



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

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Alexandra Isabel Rodrigues Antunes

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA E DE MINAS

Setembro, 2012





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

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

**“Trabalho com orientação científica dos professores Doutores Mário
Quinta Ferreira e Pedro Santarém Andrade”**

Resumo

Neste trabalho aborda-se o estudo geológico e geotécnico relativo à construção do Lar integrado da Associação de Paralisia Cerebral de Coimbra. Para além da construção do edifício pretende-se construir uma estrutura de suporte que evite a instabilização da plataforma de aterro a construir sobre a vertente. Foram utilizados os relatórios elaborados na sequência de estudos geológicos e geotécnicos efetuados pelas empresas *Geocontrolo* e *IPNLabGeo*. Estes relatórios contêm informações acerca dos trabalhos de prospeção e ensaios realizados no decurso das campanhas de prospeção, assim como das unidades geotécnicas. No âmbito do presente trabalho foi realizado o reconhecimento de campo e procedeu-se à recolha de amostras de solo, posteriormente ensaiadas no laboratório. Efetuou-se também a sua classificação, obtendo assim uma previsão relativamente ao seu comportamento geotécnico. Quanto ao material rochoso, realizou-se a análise em laboratório de algum material amostrado no decurso das campanhas de prospeção, seguindo-se a aplicação da classificação RMR de Bieniawski. Foram analisadas várias soluções em termos de contenção de terras, as suas vantagens e limitações. Na sequência deste percurso foram acompanhadas as várias etapas da implementação da estrutura de suporte. Finalmente considera-se que a adoção do muro de suporte como estrutura de contenção pode ser uma solução viável. No entanto, algumas das fases associadas à sua implementação foram suprimidas o que pode desencadear problemas geotécnicos com alguma gravidade.

Palavras Chave

Estudo geológico e geotécnico, estruturas de contenção, prospeção, classificação.

Abstract

In this project a geological and geotechnical study concerning the construction of an integrated home for the Association for Cerebral Paralysis of Coimbra is carried out. Besides the construction of the building, the aim was to install a retaining structure to avoid the instabilization of the fill platform that was constructed over the slope. The geological and geotechnical reports, prepared by *Geocontrole* and *IPNLabGeo*, were used in this work. These reports show the results of the prospection work and tests performed during the site characterization campaigns, as well as the defined geotechnical zones. For the current study we carried out the geological reconnaissance and the collection of soil samples that were later tested and classified in the laboratory, which allowed the prediction of their geotechnical behavior. Regarding the rock material, laboratorial analyses were carried out using the material obtained during the prospection campaigns. The RMR Bieniawski's classification was applied. In this context, several alternatives for the retaining structures were analyzed. In the course of this project, several implementation steps of the retaining structure were observed. Finally, we concluded that the chosen support wall was a valid retaining structure option. However, a few of the implementation steps were suppressed which might lead to serious geotechnical problems in the future.

Keywords

Geological and geotechnical study, retaining structure, prospection, carstification.

Agradecimentos

“Viver é como andar de bicicleta; é preciso estar em constante movimento para manter o equilíbrio” (Albert Einstein)

Nesta longa caminhada não podia deixar em esquecimento as pessoas que de uma forma ou outra colaboraram na minha formação intelectual e académica e nos momentos mais árduos lutaram para que a palavra desistir não constasse no meu dicionário. Quero deixar um agradecimento especial às pessoas que me são muito próximas, família e amigos, por todas as palavras de apoio, encorajamento e força que de certa forma contribuíram para que lutasse sempre para nunca os desiludir.

Esta página dirige-se também a todos os professores do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra, em particular aos professores orientadores Mário Quinta Ferreira e Pedro Santarém Andrade pela disponibilidade e apoio prestados na realização deste trabalho. Não podia deixar de prestar os meus agradecimentos sinceros às pessoas que permitiram o acompanhamento da obra da Associação de Paralisia Cerebral de Coimbra (APCC) possibilitando a realização da dissertação.

Agradeço,

ao IPNLabGeo pela disponibilização das instalações assim como de alguns documentos para consulta. Aos seus colaboradores João Pedro, Magda e Maria Alexandre pelo auxílio prestado.

ao Departamento de Ciências da Terra, à D. Manuela do laboratório de Sedimentologia e ao laboratório de difração de raios X. Finalmente, ao Renato Cruz pela disponibilidade e amabilidade.

A todos um bem haja sincero.

Índice

Resumo	i
Palavras Chave.....	i
Abstract	iii
Keywords	iii
Agradecimentos	v
Índice	vii
Índice de tabelas.....	xi
Índice de figuras.....	xiii
1. Introdução	1
1.1. Metodologia	2
2. Enquadramento geográfico e geológico	4
2.1. Enquadramento geográfico.....	4
2.2. Enquadramento geológico regional.....	4
2.3. Enquadramento geológico local	5
3. Prospeção.....	7
3.1. Sondagens.....	7
4. Estruturas de contenção – possíveis soluções.....	9
4.1. Muro de suporte – solução adotada	9
4.1.1. Características dos muros de suporte.....	10
4.2. Cortinas flexíveis.....	13
4.2.1. Cortinas de estacas – prancha.....	13
4.2.2. Paredes tipo Berlim	14
4.2.3. Paredes de diafragma.....	15
4.2.4. Cortinas de estacas.....	16
5. Ensaios.....	18
5.1. Ensaios <i>in situ</i>	18
5.1.1. Ensaio SPT	18
5.1.2. Gamadensímetro – <i>Troxler</i>	18
5.2. Ensaios de laboratório – Solos.....	18
5.2.1. Recolha e preparação das amostras de solo.....	19
5.2.2. Ensaios de solos.....	19
5.3. Ensaios de laboratório – Rochas	27
5.3.1. Preparação das amostras de rocha.....	27

5.3.2.	Ensaio de rocha	27
6.	Classificação de solos	30
6.1.	Classificação das várias frações de solo	30
6.2.	Classificação Unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993).....	31
6.3.	Classificação de solos para fins rodoviários (LNEC E 240 – 1970)	31
6.4.	Classificação francesa GTR – LCPC/SETRA (NF P 11 – 300 – 1992)	32
7.	Classificações geomecânicas.....	33
7.1.	Classificação de Bieniawski – RMR	33
8.	Apresentação dos resultados	35
8.1.	Reconhecimento de campo	35
8.2.	Solos.....	42
8.2.1.	Análise granulométrica	42
8.2.2.	Limites de Atterberg	51
8.2.3.	Difração de raios X.....	54
8.2.4.	Equivalente de Areia	57
8.2.5.	Azul de Metileno	58
8.2.6.	Classificação Unificada.....	58
8.2.7.	Classificação Rodoviária	59
8.2.8.	Classificação Francesa.....	60
8.3.	Rochas	64
8.3.1.	Velocidade de propagação de ondas P	64
8.3.2.	Point Load Test.....	65
8.3.3.	Porosidade.....	66
8.3.4.	Análise comparativa dos resultados dos ensaios aos materiais rochosos68	
8.3.5.	Classificação RMR de Bieniawski.....	69
9.	Acompanhamento da obra da APCC	73
9.1.	Trabalhos efetuados para garantir boas condições de fundação	73
9.2.	Processo construtivo do muro de suporte	76
10.	Considerações finais.....	80
	Bibliografia	85
	ANEXOS	90

Índice de tabelas

Tabela 4.1 – Altura máxima de talude a conter, mais frequente, para cada tipo de muro.	11
Tabela 4.2 – Classificação das cortinas de contenção (Duarte, 2006).....	13
Tabela 6.1 – Determinação dos parâmetros intervenientes no cálculo do índice de grupo... ..	32
Tabela 7.1 – Classificação RMR com base no valor dos pesos (Vallejo <i>et al.</i> , 2002).	34
Tabela 8.1 – Resultados aplicando o procedimento 1.	42
Tabela 8.2 – Resultados do teor de finos das amostras ensaiadas pelo procedimento 2.	43
Tabela 8.3 – Resumo das percentagens dos constituintes das várias amostras em análise.	43
Tabela 8.4 – Composição das várias amostras para material inferior a 2,0mm.	47
Tabela 8.5 – Constituição em percentagem das amostras analisadas.	50
Tabela 8.6 – Cálculo dos parâmetros das curvas granulométricas das várias amostras.....	50
Tabela 8.7 – Resultados do ensaio do limite de liquidez.	52
Tabela 8.8 – Resultados do ensaio do limite de plasticidade.	52
Tabela 8.9 – Características da fração fina de cada uma das amostras.	53
Tabela 8.10 – Tabela de resultados referente ao ensaio de equivalente de areia.	57
Tabela 8.11 – Resultados do ensaio do azul de metileno para as várias amostras em estudo.	58
Tabela 8.12 – Classificação unificada para amostras de grão grosso.	59
Tabela 8.13 – Classificação unificada para amostras de grão fino.	59
Tabela 8.14 – Cálculo dos parâmetros intervenientes no cálculo do IG.	60
Tabela 8.15 – Aplicação da classificação rodoviária.	60
Tabela 8.16 – Primeiro nível da classificação francesa. Classificação de acordo com a natureza.	61
Tabela 8.17 – Segundo nível da classificação francesa. Classificação de acordo com a natureza.	61
Tabela 8.18 – Condições de utilização do material de aterro segundo o guia do LCPC.....	62
Tabela 8.19 – Valores obtidos para a velocidade das ondas P.....	65
Tabela 8.20 – Classificação da IAEG (1979) para a velocidade das ondas longitudinais.....	65
Tabela 8.21 – Resultados do ensaio diametral do <i>Point Load Test</i>	66
Tabela 8.22 – Resultados dos ensaios da porosidade aberta.	67
Tabela 8.23 – Classificação das descontinuidades.	69
Tabela 8.24 – Pesos relativos às condições das descontinuidades.	70
Tabela 8.25 – Classificação do material rochoso.....	71
Tabela 8.26 – Classificação da qualidade do maciço com base no índice RQD (Vallejo <i>et al.</i> , 2002).....	71
Tabela 8.27 – Valores ponderais dos parâmetros segundo Bieniawski, 1989.....	72
Tabela 8.28 – Valores de RMR corrigidos.....	72

Índice de figuras

Fig. 2.1 – Localização da área em estudo a partir do <i>Google Earth</i> (Quinta Ferreira <i>et al.</i> (2011)). Os limites do terreno são indicados pela linha de cor vermelha. A linha de cor amarela representa a localização do muro de suporte.	4
Fig. 2.2 – Extrato da carta geológica de Coimbra Norte (Adaptado de Soares <i>et al.</i> (1985)). O local de estudo encontra-se assinalado com um círculo de cor negra.	6
Fig. 3.1 – Localização das sondagens efetuadas pelas duas empresas (Adaptado do relatório do <i>IPNLabGeo</i> , Quinta Ferreira <i>et al.</i> (2011)).	8
Fig. 4.1 – a) Muro de gravidade; b) e c) Muro em consola; d) Muro de contrafortes (Gomes, 2012).	10
Fig. 4.2 – Parede “tipo Berlim”. À esquerda são apresentados os perfis e a viga de coroamento. À direita é ilustrada a fase de colocação das armaduras dos painéis primários e a execução de banquetas. (Adaptado de Lança (2012)).	14
Fig. 4.3 – Fases de betonagem da parede “tipo Berlim”. À esquerda ilustra-se a betonagem dos painéis primários. À direita ilustra-se a extração das banquetas e colocação das armaduras nos painéis secundários (Adaptado de Lança (2012)).	15
Fig. 4.4 – Parede “tipo Berlim”. À esquerda ilustram-se os dois níveis de ancoragens concluídos. À direita ilustra-se a conclusão da sapata (Adaptado de Lança (2012)).	15
Fig. 4.5 – Metodologia de implementação de paredes de diafragma – 1) Perfuração; 2) Colocação das armaduras; 3) Betonagem (Adaptado de Geofund (2010)).	16
Fig. 4.6 – Metodologia de implementação de uma estaca – 1) Perfuração; 2) Colocação da armadura; 3) Betonagem (Adaptado de Geofund (2010)).	17
Fig. 5.1 – Procedimento 1. Análise granulométrica com base na norma LNEC E 239 – 1970.	21
Fig. 5.2 – Procedimento 2. Análise granulométrica com lavagem integral da amostra no peneiro com malha de abertura igual a 0,074mm.	21
Fig. 6.1 – Classificação francesa de solos; a) Para solos com diâmetro máximo inferior a 50mm; b) Para solos com diâmetro máximo superior os 50mm (Adaptado de Branco (2010)).	32
Fig. 7.1 – Esquema representativo da aplicação da classificação RMR.	33
Fig. 8.1 – Material de <i>Terra rossa</i> a preencher fraturas na zona periférica à edificação.	36
Fig. 8.2 – Localização dos perfis geológicos de pormenor efetuados durante os trabalhos de escavação para a execução da obra (<i>Google Earth</i> , 2012).	36
Fig. 8.3 – Perfis 1, 2, 3 e 4 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor segundo o alinhamento da estrutura de suporte.	38
Fig. 8.4 – Perfis 5 e 6 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor segundo o alinhamento da estrutura de suporte.	39
Fig. 8.5 – Perfil representativo do preenchimento cársico, composto por seixos, cascalheira e argila, detetado na sondagem S3.	39
Fig. 8.6 – Perfis 7, 8, 9 e 10 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor da escavação periférica do edifício.	40
Fig. 8.7 – Perfis 11 e 12 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor da escavação periférica do edifício.	41
Fig. 8.8 – Curvas granulométricas das várias amostras ensaiadas quer pelo procedimento 1, quer pelo procedimento 2.	44

Fig. 8.9 – Amostra 1. Curva obtida no granulômetro laser para material inferior a 2,0mm. ...	45
Fig. 8.10 – Amostra 2. Curva obtida no granulômetro laser para material inferior a 2,0mm..	46
Fig. 8.11 – Amostra 3. Curva obtida no granulômetro laser para material inferior a 2,0mm..	46
Fig. 8.12 – Amostra 4. Curva obtida do granulômetro laser para material inferior a 2,0mm..	46
Fig. 8.13 – Amostra #1. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.....	47
Fig. 8.14 – Amostra #2. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.....	48
Fig. 8.15 – Amostra #3. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.....	48
Fig. 8.16 – Amostra #4. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.....	48
Fig. 8.17 – Amostra #5. Resultados referentes à análise granulométrica.....	49
Fig. 8.18 – Amostra #6. Resultados referentes à análise granulométrica.....	49
Fig. 8.19 – Amostra aterro. Resultados referentes à análise granulométrica.....	49
Fig. 8.20 – Amostra #1. Representação gráfica do limite de liquidez.....	51
Fig. 8.21 – Amostra #2. Representação gráfica do limite de liquidez.....	51
Fig. 8.22 – Amostra #3. Representação gráfica do limite de liquidez.....	51
Fig. 8.23 – Amostra #6. Representação gráfica do limite de liquidez.....	51
Fig. 8.24 – Amostra aterro. Representação gráfica do limite de liquidez.....	52
Fig. 8.25 – Classificação da fração fina de cada uma das amostras ensaiadas na carta de plasticidade.....	53
Fig. 8.26 – Amostra #1. Resultados da difração de raios X.....	54
Fig. 8.27 – Amostra #2. Resultados da difração de raios X.....	54
Fig. 8.28 – Amostra #3. Resultados da difração de raios X.....	54
Fig. 8.29 – Amostra #4. Resultados da difração de raios X.....	55
Fig. 8.30 – Amostra #5. Resultados da difração de raios X.....	55
Fig. 8.31 – Amostra #6. Resultados da difração de raios X.....	55
Fig. 8.32 – Amostra #1. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.33 – Amostra #2. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.34 – Amostra #3. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.35 – Amostra #4. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.36 – Amostra #5. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.37 – Amostra #6. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.....	56
Fig. 8.38 – Equivalente de areia visual. Comparação dos resultados.....	57
Fig. 8.39 – Equivalente de areia. Comparação dos resultados.....	57
Fig. 8.40 – Resultados do ensaio do azul de metileno.....	58
Fig. 8.41 – Saturação dos provetes de rocha em vácuo.....	67
Fig. 8.42 – Relação entre a porosidade e a densidade.....	68
Fig. 8.43 – Relação entre a velocidade de propagação das ondas P e a resistência à carga pontual.....	68
Fig. 8.44 – Relação entre a porosidade e a resistência à carga pontual.....	69
Fig. 9.1 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. a) e b) Abertura de valas para implementar sistema de drenagem profundo da fundação do muro; c) Verificação do ângulo de queda.....	74

Fig. 9.2 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. d) Pormenor do tubo dreno aplicado; e) Pormenor da manta geotêxtil aplicada; f) e g) Aplicação do tubo dreno e da manta ao longo das valas.....	74
Fig. 9.3 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. h) Colocação de brita sobre o sistema drenante ; i) Cobertura do sistema de drenagem com solo.	75
Fig. 9.4 – Uniformização da superfície. J) Nivelção aplicando o sistema de mangueira; k) Compactação.	75
Fig. 9.5 – Preparação da sapata do muro. l) Início da execução da sapata com a colocação das armaduras; m) Sapata pronta a betonar.	77
Fig. 9.6 – Finalização da sapata. n) Fase em que a sapata foi betonada; o) Início da execução da parte superior do muro com a colocação das cofragens.....	77
Fig. 9.7 – Construção da parte superior do muro. p) Primeiro trecho do primeiro nível do muro betonado; q) Primeiro nível do muro em fase de conclusão.	77
Fig. 9.8 – Construção da parte superior do muro. r) Primeiro nível do muro concluído; s) Início do segundo nível do muro concluído.....	78
Fig. 9.9 – Sistema de impermeabilização do muro de suporte. t) Painéis drenantes e parte do material de aterro colocado a tardo do muro; u) Pormenor da tela pitonada.....	79
Fig. 9.10 – v) Betonagem do último trecho de muro; x) Ponto de situação da edificação.....	79

Glossário

APCC – Associação de Paralisia Cerebral de Coimbra

A_t – Atividade da fração argilosa

B – Massa de azul de metileno

C_c – Coeficiente de curvatura

C_u – Coeficiente de uniformidade

CU – Consolidated undrenated

D_e – Diâmetro equivalente

$D_{máx}$ – Diâmetro máximo

EA – Equivalente de areia

EAV – Equivalente de areia visual

HRB – Highway Research Board

IG – Índice de Grupo

I_p – Índice de plasticidade

I_s – Resistência à carga pontual não corrigida

I_{s50} – Resistência à carga pontual corrigida para um diâmetro de 50 mm

ISRM – International Society for Rock Mechanics

LCPC/SETRA – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements

n – Porosidade

RMR – Rock Mass Rating

RQD – Rock Quality Designation

SPT – Standard Penetration Test

T_f – Teor de finos

USCS – Unified Soil Classification System

V – Volume

VBS – Valor de solução de azul metileno consumida

V_v – Volume de poros

W – Teor em água

W_L – Limite de liquidez

W_p – Limite de plasticidade

ρ_d – Densidade seca

1. Introdução

Os riscos humanos e materiais podem estar associados à implementação de edificações em locais pouco favoráveis em termos geotécnicos. Se a esta situação forem adicionadas condições meteorológicas adversas o resultado pode ser dramático. Os movimentos de instabilidade em taludes e vertentes podem resultar de processos que levam à retirada de cobertura vegetal favorecendo a infiltração de águas, conduzindo à elevação do nível freático e consequentemente a situações de instabilização. Para além desta ação, a transmissão de cargas excessivas ao solo pode igualmente estar na origem de fenómenos de instabilidade que podem originar prejuízos económicos de larga escala, ou mesmo a perda de vidas humanas. Em zonas urbanas os movimentos de instabilidade assumem proporções catastróficas devido à maior concentração de habitações, infraestruturas e vias de comunicação. Neste contexto, surgem os estudos de natureza geológica e geotécnica que procuram conhecer as características físicas e mecânicas dos materiais presentes, de modo a poderem ser tomadas as medidas de estabilização e/ ou preventivas que melhor se adequam a cada caso, minimizando assim os riscos (Hunt, 2006).

No presente trabalho aborda-se o estudo geológico e geotécnico relativo à construção do Lar Integrado da Associação de Paralisia Cerebral de Coimbra (APCC). A referida construção efetuou-se numa área localizada na rua Padre Manuel da Nóbrega, na cidade de Coimbra, num terreno cedido pela Câmara Municipal de Coimbra. O terreno localiza-se no topo de uma encosta, o que pode acarretar alguns perigos relacionados com a instabilidade da vertente, sendo conhecida uma instabilização de grandes dimensões no terreno adjacente do lado oeste. De forma a avaliar os riscos que podem estar associados à construção do edifício e para implementar uma estrutura de contenção de terras, a APCC solicitou dois estudos geológico-geotécnicos do local.

O objetivo deste trabalho foi o de acompanhar os trabalhos de construção, aferir as soluções adotadas e analisar as opções relacionadas com a execução da obra. Efetuou-se ainda o reconhecimento no campo e a recolha de amostras que foram submetidas a ensaios de identificação. Com base nos resultados dos ensaios realizados aplicaram-se as classificações de solos e as classificações geomecânicas com vista à verificação da aplicabilidade dos materiais, assim como à previsão do seu comportamento geotécnico. O acompanhamento das várias fases de execução da obra fez parte dos vários objetivos a atingir, assim como o controlo de alguns parâmetros importantes nas várias fases de execução do aterro e confrontação de resultados. Para o efeito analisaram-se os relatórios elaborados pelas empresas *Geocontrole* e *IPNLabGeo* do Instituto Pedro Nunes.

1.1. Metodologia

A APCC contactou a empresa *Geocontrole* com a finalidade de elaborar um estudo geológico e geotécnico do local. Com este estudo (Sousa & Correia, 2010) pretendia-se conhecer com maior detalhe as unidades geológicas presentes, bem como a profundidade a que ocorrem. Na área de implantação do futuro edifício foram efetuadas quatro sondagens mecânicas, em que se procedeu à realização de ensaios *Standard Penetration Test* (SPT). Para além deste procedimento foi efetuada a recolha de amostras intactas que foram alvo de vários ensaios laboratoriais. Foram também realizados ensaios para a determinação do teor em água natural, a análise granulométrica, a determinação dos limites de Atterberg e o ensaio de compressão triaxial consolidado não drenado (CU).

O relatório geológico e geotécnico (Sousa & Correia, 2010) data de Janeiro de 2010, quando ainda estavam a decorrer os ensaios laboratoriais. No relatório consta a interpretação efetuada assim como os perfis geológicos e geotécnicos que definem a possível localização das unidades litológicas em profundidade.

Para além da construção do edifício, pretende-se também edificar uma estrutura com o objetivo de suportar as terras, dado que em condições meteorológicas adversas poderá ocorrer a instabilização da encosta.

Ao serem iniciadas as escavações para as fundações da estrutura de suporte, verificou-se que ocorriam materiais de fraca qualidade, que se suspeitou poderem não possuir características adequadas para suportar o muro. No decorrer das escavações não se atingiu substrato rochoso, verificando-se a necessidade de adquirir mais informações e efetuar mais estudos de natureza geológica e geotécnica. Neste contexto emergiram algumas dúvidas quanto à proposta de construção de um muro rígido de betão, solução que foi inicialmente proposta. Surgiu assim a necessidade de conhecer com maior detalhe o desenvolvimento das unidades em profundidade através de estudos adicionais. A APCC solicitou ao *IPNLabGeo* uma campanha complementar de caracterização geológica e geotécnica. O objetivo deste estudo adicional era definir a profundidade a que ocorriam as diferentes unidades para assim se poder implementar a estrutura de suporte, de modo a esta ter um bom desempenho perante as condições existentes. Neste segundo estudo (Quinta Ferreira *et al.*, 2011) foram efetuadas mais cinco sondagens à rotação com realização de SPT, que se localizaram no alinhamento do futuro muro. O relatório geológico e geotécnico referente a este estudo foi elaborado em Setembro de 2011. Os resultados obtidos nesta campanha de prospeção vieram clarificar e ajudar na tomada de decisões quanto à estrutura de suporte e às suas fundações. Posteriormente a este período de

reflexão, seguiu-se a implementação da solução proposta que foi de encontro à apresentada inicialmente no projeto.

Com base na observação dos taludes da escavação para a fundação do muro e nas escavações para as fundações do edifício foi possível efetuar a cartografia pormenorizada do local. Seguiu-se o acompanhamento das várias fases dos trabalhos em obra assim como a recolha de amostras para a execução de alguns ensaios de laboratório. Os ensaios efetuados foram a classificação geotécnica das várias amostras recolhidas. A partir dos resultados da análise granulométrica foi possível obter as curvas granulométricas que permitiram uma visualização da distribuição das dimensões das partículas constituintes das amostras de acordo com as suas dimensões. A granulometria da fração inferior a 0,075mm foi definida recorrendo ao granulómetro laser. Procedeu-se à execução dos ensaios dos limites de liquidez e de plasticidade e recorreu-se à difração de raios X para identificar os minerais argilosos presentes. Para além destes ensaios, realizou-se o equivalente de areia e o azul de metileno para avaliar a qualidade dos finos. Com base nos resultados aplicou-se a classificação unificada de solos, a classificação francesa e a classificação rodoviária.

Quanto ao material rochoso, determinou-se a porosidade, velocidade de propagação das ondas longitudinais e realizou-se o ensaio de *Point Load Test*, tendo também sido avaliados vários parâmetros com a finalidade de aplicar a classificação geomecânica *Rock Mass Rating (RMR)* de Bieniawski (1979, 1989). Com base nos elementos disponibilizados e nos resultados obtidos na execução dos ensaios de laboratório foi possível analisar, discutir e criticar a caracterização geotécnica e as soluções adotadas na construção da obra.

2. Enquadramento geográfico e geológico

2.1. Enquadramento geográfico

O local em estudo situa-se na zona norte da cidade de Coimbra, sendo acedido pela rua Padre Manuel da Nóbrega de onde é visível o instituto Missionário. A área de estudo encontra-se representada na Fig. 2.1.

O local situa-se na folha 230 da carta militar de Portugal de escala 1/25000, designada como Coimbra Norte.



Fig. 2.1 – Localização da área em estudo a partir do *Google Earth* (Quinta Ferreira *et al.* (2011)). Os limites do terreno são indicados pela linha de cor vermelha. A linha de cor amarela representa a localização do muro de suporte.

2.2. Enquadramento geológico regional

A cidade de Coimbra localiza-se na Bacia Lusitaniana, no setor setentrional da mesma (Rocha & Soares, 1984; Ribeiro *et al.*, 1996). Este setor é limitado a sul pela falha da Nazaré, tem uma grande espessura de sedimentos depositados durante o Jurássico e o Cretácico, e é limitado a nordeste pela falha Porto-Tomar. O preenchimento da bacia iniciou-se com a deposição de material composto por arenitos grosseiros, conglomerados e argilas, o atual *Grés de Silves*. O grupo *Grés de Silves* (Choffat, 1887; Palin, 1976; Rocha, 1976; Ribeiro *et al.*; 1979; Soares *et al.*, 1993; Rocha *et al.*, 1987, 1996), assim designado e inicialmente descrito por Choffat (1880-1903), é datado do Triássico superior e do Jurássico

inferior. Do grupo *Grés de Silves* fazem parte as subunidades litoestratigráficas designadas como *Camadas da Conraria*, *Camadas de Castelo Viegas* e *Camadas de Pereiros* (Choffat, 1880; Carvalho, 1950; Mourtede *et al.*, 1972; Soares *et al.*, 1993; Rocha *et al.*, 1996; Azerêdo *et al.*, 2003) pertencendo esta última unidade ao Jurássico inferior ou Lias.

A *Formação da Conraria* é constituída por arenitos conglomeráticos de cor vermelha que gradualmente passam a depósitos finos silto-argilosos com níveis carbonatados. Esta formação assenta em discordância angular sobre o soco cristalofílico ou por vezes sobre o Pérmico inferior greso-conglomerático.

A *Formação de Castelo Viegas* é composta por arenitos ainda de cor vermelha na base que passam a cor creme. Esta formação é a de maior espessura do grupo *Grés de Silves*. Este conjunto evolui superiormente para fácies pelíticas e dolomíticas dando a entender que marca o início do Jurássico em Portugal (Palain, 1976; Azerêdo *et al.*, 2003).

A *Formação de Pereiros*, pertencente ao Hetangiano, é constituída por material gresoso de carácter lenticular na base e para o topo por um conjunto bastante heterogéneo e mais espesso. Esta formação equivale no sector ocidental da Orla às *Margas de Dagorda* que afloram na região de Soure. A *Formação de Dagorda* caracteriza-se por uma espessa série argilo-evaporítica (Zbyszewski, 1959). Sobre estas duas unidades de idade mais recente assentam as *Camadas de Coimbra*. O termo *Camadas de Coimbra* foi usado pela primeira vez por Choffat (1880) que procedeu à definição de duas subunidades, cada uma com cinquenta metros de espessura, sendo a inferior, denominada por *zona Bohemia excilis* e a superior por *Rostrella costae e camadas com Nerinella*. Mais tarde, Soares *et al.* (1985), subdividem esta unidade em *Camadas de Coimbra s.s.* na base e *Camadas de S. Miguel* no topo. As *Camadas de Coimbra* são compostas essencialmente por dolomitos e as *Camadas de S. Miguel* por calcários.

No que concerne à hidrogeologia, existem vários sistemas aquíferos importantes, relacionados com formações calcárias. A circulação de água subterrânea ocorre através de sistemas aquíferos cársicos ou porosos. As estruturas cársicas formam-se em calcários e dolomitos pela dissolução dos carbonatos ao longo das descontinuidades.

2.3. Enquadramento geológico local

No local em estudo afloram as *Camadas de Coimbra*, e pontualmente as *Areias vermelhas do Ingote* do Plistocénico. Na Fig. 2.2, localiza-se a área estudada assim como as unidades geológicas presentes.

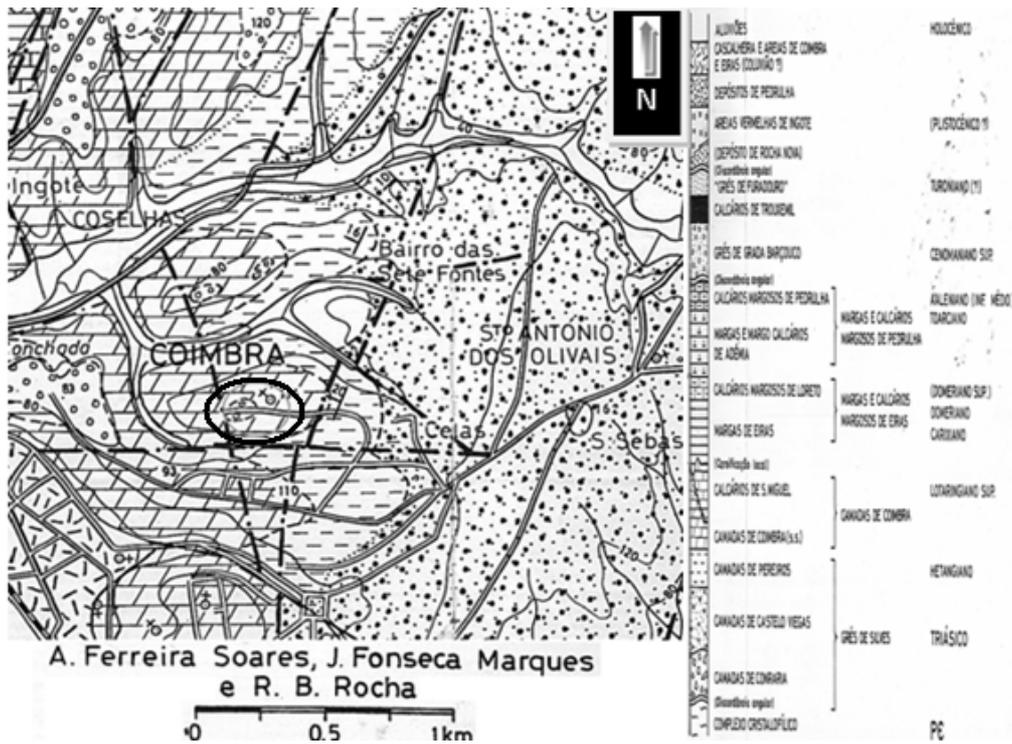


Fig. 2.2 – Extrato da carta geológica de Coimbra Norte (Adaptado de Soares *et al.* (1985)).

O local de estudo encontra-se assinalado com um círculo de cor negra.

A formação das *Camadas de Coimbra*, pertencente ao Jurássico Inferior, de acordo com Soares *et al.* (1985) é composta essencialmente “*por espessas bancadas dolomíticas, castanhas, homogéneas e/ou com entrecruzado de baixo ângulo. Sobre elas aparece uma lentícula de marga cinzenta, localmente violácea, por vezes brechóide e com extraclastos de dolomia. Surgem novas camadas dolomíticas, que no contacto com as margas, têm aspetos brechóide*”. Para além desta formação, no local surgem também as *Areias vermelhas do Ingote* que segundo Soares *et al.* (1985) “*são uma unidade com característica essencialmente areno-cascalhenta, subarcosarenítica a arcosarenítica imatura a submatura e vermelha e/ou acastanhada. A fração cascalhenta é composta por seixos de quartzo e quartzito*”. Ocorrem pequenos retalhos desta unidade testemunhando a tectónica que terá evidenciado o Maciço marginal de Coimbra e está relacionada com “*derrames a partir dos depósitos pliocénicos ou plistocénicos antigos da orla*” (Soares *et al.*, 1990). Evidenciam também um contexto climático de certa aridez e contraste pluviométrico onde se formaram importantes derrames aluviais. A formação das *Camadas de Coimbra* é em termos de idade datada essencialmente do Sinemuriano. Na base é composta por um membro dolomítico, constituído por dolomites e calcários pouco fossilíferos (“*Camadas de Coimbra s.s.*” Soares *et al.*, 1985). No topo é constituída por um membro calcário, caracterizado por calcários interstratificados com níveis centimétricos de margas (“*Calcários de S. Miguel*”, Soares *et al.*, 1985; Rocha *et al.*, 1990).

3. Prospeção

3.1. Sondagens

Para o dimensionamento das fundações do edifício e da estrutura de suporte foram realizadas sondagens que facultaram informação importante sobre os materiais geológicos existentes, assim como da sua resistência, permitindo projetar adequadamente as fundações. Na zona destinada à construção do edifício da APCC foram realizadas pela empresa *Geocontrole* quatro sondagens à rotação (Sousa & Correia, 2010). Foi também elaborado um relatório geotécnico com informações relativas às sequências lito-estratigráficas atravessadas pelas sondagens, aos resultados dos ensaios SPT, à classificação das areias quanto à compacidade e das argilas quanto à consistência. Segundo o relatório referido, na sondagem S1 foi identificado solo orgânico. Foram também identificados depósitos de aterro onde se verificou a presença de elementos “*silto-argilosos, pedregosos e pequenos fragmentos de calcário*”. Englobados na *Formação de Coimbra*, foram identificadas argilas margosas, siltes argilo-margosos com fragmentos calco-margosos e margas argilosas.

Posteriormente, quando se efetuaram as escavações para a construção do muro de suporte, face às dúvidas entretanto surgidas sobre as características do terrenos de fundação, optou-se por realizar mais sondagens, sendo estas localizadas no alinhamento do muro. Esta decisão foi tomada devido à ocorrência de material de fraca qualidade que foi intersetado nas escavações para as fundações do muro. O *IPNLabGeo* realizou mais cinco sondagens à rotação e efetuaram-se ensaios SPT. No relatório elaborado (Quinta Ferreira *et al.*, 2010) foram identificadas quatro unidades com características distintas. Trata-se de material de aterro, argilas, seixos, cascalheira e argila e por fim calcário.

Na sondagem S3 foi detetado material de preenchimento de uma cavidade cársica constituído essencialmente por seixo e cascalheira. A sondagem terminou sem que fosse atingido o calcário. Esta zona é assim considerada mais vulnerável do ponto de vista geotécnico.

No relatório, para além destas informações, constam também os valores relativos ao *Rock Quality Designation* (RQD), assim como do índice de recuperação. O RQD difere do índice de recuperação porque para determinar o valor de RQD apenas são contabilizados os fragmentos recuperados com uma extensão longitudinal superior a 10cm. No ANEXO I e ANEXO II consta a informação obtida ao longo das sondagens efetuadas por ambas as empresas no decurso da campanha de prospeção.

Na Fig. 3.1 pode visualizar-se a localização dos furos de sondagem efetuadas.

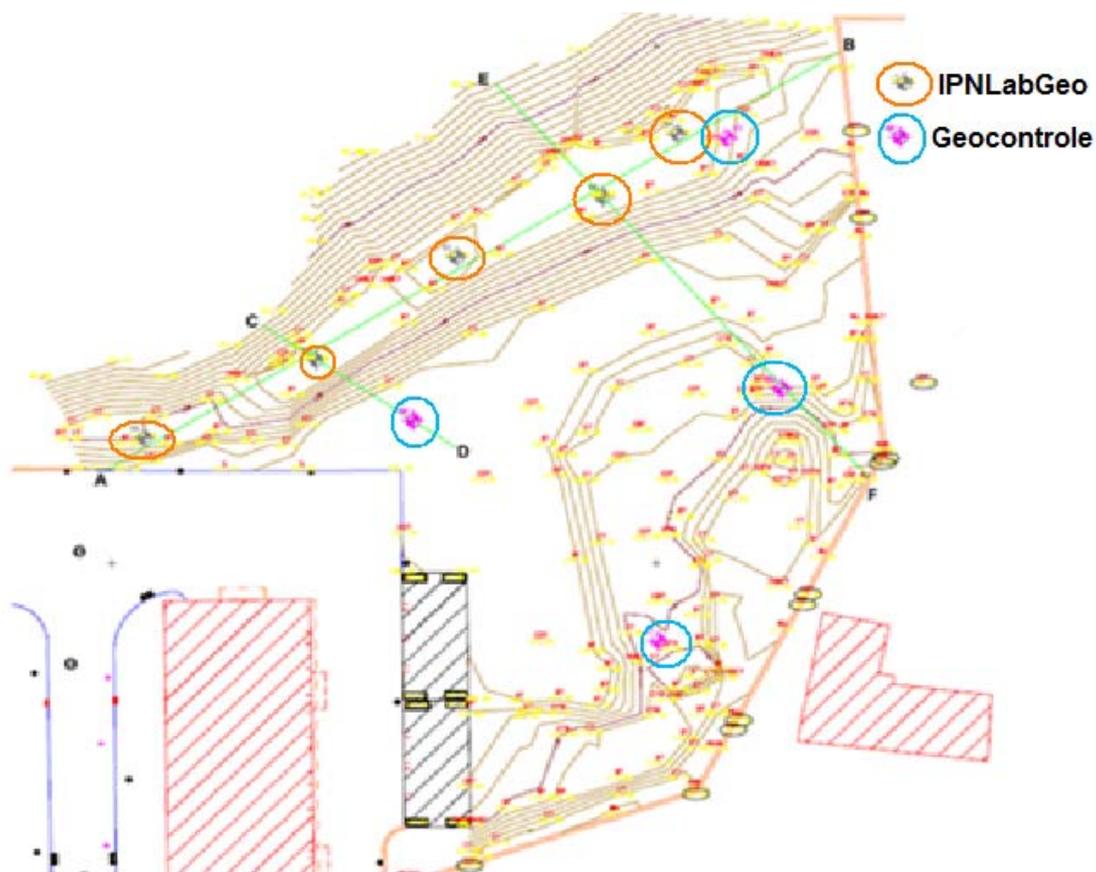


Fig. 3.1 – Localização das sondagens efetuadas pelas duas empresas (Adaptado do relatório do *IPNLabGeo*, Quinta Ferreira *et al.* (2011)).

No local foram efetuadas no total nove sondagens cuja localização se pode visualizar na Fig. 3.1. Tendo em atenção a dimensão da área em estudo constata-se que o número de sondagens efetuadas, num total de nove, é considerável. Este facto revela alguma complexidade relativamente à geologia local, sendo necessário proceder a mais estudos para definir de forma mais completa as características geotécnicas do local.

A caracterização dos testemunhos de material rochoso que foi recolhido no decurso da segunda campanha de prospecção é efetuada no Capítulo 8.3.

4. Estruturas de contenção – possíveis soluções

As estruturas de contenção são obras construídas com a finalidade de proporcionar estabilidade a maciços de terra ou rocha evitando deste modo a sua rotura. A função destas estruturas passa pelo fornecimento de suporte a maciços, prevenindo os escorregamentos causados pelo seu peso próprio ou por sobrecargas externas (Barros, 2012). São usadas quando não existe espaço que permita diminuir o ângulo do talude ou quando surge a necessidade de escavar grandes volumes. Existem vários tipos de estruturas de contenção, podendo classificar-se as mesmas de acordo com o tipo de material utilizado na sua execução, com a sua geometria ou com o seu processo construtivo. Em função do tipo de material utilizado, as estruturas de suporte podem dividir-se em rígidas ou flexíveis.

As estruturas rígidas são aquelas que são construídas com material que não permite a ocorrência de deformações e o seu comportamento é similar ao de um corpo rígido. Para a sua aplicação, exigem um bom terreno de fundação, não reagindo da melhor forma a assentamentos que possam ocorrer. As estruturas rígidas, em geral, necessitam de um bom sistema de drenagem para terem um bom desempenho e normalmente o aterro só pode ser efetuado depois da conclusão da estrutura.

As estruturas flexíveis são formadas por materiais que, dentro de certos limites, podem sofrer deformações sem que o desempenho da estrutura fique comprometido (Fernandes, 1983). Para escolher a solução a adotar tendo em conta o problema em análise, devem ter-se em conta fatores como a altura da estrutura, o espaço disponível, as sobrecargas a que será sujeita, o tipo de solo a conter, a capacidade de suporte do solo de apoio, a disponibilidade de materiais e o custo, entre outros.

4.1. Muro de suporte – solução adotada

Um muro de suporte é uma estrutura de contenção normalmente rígida destinada a suportar taludes de pendores verticais. Existem várias categorias de muros de suporte que se podem distinguir em muros de gravidade, (Fig. 4.1 a) muros em consola (Fig. 4.1 b e c) e muros de contrafortes (Fig. 4.1 d)(Furtado, 1998; Patrício & Teixeira, 2006).

Os muros de gravidade são estruturas pesadas, quase sempre escolhidas como método de contenção quando o terreno tem boa capacidade de carga, capaz de suportar as tensões máximas na fundação. A estabilidade da estrutura é garantida à custa do seu peso próprio gerando atrito entre a sua base e o terreno de fundação. Deste grupo fazem parte também os muros de gabiões com algumas características particulares como a grande capacidade drenante e a flexibilidade (Barros, 2012). Os muros de gabiões podem suportar

deformações relevantes, sendo por isso estruturas flexíveis. A sua execução pode ser efetuada por trechos, podendo a escavação ser realizada por etapas, evitando o desconfinamento total do terreno.

Os muros em consola são estruturas executadas em betão armado constituídas por uma parede de espessura relativamente reduzida e uma fundação. Dentro destes tipos de muro podem destacar-se aqueles que são pré-fabricados e os que são betonados *in situ*. São estruturas com secção transversal em forma de “L” ou “T” invertido (Fig. 4.1 b e c) que revelam capacidade de resistir a esforços por flexão. A estabilidade dos muros de betão armado é assegurada pelo peso do aterro que age sobre a laje da base fazendo com que o conjunto muro-aterro funcione como estrutura de gravidade. O peso do solo sobre a base do “L” ou do “T” invertido auxilia na manutenção do equilíbrio da estrutura (Furtado, 1998). Quando a altura de escavação é muito significativa pode recorrer-se a ancoragens, o que confere uma maior resistência à estrutura de suporte.

Os muros de contrafortes (Fig. 4.1 d) são similares aos muros em consola com a particularidade de possuírem, em intervalos regulares, os contrafortes. Os contrafortes são lajes finas de betão armado que unem a parede à base do muro e que permitem à estrutura resistir aos esforços de flexão. A parede do muro encontra-se apoiada nos contrafortes fazendo com que os esforços de flexão e de corte na estrutura sejam reduzidos.

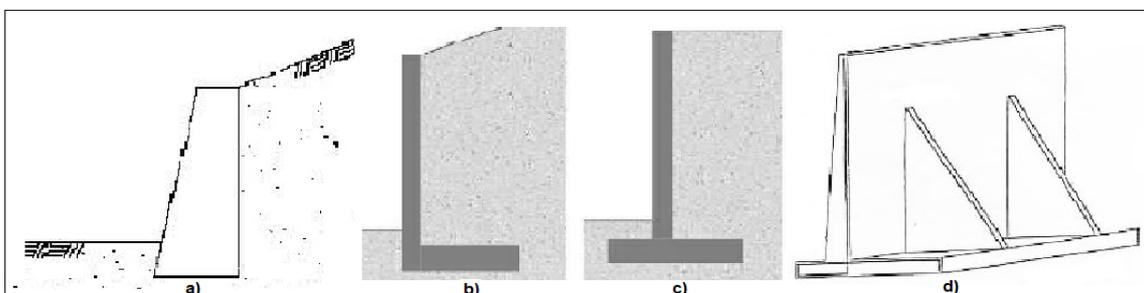


Fig. 4.1 – a) Muro de gravidade; b) e c) Muro em consola; d) Muro de contrafortes (Gomes, 2012).

4.1.1. Características dos muros de suporte

Para assegurar a estabilidade de um muro de suporte há que estudar fatores como a possibilidade de derrubamento, de deslizamento e a capacidade de carga da fundação (Furtado, 1998; Aguiar & Martins, 2005). Verifica-se a existência de duas fases no projeto de um muro de suporte, a primeira consiste em assegurar a estabilidade exterior do muro, a segunda consiste em garantir que cada uma das componentes do muro tenha resistência suficiente para suportar as solicitações a que vai estar sujeita. A escolha do tipo de muro a adotar depende de vários fatores dos quais se pode destacar a altura do talude a conter. Na

Tabela 4.1 consta a informação relativa à altura máxima de talude a conter, mais frequente, para cada tipo de estrutura.

Tabela 4.1 – Altura máxima de talude a conter, mais frequente, para cada tipo de muro.

Estrutura	Altura máxima do talude (m)
Muro de alvenaria de pedra	3,0
Muro de gabiões	5,0
Muro de betão simples	4,0
Muro em T ou L invertidos	5,0 (alturas superiores são antieconómicos)
Muro de contrafortes	+ 5,0

Quando se pretende construir um muro de altura pequena ou moderada pode recorrer-se ao betão simples. No caso da altura do muro variar entre moderada a grande, recorre-se ao betão armado. Quando a altura do muro assume valores considerados bastante elevados, considera-se que a alternativa mais viável é a construção de um muro de contrafortes ou ancorado (Patrício & Teixeira, 2006).

A verificação da estabilidade exterior de muros de suporte engloba um estudo de condições relacionadas com o derrubamento, a possibilidade de deslizamento, a probabilidade de rotura da fundação, possíveis assentamentos e comprometimento da estabilidade global da estrutura (Furtado, 1998). O derrubamento dos muros de suporte pode ocorrer por rotação da estrutura. Para avaliar o fator de segurança relativamente ao derrubamento pode comparar-se o momento estabilizador com o momento de derrubamento. O fator de segurança corresponde à razão entre os dois momentos. A determinação do fator de segurança relativamente ao deslizamento da fundação é semelhante à determinação do fator de segurança em relação ao derrubamento. Para melhorar o desempenho de uma estrutura deste tipo é possível modificar as dimensões da largura da base do muro (Furtado, 1998). Para além desta possibilidade, existe outra solução para tornar a estrutura mais estável e segura que corresponde à colocação de um “dente” na base do muro.

Após a construção do muro, efetua-se a deposição de solo que deve ser caracterizado para se proceder a um dimensionamento correto. Os aterros adjacentes a muros de suporte devem obedecer a determinadas condições que se forem adotadas salvaguardam a estabilidade da estrutura. O aterro deve ser executado em camadas cuja compactação deve ser feita manualmente por instrumentos ligeiros e o mais regular possível a fim de evitar assentamentos diferenciais. A compactação só deve ser efetuada a partir da distância de 1m do paramento interior do muro e para cada camada deve haver controlo de parâmetros como o teor em humidade e o peso específico seco do solo. Para além da importância da boa execução das várias fases do aterro a tardoz do muro, a drenagem assume igualmente

um papel fundamental (Barros, 2012). Podem ocorrer várias situações problemáticas que estão normalmente associados ou à fraca capacidade de suporte do solo de fundação, às más condições de drenagem ou devido a compactação deficiente. Podem ocorrer situações como a erosão e os abatimentos que interferem de forma negativa e determinante nas obras construídas sobre o aterro ou nas suas proximidades. Em condições de erosão formam-se por vezes cavidades verificando-se no decorrer deste processo abatimentos e roturas nos aterros.

De modo a melhorar o comportamento geotécnico do solo, é possível a utilização de técnicas de reforço como o emprego de geossintéticos. Esta técnica consiste na introdução de elementos resistentes que aparecem intercalados nas camadas de solo compactadas, sendo adotada quando o material disponível para aterro não possui as características desejadas e os custos para extração e transporte de material dos locais de empréstimo até à obra assumem valores inoportáveis. Estes elementos resistentes introduzidos no terreno conferem ao solo resistência à tração (Vertematti, 2004).

O material de enchimento localizado posteriormente ao muro deve apresentar características granulares e de acordo com a classificação unificada deve ter as características de GW, GP, SW ou SP. Deve assinalar-se que as areias argilosas e as argilas arenosas classificadas como SC, SM, GC e GM não são consideradas excelentes, mas são assumidas como aceitáveis, devendo adotar-se precauções especiais em relação à drenagem, uma vez que os solos com alguma percentagem de partículas finas possuem características condicionadas pelo seu teor em água (Aguiar & Martins, 2005).

Os materiais classificados como CL, MH, ML e OL não são recomendados para serem utilizados como material de aterro adjacente aos muros de suporte (Aguiar & Martins, 2005; E.P.S.A., 2009). No entanto, quando não é possível evitar a aplicação de material do tipo argiloso, o dimensionamento do muro deve ser efetuado com mais cautela e o sistema de drenagem assume uma maior importância. Estes materiais dificultam a drenagem, assumindo valores baixos de permeabilidade (Barros, 2012). Desta forma deve tentar-se minimizar a infiltração de águas pluviais e favorecer a expulsão de água do interior do terreno. A presença do nível freático incrementa o impulso total e é uma das causas que está na origem de acidentes com estruturas deste tipo. Sendo assim, é extremamente importante, para o bom desempenho da estrutura de suporte, implementar um sistema de drenagem eficiente. Para além do sistema de drenagem, a impermeabilização deste tipo de estruturas assume igualmente um papel importante contribuindo para a longevidade da estrutura.

4.2. Cortinas flexíveis

As cortinas de contenção flexíveis podem ser classificadas de acordo com o tipo de material constituinte, o seu processo construtivo e quanto à forma como asseguram a estabilidade (Tabela 4.2). Quanto ao tipo de material empregue ou ao processo construtivo consideram-se as estacas-pranchas, as paredes moldadas, as paredes compostas por estacas tangentes ou secantes e as paredes do “tipo Berlim”. Quanto ao processo de assegurar a estabilidade existem as cortinas encastradas, as cortinas mono-ancoradas ou mono-escoradas e as cortinas multi-ancoradas ou multi-escoradas. As estruturas encastradas são geralmente efetuadas através de estacas pranchas. As estruturas multi-apoiadas normalmente são realizadas através de paredes moldadas, paredes compostas por estacas tangentes ou secantes ou paredes “tipo Berlim” (Duarte, 2006). A cortina pode ser construída antes de se proceder à escavação ou então à medida que esta decorre.

Tabela 4.2 – Classificação das cortinas de contenção (Duarte, 2006).

Classificação das cortinas de contenção flexíveis	
Quanto ao material e processo construtivo	Quanto ao processo de assegurar a estabilidade
<ul style="list-style-type: none"> • Estacas – prancha • Paredes moldadas • Paredes compostas por estacas • Paredes “tipo Berlim” 	<ul style="list-style-type: none"> • Cortinas encastradas (s/ elementos resistentes) • Cortinas mono ancoradas ou mono escoradas (suportadas apenas por um nível de ancoragens ou escoras) • Cortinas multi-escoradas ou multi-ancoradas (suportadas por vários níveis de ancoragens ou escoras)

Quando se procede ao dimensionamento deste tipo de estruturas devem considerar-se as ações relacionadas com os impulsos do terreno, com as sobrecargas, com o impulso devido à água e com as ações dos próprios elementos de suporte.

4.2.1. Cortinas de estacas – prancha

As estacas prancha são elementos de contenção geralmente metálicos que podem ter carácter provisório ou definitivo. Em situações definitivas são geralmente escorados ou ancorados no topo ou em vários níveis. Este tipo de contenção pode ser aplicado em praticamente todo o tipo de terreno, não constituindo a posição do nível freático um impedimento. Contudo, em solos com alguma coerência e em situações de presença reduzida de água, recorre-se a contenções mais económicas como as paredes “tipo Berlim”. As estacas prancha são normalmente utilizadas como barreiras estanques em obras marítimas não permitindo que a água circule para o interior da obra. A aplicação é limitada quando no decorrer da cravação surgem blocos de rocha dura que não permitem o

atravessamento. Existem diversos tipos de estacas prancha, variando a forma da sua secção. Entre as vantagens destas contenções é de salientar serem de execução rápida, proporcionando estanqueidade devido à capacidade de criar uma barreira à passagem de água. A sua aplicação é fácil e possível mesmo abaixo do nível freático, podendo efetuar-se a recuperação dos perfis quando se trata de uma aplicação provisória. Em contrapartida, o equipamento de cravação é muito pesado e o método é bastante dispendioso. A longo prazo pode ocorrer danificação da estrutura devido a problemas de corrosão. É uma solução que normalmente está associada a situações provisórias (Aguiar & Martins, 2005; Martínez, 2012; Martins & Barreiros, 2002).

4.2.2. Paredes tipo Berlim

As paredes tipo Berlim são estruturas flexíveis em betão armado que podem assumir carácter provisório ou definitivo. Quando se estuda a hipótese das paredes “tipo Berlim” como método de contenção, fatores como a distância e estado de conservação das construções vizinhas devem ser considerados pois esta técnica provoca descompressões significativas nos terrenos a tardo da estrutura. A metodologia associada à execução deste tipo de estrutura consiste na introdução no terreno de perfis metálicos verticais ao longo do perímetro da escavação (Fig. 4.2 esquerda). De seguida é executada a viga de coroamento solidarizando os perfis anteriormente referidos (Fig. 4.2). A fase seguinte consiste na escavação dos painéis primários e criação de banquetas nos painéis secundários e seguidamente procede-se à montagem das armaduras e execução das ancoragens nos painéis primários (Fig. 4.2 direita).

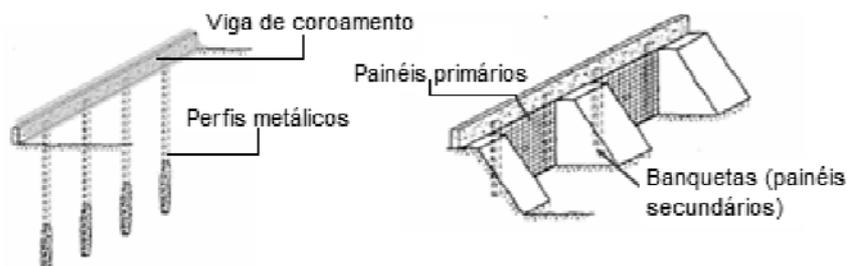


Fig. 4.2 – Parede “tipo Berlim”. À esquerda são apresentados os perfis e a viga de coroamento. À direita é ilustrada a fase de colocação das armaduras dos painéis primários e a execução de banquetas. (Adaptado de Lança (2012)).

Depois dos procedimentos mencionados anteriormente, procede-se à betonagem dos painéis primários (Fig. 4.3 esquerda) e remoção das banquetas para posteriormente proceder à colocação das armaduras nos painéis secundários (Fig. 4.3 direita).



Fig. 4.3 – Fases de betonagem da parede “tipo Berlim”. À esquerda ilustra-se a betonagem dos painéis primários. À direita ilustra-se a extração das banquetas e colocação das armaduras nos painéis secundários (Adaptado de Lança (2012)).

Numa última fase procede-se à betonagem dos painéis secundários e ao tensionamento das ancoragens. O procedimento seguinte consiste na realização da sapata que se efetua por troços (Fig. 4.4 direita) (Aguiar & Martins, 2005; Cravinho, 2012).

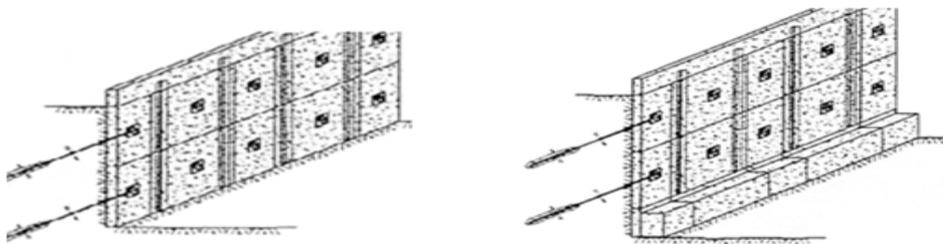


Fig. 4.4 – Parede “tipo Berlim”. À esquerda ilustram-se os dois níveis de ancoragens concluídos. À direita ilustra-se a conclusão da sapata (Adaptado de Lança (2012)).

A aplicação de uma estrutura de contenção deste tipo é limitada a solos com alguma coerência e onde a presença de água não é significativa. Esta solução revela-se competitiva e de aplicação por vezes inevitável quando fatores como espaço e custo assumem um papel fundamental. Existem algumas variantes do método de Berlim podendo destacar-se os designados métodos de Munique e de Hamburgo.

Dentro do conjunto de opções que as cortinas flexíveis englobam, as paredes “tipo Berlim” são talvez as que se revelam mais viáveis se o fator preponderante for o custo de execução.

4.2.3. Paredes de diafragma

As paredes de diafragma são elementos estruturais fabricados em betão armado, construídos *in situ* ou pré moldados antes de dar início à retirada do solo de escavação. A execução de uma estrutura deste tipo deve iniciar-se pela construção de muros-guia cuja função passa por garantir o alinhamento da parede sendo uma linha de orientação para os equipamentos de escavação (Sousa *et al.*, 2006). De acordo com as características de resistência do terreno podem usar-se lamas tixotrópicas que se inserem à medida que se

procede à escavação, colocação das armaduras e betonagem (Fig. 4.5). Depois dos muros-guia e da implementação do sistema de alimentação das lamas procede-se à escavação de várias valas que são preenchidas pelas lamas para evitar o colapso do terreno. As armaduras são posteriormente colocadas e finalmente efetua-se a betonagem. A betonagem é feita ainda com as lamas nas valas, mas quando se inicia a betonagem, a bentonite é expulsa devido ao peso específico do betão ser superior ao das lamas. As paredes de diafragma são estruturas que podem ser executadas em diversos tipos de terreno, mesmo com o nível freático elevado. A sua implementação permite que haja estanqueidade à passagem de água para o interior da estrutura e reduz o risco de deformações em construções vizinhas. Contudo, esta solução é dispendiosa devido principalmente à aplicação de lamas bentoníticas (Sousa *et al.*, 2006).

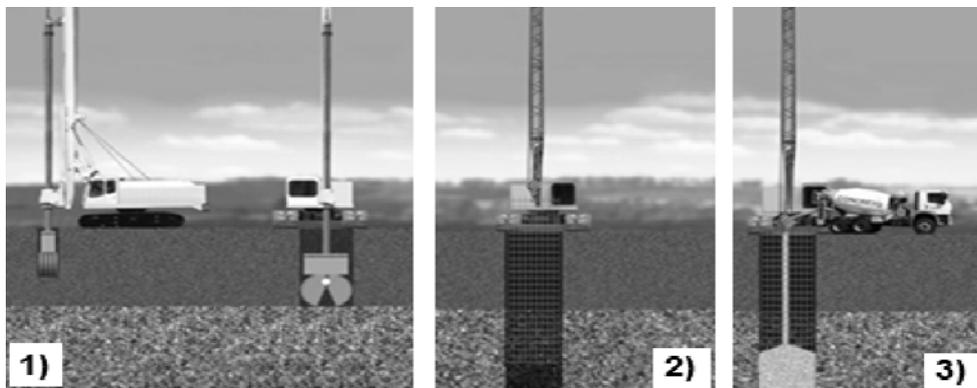


Fig. 4.5 – Metodologia de implementação de paredes de diafragma – 1) Perfuração; 2) Colocação das armaduras; 3) Betonagem (Adaptado de Geofund (2010)).

4.2.4. Cortinas de estacas

A aplicação da cortina de estacas é possível em dois contextos, como elemento de contenção e/ ou como elemento de fundação de estruturas. A disposição das estacas pode assumir forma espaçada, secante ou tangente. Dependendo de fatores como o nível freático, a coesão do solo, a necessidade de estanqueidade e os custos, é empregue a modalidade mais adequada. O emprego da cortina de estacas espaçadas é tanto mais viável quanto mais coeso for o solo e quanto maior importância for dada ao fator custo. As estacas moldadas podem ser executadas recorrendo ou não a um tubo moldador que pode ser recuperável ou não. No caso de se aplicar o tubo moldador o procedimento inicia-se com a furação (Fig. 4.6 1), procede-se à introdução do tubo moldador cuja estrutura é oca, seguindo-se a colocação da armadura (Fig. 4.6 2), dentro do tubo. O próximo passo consiste na betonagem da estaca (Fig. 4.6 3) e posterior retirada do tubo moldador caso seja recuperável. Quando não se aplica tubo moldador usa-se um trado para a furação que permite a saída de material escavado. O próximo passo é a betonagem que se inicia no

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

fundo do furo acompanhada da retirada do trado sem rotação. Posteriormente procede-se à colocação das armaduras. Todo este procedimento pode efetuar-se recorrendo a lamas bentoníticas, à medida que a furação se processa, possibilitando a expulsão de detritos da furação. A última etapa consiste na escavação e revestimento exterior da cortina de estacas. O revestimento pode efetuar-se recorrendo a painéis pré fabricados ou betão projetado (Lopes, 2012; Meireles & Martins, 2006).

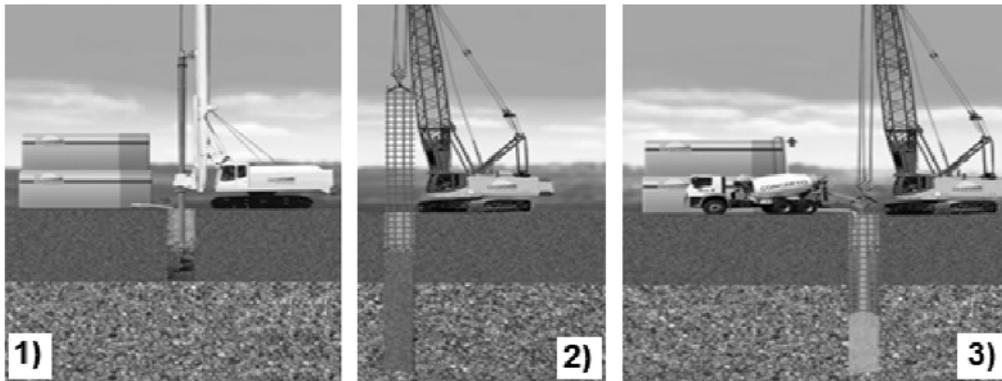


Fig. 4.6 – Metodologia de implementação de uma estaca – 1) Perfuração; 2) Colocação da armadura; 3) Betonagem (Adaptado de Geofund (2010)).

5. Ensaio

5.1. Ensaio *in situ*

5.1.1. Ensaio SPT

O ensaio SPT, *Standard Penetration Test* é realizado com o objetivo de medir a resistência à penetração do terreno que é traduzida pelo valor do número de pancadas. O ensaio consiste na cravação de um amostrador no fundo do furo de uma sondagem, devidamente limpo. A cravação é efetuada com o auxílio de um pilão que desce em queda livre. Numa primeira fase, o amostrador é cravado 15cm e regista-se o número de pancadas. Posteriormente, o amostrador é cravado mais 30cm, sendo o resultado do ensaio, o número de pancadas obtido nesta fase. Se após 60 pancadas, a penetração não atingiu os 30cm, o ensaio é considerado como terminado e mede-se a penetração obtida. O valor da resistência à penetração consiste no número de pancadas necessárias para que ocorra a cravação dos 30cm finais. Para além da resistência oferecida ao ser efetuada a cravação, o ensaio fornece outras informações importantes acerca do tipo de solo atravessado (Vallejo *et al.*, 2002). Com os resultados é possível proceder ao dimensionamento e escolha do tipo de fundação.

5.1.2. Gamadensímetro – Troxler

O aparelho gamadensímetro permite medir o peso volúmico seco e o teor em água dos materiais colocados num aterro de forma expedita e prática. É um método interessante no que toca ao controle da compactação no decurso da obra (Santos, 2008). Na área de trabalho pretendia-se utilizar o gamadensímetro no decurso da execução do aterro no tardo do muro, com o intuito de controlar os parâmetros de compactação. No entanto, o aterro não foi executado em camadas e o referido aparelho foi aplicado uma única vez no fim da deposição do material a tardo do muro.

5.2. Ensaio de laboratório – Solos

As amostras de solos recolhidas no campo e encaminhadas posteriormente para o laboratório foram alvo de ensaios de identificação. Antes de submeter as amostras aos referidos ensaios, procedeu-se à sua preparação. Os ensaios realizados com as amostras de solo foram a análise granulométrica, os limites de consistência, o ensaio do azul de metileno e o equivalente de areia, procedeu-se igualmente à identificação dos minerais argilosos recorrendo à difração de raios X.

5.2.1. Recolha e preparação das amostras de solo

O processo de amostragem consiste na recolha e transporte das amostras para o laboratório podendo esta ser feita de forma a obter amostras intactas ou remexidas. As amostras recolhidas devem ser representativas, do material *in situ* e antes de as submeter aos ensaios, passam por várias fases que se iniciam logo na recolha. As amostras remexidas devem, logo após a sua colheita, ser guardadas em sacos de plástico devidamente identificados e no caso de se pretender realizar ensaios que exijam que o teor em água seja mantido, a amostra deve ser acondicionada de forma a se conservar a sua humidade natural.

O manuseamento, proteção e quantidade das amostras para determinados ensaios são especificados na norma LNEC E 218 – 1968. O transporte das amostras até ao laboratório deve assegurar que não há perdas de material fino e que não existem contaminações. No laboratório, na sequência da preparação das amostras, deve proceder-se à sua secagem natural ou em estufa a baixas temperaturas de modo a não formarem torrões, principalmente em amostras com elevada percentagem de argila. Após a secagem, deve proceder-se à desagregação das partículas (Almeida, 2005). Nesta fase é importante salientar que a desagregação deve ser efetuada de modo a não reduzir o tamanho individual das partículas. O próximo passo consiste na repartição da amostra, etapa que se caracteriza pela sua divisão de modo a obter material suficiente para efetuar cada um dos ensaios. O processo de repartição deve efetuar-se de modo que cada subamostra seja representativa da amostra recolhida no campo. Esta operação pode ser feita manualmente ou dando uso ao repartidor mecânico de acordo com a norma NP EN 932_1. A preparação geral, por via seca de amostras de solos, para ensaios de identificação deve seguir as especificações contidas na norma LNEC E 195 – 1966.

5.2.2. Ensaios de solos

Os ensaios efetuados com solos permitem conhecer algumas das suas características, que por sua vez possibilitam o desenvolvimento de previsões a respeito do seu comportamento em resposta a determinadas solicitações, designadamente em obras de engenharia. A resposta do solo a essas solicitações depende acima de tudo da constituição e características do mesmo, bem como do tipo de ações a que vai ser submetido. Os ensaios de identificação dos solos permitem obter resultados que posteriormente são utilizados nos vários sistemas de classificação de solos. Estas classificações diferem entre si nos parâmetros constituintes e dependem da finalidade a que se destinam.

5.2.2.1. Análise granulométrica (LNEC E 195 – 1966 e LNEC E 239 – 1970)

Para realizar a análise granulométrica recorreu-se às especificações que constam na norma LNEC E 195 – 1966 e E 239 – 1970. A análise granulométrica consiste em determinar as dimensões das partículas que constituem a amostra representativa de solo e no tratamento estatístico dos resultados. As partículas com dimensão superior a 0,074mm são sujeitas a peneiração que consiste em fazer passar o material da amostra por uma série de peneiros de malha normalizada e sucessivamente mais apertada. O material que possui dimensões inferiores a 0,074mm, deve ser sujeito a sedimentação ou deve recorrer-se ao granulómetro laser.

O processo de sedimentação consiste em misturar o solo com água destilada e ter em atenção o processo de sedimentação das partículas. Neste procedimento é importante que o solo esteja desfloculado, isto é, que as partículas que compõem o solo estejam separadas. Outro aspeto importante está relacionado com a utilização da lei de Stokes que só se aplica a partículas esféricas, obtendo-se as dimensões em termos de diâmetro equivalente (Fernandes, 1994; Das, 2007).

Caso se opte pelo uso do granulómetro laser, o material pode ser ensaiado em pó ou em solução executando-se vários ensaios de uma mesma amostra até que os resultados coincidam minimamente. O procedimento mais comum é efetuar o corte no peneiro de 0,063mm, secar a fração acima deste peneiro com posterior peneiração e aproveitamento da solução de lavagem para análise no granulómetro laser. Podendo obter-se assim uma curva granulométrica contínua.

A partir da curva granulométrica podem obter-se informações importantes através da definição de diâmetro efetivo, D_{10} , do coeficiente de uniformidade, C_u (expressão 1) que fornece informação acerca da variedade de dimensões das partículas de solo, e por fim do coeficiente de curvatura, C_c (expressão 2) que está relacionado com a evolução ou forma da curva granulométrica (Trichês & Thives, 2010; Fernandes, 1994).

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

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad (2)$$

O diâmetro efetivo, D_{10} é dado pela abertura do peneiro para o qual se verifica a passagem de 10% de material. Analogamente, D_{30} representa a abertura do peneiro que permite a passagem de 30% de material e finalmente D_{60} refere-se à abertura do peneiro que permite a passagem de 60% do material.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Neste trabalho a análise granulométrica da fração superior a 0,074mm das diferentes amostras seguiu procedimentos diferentes. Algumas amostras foram ensaiadas segundo o Procedimento 1 da Fig. 5.1 e outras pelo procedimento 2 da Fig. 5.2.

Para alguns materiais é conveniente, antes de proceder à peneiração, lavar todo o material destinado à análise granulométrica. Esta lavagem é fundamental para evitar erros na determinação da granulometria. A desagregação do material nas suas partículas individuais nem sempre é fácil pelos processos convencionais, sendo a lavagem o método mais viável para esse fim.

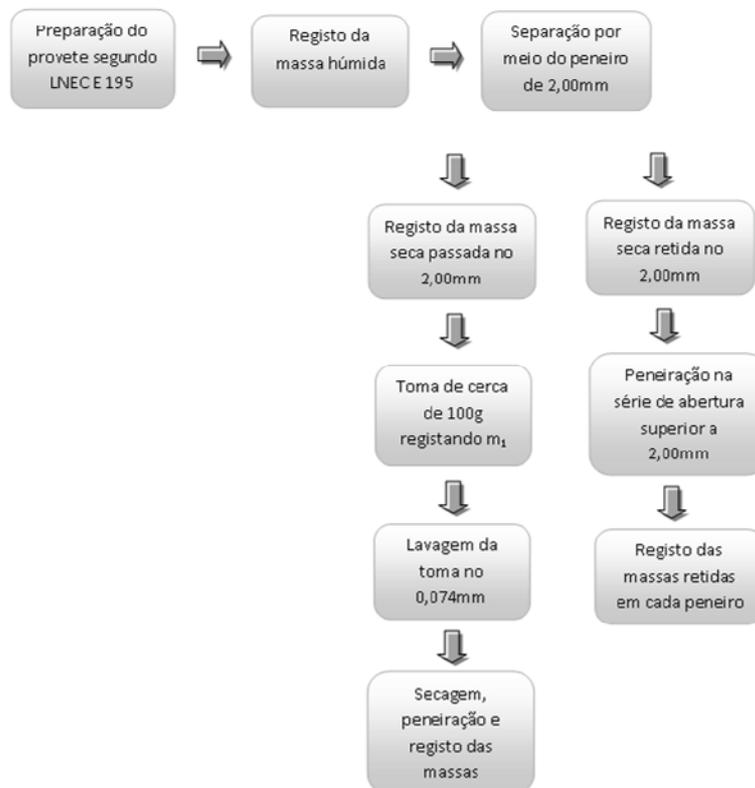


Fig. 5.1 – Procedimento 1. Análise granulométrica com base na norma LNEC E 239 – 1970.



Fig. 5.2 – Procedimento 2. Análise granulométrica com lavagem integral da amostra no peneiro com malha de abertura igual a 0,074mm.

A diferença entre a massa inicial da toma seca e a massa depois da toma lavada e seca permite definir os finos que passaram no último peneiro (0,074mm).

Quando se pretende realizar a análise granulométrica de material com elevada percentagem de partículas finas deve seguir-se o procedimento 2 (Fig. 5.2) aproveitando a solução resultante da lavagem para posterior análise das partículas inferiores a 0,074mm.

5.2.2.2. Limites de Atterberg (NP 143 – 1969)

Os solos finos são extremamente vulneráveis na presença de água, sendo o seu comportamento fortemente dependente da sua presença. Neste contexto, definiram-se os limites de Atterberg para caracterizar as mudanças entre os estados de consistência, permitindo avaliar a maior ou menor vulnerabilidade do solo em relação à presença da água. O limite de liquidez, o limite de plasticidade e o limite de retração são os três valores do teor em água que limitam as quatro zonas de diferentes comportamentos do solo. O limite de liquidez (W_L) é o teor em água relativo à transição entre o estado líquido e o estado plástico do solo. O limite de plasticidade (W_P) corresponde ao teor em água de transição entre o estado plástico e o semi-sólido do solo (Das, 2007; Fernandes, 1994).

Para efetuar os ensaios referidos pode utilizar-se a norma NP 143 – 1969. A partir dos resultados obtidos dos ensaios do limite de liquidez e de plasticidade é possível calcular o índice de plasticidade (IP) utilizando a expressão 3.

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

Com base no índice de plasticidade e na percentagem de material inferior a 0,002mm pode determinar-se a atividade (A_t) da fração argilosa pela expressão 4 (Fernandes, 1994).

$$A_t = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (4)$$

5.2.2.3. Azul de metileno (NF P 94 – 068 – 1993)

Para realizar o ensaio do azul de metileno recorre-se à norma francesa NF P 94 – 068 – 1993 que descreve o procedimento assim como a preparação da solução de azul metileno a utilizar. A preparação dos provetes baseia-se no diâmetro das maiores partículas presentes na amostra. Deve preparar-se um total de três provetes com massas sensivelmente iguais. Um deles é submetido ao ensaio, o outro é utilizado para determinar o teor em água e por último o terceiro provete fica como reserva para o caso de repetição do ensaio.

O ensaio permite caracterizar os solos quanto à existência de materiais argilosos e estimar a sua superfície específica. Consiste na permuta iónica entre os catiões existentes na superfície das partículas e os catiões resultantes da dissociação da molécula de azul de metileno em solução aquosa. Desta troca resulta uma camada monomolecular de azul metileno à volta da partícula. O procedimento passa por introduzir solução de azul metileno, até que a superfície das partículas, que têm capacidade de adsorção, esteja coberta. Nesse momento verifica-se a existência de um excesso de azul metileno na preparação, correspondendo ao ponto de viragem que marca o fim do ensaio, podendo ser detetado pelo método da mancha (Branco, 1996). Este método consiste em colocar uma gota de preparação em papel de filtro e verificar se existe a presença de uma auréola azul clara à volta da mancha. A presença da referida auréola implica a existência de azul de metileno livre na preparação o que leva a concluir que todas as partículas já estão cobertas pela substância. A adição da solução de azul de metileno é efetuada com porções de 10ml estando o provete em agitação constante. A cada adição é verificado o aparecimento da auréola. Caso isto aconteça interrompem-se as adições de azul metileno e durante cinco minutos recorre-se ao método da mancha para verificar se a auréola se mantém ou não. Se a auréola entretanto desaparecer, procede-se novamente a adições de solução de azul metileno mas agora de 5ml. O ensaio termina quando a auréola se mantiver durante cinco minutos sem adição de solução. A quantidade de solução de azul metileno adicionada deve ser contabilizada assim como a massa inicial do provete e o seu teor em água, sendo este último determinado de acordo com a expressão 5.

$$W = \frac{m_2 - m_3}{m_3} \times 100 \quad (5)$$

Em que W corresponde ao teor em água, m_2 representa a massa húmida do provete e m_3 representa a massa seca do provete. Para obter a massa seca do provete a ensaiar pode utilizar-se a expressão 6.

$$m_0 = \frac{m_1}{1+W} \quad (6)$$

Em que m_0 representa a massa seca do provete a ensaiar, m_1 corresponde à massa húmida do provete a ensaiar e W o teor em água determinado na expressão 5. Para determinar a massa de azul metileno utilizada no ensaio recorre-se à expressão 7.

$$B = V \times 0,01 \quad (7)$$

Em que V representa o volume de solução de azul metileno introduzida em ml ou cm^3 . Para obter os resultados do valor da solução de azul metileno consumida (VBS) utiliza-se a expressão 8.

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times 100 \quad (8)$$

Ou então para materiais cujo diâmetro máximo ($D_{m\acute{a}x}$) é superior a 5mm pode aplicar-se a expressão 9.

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

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

5.2.2.4. Equivalente de areia (LNEC E 199 – 1967)

O procedimento do ensaio do equivalente de areia encontra-se expresso na norma de ensaio LNEC E 199 – 1967. Neste ensaio avalia-se a quantidade e a qualidade dos elementos finos presentes numa amostra de solo. O equivalente de areia é um parâmetro que permite expressar a presença de material argiloso num solo, correspondendo o seu valor à relação entre a altura da coluna de areia e a altura da coluna de areia mais silte e argila floculados. Este parâmetro é também muitas vezes utilizado para estimar os solos quanto à sua permeabilidade, considerando-se que o solo é drenante se o seu equivalente de areia for superior a 30%. Os solos plásticos possuem valor de equivalente de areia inferior a 20% e os não plásticos possuem equivalente de areia superior a 30% (Branco, 2010). Em cada ensaio são determinados dois valores para o equivalente de areia, o valor visual (EAV) que é definido pela expressão 10 e o valor (EA) obtido pela expressão 11 e determinado recorrendo a um pistão.

$$EAV = \frac{h'_2}{h_1} \times 100 \quad (10)$$

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (11)$$

Em que h'_2 representa a altura de sedimento lida diretamente, h_2 representa a altura de sedimento determinada com a ajuda do pistão e o h_1 a altura do nível superior do floculado relativamente ao fundo da proveta.

Para uma mesma amostra realizam-se dois ensaios cuja média dos resultados fornece o valor pretendido.

5.2.2.5. Ensaio de compactação – Proctor (LNEC E 197 – 1966)

A compactação consiste na aplicação de energia mecânica ao solo de forma a rearranjar as partículas, reduzindo o índice de vazios e conferindo uma melhoria nas propriedades do solo. Reduzindo o índice de vazios consegue-se atenuar a compressibilidade e os assentamentos quando o solo for posteriormente submetido a

cargas. Para além destes aspetos também é de salientar que a permeabilidade diminui assim como a variação de volume resultante do humedecimento e secagem. Com este procedimento pretende-se melhorar e estabilizar as propriedades mecânicas dos solos.

Antes de proceder à compactação de uma camada de solo é necessário conhecer alguns parâmetros como o teor em água ótimo e o peso específico seco desse solo. Para tal procede-se à execução do ensaio Proctor que permite obter a curva de compactação do solo (Fernandes, 1994; Trichês & Thives, 2010; Branco, 2010). Da curva de compactação estima-se o valor máximo do peso específico seco que corresponde ao teor em água ótimo. Para executar o ensaio recorre-se às especificações contidas na norma de ensaio LNEC E 197 – 1966 compactando-se com uma determinada energia vários provetes de solo com teores de água crescentes. Posteriormente traça-se a curva de compactação do solo.

Existem variantes ao ensaio de compactação Proctor, como a compactação leve em molde pequeno, a compactação leve em molde grande, a compactação pesada em molde pequeno e a compactação pesada em molde grande. Os moldes pequenos são mais usuais quando os solos são pouco grosseiros e possuem uma percentagem de material retido no peneiro 4,75mm inferior a 20%. Os moldes grandes aplicam-se a solos mais grosseiros deixando, no entanto, de ser representativos para solos em que se verifica uma percentagem de material retido no peneiro 19mm superior a 20%. Quanto ao tipo de compactação, o Proctor normal é mais usual em obras de terra com materiais argilosos. O Proctor modificado é mais usual em obras rodoviárias e ferroviárias, especialmente quando se procede ao controle da parte superior do aterro (Branco, 2010).

No local em estudo, o ensaio foi solicitado no final da execução do aterro quando se procedeu à única compactação que se efetuou. Este ensaio foi realizado pelo *IPNLabGeo*.

5.2.2.6. Identificação dos minerais argilosos através da difração de raios X

A técnica de difração por raios x consiste em sujeitar uma amostra à emissão de raios X. Cada tipo de mineral argiloso possui uma estrutura própria cujo comportamento à emissão de raios X é característica, permitindo comparar o difractograma obtido com os previamente estabelecidos para os minerais conhecidos.

Para efetuar a preparação das lâminas sedimentadas utilizadas na difração de raios X recorreu-se ao laboratório de sedimentologia do Departamento de Ciências da Terra da Universidade de Coimbra. A primeira fase da preparação das lâminas consiste em preparar uma suspensão do material fino da amostra. Para o efeito é necessário crivar uma quantidade de material no peneiro de malha de 2mm. Este material de dimensão inferior a

2,0mm é colocado no agitador com água destilada durante cerca de um minuto. Posteriormente faz-se passar a solução anterior no peneiro de malha de abertura igual a 0,063mm aproveitando-se todo o material que passa no referido peneiro. O material resultante é colocado num copo de modo a verificar se a solução suspende, caso esta situação não se verifique deve proceder-se a uma segunda etapa que consiste na lavagem em centrífuga. O objetivo da lavagem em centrífuga é separar os iões que inibem a suspensão. Por fim, com a ajuda de uma pipeta coloca-se a suspensão numa lâmina de vidro que deve repousar e secar em ambiente seco e sem vibrações. Posteriormente as lâminas são utilizadas na difractometria de raios X.

Podem efetuar-se três procedimentos que possibilitam uma identificação mais fiável dos minerais. O primeiro procedimento consiste na simples realização da difração dos raios X à amostra presente na lâmina. O segundo procedimento consiste em efetuar um tratamento à lâmina com a referida amostra utilizando etilenoglicol. O terceiro procedimento consiste no aquecimento da lâmina. Utilizando somente os resultados da difração e recorrendo ao primeiro procedimento descrito, muitas vezes não é possível identificar com segurança alguns dos minerais presentes. Desta forma, é conveniente cruzar os resultados obtidos a partir dos três procedimentos (Moore & Reynolds, 1989; Cunha, 1993).

Posteriormente à identificação dos picos correspondentes aos minerais argilosos procede-se à determinação da sua frequência relativa através da análise semiquantitativa. Esta análise é feita com base na expressão 12.

$$T = K + i + e + v + c + p + t \quad (12)$$

Em que:

k = 1/2 da área do pico a 7Å (angström) em lâmina natural. i = área do pico a 10Å em lâmina glicolada. e = 1/3 da área do pico a 17-18Å em lâmina glicolada. v = área do pico a 14Å em lâmina glicolada. c = área do pico a 7Å em lâmina aquecida. p = área do pico a 10,5Å em lâmina natural. t = área do pico a 12-14Å em lâmina glicolada. (Cunha, 1993).

A percentagem de cada mineral pode ser determinada pelas expressões 13 a 19.

$$\bullet \quad \% \text{caulinite} = \frac{k}{T} \times 100 \quad (13)$$

$$\bullet \quad \% \text{illite} = \frac{i}{T} \times 100 \quad (14)$$

$$\bullet \quad \% \text{esmectite} = \frac{e}{T} \times 100 \quad (15)$$

$$\bullet \quad \% \text{vermiculite} = \frac{v}{T} \times 100 \quad (16)$$

$$\bullet \quad \% \text{clorite} = \frac{c}{T} \times 100 \quad (17)$$

$$\bullet \quad \% \text{paligorsquite} = \frac{p}{T} \times 100 \quad (18)$$

$$\% \text{interstratificados} = \frac{t}{T} \times 100 \quad (19)$$

5.3. Ensaios de laboratório – Rochas

Recorreu-se às recomendações da ISRM para a determinação da velocidade de propagação dos ultrassons (ISRM, 1981) e para a determinação da resistência à carga pontual de material rochoso (ISRM, 1985) que foi obtido nas sondagens efetuadas. Antes de proceder à realização dos ensaios, as amostras tiveram de ser devidamente preparadas de modo a obterem-se resultados fiáveis.

5.3.1. Preparação das amostras de rocha

As amostras que são submetidas ao ensaio da velocidade de propagação de ultrassons (ISRM, 1981) devem ser manuseadas com cuidado e a área de superfície destinada à fixação dos transdutores deve ser suficientemente plana para obter bons resultados. Se o material for ensaiado em condições de saturação, os tarolos devem manter-se nessas condições até à realização do ensaio. Caso se pretenda efetuar o ensaio com as condições existentes *in situ*, deve proceder-se ao acondicionamento das amostras, de modo a permitir que as condições originais sejam mantidas.

Para o ensaio diametral de resistência à carga pontual (ISRM, 1985), são requeridos provetes cuja razão entre o comprimento e o diâmetro seja superior à unidade. Para o teste axial os tarolos devem possuir a razão entre o comprimento e o diâmetro entre 0,3 e 1 (Hudson & Ulusay, 2007; Marques, 2006).

5.3.2. Ensaios de rocha

5.3.2.1. Velocidade de propagação de ultrassons (ISRM 1981)

O ensaio da velocidade de propagação de ultrassons consiste em aplicar ondas sísmicas a um provete de rocha. O provete é atravessado pelas ondas sendo determinado o tempo de percurso. A velocidade é determinada com base no tempo que as ondas demoraram a percorrer uma dada distância que corresponde ao comprimento da amostra. A velocidade das ondas está relacionada com as características mecânicas do material, mais concretamente com a sua resistência, massa específica e deformabilidade. A velocidade das ondas é, de modo geral, inversamente proporcional ao grau de alteração da rocha. Desta forma materiais que evidenciem um maior grau de alteração deverão apresentar menores valores de velocidade de propagação das ondas sísmicas (Hudson & Ulusay, 2007).

5.3.2.2. *Point Load Test (ISRM 1985)*

O *Point load test* é aplicado a materiais rochosos podendo ser realizado em laboratório ou *in situ*. Este ensaio consiste em levar à rotura uma amostra que é colocada entre duas ponteiros cónicas aplicando uma força. Após a rotura do provete faz-se a leitura no manómetro instalado no equipamento, de modo a obter o valor da força máxima aplicada em kN. Para que se considere o ensaio válido, o plano de rotura tem de passar pelos dois pontos de aplicação da carga. O ensaio pode efetuar-se em provetes irregulares ou em provetes cilíndricos resultantes da amostragem. A resistência à carga pontual não corrigida é determinada pela expressão 20.

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (20)$$

Em que P é a força aplicada na rotura e D_e é o diâmetro equivalente do provete cilíndrico que nos ensaios diametrais é definido pela expressão 21.

$$D_e^2 = D^2 \quad (21)$$

O índice de resistência à carga pontual corrigido é definido como o valor que teria sido determinado num ensaio diametral com $D = 50\text{mm}$. Quando o diâmetro é diferente de 50mm deve efetuar-se uma correção dada pela expressão 22.

$$I_{S50} = \frac{F}{I_s} \quad (22)$$

Em que F corresponde ao fator de correção e que pode ser determinado pela expressão 23.

$$F = \left[\frac{D_e}{50} \right]^{0,45} \quad (23)$$

O valor médio do índice de resistência à carga pontual deve ser determinado desprezando os dois valores mais elevados e os dois valores mais baixos resultantes dos vários ensaios válidos. Os resultados deste ensaio permitem definir o valor da resistência do material rochoso que constitui um parâmetro da classificação *Rock Mass Rating* (Hudson & Ulusay, 2007; Marques, 2006).

5.3.2.3. *Porosidade (ISRM 1977)*

O ensaio consiste em determinar a porosidade aberta do material rochoso de acordo com as recomendações da ISRM (1977). Para o efeito, as amostras são submersas em água sob vácuo num determinado período de tempo. O vácuo possibilita a entrada de água nos poros permitindo, deste modo, conhecer o volume dos poros acessíveis à água. Após

este procedimento efetua-se a pesagem hidrostática de cada amostra, obtendo-se M_{sub} . Posteriormente, procede-se à limpeza de cada um dos provetes com um pano húmido, tendo o cuidado de não extrair água interna, e efetua-se a pesagem obtendo-se M_{sat} . A última etapa consiste na obtenção da massa sólida M_s que é obtida recorrendo à secagem em estufa durante 24h, seguida de arrefecimento num exsiccador. O volume total V é obtido da expressão 24 (Hudson & Ulusay, 2007).

$$V = \frac{M_{sat} - M_{sub}}{\rho_w} \quad (24)$$

Para determinar o volume de poros V_U recorre-se à expressão 25.

$$V_U = \frac{M_{sat} - M_s}{\rho_w} \quad (25)$$

A partir dos cálculos efetuados é possível determinar a porosidade dada pela expressão 26.

$$n = \frac{100V_U}{V} \% \quad (26)$$

Para além da porosidade, pode determinar-se a densidade seca da rocha, ρ_d , a partir da expressão 27.

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \quad (27)$$

6. Classificação de solos

6.1. Classificação das várias frações de solo

Os solos podem classificar-se quanto à dimensão das partículas, quanto à origem e quanto à sua aplicação como materiais de construção. Quanto às dimensões das partículas, os solos podem dividir-se em argilas, siltes, areias e cascalhos, e dentro desta classificação, podem ainda ser considerados como finos médios ou grosseiros. Segue-se uma breve análise das características mais importantes das frações granulométricas abordadas.

Os materiais granulares, como as areias, têm valores de permeabilidade tendencialmente mais elevados. A resposta à carga ocorre de forma imediata, deste modo os assentamentos verificam-se a curto prazo, após a aplicação das cargas. Na presença de vibração, o material é suscetível a aumentar a densidade devido ao rearranjo dos grãos.

O silte apresenta grão fino, daí muitas vezes, de forma indevida, ser agrupado com as argilas. Em comparação com as argilas, os solos siltosos apresentam espaços porosos de maior dimensão que potenciam uma grande sensibilidade a alterações de pressões nos poros, particularmente, devido a vibrações e à presença de água. Estes solos podem assim ser considerados colapsáveis em certas condições. Quando o silte se apresenta saturado e não confinado tem tendência a comportar-se como um fluido viscoso, liquefazendo. A drenagem neste tipo de material é lenta, propiciando um atraso no assentamento quando é aplicada uma carga sendo a compactação relativamente difícil. A coesão que o silte apresenta ocorre quando seco, formando torrões facilmente desagregáveis (Hunt, 2006).

As argilas são compostas por partículas minerais alongadas que podem encontrar-se agregadas ou dispersas. A coesão apresentada pela argila resulta de ligações desenvolvidas pelo contato 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 semi-sólido e finalmente ao estado muito duro (Hunt, 2006). O teor em água existente na transição entre estados é definido pelos limites de Atterberg, como já foi referido, cujos valores variam com as características e quantidades do material argiloso. Os solos argilosos são identificados pela relação entre o índice de plasticidade e o limite de liquidez conforme se pode comprovar pela carta de plasticidade. O índice de atividade está relacionado com a percentagem de argila na amostra e o tipo de mineral argiloso, em particular com o seu índice de plasticidade. Uma das formas de identificação das argilas é através da difração de raios X. As argilas são relativamente impermeáveis e a sua permeabilidade varia consoante o tipo de composição mineral (Das, 2007; Fernandes, 1994).

Existem vários tipos de classificações geotécnicas desenvolvidas para solos dando cada uma delas ênfase a diferentes parâmetros. Essas classificações são apresentadas nos sub-capítulos 6.2, 6.3 e 6.4.

6.2. Classificação Unificada de solos (ASTM D 2487 – 1993)

A classificação unificada de solos permite, numa primeira análise, dividir os solos em três categorias, solos grossos, solos finos e solos orgânicos. Para a fração mais grosseira, Casagrande considerou a granulometria como o parâmetro mais representativo. Para a fração fina, Casagrande introduziu os limites de consistência, considerando-os com a maior importância. Esta classificação divide os solos em quinze grupos e baseia-se nas características de identificação dos solos.

O cascalho e as areias subdividem-se em bem ou mal graduados, silteosos ou argilosos. Os siltes subdividem-se em siltes de baixa plasticidade, orgânicos de baixa plasticidade, orgânicos de alta plasticidade ou elásticos.

As argilas subdividem-se em pouco plásticas, orgânicas e de alta plasticidade (gordas). Com os resultados obtidos da análise granulométrica e dos limites de Atterberg é possível definir o grupo a que o solo pertence. Nesta fase é necessário recorrer à tabela para a classificação de solos da USCS (*Unified Soil Classification System*). Para proceder à classificação da fração fina são usados os resultados dos limites de Atterberg aplicados à carta de plasticidade (Fernandes, 1994; Das, 2007); .

6.3. Classificação de solos para fins rodoviários (LNEC E 240 – 1970)

Para poder usar esta classificação é necessário primeiramente, proceder à análise granulométrica e à determinação dos limites de consistência, mais concretamente os limites de liquidez e plasticidade. Para além destes parâmetros, a classificação para fins rodoviários exige o cálculo do índice de grupo (IG) sendo este calculado pela expressão 28. A determinação dos parâmetros intervenientes no cálculo do IG encontra-se resumida na Tabela 6.1.

$$IG = 0,2 a + 0,005 a c + 0,01 b d \quad (28)$$

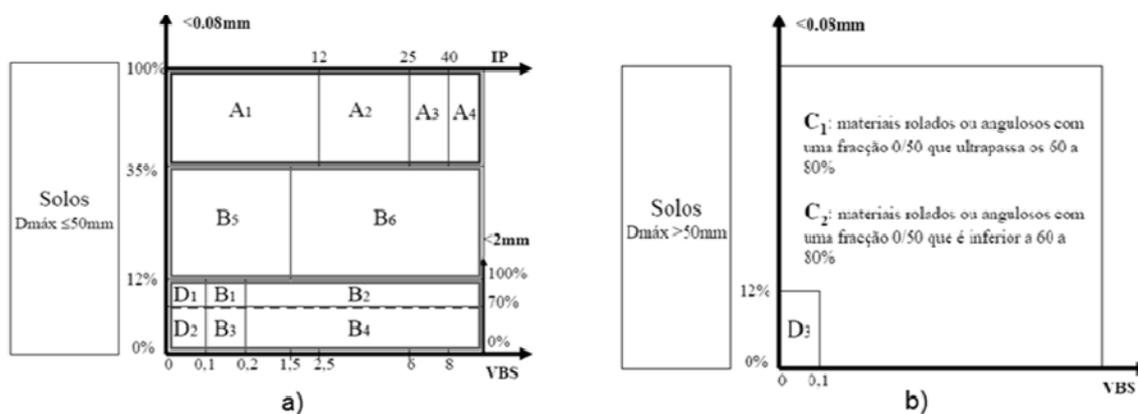
O IG é um número inteiro que apresenta valores entre 0 e 20 e define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Quanto menor for o IG, melhor é a qualidade do solo. Os materiais são classificados desde A-1 a A-7, em geral os solos com melhores características são classificados como A-1 e os piores como A-7. Para efetuar esta classificação deve recorrer-se à tabela HRB (*Highway Research Board*)(Das, 2007).

Tabela 6.1 – Determinação dos parâmetros intervenientes no cálculo do 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"> $IP > 30\%$ $d = 20$ $IP < 10\%$ $d = 0$

6.4. Classificação francesa GTR – LCPC/SETRA (NF P 11 – 300 – 1992)

A classificação francesa surgiu da necessidade de encontrar uma classificação que se adaptasse à realização de aterros e leitos de pavimento. Esta necessidade levou à criação de um guia técnico para a construção de aterros e leito de pavimento desenvolvido pelo “*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Service d’études sur les transports, les routes et leurs aménagements*” (LCPC/SETRA). A classificação baseia-se em parâmetros intrínsecos, de estado e de comportamento mecânico e inicia-se com uma primeira divisão em solos finos e solos grossos. Os solos finos possuem um diâmetro máximo inferior a 50mm e os solos grossos possuem um diâmetro máximo superior a 50mm. A classificação pode efetuar-se tendo em conta a natureza do solo, baseando-se na dimensão máxima das partículas, na granulometria, no valor do azul de metileno ou no índice de plasticidade e na resistência mecânica das partículas (Branco, 2010). O solo pode então ser classificado de acordo com a representação da Fig. 6.1.



7. Classificações geomecânicas

As classificações geomecânicas são utilizadas para caracterizar os maciços rochosos identificando as suas propriedades consideradas mais relevantes, com base na observação do maciço ou na caracterização de amostras nele recolhidas.

Ao longo dos tempos têm sido propostos vários sistemas de classificação de maciços rochosos. Uma das primeiras classificações geomecânicas foi proposta por Terzaghi (1946) e foi utilizada para a construção de túneis. Esta classificação baseava-se na descrição qualitativa do maciço. Mais tarde surgiu uma outra classificação proposta por Deere (1967) que tinha como base a avaliação quantitativa do maciço com apenas um parâmetro, o *Rock Quality designation* (RQD). Atualmente as classificações geomecânicas com uma maior utilização são o *Rock Mass Rating* (RMR) de Bieniawski (1979) e Q de Barton *et al.* (1974). As classificações geomecânicas possuem a vantagem de serem relativamente expeditas, no entanto a sua aplicação apresenta alguma subjetividade (Vallejo *et al.*, 2002).

7.1. Classificação de Bieniawski – RMR

A classificação RMR de Bieniawski (1979, 1989) baseia-se no princípio da atribuição de valores ponderais aos seis parâmetros que Bieniawski considerou terem uma influência determinante no comportamento dos maciços rochosos. Do somatório dos pesos atribuídos a cada um dos parâmetros obtém-se o valor do índice designado por RMR, que pode variar entre 0 e 100. Os parâmetros que Bieniawski considerou serem mais relevantes encontram-se na Fig. 7.1 que ilustra a aplicação da referida classificação.

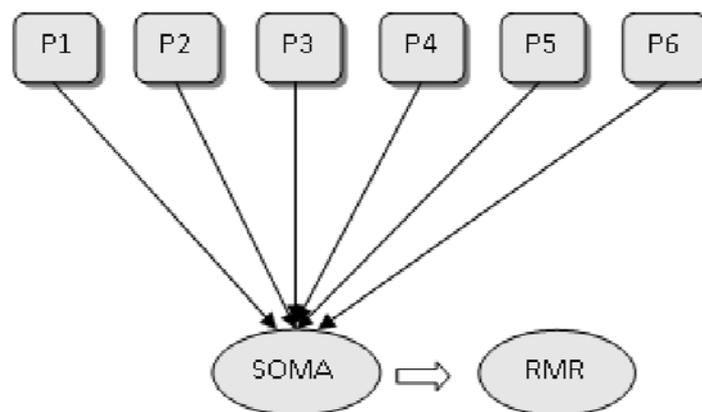


Fig. 7.1 – Esquema representativo da aplicação da classificação RMR.

- P1 – Resistência do material rochoso intacto
- P2 – Índice de qualidade RQD
- P3 – Espaçamento das descontinuidades

- P4 – Condições das descontinuidades
 - Persistência
 - Abertura
 - Rugosidade
 - Preenchimento
 - Grau de alteração
- P5 - Influência da água
- P6 – Orientação das descontinuidades

O parâmetro P1 corresponde à resistência do material rochoso, podendo determinar-se pelo ensaio de resistência à carga pontual, que permite estimar a resistência à compressão uniaxial. Em relação ao RQD, é possível adotar os valores determinados a partir do espaçamento da fracturação, definidos a partir dos testemunhos das sondagens ou obtidos a partir do levantamento cartográfico. As condições das descontinuidades englobam uma série de características como a persistência, a abertura, a rugosidade, o preenchimento e o grau de alteração. As diferentes características das descontinuidades podem ser definidas recorrendo à atualização da classificação RMR efetuada por Bieniawski (1989). O parâmetro P5 refere-se à percolação de água cujo peso é atribuído contabilizando o caudal, estimando a relação entre a pressão da água e a tensão principal máxima ou avaliando as condições gerais da presença de água. Os valores ponderais relativos à orientação das descontinuidades, P6, foram introduzidos por Bieniawski (1989) como ajuste do somatório dos pesos dos vários parâmetros.

Os valores do RMR permitem classificar ou enquadrar os maciços de acordo com as classes que constam na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Classificação RMR com base no valor dos pesos (Vallejo *et al.*, 2002).

Classificação quanto à qualidade					
Classe	I	II	III	IV	V
Qualidade	Muito boa	Boa	Média	Má	Muito má
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20

8. Apresentação dos resultados

8.1. Reconhecimento de campo

Ao serem efetuadas as escavações para a fundação da estrutura de suporte, ficaram visíveis afloramentos que possibilitaram o levantamento geológico de pormenor do local. Alguns fatores como as poeiras resultantes do desmonte, o acabamento dos taludes devido à escavação pelas máquinas e a alteração das unidades, dificultaram as observações.

Contudo, através do levantamento geológico foi possível identificar calcários, solos residuais resultantes da alteração dos calcários, areias vermelhas e materiais de aterro. Verificou-se que o calcário se encontrava por vezes bastante alterado e fraturado e a sua natureza era essencialmente dolomítica. Com a circulação de água através das fraturas, foram-se desenvolvendo cavidades cársicas que eram abundantes e ocorriam algumas vezes preenchidas por solo residual (Fig. 8.1). Os solos residuais observados apresentavam cor acastanhada e por vezes cor cinza-azulada e macroscopicamente aparentavam possuir grão fino e natureza argilosa. Em redor da sondagem S3 foi detetada uma cavidade preenchida por material transportado constituído por seixos, cascalheira e material argiloso.

As areias vermelhas do Ingote ocorriam em pequenos retalhos ou a preencher cavidades cársicas, apresentando cor avermelhada, com alguns seixos de quartzito cujas dimensões chegavam a rondar os 4cm.

Os materiais de aterro possuíam espessura variável chegando a atingir em alguns casos os 3m. Eram visíveis à superfície, verificando-se que eram constituídos essencialmente por materiais transportados que resultaram da deposição de resíduos provenientes de construções vizinhas. Os despejos foram efetuados na encosta onde a vegetação posteriormente se desenvolveu e ajudou à sua estabilização.

Com base no levantamento geológico de pormenor do local, efetuado durante os trabalhos de escavação para a execução da obra, foram elaborados perfis geológicos que constam na Fig. 8.3 até à Fig. 8.7. A disposição desses perfis no terreno encontra-se esquematizada na Fig. 8.2.

Para complementar a informação recolhida encontram-se disponíveis os painéis fotográficos dos taludes existentes no alinhamento da estrutura de suporte que podem ser consultados no ANEXO XIV.



Fig. 8.1 – Material de *Terra rossa* a preencher fraturas na zona periférica à edificação.



Fig. 8.2 – Localização dos perfis geológicos de pormenor efetuados durante os trabalhos de escavação para a execução da obra (Google Earth, 2012).

No perfil 1 da Fig. 8.3 foi efetuada a recolha da amostra designada por #1 de cor castanha avermelhada e composta por material de aspeto arenoso e com alguns seixos.

Verificou-se que, em geral, o material presente no perfil 2, possuía características bastante heterogéneas e que os calcários se apresentavam alterados. Neste mesmo perfil eram visíveis cavidades cársicas preenchidas por solos residuais de cor castanha e de cor

cinza. Neste local foram efetuadas recolhas de três amostras sendo elas as amostras #2, #3 e #4. A amostra #2 era constituída por solo residual de cor castanha escura e granulometria fina. A amostra #3 era igualmente solo residual, possui cor cinza e aparentava possuir também granulometria fina. A amostra #4 de cor amarelada apresentava partículas facilmente desagregáveis.

Associadas aos estratos de calcário ocorriam as argilas de alteração que se desenvolviam de forma mais evidente próximo da superfície (Perfil 3 da Fig. 8.3). Nos perfis 3 e 4 é visível um retalho das areias vermelhas com alguns seixos de natureza quartzítica cujas dimensões chegam a atingir os 4cm. No local estava presente um bloco de calcário de dimensão aproximada 1,5m x 1,5m cuja origem se desconhece mas que se admite ter sido depositado em conjunto com o restante material de aterro.

No perfil 6 efetuou-se a recolha da amostra #6, de cor bege, que resultou da alteração do calcário. Nas imediações da sondagem S3, em profundidade, foi detetado, nas campanhas de prospeção, material de preenchimento de uma cavidade cársica. Na Fig. 8.5 encontra-se uma representação, em profundidade, da possível disposição dessa cavidade. Nos taludes representados nas Fig. 8.3 e Fig. 8.4, não foi possível efetuar medições da estratificação e espaçamento, visto que os materiais se apresentavam bastante alterados, dificultando a análise e a obtenção dos dados.

Na proximidade do muro de vedação, perfil 7 (Fig. 8.6), eram visíveis os calcários dolomíticos onde a observação das características das discontinuidades se tornou possível devido à sua menor carsificação. Neste local os calcários apresentavam-se são ou pouco alterados tendo sido efetuadas medições do espaçamento e da estratificação. Em #A, os calcários apresentavam espaçamento de 2 a 12cm com valor modal de 6cm. Em #y os calcários apresentavam valores de espaçamento de 2 a 13cm com valor modal de 4cm. A estratificação nessa área apresentava-se sub-horizontal.

No perfil 10 da Fig. 8.6 procedeu-se à recolha da amostra #5, de cor avermelhada, com aspeto arenoso no seio de solo mais fino. No perfil 12 da Fig. 8.7 efetuou-se uma caracterização geológico-estrutural mais pormenorizada em #B e #C. Em #B os valores medidos do espaçamento variavam entre 10 e 42cm. Para a estratificação registaram-se valores de orientação de N20°E; 10°W. Em #C, os valores medidos para o espaçamento foram de 10 a 41cm e para a estratificação obtiveram-se como coordenadas geológicas: N30°E; 20°NW ocorrendo preenchimentos de calcite e argila.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

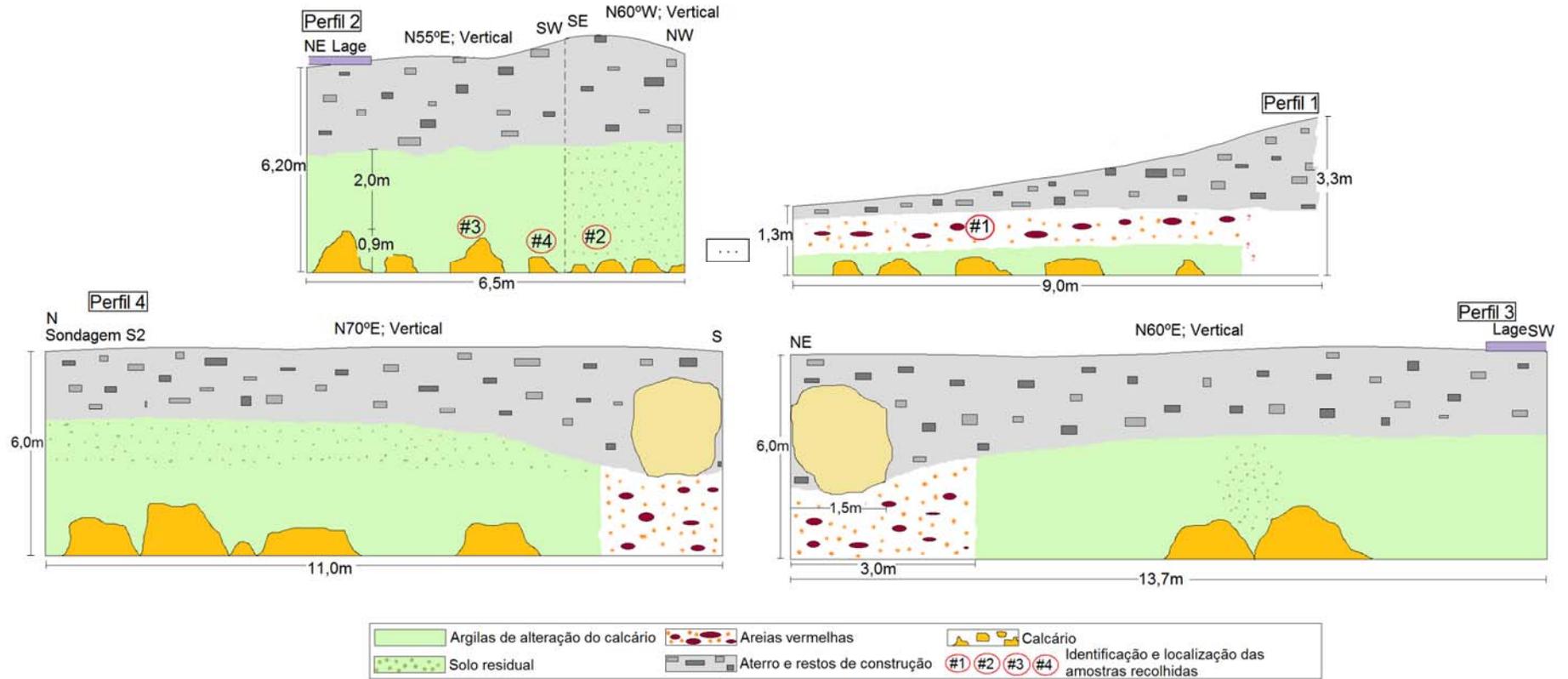


Fig. 8.3 – Perfis 1, 2, 3 e 4 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor segundo o alinhamento da estrutura de suporte.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

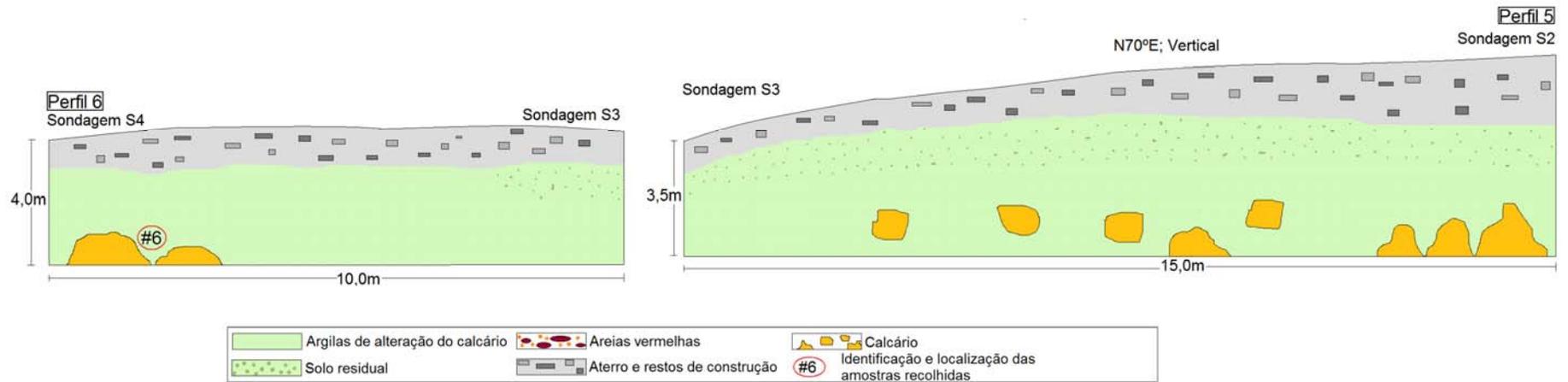


Fig. 8.4 – Perfis 5 e 6 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor segundo o alinhamento da estrutura de suporte.

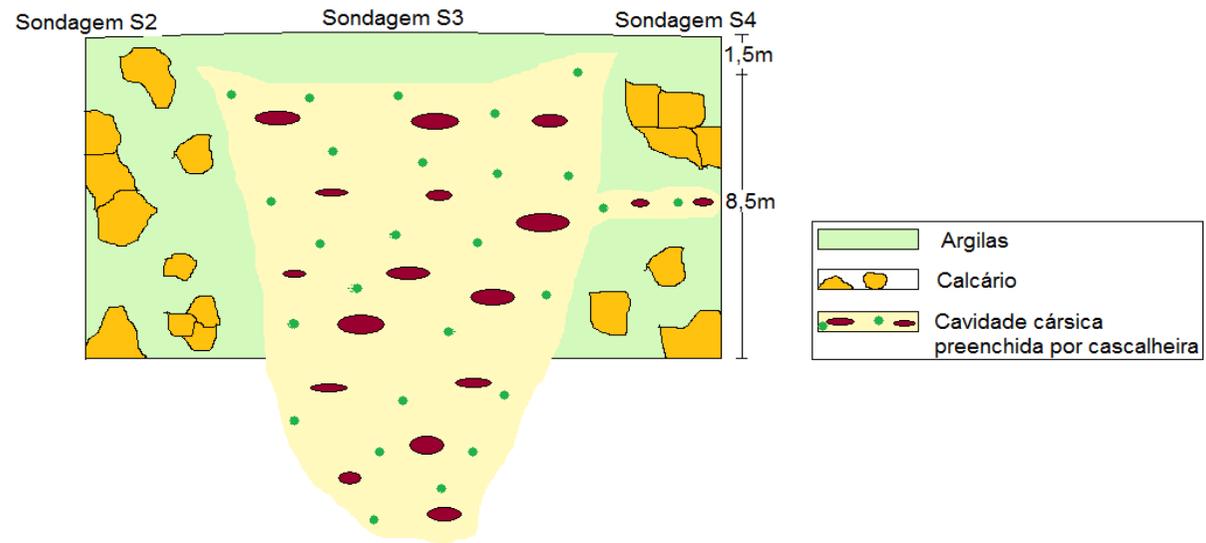


Fig. 8.5 – Perfil representativo do preenchimento cársico, composto por seixos, cascalheira e argila, detetado na sondagem S3.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

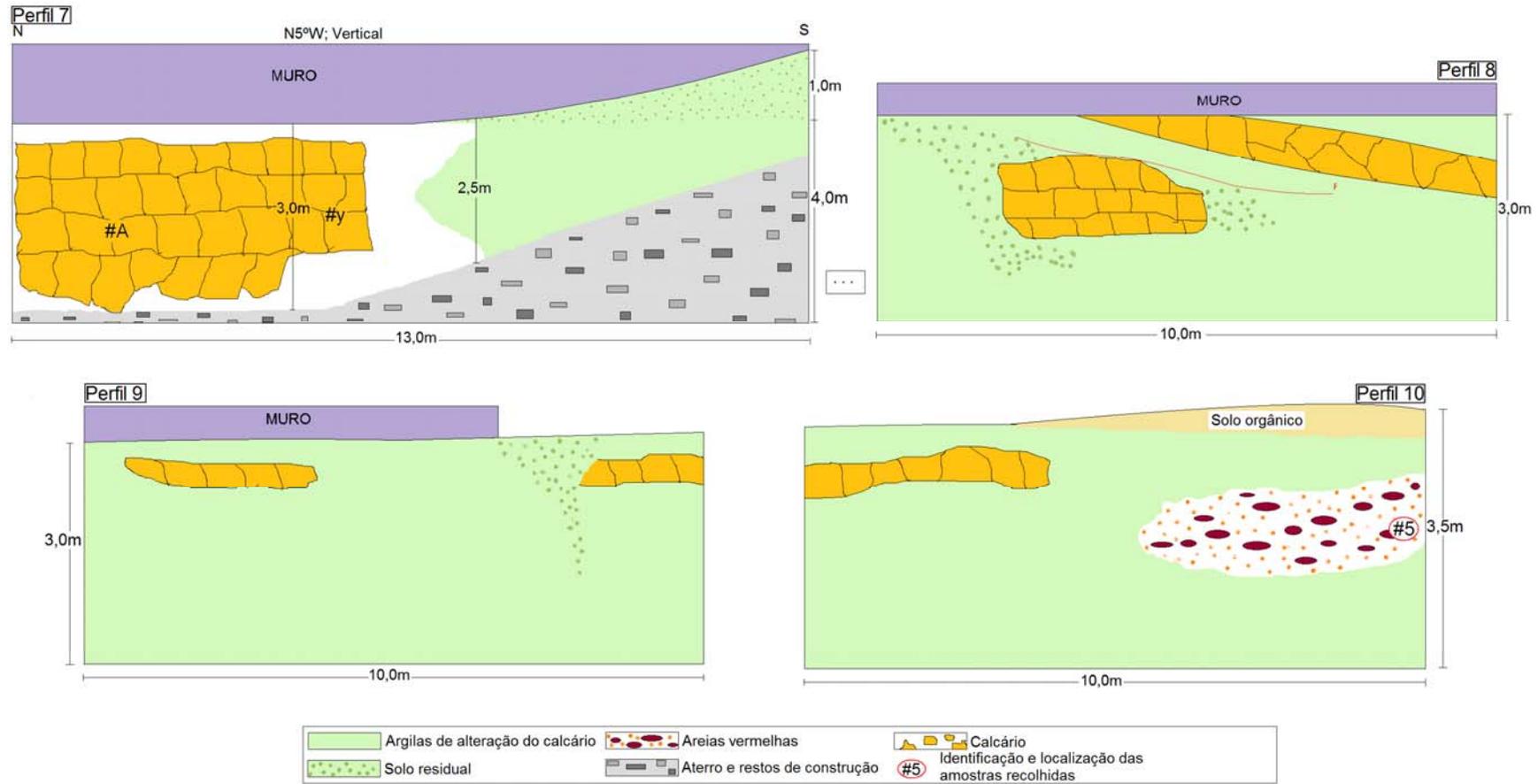


Fig. 8.6 – Perfis 7, 8, 9 e 10 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor da escavação periférica do edifício.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

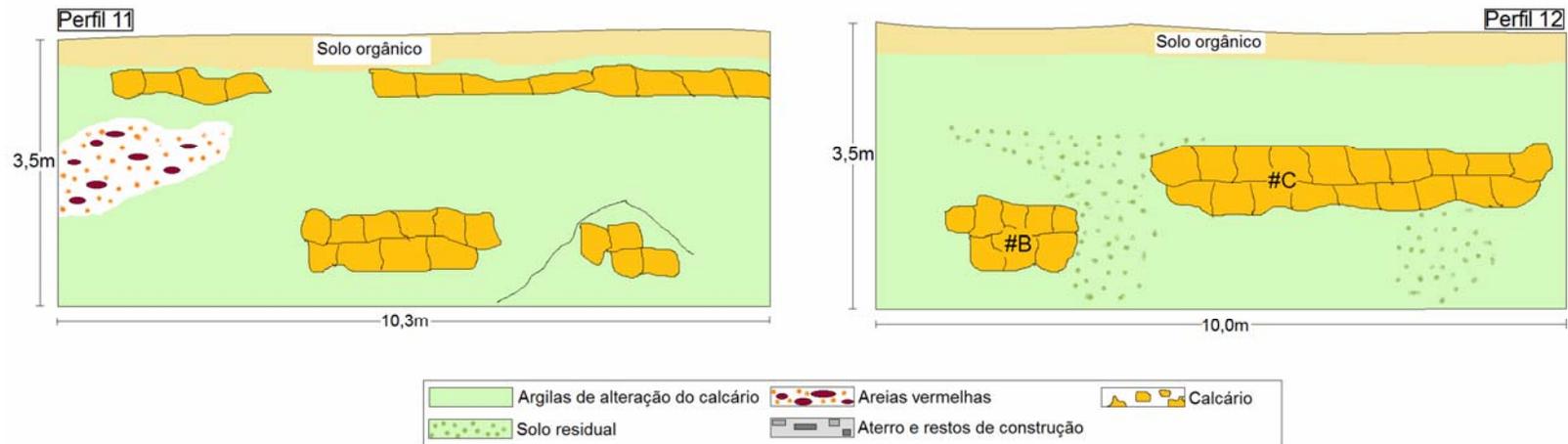


Fig. 8.7 – Perfis 11 e 12 elaborados na sequência do levantamento geológico de pormenor da escavação periférica do edifício.

8.2. Solos

8.2.1. Análise granulométrica

Antes de proceder à análise granulométrica, cada uma das amostras foi preparada conforme especificado na norma LNEC E 195 – 1966. Seguiram-se as repartições das diversas amostras de solo recolhidas no campo, para os vários ensaios a realizar. A análise granulométrica do material superior a 0,074mm foi efetuada no *IPNLabGeo* recorrendo a dois procedimentos diferentes. A análise granulométrica do material inferior a 0,074mm foi efetuada no laboratório de Sedimentologia da Universidade de Coimbra recorrendo ao granulómetro laser.

8.2.1.1. Peneiração pelo procedimento 1 (LNEC E 239 –1970)

O teor de finos determinou-se tendo como base a toma de cerca de 100g de massa seca (m_1) e a massa da toma depois de lavada no peneiro 0,074mm e seca na estufa (m_2) e aplicando a expressão 29.

$$\text{Teor de finos} = \frac{m_1 - m_2}{m_1} \times 100\% \quad (29)$$

Os resultados para cada uma das amostras, aplicando p procedimento 1, de acordo com a norma LNEC E 239 – 1970, encontram-se na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Resultados aplicando o procedimento 1.

Amostra #1 (MT=10495,1g)(**)		Amostra #2 (MT=7831,8g)(**)		Amostra #4 (MT=2342,4g)(**)	
Massa húmida do provete (g)	8168,6	Massa húmida do provete (g)	5867,3	Massa húmida do provete (g)	1209,5
Massa de grossos (retido no 2mm)	2251,7	Massa de grossos (retido no 2mm)	647,5	Massa de grossos (retido no 2mm)	100,5g
Massa de finos (passado no 2mm)	5880,9	Massa de finos (passado no 2mm)	5199,2	Massa de finos (passado no 2mm)	1091,5g
Massa de grossos + Massa de finos (seca)	8132,6	Massa de grossos + Massa de finos (seca)	5846,7	Massa de grossos + Massa de finos (seca)	1192,0g
Toma do material fino (m_1)(g)	100,2	Toma de material fino (m_1)(g)	100,0	Toma de material fino (m_1)(g)	101,4
% material grosso >2,0mm	27,69	% material grosso >2,0mm	11,07	% material grosso >2,0mm	8,43
% material fino <2,0mm	72,31(*)	% material fino <2,0mm	88,93 (*)	% material fino <2,0mm	91,57 (*)
Teor de finos(%)	44,89	Teor de finos(%)	77,54	Teor de finos(%)	68,81

**MT representa a massa total da amostra recolhida no campo após secagem natural.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

- $Tf1 = \frac{100,2-38,0}{100,2} \times 100 = 62,08\%$, considerando 100% de material < 2,0mm.
- $Tf2 = \frac{100,0-12,8}{100,0} \times 100 = 87,20\%$, considerando 100% de material < 2,0mm.
- $Tf4 = \frac{101,4-25,2}{101,4} \times 100 = 75,15\%$, considerando 100% de material < 2,0mm.

Nota: Em que Tf representa o teor de finos determinado para cada uma das amostras.

8.2.1.2. Peneiração pelo procedimento 2

O teor de finos foi determinado de acordo com o procedimento 2 (subcapítulo 5.2.2.), com base na massa seca (m_1) antes da lavagem e na massa seca (m_2) depois da lavagem e na expressão 29. Neste procedimento é provável que haja mais rigor pois a desagregação sem lavagem pode não ser eficaz e as partículas possuem um incremento no seu tamanho e daí surgir erros que se refletem na distribuição do tamanho das partículas. Na Tabela 8.2 encontram-se os resultados referentes à determinação do teor de finos para as amostras em questão.

Tabela 8.2 – Resultados do teor de finos das amostras ensaiadas pelo procedimento 2.

Amostra	Massa seca (m_1)(g)	Massa seca (m_2)(g)	Teor de finos(%)
#3	4055,3	187,2	95,4
#5	7252,0	3800,3	47,6
#6	2019,0	460,9	77,2
Aterro	4829,3	2090,8	56,7

8.2.1.3. Distribuição granulométrica

Os resultados da análise granulométrica pelos procedimentos 1 e 2 encontram-se expressos nos ANEXO III a ANEXO VI assim como sob a forma gráfica traduzida pela Fig. 8.8. Com base nas curvas granulométricas das várias amostras obteve-se a informação que consta na Tabela 8.3. Nessa tabela procurou-se resumir os resultados obtidos. A percentagem de argila e silte compreende as partículas de dimensão inferior a 0,074mm, a percentagem de areia as partículas de dimensão superior à anterior mas inferior a 2mm. O seixo engloba as partículas de dimensão inferior a 60mm e superiores à fração anterior.

Tabela 8.3 – Resumo das percentagens dos constituintes das várias amostras em análise.

Amostra #1		Amostra #2		Amostra #3		Amostra aterro	
%ARG + SILTE	45	% ARG + SILTE	78	% ARG+SILTE	96	% ARG + SILTE	57
% AREIA	27	% AREIA	11	% AREIA	4	% AREIA	16
%SEIXO	28	%SEIXO	11	%SEIXO	0	%SEIXO	27
Amostra #4		Amostra #5		Amostra #6			
% ARG +SILTE	69	% ARG + SILTE	48	% ARG + SILTE	77		
% AREIA	22	% AREIA	37	% AREIA	7		
%SEIXO	9	%SEIXO	15	%SEIXO	16		

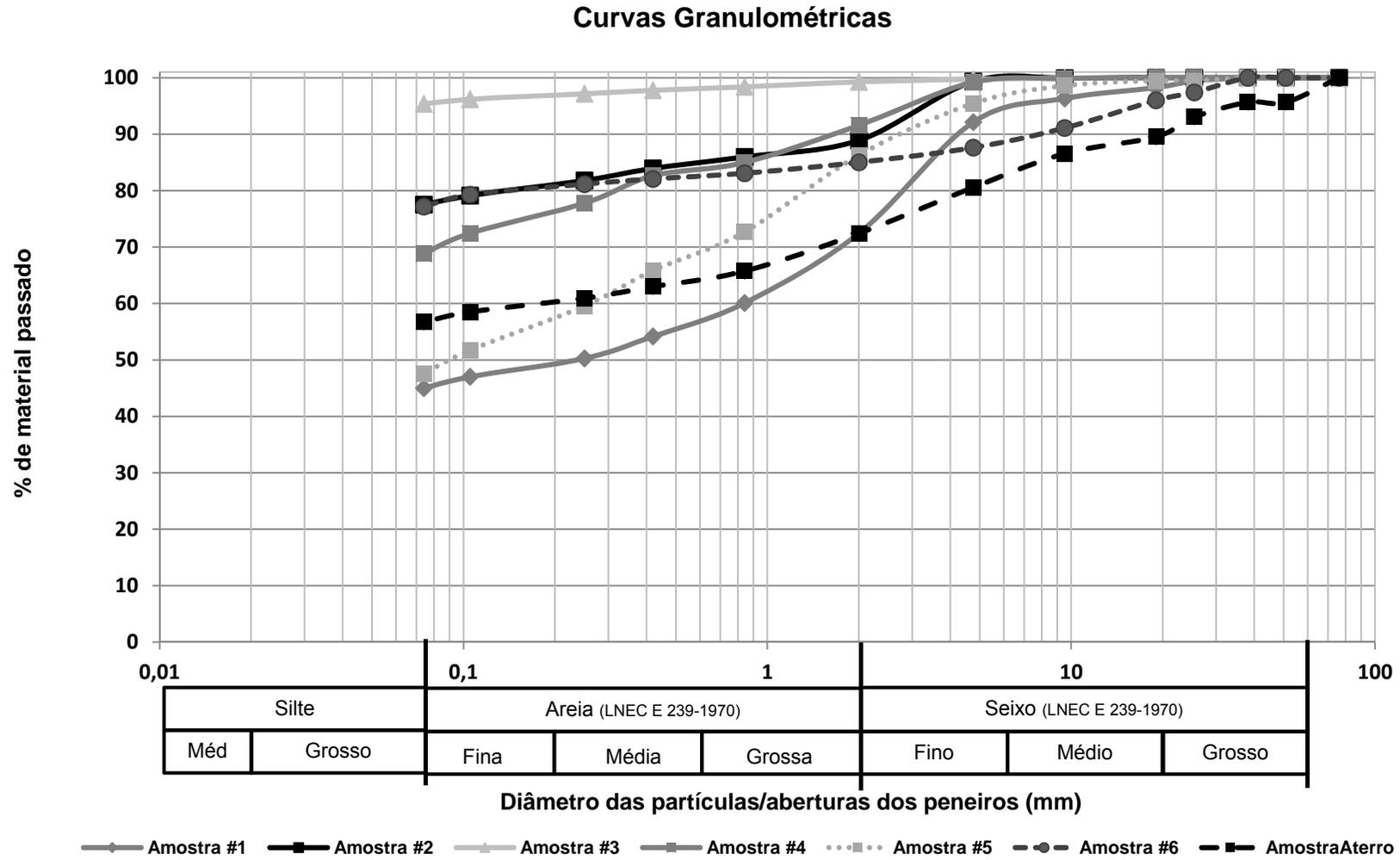


Fig. 8.8 – Curvas granulométricas das várias amostras ensaiadas quer pelo procedimento 1, quer pelo procedimento 2.

Dos resultados da análise granulométrica constata-se que na generalidade as amostras analisadas apresentam grande percentagem de partículas finas destacando-se a amostra #3 que apresenta uma percentagem de material de dimensão inferior a 0,074mm de 96%. A amostra #5 destaca-se das restantes por possuir uma percentagem superior de areia. Quanto à maior percentagem de seixo, verifica-se na amostra aterro.

8.2.1.4. *Análise granulométrica por laser*

A fração fina foi analisada não por sedimentação mas recorrendo ao granulómetro laser. Verificou-se uma dificuldade relacionada com a análise granulométrica dos finos não ter sido efetuada no decurso da análise granulométrica das partículas superiores a 0,074mm. A dificuldade tinha a ver com a impossibilidade de representar graficamente os resultados dos finos e dos grossos numa curva contínua. Para que fosse possível obter uma curva granulométrica que englobasse ambas as frações, repetiu-se a análise granulométrica no laboratório de sedimentologia com corte no peneiro de malha 0,063mm com aproveitamento da solução resultante da lavagem, para posterior análise no granulómetro laser. No entanto, para efetuar este procedimento o material disponível de algumas amostras era escasso. Desta forma e para essas amostras realizou-se somente a análise no granulómetro laser aproveitando-se os resultados da fração grossa dos ensaios elaborados no *IPNLabGeo* e que são apresentados no ANEXO III a ANEXO VI. O material analisado unicamente no granulómetro laser passou no peneiro de abertura 2,00mm. Os resultados relativos a esse material encontram-se na Fig. 8.9 até à Fig. 8.12.

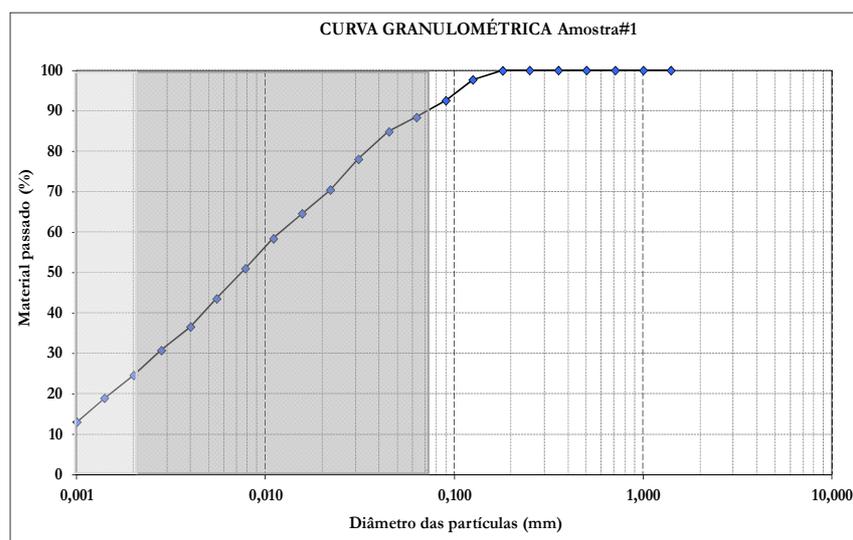


Fig. 8.9 – Amostra 1. Curva obtida no granulómetro laser para material inferior a 2,0mm.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

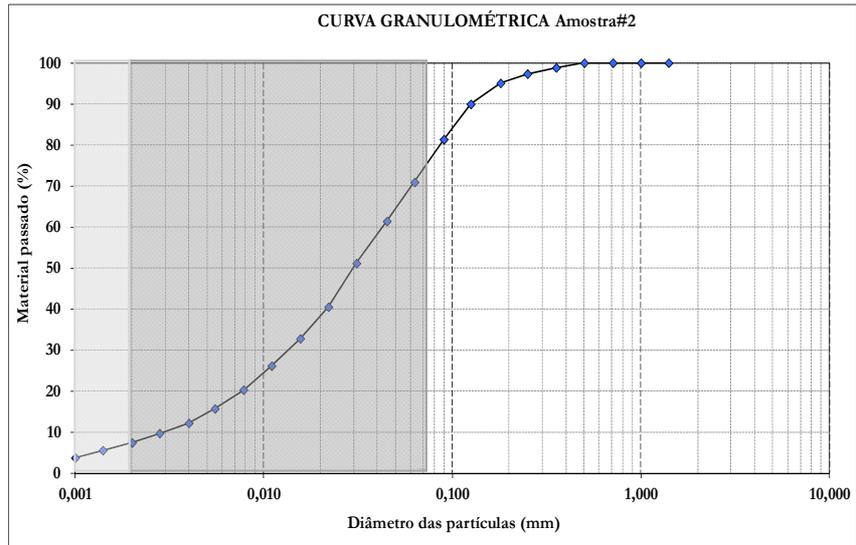


Fig. 8.10 – Amostra 2. Curva obtida no granulômetro laser para material inferior a 2,0mm.

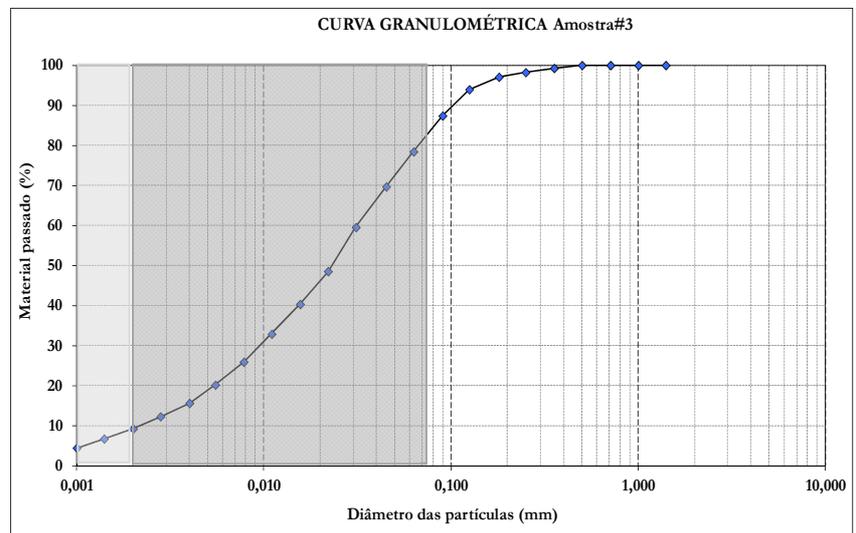


Fig. 8.11 – Amostra 3. Curva obtida no granulômetro laser para material inferior a 2,0mm.

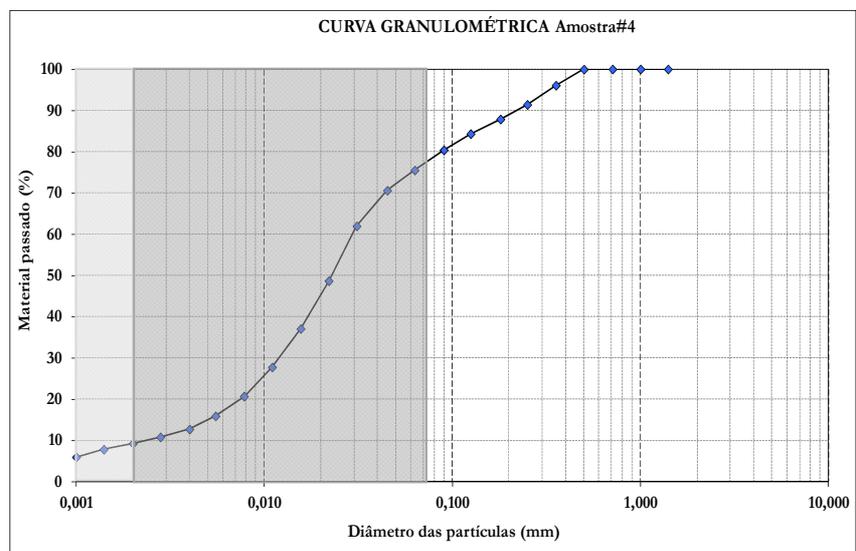


Fig. 8.12 – Amostra 4. Curva obtida do granulômetro laser para material inferior a 2,0mm.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Ao analisar os resultados obtidos do granulómetro laser, constata-se que o material fino presente é de natureza essencialmente siltosa, destacando-se a amostra #1 com maior percentagem de argila. Os resultados obtidos das curvas encontram-se resumidos na Tabela 8.4 onde constam os constituintes das amostras. Essas percentagens referem-se a material com dimensão inferior a 2,0mm.

Tabela 8.4 – Composição das várias amostras para material inferior a 2,0mm.

Amostra #1	Amostra #2	Amostra #3	Amostra #4
% DE ARGILA 22,88	% DE ARGILA 7,48	% DE ARGILA 9,70	% DE ARGILA 6,93
% DE SILTES 54,11	% DE SILTES 51,70	% DE SILTES 57,41	% DE SILTES 59,81
% DE AREIAS 15,18	% DE AREIAS 38,61	% DE AREIAS 30,34	% DE AREIAS 29,42

Nota: Resultados interpretados no laboratório de sedimentologia. Considera-se que a fração argila se insere no intervalo 0,001mm-0,004mm, a fração silte no intervalo 0,004mm-0,063mm e a fração areia no intervalo 0,063mm-2,0mm.

Com base nas curvas obtidas do granulómetro laser e nas curvas obtidas da peneiração efetuou-se a representação conjunta que consta na Fig. 8.13 à Fig. 8.16.

A curva designada por “Peneiração” ilustra os resultados obtidos da peneiração das frações superiores a 0,074mm. A curva designada de “Granulómetro” é referente aos resultados obtidos do granulómetro laser em que se efetuou a análise às partículas de dimensão inferior a 2,0mm. A curva “Material no granulómetro representativo da amostra” representa uma estimativa com base na percentagem de material inferior a 2,0mm de cada uma das amostras. Os resultados representados pela curva “Granulómetro” consideram que a amostra original possui apenas partículas de dimensão inferior a 2,0mm. Desta forma considerou-se a percentagem dada em (*) na Tabela 8.1, para obter a curva “Material no granulómetro representativa da amostra”. As amostras originais não possuíam 100% de material de dimensões inferiores a 2,00mm mas sim a percentagem dada em (*).

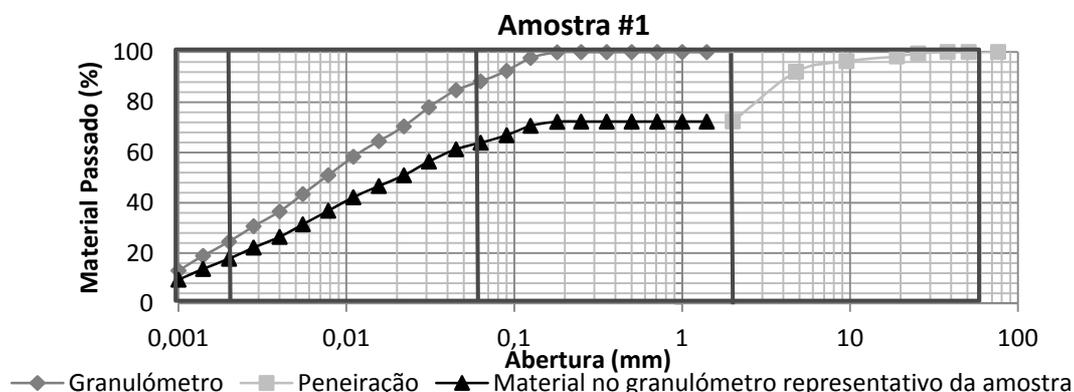


Fig. 8.13 – Amostra #1. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulómetro laser.

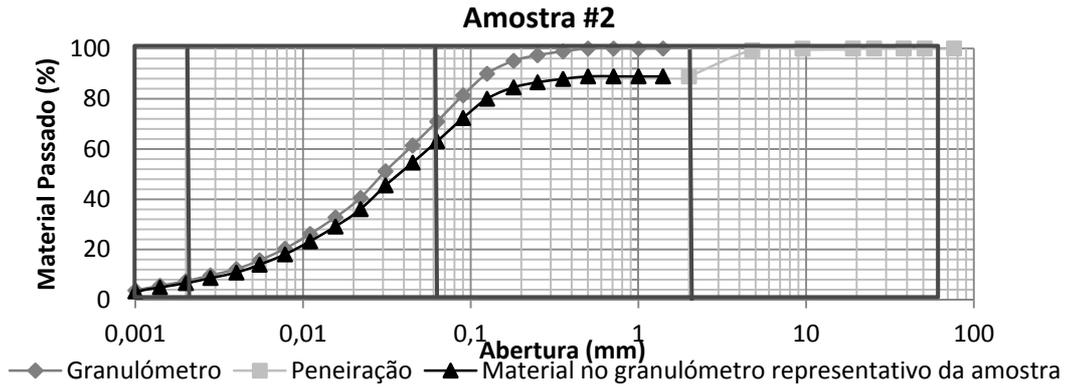


Fig. 8.14 – Amostra #2. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.

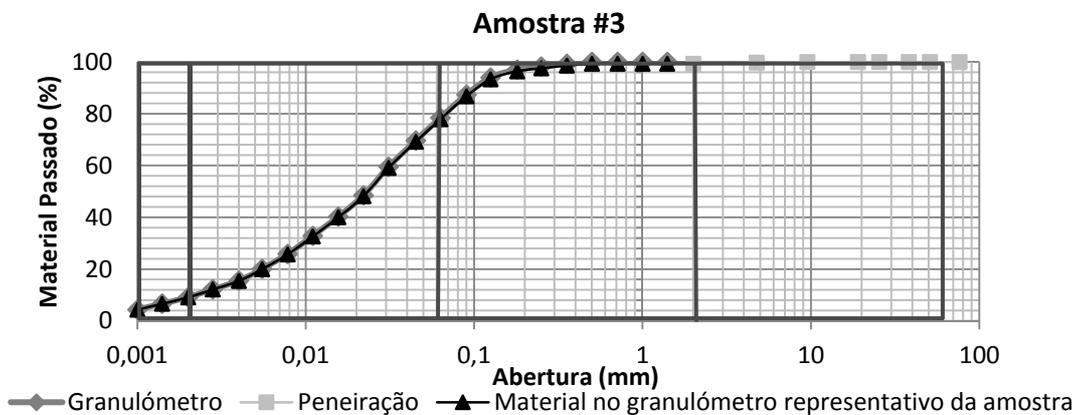


Fig. 8.15 – Amostra #3. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.

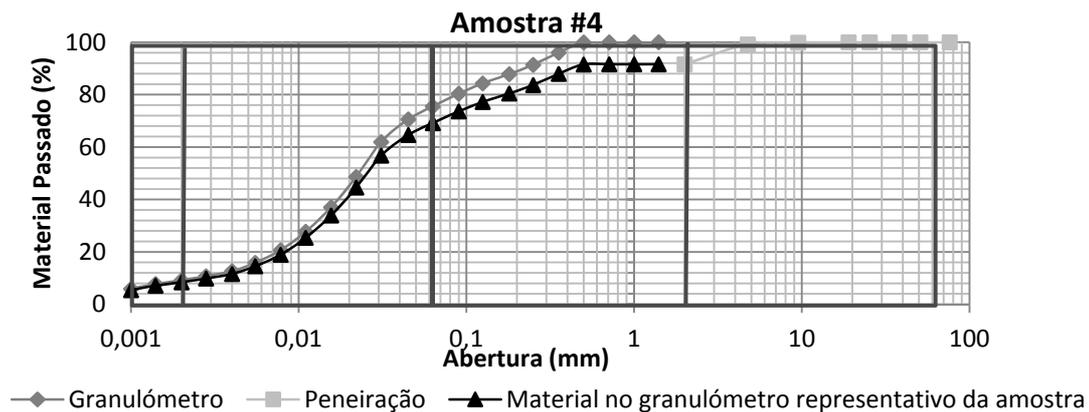


Fig. 8.16 – Amostra #4. Resultados obtidos do material superior a 0,074mm por peneiração e do material inferior a 2,0mm pelo granulômetro laser.

Para as amostras cuja quantidade de material era suficiente, procedeu-se à análise conjunta da fração fina no granulômetro e da fração grossa com corte no peneiro 0,063mm (Fig. 8.17 à Fig. 8.19).

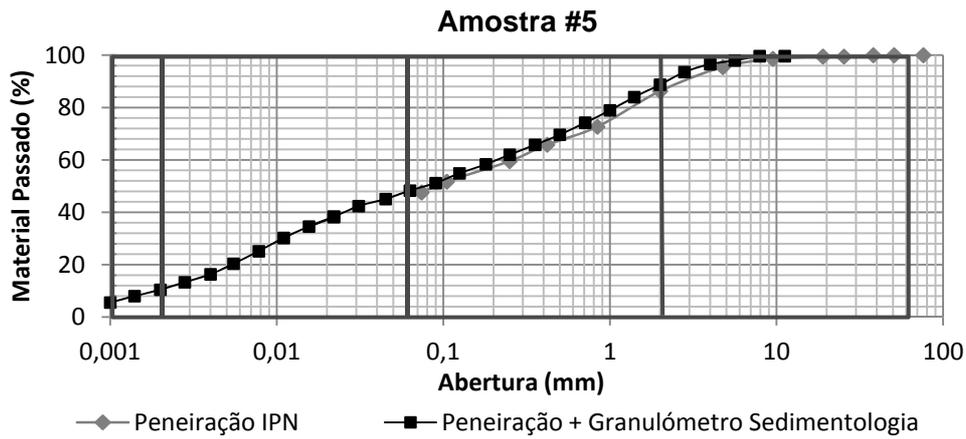


Fig. 8.17 – Amostra #5. Resultados referentes à análise granulométrica.

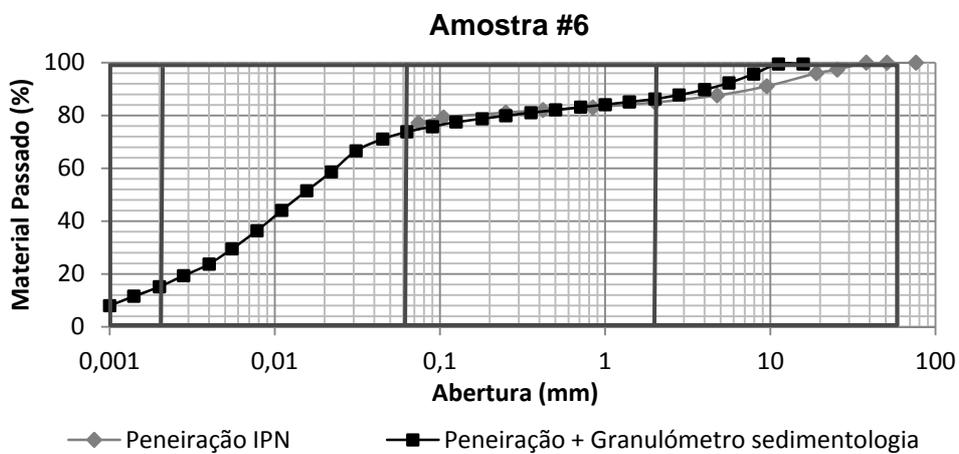


Fig. 8.18 – Amostra #6. Resultados referentes à análise granulométrica.

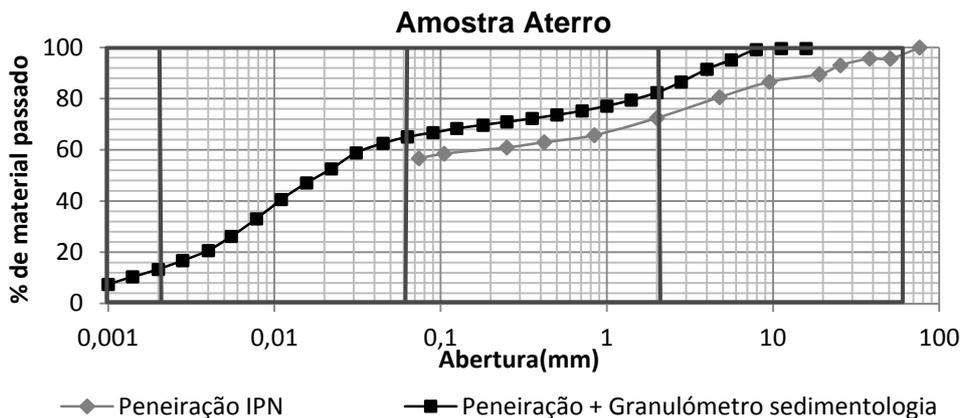


Fig. 8.19 – Amostra aterro. Resultados referentes à análise granulométrica.

A curva designada por “Peneiração IPN” da Fig. 8.17 à Fig. 8.19 representa somente a análise granulométrica das frações superiores a 0,074mm. Analisando ambas as curvas para cada uma das amostras é possível verificar que existem algumas variações. Os resultados para as amostras #5 e #6 revelam que ambos os procedimentos levaram a resultados semelhantes e as variações verificadas foram mínimas. No entanto, na amostra

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

Aterro verifica-se uma discrepância de cerca de 10% no material passado. Na Tabela 8.5 encontra-se um resumo dos principais constituintes de cada uma das amostras de acordo com os resultados da peneiração e da utilização do granulómetro.

Tabela 8.5 – Constituição em percentagem das amostras analisadas.

Amostra #5		Amostra #6		Amostra Aterro	
% DE ARGILA	9,92	% DE ARGILA	14,53	% DE ARGILA	12,15
% DE SILTES	31,79	% DE SILTES	51,72	% DE SILTES	45,81
% DE AREIAS	38,94	% DE AREIAS	14,06	% DE AREIAS	16,92
% SEIXO	15,62	% SEIXO	14,36	% SEIXO	20,12
PESO<0,063 mm(g)	189,85	PESO<0,063 mm(g)	342,70	PESO<0,063 mm(g)	384,39
%	45,44	%	71,58	%	62,97
PESO TOTAL(g)	417,81	PESO TOTAL(g)	478,75	PESO TOTAL(g)	610,48
%	100,00	%	100,00	%	100,00

Nota: Resultados interpretados no laboratório de sedimentologia. Considera-se que a fração argila se insere no intervalo 0,001mm-0,004mm, a fração silte no intervalo 0,004mm-0,063mm, a fração areia no intervalo 0,063mm-2,0mm, a fração areão no intervalo 2mm-4mm e a fração seixo no intervalo 4mm até 15,8mm.

Considerando para as amostras #1 a #4 os resultados obtidos através da “peneiração” e do “material no granulómetro representativo da amostra” podem determinar-se os valores para o diâmetro efetivo dado por D_{10} assim como os valores para os coeficientes de uniformidade, dado por C_u , e de curvatura C_c (Tabela 8.6). Para as restantes amostras considera-se para o cálculo as curvas granulométricas de “peneiração + granulómetro sedimentologia” (Fig. 8.17 à Fig. 8.19).

Tabela 8.6 – Cálculo dos parâmetros das curvas granulométricas das várias amostras.

Amostra	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	C_u	C_c
#1	0,0011	0,0053	0,044	41,4	0,59
#2	0,0037	0,0160	0,060	16,23	1,17
#3	0,0022	0,0101	0,031	14,35	1,48
#4	0,0028	0,0140	0,042	14,71	1,60
#5	0,0019	0,0109	0,242	126,25	0,26
#6	0,0012	0,0056	0,023	18,63	1,15
Aterro	0,0013	0,0070	0,043	32,19	0,87

Analisando os valores que constam na Tabela 8.6 pode concluir-se que a amostra #5 apresenta um valor de C_u comparativamente elevado possuindo desta forma uma grande variedade na dimensão das partículas. As amostras #3 e #4 são medianamente uniformes (partículas todas do mesmo tamanho) apresentando $5 < C_u < 15$. As restantes amostras apresentam $C_u > 15$ o que revela que são consideradas não uniformes. No conjunto das amostras não existe nenhuma em que se verifique $C_u < 5$. Relativamente aos valores obtidos

para o C_c , pode afirmar-se que as amostras #2, #3, #4 e #6 são bem graduadas (partículas de tamanho variado permitindo deste modo o arranjo entre grãos) apresentando $1 < C_c < 3$.

8.2.2. Limites de Atterberg

8.2.2.1. Limite de Liquidez

O ensaio do limite de liquidez, assim como a preparação dos provetes, foram efetuados conforme expresso na norma NP 143 – 1969. Os resultados do ensaio para as várias amostras encontram-se expressos resumidamente na Tabela 8.7. Os cálculos intermédios encontram-se no ANEXO VII, ANEXO VIII e ANEXO IX. Os resultados encontram-se também representados sob a forma gráfica da Fig. 8.20 à Fig. 8.24. Algumas das amostras ensaiadas revelaram-se não plásticas. A realização deste ensaio só é viável quando o solo possui uma percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,05mm superior a 30%.

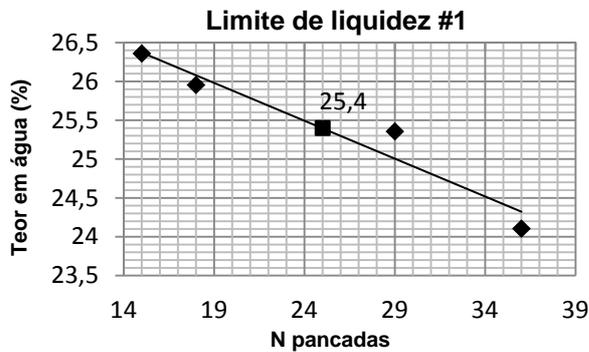


Fig. 8.20 – Amostra #1. Representação gráfica do limite de liquidez.

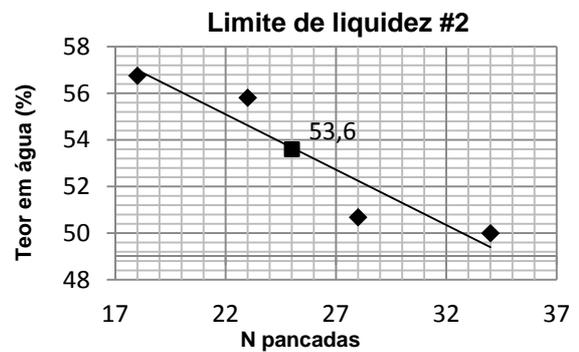


Fig. 8.21 – Amostra #2. Representação gráfica do limite de liquidez.

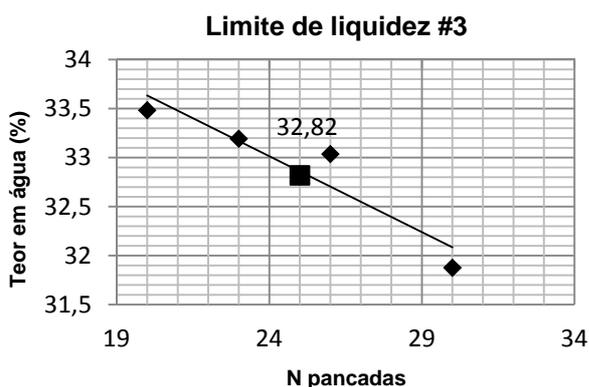


Fig. 8.22 – Amostra #3. Representação gráfica do limite de liquidez.

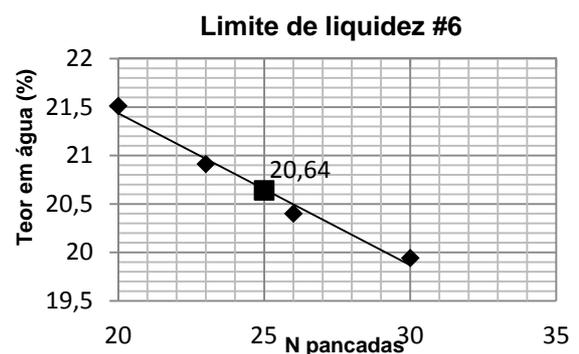


Fig. 8.23 – Amostra #6. Representação gráfica do limite de liquidez.

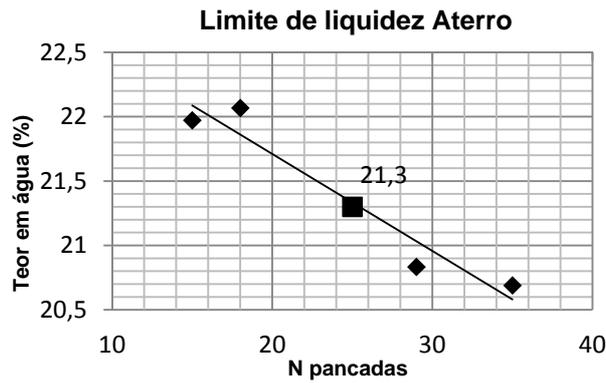


Fig. 8.24 – Amostra aterro. Representação gráfica do limite de liquidez.

Tabela 8.7 – Resultados do ensaio do limite de liquidez.

Amostra	#1	#2	#3	#4	#5	#6	Aterro
W _L (%)	25	54	33	0	0	21	21

Os valores obtidos no ensaio do limite de liquidez para as várias amostras de solo situam-se entre os 21% e os 54%, excluindo os solos classificados como não plásticos. A amostra #2 é a que apresenta maior valor de limite de liquidez. As amostras #4 e #5 devido às suas características apresentam-se não plásticas.

8.2.2.2. Limite de Plasticidade

Para a realização do ensaio do limite de plasticidade, seguiu-se igualmente a norma NP 143 – 1969. Algumas das amostras ensaiadas revelaram-se não plásticas. O ensaio só é viável quando o solo possui uma percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,05mm superior a 30%. O limite de plasticidade corresponde ao teor em água médio dos quatro provetes ensaiados. Os resultados do ensaio encontram-se expressos na Tabela 8.8 e em mais pormenor nos ANEXO X, ANEXO XI e ANEXO XII.

Tabela 8.8 – Resultados do ensaio do limite de plasticidade.

Amostra	#1	#2	#3	#4	#5	#6	Aterro
W _P (%)	17	30	6	0	0	4	15

Na Tabela 8.9 constam os resultados referentes às características da fração fina de cada uma das amostras, nomeadamente o índice de plasticidade e a atividade.

Os cálculos relativos à atividade basearam-se na análise granulométrica realizada no laboratório de sedimentologia. Contudo, para as amostras analisadas unicamente no granulómetro laser efetuou-se uma correção com base na percentagem real de material com dimensão inferior a 2,0mm.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Tabela 8.9 – Características da fração fina de cada uma das amostras.

Amostra	WL (%)		WP (%)		IP (%)		% acumulada <0,002mm	% acumulada <0,002mm corrigida	A _t
#1	25,40	25	16,73	17	8,67	9	18,90	13,67	0,63
#2	53,60	54	30,18	30	23,42	23	5,55	4,94	4,75
#3	32,81	33	6,08	6	26,73	27	6,69	6,64	4,03
#4	NP	NP	NP	NP	NP	NP	7,79	7,13	0
#5	NP	NP	NP	NP	NP	NP	8,02	8,02	0
#6	20,64	21	3,72	4	16,92	17	11,59	11,59	1,46
Aterro	21,35	21	15,38	15	5,92	6	10,44	10,44	0,57

Constata-se que a amostra #2 e #3 são as que apresentam uma fração argilosa mais ativa. As amostras #4 e #5, apresentando-se não plásticas possuem atividade reduzida.

Com base nos valores obtidos do limite de liquidez e índice de plasticidade para cada uma das amostras ensaiadas procedeu-se à classificação da fração fina recorrendo à carta de plasticidade (Fig. 8.25).

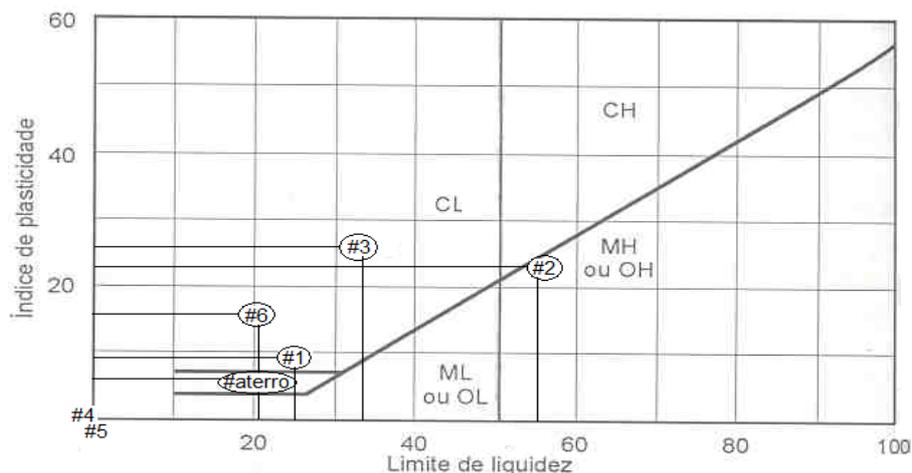


Fig. 8.25 – Classificação da fração fina de cada uma das amostras ensaiadas na carta de plasticidade.

Analisando a carta de plasticidade constata-se que os finos da amostra #2 são classificados como MH (silte elástico) ou OH, possuindo elevado W_L. A amostra Aterro na carta de plasticidade insere-se na classificação CL-ML (classificação de fronteira) possuindo IP entre 4 e 7. As amostras #1, #3 e #6 são classificadas como CL (argila magra) ou OL. As amostras #4 e #5 são não plásticas classificando-se os seus finos como siltes.

Para além desta representação é possível inserir cada uma das amostras de solo na escala de Jenkins (Henriques, 2009) que permite classificar os solos quanto à sua plasticidade. De acordo com esta escala, a amostra Aterro insere-se nos solos pouco plásticos pois o seu IP localiza-se entre os valores 1 e 7. A amostra #1 insere-se nos solos

medianamente plásticos e as amostras #2, #3 e #6 são altamente plásticas, possuindo um IP superior a 15.

8.2.3. Difração de raios X

Na Fig. 8.26 até à Fig. 8.31 podem verificar-se os resultados referentes à difração de raios X. Para cada uma das amostras aplicaram-se três procedimentos diferentes às lâminas sedimentadas para identificação dos raios X, sendo eles designados como normal, glicolado e aquecido (550°C). A comparação dos picos em cada um destes procedimentos permite dar respostas mais claras quanto à presença de determinado mineral argiloso que em cada procedimento se comporta de forma própria.

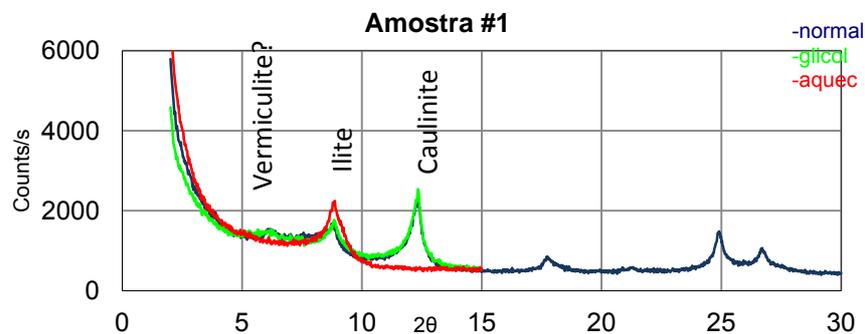


Fig. 8.26 – Amostra #1. Resultados da difração de raios X.

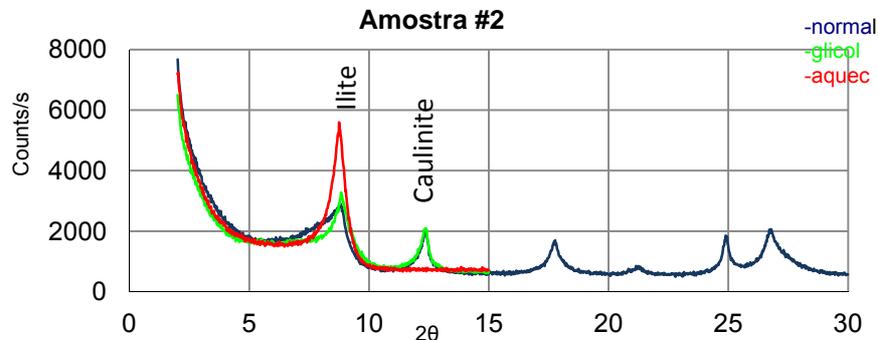


Fig. 8.27 – Amostra #2. Resultados da difração de raios X.

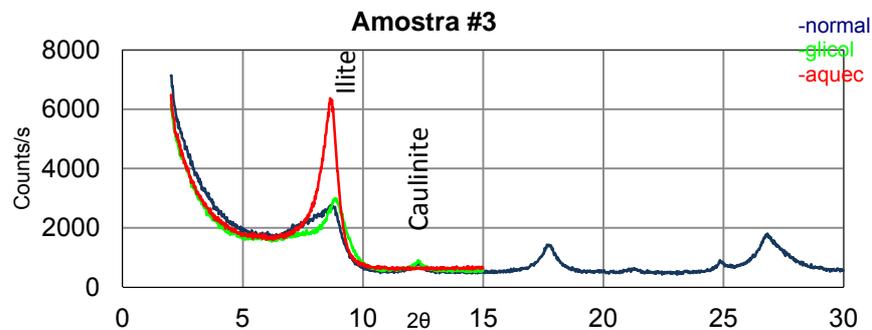


Fig. 8.28 – Amostra #3. Resultados da difração de raios X.

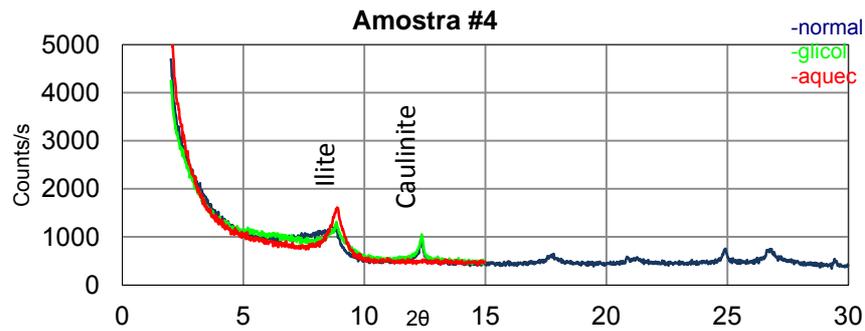


Fig. 8.29 – Amostra #4. Resultados da difração de raios X.

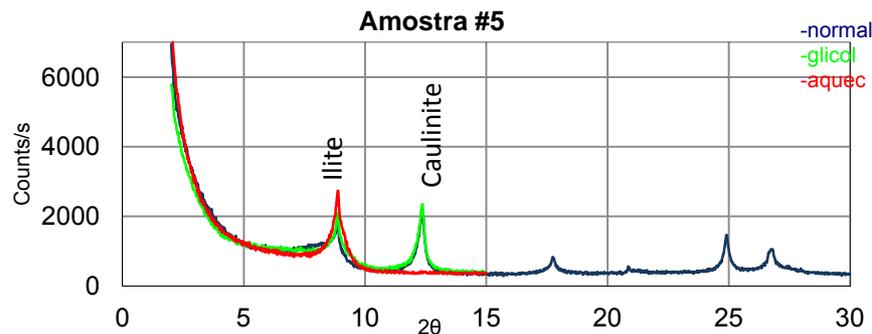


Fig. 8.30 – Amostra #5. Resultados da difração de raios X.

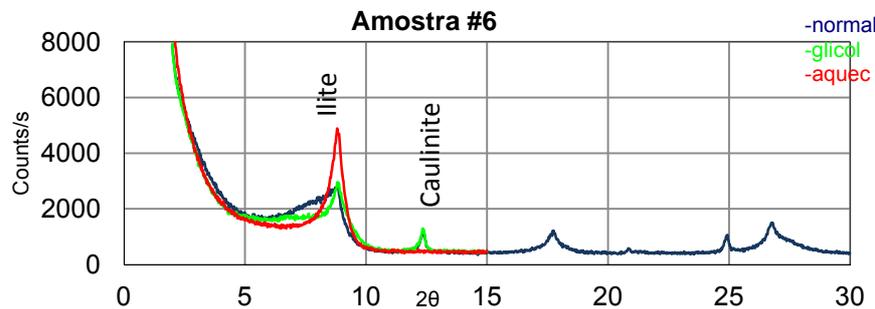


Fig. 8.31 – Amostra #6. Resultados da difração de raios X.

Os resultados da difração de raios X às várias amostras revelam que os minerais argilosos mais abundantes se resumem à ilite e à caulinite. Existem algumas dúvidas quanto à presença de vermiculite, designadamente na amostra #1. A presença de caulinite nas amostras de solo não conduz a uma situação crítica pois este mineral possui um comportamento muito estável, apresentando fraca capacidade de troca catiónica e em contacto com a água, a estrutura deste mineral expande pouco. A ilite apresenta um comportamento intermédio entre os minerais argilosos da caulinite e da montmorilonite.

Para além da informação obtida acerca dos tipos de minerais argilosos presentes em cada amostra, é de algum interesse efetuar a determinação da frequência relativa através de uma análise semi quantitativa. Esta análise permite obter uma aproximação, em percentagem, da quantidade de cada mineral argiloso presente em cada amostra. Deste

modo, posteriormente à identificação dos picos correspondentes aos minerais argilosos presentes procede-se à determinação das frequências relativas através da semi quantificação (Cunha, 1993). Da Fig. 8.32 à Fig. 8.37 pode verificar-se os resultados relativamente à análise semi quantitativa.

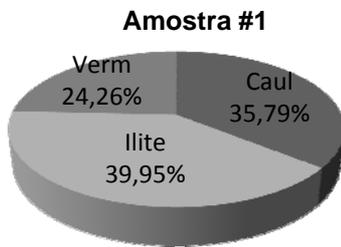


Fig. 8.32 – Amostra #1. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

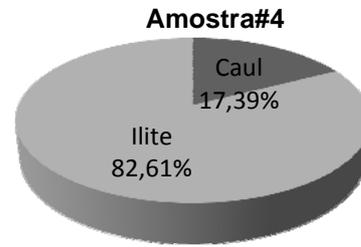


Fig. 8.35 – Amostra #4. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

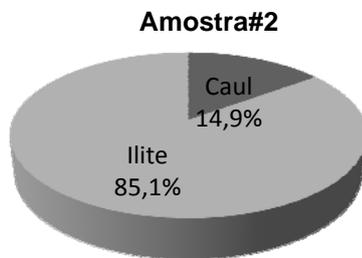


Fig. 8.33 – Amostra #2. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

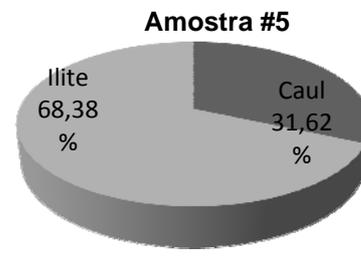


Fig. 8.36 – Amostra #5. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

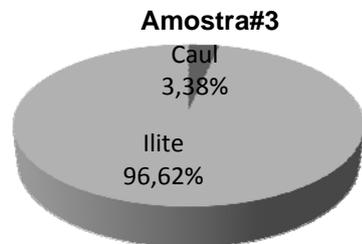


Fig. 8.34 – Amostra #3. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

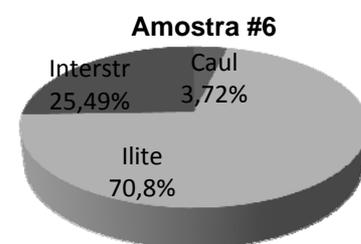


Fig. 8.37 – Amostra #6. Análise semi quantitativa dos minerais argilosos.

Dos resultados da análise semi quantitativa verifica-se que as amostras em estudo possuem uma percentagem de ilite superior à caulinite. A amostra #3 é a que apresenta maior percentagem de ilite possuindo 96,6% deste mineral argiloso. A amostra #1 para além de possuir ilite e caulinite apresenta também vermiculite numa percentagem de 24%. A amostra que possui maior quantidade de caulinite é a amostra #5 possuindo 32% deste mineral argiloso.

Se por um lado as amostras #2 e #3 são as que se apresentam mais ativas e com índices de plasticidade mais elevados, por outro lado verifica-se que são as que apresentam

menor quantidade de partículas de dimensão inferior a 0,002mm. Este facto pode ser explicado, em certa medida, pela presença de maior percentagem de ilite relativamente às restantes amostras.

8.2.4. Equivalente de Areia

O ensaio foi realizado tomando duas porções de solo, cada uma com 120 g, desprezando o seu teor em água. Os resultados do ensaio para as várias amostras encontram-se na Tabela 8.10 e nas Fig. 8.38 e Fig. 8.39.

Tabela 8.10 – Tabela de resultados referente ao ensaio de equivalente de areia.

Amostra #1			Amostra #2			Amostra #3		
Ensaio	1	2	Ensaio	1	2	Ensaio	1	2
h2'(mm)	35	45	h2'(mm)	25	20	h2'(mm)	15	21
h1 (mm)	319	346	h1 (mm)	279	342	h1 (mm)	311	328
h3 (mm)	33	35	h3 (mm)	19	23	h3 (mm)	21	27
EA visual (%)	10,97	13,01	EA visual (%)	8,96	5,85	EA visual (%)	4,82	6,40
EA (%)	10,34	10,12	EA (%)	6,81	6,73	EA (%)	6,75	8,23
Amostra #4			Amostra #5			Amostra #6		
Ensaio	1	2	Ensaio	1	2	Ensaio	1	2
h2'(mm)	40	30	h2'(mm)	35	37	h2'(mm)	35	25
h1 (mm)	311	308	h1 (mm)	351	342	h1 (mm)	338	337
h3 (mm)	36	31	h3 (mm)	43	38	h3 (mm)	22	11
EA visual (%)	12,86	9,74	EA visual (%)	9,97	10,82	EA visual (%)	10,36	7,42
EA (%)	11,58	10,06	EA (%)	12,25	11,11	EA (%)	6,51	3,26
Amostra Aterro								
Ensaio	1	2						
h2'(mm)	27	30						
h1 (mm)	321	308						
h3 (mm)	20	17						
EA visual (%)	8,41	9,74						
EA (%)	6,23	5,52						

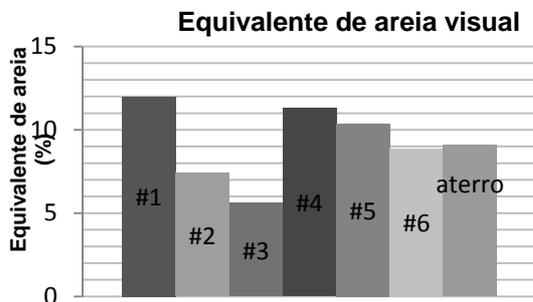


Fig. 8.38 – Equivalente de areia visual. Comparação dos resultados.

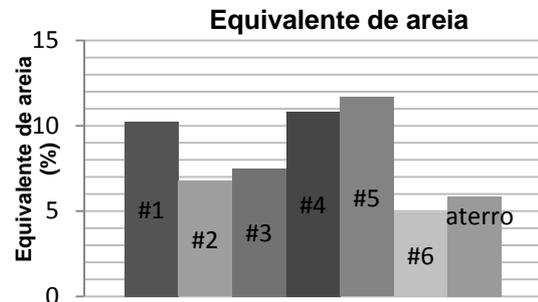


Fig. 8.39 – Equivalente de areia. Comparação dos resultados.

Analisando a Fig. 8.38 e a Fig. 8.39 verifica-se que os solos em estudo são considerados plásticos, dado que possuem valores do equivalente de areia inferior a 20%. Desta forma, estas amostras não possuem características drenantes. As amostras #2, #3 e #6 são as que apresentam os menores valores de equivalente de areia. As amostras #1, #4 e #5 são as que apresentam maiores valores de equivalente de areia.

8.2.5. Azul de Metileno

Para a realização do ensaio procedeu-se à preparação de dois provetes, um deles destinado à determinação do teor em água e o outro destinado à realização do ensaio propriamente dito. Na Tabela 8.11 e Fig. 8.40 pode verificar-se os resultados da aplicação de ensaio de azul de metileno às amostras de solo analisadas. Os cálculos referentes à determinação do teor em água das várias amostras encontram-se no ANEXO XIII.

Tabela 8.11 – Resultados do ensaio do azul de metileno para as várias amostras em estudo.

Amostra	#1	#2	#3	#4	#5	#6	Aterro
VBS (*)	2,22	4,87	6,07	0,90	1,51	2,72	2,33

(*)g de azul de metileno por 100g de solo seco.

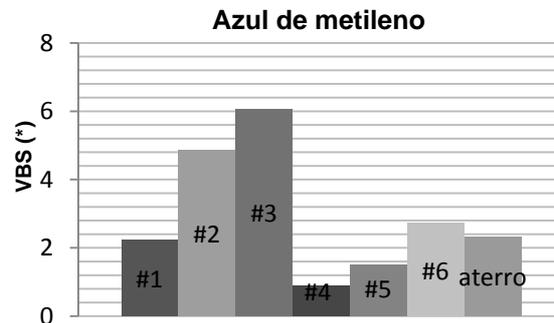


Fig. 8.40 – Resultados do ensaio do azul de metileno.

(*)g de azul de metileno por 100g de solo seco.

Analisando os valores obtidos, relativamente ao VBS, verifica-se que as amostras #2 e #3 são as que apresentam maior consumo de solução de azul metileno.

8.2.6. Classificação Unificada

A classificação unificada foi realizada com base nos ensaios de granulometria e limites de Atterberg. Na Tabela 8.12 encontram-se os vários parâmetros da classificação unificada para as amostras de grão grosso. Na Tabela 8.13 podem consultar-se os vários parâmetros da classificação unificada para as amostras de grão fino.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Tabela 8.12 – Classificação unificada para amostras de grão grosso.

Amostra	%retida no peneiro de malha 0,074mm		%retida no peneiro de malha 4,75mm		% de finos		Classificação dos finos	Classificação Unificada
		Grão grosso		Areia		Areia c/ finos		
#1	55	Grão grosso	7,86	Areia	44,89	Areia c/ finos	CL	Areia argilosa SC
#5	52,4	Grão grosso	4,54	Areia	47,6	Areia c/ finos	ML	Areia siltosa SM

A amostra #1 contém uma % de cascalho superior a 15, desta forma a referida amostra é uma areia argilosa com cascalho. Analogamente, a amostra #5 possui uma % de cascalho que ronda os 15% sendo classificada como areia siltosa com cascalho.

Tabela 8.13 – Classificação unificada para amostras de grão fino.

Amostra	%retida no peneiro de malha 0,074mm		WL%	IP %	Carta plasticidade	%areia	%Seixo	Classificação
#2	22,47	Grão fino	54	23	MH	11,38	11,09	Silte elástico com areia
#3	4,62	Grão fino	33	27	CL	-----	-----	Argila magra
#4	31,17	Grão fino	NP	NP	ML	22,76	8,41	Silte arenoso
#6	22,83	Grão fino	21	17	CL	7	16	Argila magra com cascalho
#Aterro	43,29	Grão fino	21	6	CL – ML	16	27	Argila silto – cascalhenta com areia

A amostra #2 possui uma percentagem de areia superior à de seixo incluindo, deste modo, a palavra areia na sua classificação. A mesma analogia se verifica para a amostra #6, que predominando a quantidade de seixo sobre a de areia, adiciona à sua classificação o prefixo cascalho.

8.2.7. Classificação Rodoviária

Para determinar o índice de grupo efetuou-se o cálculo das variáveis intervenientes a partir dos resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg. Os resultados encontram-se expressos na Tabela 8.14.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

Tabela 8.14 – Cálculo dos parâmetros intervenientes no cálculo do IG.

Amostra	a	b	c	d	IG
#1	10,0	30,0	0,0	0,0	2,0
#2	40,0	40,0	14,0	13,0	16,0
#3	40,0	40,0	0,0	17,0	14,8
#4	33,8	40,0	0,0	0,0	6,8
#5	12,6	32,6	0,0	0,0	2,5
#6	40,0	40,0	0,0	7,0	10,8
Aterro	21,7	40,0	0,0	0,0	4,3

Numa primeira análise da Tabela 8.14 verifica-se que o solo com melhores características, tendo em conta a capacidade de suporte como terreno de fundação, é o representado pela amostra #1. A amostra #2 é a que apresenta piores características, evidenciando o maior índice de grupo.

Na Tabela 8.15 pode verificar-se a aplicação da classificação rodoviária às várias amostras de solo.

Tabela 8.15 – Aplicação da classificação rodoviária.

Amostra	% passada no peneiro 0,074mm	Material (+ de 35% passado no 0,074mm)	WL (%)	IP (%)	Classificação	Características
#1	45,0	Silto argiloso	25	9	A-4(2) solo siltoso	Regular a muito mau
#2	77,5	Silto argiloso	54	23	A-7-5(16) solo argiloso	Regular a muito mau
#3	95,4	Silto argiloso	33	27	A-6(15) solo argiloso	Regular a muito mau
#4	68,8	Silto argiloso	NP	NP	A-4(7) solo siltoso	Regular a muito mau
#5	47,6	Silto argiloso	NP	NP	A-4(3) solo siltoso	Regular a muito mau
#6	77,2	Silto argiloso	21	17	A-6(11) solo argiloso	Regular a muito mau
Aterro	56,7	Silto argiloso	21	6	A-4(4) solo siltoso	Regular a muito mau

Segundo a classificação rodoviária de solos, as amostras analisadas possuem características consideradas como regulares a muito más. Contudo, a amostra de pior qualidade, segundo esta classificação, é a amostra #2 classificada como A-7-5(16).

8.2.8. Classificação Francesa

A classificação foi feita com base nos resultados obtidos da análise granulométrica, limites de Atterberg e azul de metileno. Na Tabela 8.16 encontra-se um resumo do primeiro

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

nível da aplicação da classificação francesa. O segundo nível é apresentado de forma resumida na Tabela 8.17.

Tabela 8.16 – Primeiro nível da classificação francesa. Classificação de acordo com a natureza.

Amostra	D _{máx} (mm)	%passada no 0,08mm (usou-se no 0,074mm)
#1	< 50mm	45,00 >35% - Solos finos – A
#2	< 50mm	77,53 >35% - Solos finos – A
#3	< 50mm	95,38 >35% - Solos finos – A
#4	< 50mm	68,83 >35% - Solos finos – A
#5	< 50mm	47,60 >35% - Solos finos – A
#6	< 50mm	77,17 >35% - Solos finos – A
Aterro	>50mm	56,71 >12% - Solos c/ finos e grossos – C

As amostras #1 a #6, de acordo com o primeiro nível da classificação, são do grupo “A”. A amostra do material de aterro foi classificada como “C”.

Tabela 8.17 – Segundo nível da classificação francesa. Classificação de acordo com a natureza.

Amostra	VBS (g de azul metileno por 100g de solo seco)	IP (%)
#1	2,22 ≤2,5	8,67 ≤12 – A ₁
#2	4,87 >2,5 e <6	23,42 >12 e <25 – A ₂
#3	6,06 >6 e <8	26,73 >25 e <40 – A ₃
#4	0,90 <2,5	NP <12 – A ₁
#5	1,51 <2,5	NP <12 – A ₁
#6	2,72 >2,5 e <6	16,92 >12 e <25 – A ₂
Amostra		Fração 0/50 mm
Aterro		< 60 – 80% - C ₂
VBS=2,3 < 2,5 e IP=5,92 < 12		A ₁

Os solos A₁ podem ser compostos por siltes pouco plásticos, areias finas pouco argilosas ou areias pouco plásticas. A consistência deste grupo de solos altera radicalmente com pequenas variações do teor em água. Os solos A₂ são constituídos por areias finas argilosas ou siltes, argilas e margas pouco plásticas. Os solos A₃ podem ser constituídos por argilas, argilas margosas ou siltes muito plásticos. São solos muito coesivos quando o seu teor em água é fraco, apresentando-se escorregadios quando o seu teor em água aumenta. Possuem fraca permeabilidade e a sua consistência varia com teores em água elevados (Branco, 2010).

De acordo com o guia do LCPC é possível saber como manipular cada um dos solos classificados segundo a classificação francesa de solos. Neste âmbito, na Tabela 8.18 pode visualizar-se quais as ações a tomar relativamente ao material de aterro classificado como C₂A₁, mediante as condições que se verifiquem no momento. Se o material de aterro

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

classificado como C_2A_1 se apresentar no estado hídrico muito húmido ou muito seco não pode ser aplicado. Deve proceder-se de forma a que o solo passe de um estado muito húmido ou muito seco a um estado húmido ou médio. No caso do solo se aplicar em condições de chuva forte, independentemente do seu estado hídrico, não há garantias de qualidade. Se o material se apresentar húmido independentemente das condições meteorológicas deve proceder-se à compactação média. Na situação de haver evaporação importante deve reduzir-se o teor em água por aeração. Na situação do solo se encontrar médio em termos de estado hídrico e em condições de chuva fraca ou sem chuva nem evaporação importante deve adotar-se a compactação média. Caso haja evaporação importante pode utilizar-se no estado em que se encontra aplicando compactação intensa ou procede-se à rega para manter o estado aplicando compactação média. Se o material se apresentar seco e em condições de chuva fraca deve proceder-se à compactação intensa. Se não houver chuva nem evaporação importante deve compactar-se intensamente para utilizar no estado ou então deve proceder-se à humedificação na massa podendo escolher-se o estado hídrico e aplicar compactação média. Caso haja evaporação importante, a primeira solução é manter o estado procedendo à rega e à compactação intensa. A segunda solução consiste na humedificação para escolher o estado e aplicar compactação intensa.

Tabela 8.18 – Condições de utilização do material de aterro segundo o guia do LCPC.

Guia LCPC				
C_2A_1 th	Solos normalmente não utilizados neste estado			
	Chuva forte	Chuva fraca	Nem chuva nem evaporação importante	Evaporação importante
C_2A_1 h	N	Compactação média Aterro com altura $\leq 5m$	Compactação média Aterro com altura $\leq 10m$	Redução do teor em água por aeração Compactação média
C_2A_1 m	N	Compactação média	Compactação média	Utilização neste estado – compactação intensa Para manter o estado – humedificação ligeira e compactação média
C_2A_1 s	N	Compactação intensa	Solução1- utilização no estado- compactação intensa e altura média $\leq 10m$ Solução2- humedificação e compactação média	Solução1- manter o estado- Compactação intensa, humedificação ligeira para manter o estado e altura média $\leq 10m$ Solução2- humedificação e compactação intensa
C_2A_1 ts	Solos normalmente não utilizados neste estado			

Nota: th, h, m, s e ts referem-se ao estado hídrico do material. th – muito húmido, h – húmido, m – médio, s – seco, ts – muito seco.

Analogamente, é possível estender a aplicação do guia técnico do LCPC para as restantes amostras classificadas como A_1 , A_2 e A_3 mesmo não sendo este o material aplicado no aterro.

Se o material classificado como A_1 se encontra no estado húmido, a sua aplicação com chuva fraca não garante qualidade. Se for aplicado em condições em que não há chuva nem evaporação, deve proceder-se ao tratamento com reagente adequado acompanhado de compactação média. Caso haja evaporação importante, pode ser aplicada ou compactação fraca ou arejamento do material aplicando uma compactação média ou ainda é possível proceder ao tratamento com reagente adequado aplicando compactação média. Perante condições de chuva fraca ou sem chuva nem evaporação deve aplicar-se compactação média. Se houver evaporação importante pode proceder-se ou à rega superficial aplicando uma compactação média ou à compactação intensa no estado em que o material se encontra ou ainda efetuando extração frontal aplicando compactação intensa. Se o material se encontrar no estado seco, perante chuva fraca a extração deve efetuar-se em camadas acompanhada de compactação média. Caso não haja precipitação nem evaporação pode proceder-se ou à humedificação da massa aplicando compactação média ou à utilização do material no estado em que se encontra aplicando compactação intensa. Caso haja evaporação importante, ou se procede à rega superficial ou à humedificação da massa aplicando compactação intensa em qualquer caso.

Se o material de aterro se classifica como A_2 , se encontra no estado húmido e a sua aplicação é efetuada perante condições de precipitação fraca, não há garantias de qualidade. Caso não haja precipitação nem evaporação, o material pode sofrer tratamento com cal ou pode aplicar-se no estado em que se encontra aplicando-se compactação fraca. Se existir evaporação importante, pode proceder-se ou ao arejamento ou ao tratamento com cal ambos acompanhados de compactação média. Se o material se encontrar seco, perante precipitação fraca ou em condições em que não há precipitação nem evaporação deve aplicar-se compactação média. Caso se verifique evaporação importante pode proceder-se à rega superficial aplicando compactação média ou pode utilizar-se no estado em que se encontra ou ser efetuada extração frontal ambas as situações acompanhadas de compactação intensa. Se o solo se encontra seco e a sua aplicação se verifica em condições de precipitação fraca deve efetuar-se a extração em camadas com compactação intensa. Se não há precipitação nem evaporação importante pode utilizar-se o material no estado em que se encontra aplicando compactação intensa ou humedificação da massa aplicando compactação média. Se há evaporação importante pode proceder-se à humedificação ou à rega ou à extração frontal com rega acompanhadas de compactação intensa.

Se o material de aterro foi classificado como A_3 , se encontra húmido e a sua aplicação é efetuada em condições de precipitação fraca deve aplicar-se utilizar-se uma compactação fraca. Caso não ocorra precipitação nem evaporação ou procede-se ao tratamento com cal aplicando compactação média ou pode utilizar-se no estado em que se encontra aplicando compactação fraca. Se se verificar evaporação importante ou deve tratar-se o solo com cal ou proceder ao seu arejamento ambas acompanhadas por compactação média. Se o material estiver em condições de humidade média, a sua aplicação perante chuva fraca ou sem precipitação nem evaporação, deve ser acompanhada de compactação média. Caso se verifique evaporação importante, pode proceder-se ou à rega superficial aplicando compactação média ou utilizando o solo no estado em que se encontra aplicando compactação intensa. Se o material se encontrar seco e se for aplicado em condições de precipitação fraca a extração deve ser efetuada em camadas acompanhada de compactação intensa. Quando não ocorre precipitação nem evaporação deve proceder-se à rega superficial aplicando compactação intensa. Caso se verifiquem condições de evaporação importante deve efetuar-se extração frontal com rega superficial e compactação intensa.

8.3. Rochas

Antes de submeter as amostras a ensaios, procedeu-se à caracterização de alguns parâmetros como a rugosidade, o grau de alteração e o preenchimento das descontinuidades, com base no ISRM (1981). Posteriormente, os tarolos foram cortados e foram removidas as irregularidades na superfície serrada. No entanto, em algumas das amostras no ato de corte, ocorreram algumas quebras nos bordos que podem ter alguma expressão nos resultados.

8.3.1. Velocidade de propagação de ondas P

O ensaio foi realizado com base nas sugestões do ISRM (1981) e os resultados constam na Tabela 8.19.

Nessa tabela consta a variável L , medida em centímetros e que corresponde ao comprimento do tarolo. A variável t expressa, em microssegundos, o tempo que as ondas longitudinais levam a percorrer uma determinada distancia L . Por ultimo, v é a velocidade das ondas longitudinais em metros por segundo.

Tabela 8.19 – Valores obtidos para a velocidade das ondas P.

Velocidade das ondas P									
Tarolo Sondagem Profundidade	L (cm)	t (μs)	v (m/s)	t (μs)	v (m/s)	v (m/s)	v (m/s) (média)	Alteração	
S4 ₁ / 9,0m	11,4	31,2	3653	32,8	3476	3465	3531	Moderada	
S4 ₂ / 9,0m	10,16	30,5	3344	30,2	3377	3377	3366	Moderada	
S5 ₁ / 6,0m	9,41	21,6	4351	22,2	4234	4141	4242	Ligeira	
S5 ₂ / +6,0m	7,29	19,2	3802	21,4	3411	3443	3552	Moderada	
S5 ₃ / +6,0m	8,03	27,3	2930	25,7	3113	3089	3044		
S5 ₄ / +6,0m	8,27	21,8	3807	21,7	3825	3756	3796	Ligeira	
S5 ₅ / +6,0m	9,18	21,4	4299	21,8	4220	4201	4240	Ligeira	
S5 ₁ / +7,5m	10,03	28,4	3521	30,2	3311	3195	3342	Moderada	
S5 ₂ / +7,5m	11,97	27,6	4347	28,6	4196	4181	4241	Ligeira	
NI Cjto 3	1	6,50	20,5	3171	18,6	2849	2915	2978	Moderada
	2	5,25	9,4	5638	9,4	5638	5638	5638	
	3	8,97	19,4	4639	19,8	4545	4545	4576	Ligeira
NI Cjto 2	1	6,09	20,4	2990	20,6	2961	2824	2925	Moderada
	2	9,55	29,6	3243	28,8	3333	3243	3273	

Nota: NI Cjto 3 e NI Cjto 2 designa dois conjuntos de amostras remexidas.

Com base na Tabela 8.20 pode classificar-se o material rochoso testado de acordo com os valores registados para a velocidade dos ultrassons. Desta forma, em geral as amostras apresentam uma velocidade de propagação das ondas longitudinais que se pode classificar de baixa a média.

Tabela 8.20 – Classificação da IAEG (1979) para a velocidade das ondas longitudinais.

Velocidade dos ultrassons	Descrição (m/s)
Muito baixa	< 2 500
Baixa	2 500 – 3 500
Média	3 500 – 4 000
Elevada	4 000 – 4 500
Muito elevada	> 4 500

Dos resultados obtidos referentes à velocidade de propagação das ondas P, pode verificar-se que, na generalidade, as amostras com alteração moderada apresentam velocidades no calcário dolomítico que rondam os 3000m/s. As amostras com alteração ligeira apresentam em geral valores que rondam os 4000m/s.

8.3.2. Point Load Test

O ensaio foi realizado com base nas recomendações do ISRM (1985). Os resultados do ensaio encontram-se na Tabela 8.21. Nessa tabela encontram-se expressas as variáveis intervenientes no ensaio diametral do *Point Load Test*. O parâmetro D refere-se ao diâmetro do tarolo e L corresponde ao seu comprimento. A variável F representa a força de rotura, D_e

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

refere-se ao diâmetro equivalente e F_{Corr} é o fator de correção determinado com base no diâmetro equivalente. Para finalizar, I_s representa o índice de carga pontual obtido do ensaio e I_{s50} é o valor do índice de carga pontual corrigido.

Tabela 8.21 – Resultados do ensaio diametral do *Point Load Test*.

Tarolo Sondagem Profundidade	D (mm)	Ensaio diametral						Alteração	
		L (cm)	F (kN)	D_e (mm)	F_{Corr}	I_s (MPa)	I_{s50} (MPa)		
S4 ₁ / 9,0m	61,60	11,40	4,86	61,60	1,10	1,28	1,41	Moderada	
S4 ₂ / 9,0m	61,60	10,16	3,64	61,60	1,10	0,96	1,05	Moderada	
S5 ₁ / 6,0m	61,60	9,41	8,00	61,60	1,10	2,11	2,32	Ligeira	
S5 ₂ / +6,0m	61,60	7,29	4,22	61,60	1,10	1,11	1,22	Moderada	
S5 ₃ / +6,0m	61,60	8,03	3,49	61,60	1,10	0,92	1,01		
S5 ₄ / +6,0m	61,60	8,27	7,00	61,60	1,10	1,84	2,03		
S5 ₅ / +6,0m	61,60	9,18	7,00	61,60	1,10	1,84	2,03	Ligeira	
S5 ₁ / +7,5m	61,60	10,03	2,12	61,60	1,10	0,56	0,61	Moderada	
S5 ₂ / +7,5m	61,60	11,97	5,50	61,60	1,10	1,45	1,59	Ligeira	
NI Cjto 3	1	61,60	6,50	2,36	61,60	1,10	0,62	0,68	Moderada
	2	61,60	5,25	-	61,60	1,10	-	-	
	3	61,60	8,97	9,00	61,60	1,10	2,37	2,61	Ligeira
NI Cjto 2	1	61,60	6,09	-	61,60	1,10	-	-	Moderada
	2	61,60	9,55	3,29	61,60	1,10	0,87	0,95	

Nota: As amostras NI Cjto 3-2 e NI Cjto 2-1 não foram ensaiadas devido às suas dimensões reduzidas.

Para determinar o valor médio do índice de carga pontual não se consideram os dois maiores valores e os dois menores valores obtidos no ensaio. O valor médio da força aplicada na rotura é 4,88kN. O valor médio do índice de resistência à carga pontual corrigido é 1,41MPa, o que de acordo com o estabelecido por Bieniawski (1979), corresponde a uma resistência classificada como baixa.

Tendo em consideração a Tabela 8.21 verifica-se que os valores relativos ao índice de resistência à carga pontual variam entre 0,61MPa para a amostra recolhida na sondagem S₅₁ aos 7,5m e 2,61MPa para a amostra remexida NI Cjto 3-3.

8.3.3. Porosidade

O ensaio foi realizado com base nas sugestões do ISRM (1977) e consiste na determinação da porosidade aberta por saturação em vácuo de provetes de calcário dolomítico, obtidos das sondagens. Os tarolos de rocha foram submersos em água e sujeitos a vácuo (Fig. 8.41).

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra



Fig. 8.41 – Saturação dos provetes de rocha em vácuo.

Na Tabela 8.22 encontram-se os resultados obtidos do referido ensaio.

Tabela 8.22 – Resultados dos ensaios da porosidade aberta.

Tarolo Sondagem Profundidade	M (g)	M _{sub} (g)	M _{sat} (g)	V _{bruto} (cm ³)	M _s (g)	V _∅ (cm ³)	n (%)	pd (g/cm ³)
S41-1/9m	385,42	248,11	412,94	164,83	384,51	28,43	17,25	2,33
S41-2/9m	400,13	256,80	427,56	170,76	399,05	28,51	16,70	2,34
S42-1/9m	326,47	211,42	351,28	139,86	325,74	25,54	18,26	2,33
S42-2/9m	393,37	254,21	414,10	159,89	392,37	21,73	13,59	2,45
S51-1/6m	327,90	211,83	339,40	127,57	326,93	12,47	9,78	2,56
S51-2/6m	384,46	248,52	398,68	150,16	383,52	15,16	10,10	2,55
S52-1/6m	308,23	198,45	320,37	121,92	306,90	13,47	11,05	2,52
S52-2/6m	234,84	151,39	243,49	92,10	233,97	9,52	10,34	2,54
S53-1/6m	304,87	196,03	318,12	122,09	303,16	14,96	12,25	2,48
S53-2/6m	280,73	179,92	295,14	115,22	278,72	16,42	14,25	2,42
S54-1/6m	299,44	191,72	313,83	122,11	298,56	15,27	12,51	2,45
S54-2/6m	303,59	193,89	316,39	122,50	302,76	13,63	11,13	2,47
S55-1/6m	326,86	208,01	341,47	133,46	326,09	15,38	11,52	2,44
S55-2/6m	346,45	220,84	358,15	137,31	345,81	12,34	8,99	2,52
S51-1/7,5m	360,23	231,00	373,49	142,49	357,67	15,82	11,10	2,51
S51-2/7,5m	375,44	240,16	390,31	150,15	370,56	19,75	13,15	2,47
S52-1/7,5m	414,86	266,84	433,54	166,70	413,24	20,30	12,18	2,48
S52-2/7,5m	480,55	310,13	496,62	186,49	479,22	17,40	9,33	2,57
Cjto 3- 1-1	190,56	115,60	191,61	76,01	178,09	13,52	17,79	2,34
Cjto 3- 1-2	263,03	159,17	258,82	99,65	245,65	13,17	13,22	2,47
Cjto 3- 2	397,59	254,99	407,96	152,97	396,46	11,50	7,52	2,59
Cjto 3- 3-1	318,17	204,00	332,81	128,81	317,02	15,79	12,26	2,46
Cjto 3- 3-2	338,35	216,52	351,19	134,67	336,97	14,22	10,56	2,50
Cjto 2- 1	408,43	262,99	440,02	177,03	405,20	34,82	19,67	2,29
Cjto 2- 2-1	323,30	207,75	337,16	129,41	321,25	15,91	12,29	2,48
Cjto 2- 2-2	360,66	231,20	380,07	148,87	357,27	22,80	15,32	2,40

As variáveis intervenientes e que constam na Tabela 8.22 são M, que se refere à massa inicial do provete, M_{sub} que é a massa obtida da pesagem hidrostática dos provetes de rocha, M_{sat} que representa a massa dos provetes saturados e M_s que é a massa obtida após secagem dos provetes. V_∅ é o parâmetro que se refere ao volume de poros obtido com base na massa saturada e na massa seca dos provetes, n representa a porosidade e por

último, pd a densidade seca. Relativamente aos resultados obtidos na Tabela 8.22, acerca da porosidade (n), verifica-se que para provetes com alteração ligeira a porosidade não excede os 11%. Por exemplo, no caso concreto da amostra recolhida aos 6m na sondagem S₅₁, o valor médio da porosidade é de aproximadamente 10%. As amostras moderadamente alteradas chegam a atingir valores de porosidade média de 17% como se verifica no caso da amostra recolhida aos 9m na sondagem S₄₁. Quanto à densidade (ρ_d) é tanto maior quanto menor a porosidade, pois está indiretamente dependente dela.

8.3.4. Análise comparativa dos resultados dos ensaios aos materiais rochosos

Posteriormente à determinação de parâmetros como a velocidade de propagação de ultrassons, a resistência à carga pontual e a porosidade dos provetes de rocha procedeu-se à verificação de relações entre os resultados obtidos. Para tal recorreu-se à análise de regressão aplicando o modelo de regressão linear simples que é representado pela equação de uma reta, como está definido na expressão 30.

$$y = mx + b \quad (30)$$

Na sequência da análise de regressão efetua-se a representação dos valores num diagrama de dispersão que se encontra desde a Fig. 8.42 até à Fig. 8.44. Analisando a Fig. 8.42 e a Fig. 8.43 verifica-se que o coeficiente de correlação ao quadrado (coeficiente de determinação), representado por R^2 se aproxima da unidade. Este facto revela que o modelo linear adotado é representativo para o conjunto de dados projetados nos gráficos das Figs. 8.42 e 8.43. O coeficiente de correlação apresenta valores próximos da unidade, verificando-se que existe uma relação inversamente proporcional entre a porosidade e a densidade e uma relação diretamente proporcional entre a velocidade de propagação das ondas P e a resistência à carga pontual do material rochoso (Henriques, 2010).

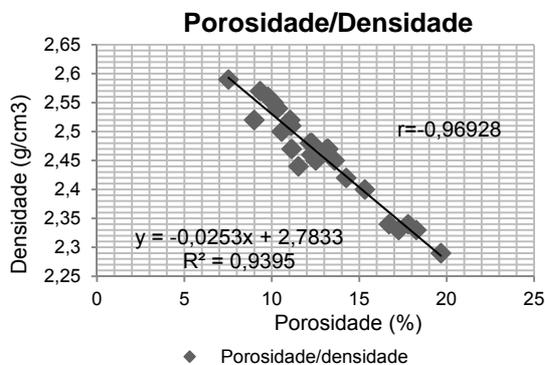


Fig. 8.42 – Relação entre a porosidade e a densidade.

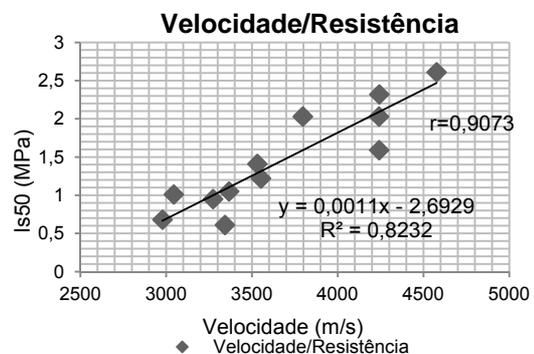


Fig. 8.43 – Relação entre a velocidade de propagação das ondas P e a resistência à carga pontual.

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

No caso da Fig. 8.44 constata-se que o coeficiente de determinação assume um valor próximo de zero, revelando que os valores obtidos da porosidade e da resistência à carga pontual não dependem linearmente uns dos outros.

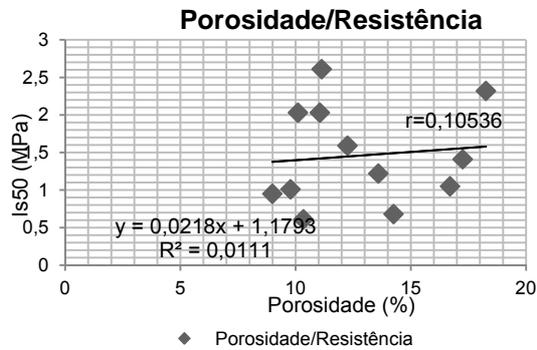


Fig. 8.44 – Relação entre a porosidade e a resistência à carga pontual.

8.3.5. Classificação RMR de Bieniawski

Com base na observação dos tarolos recolhidos no decurso das sondagens e no levantamento de campo procedeu-se à classificação de vários parâmetros relativos às condições das descontinuidades que se encontram na Tabela 8.23. Posteriormente foram atribuídos pesos a esses mesmos parâmetros com base na classificação de Bieniawski (1989), Tabela 8.24.

Tabela 8.23 – Classificação das descontinuidades.

Tarolo Sondagem Profundidade	Condições das descontinuidades		
	Rugosidade (3)	Preenchimento (4)	Alteração (Quinta Ferreira <i>et al.</i> , 2011(*)) (5)
S4 ₁ / 9,0m S4 ₂ / 9,0m	Rugoso Rugoso	Duro com espessura <5mm Duro com espessura <5mm	W ₃ -W ₆ W ₃ -W ₆
S5 ₁ / 6,0m S5 ₂ / +6,0m S5 ₃ / +6,0m	Rugoso a ligeira/ rugoso	Sem preenchimento	W ₃ -W ₅
S5 ₄ / +6,0m S5 ₅ / +6,0m	Rugoso Ligeira/ rugoso a rugoso	Duro com espessura <5mm Sem preenchimento	W ₃ -W ₅ W ₃ -W ₅
S5 ₁ / +7,5m S5 ₂ / +7,5m	Rugoso Rugoso	Preenchimento nenhum a duro com espessura <5mm	W ₃ -W ₅ W ₃ -W ₅
NI Cjto 3	Rugoso	Preenchimento nenhum a duro com espessura <5mm	W ₃ -W ₅
NI Cjto 2	Rugoso a ligeira/ rugoso	Sem preenchimento	W ₃

Nota: W₁ – Rocha fresca; W₂ – Rocha ligeiramente alterada; W₃ – Rocha Medianamente alterada; W₄ – Rocha muito alterada; W₅ – Rocha completamente alterada (ISRM, 1978). (*)Exceto NI Cjto 3 e NI Cjto 2 por serem amostras remexidas.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

Na Tabela 8.23 a rugosidade foi avaliada tendo como base as recomendações da ISRM, 1981. O material de preenchimento foi igualmente considerado.

Há que estudar ainda condições como a persistência e a abertura das descontinuidades. A abertura das descontinuidades foi verificada tendo como base as considerações da ISRM (1981), deste modo as descontinuidades classificam-se de um modo geral, como abertas a moderadamente abertas, possuindo valores compreendidos entre 1 e 5mm.

Relativamente à persistência verifica-se que as descontinuidades possuem valores, geralmente, compreendidos entre 3 e 10m. Assim, as descontinuidades são classificadas de acordo com ISRM, 1981 como apresentando persistência média. O valor ponderal atribuído à persistência é assim de 2 e o valor atribuído à abertura é de 1.

Na Tabela 8.24 encontra-se a soma dos valores ponderais relativamente às condições das descontinuidades representadas por (3), (4), (5), persistência e abertura.

Tabela 8.24 – Pesos relativos às condições das descontinuidades.

Tarolo Sondagem Profundidade	Condições das descontinuidades – Valores ponderais			Soma dos valores ponderais das condições das descontinuidades
	(3)	(4)	(5)	
S4 ₁ / 9,0m S4 ₂ / 9,0m	5	4	3	15
S5 ₁ / 6,0m S5 ₂ / +6,0m S5 ₃ / +6,0m	4	6	4	17
S5 ₄ / +6,0m	5	4	3	15
S5 ₅ / +6,0m	3	6	4	16
S5 ₁ / +7,5m S5 ₂ / +7,5m	5	5	3	16
NI Cjto 3	5	5	3	16
NI Cjto 2	4	6	5	18

Procedeu-se à avaliação da resistência do material rochoso através dos resultados do *Point Load Test*, definiu-se também o RQD cujas classes de valores são apresentadas na Tabela 8.26 e o espaçamento das descontinuidades, recorrendo ao relatório elaborado pelo *IPNLabGeo* (Tabela 8.25).

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

Tabela 8.25 – Classificação do material rochoso.

Tarolo Sondagem Profundidade	Is ₅₀ (MPa)	RQD (%) (Quinta Ferreira <i>et al.</i> 2011)	Espaçamento das descontinuidades (Quinta <i>et al.</i> 2011)
S4 ₁ / 9,0m	1,41	27	F ₄ -F ₅
S4 ₂ / 9,0m	1,05	27	F ₄ -F ₅
S5 ₁ / 6,0m	2,32	55	F ₃ -F ₅
S5 ₂ / +6,0m	1,22	55	F ₃ -F ₅
S5 ₃ / +6,0m	1,01	55	F ₃ -F ₅
S5 ₄ / +6,0m	2,03	55	F ₃ -F ₅
S5 ₅ / +6,0m	2,03	55	F ₃ -F ₅
S5 ₁ / +7,5m	0,61	37	F ₄ -F ₅
S5 ₂ / +7,5m	1,59	37	F ₄ -F ₅
NI Cjto 3	0,68	-	-
	-		
	2,61		
NI Cjto 2	-	-	-
	0,95		

Nota: F representa o espaçamento das descontinuidades. F₁ – Muito afastadas; F₂ – Afastadas; F₃ – Medianamente afastadas; F₄ – Próximas; F₅ – Muito próximas (Vallejo *et al.*, 2002).

Tabela 8.26 – Classificação da qualidade do maciço com base no índice RQD (Vallejo *et al.*, 2002).

RQD (%)	Qualidade
<25	Muito mau
25-50	Mau
50-75	Médio
75-90	Bom
90-100	Muito bom

De acordo com os valores do RQD(%) (Tabela 8.25), verifica-se que o material recolhido no decurso de S4 aos 9m e no decurso de S5 aos 7,5m se apresenta como sendo de má qualidade. As restantes amostras inserem-se no intervalo que corresponde ao material de qualidade média.

No que toca à presença de água, considera-se que o maciço se encontra ligeiramente húmido, contribuindo com um valor ponderal de 10.

Procedeu-se à atribuição de pesos para os vários parâmetros (Tabela 8.27), com base na classificação de Bieniawski (1989). Depois de todos os valores ponderados definidos, procede-se ao seu somatório de modo a determinar o valor do RMR, à sua correção tendo em conta a orientação das descontinuidades e posterior classificação de acordo com a Tabela 7.1.

Capítulo 8 – Apresentação dos resultados

Tabela 8.27 – Valores ponderais dos parâmetros segundo Bieniawski, 1989.

Tarolo Sondagem Profundidade	Pesos					
	Is ₅₀ (MPa)	RQD (%)	Espaçamento das descontinuidades	Condições das descontinuidades	Presença de água	RMR
S4 ₁ / 9,0m	4	6	8	15	10	43
S4 ₂ / 9,0m	4	6	8			
S5 ₁ / 6,0m	7	13	8	17	10	55
S5 ₂ / +6,0m	4	13	8			52
S5 ₃ / +6,0m	4	13	8			52
S5 ₄ / +6,0m	7	13	8	15	10	53
S5 ₅ / +6,0m	7	13	8	16	10	54
S5 ₁ / +7,5m	2	6	8	16	10	42
S5 ₂ / +7,5m	4	6	8			44
NI Cjto 3	2	-	-	16	10	-
	-					
	7					
NI Cjto 2	-	-	-	18	10	-
	3					

Os valores obtidos de RMR devem ser corrigidos com base na orientação das descontinuidades (Bieniawski, 1989). Recorrendo ao reconhecimento de campo efetuado verifica-se que a família de descontinuidades relacionada com a estratificação apresenta orientação sub-horizontal. Esta orientação considera-se favorável sendo desta forma subtraídas duas unidades aos valores obtidos para o RMR. Na Tabela 8.28 encontram-se os valores de RMR sem correção e também os corrigidos.

Tabela 8.28 – Valores de RMR corrigidos.

Tarolo Sondagem Profundidade	S4 ₁ / 9,0m S4 ₂ / 9,0m	S5 ₁ / 6,0m S5 ₂ / +6,0m S5 ₃ / +6,0m	S5 ₄ / +6,0m
RMR	43	55/52/52	53
RMR _{Corrigido}	41	53/50/50	51

Os valores de RMR obtidos inserem-se, na sua quase totalidade, no intervalo entre 41 e 60, pelo que o maciço rochoso pode ser definido como de qualidade média. Contudo, deve ter-se em consideração que o material selecionado para a realização dos ensaios foi o que se considerou visivelmente menos alterado.

9. Acompanhamento da obra da APCC

Como já foi mencionado, no capítulo 1, associada à construção do edifício estava prevista a construção de um muro rígido em betão para conter os materiais dos aterros no topo da vertente, a norte do edifício. Durante os trabalhos de escavação para a preparação da fundação do referido muro de suporte em betão, constatou-se que as características do material das fundações apresentavam uma qualidade inferior à prevista e que a solução do muro rígido poderia não ser a mais adequada. Para ultrapassar esta questão, o dono de obra, após auscultação do projetista e do empreiteiro, optou por efetuar estudos geotécnicos adicionais que consistiram no reconhecimento geológico pormenorizado do terreno com a realização de sondagens segundo o alinhamento do futuro muro.

9.1. Trabalhos efetuados para garantir boas condições de fundação

Atendendo aos resultados obtidos nas sondagens, a solução do muro rígido, inicialmente planeada, manteve-se. Contudo, na zona da sondagem S3 foram impostas algumas restrições. Nessa zona, teria de se dar particular atenção ao sistema de drenagem, aprofundar a cota de fundação e fazer com que as tensões se distribuíssem para as zonas adjacentes com material mais resistente. Os resultados da sondagem S3 revelaram que o material aí presente era composto por seixos, cascalheira e argila, sendo interpretado como material de enchimento de uma cavidade cársica, exibindo características muito heterogéneas. Neste contexto, deu-se seguimento aos trabalhos que permitiram o melhoramento das condições de fundação.

Procedeu-se à escavação no sentido de aprofundar a cota de fundação seguindo-se a implementação do sistema de drenagem profundo (Fig. 9.1).

Para implementar o sistema de drenagem, procedeu-se à abertura de valas nas imediações da sondagem S3, (Fig. 9.1 a). Nessas valas colocou-se em toda a sua extensão uma manta de geotextil, tubo dreno e brita. Antes de efetuar o procedimento descrito foi necessário criar um desnível cujo objetivo era facilitar o escoamento da água por gravidade (Fig. 9.1 c). Foi necessário atuar de forma a evitar qualquer situação que potenciase a concentração de água na fundação. O desnível efetuado, em conjunto com o sistema de drenagem possibilita o escoamento da água por gravidade, evitando que a sua presença origine problemas.

O tubo dreno possui características que lhe conferem um bom desempenho na captação da água e oferece resistência ao esmagamento provocado pelo solo (Fig. 9.2 d). A presença de furos, em toda a extensão do tubo dreno assim como a distribuição homogénea

dos mesmos, possibilita a entrada de água de forma a transportá-la para o exterior. A manta de geotêxtil permite a passagem de água e impede a entrada de partículas sólidas, o que poderia provocar o entupimento do tubo, pelo que a manta de geotêxtil funciona como um filtro.

Na Fig. 9.2 d) e e) podem verificar-se em pormenor o tubo dreno e a manta geotêxtil.



Fig. 9.1 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. a) e b) Abertura de valas para implementar sistema de drenagem profundo da fundação do muro; c) Verificação do ângulo de queda.



Fig. 9.2 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. d) Pormenor do tubo dreno aplicado; e) Pormenor da manta geotêxtil aplicada; f) e g) Aplicação do tubo dreno e da manta ao longo das valas.

Depois de aplicados estes elementos, seguiu-se a colocação de uma camada de brita sobre o tubo dreno (Fig. 9.3 h) de forma a aumentar ainda mais a eficácia de todo o sistema de drenagem. Após a implementação do sistema de drenagem profunda, procedeu-se à cobertura do mesmo com solo (Fig. 9.3 i).



Fig. 9.3 – Trabalhos para drenagem da fundação do muro de suporte. h) Colocação de brita sobre o sistema drenante ; i) Cobertura do sistema de drenagem com solo.

Seguiu-se depois a nivelção da cota de fundação com a ajuda do sistema de mangueira cuja aplicação se pode visualizar na Fig. 9.4 j). A nivelção foi realizada antes da colocação do betão de limpeza para posteriormente se uniformizar a superfície. O sistema de mangueira consiste na utilização de uma mangueira em “U” com água no seu interior, o que permite obter a mesma cota nas duas extremidades da mangueira. Em cada extremidade do terreno foram colocadas estacas e em cada estaca fez-se elevar cada uma das extremidades da mangueira. Procedeu-se à marcação de um nível nas estacas, funcionando este como referência em relação à posterior aplicação do betão de regularização que foi efetuada uniformemente.



Fig. 9.4 – Uniformização da superfície. j) Nivelção aplicando o sistema de mangueira; k) Compactação.

Antes da colocação do betão de regularização procedeu-se à compactação do terreno com cilindro de rasto liso com o propósito de permitir que o betão se fixasse mais eficazmente à superfície (Fig. 9.4 k).

9.2. Processo construtivo do muro de suporte

Posteriormente a serem aplicadas algumas medidas que tornem a fundação menos vulnerável do ponto de vista geotécnico procedeu-se à fase de colocação do betão de regularização. Para além de isolar a sapata relativamente ao terreno de fundação, o betão de regularização, como o nome indica, regulariza a superfície escavada tornando-a apta a receber o betão armado.

Na Fig. 9.5 l) é visível a fase em que o betão de regularização já foi colocado e se inicia a fase de colocação das armaduras (Fig. 9.5 m). A construção do muro iniciou-se com a execução da sapata (Fig. 9.5 l), procedendo à instalação das armaduras e posterior betonagem. Antes de efetuar a betonagem procedeu-se à colocação das cofragens que são acessórios básicos da moldagem de peças em betão. No caso em estudo as cofragens utilizadas eram de madeira e foram recuperadas depois do betão ganhar a resistência desejada.

Na Fig. 9.6 n) pode visualizar-se a sapata concluída. Nesta fase aguarda-se que o betão ganhe resistência para posteriormente proceder à retirada das cofragens.

Na Fig. 9.6 o) pode visualizar-se o início da fase de construção da parte superior do muro. As cofragens utilizadas são de pequena dimensão, tornando possível a moldagem da curvatura do muro e o seu manuseamento, tendo em conta que até à data não se tinha instalado nenhuma grua.

Na Fig. 9.7 p) pode observar-se um trecho com as cofragens colocadas, anteriormente à betonagem e em q) o primeiro trecho concluído encontrando-se o primeiro nível de muro em fase de conclusão.



Fig. 9.5 – Preparação da sapata do muro. l) Início da execução da sapata com a colocação das armaduras; m) Sapata pronta a betonar.



Fig. 9.6 – Finalização da sapata. n) Fase em que a sapata foi betonada; o) Início da execução da parte superior do muro com a colocação das cofragens.



Fig. 9.7 – Construção da parte superior do muro. p) Primeiro trecho do primeiro nível do muro betonado; q) Primeiro nível do muro em fase de conclusão.

A execução da obra por trechos possibilitou o reaproveitamento das cofragens de uns trechos para os outros. O início de cada trecho só ocorria quando as condições de resistência do anterior permitiam a retirada das cofragens.

Na Fig. 9.8 r) é possível observar o primeiro nível de muro na fase final e na Fig. 9.8 s) o início da execução do segundo nível do muro e parte do material de aterro já colocado.



Fig. 9.8 – Construção da parte superior do muro. r) Primeiro nível do muro concluído; s) Início do segundo nível do muro concluído.

No encontro do corpo do muro com a sapata foi colocado um tubo dreno para remover a água do tardo do muro. Este tubo recebe a água através da manta de geotêxtil cuja principal função é evitar a perda de material fino e o possível entupimento do tubo. Contudo, para além da manta geotêxtil, seria proveitoso aplicar uma camada filtrante composta por seixo.

No que diz respeito à impermeabilização, na estrutura foi aplicada uma emulsão betuminosa. No entanto esta emulsão apresenta uma aplicação algo limitada, pois apenas tem um desempenho satisfatório quando não entra em contacto com solo saturado e se aplica uma camada contínua que age sobre os poros da estrutura (Reis, 2010). Devido a este desempenho seletivo, no local utilizaram-se também painéis de drenagem, correntemente designados por telas pitonadas, que possibilitam o escoamento de águas e a proteção da camada impermeabilizante. Na Fig. 9.9 u) pode visualizar-se em pormenor o tubo coletor na base do muro e os painéis que separam o solo do muro.

Na Fig. 9.9 t) pode observar-se que parte do material de aterro já foi colocado no tardo do muro de suporte. Esta ação foi executada de uma só vez verificando-se que a compactação e controlo de alguns parâmetros foram efetuados apenas na superfície do aterro. Este procedimento pode trazer consequências para o sistema de impermeabilização instalado. Os painéis de drenagem podem deslocar-se e a emulsão ficar sem proteção. Posteriormente podem ocorrer movimentos devido à fraca compactação que podem levar a

roturas nos painéis devido à presença de material anguloso. Para além destes inconvenientes mencionados, é possível que numa fase posterior surjam assentamentos consideráveis ao longo do tempo decorrentes da fraca compactação.



Fig. 9.9 – Sistema de impermeabilização do muro de suporte. t) Painéis drenantes e parte do material de aterro colocado a tardoz do muro; u) Pormenor da tela pitonada.

Na Fig. 9.10 x) podem observar-se os trabalhos que decorriam em Abril de 2012 na zona localizada na parte sul da área de construção.



Fig. 9.10 – v) Betonagem do último trecho de muro; x) Ponto de situação da edificação.

No decurso da implementação do muro de suporte é importante proceder às obras relacionadas com a drenagem e proteção superficial. A drenagem da superfície impede que a água de escorrência se infiltre no aterro e conseqüentemente eleve as tensões aplicadas na estrutura de suporte. A proteção superficial minimiza a erosão causada pelo escoamento da água e pela ação direta da chuva.

10. Considerações finais

Neste capítulo procede-se à reflexão e análise global dos resultados obtidos ao longo de todo o trabalho e pondera-se sobre a solução de contenção adotada, dando especial realce aos procedimentos seguidos na sua construção.

O levantamento geológico de pormenor efetuado no local permitiu identificar calcário dolomítico, argilas de alteração do calcário, solo residual, areias vermelhas e material de aterro. No decurso desta análise foram identificadas cavidades cársticas formadas pela circulação de água através das fraturas. A sua formação ocorre devido à dissolução da calcite pela água. Deste fenómeno resulta a conhecida terra rossa constituída por componentes argilosos e óxidos de ferro. As cavidades cársticas encontram-se comumente preenchidas por solo residual, apresentando por vezes material transportado.

Os trabalhos de laboratório permitiram complementar as informações de campo e caracterizar o comportamento dos materiais presentes, tendo também possibilitado compreender que o planeamento detalhado de todas as etapas associadas aos ensaios permite rentabilizar a execução dos trabalhos. Neste planeamento devem ser ponderados os diversos procedimentos e técnicas disponíveis assim como as condições de aplicabilidade dos mesmos. Para os solos analisados, o procedimento mais viável para efetuar a análise granulométrica é efetuar a lavagem integral de cada provete destinado ao ensaio no peneiro de 0,064mm e aproveitar a solução resultante da lavagem para análise no granulómetro laser. Seguindo este procedimento os resultados obtidos são representados numa curva granulométrica única e contínua.

Ainda no decurso da análise granulométrica às várias amostras de solo recolhidas, verifica-se que a percentagem de partículas finas é elevada podendo destacar-se a amostra #3 com teor de finos que ronda os 95%, evidenciando a presença de materiais pouco permeáveis mas vulneráveis em presença da água. Este segundo ponto assume maior importância quando existem evidências de fenómenos de carsificação.

As amostras em estudo apresentam finos de natureza essencialmente siltosa exibindo diferentes percentagens de partículas argilosas compostas essencialmente por minerais de illite e caulinite, sendo os primeiros mais ativos que os segundos. Estas características dos solos amostrados apontam para a necessidade de garantir uma adequada impermeabilização do aterro, que será até certa medida garantida pela compactação, de forma a reduzir a infiltração e percolação de águas. É igualmente oportuno analisar os resultados referentes ao ensaio do equivalente de areia no sentido de verificar a capacidade

drenante do material. Verifica-se que os materiais amostrados apresentam valores reduzidos de equivalente de areia, não possuindo características drenantes.

Neste sentido, o facto da compactação ter sido efetuada unicamente no final da deposição de todo o material de aterro, não foi favorável, podendo revelar-se problemático do ponto de vista geotécnico e comprometer a estabilidade e longevidade da estrutura. Enumerando as situações críticas que podem ocorrer, temos os assentamentos derivados da acomodação do material ao longo do tempo, o arrastamento dos finos de origem siltosa pela percolação de água ao longo do aterro, a mudança de estado das partículas argilosas na presença de água e a acumulação de água a tardo do muro propiciada pela má drenagem apresentada pelo material.

Para tentar colmatar a ocorrência destes problemas geotécnicos deve dar-se especial atenção ao sistema de drenagem superficial de modo a minimizar a infiltração de águas pluviais.

Dentro do conjunto de amostras analisadas verifica-se que a amostra #4, classificada como silte arenoso, pode ser particularmente vulnerável a processos de erosão, devido à inexistência de coesão entre os grãos que as partículas argilosas tendem a apresentar. Todos estes riscos poderiam ser reduzidos através da adoção de uma compactação e um sistema de drenagem eficientes. Essa compactação devia ter sido realizada em camadas e em cada uma delas deveria monitorizar-se o teor em água e a densidade seca. É importante identificar, caso existam, estratos que podem funcionar como superfícies preferenciais de deslizamentos.

Segundo os resultados obtidos do granulómetro laser, a amostra com maior percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,002mm é a amostra #1 e a com menor valor percentual é a amostra #2. Apesar da amostra #1 apresentar o maior valor em percentagem de partículas argilosas, o seu índice de plasticidade, atividade e consumo de solução de azul metileno são relativamente baixos. Já amostras como a #2 e #3 apesar de apresentarem reduzida percentagem de partículas argilosas, possuem os maiores valores registados a nível de atividade. Do exposto verifica-se que a atividade de uma argila não depende somente da percentagem de partículas argilosas, mas também do(s) tipo(s) de mineral(ais) argiloso(s) presente(s) e da sua percentagem na amostra.

Dado que as amostras, à exceção da #2 e #3, são pouco ativas, e os minerais argilosos são predominantemente caulinites e ilites, os riscos associados à expansibilidade são reduzidos.

A aplicação dos vários sistemas de classificação aos solos, nomeadamente a utilização da classificação unificada, evidencia que as amostras #1 e #5 são de grão grosso e as restantes amostras de grão fino. As amostras de grão grosso são areias com material argiloso, caso da amostra #1 e areias com silte, caso da amostra #5. As amostras de grão fino #3 e #6 são classificadas como argilas magras ou pouco plásticas, a amostra #2 é um silte elástico com areia e a #4 é um silte arenoso. Este conjunto de amostras apresenta grande variabilidade a nível de comportamento.

A utilização da classificação rodoviária, indicou que o material estudado apresenta características de regular a muito mau. Nas amostras em análise existem solos classificados de A-4 até A-7. Segundo a norma NP EN 1997-1-2010 os materiais adequados para aterro, em geral, incluem a maioria dos solos naturais granulares graduados. No entanto, a amostra de material de aterro em questão apresenta um C_c de valor 0,87 que fica fora do intervalo 1 a 3, não apresentando características de um material graduado. Não sendo os solos locais adequados para a utilização em aterros, seria aconselhável proceder ao seu tratamento, à sua proteção com material com características apropriadas ou à utilização de camadas drenantes. Na parte superior do aterro devem usar-se os solos disponíveis com as melhores características geotécnicas. Esses materiais devem ser classificados como A-1, A-2 ou A-3 da classificação rodoviária.

De acordo com a classificação francesa e com o guia técnico do LCPC, o material de aterro é classificado como C_2A_1 devendo proceder-se à execução do mesmo de acordo com o seu estado hídrico, chuva e evaporação (Tabela 8.18). Neste sentido, a compactação é tida como um procedimento imprescindível.

Por outro lado, na fase de construção constatou-se que algumas medidas foram executadas pelo lado da segurança e implicaram gastos acrescidos. Neste contexto foi implementado um sistema de drenagem profundo em torno da sondagem S3 devido à presença de uma estrutura cársica, preenchida por material constituído por seixos, cascalheira e argila, identificada no decurso das campanhas de prospeção.

Foram adotadas soluções de impermeabilização que se resumem a uma solução betuminosa e membranas de separação muro-solo compostas por telas pitonadas e por geotextil. Para efetuar a eliminação de água do aterro no tardo do muro aplicou-se um dreno de recolha, na base do muro de suporte. Foi também reduzida a cota de fundação no sentido de apoiar a estrutura num material com melhores características de resistência.

No entanto as amostras rochosas recolhidas e analisadas no decurso das campanhas de prospeção evidenciam valores de índice de resistência à carga pontual que variam de

0,61MPa a 2,61Mpa, podendo ser classificados como de baixa a média resistência. Estes valores refletem o grau de alteração do material rochoso. Quanto à porosidade, as amostras analisadas apresentam valores que variam entre 7,5%, caso da amostra NI Cjto 3-2, e 19,7% caso da amostra NI Cjto 2-1.

Os valores encontrados, para a velocidade de propagação das ondas P, variam entre um mínimo de aproximadamente 3000m/s, para amostras que apresentam índice de resistência à carga pontual inferior a 1,5MPa e um máximo de 5600m/s. Verifica-se que existe uma relação diretamente proporcional entre as duas variáveis anteriormente referidas.

Em geral, constatou-se que as amostras com maior índice de resistência à carga pontual apresentam maiores valores de velocidade de propagação das ondas P e porosidades que não ultrapassam os 11%. As amostras que apresentam menor índice de resistência à carga pontual sofrem algumas variações que se afastam deste padrão. Exemplo disso é o caso da amostra da sondagem S₅₂, recolhida aos 6m, que apresenta um índice de resistência à carga pontual de 1,22MPa e a sua porosidade toma o valor de 11%, enquanto a amostra obtida da sondagem S₄₁, aos 9m, tem um índice de resistência à carga pontual de 1,41MPa e uma porosidade que alcança os 17%. Desta forma não é possível estabelecer uma relação linear entre a porosidade e a resistência do material rochoso.

Na escolha da estrutura de contenção consideram-se vários fatores e dentro das soluções possíveis, recorreu-se à que se revelou mais vantajosa numa análise de custo-benefício. A escolha do tipo de contenção é um processo complexo onde são ponderados fatores estruturais, geotécnicos e económicos.

A solução de construção adotada é considerada apropriada tendo em consideração as exigências colocadas na sua implementação. A estrutura construída exigiu que as cotas de fundação fossem rebaixadas de modo a atingir numa maior extensão o substrato rochoso, e que não fossem aplicadas tensões em torno da área adjacente à sondagem S₃ e que se implementasse um sistema de drenagem profundo nesse mesmo local. Para além da fundação ter de suportar as tensões provocadas pelo peso do material de aterro, a própria estrutura de suporte incrementa as tensões aplicadas na fundação.

A adoção de outro tipo de estruturas como as paredes moldadas não foi considerada como viável no que concerne aos custos. Esta técnica pode requerer o uso a lamas tixotrópicas fazendo aumentar consideravelmente os custos. A carsificação seria uma possível fonte de perdas das lamas, dificultando ou mesmo impossibilitando a sua utilização. Para além das condicionantes económicas desta alternativa, o local estudado apresenta limitações de espaço para a movimentação das máquinas.

Capítulo 10 – Considerações finais

Em relação à implementação de cortinas de estacas teria de ser efetuado um estudo completo de modo a definir o tipo de cortina a instalar no local. As cortinas espaçadas ou contíguas sem recorrer a tubo moldador são de baixo custo mas se for necessário recorrer às lamas bentoníticas mais uma vez os gastos são consideravelmente mais elevados. As cortinas de estacas-pranchas não são uma solução viável porque a cravação não é possível em zonas de ocorrência de blocos de rocha, para além de constituírem um processo dispendioso.

Para finalizar, analisando as vantagens e desvantagens do processo construtivo e tendo em atenção o estudo geotécnico efetuado, conclui-se que a decisão de construção da estrutura de suporte de terras foi adequada. Já o mesmo não se pode afirmar no que diz respeito a determinadas fases da sua implementação.

Bibliografia

- BRANCO, F.C. (2009/2010) – *Terraplenagens e tratamento de terrenos*. DCT, Universidade de Coimbra.
- 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.
- DAS, B. M. (2007) – *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*, Tradução da 6ª edição norte-americana. Thomson Learning.
- FERNANDES, M. (1983) – *Estruturas Flexíveis Para Suporte de Terras*. Novos Métodos De Dimensionamento. Lisboa. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil – Universidade do Porto.
- FERNANDES, M. (1994) – *Mecânica dos Solos* – In Fernandes, Manuel, *Mecânica dos Solos*, FEUP, vol.1.
- FURTADO, R. (1988) – *Impulsos de terras; Muros de suporte*. Departamento de Engenharia Civil, FCTUC.
- HUDSON, J. A. & ULUSAY, R. (2007) – *The Complete ISRM Suggested Methods For Rock Characterization, Testing and Monitoring : 1974 – 2006*, 1ª ed., Commission on Testing Methods, International Society of Rock Mechanics.
- 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 Geotechnical Engineers*, 1ª ed. ilustrada, USA, CRC/Taylor & Francis, The Jossey – Bass Social & Behavioral Science Series.
- IAEG (1979) – “*Classification of rocks and soils for engineering geological mapping*”. Part 1 – rock and soil materials. Bulletin of the International Association Engineering Geology, 19, pp. 364 – 371.
- MASSAD, F. (2003) – *Obras de Terra*. Curso básico de geotecnia, 1ª ed., Oficina de Textos, São Paulo.
- MOORE, M. D. & JR, REYNOLDS, C. R. (1989) – *X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*, 2ª ed., USA, Oxford University Press.
- MOREIRA, C. – *Dimensionamento de muros de suporte*.
- NORMAS
- E 240 – 1970 – Classificação para fins rodoviários*
- NP EN 932_2*
- NP EN 933-9*
- LNEC E 197 – 1967*

Bibliografia

NF P 98-736 – 1992

NF P 11 – 300 – *Classificação francesa*

LNEC E 195 – 1966

NP 143

ORTIGÃO, J. A. R. (2007) – *Introdução à Mecânica Dos Solos Dos Estados Críticos*, 3ª edição.

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).*

QUINTA FERREIRA (2011) - “APCC – Associação de Paralisia cerebral de Coimbra, Muro de Suporte – Lar Integrado da APCC, Estudo Geológico – Geotécnico.

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.

RUMMEL, F. & HEERDEN, W. L. (1978) – *Suggested Methods for Determining Sound Velocity*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol.15 No.2, pp. 53-58.

SERVIÇO CARTOGRÁFICO DO EXÉRCITO (1984) – Carta Militar de Portugal [material cartográfico] : folha 230 : Coimbra / Serviço Cartográfico do Exército. 2ª ed. (escala 1:25000).

SOARES, A. F., FONSECA MARQUES, J. & 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. F. (1990) – Apontamentos sobre a geologia de Coimbra. Lisboa: Secção Geologia Econ. Aplicada, Univ. Lisboa.

SOUSA & CORREIA (2010) – “APCC – Associação de Paralisia Cerebral de Coimbra, Procedimento Nº 1/LI/ADJ/2009 – Lar da APCC, Estudo Geológico Geotécnico, Proc.:51609”.

TEIXEIRA, C. (1981) – *Geologia de Portugal: Precâmbrico, paleozoico*. vol.1. Lisboa. Fundação Calouste Gulbenkian.

VALLEJO, L. (2002) – *Ingeniería Geológica*, Madrid, Prentice Hall.

VELHO, J. & GOMES, C. (1997) – *A aplicação de ultrassons na caracterização de corpos rochosos: o caso de quartzitos*, Aveiro, Universidade de Aveiro, vol. 2, Fasc. 1 e 2.

VERTEMATTI, J. (2004) – *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, 1ª ed., Edgard Blucher, São Paulo.

Aguiar, M.; Martins, J. (2005). “Estruturas – Contenção lateral de solos”. Universidade Fernando Pessoa. Maio 2012.
<<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Contencao%20Lateral%20de%20Terras.pdf>>

Almeida, G. (2012). “Caracterização física e classificação dos solos”. Universidade Federal de Juiz de Fora. Agosto 2012.
<http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/rosane/downloads/material%20de%20apoio/APOSTILA_SOLOS.pdf>

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

- Barros, P. (2012). Maccaferri. Jan. 2012.
<http://www.maccaferri.com.br/download/mt_obras_contenc.pdf?PHPSESSID=9453e81kkm di71a5b5q8qmv0u7>
- Branco, F.C. (1996). “A importância do ensaio de adsorção de azul de metileno no controlo da qualidade dos agregados”. Associação Portuguesa de Fabricantes de Misturas Betuminosas. Maio 2012.
<<http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=7&ved=0CGUQFjAG&url=http%3A%2F%2Fgeomuseu.ist.utl.pt%2FBIMineral%2FBibliografia%2520Mineral%2520BI%2FMinerais%2520Industriais%2FAgregados%2Ftextos%2520e%2520fotos%2520Agregados%2FEnsaio%2520de%2520Azul%2520de%2520Metileno.doc&ei=IUXaT4qtOey10QXbtKShAg&usq=AFQjCNHkZz56FrFb-ifaw14YcFgiSWV0DA&sig2=epQBoGCYQcAZWn0OslcCiQ>>
- Cravinho, A. (2012). Instituto Superior Técnico. Jun. 2012.
<<http://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=8&ved=0CE4QFjAH&url=http%3A%2F%2Fwww.forma-te.com%2Fmediateca%2Fdownload-document%2F10551-muros-de-berlim-e-de-munIQUE.html&ei=nyP-TuWjDYjS8QOojp2pAQ&usq=AFQjCNFGKJRlweSQkp-IXSpYdRCaXTR13g&sig2=ZUIEzh0JFfHCOvY9SARXlq>>
- Dias, J. A. (2004). Abril 2012. <http://w3.ualg.pt/~jdias/JAD/ebooks/Sedim/SedimB_AG.pdf>
- Duarte, R. (2006). Instituto Politécnico de Leiria – Escola Superior de Tecnologia e Gestão. Maio 2012. <http://www.estg.ipleiria.pt/files/284197_TF-Estruturas%20de%20contencao%20flexiveis_060_45e59cb3a4aa1.pdf>
- Geologia do Baixo Mondego. (2012). Fossil.uc.pt. Jan.2012.
<<http://fossil.uc.pt/pags/geolestratbm.dwt>>
- Gomes, R. (2012). Maio 2012.
<<http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula9PPT.pdf>>
- Greco, J. (2012). “Materiais para pavimentação. Solos – Conceito e ensaios da mecânica dos solos para fins rodoviários”. Jul. 2012.
<<http://etg.ufmg.br/~jisela/pagina/Notas%20de%20aula%20solos.pdf>>
- Guerra, N.; Fernandes, M.; Cardoso, A.; Correia, A. (2012). “Cortinas de Contenção tipo Berlim – Análise e Comportamento”. Engenharia Civil na net. Abril 2012.
<http://www.engenhariacivil.com/cat/geotecnia-e-fundacoes_documentacao>
- Henriques, C. (2010). “Análise de regressão linear simples e múltipla”. Agosto 2012.
<<http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/psarabando/Ambiente%202010-2011/Slides/Regressaoalunos.pdf>>
- Henriques, P. (2009). “Avaliação do tijolo modular de solo – cimento como material na construção civil” Abril 2012. <<http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10003721.pdf>>
- Lança, P. (2012). “Processos de construção. Contenções Periféricas”. Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja. Maio 2012. <http://www.estig.ipbeja.pt/~pdl/Sub-paginas/ProcesConst_apoio_ficheiros/aulas/PC_Cap4_Contencao%20Solos_web_1_40.pdf>
- Lopes, Sandra. Instituto Superior Técnico. Jun. 2012. <<http://www.civil.ist.utl.pt/~joaof/te-corr/15%20Cortinas%20de%20estacas%20moldadas%20-%20JRC.pdf>>
- Marques, F. (2005). Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências de Lisboa. Jun. 2012.
<<http://geologia.fc.ul.pt/Aulas/IntMecRochas/teoricas/IntMecRochas2006T6.pdf>>
- Martínez, M. (2012). Instituto Superior Técnico. Jul. 2012.
<<http://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=12&ved=0CDUQFjABOAo&url=http%3A%2F%2Fwww.forma-te.com%2Fmediateca%2Fdownload->

Bibliografia

document%2F10542-cortinas-de-estacas-prancha.html&ei=xr-TvPIBITZ8AOxh7zWAQ&usq=AFQjCNGd02ttrW99iQFUI2QeM43ZKBSZPw&sig2=4TLGdIOFgWNxVxDJigBW0w

- Martins, J. (2002) "Fundações". 3ªed. Universidade do Minho. Jun. 2012.
<<http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/7743/1/Fundacoes.pdf>>
- Meireles, A.; Martins, J. (2006). "Fundações e contenção lateral de solos. Execução de cortinas de estacas". Universidade Fernando Pessoa. Jun. 2012.
<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Cortinas%20de%20Estacas_web.pdf>
- Miranda, T. (2003). "Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos". Universidade do Minho. Jun. 2012.
<http://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=18&ved=0CEwQFjAHOAo&url=http%3A%2F%2Frepositorium.sdum.uminho.pt%2Fbitstream%2F1822%2F732%2F1%2FTese_mestrado_Tiago_Miranda.pdf&ei=3WkET6aUOIXZsgaQINj6Dw&usq=AFQjCNGYtUEe2-RE9dAfcq0x9LQc-lr9A&sig2=JZpcPRFQOod6hiHAzqWZkA>
- Pereira, H.; Martins, J. (2011). "Execução de Estruturas de Betão". Universidade Fernando Pessoa. Jun. 2012
<<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Materiais/MCI%20%20Execucao%20de%20Estruturas%20de%20Betao.pdf>>
- Pestana, R. (2008). "Contribuição para o estudo do comportamento mecânico de resíduos de construção e demolição aplicados em estradas de baixo tráfego". Instituto Superior Técnico. Maio 2012. <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/232011/1/Pestana_2008.pdf>
- Reis, D. (2010). "Sistemas de impermeabilização de caves: aplicação a dois casos de estudo". Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Jun. 2012.
<<http://www.google.pt/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=13&ved=0CFMQFjACOAo&url=http%3A%2F%2Frepositorio.ipl.pt%2Fbitstream%2F10400.21%2F427%2F1%2FTFM%2520-%2520Sistemas%2520de%2520Impermeabiliza%25C3%25A7%25C3%25A3o%2520de%2520caves%2520-%2520aplica%25C3%25A7%25C3%25A3o%2520a%2520dois%2520casos%2520de%2520estudo.pdf&ei=nHfvT6GUJrGZ0QXisPiLDg&usq=AFQjCNEhDj1EOSdjAeekYr6Tghe15U4ve w&sig2=S3lcEWHAYUKD5XOF0V5Jr>>
- Santos, L.; Fortuna, J. (2005) "Modelo de exigências para uso urbano do solo. Critérios urbanísticos e riscos naturais – um exemplo em Coimbra". Abril 2012.
<<http://www1.ci.uc.pt/nicif/riscos/downloads/t12/modelo%20de%20ocupacao%20e%20uso%20para%20o%20solo%20urbano.pdf>>
- Santos, J. (2008). "Obras Geotécnicas. Compactação". Instituto Superior Técnico. Maio 2012.
<http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_T.pdf>
- Santos, J. (2011). "Análise do comportamento de paredes tipo Berlim definitivo". Instituto Superior Técnico. Abril 2012.
<<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/1050552/1/Tese%20Joao%20Nuno%20Santos.pdf>>
- Sousa, R.; Teixeira, R.; Guerra, J. (2006) "Estruturas – Dimensionamento e execução de paredes moldadas". Universidade Fernando Pessoa. Abril 2012.
<<http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Paredes%20Moldadas.pdf>>
- 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>>

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

“Localização dos perfis geológicos”. Imagem da internet. Google Earth. Maio 2012.

Geofund, Fundações especiais (2012). “Metodologia executiva de paredes de diafragma”. Imagem da internet. Jan. 2012. <<http://www.geofund.com.br/paredesdiafragma.html>>.

Geofund, Fundações especiais (2012). “Metodologia executiva de uma estaca”. Imagem da internet. Jan. 2012. <<http://www.geofund.com.br/estacasescavadas.html>>. Gomes, R.(2012). “Muro de gravidade; Muro em consola; Muro de contrafortes”. Imagem da internet. Maio 2012.<<http://www.scribd.com/doc/88565940/Importante>>.

Lança, P. (2012). “Processos de construção; Contenções periféricas”. Imagem da internet. Jan. 2012. <<http://construironline.dashofer.pt/?s=modulos&v=capitulo&c=387>>

Anexos

ANEXOS

ANEXO I – Resultados obtidos no decurso da campanha de prospeção efetuada pelo IPNLabGeo, 2011.

Disposição das unidades geológicas em profundidade segundo o IPNLabGeo				
S1	S2	S3	S4	S5
0,5m de argila de cor castanha mais no topo e de cor bege amarelada.	1m de argila de cor bege passando a calcário dolomítico bege amarelado.	1,5m de argila com impregnações carbonatadas e alguns restos de madeira, de cor castanha avermelhada.	2m de argila com zonas de calcário decomposto de cor bege.	1,5m de argila com contaminação orgânica, de cor castanha avermelhada.
≥0,5m e <4m – Calcário de cor bege amarelada, por vezes com estilólitos e dolomíticos.	≥1m e <2,5m calcário bege amarelado com zonas de preenchimento argiloso, de cor acastanhada.	≥1,5m e <2,5m argila carbonatada com restos vegetais e raízes, com cascalho quartzoso, de cor castanha amarelada e avermelhada.	≥2m e <3,25m calcário decomposto de cor bege.	≥1,5m e <2,5m –Argila carbonatada, de cor acastanhada passando a cinzenta.
≥4m e ≤5m –Calcário de cor bege amarela passando a marga calcária cinzenta.	≥2,5m e <4m calcário de cor bege amarelada.	≥2,5m e <3,25 –Argila com impregnações e nódulos negros, com fragmentos calcários de cor acastanhada.	≥3,25m e <4m fragmentos de calcário dolomítico bege com argila siltosa calcária, de cor bege acastanhada	≥2,5m e <4m –Argila siltosa carbonatada, de cor acinzentada e avermelhada.
	≥4m e <5,5m –Marga de cor bege e acinzentada.	≥3,25m e <4,5 –Argila calcária de cor bege com bloco calcário.	≥4m e <4,5-Marga argilosa de cor bege e acinzentada.	≥4m e <5,25m –Argila siltosa carbonatada, de cor cinzenta, com níveis de silte, de cor amarelada, com fragmento calcário
	≥5,5m e <6m –Argila passando a calcário, de cor bege amarelada.	≥4,5m e <8m –Seixos e cascalheira em matriz argilosa por vezes com impregnações negras e alguma fração arenosa, de cor vermelha.	≥4,5m e <6m –Argila siltosa de cor bege e acastanhada com fragmentos calcários.	≥5,25m e ≤9m calcário de cor bege com estilólitos.
	≥6m e ≤7m calcário bege amarelado passando a marga calcária cinzenta.	≥8m e <11m –Argila de cor vermelha, por vezes com alguma fração arenosa, com impregnações negras, com algum seixo e cascalho.	≥6m e <7,5 calcário de cor bege passando a zona de preenchimento argiloso, carbonatado, de cor acastanhada, com seixos.	
		≥11m e <12m –Argila arenosa de cor vermelha com seixos e cascalheira.	≥7,5m e <9m calcário bege com preenchimento argiloso de cor acastanhada.	
		≥12m e <14,5m –Seixos e cascalheira.	≥9m e <10,5 intercalações de calcário com solo argilo-siltoso carbonatado de cor acinzentada, acastanhada e amarelada.	
		≥14,5m e <15,5m –Areia siltosa, média a fina, de cor avermelhada.	≥10,5m e <13,5m –Argila, por vezes siltosa, carbonatada, de cor castanha, acinzentada e bege amarelada.	
		≥15,5m e <20m – Fragmentos rochosos, seixo e cascalheira em matriz de areias muito argilosas de cor vermelha.		
		≥20m e <24m – Fragmentos rochosos, seixo e cascalheira em matriz de areias muito argilosas de cor avermelhada e amarelada.		
		≥24m e ≤25,5m –Seixos e cascalheira em matriz areno-argilosa de cor acastanhada.		

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

ANEXO II – Resultados obtidos no decurso da campanha de prospeção efetuada pela *Geocontrole*, 2010.

Disposição das unidades geológicas em profundidade segundo a <i>Geocontrole</i>			
S1	S2	S3	S4
Aproximadamente 0,5m de solo orgânico.	2m de depósitos de aterro silto-argilosos, pedregosos, rijo, castanho. Com contaminação orgânica no topo.	2m de depósitos de aterro silto-argilosos, pedregosos, duros, castanhos. Com contaminação orgânica no topo.	2 m de depósitos de aterro silto-argilosos e pedregosos, mole, castanhos. Com contaminação orgânica no topo.
≥0,5m e <10,5m –Argila margosa, castanho avermelhada com laivos cinzentos.	≥2m e ≤18m – Silte argilo-margoso com pequenos fragmentos calco-margosos dispersos, castanho acinzentado.	≥2m e < 8m –Silte argilo-margoso com pequenos fragmentos calco-margosos dispersos, castanho acinzentado.	≥2m e <12m –Argila margosa, castanho acinzentada.
≥10,5m e <18,4m – Silte argilo-margoso com pequenos fragmentos calco- margosos dispersos, castanho acinzentado.		≥8m e <10,5m – Argila margosa, mole, castanha com laivos cinzentos.	≥12m e ≤19,7 –Silte argilo-margoso, com pequenos fragmentos calco-margosos, castanho acinzentado.
		≥10,5m e <16m –Silte argilo-margoso com pequenos fragmentos calco-margosos dispersos, castanho acinzentado.	
		≥16m e ≤18,27 -Marga argilosa, rija, cinza escura.	

Anexos

ANEXO III – Análise granulométrica.

Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Amostra #1				Amostra #2			
	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada
76,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
50,8	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,4	44,40	0,54	0,54	99,46	0,00	0,00	0,00	100,00
19	97,70	1,20	1,74	98,26	0,00	0,00	0,00	100,00
9,51	156,50	1,92	3,66	96,34	3,60	0,06	0,06	99,94
4,76	343,30	4,20	7,86	92,14	34,50	0,59	0,65	99,35
2	1610,70	19,72	27,58	72,42	609,40	10,44	11,09	88,91
0,841	17,10	12,34	39,92	60,08	3,30	2,93	14,03	85,97
0,42	8,20	5,92	45,83	54,17	2,30	2,05	16,07	83,93
0,25	5,40	3,90	49,73	50,27	2,40	2,13	18,20	81,80
0,105	4,50	3,25	52,98	47,02	3,00	2,67	20,87	79,13
0,074	2,80	2,02	55,00	45,00	1,80	1,60	22,47	77,53
P	62,20				87,2			

$\Sigma = 38g (m_2)$
 $\Sigma = 12,8g (m_2)$

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

ANEXO IV – Análise granulométrica.

Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Amostra #3				Amostra #4			
	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada
76,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
50,8	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,4	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,51	1,18	0,03	0,03	99,97	1,60	0,13	0,13	99,87
4,76	10,16	0,25	0,28	99,72	7,90	0,66	0,80	99,20
2	17,79	0,44	0,72	99,28	90,80	7,62	8,41	91,59
0,841	35,52	0,88	1,59	98,41	7,30	6,59	15,01	84,99
0,42	25,24	0,62	2,22	97,78	2,60	2,35	17,35	82,65
0,25	24,43	0,60	2,82	97,18	5,40	4,88	22,23	77,77
0,105	39,65	0,98	3,80	96,20	5,90	5,33	27,56	72,44
0,074	33,23	0,82	4,62	95,38	4,00	3,61	31,17	68,83
P	3868,1				76,2			

$\rightarrow \Sigma = 187,2g (m_2)$
 $\Sigma = 25,2g (m_2)$

Anexos

ANEXO V – Análise granulométrica.

Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Amostra #5				Amostra #6			
	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada
76,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
50,8	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,1	0,00	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,4	37,41	0,52	0,52	99,48	52,36	2,59	2,59	97,41
19	0,00	0,00	0,52	99,48	28,30	1,40	4,00	96,00
9,51	64,78	0,89	1,41	98,59	99,06	4,91	8,90	91,10
4,76	227,31	3,13	4,54	95,46	70,23	3,48	12,38	87,62
2	665,57	9,18	13,72	86,28	52,64	2,61	14,99	85,01
0,841	986,23	13,60	27,32	72,68	39,06	1,93	16,92	83,08
0,42	497,12	6,85	34,18	65,82	20,29	1,00	17,93	82,07
0,25	454,59	6,27	40,44	59,56	18,76	0,93	18,86	81,14
0,105	568,76	7,84	48,29	51,71	37,58	1,86	20,72	79,28
0,074	298,48	4,12	52,40	47,60	42,61	2,11	22,83	77,17
P	3451,75				1558,11			

$\rightarrow \Sigma = 3800,25g (m_2)$
 $\rightarrow \Sigma = 460,89g (m_2)$

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

ANEXO VI – Análise granulométrica.

Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Amostra Aterro			
	Massa retida (Mi) (g)	% material Retido em cada peneiro	% retida acumulada	% passada acumulada
76,1	0,00	0,00	0,00	100,00
50,8	209,36	4,34	4,34	95,66
38,1	0,00	0,00	4,34	95,66
25,4	125,98	2,61	6,94	93,06
19	169,75	3,52	10,46	89,54
9,51	143,83	2,98	13,44	86,56
4,76	288,94	5,98	19,42	80,58
2	393,42	8,15	27,57	72,43
0,841	323,12	6,69	34,26	65,74
0,42	133,23	2,76	37,02	62,98
0,25	98,83	2,05	39,06	60,94
0,105	117,67	2,44	41,50	58,50
0,074	86,68	1,79	43,29	56,71
P	2738,49			

→ $\Sigma = 2090,81g (m_2)$

Anexos

ANEXO VII – Resultados do ensaio do limite de liquidez para a amostra #1 e #2.

	Amostra #1				Amostra #2			
	prov 1	prov2	prov3	prov 4	prov 1	prov 2	prov 3	prov 4
Tara(g)	13,93	13,69	13,78	13,77	13,50	14,00	13,80	22,00
Tara+solo húmido(g)	23,72	35,38	36,28	36,00	23,10	25,00	27,20	39,40
Solo húmido(g)	9,79	21,69	22,50	22,23	9,60	11,00	13,40	17,40
Solo seco+tara(g)	21,36	29,88	30,44	30,14	19,90	21,30	22,40	33,10
Solo seco(g)	7,43	16,19	16,66	16,37	6,40	7,30	8,60	11,10
Teor em água (%)	24,11	25,36	25,96	26,36	50,00	50,68	55,81	56,76
N pancadas	36	29	18	15	34	28	23	18

ANEXO VIII – Resultados do ensaio de limite de liquidez para a amostra #3 e #6.

	Amostra #3				Amostra #6			
	prov1	prov2	prov 3	prov 4	prov 1	prov 2	prov 3	prov 4
Tara(g)	22,00	22,08	22,07	22,15	13,70	13,90	13,77	13,80
Tara+solo húmido(g)	33,45	37,88	34,03	37,56	24,03	25,37	26,49	29,28
Solo húmido(g)	11,45	15,80	11,96	15,41	10,33	11,47	12,72	15,48
Solo seco+tara(g)	29,80	32,66	30,06	32,40	21,97	23,03	23,83	25,95
Solo seco(g)	7,80	10,58	7,99	10,25	8,27	9,13	10,06	12,15
Teor em água (%)	31,88	33,04	33,19	33,48	19,94	20,40	20,91	21,51
N pancadas	30	26	23	20	30	26	23	20

ANEXO IX – Resultado do ensaio de limite de liquidez para a amostra Aterro.

	Amostra Aterro			
	provetete 1	provetete 2	provetete 3	provetete 4
Tara(g)	22,04	22,21	22,1	22,04
Tara+solo húmido(g)	31,61	31,33	30,71	34,01
Solo húmido(g)	9,57	9,12	8,61	11,97
Solo seco+tara(g)	29,63	29,43	28,81	31,38
Solo seco(g)	7,59	7,22	6,71	9,34
Teor em água (%)	0,21	0,21	0,22	0,22
N pancadas	35	29	18	15

ANEXO X – Resultado do ensaio de limite de plasticidade para a amostra Aterro.

	Amostra Aterro			
	provetete 1	provetete 2	provetete 3	provetete 4
Tara(g)	13,77	13,69	13,95	13,48
Tara+rolinho(g)	17,65	18,66	17,95	17,08
Tara+rolinho seco(g)	17,03	17,86	17,35	16,56
Peso húmido(g)	3,88	4,97	4,00	3,60
Peso seco(g)	3,26	4,17	3,40	3,08
Teor em água(%)	15,98	16,10	15,00	14,44
Limite plasticidade	15			

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

ANEXO XI – Resultado do ensaio de limite de plasticidade para a amostra #1 e #2 respetivamente.

	Amostra #1				Amostra #2			
	prov1	prov 2	prov 3	prov 4	prov 1	prov 2	prov 3	prov 4
Tara(g)	21,99	22,05	22,07	22,04	22,2	22	22,5	13,9
Tara+rolinho(g)	27,64	27,7	27,25	27,05	29,3	26,9	28,4	19,4
Tara+rolinho seco(g)	26,7	26,75	26,46	26,18	27,7	25,7	27,1	18,1
Peso húmido(g)	5,65	5,65	5,18	5,01	7,1	4,9	5,9	5,5
Peso seco(g)	4,71	4,7	4,39	4,14	5,5	3,7	4,6	4,2
Teor em água(%)	16,64	16,81	15,25	17,37	29,09	32,43	28,26	30,95
Limite plasticidade	17				30			

ANEXO XII – Resultado do ensaio de limite de plasticidade para a amostra #1 e #2 respetivamente.

	Amostra #3				Amostra #6			
	prov 1	prov 2	prov 3	prov 4	prov 1	prov 2	prov 3	prov 4
Tara(g)	13,47	13,75	13,68	13,91	14,01	13,5	22,21	21,98
Tara+rolinho(g)	19,61	19,52	20,29	18,92	19,45	18,32	26,27	26,36
Tara+rolinho seco(g)	18,37	18,38	18,95	17,85	18,52	17,45	25,6	25,65
Peso húmido(g)	6,14	5,77	6,61	5,01	5,44	4,82	4,06	4,38
Peso seco(g)	4,90	4,63	5,27	3,94	4,51	3,95	3,39	3,67
Teor em água(%)	6,32	5,84	6,60	5,66	4,78	4,75	2,55	2,69
Limite plasticidade	6				4			

ANEXO XIII – Determinação do teor em humidade das várias amostras de solo para proceder ao ensaio do azul de metileno.

Amostra #1 $m_h=61,18g$		Amostra #2 $m_h=59,30g$	
Tara (g)	100,98	Tara(g)	104,93
Tara+solo (g)	205,79	Tara+solo(g)	205,85
Tara+solo seco (g)	205,26	Tara+solo seco(g)	204,57
solo hum (g)	104,81	solo hum (g)	100,92
solo seco (g)	104,28	solo seco (g)	99,64
Teor humidade(%)	0,51	Teor humidade(%)	1,27

Amostra#3 $m_h=58,72g$		Amostra #4 $m_h=61,21g$	
Tara (g)	113,1	Tara(g)	102,36
Tara+solo (g)	213,33	Tara+solo(g)	202,97
Tara+solo seco (g)	211,72	Tara+solo seco(g)	202,67
solo hum (g)	100,23	solo hum (g)	100,61
solo seco (g)	98,62	solo seco (g)	100,31
Teor humidade (%)	1,61	Teor humidade(%)	0,298

Anexos

Amostra #5 $m_h=60,38g$		Amostra #6 $m_h=62,79g$		Amostra Aterro $m_h=112,8g$	
Tara (g)	101,80	Tara(g)	102,40	Tara(g)	101,73
Tara+solo (g)	162,18	Tara+solo(g)	165,19	Tara+solo(g)	211,73
Tara+solo seco (g)	161,47	Tara+solo seco(g)	164,90	Tara+solo seco(g)	211,12
solo hum (g)	60,38	solo hum (g)	62,79	solo hum (g)	110,0
solo seco (g)	59,67	solo seco (g)	62,50	solo seco (g)	109,39
Teor humidade (%)	1,18	Teor humidade(%)	0,46	Teor humidade(%)	0,55

Caracterização geotécnica de um terreno carsificado em Coimbra

ANEXO XIV – Perfis fotográficos relativos aos taludes do alinhamento da estrutura de suporte.

