mm ou juntas contínuas com separação 1-5 mm	Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm		
	Pesos		30	25	20	10	0		
5	Presença de água	Caudal por 10 m de comprimento do túnel	nenhum	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	> 125 l/min		
		Relação pressão da água vs tensão principal máxima	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Água intersticial	Húmido	Escorrimentos	Entrada de água		
	Pesos		15	10	7	4	0		

Esta tabela, seguida parâmetro a parâmetro, vai indicar o valor que se deve registar para no final fazer o somatório dos seis parâmetros.

O parâmetro 4 da classificação RMR, relativo às condições das descontinuidades, é constituído por 5 subparâmetros (Tabela 3.3): comprimento das descontinuidades, abertura, rugosidade, enchimento e grau de alteração.

Tabela 3.3 - Condições das descontinuidades da classificação RMR de Bieniawski (1989)

Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0,1 mm	0,1 - 1,0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugoso	Rugoso	Ligeiramente rugoso	Quase liso	Liso
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Duro com espessura < 5 mm	Duro com espessura > 5 mm	Mole com espessura < 5 mm	Mole com espessura > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeiramente alteradas	Moderadamente alteradas	Muito alteradas	Em decomposição
Peso	6	5	3	1	0

O parâmetro 6 está relacionado com as orientações das descontinuidades presentes no maciços rochosos e é definido na Tabela 3.4. Este parâmetro permite corrigir o somatório dos valores dos vários parâmetros da classificação RMR. Estas correções podem ser aplicadas a maciços rochosos onde se pretendem implementar taludes, fundações ou túneis e a cada uma dessas obras de engenharia correspondem valores de correção diferenciados.

Tabela 3.4 - Parâmetro 6 relativo à orientação das descontinuidades

Direcção perpendicular ao eixo do túnel				Direcção paralela ao eixo do túnel		Inclinação 0-20°
Abertura do túnel no sentido da inclinação		Abertura do túnel no sentido inverso da inclinação		Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	
Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°	Inclinação 45-90°	Inclinação 20-45°			
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável	Razoável	Razoável

Orientação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

O parâmetro relativo à orientação das descontinuidades pode diminuir o valor do somatório dos pesos dos outros parâmetros.

Os resultados da avaliação dos maciços rochosos a partir da classificação de Bieniawski são considerados, qualitativamente, como muito bons se o valor variar entre 81 e 100, bons entre 61 e 80, médios entre 41 e 60, maus entre 21 e 40 e muito maus se o valor for inferior a 20, de acordo com a tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Classes dos maciços - RMR (1989)

Peso global	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso muito bom	Maciço rochoso bom	Maciço rochoso razoável	Maciço rochoso fraco	Maciço rochoso muito fraco
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

3.2.2 Basic Geotechnical Description (BGD)

Esta classificação, proposta pela International Society for Rock Mechanics (ISRM), engloba toda a informação geológica mais relevante a ter em conta nas aplicações da Engenharia Civil.

Esta assenta nos seguintes princípios:

- Constituir um código de linguagem que permita a descrição de maciços rochosos, com referência, em particular, ao seu comportamento mecânico, de forma não ambígua, isto é, que diferentes observadores de um dado maciço rochoso a classifiquem da mesma forma;
- Conter informação, tanto quanto possível, quantitativa que possibilite a resolução de problemas práticos;
- Ser baseada, de preferência, em medições muito simples em vez de o ser apenas na observação direta dos maciços rochosos ou de tarolos de sondagem neles realizados (Vallejo et al., 2002; Lima & Menezes, 2008)

Assim, na concretização destas intenções é necessário ter em conta os seguintes parâmetros:

- A caracterização geológica
- A espessura das camadas e o espaçamento entre fraturas dos maciços rochosos;
- A compressão simples dos materiais e o ângulo de atrito das descontinuidades.

Neste sentido, após uma verificação mais aprofundada do maciço de forma a identificar a uniformidade das propriedades, faz-se uma caracterização geológica, em que, por um lado, se faz referência à classificação litológica e petrográfica, à composição mineralógica, textura e cor e, por outro lado ao grau de alteração das rochas, à natureza das descontinuidades e das estruturas geológicas dos maciços rochosos.

Assim, o primeiro passo é classificar quanto ao grau de alteração do maciço (Tabela 3.6), no caso de haver recurso a sondagens com recuperação o processo é mais facilitado pois obedece a um cálculo que vai dar um valor percentual do material recuperado.

Tabela 3.6 - Graus de alteração de maciços rochosos (Lima & Menezes, 2008)

Símbolos	Designações	Características
W₁	são	sem quaisquer sinais de alteração
W₂	pouco alterado	sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W₃	medianamente alterado	alteração visível em todo o maciço rochoso mas a rocha não é friável
W₄	muito alterado	alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W₅	decomposto (saibro)	o maciço apresenta-se completamente friável com comportamento de solo

De seguida deve-se classificar o maciço em termos do espaçamento entre diáclases, foi este princípio que deu origem ao RQD. Os graus de fracturação apresentam-se na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Graus de fracturação de maciços rochosos (Lima & Menezes, 2008)

Símbolos	Intervalo entre fracturas (cm)	Designação
F₁	> 200	muito afastadas
F₂	60 - 200	afastadas
F₃	20 - 60	medianamente afastadas
F₄	6 - 20	próximas
F₅	< 6	muito próximas

Quanto ao terceiro parâmetro (espessura das camadas dos maciços rochosos), a ISRM propôs a designação de valores idênticos para classificar os limites das várias classes, os quais aparecem descritos na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Espessura das camadas (Lima & Menezes, 2008)

Símbolos	Espessura da camada (cm)	Designação
L₁	> 200	muito espessas
L₂	60 - 200	espessas
L₃	20 - 60	espessura mediana
L₄	6 - 20	delgadas
L₅	< 6	muito delgadas

Relativamente ao quarto parâmetro, que diz respeito às características mecânicas, a compressão uniaxial do material e o ângulo de atrito das discontinuidades, as classificações são apresentadas nas Tabelas 3.9 e 3.10, respetivamente.

Tabela 3.9 - Resistência à compressão uniaxial (Lima & Menezes, 2008)

Símbolos	Resistência à compressão simples (MPa)	Designação
S₁	> 200	muito elevada
S₂	60 - 200	elevada
S₃	20 - 60	média
S₄	6 - 20	baixa
S₅	< 6	muito baixa

Tabela 3.10 - Ângulo de atrito das fraturas (Lima & Menezes, 2008)

Símbolos	Ângulo de atrito	Designação
A₁	> 45°	muito elevado
A₂	35° - 45°	elevado
A₃	25° - 35°	médio
A₄	15° - 25°	baixo
A₅	< 15°	muito baixo

3.2.3 Classificação Slope Mass Rating (SMR)

Para poder verificar os possíveis fenómenos de instabilidade nos taludes e poder contrariar essa mesma instabilidade através de métodos de estabilização, procedeu-se no seguinte trabalho, à aplicação de uma classificação geomecânica utilizando parâmetros que condicionam o comportamento de estabilidade dos referidos maciços rochosos.

No presente trabalho recorreu-se ao Slope Mass Rating (SMR) da autoria de Romana (1985, 1996), e que foi desenvolvido a partir do sistema de classificação RMR da autoria de Bieniawski (1989). A qual tem em conta fatores tais como a orientação dos planos de descontinuidades e o método de escavação dos taludes.

A classificação de Romana (1985, 1996) considera apenas as situações de instabilidade relacionadas com as roturas do tipo planar e de tombamento ao passo que as roturas em cunha são consideradas um tipo especial das roturas planares (Andrade, 2004).

O sistema de classificação SMR é traduzido pela expressão 17.

$$SMR = RMR_b + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (17)$$

Para determinar então os fatores da fórmula do SMR temos que considerar algumas situações.

O fator F_1 depende da orientação dos planos de descontinuidade em relação à orientação do talude. O fator F_1 compreende valores entre 0,15 e 1 e as suas variações relacionam-se com o valor angular de $|\alpha_j - \alpha_s|$ na rotura planar. α_j corresponde ao sentido de pendur dos planos de descontinuidade que pode provocar a rotura e α_s diz respeito ao sentido do pendur da face do talude.

Por outro lado, na rotura por tombamento, os valores de F_1 são definidos pelo valor angular $||\alpha_j - \alpha_s| - 180^\circ|$.

Assim, F_1 pode ser determinado pela expressão 18.

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (18)$$

Em que A diz respeito ao ângulo de $|\alpha_j - \alpha_s|$ para a rotura planar.

O fator F_2 está relacionado com o pendur da superfície de descontinuidade que pode provocar uma rotura planar (β_j). Este compreende valores entre 0,15 e 1. Para determinar este fator utiliza-se a expressão 19.

$$F_2 = tg^2 \beta_j \quad (19)$$

Em que β_j diz respeito ao pendur do plano da descontinuidade.

O fator F_3 corresponde à relação entre o pendur da descontinuidade e o pendur do talude (β_s) e compreende valores entre -60 e 0.

F_4 é o fator relativo ao método de escavação utilizada na construção do talude. Como a escavação nos taludes estudados foi efetuada através de método mecânicos, F_4 é considerado como igual a zero.

Após o cálculo dos fatores e utilizar a expressão 17 para calcular o SMR, recorre-se à tabela 3.11 para classificar os taludes relativamente à sua classe de estabilidade.

Tabela 3.11 – Classificação das situações de instabilidade de acordo com os valores do SMR e definição de métodos de sustimento.

Classe	V	IV	III	II	I
SMR	0 - 20	21 - 40	41 - 60	61 - 80	81 - 100
Descrição	Completamente Instável	Instável	Parcialmente instável	Estável	Completa. Estável
Roturas	Roturas de grandes dimensões por planos contínuos ou roturas do tipo solo	Roturas planares ou roturas por cunha de grandes dimensões	Algumas roturas planares ou muitas roturas por cunha	Alguns blocos	Nenhuma
Sustimento	Re-escavação	Correcção	Sistemático	Ocasional	Nenhum

3.2.4 Classificação ISO_14689-1_2004(E) – Investigação geotécnica e ensaios – identificação e classificação da rocha (parte 1: identificação e descrição)

Esta parte da norma ISO 14689 abrange áreas no campo internacional que nunca foram previamente padronizadas. É uma descrição mais detalhada do material rochoso com base na composição mineralógica, estrutura, tamanho do grão, descontinuidades e outros parâmetros.

Aplica-se na geotecnia e geologia de engenharia.

Segundo a norma, a identificação da rocha é feita através de:

- a) Tipo de formação:
 - Sedimentar
 - Metamórfica
 - Ígnea
- b) Estrutura:
 - Por camadas, xistosidade ou maciço
- c) Tamanho do grão;

d) Composição mineralógica:

- Quartzo, feldspatos e minerais de silicato relacionados;
- Minerais opacos;
- Minerais argilosos;
- Minerais de carbonato;
- Material silicioso amorfo;
- Material carbóneo;
- Sais minerais

e) Índice de vazios

Por outro lado, a descrição do material rochoso pode ser feita através dos parâmetros:

- Cor;
- Tamanho do grão;
- Matriz;
- Efeito das condições climáticas;
- Teor de carbonato;
- Estabilidade do material rochoso;
- Resistência à compressão não confinada.

3.2.5 Geological Strength Index (GSI)

O Geological Strength Index (GSI) foi desenvolvido em 1994 por Hoek e, posteriormente em 1995 pelo mesmo autor e seus colaboradores. Este tem como objetivo avaliar a qualidade do maciço rochoso tendo em conta os seguintes parâmetros:

- Características das descontinuidades;
- Estrutura geológica;
- Dimensão dos blocos;
- Grau de alteração.

Na proposta elaborada por Hoek em 1994, o GSI foi definido através dos valores do RMR, como se pode verificar na expressão 20.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (20)$$

No entanto, esta revelou-se pouco fiável, principalmente para os maciços rochosos de má qualidade. Sendo considerada para maciços com $RMR \geq 23$.

Assim, para maciços de má qualidade e em que o valor de RMR é inferior a 23, utiliza-se a expressão 21.

$$GSI = \ln Q' + 44 \quad (21)$$

Sendo o Q , o índice de Barton, em que Q' diz respeito ao valor de Q sem ter em conta os parâmetros J_w e SFR (Miranda et al., 2006).

Presentemente a estimativa do GSI é feita a partir do gráfico presente na Tabela 3.12, em que se verificam as condições geológicas *in situ*, relacionando as características das superfícies de descontinuidades com a litologia e estrutura do maciço rochoso.

Tabela 3.12 – Estimativa do GSI

GEOESTRUTURA		QUALIDADE DECRESCENTE DAS SUPERFÍCIES →				
<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX - GSI Índice Geológico de Resistência - maciços diaclasados (Hoek e Marinos, 2000)</p> <p>A partir da litologia, da estrutura do maciço, e das características das superfícies das suas descontinuidades, estimar o valor médio de GSI. Não ser demasiado preciso (é mais realista referir um intervalo de GSI= 33-37, que afirmar que GSI=35).</p> <p>É de referir que a tabela não tem validade para roturas determinadas pela estrutura do maciço. Quando ocorram descontinuidades desfavoravelmente orientadas, determinarão o comportamento da escavação.</p> <p>No caso de descontinuidades com preenchimento que se possa deteriorar com presença de humidade, resultando na diminuição da resistência ao corte, sugere-se o uso de valores mais à direita. A ação da pressão da água é analisada em função das tensões efectivas.</p>	<p>CARACTERÍSTICAS DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES</p>					
	<p>MUITO BOAS Superfícies muito rugosas, são</p>					
	<p>BOAS Superfícies rugosas, ligeiramente alteradas, com oxidação</p>					
	<p>RAZOÁVEIS Superfícies suaves, moderadamente alteradas e desgastadas</p>					
	<p>FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos arenosos</p>					
	<p>MUITO FRACAS Superfícies estriadas, fortemente alteradas, com preenchimentos argilosos</p>					
		⇐ INTERLIGAÇÃO DECRESCENTE ENTRE BLOCOS DE ROCHA				
	INTACTA OU MACIÇA - rocha intacta ou maciça com descontinuidades em pequena quantidade e muito afastadas.	90			N/A	N/A
	COMPARTIMENTADO ("blocky") - maciço não perturbado, constituído por blocos cúbicos, bem travados entre si, definidos por 3 famílias de descontinuidades.	80	70			
	MUITO COMPARTIMENTADO ("very blocky") - maciço parcialmente perturbado, com blocos angulares multi-facetados, travados entre si, definidos por 4 ou mais famílias de descontinuidades.		60	50		
	COMPARTIMENTADO/TECTONIZADO ("blocky/disturbed") - dobrado e/ou com presença de falhas, com blocos angulares definidos por várias famílias de descontinuidades. Persistência de xistosidade ou planos de fraqueza.			40	30	
	DESINTEGRADO - maciço pouco interligado, fortemente partido, com mistura de fragmentos angulares e arredondados.				20	
	FOLIADO/LAMINADO - maciço foliado, dobrado e tectonizado. A estrutura do maciço é conferida pela presença de planos de xistosidade ou de corte pouco espaçados.	N/A	N/A			10
						5

O GSI surge, então, como uma ampliação do Critério de Hoek – Brown, definido por Hoek & Brown (1980), de forma a identificar a resistência dos maciços, podendo nessa fase ser determinada pela expressão 22.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \tag{22}$$

Em que σ_1 representa a tensão de rotura principal (mais elevada), σ_3 é a tensão de rotura principal (mais reduzida), m e s são as constantes definidas através do RMR dependentes do maciço rochoso e σ_{ci} diz respeito à compressão simples do material rochoso intacto.

Capítulo 4 - Enquadramento geográfico e geológico

4.1 Enquadramento geográfico

A área de estudo compreende dois taludes e encontra-se localizada geograficamente no concelho de Coimbra que tem uma área de 316,8Km². Este concelho situa-se no espaço definido como Centro Litoral e está integrado na área funcional do Baixo Mondego (Figura 4.1).

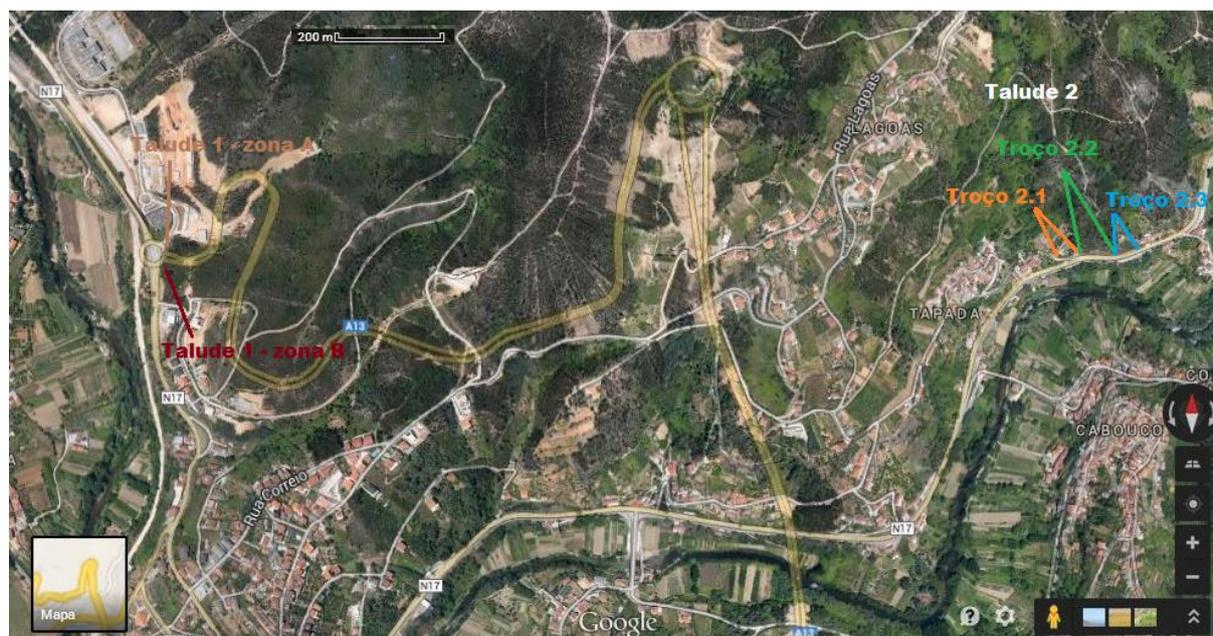


Figura 4.1 - Imagem satélite da zona em estudo (Google Earth, 2014)

O primeiro talude (Talude 1) estudado localiza-se na zona de Ceira, está inserido numa via de acesso à Autoestrada do Pinhal Interior - A13 e é uma obra complementar. Neste acesso à A13 ocorre material pertencente à Série Negra, onde se destacam os filádios, este material apresenta características relativamente instáveis.

Com cerca de 100 quilómetros de extensão, a A13 tem ligação com a A23 no Entroncamento, com o IC9 (itinerário complementar) em Tomar, com o IC8 em Ansião, com a A1 em Condeixa e com as circulares de Coimbra, permitindo uma nova acessibilidade à zona da Universidade e Hospitais de Coimbra através da ponte da Portela.

A freguesia de Ceira situa-se na zona este o concelho de Coimbra. Parte considerável da povoação de Ceira localiza-se ao longo da Estrada Nacional 17 (EN 17), designada por estrada da beira, que permite a ligação da cidade de Coimbra e Celorico da Beira.

O Talude 1 corresponde a um talude de escavação na via de acesso à autoestrada A13. O ângulo do talude não é muito elevado, apresentando um pendor de 40° e não se observou material instabilizado de dimensões consideráveis.

No estudo do talude considerou-se a sua divisão em duas zonas, A e B, que podem ser visualizadas na Figura 4.1. A zona A (Figura 4.2) apresenta um pequeno afloramento com cerca de 1 m de altura e alguns blocos caídos na parte inferior, enquanto a zona B (Figura 4.3) é constituída por um afloramento rochoso de maiores dimensões.



Figura 4.2 – Talude 1 – Zona A, localizado entre a EN17 e acesso da A13



Figura 4.3 – Talude 1 – Zona B, localizado entre a EN17 e acesso da A13

O segundo talude (Talude 2) estudado situa-se a alguns quilómetros do Talude 1, na EN17, e nas proximidades da povoação do Cabouco. O Talude 2 situa-se do lado esquerdo da estrada EN17 na direção Coimbra - Lousã.

Também o Talude 2 foi dividido em diferentes zonas, neste caso três e decidiu-se que seriam designados como troços 2.1, 2.2 e 2.3, sendo apresentado nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6, respetivamente.

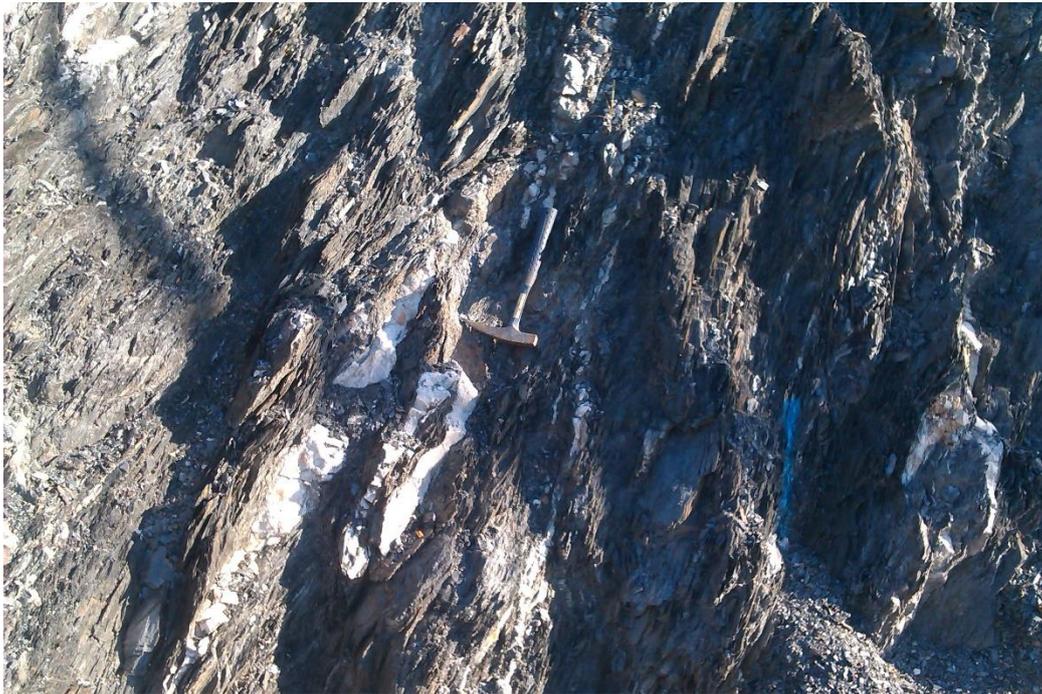


Figura 4.4 – Talude 2 – trecho 2.1, localizado na EN17 próximo do Cabouco



Figura 4.5 - Talude 2 – trecho 2.2, localizado na EN17 próximo do Cabouco



Figura 4.6 - Talude 2 – troço 2.3, localizado na EN17 próximo do Cabouco

No Talude 2 não foi possível observar medidas de estabilização, mas já se registaram movimentos de instabilidade de alguma importância.

4.2 Enquadramento geológico regional

A área urbana de Coimbra encontra-se situada no sector mais a norte da Bacia Lusitânica (Rocha & Soares, 1984; Ribeiro *et al.*, 1996), no limite entre o Maciço Hespérico, constituído por terrenos dos períodos Pré-Câmbrico e Paleozoico, anteriores a 280 ± 10 Ma, e os depósitos da Orla Meso-Cenozoica Ocidental, com 225 ± 5 Ma (Soares, 1985). Apresenta uma evolução tectónica influenciada pelas falhas da Nazaré, a Sul, e de Porto-Tomar, a Nordeste (Ribeiro *et al.*, 1979). O confronto litostratigráfico evidencia-se pelo acidente estrutural meridiano, que corresponde à zona de fratura NNO-SSE, correspondente à zona de cisalhamento Porto-Tomar, colocando em contacto a Zona da Ossa Morena com a Zona Centro-Ibérica (Soares *et al.*, 2007).

Na região a SE de Coimbra, ao longo do rio Ceira, verifica-se a presença de rochas metamórficas pertencentes ao Complexo Cristalofílico do Proterozoico, que são constituídas por xistos com forte deformação e recristalização em que se verifica uma ausência de estruturas primárias e sem registo fóssil que permita uma datação rigorosa, e ao Complexo Xisto-Grauváquico ante-Ordovícico, que marca a transição da Zona Centro-Ibérica para a Zona da Ossa Morena por uma falha com o Complexo Cristalofílico e apresenta-se constituída por uma série fundamentalmente grauvacóide com intercalações de xistos e observando-se também evidências da sua formação em ambiente marinho.

Na área de Coimbra destacam-se os depósitos dos *Grés de Silves* (Choffat, 1880 - 1903; Palain, 1976), predominantemente siliciclásticos, registando-se a presença de sistemas aluviais (Palain, 1976; Azerêdo *et al.*, 2003; Pimentel, 2005).

Os dois taludes estudados são representados no extrato da carta geológica Coimbra – Lousã (Folha 19D) (Soares *et al.*, 2007) que é apresentada na Figura 4.7.

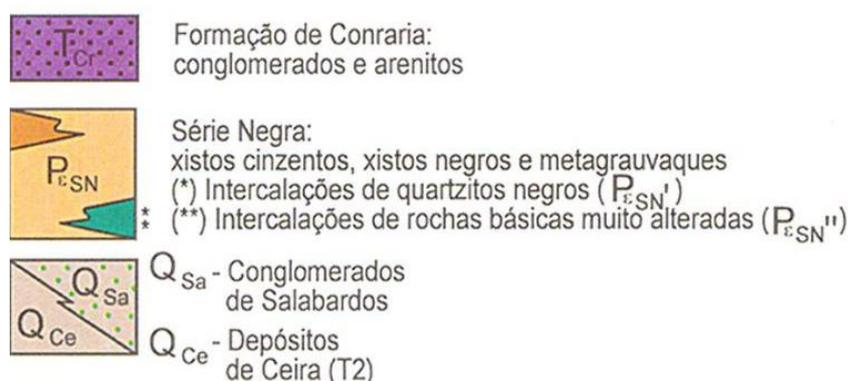
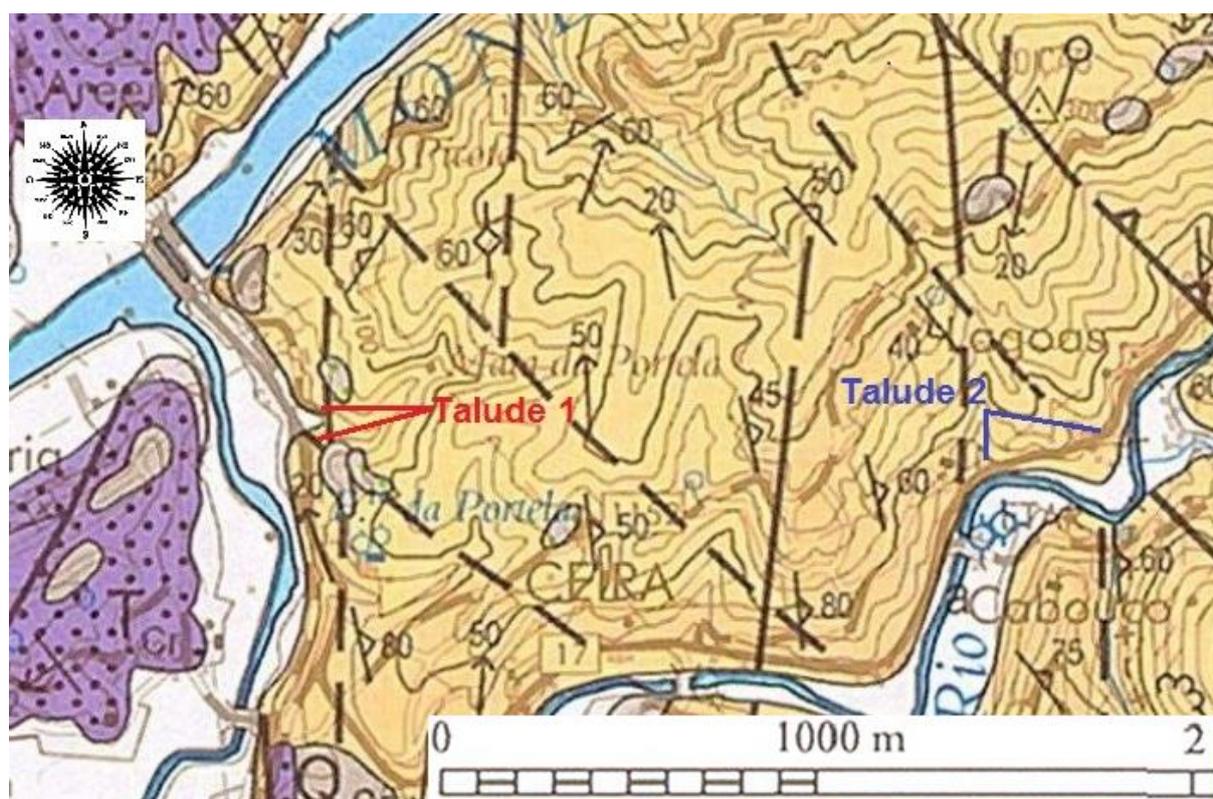


Figura 4.7 - Localização dos taludes (Talude 1 e Talude 2) na Carta geológica de Portugal, folha 19 - D Coimbra – Lousã (Soares et al., 2007).

4.3 Enquadramento geológico local

A formação *Grés de Silves* apresenta arenitos vermelhos, conglomerados e pelitos com clastos de quartzito, grauvaque e xisto, sendo a sua matriz essencialmente constituída por argila, óxidos de ferro e manganês e, mais raramente, por carbonato. O seu desenvolvimento máximo é atingido na periferia de Coimbra, compreendendo três subunidades estratigráficas designadas de *Camadas de Conraria*, de *Castelo Viegas* e de

Pereiros (Figura 4.8) (Choffat, 1880; Carvalho, 1950; Mourtede *et al.*, 1972; Soares *et al.*, 1993; Rocha *et al.*, 1996; Azerêdo *et al.*, 2003; Soares, 2010).

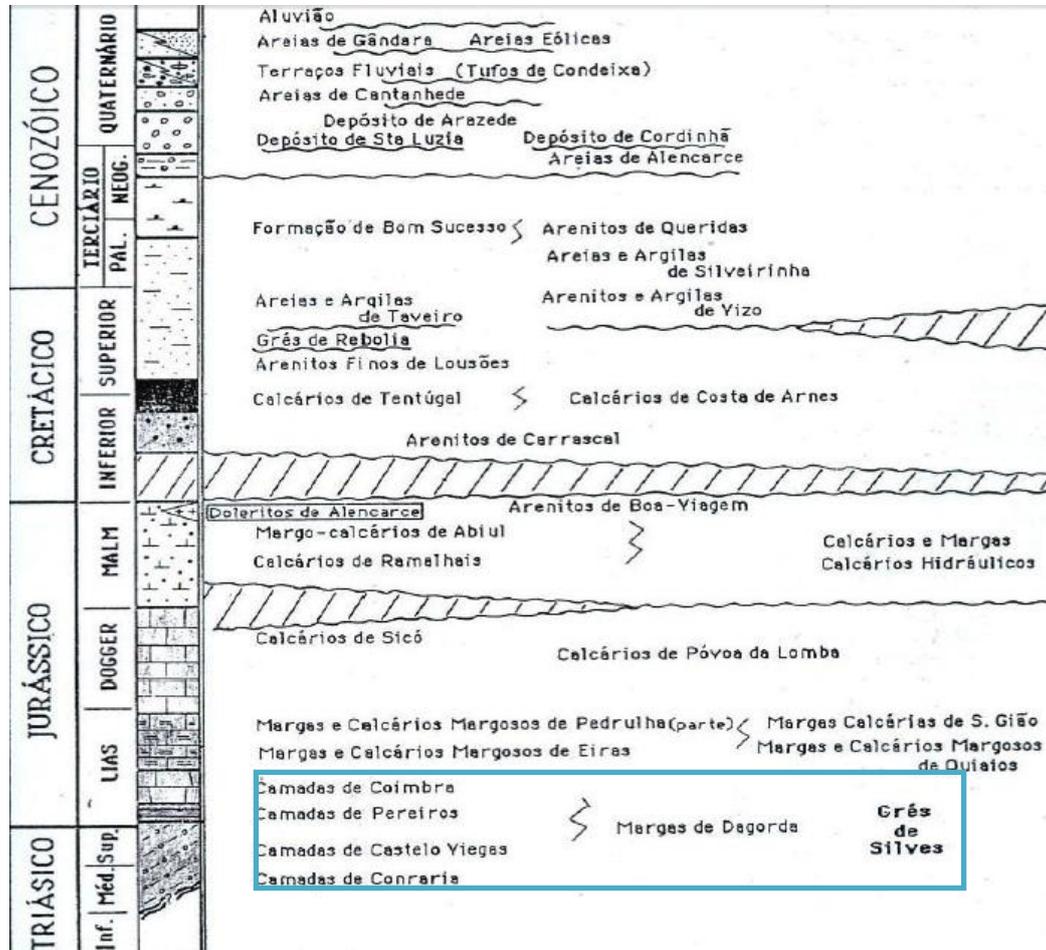


Figura 4.8 – Esquema da organização das unidades líticas (F. Soares & F. Marques (in Almeida *et al.*, 1990))

A subunidade *Camada de Conraria* possui uma espessura muito variável, aproximadamente de 140 m. É constituída por arenitos vermelhos conglomeráticos, evidenciando a presença de óxido de ferro, podendo ocorrer depósitos silto-argilosos com níveis carbonatados e assenta na discordância angular sobre as unidades ate-Mesozóicas. As estruturas sedimentares estão relacionadas com deposição aluvial, na zona intermédia, desenvolvidos em região continental de clima árido e com períodos curtos de precipitação (Soares, 2007).

A subunidade *Camada de Castelo Viegas* apresenta a maior espessura do *Grés de Silves*, com aproximadamente 140 m de altura, e é constituída por arenitos vermelhos que evoluem para tons beges (Soares, 2010; Antunes, 2012).

A subunidade *Camada de Pereiros* é constituída por material arenítico de características lenticular, na base, e por material de maior espessura e de características heterogéneas, no topo (Soares, 2010; Antunes, 2012).

Assim, as *Camadas de Conraria e de Castelo Viegas* pertencem à unidade lítica do Triásico Superior e são essencialmente areno-conglomeráticas, enquanto as *Camadas de Pereiros* possuem ocorrências de rochas carbonatadas, marcando o início do período Jurássico Inferior, verificando-se assim a passagem de ambientes continentais a marinhos do Triásico Superior para o Jurássico Inferior. Sobre o *Grés de Silves* assentam as *Camadas de Coimbra* com uma composição carbonatada, constituídas por dolomitos e por calcários.

O sector Coimbra – Lousã, a este do concelho de Coimbra, pertence à sequência metassedimentar ante-Mesozóica da *Série Negra*, caracterizada por uma alternância de filitos negros ou cinzentos escuros e metagrauvaques de espessura variável (Soares et al., 2007; Lourenço & Gomes, 2010). No topo da *Série Negra* nas proximidades do contacto com as unidades do *Grupo das Beiras*, verifica-se a presença de rochas básicas muito alteradas, por vezes na forma de filões e diques.

Os xistos estudados são constituídos, principalmente, por minerais como o quartzo, moscovite, clorite e caulinite.

Os planos de xistosidade são umas das características que definem o comportamento geotécnico do maciço rochoso. Se a xistosidade apresentar fraca consolidação ou alteração acentuada haverá baixa resistência e elevada deformabilidade.

Na recolha de dados de campo foram observadas algumas características relativas aos dois taludes, observou-se que os dois taludes são constituídos predominantemente por filádios, verificando-se a presença de filões de quartzo. Em amostras recolhidas, em particular do Talude 2, verificaram-se percentagens elevadas de quartzo leitoso ou mesmo hialino, sendo as faces exteriores dessas amostras, muitas vezes, constituídas por filádios.

No Talude 1 observaram-se algumas falhas, mas a maior parte do talude é constituído por material rochoso alterado de tonalidades escuras. Também foi possível observar numa zona de falha com presença de percolação de água, esta escorre pelo talude e deixa o solo com bastante humidade, apresentando um aspeto lamacento.

Ainda no Talude 1 foi possível observar a presença de pequenos minerais de pirite, se bem que a sua presença não foi considerada significativa. Os filádios apresentam-se, muitas vezes, extremamente alterados e de características argilosas, designadamente nas proximidades de falhas, podendo desagregar-se facilmente através da pressão manual.

Este material é muito argiloso e desfaz-se facilmente com as mãos.

No Talude 2 observaram-se vários filões de quartzo de espessura variável, cerca de 1 a 5 cm, estes filões são mais frequentes nas zonas que apresentam falhas ou que se encontram deformadas.

Ocorreram situações de queda de blocos rochosos com diâmetros de 25 a 30 cm, sendo possível verificar que o material constituinte do talude se desagrega com relativa facilidade, principalmente no troço 2.1.

Os troços 2.2 e 2.3 apresentaram-se mais compactos, já não sendo possível observar a compartimentação evidenciada no troço 2.1, os afloramentos do maciço rochoso são menos fraturados/alterados e as quantidades de solo são menos expressivas.

No troço 2.2 foi possível observar algumas roturas em cunha, embora de dimensões muito reduzidas.

No segundo talude a presença de quartzo no troço 2.1, em certas zonas é bastante acentuada.

Capítulo 5 - Ensaios de caracterização

5.1 Análise granulométrica

Este ensaio foi realizado segundo as normas do LNEC E 196 – 1966.

O material foi homogeneizado para se proceder à peneiração, utilizou-se uma serie de crivos seleccionada previamente, com a seguinte dimensão:

- 50,8 mm
- 38,1 mm
- 25,4 mm
- 19 mm
- 9,51 mm
- 4,76 mm
- 2 mm
- 1 mm
- 0,425 mm

Para o material que passou no peneiro com malha de abertura igual a 0,425 mm, procedeu-se à continuação da determinação da análise granulométrica através do granulómetro laser. Para a realização deste ensaio utilizou-se o granulómetro laser da marca Beckman - Coultermod. LS230 (0,04 a 2000 μ m) (ano 2005).

Na Figura 5.1 apresenta-se a representação da curva granulométrica do material do Talude 1.

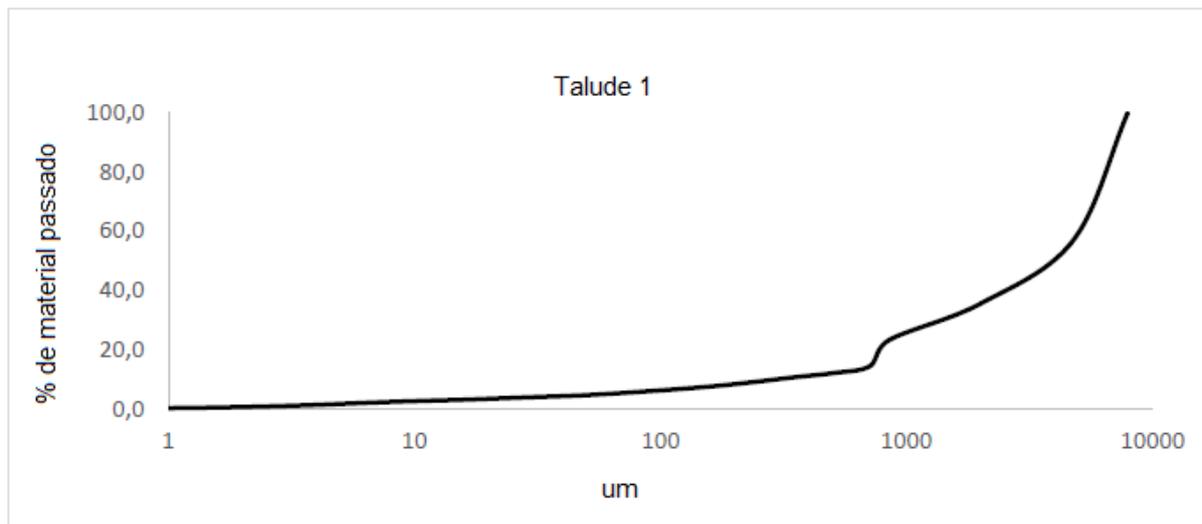


Figura 5.1 – Curva granulométrica do material ensaiado do Talude 1.

Na análise granulométrica do solo do Talude 2, presente na Figura 5.2, o ressaltado na curva não é tão visível como na representação da análise granulométrica do material do Talude 1 (Figura 5.1), uma vez que o material enviado para o granulômetro laser foi exatamente o que passou abaixo do peneiro de 0,425 mm. Assim faz com que os recálculos sejam mais precisos e não se note tanta diferença.

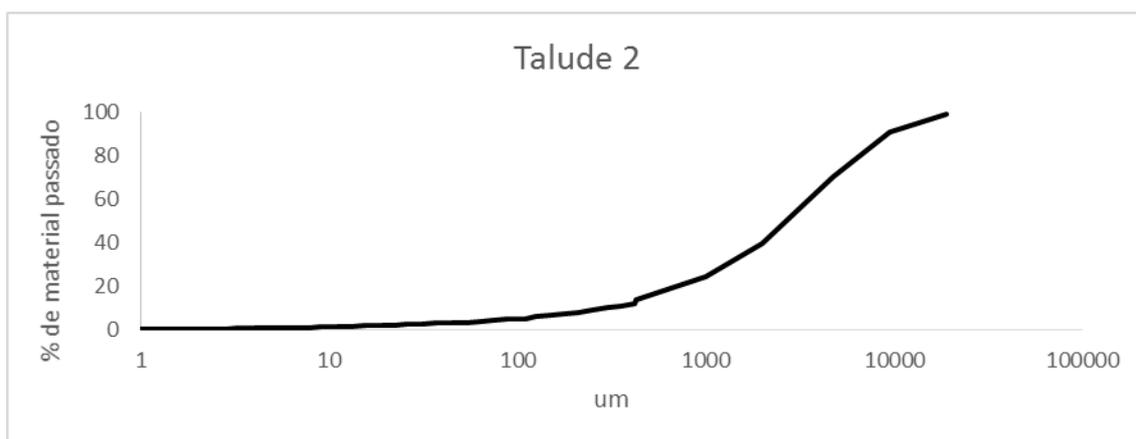


Figura 5.2 - Curva granulométrica do material ensaiado do Talude 2.

Após a determinação da granulometria dos materiais existentes no primeiro e segundo taludes, determinaram-se também os valores de percentagem de classes granulométricas presentes nos mesmos (Tabela 5.1). A percentagem dos materiais

argilosos e siltosos corresponde às partículas de dimensão menor que 0,06 mm, a percentagem de material arenoso areia apresenta partículas de dimensão mais elevada que a anterior mas menor que 2 mm. O seixo corresponde a partículas de dimensão menor que 60 mm e mais elevada do que a considerada na fração anterior.

Tabela 5.1 – Constituintes em termos percentuais dos solos dos Taludes 1 e 2, valores definidos a partir das análises granulométricas.

	Talude 1	Talude 2
argila + silte (%) (<0,06 mm)	4,5	3,54
areia (%) (0,06 a 2 mm)	31,1	35,98
seixo (%) (2 a 60 mm)	64,4	60,48

Para a amostra do Talude 1 e de acordo com os resultados da análise granulométrica pode-se observar que os materiais arenosos e os seixos têm percentagens muito superiores relativamente às das argilas e siltes. Pode-se afirmar, então, que a maior parte do solo analisado do Talude 1 tem uma dimensão compreendida entre a areia grosseira e o seixo fino. Constatou-se que os seixos, em termos percentuais, correspondem a cerca de 2/3 da amostra, correspondendo o material arenoso a aproximadamente 1/3.

Para a amostra do Talude 2, o material mais fino, como as argilas e os siltes, apresentam um valor muito baixo, de 3,54%. A areia corresponde a cerca de 36%, enquanto os seixos têm valores percentuais de aproximadamente 60%, o que remete para um solo grosseiro.

Como se pode observar os valores das análises granulométricas para os dois taludes são muito próximos. O solo do Talude 1 tem uma percentagem de seixos superior à do Talude 2, enquanto a percentagem de areia é mais elevada no solo do Talude 2, enquanto os materiais argilosos e siltosos têm percentagens ligeiramente superiores no solo do Talude 1.

Para se efetuar uma comparação de resultados do mesmo ensaio e em materiais testados de características semelhantes, recorreu-se a um trabalho de Andrade (2004). Nas

análises efetuadas pode-se observar que os solos são menos grosseiros, pois a sua percentagem de seixo nunca é superior a 40%.

Para melhor perceção dos resultados, apresentam-se, na Tabela 5.2, os resultados obtidos para filádios do Grupo das Beiras do Complexo Xisto-Grauváquico no trabalho de Andrade (2004).

Tabela 5.2 – Resultados das análises granulométricas de filádios extremamente alterados (Andrade, 2004).

Material geológico	Argila (%) (<0,002 mm)	Silte (%) (0,002 a 0,06 mm)	Areia (%) (0,06 a 2 mm)	Seixo (%) (2 a 60 mm)
Filádios extremamente alterados (VI) do talude 1	9,8 a 16,2	24,5 a 30,7	41,9 a 49,8	11,4 a 14,5
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2	3,2 a 7,1	22,7 a 30,6	44,9 a 51,9	14,9 a 22,7
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 3	5,1 a 10,2	25,9 a 28,8	39,2 a 54,4	13,6 a 18,2
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 5	3,2 a 7,2	21,5 a 31	36,7 a 48,1	18,5 a 37,1

O material arenoso, de forma geral, constitui o tamanho que apresenta maior quantidade de material em termos de percentagem.

As percentagens de argila são baixas e com um valor máximo de 16,2%, o que é bem superior à quantidade de argila + silte registada no presente trabalho, mas quando adicionados os valores de silte o somatório chega a um valor máximo de 46,9%.

Assim, pode-se afirmar que a granulometria dos filádios extremamente alterados e caracterizados por Andrade (2004) é menos grosseira, dado que tem percentagens de areia e de argila + silte superiores às do material ensaiado no presente trabalho.

5.2 Limites de Atterberg – LL+LP+LR

5.2.1 Limites de liquidez

Para os ensaios do limite de liquidez utilizaram-se dois provetes para o material de cada talude, de modo que os resultados sejam mais representativos e se possam efetuar comparações dos valores encontrados. A norma seguida foi a NP 143 – 1969.

Os resultados para o material do Talude 1 são apresentados nas figuras 5.3 e 5.4.

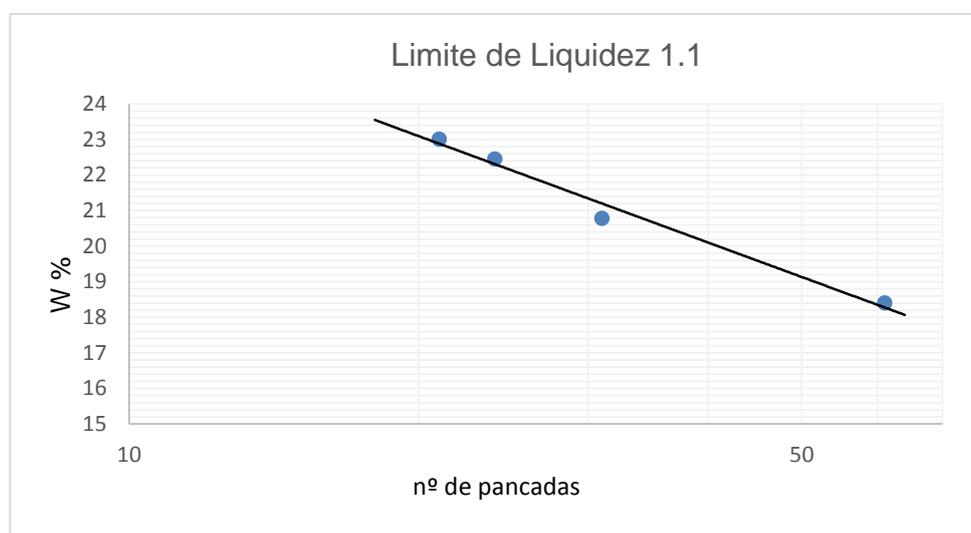


Figura 5.3 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 1 do Talude 1 (1.1).

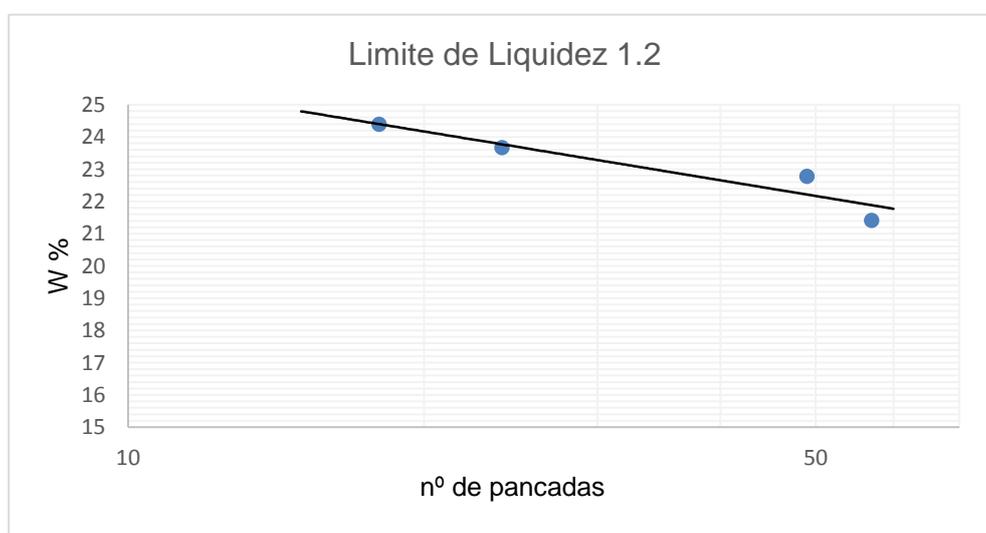


Figura 5.4 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 2 do Talude 1 (1.2).

Através das Figuras 5.3 e 5.4 definiram-se os valores de limite de liquidez como de 22,2% e 23,5%, o que corresponde a valores baixos em termos de plasticidade de acordo com a classificação da BS-5930 (1981) (Tabela 5.2).

Para o solo do Talude 2 realizou-se, igualmente, o ensaio em dois provetes como se verifica nas Figuras 5.5 e 5.6.

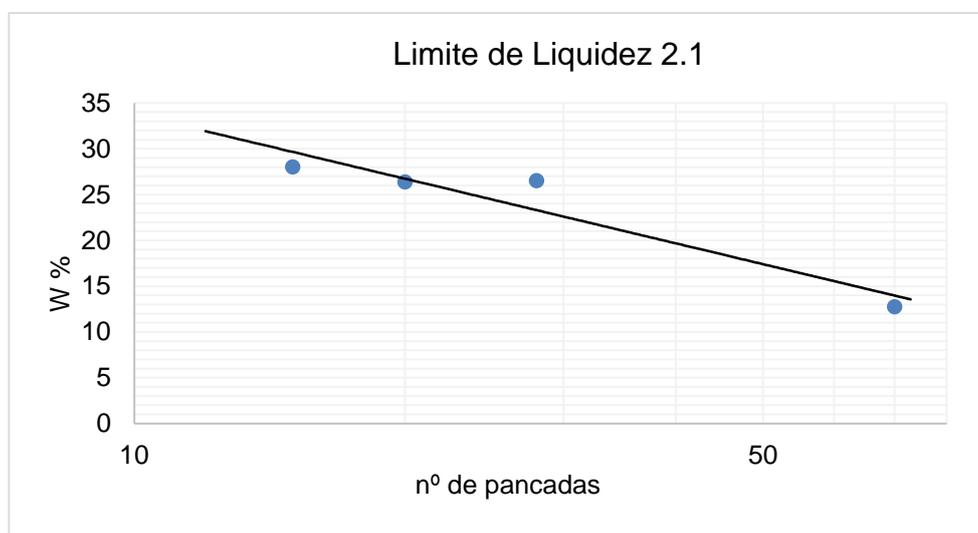


Figura 5.5 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 1 do Talude 2 (2.1).

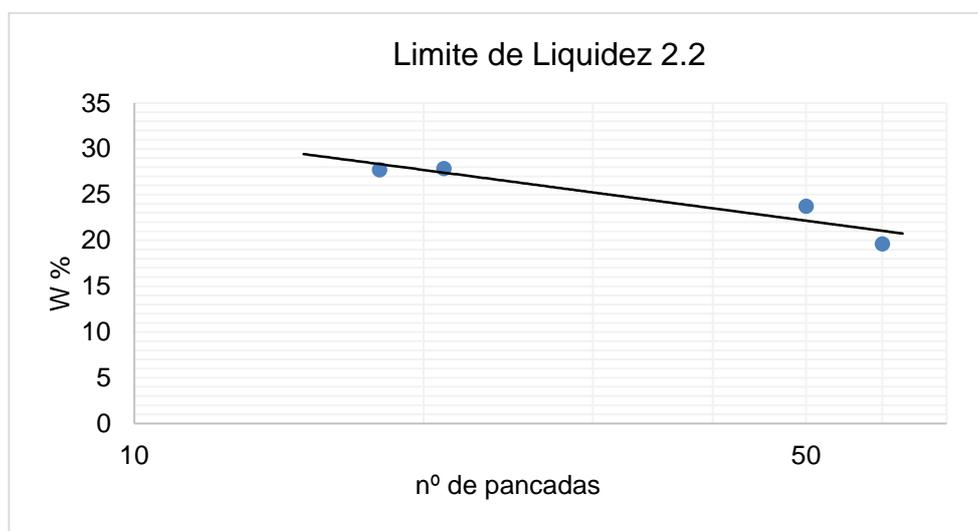


Figura 5.6 - Representação gráfica do limite de liquidez da amostra 2 do Talude 2 (2.2).

Para os dois provetes do Talude 2 obtiveram-se valores de 24,9 e 26,1% e considerou-se a plasticidade como baixa, tendo em atenção a classificação da BS-5930 (1981) (Tabela 5.3).

Como a totalidade dos valores encontrados correspondem a limites de liquidez abaixo de 35%, compreendidos entre 22,2 e 26,1%, os solos podem-se classificar de plasticidade baixa relativamente ao seu limite de liquidez.

Tabela 5.3 - Classificação da plasticidade dos solos com base no LL, de acordo com BS-5930 (1981).

Designação da plasticidade do solo	Limite de liquidez (%)
Plasticidade baixa	< 35
Plasticidade média	35 - 50
Plasticidade alta	50 - 70
Plasticidade muito alta	70 - 90
Plasticidade extremamente alta	> 90

5.2.2 Limites de plasticidade

Realizou-se, igualmente, o ensaio de determinação do limite de plasticidade, seguiu-se novamente a norma NP 143 – 1969 que foi também utilizada para o ensaio de determinação do limite de liquidez.

Este ensaio só é possível de realizar quando o solo possui uma percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,05 mm superior a 30%. O limite de plasticidade corresponde ao teor em água médio dos provetes ensaiados, quando se passa do estado plástico ao não-plástico, neste trabalho efetuaram-se dois ensaios para o solo de cada talude.

Para melhor compreensão dos resultados encontrados na tabela 5.4 são representados os valores dos limites de Atterberg e também do Índice de Plasticidade. Os cálculos intermédios encontram-se nos anexos I e II.

Tabela 5.4 – Valores de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade.

Limites de Atterberg (LL+LP)	Talude 1		Talude 2	
	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 1	Ensaio 2
Limite de liquidez (%)	22,2	23,5	24,9	26,1
Limite de plasticidade (%)	17,24	16,49	22,09	22,33
Índice de plasticidade (%)	4,96	7,01	2,81	3,77
Média IP (%)	5,985		3,29	

Para se proceder a uma correlação de valores recorreu-se ao trabalho com materiais semelhantes e com o mesmo ensaio realizado por Andrade (2004).

Com a tabela 5.5 podem-se observar os valores registados por Andrade (2004), para o limite de liquidez, o limite de plasticidade e o índice de plasticidade.

Tabela 5.5 – Resultados dos limites de consistência e do Índice de Plasticidade

(Andrade, 2004)

Material geológico	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Filádios extremamente alterados (VI) do talude 1	50 - 47	40 - 37	12 - 9
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2	28 - 24	23 - 19	5 - 4
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 3	39 - 37	31 - 29	9 - 8
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 5	45 - 40	34 - 29	12 - 11

Pode-se observar que em relação ao limite de liquidez apenas os resultados para os filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2 (Andrade, 2004), sendo 28% a 24%, se assemelham com os valores registados no presente trabalho, tendo os restantes resultados registado valores superiores.

Para o limite de plasticidade também se observa que os valores mais próximos do presente trabalho são os filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2 (Andrade, 2004), que registam valores entre 23% a 19%, o que se encontra semelhante do intervalo para o presente trabalho que regista valores entre 16,49% e 22,33%.

No caso do índice de plasticidade é onde se encontram valores mais próximos entre os diferentes materiais, tal se deverá ao cálculo para a determinação do IP, que faz com que se compensem os valores mais altos para o LL e LP, pelo que o valor final de IP é semelhante.

A plasticidade dos solos pode igualmente ser classificada tendo em atenção o IP, designadamente a partir da classificação da IAEG (1979) que é apresentada na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Classificação da plasticidade dos solos com base no Índice de Plasticidade, de acordo com a IAEG (1979).

Designação da plasticidade do solo	Índice de plasticidade (%)
Plasticidade nula	< 1
Plasticidade baixa	1 - 7
Plasticidade média	7 - 17
Plasticidade elevada	17 - 35
Plasticidade extremamente elevada	> 35

De acordo com a classificação da Tabela 5.4, confirma-se que as amostras são consideradas como solos pouco plásticos, dado que os seus valores enquadram-se entre os valores 1 e 7.

Com base nos valores da tabela 5.6 procedemos à classificação da fração fina recorrendo à carta de plasticidade (Figura 5.7).

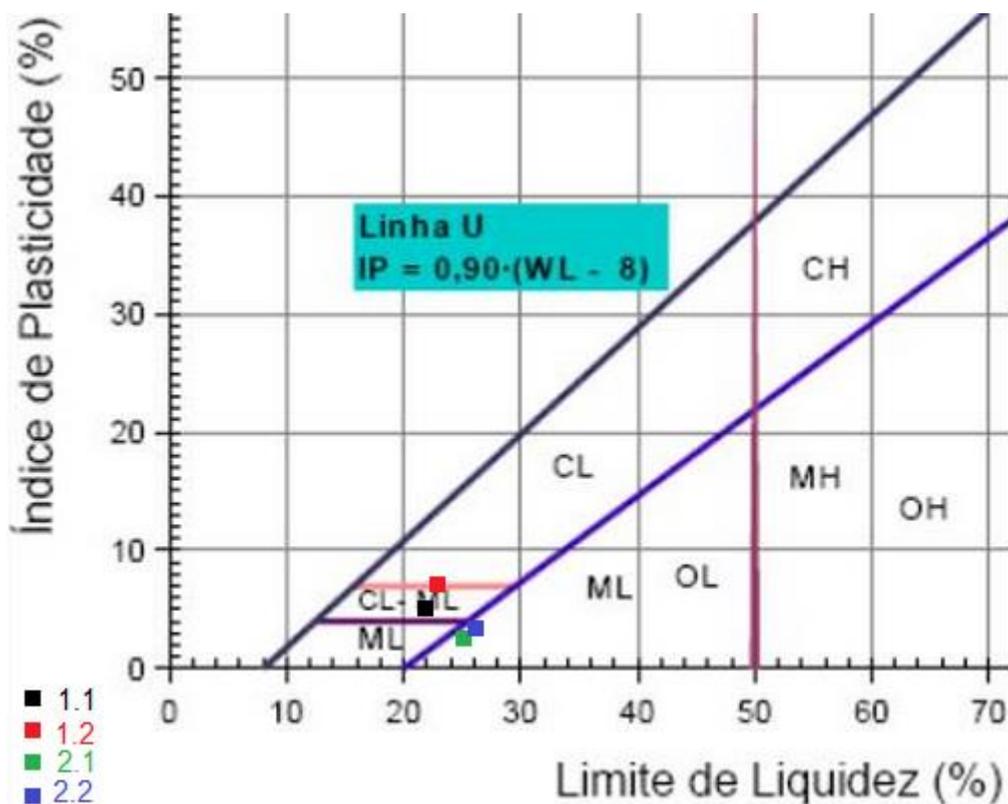


Figura 5.7 - Carta de plasticidade.

Como se pode observar pela carta de plasticidade (Figura 5.7) as amostras estão localizadas numa posição próxima na referida carta, apresentando limites de liquidez bastante semelhantes entre si, o mesmo acontece relativamente ao índice de plasticidade.

De acordo com os valores representados na carta de plasticidade (Figura 5.7), as amostras inserem-se nos solos pouco plásticos pois o seu IP localiza-se entre os valores 1 e 7. O provete 1.2 está próximo da zona fronteira, sendo classificado como CL. As amostras 2.1 e 2.2, como se verifica, classificam-se como ML ou OL, enquanto que a restante, 1.1 se define como CL-ML.

Relativamente ao índice de plasticidade encontrado para os filádios extremamente alterados de Andrade (2004), verificou-se uma plasticidade baixa nos filádios do talude 2 o que está em concordância com os valores do presente trabalho.

Nos restantes filádios, a plasticidade registada é considerada média, uma vez que os valores se encontram entre 7 e 17%.

5.3 Identificação de minerais através da técnica de difração de Raios X

Para a análise da Identificação dos minerais através da técnica de difração dos Raios X recorreu-se ao Difractómetro de Raios X Phillips PW3710 Based do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra.

Foi possível observar minerais semelhantes para os dois taludes, utilizando a amostra total. Os minerais comuns são quartzo, clorite/vermiculite, moscovite, e caulinite.

Para a amostra rochosa do Talude 1 registou-se ainda a presença de feldspato potássico embora vestigial. Nas Figuras 5.8 e 5.9 apresentam-se os gráficos da amostra total e com os minerais identificados para os Taludes 1 e 2.

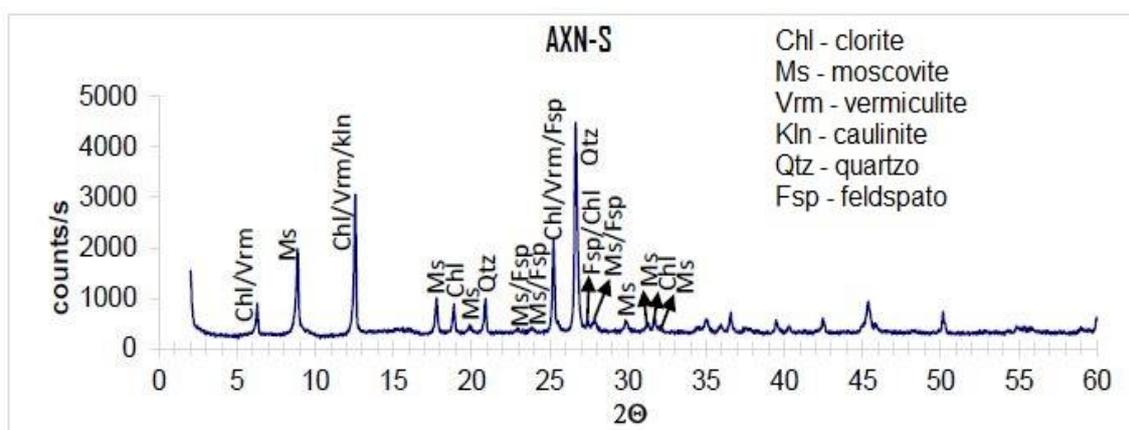


Figura 5.8 - Gráfico da amostra total para o material rochoso do Talude 1.

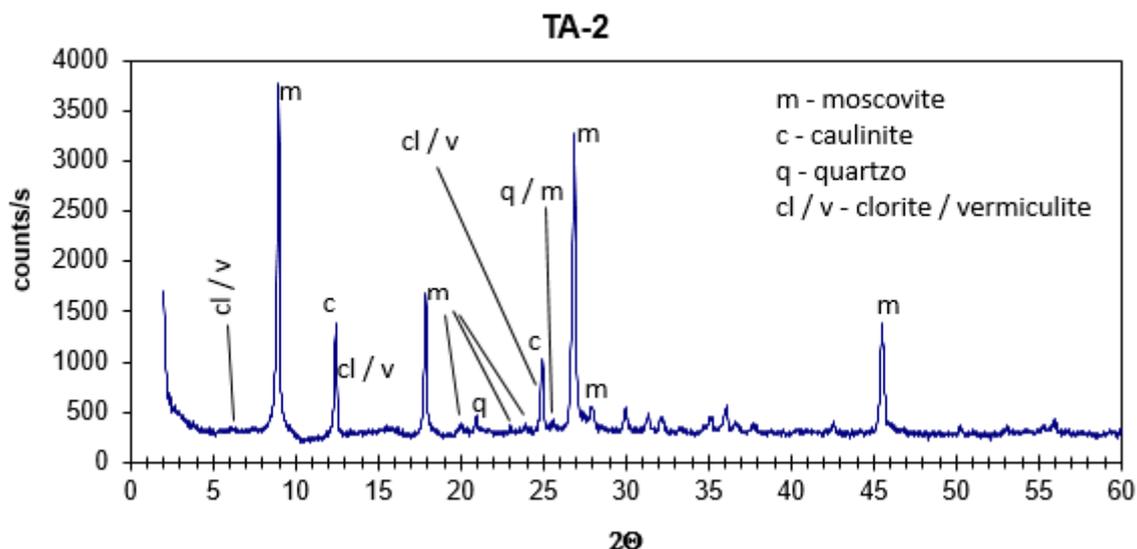


Figura 5.9 - Gráfico da amostra total para o material rochoso do Talude 2.

5.4 Identificação de minerais argilosos através da técnica de difração Raios X

Em relação aos minerais argilosos, procedeu-se à sua identificação através da técnica de difração dos raios X utilizando o Difratómetro de Raios X Phillips PW3710 Based. Posteriormente às lâminas terem sido preparadas no LABSED como descrito no subcapítulo 2.7. Utilizaram-se amostras dos dois taludes estudados, com lâminas normais, e também sujeitas a tratamento prévio como as glicoladas e aquecidas a 550°C.

Para melhor comparação dos espectros dos minerais apresenta-se de seguida as três técnicas, a figura 5.10 corresponde ao primeiro talude, e 5.11 ao segundo.

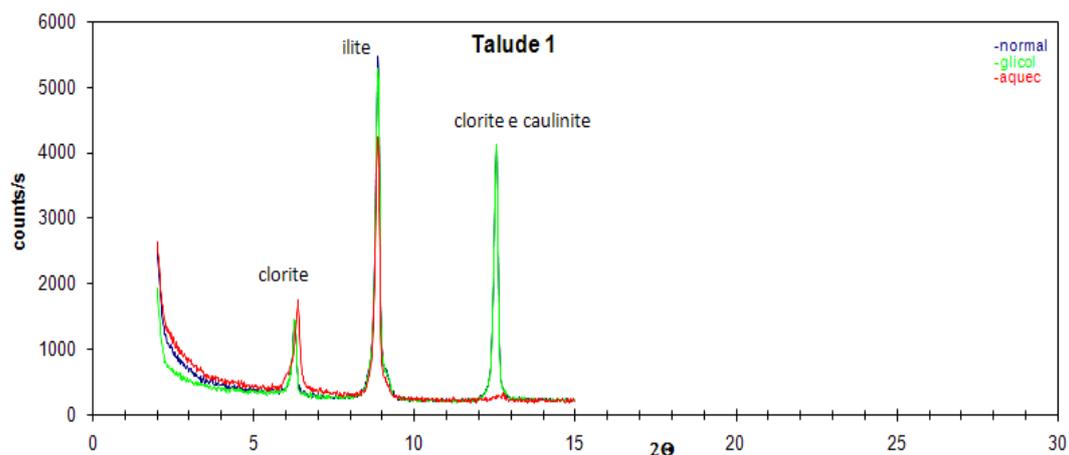


Figura 5.10 – Diffractograma dos minerais argilosos do Talude 1.

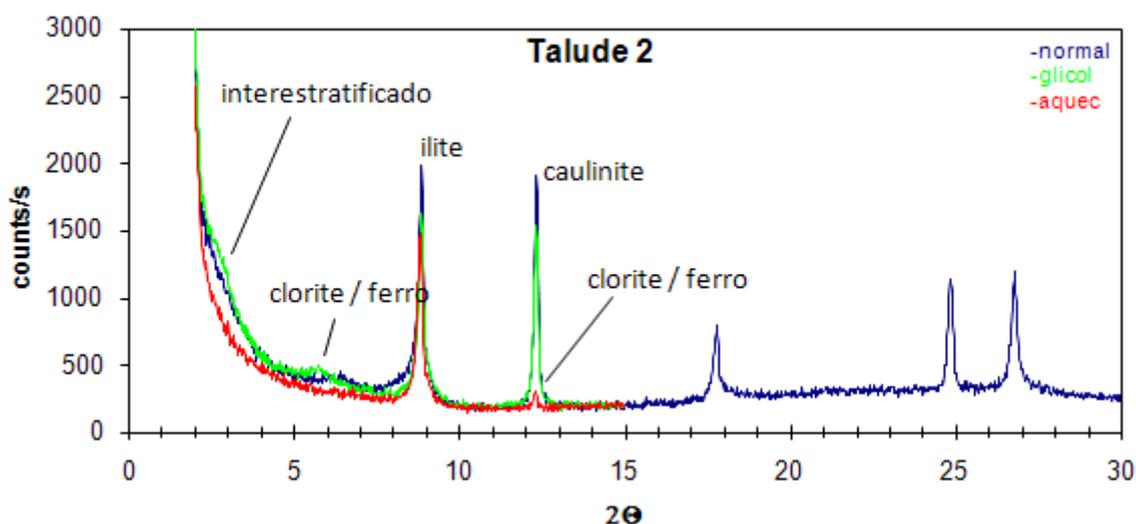


Figura 5.11 - Diffractograma dos minerais argilosos do Talude 2

Os minerais argilosos comuns para os solos estudados dos dois taludes são a clorite, a ilite e a caulinite. A clorite é um mineral proveniente de rochas metamórficas e que pode resultar de uma alteração de biotite. Por seu lado, a caulinite tem um comportamento muito estável, é pouco expansiva quando em contato com a água, o que não conduz a uma situação crítica. No Talude 2 registou-se a presença de interestratificado e clorite / ferro.

Posteriormente, foi realizada uma análise semi-quantitativa, tendo como objetivo quantificar a percentagem de minerais argilosos presentes em cada amostra testada.

As Figuras 5.12 e 5.13 ilustram os valores percentuais dos minerais argilosos presentes nas amostras testadas para os solos do Talude 1 e 2.

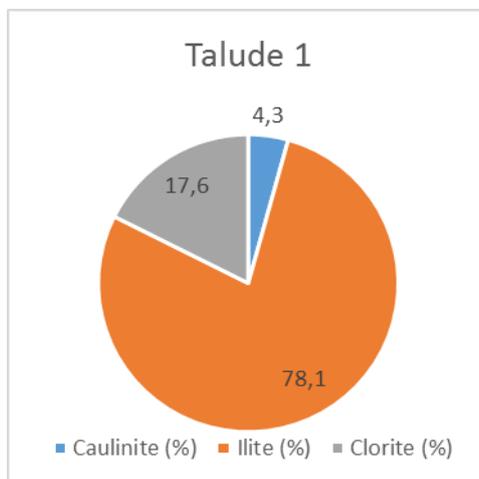


Figura 5.12 – Análise semi-quantitativa para a amostra do Talude 1

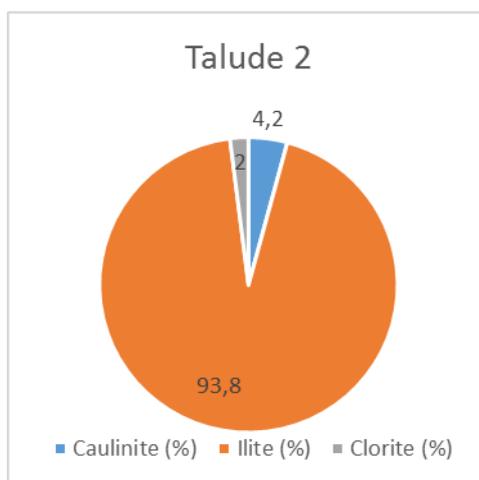


Figura 5.13 – Análise semi-quantitativa para o material do Talude 2

Como se observa através das Figuras 5.12 e 5.13, é visível uma maior presença de ilite no Talude 2, relativamente ao Talude 1. A presença de clorite é mais significativa no Talude 1, ao passo que no Talude 2, a sua percentagem se considera com um valor muito baixo.

Recorrendo a um trabalho onde tenham sido testados materiais semelhantes (Andrade, 2004), para esse mesmo caso, pode-se afirmar que em todas as amostras

testadas foram comprovadas a presença dos minerais argilosos da ilite e da caulinite. Além destes, também se registou a presença de vermiculite, de clorite e de esmectite. Sendo este ultimo pouco significativo.

5.5 Equivalente de areia

A norma utilizada no ensaio do equivalente de areia foi a LNEC E 199 – 1967.

Para este ensaio prepararam-se dois provetes de 120 g para cada talude.

Na Tabela 5.7 podem observar-se os valores encontrados nos ensaios do equivalente de areia, designadamente para os provetes 1.1 e 1.2 do Talude 1 e também para os provetes 2.1 e 2.2 do Talude 2.

Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios de equivalente de areia

Provete	1.1	1.2	2.1	2.2
h_1 (mm)	155	148	151	154
h'_2 (mm)	78	75	89	84
h_3 (mm)	65	63	72	69
E.A. (%)	42	43	47	45
Média E.A. (%)	43		46	
E.A.V. (%)	50	51	59	55
Média E.A.V. (%)	51		57	

Pelos valores da Tabela 5.7, verifica-se que os valores das amostras dos dois taludes estão próximos tanto para o equivalente de areia como para o equivalente de areia visual.

A média no equivalente de areia é de 43% para os provetes do Talude 1 e de 46% para o Talude 2. No caso do equivalente areia visual a média para o primeiro é de 51% enquanto no segundo talude a média é igual a 57%.

Pode-se dizer, neste caso, que devido ao seu valor de equivalente de areia ser superior a 30% os solos são considerados não plásticos.

5.6 Azul de metileno

Para a realização deste ensaio seguiu-se a norma francesa NF P 94 – 068 – 1993.

Procedeu-se à preparação dos provetes e, neste caso, o teor em água foi eliminado previamente. Foi sendo adicionado azul de metileno à solução e procedeu-se à agitação conforme a norma. No final do ensaio registaram-se os valores apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Resultados do ensaio de azul de metileno.

Provete	Talude 1	Talude 2
VBS (g/100 g)	0,5	0,3

A Figura 5.14 demonstra os valores da tabela 5.8 em gráfico.

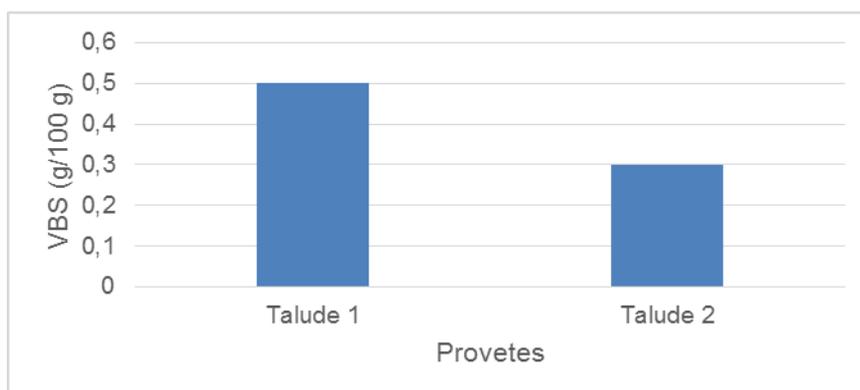


Figura 5.14 – Gráfico relativo ao VBS.

O VBS significa as gramas de azul de metileno necessário para 100 g de solo seco.

Com base nos resultados da Tabela 5.8 constatou-se que a amostra pertencente ao Talude 1 consumiu maior quantidade de solução de azul de metileno do que a do Talude 2.

Através da comparação de resultados com materiais semelhantes (Andrade, 2004) apresentam-se os resultados visíveis na Tabela 5.9 para o azul de metileno.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios para o azul de metileno.

Material geológico	VBS (g/100g finos)
Filádios extremamente alterados (VI) do talude 1	2,7 - 2
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2	1,8 - 1,3
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 3	3,3 - 3
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 5	1,8 - 1,6

Como se pode verificar pela Tabela 5.9 os valores são superiores aos registados no presente trabalho. Ainda assim, os valores encontrados para os filádios extremamente alterados do talude 2 e talude 5 (Andrade, 2004) são os mais próximos dos definidos no presente trabalho.

5.7 Expansão linear

Para este ensaio a norma adotada foi a do LNEC E 200 – 1967.

Foram efetuados três ensaios envolvendo o material de cada talude, de forma a ter uma base de resultados mais alargada.

Na Figura 5.15 apresenta-se o gráfico de resultados registados para os solos do Talude 1.

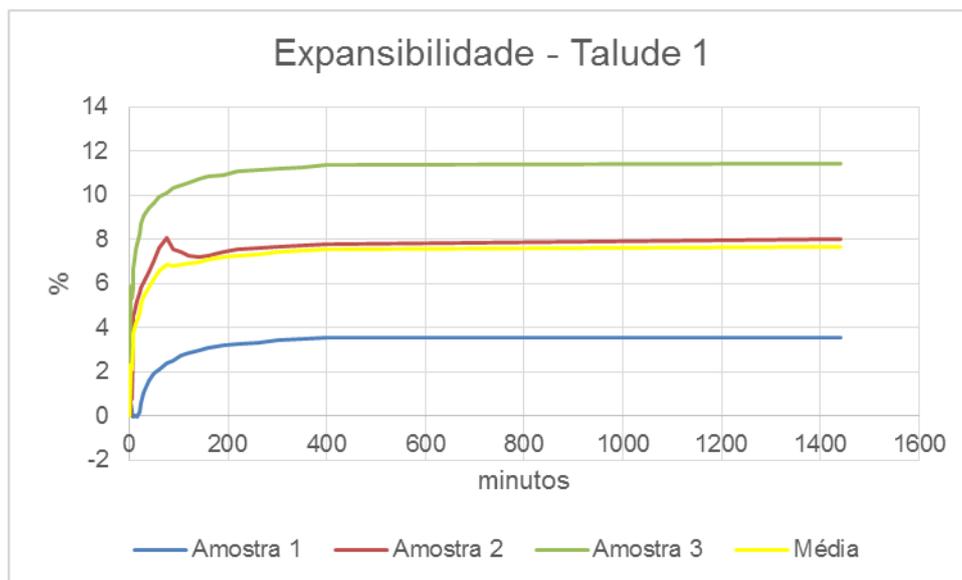


Figura 5.15 - Gráfico de expansibilidade para os solos do Talude 1.

É possível observar na Figura 5.15 que a curva da amostra 2 tem um conjunto de valores bastante próximo do apresentado pela curva que corresponde à média das três amostras ensaiadas. A amostra 3 assume valores mais elevados e possui uma expansibilidade final de 11,6% e a amostra 1 tem valores mais baixos de expansibilidade, registrando uma expansibilidade final de 3,5%.

Para os solos do Talude 2 definiu-se um gráfico semelhante ao apresentado pelos solos do Talude 1, como se pode observar na Figura 5.16.

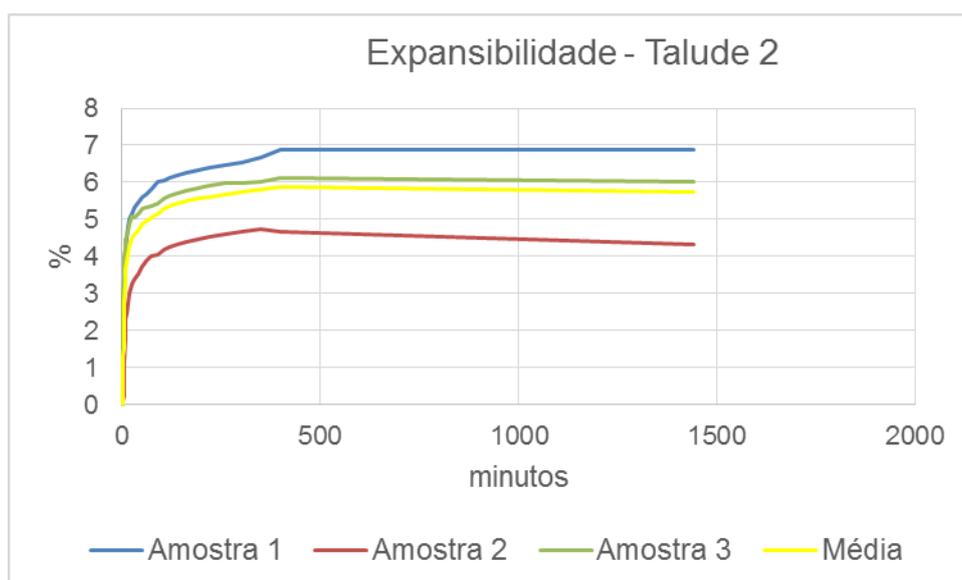


Figura 5.16 - Gráfico de expansibilidade para os solos do Talude 2.

No gráfico da Figura 5.16 as percentagens de expansibilidade das amostras já se encontram mais próximas entre si do que ocorre para as amostras do Talude 1. De modo similar ao verificado para o material do Talude 1, há uma amostra com um conjunto de valores bastante próximo dos valores médios, neste caso a amostra 3.

Assim, como se pode verificar na Tabela 5.10, os valores médios finais de expansibilidade, considerados ao fim de 24h e que corresponderam à expansibilidade final, para os solos dos dois taludes estão próximos, e apenas separados por cerca de 2%.

Tabela 5.10 - Médias de valores de expansibilidade final.

	Talude 1	Talude 2
Provet 1 (%)	3,53	6,87
Provet 2 (%)	7,91	4,33
Provet 3 (%)	11,6	5,98
Média (%)	7,68	5,73

Pode-se referir ainda que a amostra 2 e 3 do Talude 1, atingem um valor de expansibilidade superior a qualquer amostra do Talude 2.

Os ensaios das amostras do Talude 2 parecem ser mais consistentes, dado que os valores da expansibilidade são mais próximos, enquanto para os do Talude 1 as diferenças são maiores.

Apresenta-se também uma classificação proposta por Snethen (1980), que estabeleceu a possível relação entre a expansibilidade potencial e o IP, como se pode observar na tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Classificação proposta por Snethen (1980).

IP (%)	Potencial de expansibilidade
> 35	Elevado
22 - 48	Alto
12 - 32	Médio
< 18	Baixo

Dado que o IP, para os dois taludes, se situa abaixo dos 18%, o potencial de expansibilidade é baixo, o que está de acordo com os valores de expansibilidade encontrados, sendo os valores médios finais de expansibilidade inferiores a 8%.

Recorrendo aos valores de Andrade (2004), a fim de recolher valores para obter comparações de resultados em materiais semelhantes pode-se observar que os valores de expansibilidade final não se revelaram muito diferentes, como se observa pela Tabela 5.12.

Tabela 5.12 – Resultados dos valores de expansibilidade final (Andrade, 2004).

Material geológico	Valores de expansibilidade final (%)
Filádios extremamente alterados (VI) do talude 1	12 - 9
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2	4 - 3
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 3	15 - 13
Filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 5	7 - 4

Como se pode observar o potencial de expansibilidade para estes materiais é baixo, o que acontece também nos materiais ensaiados no presente trabalho.

Mais uma vez, observa-se que os filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 2 e, ainda os filádios extremamente alterados (V a VI) do talude 5 se encontram próximos dos valores ensaiados neste trabalho.

5.8 Ensaio Lambe (Expansão confinada)

Para este ensaio seguiu-se a norma espanhola UNE 103 600.

Prepararam-se duas amostras para os dois taludes, um provete para cada talude com 50% de humidade relativa e o outro completamente seco.

Em todas as amostras não se registaram situações de expansibilidade, não se verificando deformações detetadas nos defletómetros utilizados, pelo que se considerou que os solos têm uma expansibilidade confinada não crítica.

5.9 Ensaio de compactação do tipo Proctor

Para este ensaio foi seguida a norma do LNEC E 197 – 1966.

Preparam os dois provetes, um para cada talude, de acordo com os procedimentos da norma referida.

Para o solo do Talude 1, devido aos resultados da análise granulométrica foi usado o molde grande e compactação pesada.

Para o solo do Talude 2 procedeu-se a compactação leve e molde pequeno.

Sendo assim, para o Talude 1 registaram-se os resultados apresentados no gráfico da Figura 5.17.

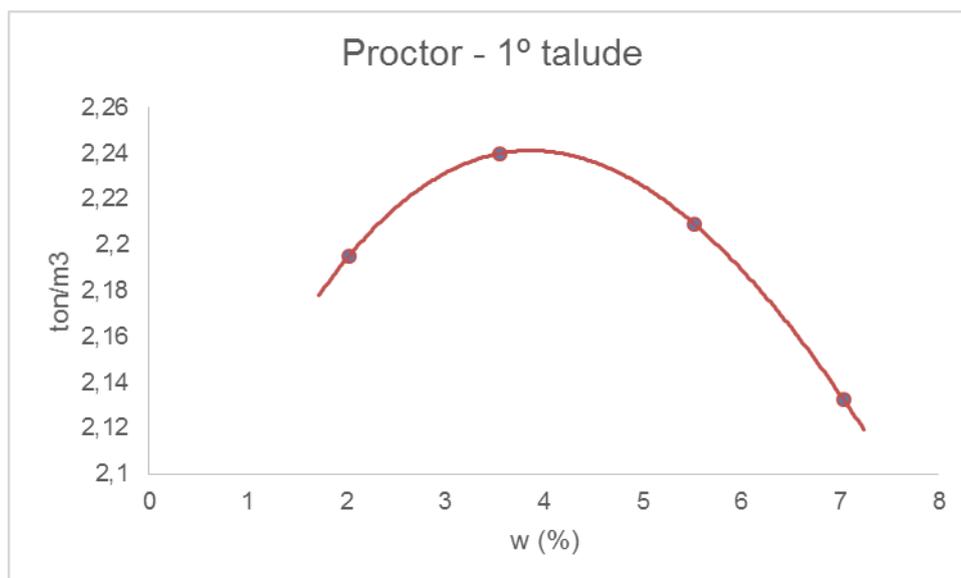


Figura 5.17 – Resultado do ensaio Proctor para o solo do Talude 1

O teor ótimo em água é 3,8% e corresponde a uma baridade seca de 2,24 ton/m³.

De acordo com os resultados expressos no gráfico da Figura 5.18 e para o solo do Talude 2, o teor em água ótimo é de 7,3% e a baridade seca é igual a 2,10 ton/m³.

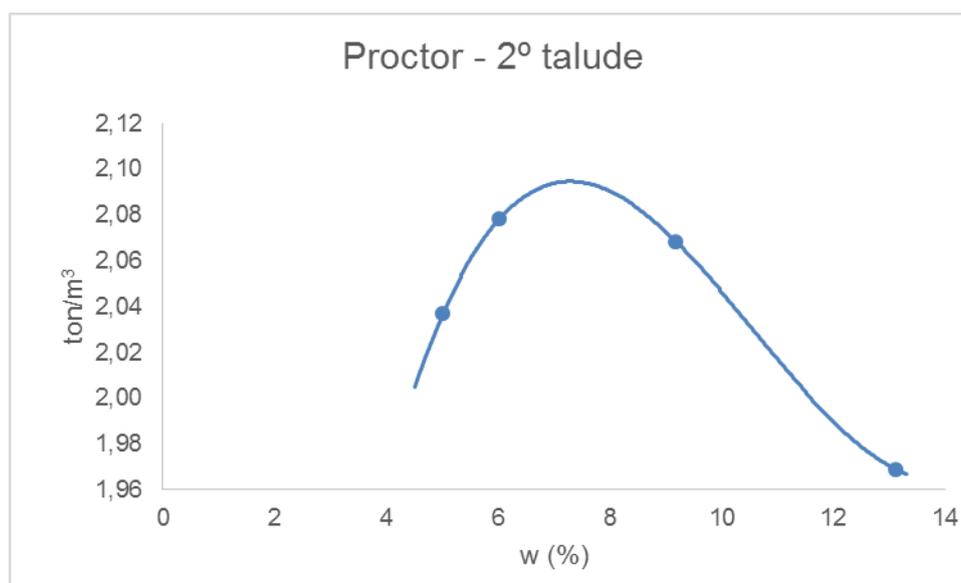


Figura 5.18 - Gráfico do Proctor para o Talude 2

As baridades secas estão próximas entre si, com 2,24 ton/m³ para o solo do Talude 1 e 2,10 ton/m³ para o do Talude 2.

No caso dos valores do teor em água ótimo é bem diferente, sendo de 3,8% para o solo do Talude 1, valor este muito reduzido, enquanto para o do Talude 2, verificaram-se valores de 7,3%.

Tendo em conta a análise granulométrica, o solo do Talude 1 tem maior percentagem de seixo, o que provoca que o teor em água ótimo seja menor relativamente ao Talude 2, contrariamente a baridade seca é mais elevada para o Talude 1 relativamente ao Talude 2.

A figura 5.19 demonstra as curvas de compactação para os solos dos dois taludes.

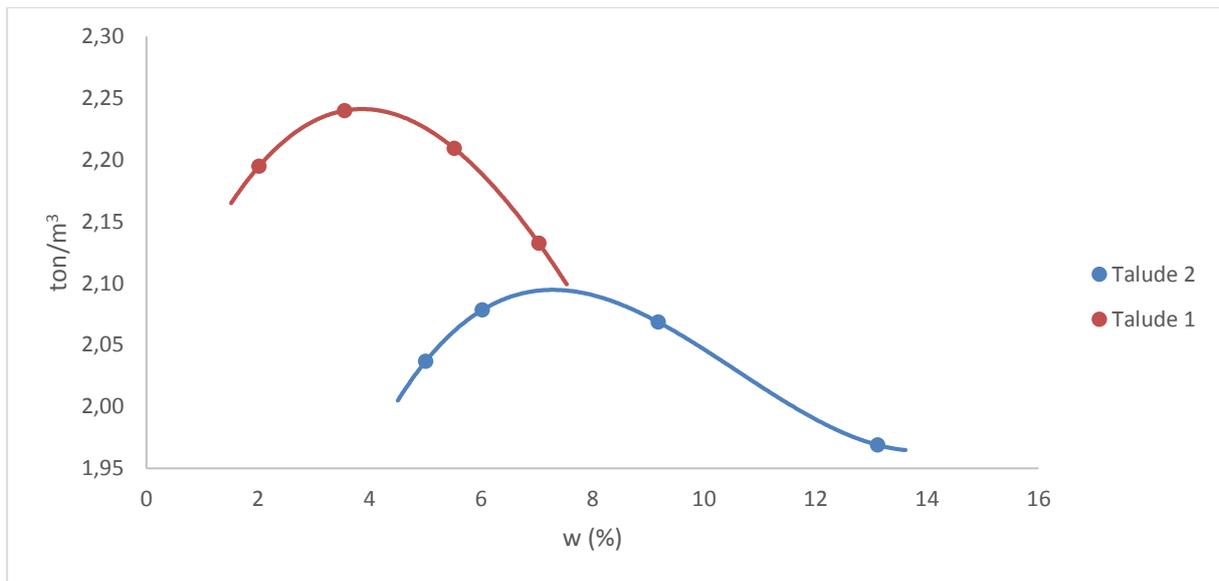


Figura 5.19 – Gráfico da representação das curvas de compactação Proctor para os solos dos Taludes 1 e 2

Como se pode verificar pela figura 5.19, a curva de compactação para os solos dos dois taludes é semelhante. Pode-se afirmar que as curvas se encontram entre o tipo 1 e 2 de curvatura, segundo o anexo III.

Capítulo 6 – Apresentação de resultados das Classificação de solos e rochas

6.1 Classificações de solos

6.1.1 Classificação granulométrica de solos

A partir da análise granulométrica realizada para os dois taludes, dividiu-se os solos em argilas, siltes, areias e cascalhos.

Verificou-se que a percentagem de cascalho nos dois taludes é bastante superior relativamente aos outros materiais, areias e argilas mais siltes.

Com base nas curvas granulométricas das duas amostras obtiveram-se os valores da Tabela 5.1.

A análise da Tabela 5.1 permitiu verificar que a percentagem das diferentes dimensões dos materiais é bastante semelhante nos dois taludes. A percentagem de argila e siltes é a mais reduzida, com a percentagem de 4,5% no Talude 1 e 3,54% no Talude 2.

Tal como foi referido anteriormente a percentagem de cascalho nos taludes 1 e 2 é de 64,4% e 60,5%, respetivamente, sendo, então, os solos considerados grosseiros por este mesmo facto.

Após a observação dos resultados da peneiração das amostras determinaram-se os valores para os coeficientes de uniformidade, C_u , e de curvatura, C_c . Assim, para o solo do Talude 1, o valor do C_u é bastante superior ao do Talude 2, com 84,6 e 11,69, respetivamente. Como o valor do C_u para o solo do Talude 1 é superior a 15 é considerado não uniforme, ao passo que no solo do Talude 2 pode considerar-se como medianamente uniforme por apresentar um valor de C_u inferior a 15 e superior a 5.

Relativamente ao C_c , os valores apresentados são semelhantes: 1,02 para o solo do Talude 1 e 1,54 para o solo do Talude 2. Com estes valores pode-se afirmar que as

amostras são bem graduadas, ou seja, que as partículas apresentam um tamanho variado, o que permite um melhor arranjo entre grãos.

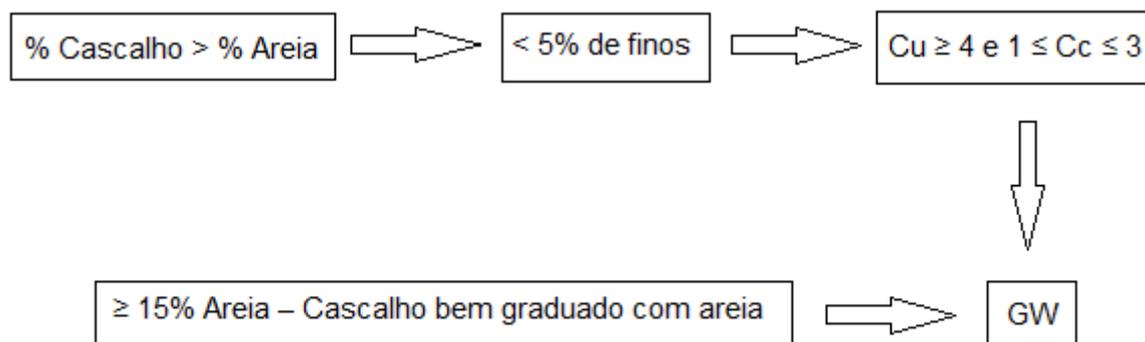
6.1.2 Classificação unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993)

Para esta classificação seguiu-se a norma ASTM D 2487 – 93. Procedeu-se à aplicação da classificação unificada para cada um dos materiais presentes nos taludes.

Recorreu-se à tabela 6.1 para a classificação Unificada.

Analisando a tabela 5.1 verifica-se que as amostras estudadas pertencem ao grupo GW, que se designa de cascalho bem graduado com areia, porque a sua percentagem de cascalho, nas amostras estudadas, é superior à percentagem de areia, pode-se, com base nos valores que a percentagem dos finos é menor que 5%, o C_u ser superior a 4, enquanto o C_c encontra-se compreendido no intervalo entre 1 e 3 e a percentagem de areia é por sua vez superior a 15%, o que permite confirmar que as amostras pertencem ao grupo GW.

Tabela 6.1 – Excerto da Classificação unificada



Relativamente aos dados recolhidos (Andrade, 2004) para comparação de resultados foi possível verificar, como já havia sido referido, que a percentagem de areia era, neste caso, superior à percentagem de cascalho. Esta diferença de valores faz com que os resultados para a classificação unificada sejam diferentes, sendo estes materiais classificados como SM.

6.1.3 Classificação AASHTO – Fins Rodoviários (LNEC E 240 – 1970)

Para esta classificação utilizou-se a especificação LNEC E 240 – 1970.

Determinou-se o índice de grupo, através do cálculo das variáveis intervenientes, tendo em conta os resultados da análise granulométrica e os limites de Atterberg.

Assim, para o cálculo da expressão do IG, determinaram-se os parâmetros *a*, *b*, *c* e *d*. Tendo em atenção a especificação LNEC E 240 – 1970, verifica-se que os parâmetros *a* e *b* determinam-se através dos dados das análises granulométricas, enquanto os parâmetros *c* e *d*, são definidos respetivamente a partir dos valores do limite de liquidez e do índice de plasticidade, verificou-se que os vários valores são nulos, pelo que o IG é também igual a zero.

Neste sentido os Taludes 1 e 2 podem ser classificados como solos do tipo A-1-a. Assim os solos dos dois taludes consideram-se como “predominantemente constituído por calhau ou seixo, com ou sem material aglutinante bem graduado.”

Tendo em conta a tabela de classificação de solos presente na especificação LNEC E 240 – 1970 e ainda ao valor do IG, considerou-se o comportamento na camada sob o pavimento como excelente a bom.

6.1.4 Classificação Francesa (NF P 11 – 300 – 1992)

Para a realização desta classificação recorreu-se a valores calculados através do ensaio de azul de metileno, aos resultados dos limites de Atterberg e da análise granulométrica.

Com base nestes valores utilizou-se a Figura 6.1 para determinar a classe correspondente aos solos.

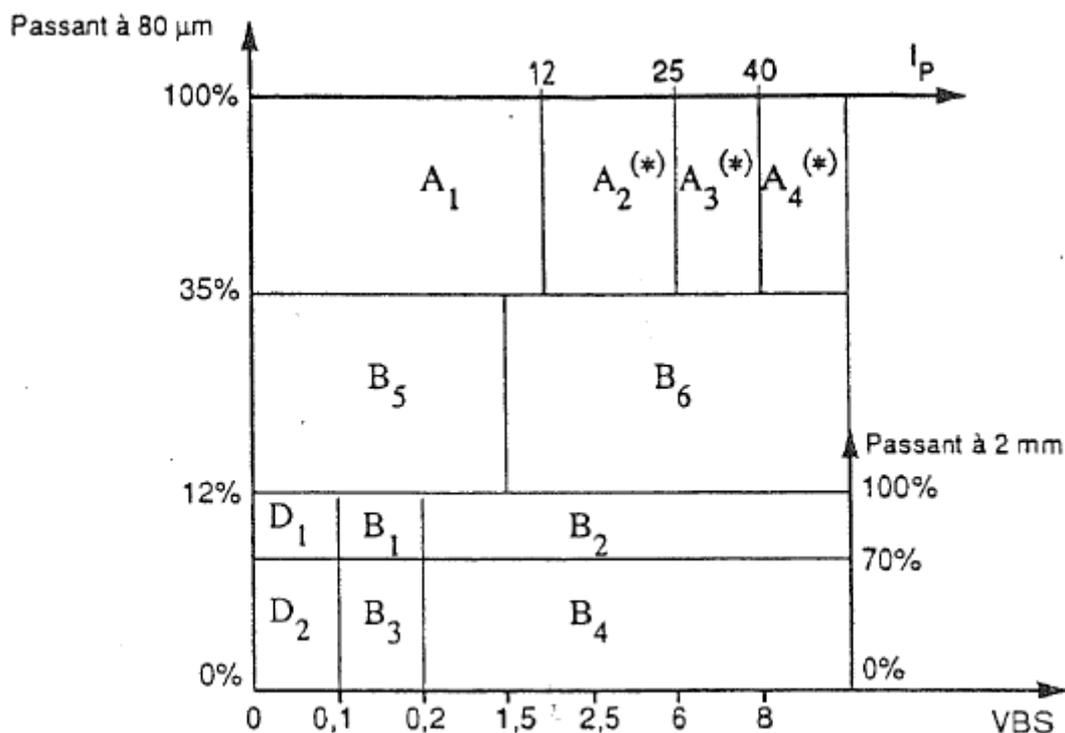


Figura 6.1 – Determinação da classe correspondente aos solos

Após a análise aos resultados dos ensaios, verificou-se que ambos os solos dos taludes estão classificados no grupo B do primeiro nível de classificação, pois o material inferior a 0,074 mm corresponde uma percentagem passada de $\leq 35\%$. Para os solos dos dois taludes, ao material inferior a 80 μm , corresponde a uma percentagem passada de $\leq 12\%$ verificando-se igualmente que aos 2 mm corresponde uma percentagem passada $\leq 70\%$. Em função da sua natureza pode-se constatar que os solos podem ser classificados como B₄, pois, em ambos os taludes o VBS é superior a 0,2 e o IP é menor do que 7, como descrito na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Resultados utilizados para a classificação francesa

	VBS	IP
Talude 1	0,5	6
Talude 2	0,3	3,3

Neste sentido, os solos classificados como B₄, e também de acordo com os valores das análises granulométricas, do azul de metileno e do IP, são essencialmente constituídos por cascalhos com finos (pouco argilosos).

De acordo com guia LCPC os solos são passíveis de ser manipulados relativamente à condição do estado hídrico segundo a classificação francesa. Este guia LCPC dá indicações de ações a tomar mediante as condições hídricas que se verifiquem no solo.

Relativamente ao estudo hídrico do material, este pode ser muito húmido (th), húmido (h), medio (m), seco (s) e muito seco (ts). Assim, nos solos B₄ th encontram-se granulometrias extensas compostas por alguma fração fina (entre 12% a 35% passados). A plasticidade dos finos deste tipo de solo faz com que seja muito sensível à água e, geralmente, permeáveis, reagindo com bastante rapidez às variações do ambiente hídrico e climático. Os solos B₄ h, embora, semelhantes aos solos B₄ th em termos de granulometria e mesmo na sensibilidade à água, apenas poderão ser utilizados no corpo do aterro ao contrário dos anteriores que não podem ser utilizados nem em aterro nem no leito do pavimento. Os solos B₄ m, que também apenas podem ser utilizados no corpo do aterro, são muito sensíveis às condições meteorológicas, não podendo ser usados na presença de chuva intensa ou evaporação. Os solos B₄ s, com características semelhantes aos anteriores, são de difícil utilização devido à fraca capacidade de suporte, não podendo ser utilizados mesma na presença de chuva fraca. Por fim, os solos B₄ ts não são utilizados, quer em aterro quer no leito do pavimento, por questões económicas, embora as características sejam semelhantes às anteriores.

Para o presente trabalho ambos os solos dos taludes se situam no B₄ th, porque os seus valores de IP são inferiores a 7 tanto para os solos dos Talude 1 e 2.

6.2 Classificações de maciços

6.2.1 Basic Geotechnical Description (BGD)

Para a realização desta descrição geotécnica básica é necessário que se faça um estudo de campo completo e rigoroso, de modo a recolher todas as informações importantes. Decidiu-se definir a xistosidade como família X.

Assim, para o grau de alteração, recorrendo à Tabela 3.6. Definiu-se o Talude 1 zona A com W₄ e a zona B com W₄ também, exceto o caso da família X da zona B que se optou

por classificar como W_3 . No caso do Talude 2, para trecho 2.1, definiu-se todas as famílias como W_4 . Os restantes trechos do maciço rochoso foram classificados como W_3 .

Para caracterizar o grau de fracturação dos maciços rochosos recorreu-se à Tabela 3.7. Assim, seguindo os valores registados *in situ*, podemos obter as classificações para o Talude 1 zona A, a família X e T consideradas como F_5 , família E com F_4 e, por último, a família F classificadas como F_3 . A zona B classificou-se a família X com F_5 e as restantes famílias com F_4 . Para o Talude 2, no trecho 2.1, a família X e F classificam-se com F_4 , sendo a família S classificada como F_3 . Para o trecho 2.2, todas as famílias se classificam com igual designação, sendo F_4 . No caso do trecho 2.3, a família F destaca-se sendo classificada de F_5 e as restantes, famílias X e T classificadas como F_4 .

Para caracterizar a espessura da xistosidade recorreu-se a tabela 3.8. Para este caso específico, decidiu-se que o valor de L seria L_5 para todas as famílias, por não ser possível avaliar a sua espessura em afloramento.

Para caracterizar a resistência à compressão uniaxial recorreu-se à tabela 3.9. Com base nos valores da tabela 6.3 classificaram-se da seguinte forma. Para o Talude 1, zona A e B, classificaram-se todas as famílias como sendo S_3 . Para o Talude 2, classificaram igualmente todas as famílias existentes nos trechos correspondentes ao mesmo talude como sendo S_3 .

Para caracterizar o ângulo de atrito utilizou-se a tabela 3.10. No Talude 1, zona A, a família X foi classificada como A_5 , a família F como A_4 e as restantes famílias, E e T classificaram-se como A_3 . Para a zona B, a família X foi definida como A_4 , a família F como A_3 e a família T como A_2 . No Talude 2, trecho 2.1, a família X e F como A_3 e a família S classificada como A_1 . No trecho 2.2 todas as famílias presentes como A_3 e no trecho 2.3 como A_1 para a família T e as restantes famílias presentes como A_3 .

6.2.2 Classificação RMR (ROCK MASS RATING)

Para a classificação RMR, publicada por Bieniawski (1989), é necessário efetuar um levantamento de campo, em que se realizam várias observações e medições dos aspetos geológicos e estruturais, deve proceder-se à realização de ensaios de relativos à definição da resistência do material rochoso como os ensaios de determinação de resistência à compressão uniaxial ou de resistência à carga pontual. Os dados obtidos devem ser

devidamente compilados e tratados para permitir a avaliação ponderal dos parâmetros constituintes da classificação RMR.

Tendo em atenção aspetos geológicos e geotécnicos consideraram-se diferentes zonas nos taludes estudados, e para cada uma delas determinaram-se os valores dos vários parâmetros da classificação RMR para cada família de descontinuidades.

Para o parâmetro 1 definiram-se os valores ponderais após a realização de ensaios laboratoriais e *in situ*. O ensaio Point Load Test foi realizado no laboratório e utilizando amostras recolhidas no campo, enquanto para os ensaios *in situ* recorreu-se ao martelo de Schmidt, os valores apresentam-se na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Valores relativos ao Point Load Test e Resistência à compressão uniaxial

	Talude 1	Talude 2
$IS_{(50)}$ (MPa)	1,93	0,71
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	52,41	15,51

Depois de realizados os respetivos ensaios, foi possível definir os valores ponderais do parâmetro de resistência do material rochoso, assim determinou-se o peso de 4 para o Talude 1 e de 2 para o Talude 2.

Para o parâmetro 2 relativo à determinação do RQD, e devido à inexistência de sondagens realizadas com recolha de testemunho, procedeu-se à sua definição através da expressão 27, determinando-se o J_v através da expressão 28.

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (27)$$

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} \quad (28)$$

Onde J_v representa o índice volumétrico e os S_1 , S_2 e S_3 correspondem aos espaçamentos médios das famílias das descontinuidades, neste caso em número de 3.

Na tabela 6.4 observam-se os resultados para o parâmetro RQD, definidos a partir de J_v .

Tabela 6.4 - Determinação do RQD

	Talude 1		Talude 2		
	Zona A	Zona B	Troço 2.1	Troço 2.2	Troço 2.3
Valor médio de espaçamento (cm)	23,4	17,3	13,3	11,7	13,1
J_v	18,2	17,8	29,5	26,6	23,6
RQD (%)	55	56	18	27,3	37,2

Foi atribuído, para o RQD, um peso de 13 para a zona A do Talude 1 e para a zona B do mesmo talude. No caso do Talude 2, para o troço 2.1 um peso de 3, enquanto para os troços 2.2 e 2.3 definiu-se um peso de 8.

Para o parâmetro 3, relativo ao espaçamento das discontinuidades, as medições *in situ* foram efetuadas com recurso a uma fita métrica de precisão da ordem dos mm.

Os valores médios do espaçamento podem ser visualizados na tabela 6.4 e os valores ponderais foram de 10 para a zona A do primeiro talude e 8 para a zona B do mesmo. No Talude 2, para todos os troços atribui-se o peso de 8.

Para o parâmetro 4, relacionado com as condições de discontinuidades, uma vez que se divide em cinco subparâmetros, os valores apresentam-se na tabela 6.5 para a melhor compreensão dos mesmos.

Este parâmetro foi realizado através de levantamento de campo, com recurso a observações geológicas, martelo de campo e a fita métrica.

Tabela 6.5 - Características das descontinuidades dos Taludes 1 e 2.

	Talude 1		Talude 2		
	Zona A	Zona B	Troço 2.1	Troço 2.2	Troço 2.3
Comprimento médio das descontinuidades (m)	1,3	1,7	4,3	12,6	5,2
Peso	4	4	2	1	2
Valor médio da abertura (mm)	1 -5	0,1 - 1	1 -5	0,1 - 1	0,1 - 1
Peso	1	4	1	4	4
Valor médio da rugosidade	2,8	3	3,4	2,8	3,4
Peso	3	3	3	3	3
Valor médio de enchimento	4,3	3,5	2,6	3,9	4,4
Peso	4	4	3	4	4
Valor médio de alteração	2,7	2,7	1,4	3	3
Peso	3	3	1	3	3

No parâmetro relativo à presença da água recorreu-se à avaliação visual da existência água nas fraturas ou mesmo no maciço rochoso, registaram-se as situações relativas aos vestígios de circulação de água. Os taludes estudados apresentaram características semelhantes com o maciço, encontrando-se na sua maior parte secos e com vestígios de percolação de água. Alguns planos de falhamento, em ambos os taludes, apresentam as suas superfícies ligeiramente húmidas. Para o Talude 1 atribuiu-se um valor ponderal de 12 para a percolação, enquanto para o Talude 2 definiu-se o valor ponderal de 11.

Para o parâmetro 6, orientação das descontinuidades, os registos foram medidos no campo com recurso a bússola e posteriormente utilizou-se o programa Dips (RocScience, 2004) para determinar o número de famílias e as suas respetivas orientações.

A Tabela 6.6 apresenta as famílias das descontinuidades e as suas orientações definidas através do programa Dips. As imagens obtidas através das coordenadas das famílias respetivas aos dois taludes podem ser observadas no anexo IV.

Tabela 6.6 - Famílias de descontinuidades e respetivas orientações para os dois taludes

	Direção	Pendor
talude 1 - zona A	N60° W	subvertical
Familia X	N-S	56° E
Familia T	N50°E	35°SE
Familia F	N53°E	44°SE
Familia E	N38°W	48°SW
Talude 1 - zona B	N85° W	40° N
Familia F	N85° W	85° S
Familia T	N30° E	44° W
Familia X	N5° E	48° E
Talude 2 - troço 1	E - W	subvertical
Familia X	N24° E	69° W
Familia S	E-W	67° S
Familia F	N32° E	22° SE
Talude 2 - troço 2	E - W	subvertical
Familia F	N30° E	45° SE
Familia T	N80° E	40° N
Familia X	N30° W	77° NE
talude 2 - troço 3	E - W	subvertical
familia X	N20° W	64° E
familia F	N30° E	60° SE
Familia T	N70° E	21° NW

Na Tabela 6.6, para o Talude 1 zona A foi possível observar que as famílias T e F, apresentaram coordenadas semelhantes, o que sugere que no dito talude se trate apenas de uma família, assim, a família F tornou-se irrelevante, considerando a família T como a junção das duas.

Assim sendo, com todos os parâmetros calculados pode-se proceder ao seu somatório para determinar o valor de RMR, estes valores podem ser observados na tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Valores finais de RMR para os dois taludes

	Talude 1		Talude 2		
	Zona A	Zona B	troço 2.1	troço 2.2	troço 2.3
RMR	54	55	34	44	45

De acordo com a Tabela 3.5, para classificar os maciços rochosos, o Talude 1 e os troços 2.2 e 2.3 do Talude 2 encontram-se dentro da classe III com a descrição de maciço rochoso como razoável.

Por outro lado o troço 2.1 do Talude 2 pertence à classe IV com a descrição de maciço rochoso fraco.

6.2.3 Classificação SMR (SLOPE MASS RATING)

O cálculo da classificação SMR teve como base medições efetuadas no campo, relativamente à orientação de taludes e famílias presentes.

Recorreu-se às expressões 18, 19 e também ao fator F_3 para atribuir valores ponderais às diferentes famílias estudadas.

A tabela 6.8 apresenta os valores finais de SMR para cada família relativamente a rotura planares (R.P.) e roturas por tombamento (R.T.).

Tabela 6.8 – Classificação SMR

		SMR (R. P.)	SMR (R. T.)
Talude 1 Zona A	Xistosidade	45	50
	Familia E	30	50
	Familia T	47	50
Talude 1 Zona B	Xistosidade	54	55
	Familia E	55	51
	Familia T	54	55
Talude 2 Troço 2.1	Xistosidade	46	51
	Familia F	51	54
	Familia S	-5	51
Talude 2 Troço 2.2	Xistosidade	46	51
	Familia F	47	51
	Familia T	48	51
Talude 2 Troço 2.3	Xistosidade	46	51
	Familia F	46	51
	Familia T	51	54

O valor mais baixo relacionado com a rotura planar ou com a rotura por tombamento, é o que deve ser considerado de modo a que a previsão das possíveis roturas esteja do lado da segurança.

Pode-se observar através da Tabela 6.7 que, relativamente ao Talude 1 zona A, os valores mais baixos são registados para a rotura planar em especial para a Família E apresenta um valor de 30, bem mais reduzido que as restantes famílias.

No Talude 1 zona B os valores para ambas as roturas são semelhantes, a Xistosidade e a Família T apresentam uma unidade de diferença entre a rotura planar e por tombamento, sendo o valor de rotura planar mais baixo. Em relação à Família E é possível observar que o valor mais reduzido refere-se à rotura por tombamento.

No Talude 2 troço 2.1 em todas as famílias os valores mais baixos são relativos à rotura planar. De salientar que a Família S tem um valor negativo o que corresponde a uma rotura planar de grandes dimensões.

No Talude 2 troço 2.2 observa-se, à semelhança do troço anterior, que os valores mais reduzidos se encontram do lado da rotura planar. Ainda assim, os valores entre a rotura planar e por tombamento estão próximos.

No Talude 2 troço 2.3 repetem-se as observações dos troços anteriores, para a rotura planar os valores apresentados são mais baixos relativamente à rotura por tombamento. Embora os valores também se encontrem próximos.

Relativamente à classificação dos maciços após aplicar a expressão 17 pode-se classificar o maciço rochoso de acordo com o valor de SMR mais baixo que se obteve.

Assim, os resultados do SMR em conjunto com a classe a que pertencem apresentam-se na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Classificação SMR, classes de estabilidade

		SMR (R. P.)	SMR (R. T.)	Classe da estabilidade
Talude 1 Zona A	Xistosidade	45	50	IV
	Familia E	30	50	
	Familia T	47	50	
Talude 1 Zona B	Xistosidade	54	55	III
	Familia E	55	51	
	Familia T	54	55	
Talude 2 Troço 2.1	Xistosidade	46	51	V
	Familia F	51	54	
	Familia S	-5	51	
Talude 2 Troço 2.2	Xistosidade	46	51	III
	Familia F	47	51	
	Familia T	48	51	
Talude 2 Troço 2.3	Xistosidade	46	51	III
	Familia F	46	51	
	Familia T	51	54	

Recorre-se à tabela 6.9 para identificar que para o Talude 1 - zona A o tipo de rotura ocorrida refere-se a uma rotura planar, classificada como IV, o talude é descrito como instável, podendo verificar-se várias roturas planares ou roturas em cunha de grandes dimensões, o tipo de estabilização sugerido é a correção do talude que implica ancoragens, drenagem e betão projetado de forma sistemática.

A classe III foi atribuída ao Talude 1 zona B e Talude 2 troço 2.2 e 2.3, este caso refere-se a zona B do talude como sendo uma rotura por tombamento sendo os restantes troços do Talude 2 relativos a roturas planares. São designados como parcialmente instáveis, prevêem-se algumas roturas planares e muitas roturas em cunha e o seu sustimento deve ser sistemático, com a utilização de pregagens e redes de proteção.

Relativamente ao Talude 2 troço 2.1 o valor é de -5 e é assumido como igual a zero, o que é sinonimo de atribuição da classe V, neste caso relativo à possibilidade de uma rotura planar. É descrito como completamente instável, apresenta roturas de grandes dimensões por planos contínuos ou roturas do tipo solo e o seu processo de estabilização preferencial é a reescavação.

6.2.4 Geological Strength Index (GSI)

Para o cálculo do GSI recorreu-se à expressão 16 e também ao gráfico de Hoek & Marinos (2000) que é apresentado na tabela 3.12 que é o método mais rápido e atualmente mais utilizado.

A Tabela 6.9 apresenta os resultados do RMR e dos valores calculados para o GSI pelos dois métodos descritos anteriormente.

Tabela 6.10 – Cálculo do GSI

	Talude 1		Talude 2		
	Zona A	Zona B	troço 2.1	troço 2.2	troço 2.3
RMR	54	55	34	44	45
GSI = RMR - 5	49	50	29	39	40
GSI pela tabela	42 - 52	42 - 52	23 - 33	33 - 43	33 - 43

Como se pode observar pela Tabela 6.9, o Talude 1 é o que regista maior valor de GSI, calculado pelos dois métodos. Para o Talude 2, o troço 2.1 apresenta o valor mais reduzido, de 29, enquanto o troço 2.2 e 2.3 tem valores intermédios, de 39 e 40, respetivamente.

Capítulo 7 - Considerações finais

Após análise e interpretação dos resultados obtidos no trabalho realizado, compreendeu-se que os dois taludes em estudo, se enquadram no complexo Cristalofílico do Proterozóico e que são constituídos essencialmente por filádios intercalados por metagrauvaques.

Nos taludes, o estado de alteração dos maciços rochosos foi observado *in situ* e confirmado, posteriormente, através da realização de ensaios de caracterização.

No trabalho realizado no campo foi possível observar, no caso do Talude 1, que os filádios se apresentam muitas vezes extremamente alterados e com características argilosas principalmente próximo de zonas de falhas. Em algumas zonas do afloramento, foi ainda detetada a existência de numerosos filões de quartzo e também a presença de alguns fragmentos com pequenos minerais de pirite mas que ocorrem de forma pouco significativa. Para o maciço rochoso do Talude 2, foi possível observar que também que os filádios se encontram extremamente alterados e foi detetada a presença de filões de quartzo, de forma mais acentuada em algumas zonas do troço 2.1.

Para identificar os restantes minerais não observáveis macroscopicamente, recorreu-se à técnica de raios X, para a amostra total. Assim, para ambos os taludes, conseguiu-se identificar a presença de alguns minerais comuns, tais como o quartzo, a clorite/vermiculite, a moscovite e a caulinite. Para o Talude 1 foi ainda identificada, através da técnica de raio X, a presença de feldspato, embora vestigial. Para o Talude 2 não se verificou a presença de mais nenhum mineral.

Recorreu-se ainda ao método dos raios X para identificar os minerais argilosos de ambos os taludes. Assim, foi possível constatar que os minerais comuns são a illite, a clorite e a caulinite. Para o Talude 2 ainda foi possível observar um interestratificado e a presença de ferro associado à clorite.

Para desenvolver e completar o trabalho realizado *in situ*, efetuaram-se ensaios laboratoriais.

Procedeu-se à realização da análise granulométrica, em que para além da utilização de peneiros também se recorreu ao granulómetro laser.

Na interpretação da análise granulométrica, foi verificada uma maior percentagem de seixo nos dois taludes, de 64,4% no Talude 1 e 60,48% no Talude 2. Assim para o Talude 1, a dimensão do material encontra-se compreendida entre a areia grosseira e o seixo fino e para o Talude 2, apresentando percentagens bastante semelhantes, a dimensão está igualmente compreendida entre a areia grosseira e o solo fino.

Para a determinação dos limites de Atterberg, nomeadamente os limites de liquidez, foram utilizados dois provetes do material de cada talude de forma a obter resultados mais representativos. Como na totalidade dos valores encontrados correspondem a limites de liquidez inferiores a 35%, pode-se constatar que os solos são considerados de plasticidade baixa.

Os resultados dos limites de plasticidade, para o Talude 1, apresentam valores de 17,24% e 16,49%. Para o caso do Talude 2, os valores são mais elevados, sendo de 22,09% e 22,33%.

Relativamente ao índice de plasticidade, os valores médios para cada talude foram próximos, sendo de 6% para o solo do Talude 1 e de 3,3% para o do Talude 2. Assim, os solos dos dois taludes são classificados de plasticidade baixa.

Recorreu-se, ainda, à carta de plasticidade para obter as classificações relativamente à fração fina. Assim, o provete 1.1, Talude 1, define-se como CL-ML, o provete 1.2, Talude 1, classifica-se como CL e, por fim, os provetes 2.1 e 2.2, Talude 2, definiram-se como ML ou OL.

Os resultados finais do ensaio relativo ao equivalente de areia apresentaram valores muito aproximados para os dois taludes. Ou seja, em termos de equivalente de areia, o solo do Talude 1, apresenta o valor médio é de 43%, enquanto o solo do Talude 2 apresenta o valor médio de 46%. Relativamente ao equivalente de areia visual, os valores finais também se encontram próximos, tendo o solo do Talude 1 registado o valor médio de 51% e o solo do Talude 2 obteve um resultado final médio de 57%.

De acordo com os resultados de equivalente de areia, pode confirmar-se que os solos são considerados não plásticos, devido ao seu valor ser superior a 30%, como sugerido pelos limites de Atterberg.

O ensaio de azul de metileno pretende verificar a existência de materiais argilosos e estimar a superfície específica dos solos. A quantidade necessária, em gramas, de azul de metileno para 100 gramas de solo é calculada pelo VBS, os valores finais, de 0,5 g para o solo do Talude 1 e de 0,3 g para o do Talude 2, indicam que o Talude 1 necessita de maior quantidade de solução que corresponde à sua maior superfície específica.

Os valores de expansibilidade foram semelhantes para os solos dos dois taludes, embora a média do solo do Talude 2 se encontre ligeiramente superior em relação ao primeiro. Observa-se, ainda, que o Talude 1 regista valores percentuais menos próximos, havendo diferenças entre provetes. A amostra 3 registou um valor final de expansibilidade de 11,6%, um valor muito superior à amostra 1, que apenas registou uma expansibilidade final de 3,5%. Definindo-se a média de expansibilidade do solo do Talude 1 como 7,68%.

Relativamente ao Talude 2, os valores de expansibilidade para as 3 amostras testadas encontram-se mais próximos, relativamente ao Talude 1. Neste caso, a amostra 3 é a que mais se aproxima da média final, sendo que a amostra 1 é a que apresenta o valor mais alto, de 6,87%, e a amostra 2 regista o valor mais baixo, com 4,33%.

Quando comparados os valores do Talude 1 e 2, os valores finais de expansibilidade são próximos entre si, em que a média final se encontra com uma ligeira diferença, tendo o solo do Talude 1 o valor de 7,68% e o solo do Talude 2 o valor de 5,73%, ao fim de 24h.

Assim, pode-se afirmar que o solo do Talude 1 é mais expansivo relativamente ao do Talude 2. Ainda assim, relativamente ao potencial de expansibilidade, qualquer um dos valores finais dos taludes se classifica como baixo.

O ensaio Lambe não registou qualquer alteração para o material utilizado, sendo considerada a expansibilidade confinada como não crítica.

Relativamente ao ensaio de compactação Proctor, foi utilizado um procedimento diferente para cada um dos taludes. Para o material do Talude 1 foi utilizado o molde grande e compactação pesada e para o material do Talude 2 procedeu-se à compactação leve no molde leve.

Para o material do Talude 1 o resultado final obtido foi de 3,8% para o teor ótimo em água e uma baridade seca de aproximadamente 2,24 ton/m³. Para o material do Talude 2 foi registado um teor ótimo em água de 7,3% e uma baridade seca de aproximadamente 2,1 ton/m³.

Procurou-se classificar os solos através da aplicação de classificações como a Unificada, a AASHTO e a Francesa, enquanto os maciços rochosos presentes nos taludes foram estudados através de classificações de caracterização e geomecânicas.

A análise granulométrica revelou que as percentagens dos solos relativamente às dimensões dos materiais foram semelhantes. Os solos dos dois taludes foram classificados como grosseiros. Em relação aos coeficientes de curvatura e uniformidade, para o solo do Talude 1 o valor do C_u foi considerado não uniforme e para o solo do Talude 2 o valor foi

considerado medianamente uniforme. Para o caso do valor de C_c para os dois taludes as amostras foram consideradas bem graduadas e que as partículas possuem um tamanho variado.

A classificação unificada permitiu definir os solos relativamente ao seu nível de materiais grosseiros. Os solos dos dois taludes estudados classificam-se com o símbolo de grupo GW e designam-se por cascalho bem graduado com areia.

A classificação rodoviária apresentou o material dos dois taludes como “excelente a bom”. Para os dois taludes, os solos classificaram-se do tipo A-1-a, apresentando as melhores características geotécnicas e sendo os materiais que devem ser usados para a camada sob o pavimento, quando convenientemente compactada e drenada.

Os solos dos dois taludes, para a classificação francesa, foram classificados como B_4 , indicando uma constituição composta essencialmente por cascalhos e areias com finos. Estes solos são, ainda, passíveis de ser manipulados, através da alteração do seu estado hídrico, de acordo com as indicações fornecidas pelo LCPC.

Posteriormente, foi realizada a classificação geotécnica dos maciços rochosos dos taludes em estudo.

Para a classificação BGD procedeu-se à determinação do grau de alteração do maciço. Para este parâmetro pode-se afirmar que, no Talude 1, o grau de alteração varia entre W_3 e W_4 . Para o Talude 2, apenas o maciço rochoso do troço 2.1 apresentou um grau de alteração W_4 , tendo os restantes troços sido classificados como W_3 .

Para o grau de fracturação, no Talude 1 zona A, foi observada a presença de famílias classificadas com graus de fracturação de F_5 , de muita proximidade, como é o caso das famílias X e T, a família E classifica-se como F_4 , próxima, e a família F foi a que apresentou um menor grau de fracturação nesta zona A, sendo classificada como F_3 , medianamente afastada. Para o talude 1 zona B a xistosidade classifica-se como F_5 e as restantes famílias com grau de fracturação de F_4 . Relativamente ao Talude 2 troço 2.1, a família X e F classificam-se como F_4 , próximas, para cada um dos seus graus de fracturação e a família S como F_3 , medianamente afastada. Para o troço 2.2 todas as famílias se classificam com o seu grau de fracturação F_4 , próximas. Em relação ao troço 2.3 a família F foi classificada como tendo um grau de fracturação de F_5 e as restantes F_4 .

Para todas as famílias foi definido que as espessuras das camadas seriam consideradas como L_5 pois não é possível avaliar a sua espessura em afloramento, pelo que se utilizou a distância entre os planos de xistosidade.

Classificando as famílias relativamente à resistência à compressão simples, para todas as famílias de ambos os taludes, foi classificada como S_3 .

O parâmetro do ângulo de atrito para o Talude 1 zona A, definiu a xistosidade como a família com ângulo de atrito mais baixo em relação às restantes famílias da mesma zona. O mesmo acontece para a zona B, onde a xistosidade obtém a classificação de A_4 e as restantes famílias classificações de A_3 e A_2 . No Talude 2 troço 2.1, apenas a família S se apresenta com um ângulo de atrito de A_1 sendo restantes classificadas como A_3 . Para o troço 2.2 todas as famílias foram classificadas como A_3 . Por fim no troço 2.3 apenas a família T foi classificada como A_1 sendo as restantes consideradas A_3 .

Assim, com base na classificação BGD, pode considerar-se que o maciço rochoso do Talude 1, apresenta muitas semelhanças nas zonas A e B, variando minimamente os valores em alguns parâmetros, enquanto no Talude 2 é possível observar que o troço 2.1 tem maior grau de alteração do que qualquer um dos dois troços restantes, considerando-se os troços 2.2 e 2.3 do Talude 2 bastante semelhantes entre si.

Com base na classificação RMR verificou-se que o valor final foi superior para as duas zonas do Talude 1, quando relacionado com os troços do Talude 2. Esta conclusão pode ser justificada pelos valores de resistência do material se apresentaram mais elevados para o Talude 1; para o parâmetro RQD da classificação RMR, o Talude 1 é o que regista os valores mais altos comparando com os troços do Talude 2; no caso relativo ao espaçamento das descontinuidades o Talude 1 volta a registar valores superiores relativamente ao Talude 2; o parâmetro de condições das descontinuidades atribuíram-se valores ponderais superiores para o Talude 1 face ao Talude 2; o parâmetro relativo à percolação de água é, também mais favorável para o Talude 1 relativamente ao Talude 2.

De acordo com a classificação SMR, foi possível confirmar que o talude 2 troço 2.1 apresenta os maiores problemas de estabilidade na área de estudo, como comprova o valor atribuído para a sua classe de estabilidade, valor zero e classe V. De seguida, o Talude 1 zona A encontra-se na classe IV de estabilidade, valor que comprova que esta zona se encontra intermédia para a área de estudo. O Talude 1 zona B e Talude 2 troços 2.2 e 2.3 obtiveram um valor de classe estabilidade III, apresentando-se como mais estáveis da área em estudo, sendo no entanto definidas, de acordo com os valores de SMR, como parcialmente instáveis.

Relativamente ao GSI, foi verificado que o Talude 2 troço 2.1 foi o local que apresenta o menor valor, dentro da área de estudo. O Talude 1 zona A e B foram os que

apresentaram os valores mais elevados e o Talude 2 troços 2.2 e 2.3 foram considerados como intermédios.

Em suma, os xistos extremamente alterados de ambos os taludes e que foram estudados podem considerar-se, quanto à sua dimensão, podem considerar-se como grosseiros, com presença de areia e finos.

Os minerais comuns identificados para a amostra total dos solos dos dois taludes foram o quartzo, a clorite/vermiculite, a moscovite e a caulinite. Em relação aos minerais argilosos foram identificados a clorite, a ilite e a caulinite.

Com base nos limites de Atterberg os solos são considerados pouco plásticos.

No entanto, através da análise dos resultados do ensaio de equivalente de areia os valores sugerem que os solos são considerados não plásticos.

O ensaio de azul de metileno comprova a maior adsorção de azul de metileno para o solo do Talude 1.

Quanto à expansibilidade dos solos dos dois taludes foram considerados como de baixo potencial expansivo e o resultado de expansibilidade confinada foi considerada não crítica.

Relativamente ao ensaio de compactação Proctor o Talude 1, registou um teor ótimo em água mais baixo que o Talude 2. Quanto à baridade seca, o solo do Talude 1 registou um valor mais alto relativamente ao solo do Talude 2.

Em relação às classificações de maciços, o BGD permitiu definir uma caracterização semelhante para os dois taludes. Quanto ao RMR o Talude 1 foi o que registou o maior valor relativamente aos encontrados no Talude 2, de salientar que o troço 2.1 do Talude 2 foi o que apresentou o valor mais reduzido. Em relação ao GSI os resultados obtidos foram semelhantes ao RMR. O SMR permitiu classificar o troço 2.1 do Talude 2 como o menos estável (completamente instável) e o Talude 1 zona B e os troços 2.2 e 2.3 do Talude 2 como os de maior estabilidade relativa.

Bibliografia

Alves, J. (2014) – “Caracterização Geotécnica dos Xistos Negros de dois Taludes da EN17”, tese de Mestrado apresentada na Universidade de Coimbra

Andrade, P.S. (2004) – “Caracterização geomecânica e análise da estabilidade em maciços rochosos anisotrópicos”, tese de Doutoramento apresentada na Universidade de Coimbra.

Antunes, A. (2012) – “Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra”, tese de Mestrado apresentada na Universidade de Coimbra.

Asphalt Institute (AI) (1983). “Asphalt technology and construction practices”. ES-1, AI, Maryland.

Azerêdo, A.; Duarte, L.; Henriques, M. & Manuppela, G (2003). – “Da dinâmica Continental no Triásico aos Mares do Jurássico Inferior e Médio”. Cadernos de Geologia de Portugal. Instituto Geológico e Mineiro.

Bieniawski, Z. T. (1989). “Engineering rock mass classifications”. John Wiley and Sons.

Branco, F., Picado-Santos, L. e Capitão, S. (2000). “Vias de Comunicação: volume 2”. Departamento de Engenharia Civil da F.C.T. da Universidade de Coimbra, edição de 2000/2001, Coimbra.

Branco, F.C. (2009/2010) – *Terraplenagens e tratamento de terrenos*. DCT, Universidade de Coimbra.

Choffat, P. (1903 – 1904). “L’Infralis et le Sinémurien du Portugal” Com. Serv. Geol. De Portugal. Lisboa, Vol V

Correia, A. (1980). “Ensaios para Controlo de Terraplenagens”. LNEC, Lisboa.

Cunha, P.P. (1993) – *Determinação da mineralogia da fracção argilosa de um sedimento, por difracção de raios X da fracção menor que 2 micra em lâmina sedimentada* – Aula prática de petrologia sedimentar. DCT, Universidade de Coimbra.

Fernandes, M. (1994) – *Mecânica dos Solos*, FEUP, vol.1.

Hoek, E. (2007). “Practical Rock Engineering

Hoek, E.; Brown, E. T. (1997) - “Practical estimates of and rock mass strength”. Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Elsevier, vol. 34, nº8

Hunt, R. E. (2006) – “Characteristics of Geologic Materials and Formations”, In Hunt, R. E. A Field Guide for Geotechnical Engineers, 1ª ed. ilustrada, USA, CRC/Taylor & Francis, The Jossey – Bass Social & Behavioral Science Series.

Hunt, R. E. (2006) – “Geologic Hazards”, In Hunt, R. E. A Field Guide for Geotechnical Engineers, 1ª ed. ilustrada, USA, CRC/Taylor & Francis, The Jossey – Bass Social & Behavioral Science Series.

Hunt, R. E. (2006) – “Geotechnical Investigation Methods”, In Hunt, R. E. A Field Guide for Junta Autónoma de Estradas (JAE), (1998). “Caderno de Encargos: 03-pavimentação”. JAE (actual IEP), volume V, Almada.

IAEG (1979) – “Classification of rocks and soils for engineering geological mapping”. Part 1 – rock and soil materials. Bulletin of the International Association Engineering Geology

Lima, C.; Menezes, J.E. (2008) - *Textos de apoio de Geologia de Engenharia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Marinos, P.; Hoek. E. (2000). “Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch”. Submitted for publication in Bull. Engg. Geol. Env

NORMAS

- E 240 – 1970 – Classificação para fins rodoviários
- LNEC E 197 – 1966
- NF P 11 – 300 – Classificação francesa
- LNEC E 196 – 1966
- NP 143
- LNEC E 199 – 1967
- UNE 103 600 S

Palain, C. (1976) – Une série détritique terrigène. Les “Grés de Silves”: Trias et Lias inférieur du Portugal. Memórias, Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa. 25 (nova série).

Pinho, A. B. (2003) – “Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência”

Pimentel (2005) - A ANÁLISE SEDIMENTAR E O CONHECIMENTOS DOS SISTEMAS MARINHOS

Ribeiro, A.; Antunes, M.; Ferreira, M.; Rocha, R; Soares, A.; Zbyszewski, G.; Almeida, F.; Carvalho, D. & Monteiro, J. (1979) – “Introduction à la Géologie Générale du Portugal”. Serv. Geol. Portugal. Lisboa.

Ribeiro et al. (1996) – “The western Iberia Margin: a Geophysical and Geological Overview”. Proceeding of the Ocean Drilling Program, Scientific Results, Vol. 149

Ribeiro, L. (2010) – *Arcabouço estratigráfico, faciologia e padrão de fraturas da Formação de Coimbra na borda Ocidental e Oriental da Bacia Lusitânica*. Mestrado em geociências – Ramo de geologia do petróleo.

Soares, A.; Rocha, R. (1984). “Algumas Reflexões sobre a Sedimentação Jurássica na Orla Meso-Cenozoica Ocidental de Portugal”. Memórias e Notícias. Publ. Lab. Mineral. Geol. Univ. Coimbra, Vol 97.

Soares, A. (1990) – Apontamentos sobre a geologia de Coimbra. Lisboa: Secção Geologia Econ. Aplicada, Univ. Lisboa.

Soares, A. F., MARQUES, J.F.; ROCHA, R. B.; (1985) – *Contribuição para o conhecimento geológico de Coimbra*, Memórias e Notícias nº 100, publ. Mus. Lab. Mineral. Geol., Universidade de Coimbra.

Soares, A.; Marques, J.; Sequeira, A. J. D. (2007) - *Notícia Explicativa da Folha 19-D* (Coimbra-Lousã). Lisboa: Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, pp. 7 – 10.

Tavares, A. (1999) – “Condicionantes físicas ao planeamento – Análise da susceptibilidade no espaço do concelho de Coimbra”, Tese de Doutoramento apresentada na Universidade de Coimbra

Trichês, G.; Thives, L. (2010). “Rodovias Verdes. A Sustentabilidade na Mobilidade. Geotecnia e Meio Ambiente”. Universidade Federal de Santa Catarina. Jun. 2012. <<http://rodoviasverdes.ufsc.br/files/2010/05/Geotecnia-Ambiental-Parte-1.pdf>>

Anexos

Anexo I – Cálculos para os Limites de Atterberg do Talude 1

Anexo I.1 – Limite de liquidez para a amostra 1.1

cápsula (nº)	1	2	3	4
amostra humida + capsula (g)	26,45	27,9	61,98	47,23
amostra seca + capsula (g)	26,08	27,37	61,03	46,68
peso da capsula	24,07	24,82	56,8	44,29
peso da água (g)	0,37	0,53	0,95	0,55
amostra seca (g)	2,01	2,55	4,23	2,39
teor de humidade (%)	18,41	20,78	22,46	23,01
nº de pancadas	61	31	24	21

Anexo I.2 – Limite de plasticidade para a amostra 1.1

capsula (nº)	5	6	7	8
amostra humida + capsula (g)	40,77	41,63	49,1	10,67
amostra seca + capsula (g)	39,93	40,72	48,19	10,29
peso da capsula	35,2	35,35	43,08	7,98
peso da água (g)	0,84	0,91	0,91	0,38
amostra seca (g)	4,73	5,37	5,11	2,31
teor de humidade (%)	17,76	16,95	17,81	16,45
teor de humidade médio (%)	17,24			

Anexo I.3 – Limite de liquidez para a amostra 1.2

cápsula (nº)	1	2	3	4
amostra humida + capsula (g)	49,06	41,16	41,48	50
amostra seca + capsula (g)	48	40,08	40,28	48,88
peso da capsula	43,05	35,34	35,21	44,29
peso da água (g)	1,06	1,08	1,2	1,12
amostra seca (g)	4,95	4,74	5,07	4,59
teor de humidade (%)	21,41	22,78	23,67	24,40
nº de pancadas	57	49	24	18

Anexo I.4 – Limite de plasticidade para a amostra 1.2

capsula (nº)	5	6	7	8
amostra humida + capsula (g)	27,27	58,3	28,72	10,15
amostra seca + capsula (g)	26,84	58,08	28,16	9,84
peso da capsula	24,09	56,77	24,84	7,98
peso da água (g)	0,43	0,22	0,56	0,31
amostra seca (g)	2,75	1,31	3,32	1,86
teor de humidade (%)	15,64	16,79	16,87	16,67
teor de humidade médio (%)	16,49			

Anexo II – Cálculos para os Limites de Atterberg do Talude 2

Anexo II.1 – Limite de liquidez para a amostra 2.1

cápsula (nº)	1	2	3	4
amostra humida + capsula (g)	28,9	47,06	40,81	49,04
amostra seca + capsula (g)	28,44	46,23	39,66	48
peso da capsula	24,83	43,1	35,3	44,29
peso da água (g)	0,46	0,83	1,15	1,04
amostra seca (g)	3,61	3,13	4,36	3,71
teor de humidade (%)	12,74	26,52	26,38	28,03
nº de pancadas	70	28	20	15

Anexo II.2 – Limite de plasticidade para a amostra 2.1

capsula (nº)	5	6	7	8
amostra humida + capsula (g)	29,12	61,51	41,45	41,19
amostra seca + capsula (g)	28,18	60,66	40,36	40,16
peso da capsula	24,06	56,76	35,38	35,45
peso da água (g)	0,94	0,85	1,09	1,03
amostra seca (g)	4,12	3,9	4,98	4,71
teor de humidade (%)	22,82	21,79	21,89	21,87
teor de humidade médio (%)	22,09			

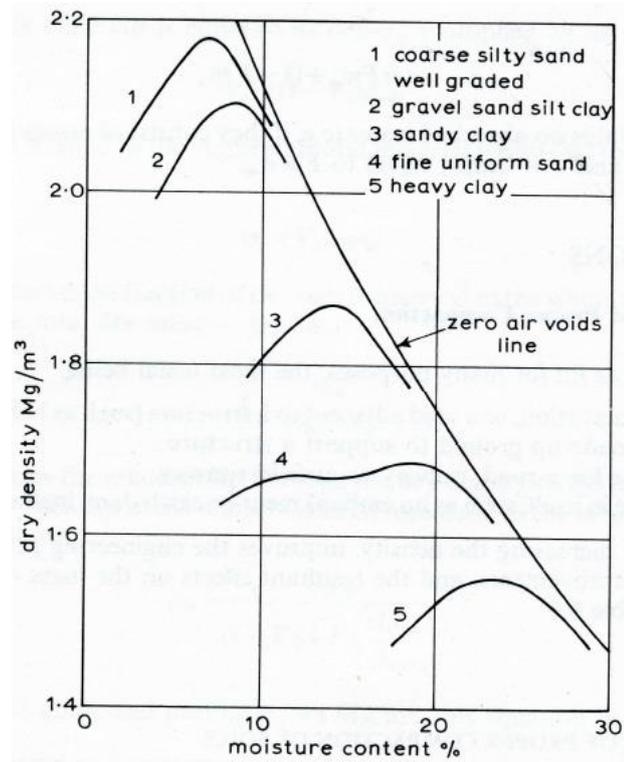
Anexo II.3 – Limite de liquidez para a amostra 2.2

cápsula (nº)	1	2	3	4
amostra humida + capsula (g)	34,05	75,04	41	62,99
amostra seca + capsula (g)	32,41	72,35	39,8	61,53
peso da capsula	24,06	61,02	35,49	56,26
peso da água (g)	1,64	2,69	1,2	1,46
amostra seca (g)	8,35	11,33	4,31	5,27
teor de humidade (%)	19,64	23,74	27,84	27,70
nº de pancadas	60	50	21	18

Anexo II.4 – Limite de plasticidade para a amostra 2.2

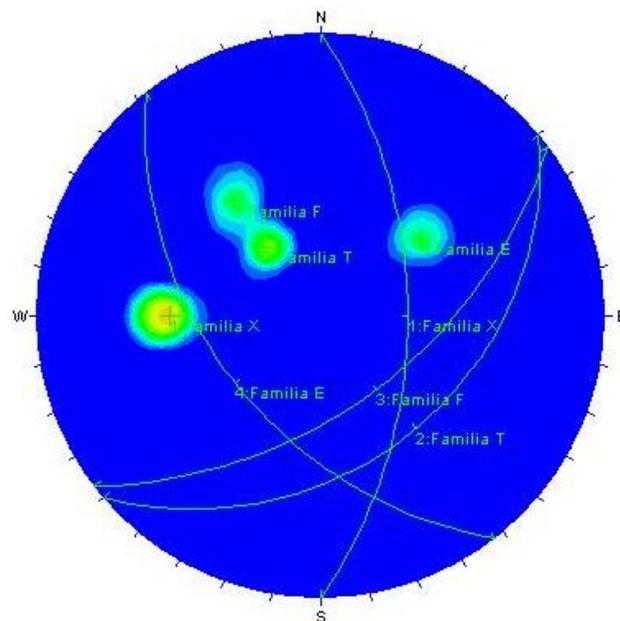
capsula (nº)	5	6	7	8
amostra humida + capsula (g)	44,03	54,54	30,83	35,92
amostra seca + capsula (g)	42,52	53,58	29,8	34,09
peso da capsula	35,51	49,36	25,3	25,83
peso da água (g)	1,51	0,96	1,03	1,83
amostra seca (g)	7,01	4,22	4,5	8,26
teor de humidade (%)	21,54	22,75	22,89	22,15
teor de humidade médio (%)	22,33			

Anexo III – Curvas de compactação para solos comuns

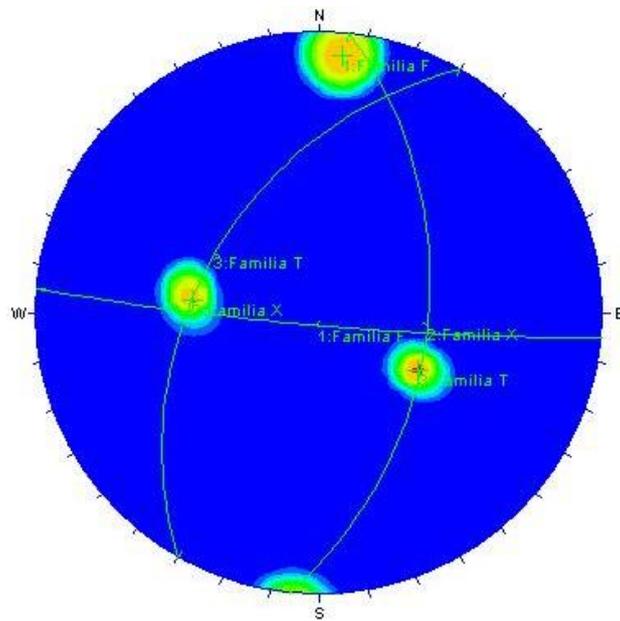


Anexo IV – Figuras das famílias de descontinuidade a partir do programa informático Dips

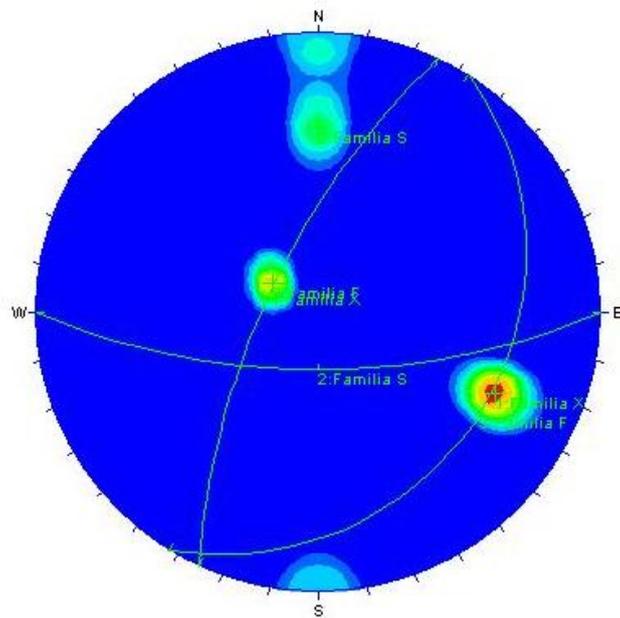
Anexo IV.1 – Figura das famílias de descontinuidades do Talude 1 zona A



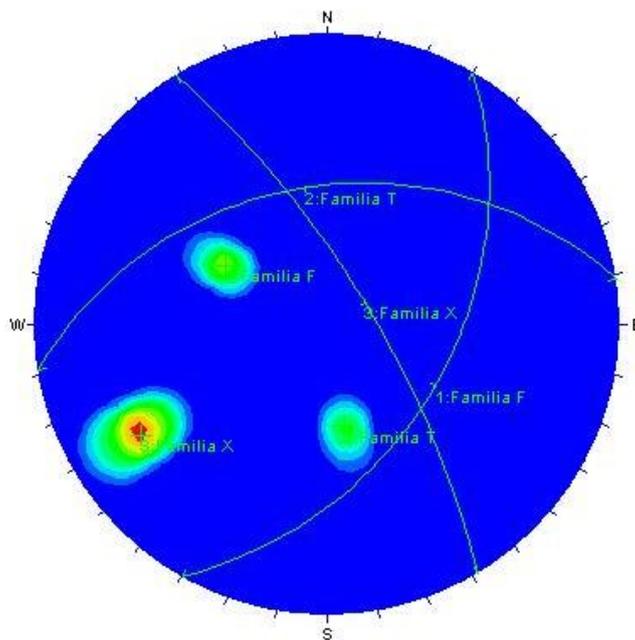
Anexo IV.2 – Figura das famílias de descontinuidades do Talude 1 zona B



Anexo IV.3 – Figura das famílias de descontinuidades do Talude 2 troço 2.1



Anexo IV.4 – Figura das famílias de descontinuidades do Talude 2 troço 2.2



Anexo IV.5 – Figura das famílias de descontinuidades do Talude 2 troço 2.3

