



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Modulação dos parâmetros físicos elementares de diversos solos com vista à determinação da sua compactação

Ana Sofia Antunes Carvalheira



2019

(página propositadamente em branco)



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Modulação dos parâmetros físicos elementares de diversos solos com vista à determinação da sua compactação

Ana Sofia Antunes Carvalheira

1130092

*Projeto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Doutor José Augusto Fernandes, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*

(página propositadamente em branco)

Júri

Presidente

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva
Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes
Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor José António Ganiho Lopes Velho
Professor Associado com Agregação, Universidade de Aveiro

*A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi apresentada e defendida em prova pública, pela Licenciada **Ana Sofia Antunes Carvalho**, no Auditório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Geotécnica (ISEP) em 28 de novembro de 2019 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de **17 (dezassete) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.*

Dedico esta dissertação às pessoas que sempre acreditaram em mim...

(página propositadamente em branco)

Agradecimentos

Seguem-se algumas palavras sentidas de agradecimento às seguintes pessoas e instituições:

Ao professor e, numa fase final do meu percurso académico, orientador Doutor Engenheiro José Augusto Fernandes (DEG|ISEP), pelo apoio, pela orientação e ensinamentos que me passou ao longo deste enorme desafio e corrida contra o tempo. Obrigada por acreditar.

À empresa GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda., na pessoa do Senhor Engenheiro António Castro Tavares, meu orientador de estágio, devo agradecer a confiança que depositou em mim, pelo incentivo e cooperação que sempre prestou nesta dissertação, e pela amabilidade da cedência dos dados que permitiram a elaboração da mesma. Aos colegas de trabalho dos departamentos por onde passei, pela orientação, conhecimento partilhado e pronta ajuda que nunca me negaram.

À minha família, porque sem eles tudo isto seria uma miragem. Hoje trabalho com afinco com o principal objetivo de um dia conseguir retribuir todo o esforço por vós depositado no meu percurso. Realço a minha irmã Inês, pelo incentivo nos momentos menos bons e paciência demonstrada.

À minha amiga e colega de curso Engenheira Sara Duarte, pelo apoio incondicional do primeiro ao último minuto, pela palavra amiga, incentivo e honesto sentido crítico ao meu trabalho, que tanto admiro, mas sobretudo, por acreditar mais do que eu própria na conclusão do mesmo. Obrigada por me orientares e não me permitires virar as costas quando o ponderei por me deparar com outras prioridades a nível profissional.

Aos meus amigos e às pessoas que se cruzaram comigo ao longo do meu percurso académico, desde a Licenciatura e Mestrado em Engenharia Geotécnica, até à associação de estudantes do ISEP, um obrigada por me marcarem de uma forma ou de outra e me ajudarem a crescer enquanto Ser Humano.

Por último, um já saudosos obrigada ao Departamento de Engenharia Geotécnica, docentes e pessoal não docente pela disponibilidade e ajuda prestada. Um agradecimento especial à Doutora Liliana Freitas (LABCARGA|ISEP) por embarcar na minha loucura inicial, relacionada com esta dissertação, que se relevou de impossível resolução, porém não pela falta de apoio e confiança da sua parte, atitude que não esquecerei. Deixo-vos votos da continuação de um trabalho incansável no acrescento de valor e prestígio ao curso que nos une.

Aos imprescindíveis o meu muito obrigado!

(página propositadamente em branco)

Palavras-chave

Mecânica dos Solos; Classificações de Solos; Ensaios Laboratoriais; Compactação; Análise de Componentes Principais

Resumo

Atualmente, no domínio da Engenharia civil e geotécnica, os trabalhos de terraplenagens tornaram-se tema incontornável, bem como, por consequência, o seu controlo de qualidade imprescindível. Conceitos associados à ânsia e necessidade em busca da aquisição de resultados céleres, que permitam a conclusão de projetos no menor período possível, conduzem à procura de alternativas simplificadas, porém teoricamente fundamentadas. Como tal, a presente dissertação tem como propósito estudar as propriedades físicas elementares dos solos, assim como estas se influenciam entre si e aos parâmetros de compactação. O propósito do conhecimento destes parâmetros é a correta construção de novos aterros através da aplicação em camadas de materiais adequados. Assim, com o principal objetivo de fornecer uma alternativa viável e célere para a obtenção dos parâmetros da compactação (baridade máxima teórica e o teor em água ótimo), foram analisados os mais variados tipos dos solos. Para tal, foram levados à cabo, ao longo do período de estágio, centenas de ensaios laboratoriais, nomeadamente de identificação e compactação pesada, correntemente designado como *proctor*. Sendo os resultados obtidos alvo de análise estatística, mais concretamente análise de regressão e análise dos componentes principais (ACP), através da aplicação do *software XLSTAT*. Por fim, foram efetuadas correlações entre as propriedades elementares dos solos e os parâmetros da compactação, avaliando assim quais as mais fortes e fiáveis, por forma a concretizar os objetivos expostos.

(página propositadamente em branco)

Keywords

Soil Mechanics; Soil Classification; Laboratory Tests; Compaction; Principal Component Analysis

Abstract

Nowadays, in Civil and Geotechnical Engineering areas, earthmoving works have become a subject impossible to dismiss, as well as its indispensable quality control, by consequence. Concepts related to the eagerness and necessity for fast results, which allow projects to be completed in the shortest possible time lead to the search for simplified but theoretically substantiated alternatives. Therefore, the present dissertation aims to study the basic physical properties of soils, also how they influence each other and the compaction parameters. The purpose of knowing these parameters is the correct construction of new landfills by applying layers of suitable materials. Thus, with the main goal of providing a viable and fast alternative for obtaining the compaction parameters (theoretical maximum barity and optimal water content), the most variety of soil types were analyzed. To this end, hundreds of laboratory tests were carried out over the internship period, including identification and heavy compaction, commonly referred to as proctor. Being the results obtained the target of statistical analysis, more specifically regression analysis and principal component analysis (PCA), using the XLSTAT software application. Finally, correlations were made between the elemental properties of the soils and the compaction parameters, thus evaluating which ones were the strongest and most reliable, in order to achieve the stated purposes.

(página propositadamente em branco)

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	3
1.1.	ENQUADRAMENTO GERAL	3
1.2.	OBJETIVOS	3
1.3.	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	5
1.4.	APRESENTAÇÃO DA EMPRESA GEOMA	6
2.	MECÂNICA DOS SOLOS	11
2.1.	A ORIGEM DOS SOLOS	11
2.2.	TIPOS DE SOLOS	14
2.3.	PROPRIEDADES FÍSICAS	19
2.3.1.	POROSIDADE	21
2.3.2.	ÍNDICE DE VAZIOS	22
2.3.2.1.	ÍNDICE DE COMPACIDADE	24
2.4.	ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO	25
2.4.1.	TEOR EM ÁGUA	26
2.4.2.	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	26
2.4.2.1.	CURVA GRANULOMÉTRICA	28
2.4.3.	LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU <i>ATTERBERG</i>	31
2.4.3.1.	LIMITE DE LIQUIDEZ	33
2.4.3.2.	LIMITE DE PLASTICIDADE	33
2.4.3.3.	ÍNDICE DE PLASTICIDADE	34
2.4.3.4.	ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA E LIQUIDEZ	35
2.4.3.5.	ATIVIDADE DAS ARGILAS	36
2.5.	CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS	37
2.5.1.	CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA DE SOLOS	38
2.5.2.	SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO AASHTO OU HBR	40
2.5.3.	CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS FRANCESA (LCPC/SETRA, 2000)	45

2.6.	COMPACTAÇÃO.....	57
2.6.1.	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	58
2.6.2.	COMPACTAÇÃO <i>IN SITU</i>	60
2.7.	PROPRIEDADES FÍSICAS DOS SOLOS <i>VERSUS</i> COMPACTAÇÃO	64
3.	METODOLOGIAS E TÉCNICAS.....	73
3.1.	AMOSTRAGEM.....	74
3.2.	PREPARAÇÃO DA AMOSTRA	75
3.3.	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	81
3.3.1.	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAÇÃO HÚMIDA	81
3.3.2.	LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU <i>ATTERBERG</i>	83
3.3.3.	COMPACTAÇÃO PESADA	86
4.	ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	93
4.1.	TRATAMENTO ESTATÍSTICO	93
4.1.1.	ANÁLISE DE REGRESSÃO.....	93
4.1.2.	ANÁLISE DE COMPONENTES PRINCIPAIS	98
4.2.	CORRELAÇÕES/COMPARAÇÕES.....	101
5.	CONCLUSÕES.....	125
5.1.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
6.	BIBLIOGRAFIA.....	131
7.	ANEXOS	137

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo I - Propriedades dos solos classificados pela ASTM após compactados (adaptado de Lambe & Whitman, 1979)

Anexo II - Influência do tipo de solo nas curvas granulométrica e de compactação (Fonte: GEOMA)

Anexo III - Boletins tipo dos ensaios de identificação, nomeadamente análise granulométrica por peneiração húmida, limites de consistência e ensaio de compactação (Fonte: GEOMA)

Anexo IV - Documento Excel – Dados e tratamento estatístico (Fonte: *Excel* e *XLSTAT*)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Objetivos a alcançar no decorrer desta dissertação.	4
Figura 2 - Organização da presente dissertação - palavras-chave definidas para cada capítulo.	6
Figura 3 - Principais áreas de especialização e atividades da GEOMA em Portugal.	7
Figura 4 - Esquema ilustrativo da formação de diferentes tipos de solos (Adaptado de: Vallejo L. & Ferrer M., 2002.).	13
Figura 5 – Esquema ilustrativo dos componentes físicas dos solos (Adaptado: Fernandes, 2012).	14
Figura 6 – Fotografias de dois minerais argilosos observados através de microscópio eletrónico de transmissão (Adaptado de: V. Coelho, Souza Santos, & Souza Santos, 2006).	15
Figura 7 - Síntese referente às características primordiais que distinguem os solos granulares dos solos finos (Adaptado de: Mitchell & Soga, 1930).	18
Figura 8 - Esquema ilustrativo das diferentes fases constituintes de um solo, bem como as suas propriedades físicas (Adaptado: Fernandes, 2012).	19
Figura 9 - Síntese das propriedades físicas constituintes de um solo natural (Fonte: Lambe & Whitman, 1979).	20
Figura 10 – Esquema representativo da interação entre a curva granulométrica e o índice de vazios natural respetivo (Adaptado de: Fernandes, 2012).	24
Figura 11 - Extrato de boletim de ensaio de análise granulométrica, efetuado sobre amostra remexida de solo natural (Adaptado de: GEOMA).	29
Figura 12 – Triângulo de <i>Feret</i> (Adaptado de: Fernandes, 2012 e GEOMA).	30
Figura 13 – Esquema alusivo às diferenças nos estados de comportamento dos solos, em função do seu volume e teor em água (Adaptado: Budhu, 1976).	32
Figura 14 - Sistemas de classificação de solos mais usado em problemas de engenharia.	37
Figura 15 – Ábaco responsável pela determinação do índice de grupo (Adaptado de: Liu & Evett, 1937).	43
Figura 16 – Ábacos pertencentes à classificação HBR, que permitem a definição do índice IG (Adaptado de: Correia, 2005).	45
Figura 17 -Objetivos e parâmetros na classificação Francesa LCPC/SETRA, 2000.	46
Figura 18 – Classificação de solos com dimensão: A) Inferior ou igual a 50 mm; B) Superior a 50 mm.	47
Figura 19 – Representação esquemática de uma curva de compactação típica, proveniente do ensaio de compactação e da curva de saturação (Adaptado de: Santos, 2008).	59
Figura 20 - Zonas constituintes de um aterro e suas funções (Fonte: Estradas de Portugal, S.A., 2009).	61

Figura 21 - Tipos e características de solos passíveis de serem aplicados nas diferentes zonas do aterro (Fonte: Estradas de Portugal, S.A., 2009).....	61
Figura 22 - Gamadensímetro (troxler) e a sua caixa revestida.	64
Figura 23 – Ensaio de carga em placa, com a placa de 300mm (fotografia da esquerda) e de 600mm (fotografia da direita), equipamento necessário e dispositivos/equipamentos de reação (compactador e camião).	64
Figura 24 - Curvas de compactação esquemáticas de diversos tipos de solo (Adaptado de: Pinto, 2011).	65
Figura 25 - Esquema ilustrativo referente às metodologias e técnicas utilizadas na dissertação...	73
Figura 26 - Diferentes técnicas de amostragem.	75
Figura 27 - Esquema ilustrativo da preparação das amostras, para os ensaios da análise granulométrica por peneiração húmida, limites de consistência e compactação de solos.	79
Figura 28 - Esquema ilustrativo da técnica de execução da análise granulométrica por peneiração húmida.	82
Figura 29 - Cálculo dos resultados provenientes da análise granulométrica e exemplo de uma curva granulométrica.....	83
Figura 30 - Esquema ilustrativo da técnica de execução dos limites de consistência.	85
Figura 31 - Obtenção dos limites de liquidez e plasticidade, exemplo deste ensaio.....	86
Figura 32 - Esquema ilustrativo da técnica de execução do ensaio de compactação pesada, em molde grande ou pequeno.....	88
Figura 33 – Obtenção de resultados no ensaio de compactação e exemplo curva referente à baridade seca e teor em água de um solo natural.....	89
Figura 34 – Gráficos de dispersão relativos à análise de regressão linear simples.....	95
Figura 35 – Correlação entre os parâmetros do ensaio de compactação, A) sobre todas as amostras, B) sobre as amostras com comportamento plástico e C) sobre as amostras de plasticidade nula.	97
Figura 36 - Variáveis tidas em conta no tratamento estatístico.	99
Figura 37 – <i>Scree plot</i> que relaciona os autovalores dos componentes principais da ACP geral (Fonte: XLSTAT).....	100
Figura 38 – Análise de componentes principais sobre a totalidade das amostras (ACP geral) (Fonte: XLSTAT).....	104
Figura 39 - Análise de componentes principais sobre cascalhos (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).....	106
Figura 40 - Análise de componentes principais sobre Areias (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).....	107

Figura 41 - Análise de componentes principais sobre siltes (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).	108
Figura 42 - Análise de componentes principais sobre argilas (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).....	109
Figura 43 - Análise de componentes principais para solos A-1 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).....	111
Figura 44 - Análise de componentes principais para solos A-2 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).....	112
Figura 45 - Análise de componentes principais para solos A-3 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).....	113
Figura 46 - Análise de componentes principais para solos A-4 e 5 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).....	114
Figura 47 - Análise de componentes principais para solos A-6 e 7 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).....	115
Figura 48 - Análise de componentes principais sobre os solos A (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).....	117
Figura 49 - Análise de componentes principais sobre os solos B (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).....	118
Figura 50 - Análise de componentes principais sobre os solos C (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).....	119
Figura 51 - Análise de componentes principais sobre os solos D (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).....	120

(página propositadamente em branco)

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos da superfície específica dos minerais argilosos mais abundantes na natureza, em comparação com solo arenoso, bem como as respectivas geometrias (Adaptado de: Lambe & Whitman, 1979).....	16
Tabela 2 - Índices de vazios e pesos volúmicos máximo e mínimos para alguns solos granulares (Adaptado de: Lambe & Whitman, 1979).....	22
Tabela 3 - Classificação dos solos arenosos, tendo em conta à sua compactidade (Adaptado de: Fernandes, 2012).....	25
Tabela 4 - Classificação dos solos quanto à sua plasticidade através do índice de plasticidade (Adaptado de: Folque, 1991).....	35
Tabela 5 - Classificação tendo em conta a consistência exibida por solo argiloso (Adaptado de: Fernandes, 2012).....	36
Tabela 6 - Classificação da atividade de argila para os diferentes minerais (Adaptado de: Skempton, 1953).....	36
Tabela 7 – Síntese dos critérios e carta de plasticidade pertencentes à classificação da ASTM (Adaptado de: ASTM D 2487-85).....	39
Tabela 8 – Sistema de classificação de solos AASHTO (Adaptada de: AASHTO M-145).....	42
Tabela 9 – Classificação de solos Francesa – Classe A – Solos Finos (Fonte: SETRA/LCPC, 2000).....	48
Tabela 10 – Classificação de solos Francesa – Classe B – Solos arenosos e gravilhosos com finos (Fonte: SETRA/LCPC, 2000).....	49
Tabela 11 – Classificação de solos Francesa – Classe C – Solos compostos por elementos finos e grossos (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).....	51
Tabela 12 – Classificação de solos Francesa – classe D – Solos insensíveis à água (Fonte: LCPC/SETRA,2000).....	52
Tabela 13 – Classificação de solos Francesa – Classe R – Materiais Rochosos (evolutivos e não evolutivos) (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).....	53
Tabela 14 – Classificação de solos Francesa – Classe F – Solos orgânicos (Subprodutos industriais) (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).....	55
Tabela 15 - Características do ensaio de compactação modificado (Adaptado de: Correia, 2005).....	58
Tabela 16 - Equipamentos mais utilizados em obras de terraplenagem, mais concretamente na construção de aterros (Fonte: Fernandes, 2012).....	60
Tabela 17 - Definição da importância do coeficiente de correlação (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).....	66

Tabela 18 - Documentação normativa referente a cada objetivo/ensaio nas fases distintas da dissertação.	74
Tabela 19 - Quantidades necessárias das amostras para cada ensaio (Adaptado de LNEC: E218-1968).	75
Tabela 20 - Massas mínimas para a realização dos ensaios de identificação (Adaptado de: LNEC E 195 – 1966).....	76
Tabela 21 - Análise das componentes principais – Autovalores associados à ACP geral (Fonte: <i>XLSTAT</i>).....	100
Tabela 22 - Estatísticas descritivas correspondentes à ACP geral (Fonte: <i>XLSTAT</i>).....	101

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Série de expressões matemáticas simplificadas referentes às grandezas básicas estudadas (Fonte: Fernandes, 2012).....	21
Equação 2 - Porosidade (Fonte: Caputo, 1988).....	21
Equação 3 - Índice de compacidade (Fonte: Fernandes, 2012).	25
Equação 4 - Lei de Stokes (Fonte: Fernandes, 2012).	28
Equação 5 - Coeficiente de uniformidade e curvatura (Fonte: Fernandes, 2012).....	31
Equação 6 - Índice de liquidez (Fonte: Budhu, 1976).....	35
Equação 7 - Índice de consistência (Matos Fernandes, 2012).	35
Equação 8 - Atividade da argila (Fonte: Skempton, 1953).....	36
Equação 9 – Determinação do índice de grupo da classificação AASHTO M-145 (Adaptado de: Liu & Evett, 1937).	43
Equação 10 - Determinação do índice de grupo da classificação HBR (Adaptado de: Correia (2005).	44
Equação 11 - Baridade seca (Fonte: Correia, 2005).	60
Equação 12 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de liquidez (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).....	67
Equação 13 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de plasticidade (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).	67
Equação 14 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o índice de plasticidade (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).	67
Equação 15 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta ambos os limites de <i>Atterberg</i> (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).	68
Equação 16 - Determinação dos parâmetros de compactação para solos finos (Fonte: Tsegaye, et al., 2017).....	69
Equação 17 – Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de plasticidade.	101
Equação 18 – Determinação de um dos parâmetros de compactação caso se conheça o outro.	102

(página propositadamente em branco)

ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E SIGLAS

A_t – Atividade das argilas

AASHTO – *American association of state highway and transportation officials*

ACP – Análise dos componentes principais

AGE – Agregado de granulometria extensa

ASIC - Agregado siderúrgico inerte para a construção

ASTM – *American society for testing materials*

C_u – Coeficiente de uniformidade

C_c – Coeficiente de curvatura

γ – Peso volúmico

γ' – Peso volúmico submerso

γ_d – Peso volúmico seco

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas

γ_{sat} – Peso volúmico saturado

γ_w – Peso volúmico da água

γ_{dm} – Baridade seca máxima

D_{10} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica

D_{30} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 30% de material passado numa curva granulométrica

D_{60} – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 60% de material passado numa curva granulométrica

$D_{máx}$ – Diâmetro máximo

D_r – Densidade relativa

D^2 – Diâmetro da partícula

e – índice de vazios natural

$e_{máx}$ – índice de vazios máximo

e_{min} – índice de vazios mínimo

E_v – Módulo de deformabilidade

EP – Estradas de Portugal

EA – Equivalente de Areia

EN – Norma Europeia

F – Percentagem de solo passado no peneiro nº 200

FS – Coeficiente de fragilidade das areias

g – Aceleração da gravidade

G_s – Densidade das partículas sólidas

HRB – *Highway research board*

η – Viscosidade

I_p – Índice de plasticidade

I_D – Índice de compacidade

I_c - Índice de consistência
IG – Índice de grupo
IP – Infraestruturas de Portugal
IPI – Índice de capacidade de suporte imediata
LL – Limite de liquidez
LP – Limite de plasticidade
LR – Limite de retração
LA – Los Angeles
LNEC – Laboratório nacional de engenharia civil
LCPC/SETRA – *Laboratoire central des ponts et chaussées*;
MDE - Micro deval
n – Porosidade
NP – Norma Portuguesa
P_p – Pressão de pré-consolidação
PSA – Parte superior do aterro
PIA – Parte inferior do aterro
S_r – Grau de saturação
SPT – *Standard penetration test*
Tv – Terra vegetal
V – Volume total do solo
V_v – Volume dos poros
V_s – Volume das partículas sólidas
V_w – Volume da água
VBS – Azul de metileno
 v_s – Velocidade de sedimentação
W – Teor em água
W_n – Teor em água natural
W_{ot} – Teor em água ótimo
W_w – Peso da água
W_s – Peso das partículas sólidas



(página propositadamente em branco)

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

No âmbito da unidade curricular “Dissertação/Projeto/Estágio”, do 2.º ano do Curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente (MEGG), do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), do Politécnico do Porto (P. PORTO) foi elaborada esta dissertação com o título “Modelação de parâmetros físicos elementares de diversos solos, com vista à determinação da sua compactação”.

Este estudo surge no âmbito de um estágio realizado na empresa GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda., orientado pelo Engenheiro Castro Tavares, pelo que todas as amostras e demais informação laboratorial aqui exposta foram inteiramente cedidas por esta mesma empresa.

Numa fase inicial, e ao longo de seis meses, o estágio consistiu na colaboração ativa no laboratório central da empresa, através da preparação e realização de diversos ensaios aplicados a solos (materiais amplamente abordados na presente dissertação), bem como a agregados ASIC, AGE, rochas, misturas betuminosas, betão e argamassas. Seguiu-se o departamento de prospeção e de acompanhamento de obra, onde se destaca, no âmbito da presente dissertação, a elaboração de diversos tipos de amostragem em diferentes ambientes geológico-geotécnicos.

1.2. OBJETIVOS

De um modo geral, o principal objetivo desta dissertação é a modelação dos parâmetros físicos de vários tipos de solos, com vista à determinação da sua compactação, mais concretamente dos seguintes parâmetros: teor em água ótimo ($W_{ot.}$) e baridade seca máxima (γ_{dm}). Para tal, foi necessário compilar uma série de dados, tais como a origem dos solos, a técnica de amostragem, o programa laboratorial definido para cada amostra, os resultados obtidos nos ensaios (identificação e compactação) e a classificação das mesmas. Por fim, foram ainda analisados quer o comportamento, como a distribuição dos dados, filtrando/agrupando os mesmos entre si.

Sendo assim, de forma a alcançar o principal objetivo da dissertação, importa salientar os seguintes sub-objetivos (Figura 1):

- ❖ Obtenção de amostras colhidas nos trabalhos de campo (prospeção geotécnica ou acompanhamento/controlo de obra), ao longo de todo o país, nomeadamente através de poços de prospeção, sondagens mecânicas realizadas com recurso a trados e ensaios penetrométricos do tipo dinâmico, vulgarmente designados por SPT;

- ❖ Realização de ensaios laboratoriais de identificação, entre os quais: análises granulométricas por peneiração húmida e limites de consistência ou de *Atterberg*, para posteriormente serem aplicadas as diversas classificações de solos;
- ❖ Além dos ensaios referidos anteriormente, serão também efetuados inúmeros ensaios de compactação do tipo pesado em molde pequeno e em molde grande;
- ❖ Tal como mencionado anteriormente, com recurso aos resultados obtidos nos ensaios de identificação dos solos, serão aplicadas três classificações, de modo a identificar o solo e determinar a sua aptidão para posterior utilização em obra. As classificações a utilizar são: “Classificação Unificada” ASTM 2487-85, “Classificação HRB”, (Highway Research Board) – AASHTO, “Classificação dos materiais utilizados para a construção de aterros e leitos de pavimento” - LCPC/SETRA;
- ❖ Posto isto, foram definidos critérios, devidamente justificados no capítulo 4, para a elaboração de diversos grupos de amostras, por forma a ser executada uma interpretação estatística cuidada, através da qual foi possível esclarecer quais e de que forma as propriedades físicas dos solos se influenciam entre si e aos parâmetros da compactação;
- ❖ Assim, e na sequência do ponto anterior, utilizou-se o *software XLStat* com o intuito de identificar quais das variáveis estudadas têm maior influência na capacidade de compactação dos solos estudados.



Figura 1 - Objetivos a alcançar no decorrer desta dissertação.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Neste ponto será definida a organização do presente documento. Assim, serão sucintamente apresentados todos os capítulos individualmente, referindo os aspetos mais importantes de cada um:

❖ **CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO**

No atual capítulo, onde se insere este ponto, serão abordadas todas as informações de base à dissertação, desde os aspetos gerais, tais como o enquadramento, os objetivos e a organização da mesma, bem como a apresentação da *GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda.*, empresa responsável pela cedência dos dados essenciais à elaboração do presente estudo.

❖ **CAPÍTULO 2 – MECÂNICA DOS SOLOS**

Neste capítulo serão apresentados de forma detalhada os conceitos teóricos necessários para desenvolver os temas estudados, tais como a origem e a tipologia dos solos, as suas propriedades, os ensaios de identificação e compactação, bem como uma análise comparativa entre as propriedades físicas destes e a sua compactação. Por fim, serão abordadas as classificações dos solos, nomeadamente a Unificada, ASTM, para fins rodoviários - HRB, AASHTO e a Francesa - LCPC/SETRA.

❖ **CAPÍTULO 3 – METODOLOGIAS E TÉCNICAS**

É um dos capítulos fundamentais para a compreensão deste trabalho, pois serão apresentadas as metodologias e técnicas aplicadas para a obtenção das metas definidas, nomeadamente as técnicas de amostragem adotadas, a preparação das amostras e os procedimentos dos ensaios laboratoriais definidos.

❖ **CAPÍTULO 4 – ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS**

Com recurso aos dados obtidos através da aplicação das metodologias e técnicas acima mencionadas, serão definidas amostras de estudo, conforme a origem dos solos, as suas propriedades físicas e a classificação dos mesmos, para compreender como estas se influenciam entre si e influenciam os parâmetros de compactação do solo. Serão realizadas duas análises estatísticas, a análise de regressão, entendida como fase experimental e a análise de componentes principais (ACP), através da aplicação desses mesmos dados num *software*, com o propósito de avaliar as correlações entre as variáveis estudadas e o respetivo impacto em trabalhos de compactação de solos. No presente capítulo serão ainda, muito sucintamente, apresentados os conceitos teóricos por detrás desta mesma análise ACP.

❖ CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES

O último capítulo reúne os pontos mais importantes e conclusivos do estudo realizado, bem como algumas perspetivas futuras.

A Figura 2 apresenta uma representação esquemática da organização definida para a presente dissertação, onde se destacam algumas palavras-chave referentes a cada capítulo.

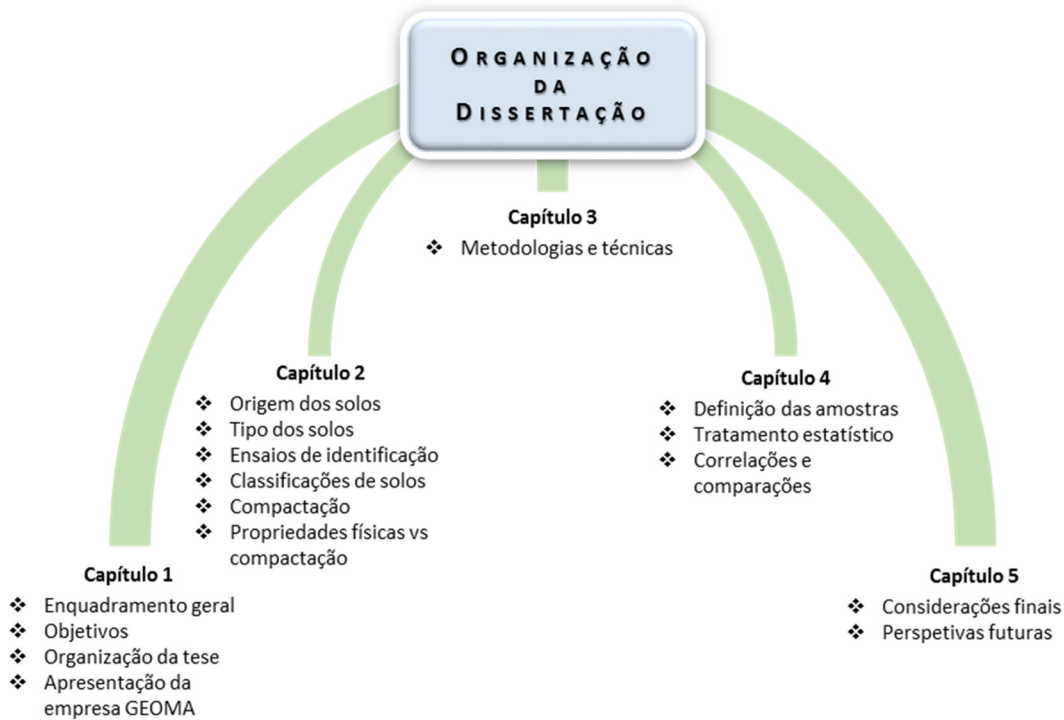


Figura 2 - Organização da presente dissertação - palavras-chave definidas para cada capítulo.

1.4. APRESENTAÇÃO DA EMPRESA GEOMA

Tal como mencionado anteriormente, a presente dissertação foi realizada no âmbito de um estágio profissional na empresa **GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos Lda.** Esta encontra-se bem referenciada no mercado nacional, sendo que desenvolve atividades geológico-geotécnicas próximas ao setor da engenharia civil, prestando os seguintes serviços:

- ❖ Campanha de prospeção geotécnica, mineira e marítima;
- ❖ Fundações e estruturas de contenção;
- ❖ Laboratório de ensaios;
- ❖ Consultoria e fiscalização de projetos;
- ❖ Despiste ambiental.

A GEOMA foi fundada em 1986, com sede no Norte do país, mais precisamente em Vila Nova de Gaia, encontrando-se nos dias de hoje sedeadada em Argoncilhe, Santa Maria da Feira. Já em 2012 a empresa internacionalizou-se, com a criação da GEOMA Moçambique, na cidade de Maputo, capital deste país. Das inúmeras áreas de especialização, destacam-se a prospeção geotécnica, a construção de fundações, soluções de contenção e análises laboratoriais.

A Figura 3 expõe algumas das principais atividades executadas em cada um dos departamentos anteriormente destacados, sendo que no laboratório apenas serão indicados os ensaios efetuados sobre os solos, embora não sejam os únicos materiais ensaiados no laboratório central da empresa (ver ponto 1.1).

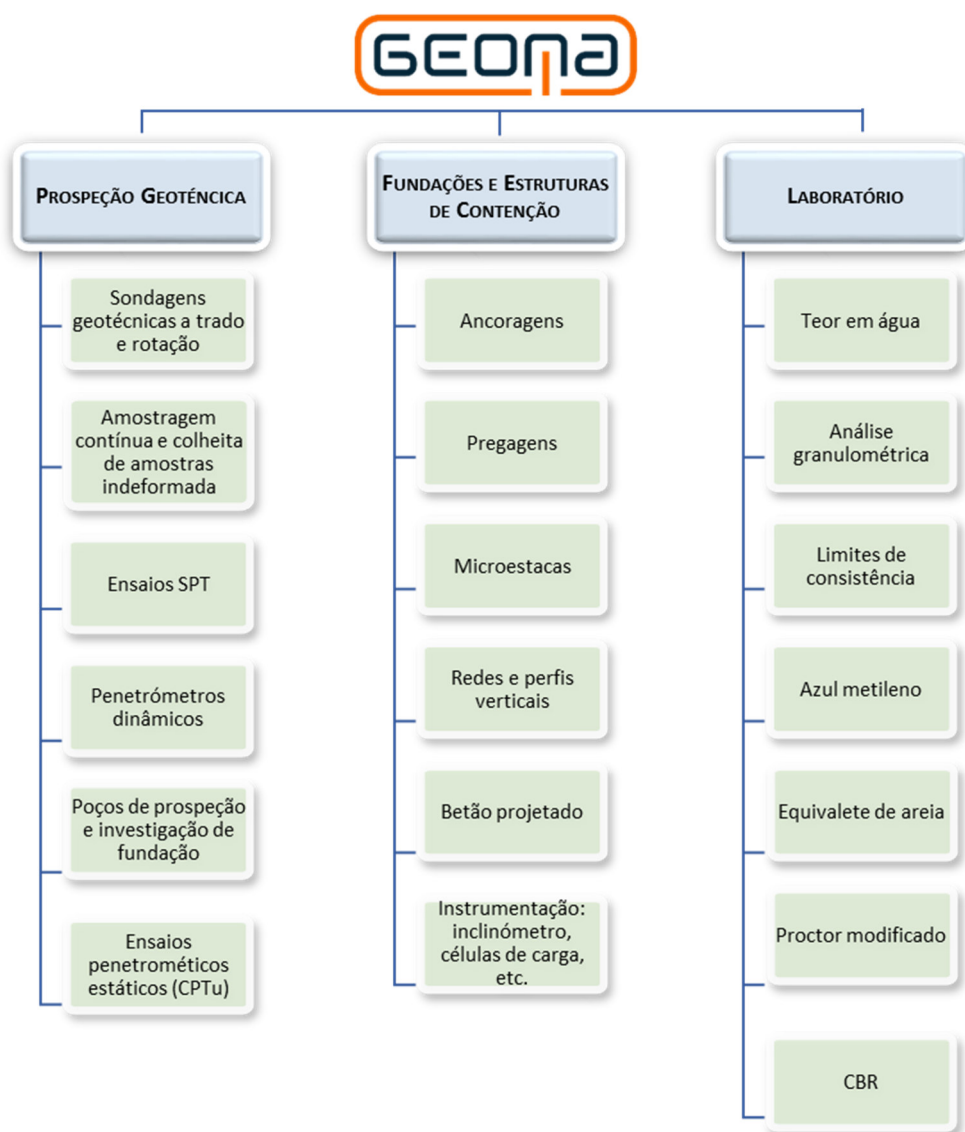


Figura 3 - Principais áreas de especialização e atividades da GEOMA em Portugal.

(página propositadamente em branco)



(página propositadamente em branco)

2. MECÂNICA DOS SOLOS

Seria inevitável abordar o presente tema sem referir aquele que é considerado, pela maioria da comunidade “geoprofissional”, o “pai” da **Mecânica dos Solos**, Karl Terzaghi. Terzaghi nasceu em 1883 em Praga e doutorou-se em 1912, sendo o betão o tema central da sua dissertação. Todavia, o seu nome ficou definitivamente gravado na história da engenharia através do impulso das suas investigações e estudos pioneiros, materializados no ano de 1925 com a publicação do seu primeiro exemplar designado por *Erdbaumechanik*. É ainda autor de vários livros, artigos e outros trabalhos, dedicando a sua vida à investigação, consultoria e educação da Mecânica dos Solos e Fundações (Caputo, 1988). Assim, definiu Mecânica dos Solos como uma aplicação das leis da engenharia mecânica e hidráulica em questões relativas a sedimentos ou agregações não consolidadas de partículas sólidas, geradas pela desintegração mecânica e química das rochas, independentemente de conterem ou não componente orgânica. Por fim, escreveu os seus dois últimos livros em 1943 e em 1948, designados por *Theoretical Soil Mechanics* e *Soil Mechanics in Engineering Practice*, respetivamente.

O termo “solo” é utilizado por diversas ciências, dependendo do ponto de vista técnico em que o mesmo se insere. Na presente dissertação, o solo é entendido conforme citado por Correia (2005), como conjunto de partículas naturais que podem ser separadas por meio de agitação na água.

2.1. A ORIGEM DOS SOLOS

É consensual no seio da comunidade científica pertencente a esta área de conhecimento, que os solos têm origem nos maciços rochosos. Segundo Liu & Evett (1937), os solos resultam da desintegração e decomposição das rochas e da vegetação, levando-os a afirmar que as rochas são a origem dos solos. Em sintonia, Scott & Schoustra (1968) defenderam que os solos são maioritariamente resultado da desintegração e decomposição das rochas-mãe (rocha de origem) que constituem a crosta terrestre.

A meteorização é um dos processos envolvidos na transformação das rochas em solos, traduzindo-se na exposição de um maciço rochoso fraturado à superfície da Terra, ficando sujeito à ação física da água, vento e gravidade, especialmente junto às fraturas. Desta exposição resulta a separação de blocos da massa rochosa original, que se movem para novas posições de equilíbrio. Este movimento, geralmente, faz-se acompanhar de novas fracturações e fissurações, levando a que qualquer massa tenha tendência a desintegrar-se em fragmentos cada vez mais pequenos, formando assim aquilo que designamos como solo. O movimento dos fragmentos, provocado pelos

agentes externos e pelo contacto com outros fragmentos, tem como consequência o arredondamento da sua superfície. É recorrente encontrar vários tipos de depósitos que dependem do processo natural do vento e da água, onde segregam as partículas de forma a que os grãos de determinado tamanho se concentrem num determinado local, sendo que existem depósitos eólicos (vento) e depósitos aluvionares (água). No que diz respeito aos glaciares, estes quando se movimentam arrancam blocos rochosos, transportando-os no seu interior ou ainda provocando o choque com outras rochas que não foram previamente deslocadas. Resultado destes são os solos de granulometria muito extensa, constituída por partículas de dimensões variáveis entre reduzidíssimas até grandes blocos (Fernandes, 2012).

Scott & Schoustra (1968), afirmam existir um limite para o qual as tensões resultantes do choque entre partículas, ou outras massas, deixam de ser suficientes para ocasionar novas fraturas ou fissuras. Pelo que, caso não existissem outros tipos de processos, tais como os químicos, as partículas de solo não teriam dimensões menores que algumas dezenas de microns. Estes autores afirmam ainda que a alteração massa das partículas é tanto maior, quanto maior for a sua superfície específica. Por esta razão, a ação química da água tem maior influência em partículas de menores dimensões. Por exemplo, os minerais de argila são formados através da reação química entre sais dissolvidos na água e as partículas de solo, originando minerais em solução que são recombinados e recristalizados sob diferentes condições de pressão e temperatura. Por norma, as partículas minerais geradas têm uma forma laminar, com a superfície específica dezenas a centenas de vezes superiores à sua espessura. Quando as partículas de menor dimensão são transportadas pela água corrente para um lago ou oceano, a sua sedimentação é bastante lenta, formando depósitos de solos muito finos. No caso de lagos ou dos oceanos alimentados constantemente por rios, onde existe uma grande gama de materiais sólidos, os minerais de argila sedimentam-se com uma variedade de partículas de maior dimensão, dando origem a depósitos de granulometria diversa e extensa.

Vallejo L. & Ferrer M. (2002) afirmam inclusive que quando as rochas são submetidas a ações ambientais desagregadoras, a erosão dá-se sob três processos diferentes:

- físico – devido às variações térmicas e à presença de água, podendo mesmo criar fraturas nas rochas, subdividindo-as em fragmentos cada vez mais reduzidos, que posteriormente poderão ser erodidos e transportados por agentes erosivos;
- químico – produzido pela hidratação, por dissolução de sais na água, ou através da cimentação;
- biológico – elemento catalisador da desintegração, essencialmente originário da atividade bacteriana, estimulando a decomposição de matéria orgânica.

Estes mesmos autores apontam ainda os mais variados processos de formação de maciços terrosos (Figura 4). Assim, pode depreender-se que a ação dos agentes erosivos, dos mais diversos tipos supracitados, sobre a rocha-mãe permitem a criação de diferentes tipos de solos, com características distintas, das quais se destacam: a composição granulométrica, os minerais que os compõem, a cimentação apresentada, o local de deposição e o preenchimentos dos poros.

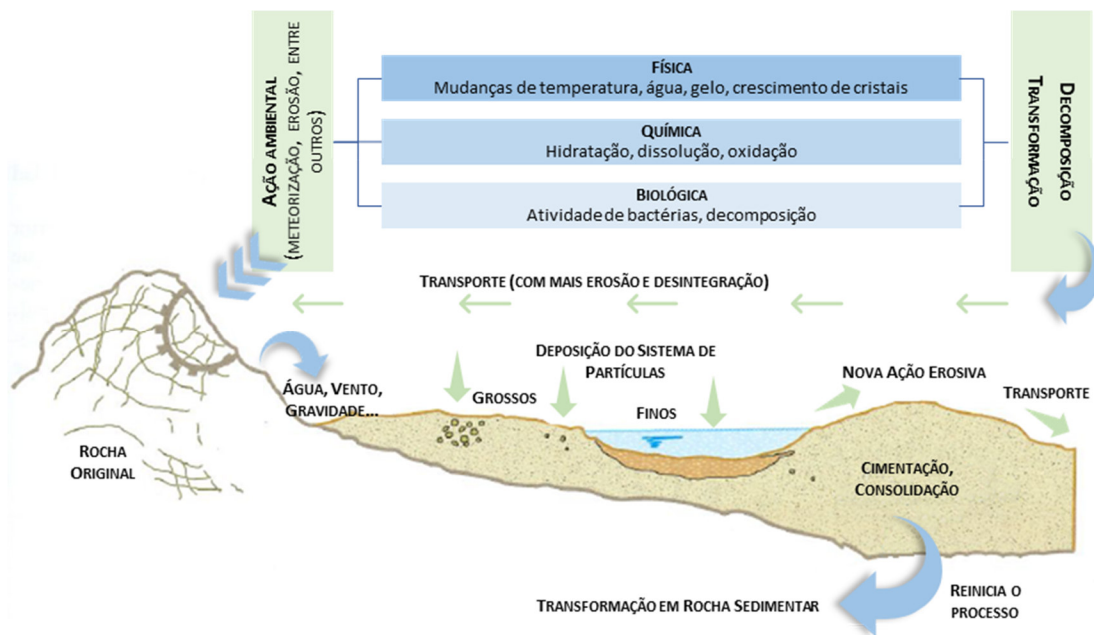


Figura 4 - Esquema ilustrativo da formação de diferentes tipos de solos (Adaptado de: Vallejo L. & Ferrer M., 2002.).

Ambos os processos, transformação dos maciços rochosos em maciços terrosos e vice-versa, ocorrem de facto e são aceites pela grande maioria da bibliografia especializada nesta área. No entanto, é tido em consideração que estes ocorrem ao longo de milhões de anos, ou seja, respeitando o tempo/escala geológica (Scott & Schoustra, 1983).

Segundo Fernandes (2012), os maciços terrosos são formados por partículas minerais e poros, contendo água e/ou ar, perfazendo assim três fases: sólida, líquida e gasosa (Figura 5).

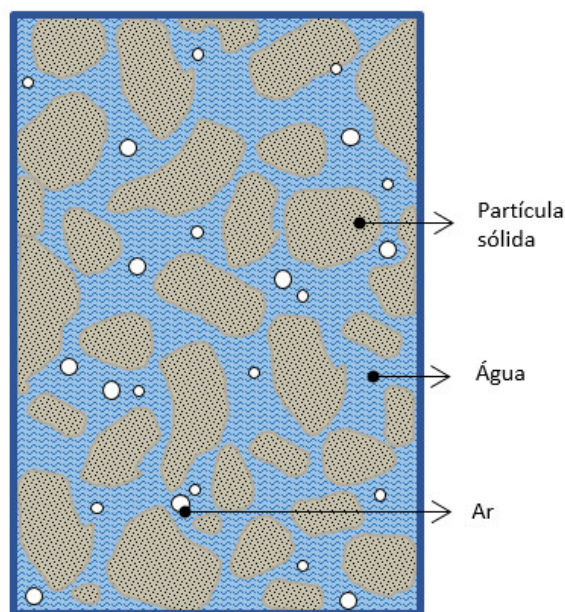


Figura 5 – Esquema ilustrativo dos componentes físicos dos solos (Adaptado: Fernandes, 2012).

Dependendo do seu modo de formação e natureza, estes solos podem ser agrupados em solos residuais e solos sedimentares. Os primeiros são resultantes da rocha-mãe, sendo em tudo semelhantes e permanecendo no local de origem da mesma. Já os sedimentares são formados por acumulação de detritos minerais, consequentes da desintegração e decomposição de uma rocha que não se encontra naquele local, ou seja, sofrem transporte. No que diz respeito à engenharia, deve ser ainda considerado um terceiro grupo onde se inserem os aterros. Estes tratam-se de horizontes superficiais, maioritariamente terrosos, de construção humana e que, dependendo do fim em vista, são transportados do local natural de jazida para a obra onde são espalhados em camadas e compactados.

Importa referir que todas as amostras estudadas na presente dissertação pertencem aos três grupos supramencionados.

2.2. TIPOS DE SOLOS

Em consonância com o anteriormente exposto, o tipo de solo encontra-se diretamente associado ao tipo de rocha. Pelo que, rochas ígneas dão origem a areias siltosas e a sedimentos arenosos, com a presença de alguma matriz argilosa. Os basaltos e outras rochas com minerais ferromagnesianos, decompõem-se em solos argilosos, enquanto que as rochas sedimentares, nomeadamente os arenitos, dão origem a solos arenosos. Nas rochas metamórficas ocorrem as seguintes alterações:

o xisto dá origem a siltes e argilas, o gnaiss e a areias, a ardósia a solos argilosos, a mármore a solos de grão fino e o quartzito a solos de grão grosseiro, tais como areias e seixos (Liu & Evett, 1937).

No presente subcapítulo serão abordados os tipos de solos conhecidos, sob dois pontos de vista distintos: coesão e composição granulométrica.

Liu & Evett (1937) afirmam que os solos podem ser agrupados em três grandes grupos: solos coesivos, solos não coesivos e solos orgânicos. Os solos coesivos, segundo Pagán-Ortiz (2015), incluem algumas partículas que passam no peneiro n.º 200, o que significa que têm dimensões inferiores a 0,074mm, mais concretamente os solos argilosos, ou apenas argilas. As restantes partículas, que passam neste último peneiro da série normalizada (ver ponto 3.3.1.), designam-se como siltes e podem apresentar alguma coesão, apenas quando associados a partículas de natureza argilosa e, por esta razão, serão incluídas no grupo dos solos não coesivos. Tal como já enunciado, as argilas, segundo aqueles autores, para além de dimensão reduzida, geralmente possuem formas achatadas/laminares, em consequência da estrutura de grande parte dos minerais de argila. Este fator influencia diretamente a superfície específica destas partículas, tornando-as superiores quando comparadas com as restantes, tal como já mencionado. Estas são constituídas por espessuras substancialmente inferiores à sua largura, característica que influencia o comportamento do solo argiloso, quando por exemplo, na presença de água. As mesmas são submetidas a interações físico-químicas superiores ao seu próprio peso, o que faz com que o solo permaneça coeso. A Figura 6 ilustra dois exemplos de minerais de argila observáveis com recurso a microscópio eletrónico de transmissão, onde se torna evidente a forma laminar dos cristais. A Figura 6 - A mostra cristais laminares de perfil hexagonal de diquite, enquanto que na figura 6 - B mostram-se cristais laminares alongados e placas com perfil irregular de saponite.

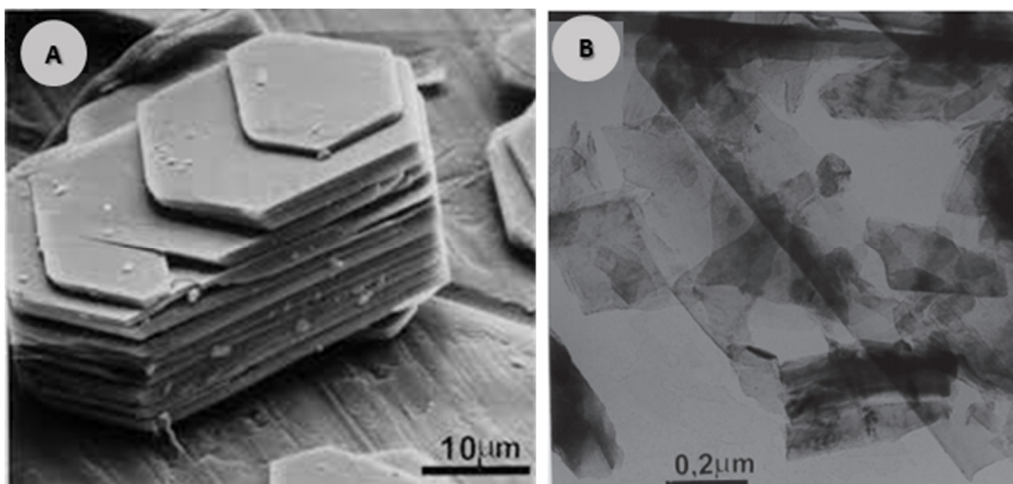


Figura 6 – Fotografias de dois minerais argilosos observados através de microscópio eletrónico de transmissão (Adaptado de: V. Coelho, Souza Santos, & Souza Santos, 2006).

Em consonância com estas ideias, Liu & Evett (1937) reafirmam a forma laminar das partículas de argilas, o que associado às reduzidas dimensões justificam os valores elevados da sua superfície específica. Grande parte das moléculas constituintes destes solos posiciona-se junto à superfície da mesma, atraindo, entre outras, as moléculas de água que por sua vez são submetidas a tensões elevadas.

A constituição químico-mineralógica destes solos é extremamente vasta e complexa, pelo que, para o efeito da presente dissertação, será simplificada e sintetizada, destacando-se apenas as seguintes considerações (Fernandes, 2012):

- ❖ a superfície específica é definida pela razão entre a superfície exterior e a massa das partículas, pelo que quando a dimensão de uma dada partícula (superfície exterior) diminui cerca de três ordens de grandeza. A sua superfície específica aumenta precisamente nessa mesma ordem de grandeza (Tabela 1);
- ❖ como anteriormente referido, devido essencialmente às características geométricas, uma quantidade significativa das suas moléculas encontra-se próximas à superfície, conferindo, por meio de valências químicas não saturadas, cargas elétricas positivas e negativas nos bordos e na superfície, respetivamente;
- ❖ proporciona interações com os catiões (iões positivos) de sais normalmente dissolvidos na água e as próprias moléculas de água, sendo que estas, por sua vez, quando próximas à superfície da partícula de argila encontram-se sujeitas a tensões extremamente elevadas;
- ❖ tensões estas que diminuem assim que se aumenta a distância à superfície da partícula, até se tornarem eletricamente neutras;
- ❖ as forças de superfície de *Van Der Waals* desenvolvem-se entre as moléculas pertencentes a uma só partícula e de igual forma entre partículas vizinhas, para que se adquira o equilíbrio entre as forças elétricas (negativas ou positivas), forças de *Van Der Waals* e forças gravíticas, sendo que as partículas adotam posições a que melhor se adequam;
- ❖ a atividade química das partículas é diretamente proporcional à sua superfície específica.

Tabela 1 – Valores típicos da superfície específica dos minerais argilosos mais abundantes na natureza, em comparação com solo arenoso, bem como as respetivas geometrias (Adaptado de: Lambe & Whitman, 1979).

PARTÍCULAS	DIÂMETRO (μM)	ESPESSURA/DIÂMETRO	SUPERFÍCIE ESPECÍFICA (M ² /G)
AREIA	2000 – 60	≈ 1	0,001 – 0,04
CAULINITE	3,0 – 0,3	1/3 – 1/10	10 – 20
ILITE	2,0 – 0,1	1/10	80 – 100
MONTMORILONITE	1,0 – 0,1	1/100	800

Posto isto, é possível concluir que quando a formação dos solos argilosos ocorre, as suas partículas encontram-se idealmente afastadas e recobertas por moléculas de água, de forma a se manterem estáveis. Estes solos assumem, então, teores em água naturais (w_n) elevados e exibem consistências reduzidas. Apenas a sedimentação de camadas mais recentes permitirá a reorganização das partículas e a consequente perda de volume composto por poros, essencialmente implicando a expulsão de água. Este processo designa-se consolidação. Por consequência, e com vista a estabilizar as assimetrias elétricas provocadas pela perda de moléculas de água, estes solos tendem a aproximar as suas partículas, provocando um progressivo aumento da sua consistência (ver valores típicos na Tabela 5).

Pertencem aos solos não coesivos o cascalho ou seixo, as areias e os siltes, solos estes que são maioritariamente granulares e não apresentam comportamento plástico. Este conceito (comportamento plástico), será abordado ao longo ponto 2.4.3, pelo que para efeitos de compreensão imediata, definem-se “não-plásticos” os solos que não permitem a determinação dos limites de consistência. Já nos solos granulares existe uma predominância de partículas grosseiras, macroscopicamente visíveis, aproximadamente equidimensionais e de natureza maioritariamente quartzosa, uma vez que este mineral é mais estável quando comparado com os restantes (Fernandes, 2012).

Já os solos orgânicos distinguem-se pela matéria orgânica constituinte, odor característico, cor geralmente castanha escura a acastanhada e compressibilidade associada (Liu & Evett, 1937). Estes são normalmente designados por *terra vegetal* (T_v) e não serão abordados na presente dissertação, pois a sua reutilização em obra de terraplenagens não é recomendada, de maneira geral por toda a comunidade, dadas as suas nulas a fracas características geotécnicas. Estes solos servem genericamente para acabamentos de zonas ajardinadas e arquitetura paisagística.

Por outro lado, é frequente classificar os solos quanto à sua composição granulométrica. Segundo Fernandes (2012), esta define-se como a distribuição em percentagem das partículas do solo no seu peso total, tendo em consideração as suas dimensões. Assim, e à semelhança do já estudado, a partir da sua composição é possível agrupar os solos em quatro grandes grupos: cascalho (ou seixo), areias, siltes e argilas. Importa referir ainda que os três primeiros grupos supracitados, são ainda subdivididos em: partículas finas, médias e grossas. Estes serão amplamente abordados no ponto designado por “Ensaio de identificação”. De seguida, apresenta-se uma síntese esquemática relativa às características primordiais dotadas por cada um destes solos (Figura 7).

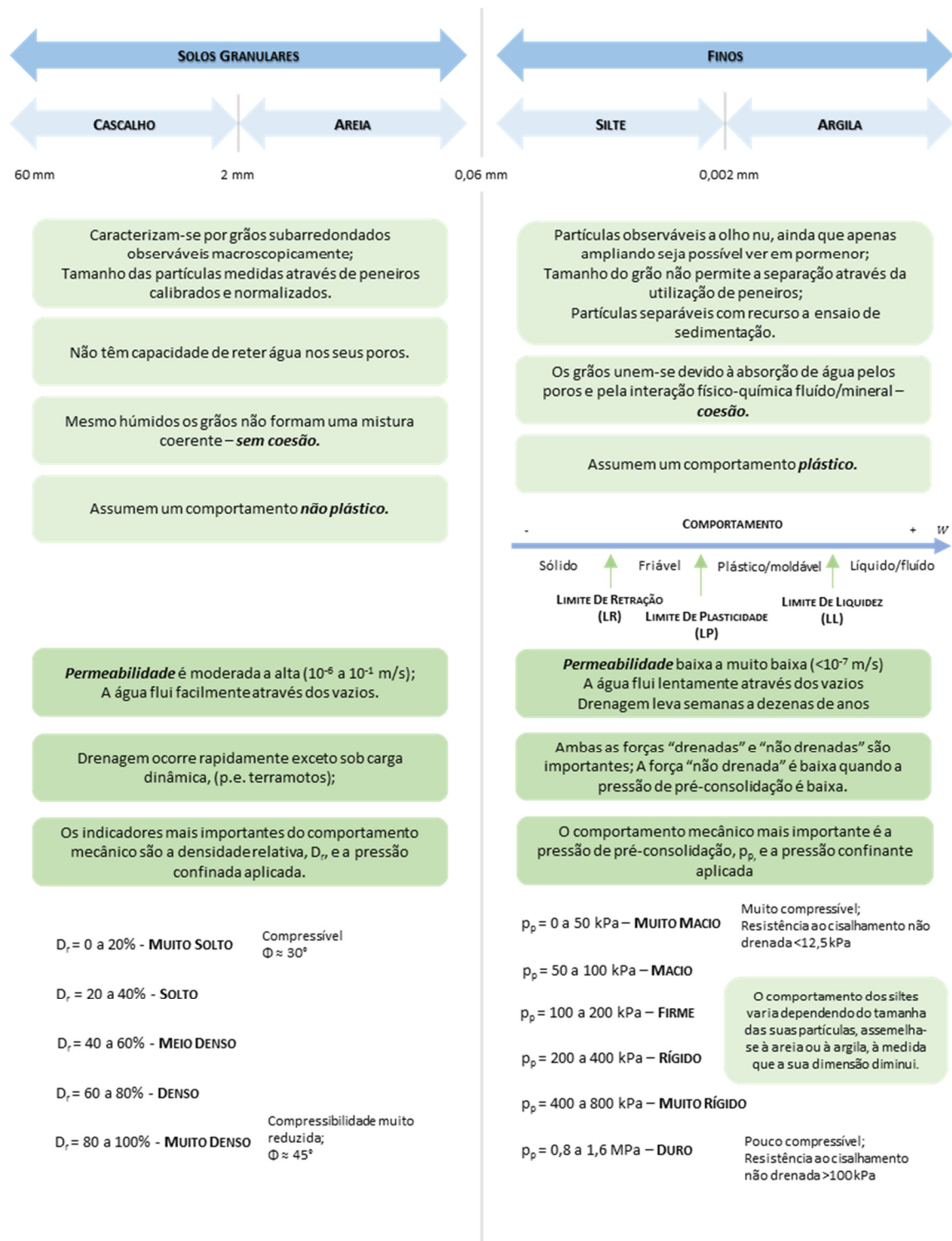


Figura 7 - Síntese referente às características primordiais que distinguem os solos granulares dos solos finos (Adaptado de: Mitchell & Soga, 1930).

2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS

No ponto 2.1. foram descodificados os constituintes de um solo, sendo que no presente ponto se relembra que o mesmo se divide em três fases distintas (sólida, líquida e gasosa). No entanto, com o propósito de facilitar a compreensão entre as mesmas, optou-se por separá-las de diferente forma. No extremo esquerdo da Figura 8, encontram-se assinalados os volumes de cada elemento e no direito os seus pesos. Segundo Lambe & Whitman (1979), são três os parâmetros importantes que advêm do volume, a porosidade (n), o índice de vazios natural (e) e o grau de saturação (S_r). Relativamente aos pesos, destacam-se os seguintes parâmetros: teor em água (W), peso volúmico das partículas sólidas (γ_s), peso volúmico da água (γ_w), peso volúmico seco (γ_d), peso volúmico submerso (γ') e peso volúmico saturado (γ_{sat}).

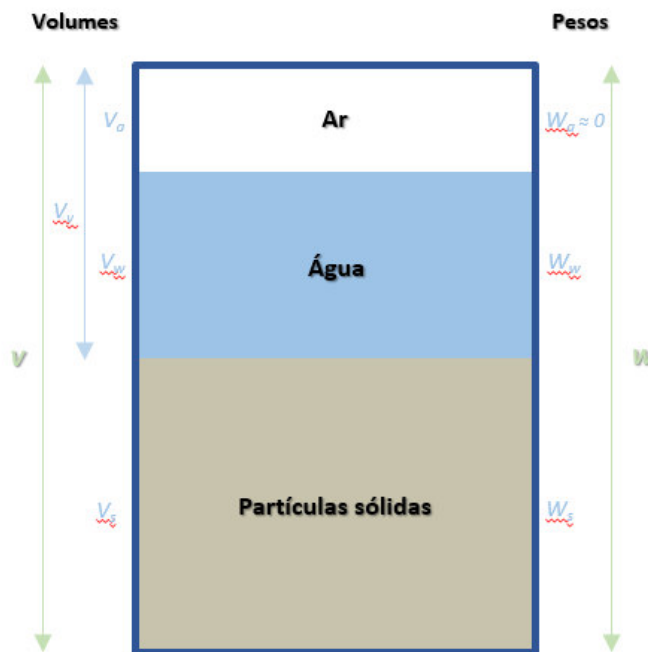


Figura 8 - Esquema ilustrativo das diferentes fases constituintes de um solo, bem como as suas propriedades físicas (Adaptado: Fernandes, 2012).

A Figura 9 apresenta uma síntese referente às propriedades físicas constituintes de um solo, bem como a sua definição expedita, através de expressões matemáticas.

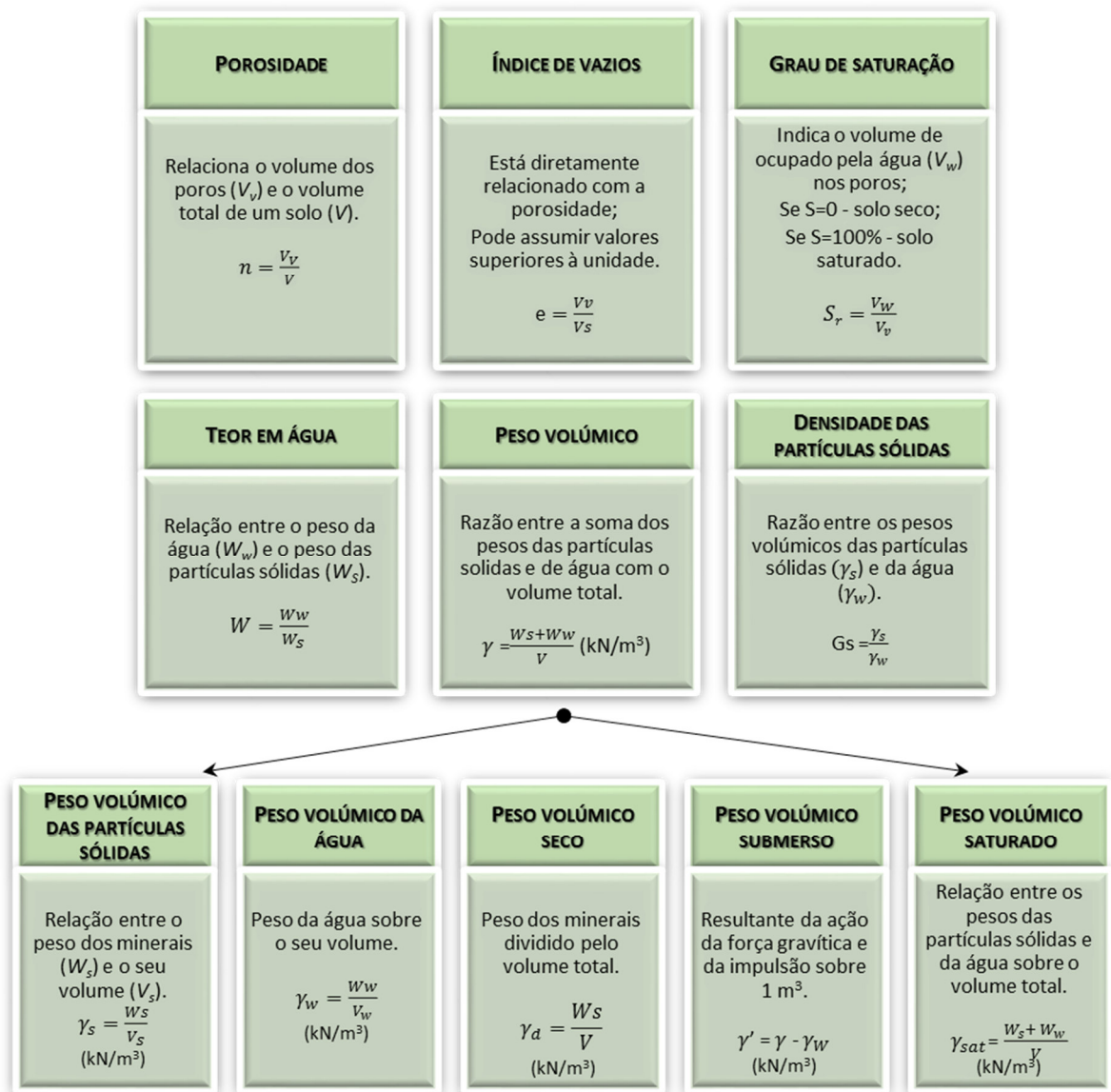


Figura 9 - Síntese das propriedades físicas constituintes de um solo natural (Fonte: Lambe & Whitman, 1979).

Após diversos estudos em torno destas grandezas básicas, foi possível definir algumas fórmulas matemáticas simplificadas que permitissem o cálculo das mesmas. Assim, e com interesse prático, admitindo que volume preenchido pelas partículas sólidas é igual a um, obtém-se o seguinte (Fernandes, 2012):

Equação 1 – Série de expressões matemáticas simplificadas referentes às grandezas básicas estudadas (Fonte: Fernandes, 2012).

$V = 1 + e$ $V_v = e$ $V_w = S_r e$	$G_s W = S_r e$ $\gamma = \frac{\gamma_s + \gamma_s w}{1 + e}$ $e = \frac{n}{1 - n}$	$\gamma_{sat} = \gamma_s \frac{1 + w}{1 + e}$ $\gamma_{d \min} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\max}}$ $\gamma_{d \max} = \frac{\gamma_s}{1 + e_{\min}}$
-------------------------------------	--	---

Todas as variáveis presentes na Equação 1 encontram-se definidas e designadas ao longo do esquema anterior (Figura 9), à exceção dos índices e_{\max} e e_{\min} , conceitos que serão amplamente abordados em ponto próprio, denominado por “índice de vazios” (ponto 2.3.2).

2.3.1. POROSIDADE

Segundo Caputo (1988), a porosidade de um solo resulta da razão entre o volume que não se encontra ocupado pelas partículas minerais, ou seja, o volume de vazios, e o volume total desse mesmo solo. Normalmente, o valor obtido é multiplicado por cem, para o avaliar sob a forma de percentagem. Tal como enunciado no ponto anterior, é possível ainda obter este parâmetro em função do índice de vazios (e) de uma dada amostra de solo da seguinte forma: a razão entre o índice de vazios e a unidade somada a este mesmo índice (Equação 2).

Equação 2 - Porosidade (Fonte: Caputo, 1988).

$$n = \frac{e}{1 + e}$$

Terzaghi, *et al.* (1963) criaram o seguinte exercício teórico: uma quantidade de esferas idênticas, de massa estável, não coesivas e de iguais dimensões. A partir deste, facilmente se poderá concluir que a porosidade dependerá, fundamentalmente, da forma como estas esferas se organizam. Assumindo o melhor arranjo considerado possível, estes autores estimaram que a porosidade assumia valores na ordem dos 26%, enquanto que no extremo oposto, ou seja, imaginando a pior combinação possível, estes poderão rondar os 47%. Já para uma areia natural, estima-se que a sua porosidade poderá variar aproximadamente entre os 25 a 50%, uma vez que esta depende da

dimensão e forma dos grãos e das condições de sedimentação da mesma. A porosidade de uma argila natural, geralmente, ronda os 30 a 60%, sendo que pode exceder os 90%, pois a forma das suas partículas tem uma grande influência neste parâmetro.

2.3.2. ÍNDICE DE VAZIOS

Esta grandeza está diretamente relacionada com o conceito acima descrito e representa a razão entre o volume de vazios e o volume ocupado pelas partículas sólidas.

Quando se individualiza o comportamento dos solos granulares, e recordando o exemplo estudado no ponto anterior das esferas equidimensionais, porém desta vez, segundo Lambe & Whitman (1979). Associando de novo o comportamento das partículas pertencentes a um solo granular (maioritariamente areias), estas poder-se-ão agrupar essencialmente de duas formas: a primeira, e claramente a menos compacta, adota uma arrumação cúbica, e a segunda emparelha estas esferas de uma forma hexagonal compacta. Kolbuszewski (1948) propôs algumas formas para quantificar ambos os extremos, ou seja, o índice de vazios mínimo (e_{\min}) e o índice de vazios máximo (e_{\max}), através da execução de uma série de experiências. Lambe & Whitman (1979) afirmaram que para se obter a máxima compactação ter-se-á que impor vibração ao solo, e que na prática a “ausência” de compactação e, por consequência, compacidade mínima, obtém-se em solos secos em estufa e espalhados sobre qualquer recipiente. A Tabela 2 apresenta valores típicos referentes ao índice de vazios e aos pesos volúmicos secos, máximos e mínimos, de solos granulares, sob estados de compacidade soltos a compactos.

Tabela 2 - Índices de vazios e pesos volúmicos máximo e mínimos para alguns solos granulares (Adaptado de: Lambe & Whitman, 1979).

	ÍNDICE DE VAZIOS		PESO VOLÚMICO SECO (kN/m ³)	
	e_{\max}	e_{\min}	$\gamma_{d\min}$	$\gamma_{d\max}$
ESFERAS DE IGUAL DIÂMETRO	0,91	0,35	13,6	19,3
AREIA UNIFORME	1,00	0,40	13,0	18,6
SILTE UNIFORME E INORGÂNICO	1,10	0,40	12,4	18,6
AREIAS SILTOSAS	0,90	0,30	13,7	20,0
AREIA (GROSSA E FINA)	0,95	0,20	13,3	21,7
AREIA COM MICA	1,20	0,40	11,8	18,6
AREIA, SILTE E CASCALHO MISTURADOS	0,85	0,14	14,1	22,8

Admitindo: $\gamma_s = 26,0 \text{ kN/m}^3$

Importa referir que estes valores resultam de experiências não totalmente normalizadas, logo dependem dos métodos utilizados para a sua execução. O índice de vazios encontra-se

naturalmente associado à curva granulométrica, variando consoante a distribuição granulométrica de um determinado solo. É possível concluir então que os solos melhor graduados, ou seja, solos com partículas de dimensões muito variáveis, têm geralmente a gama de índice de vazios mais ampla, valores de índice de vazios mínimos inferiores e, por consequência, maior compacidade. Já os solos mal graduados exibem gamas de índices de vazios mais estreitas, e_{min} substancialmente superior e compacidade reduzida.

A Figura 10 auxilia a compreensão dos conceitos supracitados, pelo que tendo em conta a divisão natural da mesma, provocada pelo eixo deste índice e , a parte superior representa os solos de granulometria rica, capazes de atingir valores mínimos no que respeita ao e_{min} . Já na metade inferior encontram-se representados os solos de granulometria pobre, revelando uma gama de índices de vazios mais estreita. No caso das partículas equidimensionais, por melhor arrumação a que estejam sujeitas, é impossível verificar-se a inexistência de vazios com dimensões consideráveis. A história geológica de um determinado depósito, nomeadamente o histórico das tensões a que este se encontrou sujeito, impõem um determinado índice e . O índice de vazios natural do solo (quando este não sofreu qualquer compactação ou rearranjo das partículas) encontra-se próximo do seu máximo quando em depósitos arenosos recentes, uma vez que os processos simples de transporte e sedimentação não aplicam, por si só, compacidades significativas. Assim, a redução deste índice está diretamente associada, não só à sobreposição dos estratos que constituem camadas mais recentes, que, entretanto, sedimentam sobre este solo, como também os sismos, especialmente os de grande intensidade. Estes impõem vibração às partículas, fazendo com que estas se movimentem e ajustem (Fernandes, 2012).

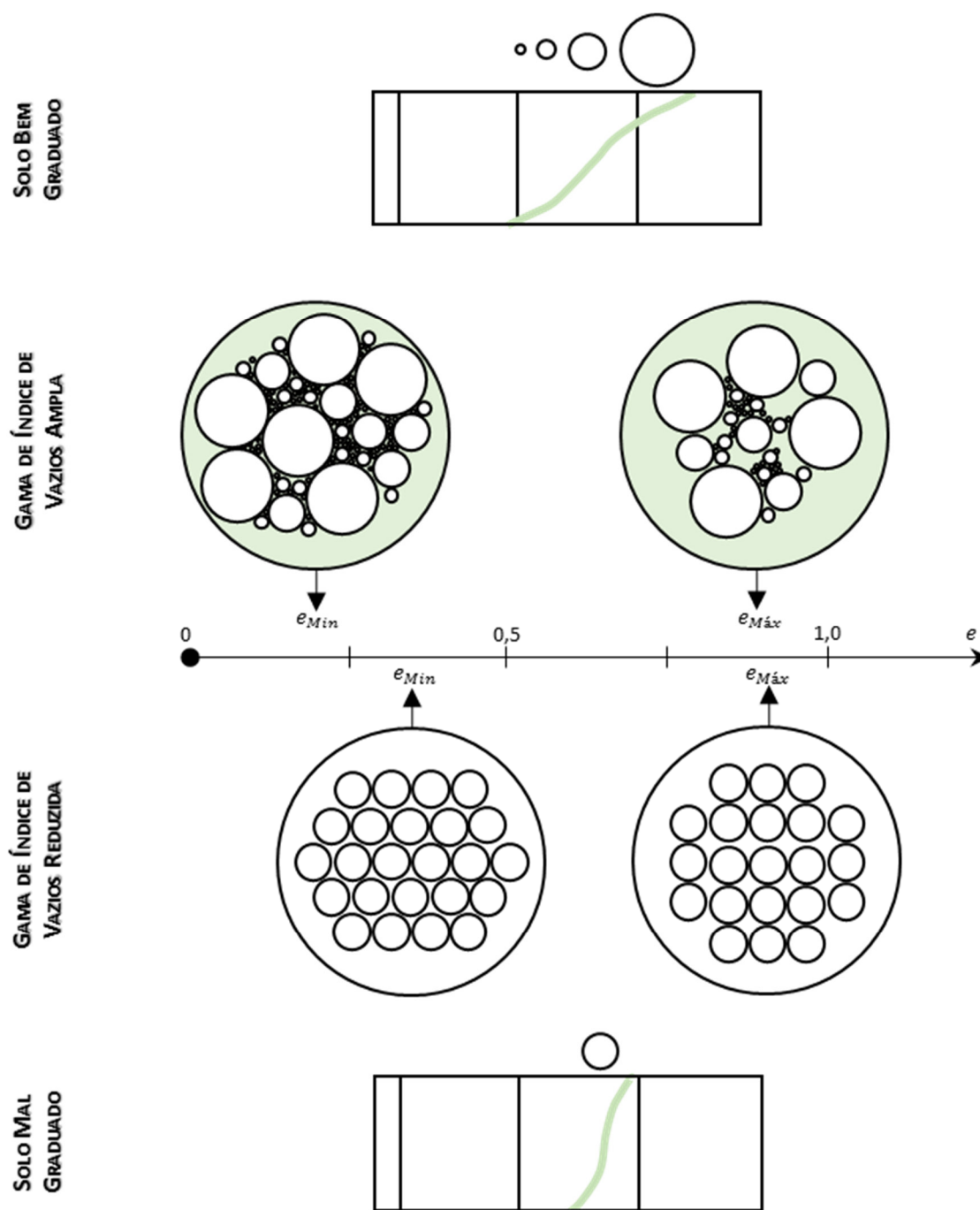


Figura 10 – Esquema representativo da interação entre a curva granulométrica e o índice de vazios natural respetivo (Adaptado de: Fernandes, 2012).

2.3.2.1. ÍNDICE DE COMPACIDADE

O índice de compacidade é um parâmetro que compara o índice de vazios natural com os índices máximo e mínimos de determinado solo, indicando assim a compacidade também ela máxima ou mínima, consoante o seu resultado. Daqui advém a seguinte expressão matemática:

Equação 3 - Índice de compacidade (Fonte: Fernandes, 2012).

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{min}}$$

Este geralmente expressa-se em percentagem. Para tal, dever-se-á multiplicar o mesmo por 100 (%). A Tabela 3 apresenta valores que delimitam uma espécie de classificação dos solos maioritariamente arenosos quanto à sua compacidade.

Tabela 3 - Classificação dos solos arenosos, tendo em conta à sua compacidade (Adaptado de: Fernandes, 2012).

AREIA	ID (%)
Muito solta	0 - 20
Solta	20 - 40
Medianamente compacta	40 - 60
Compacta	60 - 80
Muito compacta	80 - 100

A importância deste parâmetro é por demais evidente, uma vez que o mesmo caracteriza o solo quanto à sua suscetibilidade em sofrer deformações e/ou pressões, conseqüentemente quanto à sua compressibilidade. É ainda possível concluir que quanto maior for o índice ID, menor será a compressibilidade do solo.

2.4. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO

Neste ponto serão abordados os ensaios que, tal como o próprio nome indica, identificam os solos. No seio do presente trabalho, importa especialmente estudar três dos ensaios de laboratório geralmente associados a este grupo, nomeadamente: o teor em água, a análise granulométrica e os limites de consistência ou de *Atterberg*. Estes dois últimos com expressão significativamente superior, uma vez que permitem classificar qualquer solo, e como tal, terão grande importância no decorrer do estudo prático. Assim, os ensaios de identificação têm como objetivo primordial determinar a composição granulométrica, os limites de consistência e o teor em água dos solos, com vista à aplicação das classificações publicadas, por forma a definir o uso mais adequado ao mesmo em contexto de obra, nomeadamente de terraplenagens.

2.4.1. TEOR EM ÁGUA

Este parâmetro foi abordado anteriormente, pois insere-se numa das grandezas básicas dotadas por um dado solo. Este define-se como a razão entre os pesos da água e das partículas sólidas, geralmente multiplicado por cem, para se proceder à sua avaliação em percentagem. A determinação do teor em água (w) em contexto de laboratório, em Portugal, seguia a norma NP-84. Sendo que, no decorrer desta dissertação, a mesma foi alterada para a norma europeia NP EN ISSO 17892-1. Segundo Correia (2005), este ensaio baseia-se numa amostra de solo, de quantidade conhecida, que é submetida a um processo de secagem em estufa adequada, por forma a que todas as moléculas de água existentes nos poros se evaporem. Posto isto, dever-se-á pesar a mesma, que em teoria contará apenas com o peso das partículas sólidas. Este ensaio pode ser aplicado em todos os tipos de solos. Todavia, quando ensaiados solos que detenham elevada componente orgânica, sob consequência da desintegração da mesma e diminuição do peso real do solo, a estufa não deverá exceder os 60°C.

Existe ainda uma série de ensaios que permitem determinar o teor em água dos solos, tais como: em laboratório o álcool e infravermelhos e *in situ* o *speedy*. Estes, apesar de expeditos e úteis em contexto de obra, não se encontram normalizados, nem se revelam muito precisos, pelo que não foram efetuados ao longo da presente dissertação.

Importa referir ainda que o presente ensaio não contará como variável no decorrer da parte prática, devido à extrema facilidade em alterar o verdadeiro valor deste teor, nomeadamente por consequência do clima que se fizer sentir no momento da amostragem, mau transporte e armazenamento da amostra, tempo de espera até à realização do ensaio em laboratório, entre outros. Para além do mais, este parâmetro raramente se utiliza para classificar um determinado solo em estudo (ver subcapítulo 2.5.). Todavia, é essencial defini-lo, ainda que sucintamente, pois o mesmo revela uma importância vital para todos os ensaios aqui estudados e efetuados.

2.4.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Para inúmeras aplicações da engenharia, não é suficiente conhecer apenas o tipo de solo, ou seja, a sua natureza e/ou origem, sendo ainda necessário conhecer a distribuição dos tamanhos dos grãos constituintes do solo em causa. As propriedades deste dependem, fundamentalmente, das dimensões assumidas pelas partículas integrantes no mesmo, bem como da sua distribuição (Liu & Evett, 1937).

A análise granulométrica tem como principal propósito a definição da composição granulométrica, ou simplesmente granulometria, expressa por uma amostra de solo (Santana & Rodrigues, 2005). Segundo Correia (2005), entende-se por granulometria a distribuição das partículas constituintes de um determinado solo, expressa em peso. Este ensaio divide-se em duas partes distintas:

- ❖ **método da peneiração** – aplicado a partículas de dimensões superiores a 0,074mm – Norma E 239 - 1970;
- ❖ **método da sedimentação** – aplicados a partículas de dimensões inferiores a 0,074mm – Norma E 196 - 1996.

Ambos se encontram normalizados em Portugal, através das normas acima destacadas, sendo as mesmas criadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) nos anos de 1970 e 1996, respetivamente.

Na presente dissertação, o ensaio que terá maior destaque é o mais usual de ambos, designado por análise granulométrica por peneiração húmida, por se tratar de um ensaio mais célere/expedito e permitir a aplicação das classificações ao solo ensaiado, desde que juntamente com os resultados obtidos no ensaio estudado no ponto seguinte (limites de consistência). Por consequência, é o mais utilizado no mundo da engenharia, pois permite a obtenção dos resultados geralmente pretendidos, tais como por exemplo, definir a sua reutilização em obras de terraplenagem, de forma célere. No ponto 3.3.1. (técnicas e metodologias) este ensaio é descrito em pormenor, uma vez que foi efetuado sobre todas as amostras estudadas na parte prática da presente dissertação.

Porém, importa ainda referir que o complemento da sedimentação permite identificar o solo com maior precisão, devido à separação/identificação das partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm. Segundo Santana & Rodrigues (2005), o método da sedimentação consiste basicamente em realizar uma mistura da amostra de solo com água destilada e medir a densidade do líquido em certos intervalos de tempo normalizados. A diferença entre as densidades investigadas definirá a quantidade de partículas que sedimentam entre esse dado período de tempo. O solo deverá ser previamente sujeito a uma desfloculação/dispersão, com recurso a um líquido antifloculante (hexametáfosfato de sódio), à semelhança dos materiais finos do ensaio de peneiração, para que as partículas possam sedimentar livre e individualmente. É absolutamente determinante que o densímetro seja previamente calibrado na proveta onde será realizado o ensaio. A obtenção dos resultados é determinada através da aplicação da lei de *Stokes*, em conformidade com o indicado na Norma E 196 - 1996 (Equação 4).

Equação 4 - Lei de Stokes (Fonte: Fernandes, 2012).

$$v_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2$$

Onde,

- ❖ v_s – velocidade de sedimentação;
- ❖ g – aceleração da gravidade;
- ❖ γ_s – peso volúmico da partícula sólida;
- ❖ γ_w – peso volúmico do líquido;
- ❖ η – viscosidade;
- ❖ D^2 – diâmetro da partícula.

Todavia, esta lei aplica-se a partículas de forma esférica, o que especialmente nas partículas aqui estudadas com menores dimensões, não se verifica (ver ponto 2.2.). Ora, o que realmente se determina através deste processo, não são os diâmetros das partículas em si, mas sim o diâmetro equivalente, ou seja, o diâmetro de uma esfera de material e velocidade de sedimentação equivalente à partícula estudada. Este método detém ainda limitações que se atribuem à dificuldade em assegurar uma dispersão completa das partículas, mesmo quando efetuado o pré-tratamento com o hexametáfosfato de sódio. Estas limitações na determinação da quantidade de siltes e argilas levam a que maior parte dos cadernos de encargos aplicados atualmente apenas refiram o material passado no peneiro n.º 200 (0,074mm), que engloba ambas as partículas (Correia, 2005).

2.4.2.1. CURVA GRANULOMÉTRICA

Deste ensaio resulta um gráfico que relaciona as dimensões das partículas em milímetros, dispostas em escala logarítmica, e a percentagem do material passado nos peneiros normalizados, nos eixos dos xx e yy, respetivamente. Este mesmo gráfico é designado por curva granulométrica. A partir da mesma, e tal como anteriormente referido, é possível dividir os solos em quatro grandes grupos: cascalho, areias, siltes e argilas.

Apesar da norma da análise granulométrica prever uma abertura máxima de 3" (76,10mm) no primeiro peneiro da série grossa, as partículas entre os 60 a 200mm normalmente denominam-se calhaus, enquanto que as de diâmetro superior a 200mm se designam como pedras (Fernandes,

2012). No entanto, os solos não deverão ser avaliados individualmente nos grupos acima estudados, pois raramente se encontram desta forma na natureza. Ou seja, estes são maioritariamente compostos por partículas de dimensões e/ou naturezas distintas, podendo assim, por exemplo, ser constituídos por areias e silte, designadas por areias siltosas, ou siltes e argilas designados por siltes argilosos. Para melhor compreensão deste conceito, será agora analisado um extrato de boletim de ensaio de análise granulométrica por peneiração e sedimentação, efetuado sobre amostra remexida representativa de um solo natural colhido em obra (Figura 11). Esta amostra será posteriormente avaliada nesta dissertação, entre centenas de amostras semelhantes.

CURVA GRANULOMÉTRICA

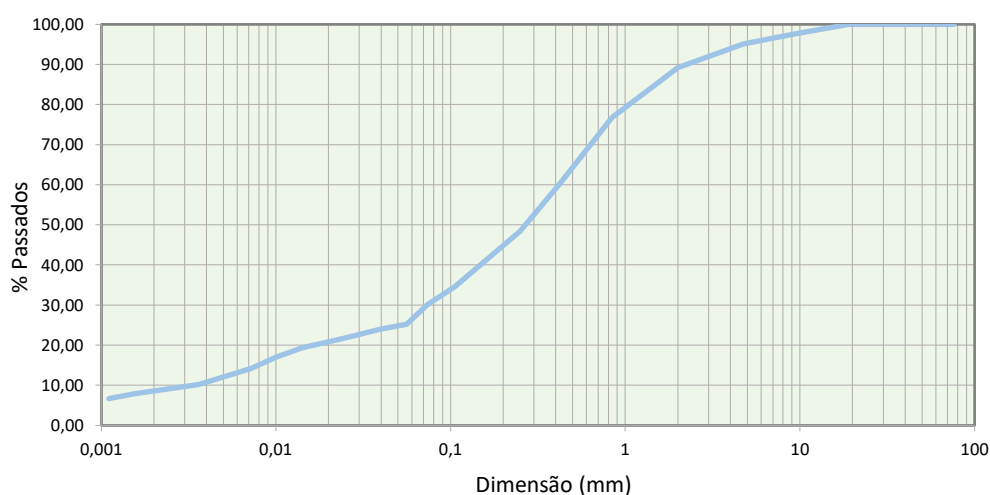


Figura 11 - Extrato de boletim de ensaio de análise granulométrica, efetuado sobre amostra remexida de solo natural (Adaptado de: GEOMA).

A curva granulométrica fornece variadíssimas informações chave para a identificação do tipo de solo em estudo, das quais se destaca a sua própria designação. Através de uma simples análise visual à curva representada na Figura 11, é possível afirmar que esta amostra é composta maioritariamente por material de matriz arenosa, cerca de 64%, tendo ainda cerca de 11% de cascalho, 16% de siltes e cerca de 9% de argilas. Assim, segundo a classificação ASTM este solo classifica-se como uma areia siltosa (SM), pertence ao grupo A-2-4 (0) segundo a classificação AASHTO e B5 segundo a classificação francesa (LCPC/SETRA). Não é demais lembrar que para a aplicação destas classificações foi necessário conhecer os resultados obtidos nos ensaios dos limites de *Atterberg*, assim sendo e para efeitos do presente exercício prático, deve ainda referir-se que o índice de plasticidade do solo em estudo é igual a 6% e o limite de liquidez é igual a 31%. Estes conceitos serão abordados no ponto seguinte e as classificações serão aprofundadas no ponto 2.5.

Ainda com base na análise granulométrica, é possível, segundo *Feret*, definir os termos mais indicados dependendo apenas da percentagem de cada elemento que compõe um dado solo, ou seja, a sua composição granulométrica. Retomando o exemplo supraexposto e avaliando-o tendo por base o triângulo de *Feret*, é possível definir a designação que melhor se adequa. A Figura 12 ilustra este mesmo triângulo e a aplicação do exemplo já estudado, onde se verifica o cruzamento das linhas num único ponto na zona pertencente às areias siltosas. Assim, por comparação entre resoluções e uma vez que o nome se mantém, é possível identificar o tipo de solo e a sua designação através da execução da análise granulométrica e da aplicação do triângulo de *Feret*.

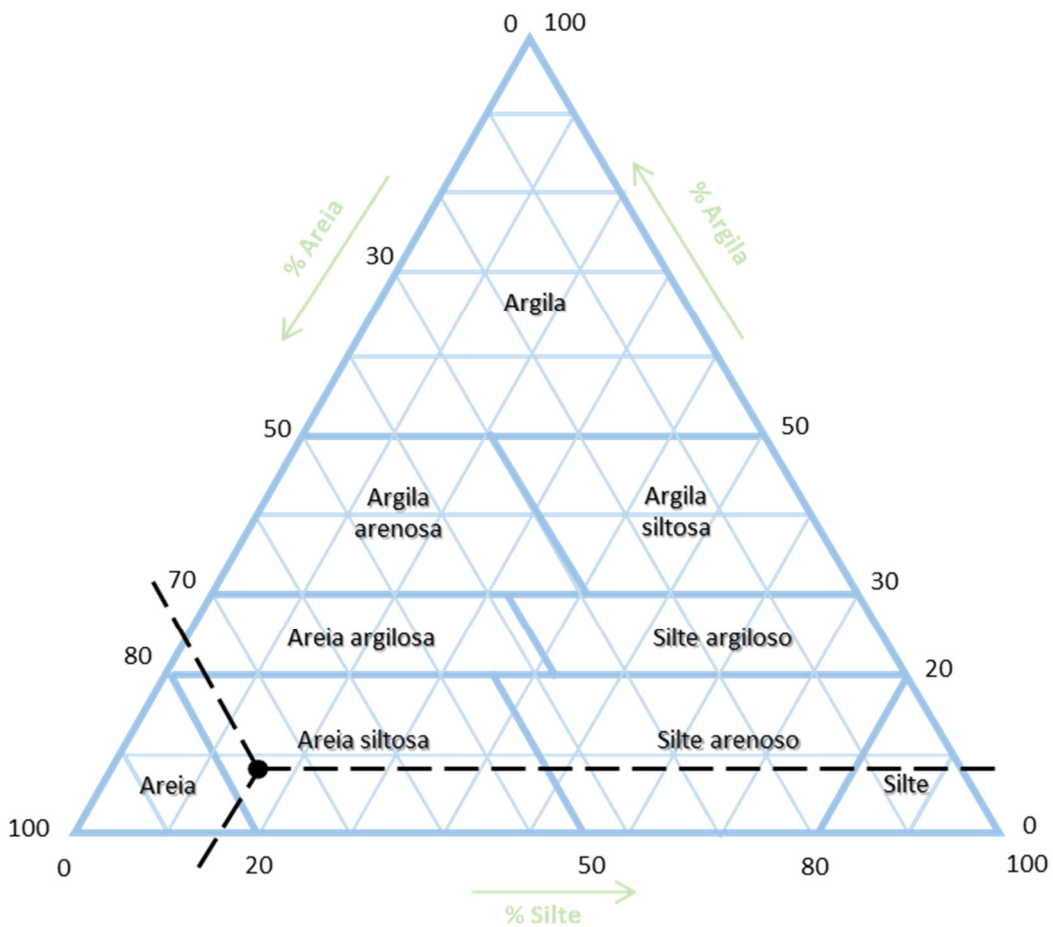


Figura 12 – Triângulo de *Feret* (Adaptado de: Fernandes, 2012 e GEOMA).

Ainda através da análise à curva granulométrica de um determinado solo, é possível identificar o seu diâmetro efetivo (D_{10}), que se trata da dimensão correspondente a 10% do material passado na sua curva, bem como o coeficiente de uniformidade (C_u). Este último transmite a diversidade das partículas constituintes desse solo, calculando-se através da razão entre o D_{60} e o D_{10} . Quando este coeficiente assume valores iguais ou superiores a 6 significa que o solo é bem graduado, sendo que quando na direção oposta e próximo à unidade, este diz-se uniforme. Pode ainda ser definido

o coeficiente de curvatura (C_c), que corresponde a uma representação equilibrada das diversas partículas, com diferentes diâmetros, sendo que quando compreendido entre 1 e 3, trata-se de um solo bem graduado. Este coeficiente calcula-se através da razão entre o quadrado de D_{30} e o D_{10} vezes o D_{60} . Estes índices são obtidos através da Equação 5.

Equação 5 - Coeficiente de uniformidade e curvatura (Fonte: Fernandes, 2012).

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

2.4.3. LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU ATTERBERG

Segundo Mitchell & Soga (1930), estes limites são utilizados para a identificação, descrição e classificação de solos coesivos, bem como uma avaliação preliminar das suas propriedades mecânicas. O potencial dos limites de consistência foi atestado pelo próprio Terzaghi, onde numa das suas célebres publicações afirmou que os resultados destes limites dependem dos mesmos fatores físicos que determinam a resistência e permeabilidade dos solos, tais como a forma e dimensão das partículas (Terzaghi K. , 1925).

O comportamento físico e mecânico dos solos finos encontra-se diretamente relacionado com quatro estados distintos dos solos: sólido, friável (semi-sólido), plástico (moldável) e líquido (fluido), tal como descrito anteriormente na Figura 7. Budhu, em 1976, analisou experimentalmente o comportamento de um solo que se encontrava no estado líquido ou fluido e passa por um processo de secagem uniforme ao longo do tempo. A Figura 13 traduz essa mesma experiência, apresentando um diagrama que relaciona o volume e o teor em água deste solo. Constata-se pela análise da mesma, a influência que o teor em água produz sobre o comportamento deste. Esta análise permite ainda concluir o seguinte:

- ❖ o ponto “A” indica o início da experiência, quando o solo se apresenta no estado líquido;
- ❖ à medida que vai secando, o solo diminui o seu teor em água, bem como o seu volume;
- ❖ “B” define o ponto crítico onde o solo deixa de se comportar como um líquido, e o teor em água que apresenta designa-se por limite liquidez (LL ou WL);
- ❖ “C” trata-se do ponto onde o solo deixa de ser moldável sem se dar a rotura do mesmo, assumindo então o que se designa por comportamento plástico e atingindo assim o limite que se denomina de limite de plasticidade (LL ou WP);

- ❖ quando se prossegue com o processo de secagem, e se ultrapassa a gama de valores de teores em água dos quais se considera que o solo mantém um comportamento plástico, este torna-se friável;
- ❖ a gama de valores de teor em água no qual o solo se molda de forma plástica designa-se por índice de plasticidade (I_p) – $I_p = LL - LP$ (%);
- ❖ por fim, a partir do ponto “D”, designado por limite de retração (LR ou WS) e mantendo a progressiva secagem do material, alcança-se o estado sólido e o volume mantém-se estável.

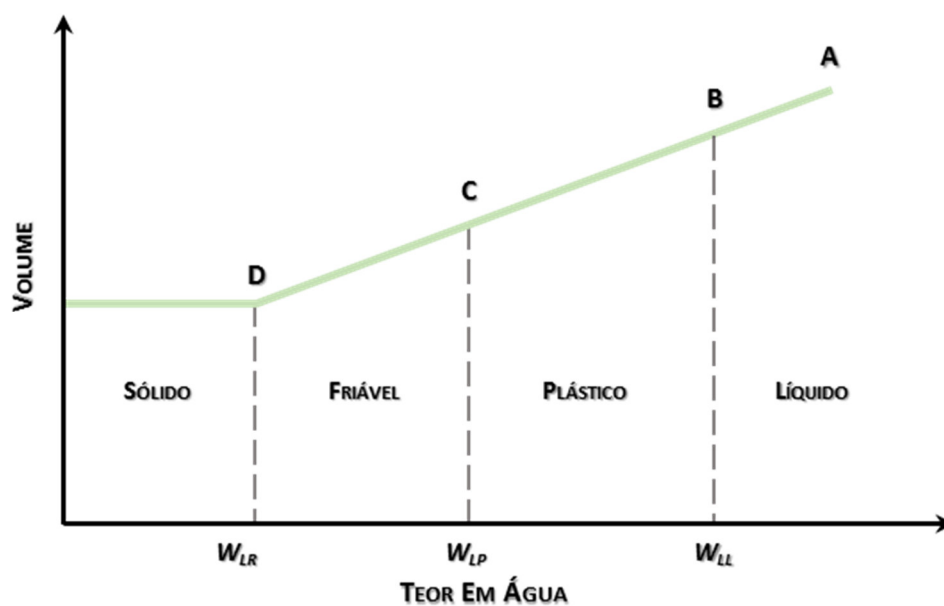


Figura 13 – Esquema alusivo às diferenças nos estados de comportamento dos solos, em função do seu volume e teor em água (Adaptado: Budhu, 1976).

Apesar de esclarecida a sua importância, este último limite (LR), não será abordado na presente dissertação, pois a sua obtenção por meio de execução do ensaio laboratorial é relativamente pouco frequente no mercado, à semelhança da GEOMA. Já os limites de plasticidade e liquidez são designados como limites de *Atterberg*, após Albert Atterberg os ter criado e publicado em 1911. Assim, desde que a engenharia se interessou pela consistência e deformação dos materiais, tornou-se possível associar a consistência de um determinado solo ao seu estado. Analisando agora os extremos opostos, isto é, um solo no estado líquido exibe menor consistência e maior deformabilidade, quando no estado sólido apresenta uma maior consistência e menor deformabilidade.

De seguida, os últimos dois limites serão individualmente estudados e devidamente justificados.

2.4.3.1. LIMITE DE LIQUIDEZ

O limite de liquidez (LL) pode ser determinado através dos métodos da concha de *Casagrande* e do cone de penetração (*fall cone*). Ambos os métodos são amplamente utilizados por grande parte dos laboratórios a atuar em Portugal, especialmente o primeiro a ser mencionado. Na presente dissertação apenas este será abordado.

Casagrande (1932) desenvolveu um método padrão que se traduz, fundamentalmente, num teste à tensão de cisalhamento dinâmico do solo. Ou seja, segundo este autor, o limite de liquidez corresponde aproximadamente ao teor em água presente num solo, quando a sua tensão de cisalhamento não drenada é cerca de 2,5 kPa.

Em Portugal, os procedimentos deste ensaio encontram-se normalizados segundo a Norma NP 143 - 1969, estabelecida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Segundo Correia (2005), esta técnica é aplicável a solos com cerca de 30% ou mais de material com dimensões inferiores a 0,075mm, devendo ainda ficar excluídos os solos predominantemente arenosos, que mesmo quando cumprem este pressuposto, o ensaio perde o significado. Na prática, este limite corresponde ao teor em água de um solo quando desferidas vinte e cinco pancadas na concha semiesférica, que herdou o nome do seu inventor. Valor este obtido através da interpolação da reta realizada através dos pontos provenientes dos resultados laboratoriais. Isto é, o que relaciona o teor em água dos quatro provetes com as pancadas para as quais o sulco, previamente criado, une-se.

Apesar desta técnica de ensaio ser estudada em pormenor nas metodologias e técnicas (ponto 3.3.2.), importa referir desde já que a mesma consiste, sucintamente, na colocação de um provete de solo nesta concha, abrindo-se posteriormente um sulco de dimensões normalizadas. De seguida, esta concha é deixada cair repetidamente de uma altura de 10 mm, com o objetivo de fechar este sulco, em pelo menos 1 cm. Assim, dá-se por terminado o ensaio com a anotação do número de golpes desferidos e é recolhida uma porção de solo na zona onde ocorreu o contacto, com o propósito da determinação do teor em água.

2.4.3.2. LIMITE DE PLASTICIDADE

Segundo Yong & Warkentin (1966), o limite de plasticidade (LP) é interpretado como o mínimo teor em água presente num solo para que a coesão entre as suas partículas seja suficientemente reduzida para permitir o movimento, porém suficientemente alta para permitir que estas mantenham as posições moldadas. Ou seja, segundo Mitchell & Soga (1930), este limite trata-se da gama de valores de teor em água no qual o solo apresenta comportamento plástico. Para valores

superiores ao limite LP o solo pode ser deformado sem que se altere o seu volume ou este rompa e mantenha essa nova forma.

À semelhança do anterior limite, este encontra-se normalizado pelo LNEC, segundo a mesma norma (NP 143 - 1969), pelo que o seu procedimento e demais informações relevantes serão revistos em pormenor ainda no ponto 3.3.2. Correia (2005) afirma, tendo por base esta norma, que a determinação deste limite se aplica somente a solos que detenham também no mínimo 30% de material com dimensões inferiores a 0,05mm e que não sejam maioritariamente arenosos. Este ensaio representa a média dos valores de teor em água obtidos nos quatro provetes, quando os mesmo, após a realização de filamentos cilíndricos com cerca de 3mm de diâmetro que por rolar sobre placa de vidro e sob a palma da mão, criam fissuras.

Salientar ainda que para a realização de ambos os limites (LL e LP) as amostras terão de ser preparadas em conformidade com o documento normativo designado por “Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação” (LNEC E 195 – 1966), mais tarde abordado no mesmo ponto das metodologias e técnicas.

2.4.3.3. ÍNDICE DE PLASTICIDADE

O índice de plasticidade (I_p) está, naturalmente, relacionado com a determinação dos limites de liquidez e plasticidade. Este define-se através da diferença entre ambos, com exceção das seguintes situações (Correia, 2005):

- ❖ os limites LL e LP não serem passíveis de serem determinados;
- ❖ o solo a ensaiar ser constituído por matriz predominantemente arenosa, devendo nestes casos ser o LP a ser efetuado em primeiro lugar, e caso este não seja passível de ser executado;
- ❖ o LP ser superior ao LL.

Assim, para estes casos, o índice I_p deverá ser designado como não plástico (NP).

Segundo Folque (1991), em 1910, Albert Atterberg percebeu que a classificação dos solos finos que havia criado e publicado em 1908 tendo por base apenas a granulometria, por si só, não era suficiente para descrever a totalidade das propriedades dos solos argilosos. Pelo que, em 1910 publicou um artigo propondo uma classificação complementar baseada no comportamento plástico dos solos. Assim, definiu: “limite plástico superior como o teor em água acima do qual uma pasta de solo tem comportamento líquido, e limite plástico inferior, como o teor em água abaixo do qual uma pasta de solo não pode ser moldada sem gretar.”

A Tabela 4 mostra os valores limites da classificação criada por Atterberg nesta mesma publicação.

Tabela 4 - Classificação dos solos quanto à sua plasticidade através do índice de plasticidade (Adaptado de: Folque, 1991).

I_p	DESCRIÇÃO
$0 < I_p < 1$	Não plástico
$1 < I_p < 7$	Baixa plasticidade
$7 < I_p < 15$	Média plasticidade
$I_p > 15$	Alta plasticidade

2.4.3.4. ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA E LIQUIDEZ

Budhu (1976) afirma que o índice de liquidez (I_L) mede a consistência de um solo através dos limites de *Atterberg*. Relacionando o teor em água obtido em ambos os limites, liquidez e plasticidade, com o teor em água natural exibido por um determinado solo (Equação 6).

Equação 6 - Índice de liquidez (Fonte: Budhu, 1976).

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}$$

Em alternativa, Fernandes (2012) apresenta o índice de consistência (I_C), com o propósito de conhecer a consistência aproximada de um solo argiloso. Este poderá tomar valores superiores à unidade, caso o solo detenha um teor em água natural inferior ao seu limite de plasticidade (Equação 7).

Equação 7 - Índice de consistência (Matos Fernandes, 2012).

$$I_C = \frac{W_L - W}{W_L - W_P}$$

De seguida, apresenta-se uma classificação dos solos argilosos quanto à sua consistência (Tabela 5).

Tabela 5 - Classificação tendo em conta a consistência exibida por solo argiloso (Adaptado de: Fernandes, 2012).

ARGILA	I _c
Muito mole	0,00 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	> 1,00

2.4.3.5. ATIVIDADE DAS ARGILAS

Recordando o exposto no ponto 2.2, nomeadamente quando se abordaram os solos argilosos em pormenor e destacando a relevância do teor em água de um determinado solo argiloso, que aumenta tendo em conta a atividade química dos minerais de argilas. Tendo agora em conta os resultados obtidos nos ensaios já abordados, mais concretamente dos resultados do I_p e da quantidade de material passado no peneiro n.º 200, é possível determinar a atividade das argilas (A_t).

Skempton (1953) efetuou diversas experiências sobre solos de componente maioritariamente argilosa e misturas de solos, estudando mais concretamente a montmorilonite sódica, a ilite e a caulinite. Através dos resultados obtidos, este comprovou que o índice de plasticidade se encontra linearmente relacionado com a quantidade de fração argilosa presente num determinado solo, sendo que o tipo de mineral de argila presente influencia de forma determinante aquilo que Skempton designou de atividade da argila, expressa pela Equação 8.

Equação 8 - Atividade da argila (Fonte: Skempton, 1953).

$$A_t = \frac{I_p}{\% \text{ fração de argila}}$$

Através desta experiência, foi ainda possível realizar a seguinte classificação dos minerais de argila quanto à sua atividade.

Tabela 6 - Classificação da atividade de argila para os diferentes minerais (Adaptado de: Skempton, 1953).

ATIVIDADE	CLASSIFICAÇÃO
< 0,75	Pouco ativa
0,75 – 1,25	Normal
> 1,25	Muito ativa

2.5. CLASSIFICAÇÕES DE SOLOS

Segundo Lambe & Whitman (1979), para se resolver um problema de engenharia relacionado com solos é necessário determinar as propriedades que melhor se adequam, para que, posteriormente, sejam utilizadas numa expressão racional, por forma a obter uma resposta para o problema inicial. Distinguem-se agora alguns exemplos práticos deste tipo de método, tais como, determinar a velocidade a que a água circula numa amostra de solo – mede-se a permeabilidade e aplica-se a lei de Darcy; para os assentamentos de um edifício – calcula-se a compressibilidade do solo e aplica-se o valor obtido nas equações criadas com recurso à teoria de consolidação de Terzaghi; para o cálculo da estabilidade de um talude – sendo que a propriedade a determinar é a sua resistência ao corte, utilizando o valor obtido nas leis existentes.

Em contexto de obra é difícil aferir as propriedades dos solos, por não estarem disponíveis quaisquer equações para a resolução do problema, bem como pelo facto dos métodos existentes serem dispendiosos e demorados. Diversos autores consideraram útil dividir-se os solos em grupos, agrupando os que detêm comportamentos semelhantes. Assim, surgem as classificações dos solos. Na Figura 14 podem-se observar as mais utilizadas nos dias de hoje em engenharia.



Figura 14 - Sistemas de classificação de solos mais usado em problemas de engenharia.

Apesar destas, existem ainda dificuldades na classificação de determinados tipos de solos. Sória (1985) destaca os solos com índices próximos dos limites impostos, os quais se podem enquadrar em grupos distintos, mesmo apresentando comportamentos semelhantes quando comparados a solos que se classificam no mesmo grupo. Todavia, mesmo conhecendo este dilema, é fundamental aplicar um sistema de classificação aos solos a aplicar em obra. Pois, através destas, torna-se possível o engenheiro correlacionar o comportamento do solo em causa com o de solos conhecidos (anteriormente trabalhados). Assim, é possível prever e muitas vezes minimizar o risco da sua aplicação em obra, através da implementação de medidas que se julgam necessárias.

2.5.1. CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA DE SOLOS

Um dos sistemas de classificação de solos mais comum foi proposto em 1942 nos Estados Unidos da América por Arthur Casagrande, durante a segunda Guerra Mundial, para utilizar na construção de aeródromos pelo corpo de engenheiros do exército. Esta denomina-se por sistema de Classificação Unificada de Solos (*Unified Soil Classification System – USCS*). Mais tarde, em 1952, este sistema foi revisto pelo *U. S. Bureau of Reclamation*, de forma a ser aplicado em barragens, fundações e outras construções.

Com o passar dos anos, foi-se verificando que a abordagem a este sistema devia ser definida e padronizada, ou seja, era necessário criar uma norma. Este tinha como objetivo primordial mitigar algumas lacunas existentes até então na aplicação da mesma. Assim, após diversas alterações e revisões, a ASTM conseguiu tornar o sistema USCS normalizado. Essas alterações consistiram numa reformulação e definição do nome e respetivo símbolo para a cada grupo de solos, sendo ainda os grupos compostos pelos siltes e argilas reformulados. Após este trabalho e com a criação da norma utilizada atualmente, ASTM D 2487-85, esta classificação tornou-se mais precisa (Howard, 1984).

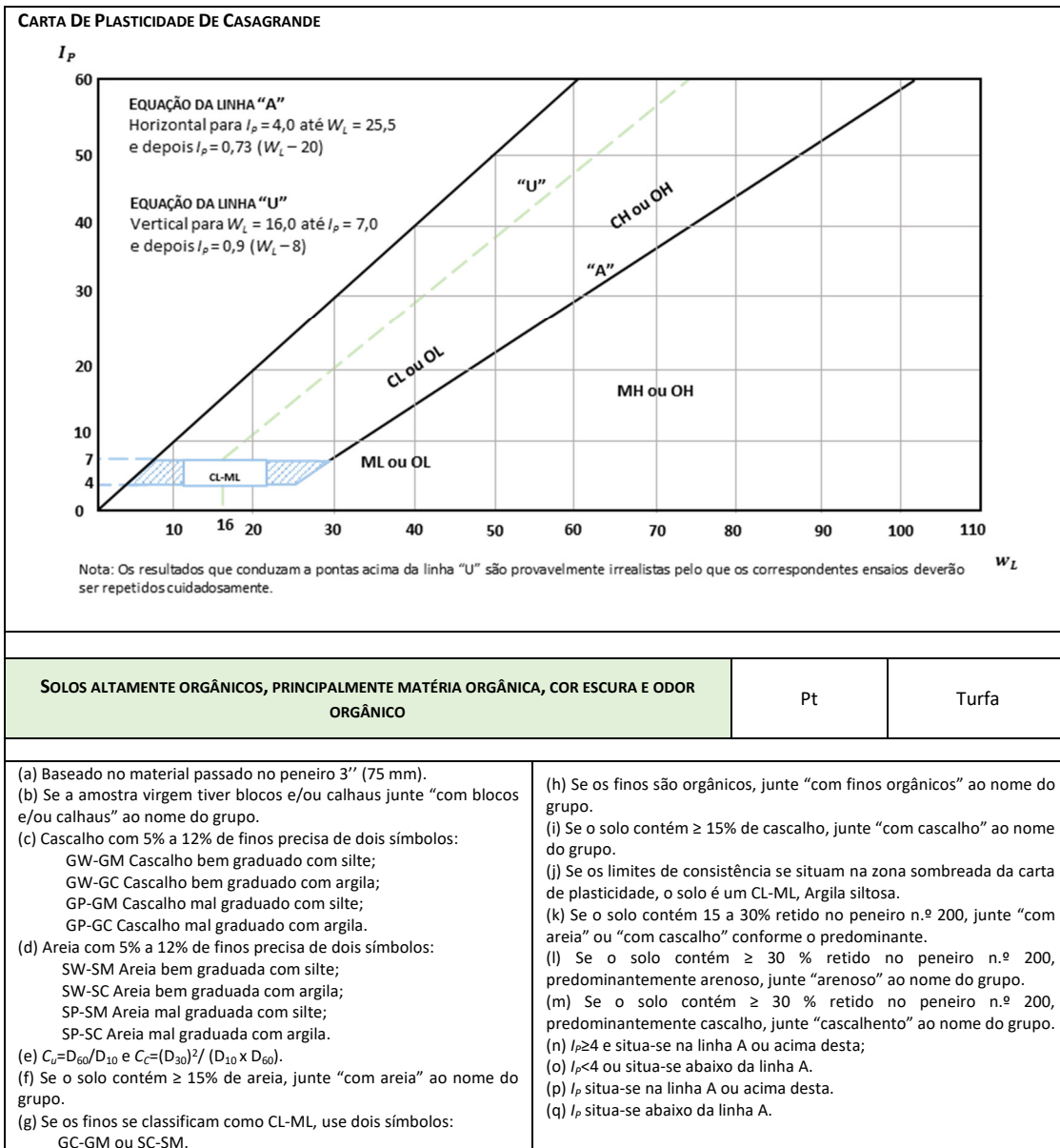
Como se pode observar na Tabela 7, esta classificação é dividida em três grandes grupos: solos grossos, finos e altamente orgânicos, originando ainda quinze subgrupos de solos um pouco mais restritos/específicos. Esta divisão baseia-se nas características de identificação de cada solo, tais como a composição granulométrica e os limites de consistência (Fernandes, 2012). No caso da fração grossa, foram mantidas as características granulométricas como parâmetro mais representativo, enquanto que para a fração fina, optou-se por usar os limites de consistência de *Atterberg*, através da aplicação da Carta de Plasticidade de Casagrande (Tabela 7), como parâmetro mais representativo (Casagrande, 1948).

Na versão apresentada pela ASTM, os grupos são representados por um símbolo (duas letras maiúsculas) e um nome. O prefixo das letras corresponde a uma subdivisão ligada ao tipo de solo e o sufixo às características granulométricas e à plasticidade.

Segundo Fernandes (2012), numa fase inicial de uma determinada obra, onde se pretenda efetuar a construção de aterros, é possível através de ensaios de identificação, escolher, dentro dos solos que apresentem condições de serem aplicados, quais os que melhor se adequam, consoante as exigências. Assim, no Anexo I é possível perceber alguns exemplos de solos classificados pela ASTM e compactados em obras de aterro.

Tabela 7 – Síntese dos critérios e carta de plasticidade pertencentes à classificação da ASTM (Adaptado de: ASTM D 2487-85).

CRITÉRIOS PARA DESIGNAÇÃO DOS SÍMBOLOS E NOME DOS GRUPOS UTILIZANDO ENSAIOS DE LABORATÓRIO				CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
				SÍMBOLO DO GRUPO	NOME DO GRUPO
SOLOS GROSSOS retido no peneiro nº200 > 50%	Casalhos Mais de 50% da fração grossa retida no peneiro nº4	Casalhos finos (c) % finos < 5	$C_u > 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Cascalho bem graduado (f)
			$C_u \leq 4$ e/ou $C_c < 1$ e/ou $C_c > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)
		Casalhos com finos (c) % finos > 12	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)
			Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)
	Areias 50% ou mais da fração grossa passada no peneiro nº4	Areias Limpas (d) Menos de 5% de finos	$C_u > 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)
			$C_u \leq 6$ e/ou $C_c < 1$ e/ou $C_c > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)
		Areias com finos (d) Mais de 12% de finos	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)
			Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)
SOLOS FINOS Passado no peneiro nº 200 \geq 50%	Siltos e argilas $W_L < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
			$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (i)	ML	Silte (k), (l), (m)
		Orgânico	$\frac{W_L \text{ (seco em estufa)}}{W_L \text{ (sem secagem)}} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
	Siltos e argilas $W_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda (k), (l), (m)
			I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico (k), (l), (m), (n)
		Orgânico	$\frac{W_L \text{ (seco em estufa)}}{W_L \text{ (sem secagem)}} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)



2.5.2. SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO AASHTO OU HBR

O sistema **AASHTO** (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) foi desenvolvido em 1929, nos Estados Unidos da América, tendo como principal propósito a sua utilização especificamente para a construção de vias rodoviárias (García-Gaines & Frankenstein, 2015).

Segundo Krebs & Walker (1971), esta classificação foi obtida a partir de estudos em solos utilizados na construção de rodovias secundárias, porém, em meados de 1945, este sistema foi sujeito a diversas revisões propostas pelo *Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads of the Highway Research Board*. Pelo que as mesmas perduram até aos dias de hoje, materializadas na classificação de solos para uso rodoviário da AASHTO. Esta não classifica

os solos por tipo, mas separa-os em grupos, que variam do “A-1” até ao “A-7”. Materiais granulares, nos quais cerca de 35% ou menos dos passados no peneiro n.º200 se encontram inseridos nas categorias A-1, A-2 e A-3. Já os solos com 35% ou mais de passados no mesmo peneiro são classificados nas categorias A-4, A-5, A-6 e A-7, englobando maioritariamente siltes e as argilas.

Das (2009) afirma que esta classificação é baseada em três critérios:

❖ **Granulometria**

- Cascalho: fração que passa no peneiro de 75mm e fica retida no peneiro de 2mm;
- Areia: fração que passa no peneiro n.º 10 (2mm) e fica retida no peneiro n.º 200 (0,074mm);
- Silte e argila: fração que passa no peneiro n.º 200.

❖ **Plasticidade:** o termo “silte” é aplicado quando a fração fina do solo tem índice de plasticidade inferior ou igual a 10, já o termo “argila” é aplicado quando o mesmo índice assume valores superiores ou iguais a 11.

❖ **Pedras e pedregulhos (calibre superior a 75mm):** quando existentes, os mesmos são excluídos da amostra de solo, onde será aplicada a classificação. Porém, a sua percentagem deverá ser anotada de forma indicativa.

Através da análise à Tabela 8, verifica-se que as categorias A-1, A-2 e A-7 estão ainda subdivididas em subcategorias, em que para as duas primeiras considera-se a granulometria do solo e para a A-7 considera-se o índice de plasticidade e o limite de liquidez (García-Gaines & Frankenstein, 2015). Segundo Liu & Evett (1937), o índice de grupo (IG), parâmetro adicionado posteriormente a esta classificação, assume grande importância na mesma. Este pode variar entre 1 e 20 e define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Deve ainda ser determinado segundo a Equação 9 ou com recurso à aplicação dos ábacos apresentados na Figura 15. Ambos os métodos foram estabelecidos pela Norma AASHTO M-145. Assim, um solo com IG próximo de zero apresenta condições ótimas, já quando próximo do extremo oposto trata-se de um solo desadequado à utilização para a construção dos futuros aterros e/ou leitos de pavimentos.

Relativamente aos solos orgânicos, estes genericamente são inseridos na categoria A-7.

Tabela 8 – Sistema de classificação de solos AASHTO (Adaptada de: AASHTO M-145).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES (35% ou menos passados no peneiro nº200)						MATERIAIS SILTOSOS E ARGILOSOS (mais de 35% de passados no peneiro nº200)			
	A-1		A-3	A-2		A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-7-5 ou A-7-6		
PENETRAÇÃO (% passados)	Nº 10 (2mm)	50 Máx.	---	---	---	---	---	---		
	Nº 40 (0,42mm)	30 Máx.	51 Máx.	---	---	---	---	---		
	Nº 200 (0,075mm)	15 Máx.	10 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	35 Máx.	36 Min.	36 Min.		
CARACTERÍSTICAS DA FRAÇÃO QUE PASSA NO PENEIRO Nº 40 (%)	Limite de Liquidez (LL)	---	---	40 Máx.	41 Máx.	40 Máx.	41 Min.	40 Máx.		
	Índice de Plasticidade (IP)	6 Máx.	NP	10 Máx.	10 Máx.	11 Min.	11 Min.	11 Min. ⁽¹⁾		
ÍNDICE DE GRUPO (IG)	0	0	0	0	4 Máx.	8 Máx.	12 Máx.	16 Máx.		
COMPOSIÇÃO DO SOLO	Pedra brita, pedregulho e areia		Areia Fina	Areia e areia siltosa ou argilosa			Solos siltosos		Solos argilosos	
COMPORTEAMENTO COMO SUB-BASE	Excelente a bom						Fraco a pobre			

⁽¹⁾A-7-5 se IP ≤ LL-30%; A-7-6 se IP > LL-30%

Equação 9 – Determinação do índice de grupo da classificação AASHTO M-145 (Adaptado de: Liu & Evett, 1937).

$$\text{Índice de Grupo} = (F - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10)$$

Onde,

- ❖ F – Percentagem de solo passado no peneiro n.º 200;

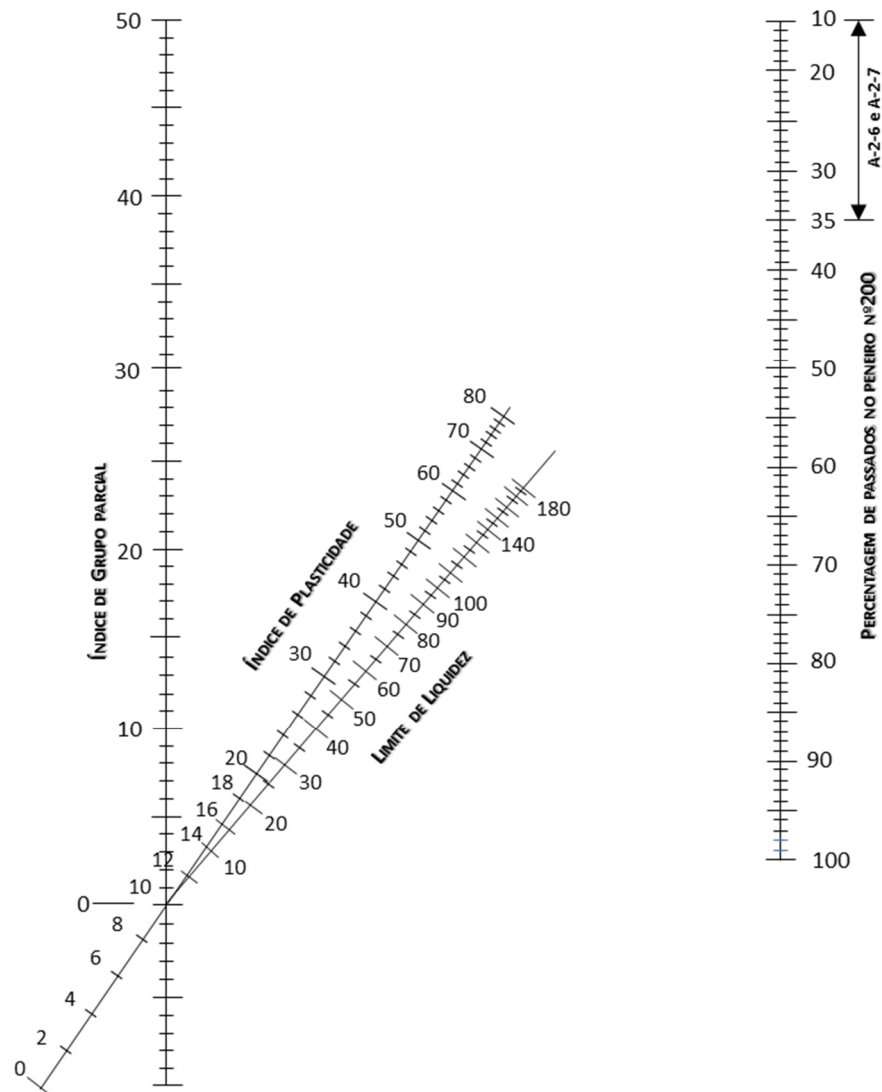


Figura 15 – Ábaco responsável pela determinação do índice de grupo (Adaptado de: Liu & Evett, 1937).

Em Portugal, segundo Correia (2005), existe uma classificação publicada na Especificação E-240 – Solos: Classificação para fins rodoviários, idêntica à publicada pela AASHTO e resultante das simplificações efetuadas em 1945 pela HBR (*Highway Research Board*) à classificação criada em

1929. Esta especificação apresenta diferenças relativamente à ASSHTO M-145, das quais se destaca a determinação do IG. De acordo com estas alterações, surgem novas formas de se obter este índice, nomeadamente através da aplicação da Equação 10 e/ou dos ábacos assinalados na Figura 16.

Equação 10 - Determinação do índice de grupo da classificação HBR (Adaptado de: Correia (2005)).

$$\text{Índice de Grupo} = 0,2a + 0,005 a c + 0,01 b d$$

Onde,

- ❖ a – Diferença, arredondada à unidade, entre o valor da percentagem do material que passa no peneiro de 0,074 mm (n.º200) ASTM e 35; adotar-se-á $a=40$ se aquela percentagem for maior que 75 e $a=0$ se for menor que 35;
- ❖ b - Diferença, arredondada à unidade, entre o valor da percentagem do material que passa no peneiro de 0,074 mm (n.º200) ASTM e 15; adotar-se-á $b=40$ se aquela percentagem for maior que 55 e $b=0$ se for menor que 15;
- ❖ c - Diferença entre o valor do limite de liquidez e 40; porém, adotar-se-á $c=20$ se aquele limite for maior que 60 e $c=0$ se for menor que 40;
- ❖ d – Diferença entre o valor do índice de plasticidade e 10; porém, adotar-se-á $d=20$ se aquele índice for maior que 30 e $d=0$ se for menor que 10.

estudadas até então, pois considera alguns parâmetros não contemplados nas restantes, tais como, o estado hídrico dos solos sensíveis à água, o carácter evolutivo de certos materiais rochosos e a dimensão máxima das partículas constituintes de um solo.

Com o passar dos anos, mais precisamente em 1992, foi realizada uma revisão à mesma, dando origem a um novo documento, em que os objetivos e os parâmetros utilizados são apresentados na Figura 17. Assim, através da mesma é possível perceber como se determina cada um destes parâmetros e respetiva classe e subclasse do material em estudo.

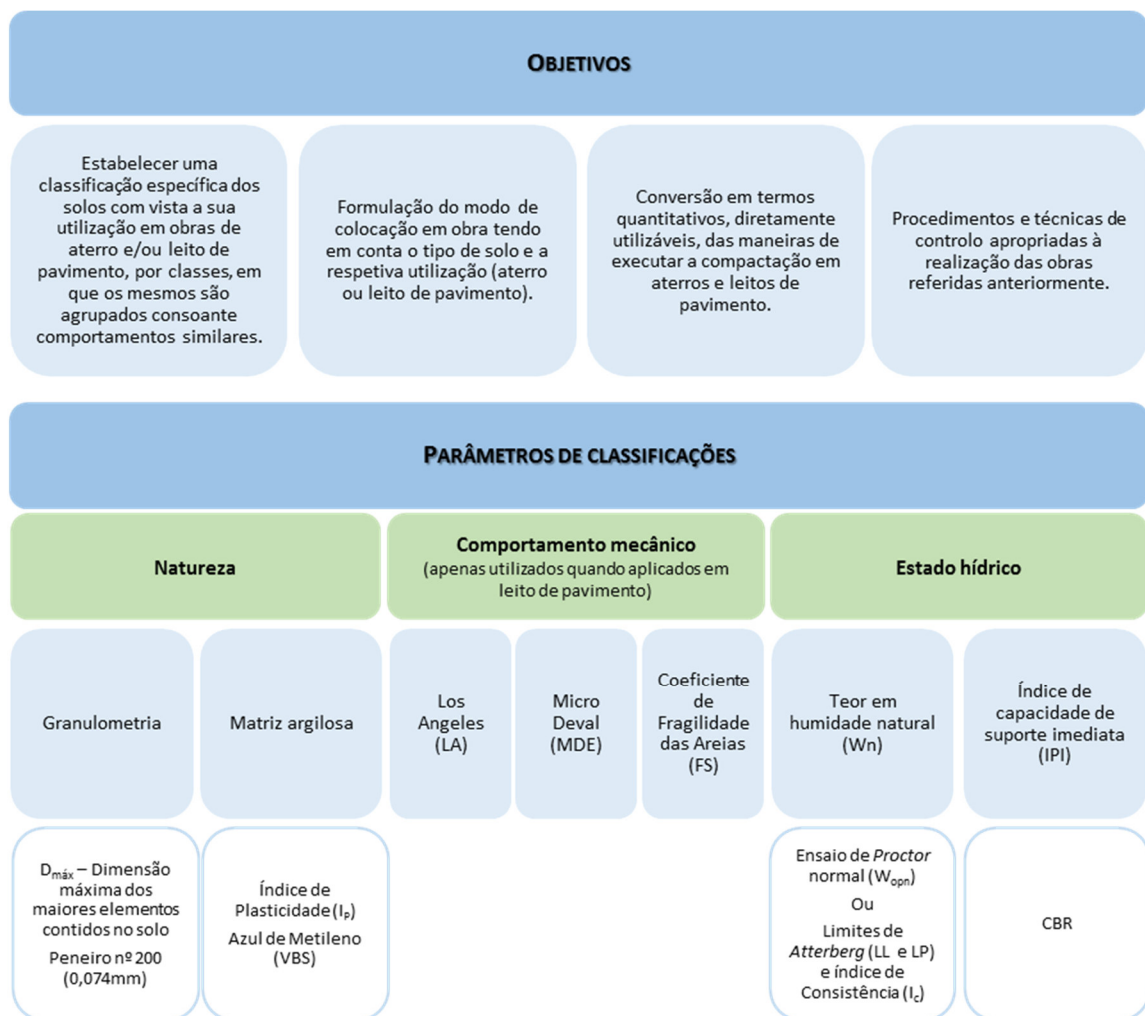


Figura 17 -Objetivos e parâmetros na classificação Francesa LCPC/SETRA, 2000.

Importa ainda referir que esta permite classificar maciços terrosos inorgânicos e orgânicos, bem como maciços rochosos e subprodutos industriais. A Figura 18 permite a definição da classe de solo consoante o seu $D_{Máx}$.

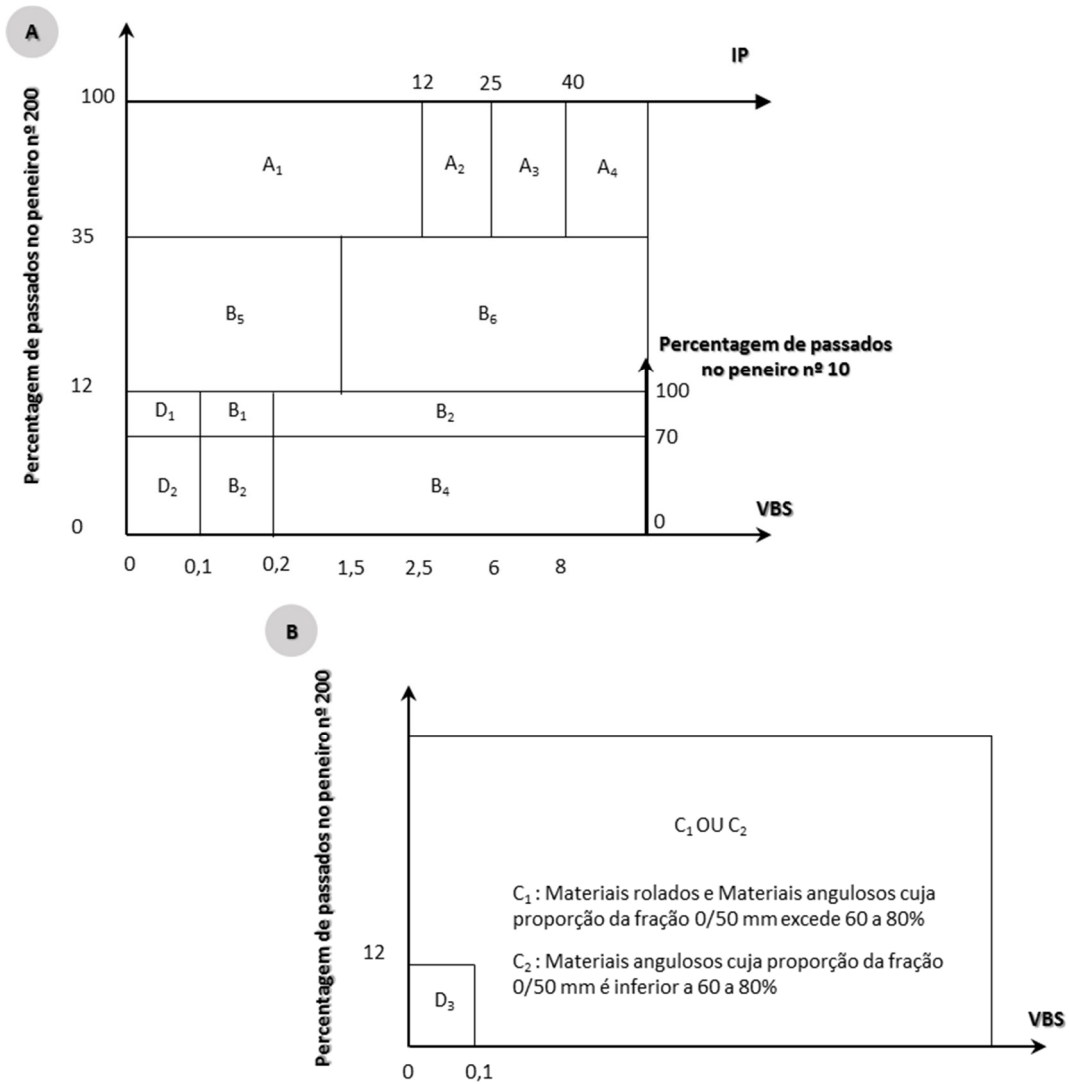


Figura 18 – Classificação de solos com dimensão: A) Inferior ou igual a 50 mm; B) Superior a 50 mm.

Assim, esta classificação divide-se em seis classes, sendo a **A** referente aos solos finos, **B** para os solos arenosos e gravilhosos com finos, **C** para os solos compostos por elementos finos e grossos, **D** para os solos insensíveis à água, **R** para os materiais rochosos (evolutivos e não evolutivos) e, por fim, a classe **F** refere-se aos solos orgânicos (subprodutos industriais) (Tabelas 9 a 14).

Tabela 9 – Classificação de solos Francesa – Classe A – Solos Finos (Fonte: SETRA/LCPC, 2000).

CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NATUREZA			CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ESTADO HÍDRICO													
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características	Parâmetros e valores limites considerados	Subclasse										
$D_{max} \leq 50mm$ e peneiro de $80\mu m > 35\%$	A SOLOS FINOS	$VBS \leq 2,5$ ou $Ip \leq 12$	A₁ Siltes pouco plásticos, siltes aluvionares, siltyos finos pouco poluídos, areias pouco plásticas	Estes solos mudam brutalmente de consistência devido a fracas variações de teor em água, em particular quando o seu W_n está próximo do W_{at} . O tempo de reação às variações do ambiente hídrico e climático é relativamente curto, mas a permeabilidade pode variar dentro de grandes limites conforme a granulometria, a plasticidade e a compactidade, o tempo de reação pode, todavia, variar bastante. No caso dos solos finos pouco plásticos é frequentemente preferível identificá-los pelo valor de azul de metileno VBS, tendo em conta a imprecisão ligada à medição do Ip.	$IP \leq 3$ ou $W_n \geq 1,25 W_{at}$ $3 < IP \leq 8$ ou $1,10 W_{at} \leq W_n < 1,25 W_{at}$ $8 < IP \leq 25$ ou $0,9 W_{at} \leq W_n < 1,10 W_{at}$ $0,7 W_{at} \leq W_n < 0,9 W_{at}$ $W_n < 0,7 W_{at}$	A ₁ th A ₁ h A ₁ m A ₁ s A ₁ ts										
							$12 < Ip \leq 25$ ou $2,5 < VBS \leq 6$	A₂ Areias finas argilosas, siltes, argilas e margas pouco plásticas, areias	A característica média dos solos desta subclasse faz com que eles se prestem à utilização dum grande gama de equipamento de terraplenagem (se o teor em água não for demasiado elevado). Logo que o Ip atinja valores ≥ 12 , constitui o critério de identificação melhor adaptado.	$IP \leq 2$ ou $lc \leq 0,9$ ou $W_n \geq 1,3 W_{at}$ $2 < IP \leq 5$ ou $0,9 < lc \leq 1,05$ ou $1,1 W_{at} \leq W_n < 1,3 W_{at}$ $5 < IP \leq 15$ ou $1,05 < lc \leq 1,2$ ou $0,9 W_{at} \leq W_n < 1,1 W_{at}$ $1,2 < lc \leq 1,4$ ou $0,7 W_{at} \leq W_n < 0,9 W_{at}$ $lc > 1,4$ ou $W_n < 0,7 W_{at}$	A ₂ th A ₂ h A ₂ m A ₂ s A ₂ ts					
												$15 < Ip \leq 40$ ou $6 < VBS \leq 8$	A₃ Argilas e argilas margosas, siltes muito plásticas	Estes solos são muito coerentes com teor em água médio e fraco, e sendo colantes ou deslizantes no estado húmido, o que dificulta a colocação em obra (e a manipulação em laboratório). A sua permeabilidade muito reduzida torna as suas variações de teor em água muito lentas, no lugar. Um aumento do teor em água suficientemente importante é necessário para mudar notavelmente a sua consistência.	$IP \leq 1$ ou $lc \leq 0,8$ ou $W_n \geq 1,4 W_{at}$ $1 < IP \leq 3$ ou $0,8 < lc \leq 1$ ou $1,2 W_{at} \leq W_n < 1,4 W_{at}$ $3 < IP \leq 10$ ou $1 < lc \leq 1,15$ ou $0,9 W_{at} \leq W_n < 1,2 W_{at}$ $1,15 < lc \leq 1,3$ ou $0,7 W_{at} \leq W_n < 0,9 W_{at}$ $lc > 1,3$ ou $W_n < 0,7 W_{at}$	A ₃ th A ₃ h A ₃ m A ₃ s A ₃ ts

Os parâmetros inscritos a "bold" são aqueles cuja escolha é privilegiada.

Tabela 10 – Classificação de solos Francesa – Classe B – Solos arenosos e gravilhosos com finos (Fonte: SETRA/LCPC, 2000).

NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM ATERRO						
NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM LEITE DE PAVIMENTO			CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ESTADO HÍDRICO		CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O COMPORTAMENTO	
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características	Parâmetros e valores limites considerados	Subclasse
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características	Parâmetros e valores limites considerados	Subclasse
$D_{60} \leq 50\text{mm}$ e peneiro de $80\mu\text{m} \leq 35\%$	B SOLOS ARENOSOS E GRAVILHOSOS COM FINOS	- Peneiro de $80\mu\text{m} \leq 12\%$ - Peneiro de $2\text{mm} > 70\%$ $0,1 \leq \text{VBS} \leq 0,2$ ou $\text{ES} > 35$	B₁ Areias siltosas ...	Materiais arenosos geralmente insensíveis à água. Mas, em certos casos (extração abaixo do nível freático), essa insensibilidade deverá ser confirmada (estudo complementar, série de ensaios). O seu emprego em leito de pavimento necessita, da medição da sua resistência mecânica (friabilidade das areias FS)	$\text{FS} \leq 60$	B ₁₁
		- Peneiro de $80\mu\text{m} \leq 12\%$ - Peneiro de $2\text{mm} > 70\%$ $\text{VBS} > 0,2$ ou $\text{ES} \leq 35$	B₂ Areias siltosas (pouco argilosas) ...	A plasticidade dos seus finos torna estes solos sensíveis à água. O seu tempo de reação com as variações do ambiente hídrico e climático é curto, podendo variar bastante (função de permeabilidade). Quando são extraídos abaixo do nível freático e colocados em depósito provisório, conservam um estado hídrico "úmido" a "muito húmido. É pouco provável, em clima oceânico, que o seu estado hídrico possa melhorar até tornar-se médio. O seu emprego em leito de pavimento sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (friabilidade das areias FS).	$\text{FS} \leq 60$ $\text{FS} > 60$	B _{21th} B _{22th}
		- Peneiro de $80\mu\text{m} \leq 12\%$ - Peneiro de $2\text{mm} > 70\%$ $0,1 \leq \text{VBS} \leq 0,2$ ou $\text{ES} > 25$	B₃ Materiais de granulometria extensa	Materiais gravilhosos geralmente insensíveis à água. Mas, em certos casos (extração abaixo do nível freático), essa insensibilidade deverá ser confirmada (estudos complementares, série de ensaios). O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e Micro Deval em presença de água, MDE)	$\text{LA} \leq 45$ e $\text{MDE} \leq 45$	B ₃₁

Os parâmetros inscritos a "bold" são aqueles cuja escolha é privilegiada.

Tabela 10 – (Continuação) Classificação de solos Francesa – Classe B – Solos arenosos e gravilhosos com finos (Fonte: SETRA/LCPC, 2000).

NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM ATERRO								
NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM LEITE DE PAVIMENTO			NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM ESTADO HÍBRIDO					
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características	Parâmetros e valores limites considerados	Subclasse	Parâmetros e valores de limites deduzidos	Subclasse
$D_{max} \leq 50\text{mm}$ e peneiro de $80\mu\text{m} \leq 35\%$	B SOLOS ARENOSOS E GRAVILHOSOS COM FINOS	- Peneiro de $80\mu\text{m} \leq 12\%$ - Peneiro de $2\text{mm} \leq 70\%$ - VBS $> 0,2$ ou ES > 25	B₄ Granulometrias Extensas argilosas (pouco argilosos) ...	A plasticidade dos seus finos torna estes solos sensíveis à água. Eles são mais gravilhosos que os solos B2 e a sua fração arenosa é mais fraca. Por esta razão, são em geral permeáveis. Reagem rapidamente às variações de ambiente hídrico e climático (humidificação-secagem). Quando são extraídos sob o nível freático, é pouco provável, em clima oceânico, que o seu estado hídrico possa melhorar até tornar-se "médio". O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e/ou Micro Deval em presença de água, MDE).	IPI ≤ 7 ou $W_n \geq 1,25 W_{ot}$ $7 < \text{IPI} \leq 15$ ou $1,10 W_{ot} \leq W_n < 1,25 W_{ot}$ $0,9 W_{ot} \leq W_n < 1,10 W_{ot}$ $0,6 W_{ot} \leq W_n < 0,9 W_{ot}$ $W_n < 0,6 W_{ot}$	B ₄ th B ₄ h B ₄ m B ₄ s B ₄ ts B ₄ ts	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₄ th B ₄ th B ₄ h B ₄ h B ₄ m B ₄ m B ₄ s B ₄ s B ₄ ts B ₄ ts
		- Peneiro de $80\mu\text{m}$ entre 12 e 35% - VBS $\leq 1,5$ ou IP ≤ 12	B₅ Saibros e Granulometrias extensas muito siltosas ...	A proporção de finos e a fraca plasticidade destes últimos, aproxima muito o comportamento destes solos com os solos A1. Pela mesma razão que a indicada para os solos A1, é preferível o critério VBS ao critério Ip. O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento com LH necessita de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e/ou Micro Deval em presença de água, MDE).	IPI ≤ 7 ou $W_n \geq 1,25 W_{ot}$ $7 < \text{IPI} \leq 15$ ou $1,10 W_{ot} \leq W_n < 1,25 W_{ot}$ $0,9 W_{ot} \leq W_n < 1,10 W_{ot}$ $0,6 W_{ot} \leq W_n < 0,9 W_{ot}$ $W_n < 0,6 W_{ot}$	B ₅ th B ₅ th B ₅ h B ₅ h B ₅ m B ₅ m B ₅ s B ₅ s B ₅ ts B ₅ ts	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₅ th B ₅ th B ₅ h B ₅ h B ₅ m B ₅ m B ₅ s B ₅ s B ₅ ts B ₅ ts
			B₆ Saibros e granulometrias extensas argilosas e muito argilosas ...	A influência dos finos é preponderante. O comportamento do solo aproxima-se do solo fino tendo a mesma plasticidade que os finos do solo, apresentando, todavia, uma maior sensibilidade à água, devido à presença da fração arenosa em maior quantidade.	IPI ≤ 4 ou $W_n \geq 1,3 W_{ot}$ ou $lc \leq 0,8$ $4 < \text{IPI} \leq 10$ ou $0,8 < lc \leq 1$ ou $1,10 W_{ot} \leq W_n < 1,3 W_{ot}$ $10 < \text{IPI} \leq 25$ ou $1 < lc \leq 1,2$ ou $0,9 W_{ot} \leq W_n < 1,10 W_{ot}$ $0,7 W_{ot} \leq W_n < 0,9 W_{ot}$ ou $1,2 < lc \leq 1,3$ $W_n < 0,7 W_{ot}$ ou $lc > 1,3$	B ₆ th B ₆ h B ₆ m B ₆ s B ₆ ts	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45 LA ≤ 45 e MDE ≤ 45 LA > 45 ou MDE > 45	B ₆ th B ₆ h B ₆ m B ₆ s B ₆ ts

Os parâmetros inscritos a "bold" são aqueles cuja escolha é privilegiada.

Tabela 11 – Classificação de solos Francesa – Classe C – Solos compostos por elementos finos e grossos (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).

CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NATUREZA				CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ESTADO HÍDRICO E COMPORTAMENTO			
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características			
<p>$D_{max} > 50\text{mm}$ e peneiro de $80\mu\text{m} > 12\%$ ou peneiro de $80\mu\text{m} \leq 12\%$ o VBS $> 0,1$</p>	<p>C SOLOS COMPOSTOS POR ELEMENTOS FINOS E GROSSOS</p>	<p> Materiais angulosos cuja proporção da fração 0/50mm excede 60 a 80% e materiais rolados. A fração 0/50 mm é um solo da classe A.</p>	<p>C₁ A₁ Argilas de sílex, argilas de "ligação", escambros, "moraines", aluviões grossieiros ...</p>	<p>O comportamento dos solos desta classe pode ser justamente apreciado pela sua fração 0/50mm. A avaliação da proporção da fração 0/50mm é, todavia, necessária no caso dos solos constituídos por elementos angulosos. Esta pode-se fazer visualmente por um geotécnico experiente, desde que D_{max} do solo ultrapasse 200mm. A identificação dos solos desta classe deverá ser precisada com a ajuda de um duplo símbolo do tipo C₁(A₁) ou C₁(B₁).</p>	<p>C₁A₁ C₁A₂ C₁A₃ C₁A₄</p>	<p>A sub-classificação em função do estado hídrico dos solos desta classe, estabelece-se considerando a sua fração 0/50mm que pode ser um solo de classe A ou de classe B. As diferentes subclasses que compõem a classe C são:</p>	
		<p> Materiais angulosos cuja proporção da fração 0/50mm excede 60 a 80% e materiais rolados. A fração 0/50mm é um solo da classe B.</p>	<p>C₁ B₁ Argilas de sílex, argilas de "ligação", escambros, "moraines", aluviões grossieiros ...</p>	<p>Sendo A₁ ou B₁ respetivamente a classe da fração 0/50mm do material considerado. Pode ainda completar-se esta identificação indicando o valor do D_{max} presente no solo. Assim, por ex: um solo classificado C1400 (A₃) corresponde a um solo rolado ou anguloso tendo mais de 60 a 80% de elementos < 50mm, cujos elementos mais grossos têm uma dimensão de 400mm e a fração 0/50mm é do tipo A₃.</p>	<p>C₁B₁₁ C₁B₁₂ C₁B₃₁ C₁B₃₂</p>		<p>estado th, h, m, s ou ts</p>
		<p> Materiais angulosos Comportando uma fração 0/50mm ≤ 60 a 80%. A fração 0/50mm é um solo da classe A.</p>	<p>C₂ A₁ Argilas de sílex, argilas de "ligação", escambros, "biefs" de sílex ...</p>	<p>O comportamento dos solos desta classe depende também da fração 50/D presente e já não pode ser assimilado ao que tem uma fração única de 0/50mm. A importância desta influência é sempre difícil de avaliar (função da continuidade granulométrica e do ângulo dos elementos) devido às dificuldades práticas que existem em realizar os ensaios de laboratório sobre estes materiais. Apesar de tudo é útil como para os C₁ precisar a identificação dos solos desta classe com ajuda de um duplo símbolo do tipo C₂(A₁) ou C₂(B₁).</p>	<p>C₂B₁₁ C₂B₁₂ C₂B₃₁ C₂B₃₂</p>		<p>Materiais geralmente insensíveis ao estado hídrico</p>
		<p> Materiais angulosos Comportando uma fração 0/50mm ≤ 60 a 80%. A fração 0/50mm é um solo da classe B.</p>	<p>C₂ B₁ Argilas de sílex, argilas de "ligação", escambros, "biefs" de sílex ...</p>	<p>Sendo A₁ ou B₁ respetivamente a classe da fração 0/50mm do material considerado. Esta mesma identificação poderá ser completada pela indicação do D_{max} presente no solo (Cf. classe C₁). Os ensaios em semi ou verdadeira grandeza serão sempre necessários para completar a interpretação das medidas realizadas sobre a fração 0/50mm.</p>	<p>C₂B₂₁ C₂B₂₂ C₂B₄₁ C₂B₄₂ C₂B₅₁ C₂B₅₂ C₂B₆</p>		<p>estado th, h, m, s ou ts</p>

Tabela 12 – Classificação de solos Francesa – classe D – Solos insensíveis à água (Fonte: LCPC/SETRA,2000).

NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM ATERRO								
NÍVEL DE CLASSIFICAÇÃO NECESSÁRIO PARA O EMPREGO EM LEITE DE PAVIMENTO								
CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NATUREZA			CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O COMPORTAMENTO					
Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Classe	Parâmetros de Natureza Primeiro parâmetro	Subclasse em função da Natureza	Principais Características	Parâmetros e valores de limites deduzidos			
<p>VBS ≤ 0,1 e Peneiro de 80µm ≤ 12%</p>	<p>D SOLOS INSENSÍVEIS A ÁGUA</p>	<p>$D_{mix} \leq 50$ mm e peneiro de 2 mm > 70%</p>	<p>D₁ Areias aluvionares limpas, areias de dunas ...</p>	<p>Estes solos não têm coesão e são permeáveis. A sua granulometria, sempre mal graduada e de pequeno calibre, torna-os muito erodíveis e de uma traficabilidade difícil.</p>	FS ≤ 60	D ₁₁		
			<p>D₂ Granulometrias extensas aluvionares limpas, areias ...</p>		<p>Estes solos são sem coesão e permeáveis. Depois da compactação, quanto mais graduados forem, menos erodíveis e mais aptos a suportar o tráfego serão.</p>	FS > 60	D ₁₂	
			<p>D₃ Granulometrias extensas aluvionares limpas</p>			<p>LA ≤ 45 e MDE ≤ 45</p>	D ₂₁	
		<p>$D_{mix} > 50$ mm</p>	<p>LA > 45 e MDE > 45</p>	D ₂₂				
						<p>Materiais sem coesão e permeáveis, inadaptados à mistura com vista a um tratamento que responda à qualidade de "leito de pavimento". Na parte superior dos aterros, podem colocar problemas de regularização, traficabilidade e de execução de valas diversas.</p>	<p>LA ≤ 45 e MDE ≤ 45</p>	D ₃₁
							<p>LA > 45 e MDE > 45</p>	D ₃₂

Tabela 13 – Classificação de solos Francesa – Classe R – Materiais Rochosos (evolutivos e não evolutivos) (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).

NATUREZA PETROGRÁFICA DA ROCHA		CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NATUREZA		CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ESTADO HÍDRICO E COMPORTAMENTO	
Natureza petrográfica da rocha		Principais Características	Parâmetros e Valores limites Considerados	Subclasse	
Rochas Sedimentares	<p>R₁ Cré</p> <p>Rochas CARBONATADAS</p>	<p>O cré é um aglomerado de partículas de calcite cujas dimensões são da ordem de 1 a 10µm. Este aglomerado constitui uma estrutura que é tanto mais frágil quanto maior é a porosidade (ou inversamente se a densidade seca for fraca). As medições e constatações de estaleiro têm mostrado que no decurso das operações de terraplenagem, há formação de uma quantidade de finos com relação direta com a fragilidade do aglomerado.</p> <p>Logo que o cré se encontra num estado saturado ou próximo da saturação, a água contida nos poros comunica-se aos finos produzidos, conferindo-lhes o comportamento de uma pasta, que se estende rapidamente ao conjunto do material, impedindo a circulação de máquinas e gerando pressões intersticiais nas obras. Inversamente, logo que o teor em água é fraco, o cré torna-se um material rígido com elevada capacidade de suporte, mas difícil de compactar.</p> <p>Enfim, certos crés pouco densos e muito húmidos podem continuar a fragmentar-se, depois de colocados em obra, sob o efeito de tensões mecânicas e do gelo, principalmente.</p>	<p>pd > 1,7</p> <p>1,5 < pd ≤ 1,7 e W_n ≥ 27</p> <p>1,5 < pd ≤ 1,7 e 22 ≤ W_n < 27</p> <p>1,5 < pd ≤ 1,7 e 18 ≤ W_n < 22</p> <p>1,5 < pd ≤ 1,7 e W_n < 18</p> <p>pd ≤ 1,5 e W_n ≥ 31</p> <p>pd ≤ 1,5 e 26 ≤ W_n < 31</p> <p>pd ≤ 1,5 e 21 ≤ W_n < 26</p> <p>pd ≤ 1,5 e 16 ≤ W_n < 21</p> <p>pd ≤ 1,5 e W_n < 16</p>	Cré denso	R ₁₁ R ₁₂ h R ₁₂ m R ₁₂ s R ₁₂ ts R ₁₃ th R ₁₃ h R ₁₃ m R ₁₃ s R ₁₃ ts
		<p>R₂ Calcários rochosos diversos (Ex. calcários grosseiros; "Travertins"; "Tufs"; "encroûtements")</p>	<p>Esta classe reagrupa o conjunto da gama dos materiais calcários rochosos.</p> <p>As suas características predominantes, face à sua utilização nos aterros ou nos leitos de pavimento, são a friabilidade e, eventualmente, para os mais fragmentáveis a gelividade.</p> <p>De uma maneira geral estes materiais não são materiais rochosos evolutivos e não colocam problemas particulares no emprego de aterros.</p> <p>Em leito de pavimento, a sua friabilidade pode conduzir, por atrito ou desagregação, à formação de finos, podendo conferir ao conjunto do material um comportamento sensível à água sob circulação das máquinas.</p>	<p>MDE ≤ 45</p> <p>MDE > 45 e pd > 1,8</p> <p>pd ≤ 1,8</p>	Calcário duro
Rochas ARGILIOSAS	<p>R₃ Margas, Xistos sedimentares, Argilites e Pelites</p>	<p>Os materiais desta classe caracterizam-se pelo facto de possuírem uma estrutura (a maior parte das vezes carbonatada) mais ou menos resistente, na qual são aprisionadas em proporção muito variável (entre 5 e 95% segundo o que é geralmente admitido), de minerais argilosos suscetíveis de aumentarem de volume.</p> <p>Fragmentam-se mais ou menos em aplicação à obra, libertando finos, plásticos e sensíveis à água. A destruição da sua estrutura pode prosseguir-se depois de aplicação em obra sob a ação de tensões mecânicas da água e do gelo. Esta evolução produz-se tanto mais quanto os materiais foram menos fragmentados na colocação em obra, e que a granularidade obtida neste estado é homométrica.</p> <p>Para os mais fragmentáveis entre eles (classe R_{3a}), convém caracterizar o estado da sua tração 0/50mm.</p>	<p>FR ≤ 7 e DG > 20</p> <p>FR ≤ 7 e 5 < DG ≤ 20</p> <p>FR ≤ 7 e DG ≤ 5</p> <p>FR > 7 e (W_n ≤ 1,3 W_{at} ou IPI < 2)</p> <p>FR > 7 e (1,1 W_{at} ≤ W_n < 1,3 W_{at} ou 2 ≤ IPI < 5)</p> <p>FR > 7 e 0,9 W_{at} ≤ W_n < 1,1 W_{at}</p> <p>FR > 7 e 0,7 W_{at} ≤ W_n < 0,9 W_{at}</p> <p>FR > 7 e W_n < 0,7 W_{at}</p>	<p>Rocha argilosa pouco fragmentável, muito degradável</p> <p>Rocha argilosa pouco fragmentável, mediantemente degradável</p> <p>Rocha argilosa pouco fragmentável, pouco degradável</p> <p>Rocha argilosa fragmentável</p> <p>Rocha argilosa fragmentável</p> <p>Rocha argilosa fragmentável</p>	R ₃₁ R ₃₂ R ₃₃ R ₃₄ th R ₃₄ h R ₃₄ m R ₃₄ s R ₃₄ ts

Tabela 13 – (Continuação) Classificação de solos Francesa – Classe R – Materiais Rochosos (evolutivos e não evolutivos) (Fonte: LPCC/SETRA, 2000).

Natureza petrográfica da rocha		CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A NATUREZA		CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ESTADO HÍDRICO E COMPORTAMENTO		
		Principais Características	Parâmetros e Valores limites Considerados	Subclasse		
Rochas Sedimentares	ROCHAS SILICIOSAS	R₄ Grés, "poudingues", "Brêches"	Os materiais desta classe podem ser assimilados aos conglomerados de grãos de sabro (caso do grés) ou de "galeits" (caso de "breches" e "poudingues"), ligados entre eles por um cimento natural de sílica ou de calcite. A resistência mais ou menos grande desta cimentação confere a estes materiais comportamentos variáveis (riscos de arranjo após colocação em obra desde que não sejam suficientemente compactados, em particular). Se estas rochas são muito fragmentáveis, a sua última evolução, para nos grãos elementares cimentados. Alguns deles contêm igualmente uma fração argilosa suficiente para lhes conferir um comportamento vizinho aos materiais da classe R _{3a} .	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	R ₄₁	
				LA > 45 ou MDE > 45 e FR ≤ 7	R ₄₂	
				FR > 7	Rochas siliciosas fragmentáveis	R ₄₃
	ROCHAS SALINAS	R₅ Gesso, Sal-gema, Anidrite	Do ponto de vista mecânico, os materiais desta classe aparentam-se aos das classes R ₂ e R ₃ , mas por outro lado, são mais ou menos solúveis em água e induzem, desta maneira, em obras, riscos de desordem que serão tanto maiores quanto: - maior for a solubilidade do sal solúvel; - mais elevada for a proporção contida no conjunto do material; - mais fraca for a fragmentabilidade na colocação em obra (grande permeabilidade em obra).	Teor em sal solúvel: ≤ 5 a 10%, no caso de sal-gema ≤ 30 a 50% no caso de gesso	R ₅₁	
				Teor em sal solúvel: > 5 a 10%, no caso de sal-gema > 30 a 50% no caso de gesso	R ₅₂	
	ROCHAS MAGMÁTICAS E METAMÓRFICAS	R₆ Granito, basalto, antracite, andesite... Gesso, xistos metamórficos, xistos, ardósias...	Os materiais desta classe podem ter características mecânicas muito diferentes; em particular, a sua fragmentabilidade e a sua friabilidade podem variar bastante (de fraca a muito elevada). Os materiais das classes R ₆₁ e R ₆₂ não se alteram nas obras, sob o efeito das contrações mecânicas e da água; mas em contrapartida, os da classe R ₆₃ têm um comportamento vizinho do das classes R ₃₄ ou R ₄₃ .	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	R ₆₁	
				LA > 45 ou MDE > 45 e FR ≤ 7	R ₆₂	
				FR > 7	Rochas magmáticas e metamórficas fragmentáveis ou alteradas	R ₆₃

Tabela 14 – Classificação de solos Francesa – Classe F – Solos orgânicos (Subprodutos industriais) (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).

FAMÍLIA DOS MATERIAIS	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS	CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS		
		Parâmetros marcados	Valores limites	Subclasse
F ₁ MATERIAIS CONTENDO MATERIAS ORGÂNICAS (EX: TERRA VEGETAL, HÚMUS FLORESTAL, LODO, TURFA...)	A presença destes materiais, está presente em locais de fácil identificação; os mais orgânicos são facilmente identificáveis devido à cor escura e ao cheiro característico. A possibilidade de utilização em obras de engenharia civil depende do conteúdo em matérias orgânicas.	O parâmetro característico destes materiais é o seu teor em matérias orgânicas (%MO). Seguidamente, tem de se ter em conta o seu comportamento geotécnico, através de parâmetros considerados para as classes de solos A, B ou C.	35%MO ≤ 10	F ₁₁ Materiais fracamente orgânicos: terra vegetal, lodo.
			% MO > 10	F ₁₂ Materiais fortemente orgânicos: húmus florestal, turfa.
F ₂ CINZAS VOLANTES SILICO- ALUMINOSAS DE CENTRAIS TÉRMICAS	Estes materiais constituem o resíduo da combustão do carbono nas centrais térmicas; estes materiais são constituídos por elementos finos (60% < 80µm), relativamente homométricos, esféricos porosos, mas não apresentam nenhuma plasticidade. Deste modo, eles são sensivelmente menos densos que os solos, relativamente drenantes, e apresentam uma capacidade de suporte restos volantes com teor de água médio satisfatória em relação aos teores de água, ultrapassando largamente o W _{ot} , restos volantes secos De qualquer maneira, para lá de um teor de água limite a sua capacidade de transporte tem uma queda brutal.	IP1 ≤ 4 ou W _n ≥ 1,3W _{ot}	F _{2h} restos volantes muito húmidos	
		4 < IP1 > 10 1,2W _{ot} < W _n < 1,3W _{ot}	F _{2h} restos volantes húmidos	
		0,85W _{ot} ≤ W _n < 1,2W _{ot}	F _{2m} restos volantes com teor de água médio	
		0,75W _{ot} ≤ W _n < 0,85W _{ot}	F _{2s} restos volantes secos	
		W _n < 0,75 W _{ot}	F _{2t} restos volantes muito secos	
F ₃ XISTOS HULIFEROS	Estes materiais são provenientes de resíduos de extração de carvão; alguns já estão depositados à várias décadas; até mesmo à séculos em entulheiras nas proximidades das minas. Alguns sofreram uma súbita autocombustão, provocada pela pirólise do carvão residual, sob a ação combinada da pressão das terras, da reação exotérmica da água sobre as pirites e de um acontecimento exterior (raios em geral) provocando a inflamação. Os xistos queimados têm propriedades geotécnicas idênticas à dos solos e materiais rochosos insensíveis à água. Os xistos não queimados assemelham-se bastante aos solos sensíveis à água. Estes materiais provêm de resíduos da extração de minerais de potássio. Estão depositados na proximidade de minas, durante várias décadas. Eles contêm uma proporção variável de cloreto de sódio (5% para os resíduos produzidos atualmente, até 20 % para resíduos depositados). Do ponto de vista geotécnico, o seu comportamento, durante a colocação em obra, pode em grande parte comparar-se aos solos de classe B ₆ e B ₅ (eventualmente A ₁ e A ₂). A médio e a longo prazo o seu comportamento, apresenta duas interessantes particularidades: devido à presa, aparecimento de uma rigidez da anidrite (no caso de xistos recentes); ausência de dilatação ao gelo, devido ao NaCl presente.	Xistos com cor desde vermelho a violeta.	F ₃₁ Xistos carboníferos totalmente queimados	
		Xistos com cor desde preto a laranja.	F ₃₂ Xistos carboníferos incompletamente queimados	
F ₄ XISTOS DE MINAS DE POTÁSSIO		% NaCl ≤ 10	F ₄₁ Xistos de minas de potássio com forte teor em NaCl	
		% NaCl > 10	F ₄₂ Xistos de minas de potássio com forte teor em NaCl	

Tabela 14 – (Continuação) Classificação de solos Francesa – Classe F – Solos orgânicos (Subprodutos industriais) (Fonte: LCPC/SETRA, 2000).

FAMÍLIA DOS MATERIAIS	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS	CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS		
		Parâmetros marcados	Valores limites	Subclasse
F ₅ FOSFOGESSO	Trata-se de uma pedra de gesso artificial, subproduto da fabricação do adubo fosfatado, guardados por via hidráulica nas proximidades de unidades de fabrico. Do ponto de vista geotécnico, podemos comparar, aproximadamente, o seu comportamento ao da areia fina, angulosa, muito limpa. Do ponto de vista químico trata-se de um material ligeiramente solúvel em água (2g/l) que contém certos componentes mais ou menos tóxicos; esta toxicidade pode ser quase anulada por um tratamento de neutralização química com cal. A utilização na proximidade de obras em betão, em terraplanagens e nas partes do aterro situadas em zonas inundadas, é geralmente prescrita (existe riscos de dissolução).	Os parâmetros determinantes para este material são: - Possibilidade ou não de ser neutralizada quimicamente pela cal; - A granulometria é definida pela D ₅₀ ; - Teor em água.	D ₅₀ > 80µm W ₁₁ > 1,20W _{0t}	F _{51h} Fosfogesso grosseiro neutralizado pela cal, com teor em água elevado
			D ₅₀ > 80µm W ₁₁ < 1,20W _{0t}	F _{51m} e F _{51s} Fosfogesso grosseiro neutralizado pela cal, com teor em água médio ou fraco
F ₆ ESCÓRIAS DA INCINERAÇÃO DOS LIXOS DOMÉSTICOS	Estes materiais podem ter composições bastante variadas ao longo do tempo, e dependendo da tecnologia de fabrico. Em particular, o seu teor em matérias putrescíveis pode variar de 2 % a 25 % dependendo do grau de incineração e do seu teor em elementos metálicos de 5 % a 25 % dependendo de o material ter sido ou não submetido, a um tratamento de desmetalização (triagem magnética e mais corrente). Convém igualmente conhecer os elementos tóxicos solúveis. As cinzas volantes provenientes do tratamento dos fumos de combustão, não devem em nenhum caso ser misturadas com estes produtos, sob pena de suprimir toda a possibilidade de os reutilizar em técnicas rodoviárias (riscos elevados de poluição). Depois de vários meses em depósito, desenvolve-se uma ligação que lhe confere um comportamento igual ao de um material rochoso mole (R ₃₃). De uma maneira geral, convém evitar a utilização destes materiais no contacto das obras de arte e nas zonas inundadas.	Os parâmetros determinantes para estes materiais são: - O grau de incineração determinado pela perda ao fogo a 500 °C; - O facto de terem sido ou não submetidos a uma elaboração (desferragem, crivagem, homogeneização) e depósito de vários meses; - Teor de elementos tóxicos.	PF < 5% Teor de elementos tóxicos solúveis, inferiores aos valores máximos autorizados pela regulamentação em vigor.	F ₆₁ Escória bem incinerada crivada, pouco carregada de elementos tóxicos solúveis, depositados durante vários meses
			F ₆₂ Idem F ₆₁ , mas de recente produção	F ₆₂ Idem F ₆₁ , mas de recente produção
F ₇ MATERIAIS DE DEMOLIÇÃO	Estes materiais têm uma composição muito variável, que depende da diversidade da sua origem e do tipo de recolha (seletiva ou não) aplicada para os agrupar. A sua identificação será facilmente realizada através da observação visual dos depósitos (com a execução de uma trincheira de reconhecimento, se necessário) e de uma investigação sobre as origens da constituição desses depósitos. A sua utilização induz sempre certos riscos de aumento de volume, devido à presença de elementos indesejáveis, em particular o gesso.	Os parâmetros determinantes para estes materiais são: - A presença de elementos putrescíveis e de gesso; - A execução de uma operação de elaboração (crivagem, trituração, homogeneização).	PF > 5% Teores de elementos tóxicos solúveis superiores aos valores máximos autorizados pela regulamentação em vigor.	F ₇₁ Materiais de demolição sem gesso. Contendo elementos putrescíveis, triturados, crivados
			Evolução visual	F ₇₂ Idem F ₆₁ , mas pode conter gesso F ₇₃ Materiais de demolição não contendo elementos putrescíveis, elementos crivados
F ₈ ESCÓRIA DE FUNDIÇÃO DE ALTOS FORNOS	Estes materiais são sub-produtos da fabricação da fundição. As suas características geotécnicas dependem do tipo de arrefecimento utilizado: água sob pressão para a escória granular, ar comprimido para a escória expandida, arrefecimento com ar ambiente para a escória cristalizada. O comportamento dos três primeiros tipos de escória assemelha-se aos sabros ou brita mais ou menos friáveis, enquanto que a escória cristalizada tem o comportamento de um material rochoso. São na origem materiais insensíveis à água, mas que se encontram frequentemente misturadas nas escórias de outros materiais sensíveis à água. Estes materiais podem em certas circunstâncias, ainda mal identificadas, ter variações de volume inaceitáveis.			
F ₉ OUTROS RESÍDUOS E SUBPRODUTOS INDUSTRIAIS	Trata-se por exemplo, das escórias das fábricas de aço ou de outras origens siderúrgicas, de areias de fundição, resíduos das indústrias químicas e petroquímica, etc. A possibilidade de reutilização destes materiais particulares nos aterros ou leitos de pavimento, deve em cada caso, ser objeto de um estudo específico, analisando três aspetos: - Técnica, para garantir a estabilidade da obra construída; - Ecológico, por causa da propagação da poluição; - Económico, para comparação com os materiais naturais concorrentes.			

2.6. COMPACTAÇÃO

Segundo Santos (2008), a compactação trata-se de um processo mecânico que conduz à redução de volume de um determinado solo e, por consequência, a redução do seu índice de vazios (e), à custa da aplicação de consecutivas cargas ao mesmo. Tendo em conta o até agora estudado, quando se afirma que existe uma redução do índice e , dá-se, por consequência, um aumento do peso volúmico seco, resultado essencialmente da expulsão do ar. Ocorre ainda o aumento do grau de saturação do solo, uma vez que a redução de água não é significativa em comparação com a de ar. Todavia, a expulsão da totalidade do ar é um processo impraticável, não implicando assim a saturação do solo na sua totalidade. Este processo permite um aumento considerável de contacto entre as partículas sólidas, proporcionando o incremento da sua resistência e capacidade de suporte, bem como o decréscimo da deformabilidade e permeabilidade do solo. Em consonância com o acima exposto, Fernandes (2012) afirma que este processo trata-se da diminuição do índice de vazios por redução do volume composto por ar, que um solo constituído por partículas sólidas, água e ar experimenta, à custa da aplicação de repetidas cargas. Deve considerar-se ainda que o teor em água é essencialmente o mesmo num solo solto, sem sofrer compactação, e num solo compacto a muito compacto, conferido por este mesmo processo. O mesmo permite um incremento da resistência ao corte, bem como a redução da deformabilidade e permeabilidade do solo.

Segundo Correia (2005), os solos utilizados em obra, que não sofreram qualquer tipo de compactação, encontram-se facilmente suscetíveis a assentamentos bruscos, circulação livre de águas freáticas, muitas vezes responsáveis pela lavagem dos finos e conduzindo ao próprio colapso da mesma. Pelo que desde os primórdios, quando ainda não existiam equipamentos pesados e adequados à realização da compactação dos solos, a Humanidade utilizava instrumentos simples, tais como rolos de pedra e animais para este trabalho. Com o avanço da tecnologia, foram evoluindo os equipamentos, mas não os critérios e controlo da compactação. Apenas após a ocorrência de inúmeros acidentes, o estudo dos solos e a sua utilização nas mais variadas obras deram os primeiros passos. Inicialmente, a maior preocupação prendeu-se com as obras de maior envergadura, nomeadamente as hidráulicas, tais como por exemplo as barragens de aterro. Pois até à data as rodoviárias detinham traçados que seguiam, de maneira geral, a orografia local, sendo revestidas a cubo ou paralelepípedo (calçada) e o seu tráfego era reduzido e lento.

Sensivelmente após a 2ª Guerra Mundial, deu-se um crescimento generalizado do tráfego, quer da velocidade do mesmo, como do volume de cargas transportadas, pelo que rapidamente se sucedeu uma rutura generalizada das estradas construídas até então, sem grandes critérios construtivos. Com vista à melhoria das condições das estradas, ter-se-iam obrigatoriamente de se realizar movimentações de terras, compostas tanto por trabalhos de escavação, como pela construção de

aterros. Estes últimos sem assentamentos consideráveis, com capacidade de suporte para as novas exigências e estabilidade do material que os compõem. A necessidade de cumprir estes requisitos levou a novo desenvolvimento tecnológico dos equipamentos, bem como da criação de normas, com o propósito de garantir qualidade dos materiais e a verificação dos resultados após compactação.

2.6.1. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Nos Estados Unidos da América, no ano de 1933, foi desenvolvido um ensaio dinâmico para ser realizado em laboratório, usualmente designado como *Proctor*, herdando o nome do seu criador Ralph Proctor. Segundo Correia (2005), este ensaio advém da necessidade, acima expressa, do controlo dos resultados obtidos ao longo dos trabalhos de compactação, pelo que o mesmo procura reproduzir as condições no campo. Atualmente, este ensaio encontra-se devidamente normalizado, segundo o documento normativo - Norma E 197 - 1966, estabelecido pelo LNEC. Dada a sua relevância no seio desta dissertação, mais concretamente o ensaio de compactação pesada modificada, em molde pequeno ou grande, os seus procedimentos e demais informações serão revistos em pormenor no ponto 3.3.3. A Tabela 15 distingue as principais características exibidas por ambos os moldes, sendo no capítulo referente às metodologias e técnicas, mais concretamente no ponto acima enunciado, devidamente justificado quando e como se realiza a escolha por um ou por outro, dependendo do tipo de solo a estudar e quais as consequências.

Tabela 15 - Características do ensaio de compactação modificado (Adaptado de: Correia, 2005).

TIPO DE MOLDE	DIMENSÕES (CM)		PILÃO		Nº CAMADAS	Nº PANCADAS/CAMADA
	ALTURA	DIÂMETRO	PESO (KG)	ALTURA (MM)		
MOLDE PEQUENO	11,7	10,2	4,54	45,7	5	25
MOLDE GRANDE	17,8	15,2				55

Em síntese, este ensaio consiste em compactar por camada uma amostra de solo, subdividida em seis tomas, num molde cilíndrico normalizado (Tabela 15), onde se acrescenta uma quantidade distinta e controlada de água, de forma crescente, em cada toma, e se estuda o comportamento do solo. Por fim, este permite a determinação do teor ótimo em água ($w_{ot.}$) e da baridade seca máxima (γ_{dm}) ou peso volúmico seco máximo.

Face a este sucinto enquadramento, conclui-se que existem dois fatores que influenciam diretamente a compactação de um determinado solo:

- energia aplicada;
- teor em água.

Seguindo os procedimentos do ensaio, é possível traçar uma curva, designada por curva de compactação, tendo por base um gráfico que relaciona o teor em água e as baridades secas nos eixos x e y, respetivamente (Figura 19).

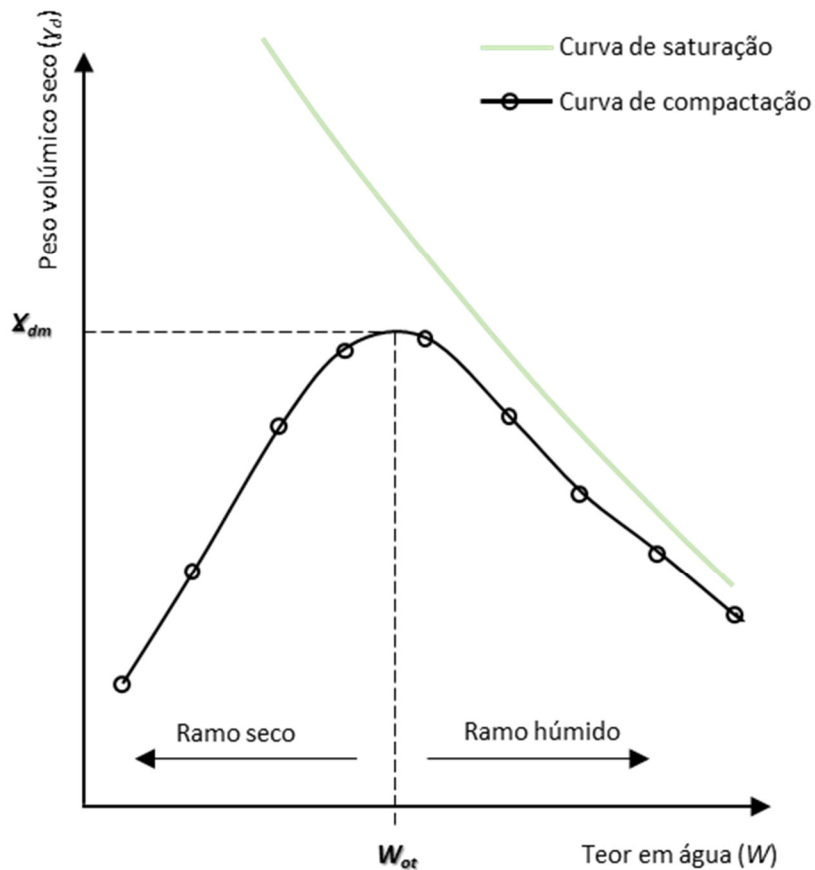


Figura 19 – Representação esquemática de uma curva de compactação típica, proveniente do ensaio de compactação e da curva de saturação (Adaptado de: Santos, 2008).

Efetuada uma análise à curva acima representada, observa-se um ponto onde a baridade atinge o seu valor máximo (γ_{dm}). Deste obtém-se o teor em água ótimo, bem como a divisão do ramo seco e do ramo húmido (Santos, 2008).

Através da aplicação da Equação 11 é possível calcular as baridades secas em cada provete ensaiado, sendo que as variáveis presentes na mesma foram todas, sem exceção, referidas anteriormente ao longo do subcapítulo 2.3.

Equação 11 - Baridade seca (Fonte: Correia, 2005).

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{1 + \frac{w - G_s}{S_r}}$$

2.6.2. COMPACTAÇÃO *IN SITU*

O conceito compactação e o próprio uso do solo nas mais variadas obras de engenharia é incontornável, justamente nas vulgarmente designadas por obras de aterro. Uma vez que a presente dissertação possui uma componente prática de expressão considerável, importa referir a importância destas questões em contexto destas mesmas obras.

Uma das fases fundamentais na construção de um novo aterro, é a fase de compactação, pois a mesma tem como propósito conferir ao material utilizado as características que lhe são impostas em caderno de encargos (Fernandes, 2012). Assim, para se aplicar este conceito, são usualmente empregues equipamentos mecânicos pesados adequados às características e dimensões de cada obra. A Tabela 16 mostra alguns dos equipamentos mais comuns utilizados nos dias de hoje e uma sucinta descrição da sua aplicação.

Tabela 16 - Equipamentos mais utilizados em obras de terraplenagem, mais concretamente na construção de aterros (Fonte: Fernandes, 2012).

TIPOS DE COMPACTADORES	APLICAÇÕES EM OBRA
VIBRADOR	Solos granulares; Se em baixas frequências (<peso) – cascalho; Se em médias a altas frequências (>peso) – areias e siltes.
PÉS DE CARNEIRO	Solos com fração fina superior a 20%; Solos argilosos.
PNEUS	Gama extensa de solos, desde areias lavadas até às argilas siltosas.
RASTO LISO	Solos de fração grossa maioritária, tal como enrocamento.

Em Portugal, apesar de ser comum se realizarem pequenos ajustes nos cadernos de encargos, adequando-os assim às necessidades e características da obra em causa, é perfeitamente usual terem como base um caderno de encargos tipo, nomeadamente o criado pelas Estradas de Portugal (EP), atuais Infraestruturas de Portugal (IP). Este, entre outras questões relacionadas com toda a obra, impõe determinadas regras de boa prática de execução de aterros. Assim, inicialmente, segundo as Estradas de Portugal, S.A. (2009), dever-se-á distinguir cinco zonas com características e funções distintas (Figura 20).

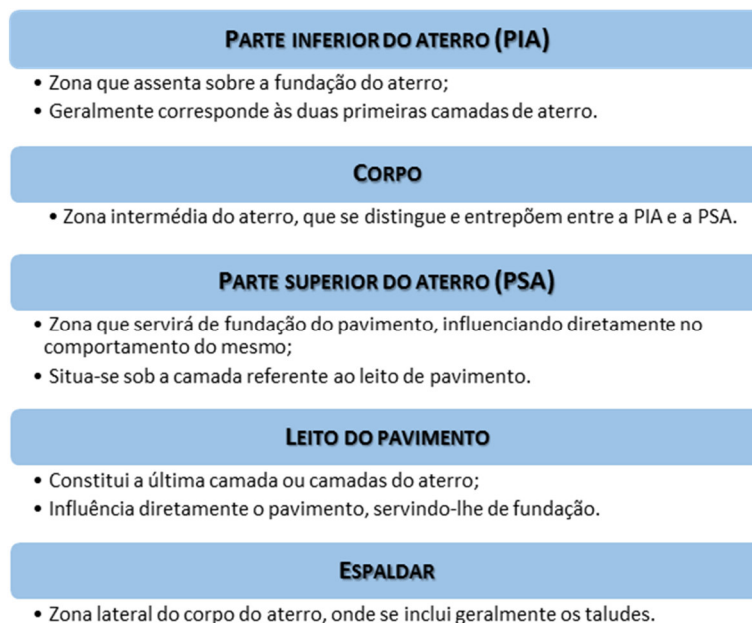


Figura 20 - Zonas constituintes de um aterro e suas funções (Fonte: Estradas de Portugal, S.A., 2009).

Idealmente, e até por questões financeiras, os materiais a utilizar nos futuros aterros seriam os provenientes das escavações. Porém, isto nem sempre se revela possível, ora pelas fracas características geotécnicas exibidas por estes materiais, ora pela inexistência de trabalhos de escavação, ou estas serem de volume insuficiente. Geralmente, são recomendados tipos de solos com características geológico-geotécnicas ideais para a construção dos novos aterros. No entanto, e como no domínio da engenharia esta questão é incontornável, como solução financeiramente mais rentável, especificam-se de seguida alguns tipos de solos com características distintas aceitáveis para as diferentes zonas do aterro (Figura 21).

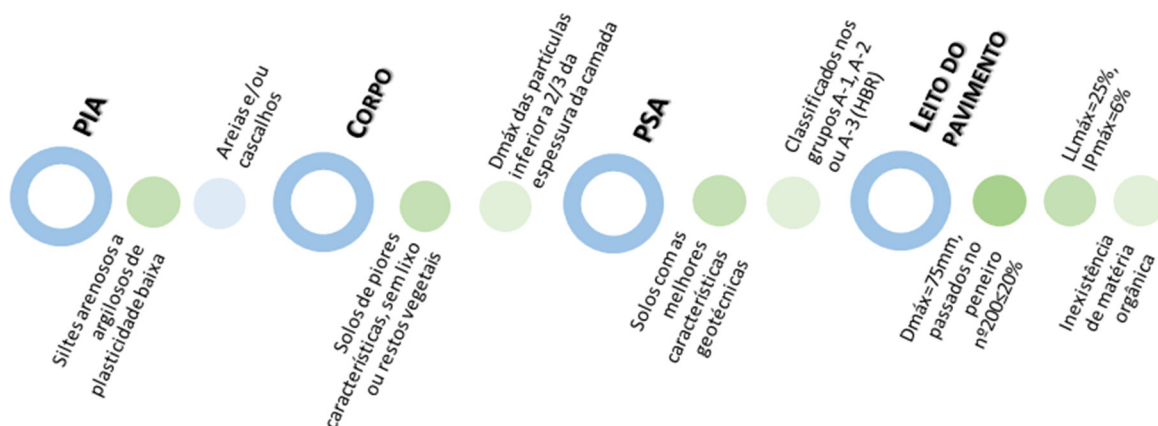


Figura 21 - Tipos e características de solos passíveis de serem aplicados nas diferentes zonas do aterro (Fonte: Estradas de Portugal, S.A., 2009).

Importa ainda referir que, para além de solos naturais, poder-se-á utilizar enrocamento (material rochoso) e solos tratados com cal e/ou cimento (Estradas de Portugal, S.A., 2009). Promovendo, assim, o alargamento do espectro de possibilidades no que toca à utilização de solos com diferentes características, o que se materializa inúmeras vezes na reutilização de materiais ditos de “menor qualidade” e diminui o volume de solos a obter por empréstimo (encargo acrescido). Estes, que normalmente são designados por “solos de empréstimo”, tratam-se de solos classificados nos grupos A-1 e/ou A-2 (AASHTO), grupos estes onde se enquadram os solos com boa aptidão para construção de aterro e/ou leito de pavimento.

Como curiosidade, serão apresentados alguns pontos pertencentes a caderno de encargos efetuado pela empresa GEOMA, tendo por base o caderno de encargos da EP. Este foi empregue em obra caracterizada por volumes consideráveis de trabalhos associado às terraplenagens, trabalhos esses iniciados no passado ano de 2018 e atualmente (outubro 2019) ainda se encontram em desenvolvimento, porém já em fase de pavimentação e criação de aterros técnicos. Destacam-se assim as seguintes recomendações à cerca dos métodos construtivos dos aterros (Fonte: GEOMA):

- ❖ as superfícies dos terrenos a aterrar, ou seja, os terrenos que servirão de base aos novos aterros, deverão ser previamente saneados, que inclui a remoção de quaisquer materiais de construções e vegetação (herbácea, arbustiva e arbórea);
- ❖ não é aconselhável a utilização de materiais de diferentes origens e/ou características geotécnicas, de forma a garantir, por um lado a representatividade do controlo de qualidade, e por outro que o aterro tenha um comportamento homogéneo;
- ❖ antes de se iniciarem as operações de compactação, deverá ser certificado que o teor em água dos solos se encontra tão próximo quanto possível do teor em água ótimo conhecido através do ensaio de compactação, não podendo diferir do mesmo mais de 20%;
- ❖ a unidade de base encontra-se maioritariamente no estado rochoso, o que obrigará ao uso de explosivos para escavação e criação da plataforma pretendida, sendo que, isto, associado ao volume considerável de novos aterros a executar, torna indispensável a reutilização dos materiais provenientes da escavação na construção dos mesmos;
- ❖ tal só é possível com o uso de meios mecânicos adequados à fragmentação dos blocos rochosos de dimensão superior a 0,30m;
- ❖ pretende-se ainda que no final se obtenha uma mistura de fragmentos de rocha e percentagem de finos compatível com a execução das camadas de aterro, nunca superiores a 0,50 m de espessura e devidamente controladas;

-
- ❖ a compactação relativa em solos coerentes ($EA < 30\%$), tendo como base o ensaio de compactação pesada (*proctor* modificado), deve ser de pelo menos 90% no corpo do aterro e 95% na PSA;
 - ❖ se estes se apresentarem muito húmidos ($W_n > 1,4 W_{ot}$), os valores da compactação relativa acima referidos devem ser reportados ao ensaio *proctor* normal, quer sejam solos naturais, quer sejam solos tratados com cal, exigindo-se para a sua obtenção uma redução da energia de compactação. Neste tipo de materiais devem ser utilizados de preferência cilindros pés-de-carneiro;
 - ❖ no caso dos solos incoerentes ($EA > 30\%$), estes valores deverão respeitar os 95% no corpo do aterro, garantindo-se 100% na PSA;
 - ❖ não deverá ficar qualquer camada por compactar, no esgotamento de cada dia, mesmo no caso em que uma camada tenha sido escarificada para perda de humidade, sem que se tenha alcançado este objetivo. Para estes casos, a camada deverá ser compactada e rescarificada no dia seguinte, se as condições climatéricas o permitirem.

Foram ainda descritos requisitos mínimos a cumprir para a aprovação das camadas nas diferentes zonas constituintes do aterro, tais como, os parâmetros de compactação relativa e o módulo de elasticidade. Como se viu, a baridade seca máxima advém do ensaio laboratorial *proctor*, sendo atestada *in situ*, geralmente, através do equipamento gamadensímetro, vulgo *troxler*. Este permite a obtenção, de forma imediata, dos valores da baridade seca e do teor em água exibidos por uma determinada camada, bem como o seu grau de compactação, proveniente dos valores de comparação laboratoriais em relação aos obtidos *in situ*. Por outro lado, a capacidade de carga e os parâmetros de deformabilidade (E_{v1} e E_{v2}) advém do ensaio de carga em placa estática, que varia entre os 300, 600 ou 750mm de diâmetro. A periodicidade/frequência recomendada para estes ensaios foi de 4 em 4 camadas, espaçados de 2,00m para o *troxler* e a realização de 3 ensaios de carga em placa a cada 4000m², intercalados com ensaios de *troxler* mais uma vez.

As Figuras 22 e 23, ilustram ambos os equipamentos manuseados pela signatária na aplicação destes mesmos ensaios em contextos de obras distintas desta.



Figura 22 - Gamadensímetro (troxler) e a sua caixa revestida.



Figura 23 – Ensaio de carga em placa, com a placa de 300mm (fotografia da esquerda) e de 600mm (fotografia da direita), equipamento necessário e dispositivos/equipamentos de reação (compactador e camião).

2.7. PROPRIEDADES FÍSICAS DOS SOLOS *VERSUS* COMPACTAÇÃO

Após terem sido estudadas as principais propriedades físicas dos maciços terrosos, bem como a sua importância na classificação dos mesmos, julga-se fundamental refletir agora relativamente à sua relevância no que toca à compactação e aos seus parâmetros.

Pela simples análise de diversas curvas de compactação, observa-se de imediato que a mesma nem sempre assume uma forma tão “regular” como a representada na Figura 24. Esta variação depende essencialmente da natureza do solo a ensaiar. No Anexo II apresentam-se diversos exemplos de curvas obtidas nos ensaios de compactação efetuados em solos de tipo/origem distintos, associadas às respetivas curvas granulométricas, por forma a possibilitar uma análise completa e

melhor compreensão do tema. Importa referir que os resultados destes ensaios são cedidos pela empresa GEOMA e fazem parte do conjunto de amostras avaliadas na parte prática desta dissertação.

Assim, Santos (2008) afirma que os solos com uma componente fina dão origem a curvas com uma forma perfeitamente regular (ver Figura 19), enquanto que o teor em água ótimo dos solos com uma composição granulométrica grosseira, por norma, assume valores reduzidos e, por consequência, uma baridade seca máxima superior, transformando desta forma a sua curva. Os solos de matriz maioritariamente argilosa exibem um teor em água ótimo elevado, conduzindo a valores de γ_{dm} inferiores. Já as areias monogranulares, geralmente lavadas, isto é, mal graduadas e com uma quantidade de finos insignificante, por serem bastante permeáveis, tornam-se pouco sensíveis à variação da quantidade de água introduzida, pelo que a sua curva de compactação não exhibe um “pico” claro e pronunciado quando comparado com o obtido nos restantes solos.

A Figura 24 ilustra oito curvas esquemáticas de compactação referentes a diferentes tipos de solos, bem como os seu comportamentos e consequente distribuição de parâmetros. Estas curvas são curvas tipo dos seguintes solos: cascalhos bem graduados (Figura 24 – a), areias finas (Figura 24 – b), areias siltosas (Figura 24 – c), areias silto-argilosas (Figura 24 – d), siltes envoltos em esparsa matriz argilosa (Figura 24 – e), argilas siltosas (Figura 24 – f) e argilas provenientes da alteração do basalto (Figura 24 – g).

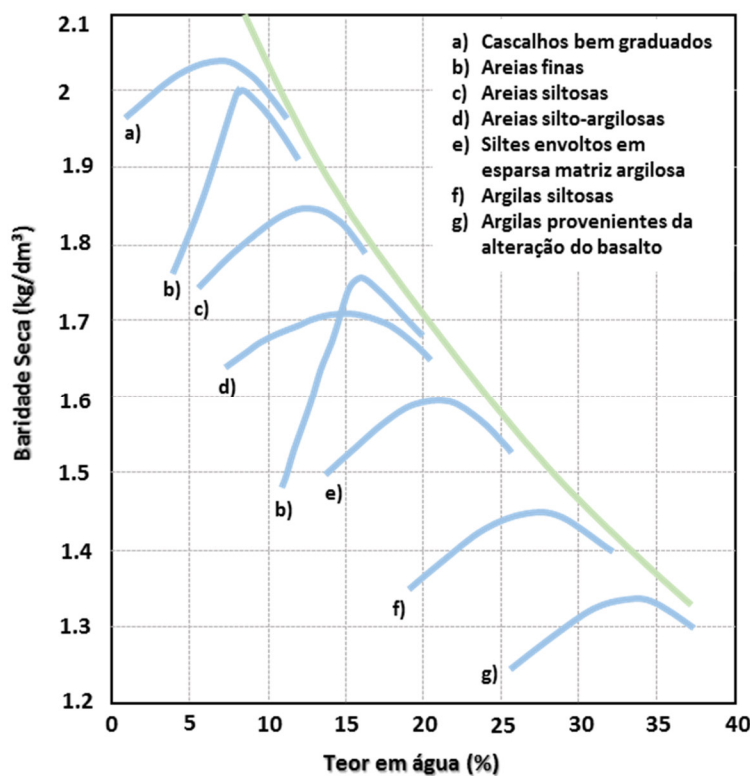


Figura 24 - Curvas de compactação esquemáticas de diversos tipos de solo (Adaptado de: Pinto, 2011).

Bastos (2015) avança ainda com intervalos de valores típicos para ambos os parâmetros provenientes do ensaio de compactação consoante o tipo de solo:

- ❖ solos argilosos – $25\% < w_{ot} < 30\%$ e $1,4\text{g/cm}^3 < \gamma_{dm} < 1,5\text{g/cm}^3$;
- ❖ areias finas argilosas – $12\% < w_{ot} < 14\%$ e $\gamma_{dm} \approx 1,9\text{g/cm}^3$;
- ❖ areias com cascalho, bem graduadas – $9\% < w_{ot} < 10\%$ e $2,0\text{g/cm}^3 < \gamma_{dm} < 2,1\text{g/cm}^3$.

Ao longo dos anos, diversos autores debruçaram-se sobre possíveis correlações entre os tipos de solos e suas propriedades, em relação aos parâmetros obtidos no ensaio de compactação (w_{ot} e γ_{dm}). Kotari (2014) afirma que o conceito de correlação é um instrumento estatístico que estuda a relação entre duas variáveis com recurso a vários métodos e técnicas. Diz ainda que duas variáveis são correlacionáveis, se a alteração de uma resultar na alteração da outra variável.

Da vasta bibliografia existente, foram selecionados dois casos práticos, associados a duas obras de engenharia internacionais, de onde resultou uma previsão destes parâmetros da compactação, com base nas origens propriedades dos solos. Ambos deram primazia aos solos que em teoria detêm uma maior dificuldade em serem compactados, os solos de granulometria fina e de comportamento plástico, ou seja, os solos argilosos. O primeiro caso foi publicado por Dokovic, *et al.*, em 2013, onde os mesmos reafirmam a dificuldade na aplicação de compactação em alguns materiais, tal como por exemplo os solos argilosos, especialmente as argilas com elevada plasticidade. Estas dificuldades encontram-se diretamente relacionadas com o índice de plasticidade. Este mesmo artigo apresenta algumas relações entre os limites de *Atterberg* e os parâmetros de compactação, efetuadas através dos resultados obtidos nos respetivos ensaios laboratoriais. Assim, com recurso a análise de regressão, que se traduz essencialmente numa ferramenta estatística utilizada para estudar o relacionamento entre uma variável, chamada “variável dependente” e outras variáveis designadas por “variáveis independentes”, determinando assim a dependência entre estas. Este modelo possibilita a interpretação dos resultados, que se faz com base no coeficiente de correlação simples (r) e/ou no coeficiente de determinação (R^2). Ambos os coeficientes constituem uma medida de qualidade/confiança exibida pela equação de regressão, como instrumento de precisão. Importa ainda, por forma a fornecer uma melhor compreensão deste artigo, e consequentes resultados, rever as variações possíveis do coeficiente r (Tabela 17).

Tabela 17 - Definição da importância do coeficiente de correlação (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).

COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO (R)	DESCRIÇÃO
$\leq 0,30$	Correlação não significativa.
$0,50 < r < 0,70$	Correlação significativa.
$0,70 < r < 0,90$	Forte correlação.
$r > 0,90$	Correlação muito forte.

Foram analisadas setenta e duas amostras de solos representativos dos núcleos de quatro barragens de aterro do tipo terra, na Sérvia (*Rovni, Selova, Prvonek e Barje*), através da aplicação de correlações entre os limites de liquidez e plasticidade, o índice de plasticidade e os parâmetros do ensaio de compactação. Neste estudo, o tratamento estatístico contou ainda com a aplicação do modelo de regressão linear múltipla, onde, essencialmente, ao invés de uma, são incorporadas várias variáveis independentes, com o principal propósito de aumentar a qualidade/fiabilidade das correlações. Assim, para as diferentes propriedades (variáveis) foram obtidas as seguintes expressões matemáticas apresentadas abaixo (Equações 12 a 15).

Equação 12 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de liquidez (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).

$$w_{ot} = 0,239 \times LL + 7,757$$

$$R^2 = 0,69$$

$$\gamma_{dm} = 2,088 - 0,008 \times LL$$

$$R^2 = 0,73$$

Equação 13 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de plasticidade (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).

$$w_{ot} = 0,742 \times LP + 2,236$$

$$R^2 = 0,61$$

$$\gamma_{dm} = 2,229 - 0,023 \times LP$$

$$R^2 = 0,53$$

Equação 14 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o índice de plasticidade (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).

$$w_{ot} = 0,276 \times I_p + 12,02$$

$$R^2 = 0,61$$

$$\gamma_{dm} = 1,948 - 0,0099 \times I_p$$

$$R^2 = 0,65$$

Equação 15 - Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta ambos os limites de *Atterberg* (Fonte: Dokovic, Rakic, & Ljubojev, 2013).

$$w_{ot} = 4,18 + 0,16 \times LL + 0,323 \times LP$$

$$R^2 = 0,73$$

$$\gamma_{dm} = 2,14 - 0,007 \times LL - 0,005 \times LP$$

$$R^2 = 0,73$$

Os mesmos autores afirmam que, ao longo da sua análise, foi possível concluir que o teor em água ótimo aumenta até se dar um decréscimo da baridade máxima seca, corroborando o até agora estudado. O w_{ot} estabelece uma melhor correlação com o limite de liquidez, à semelhança do γ_{dm} . Assim, como teoricamente as variáveis aqui consideradas dependem umas das outras, apresentando conexões entre as propriedades físicas e comportamentais do solo, e a análise foi realizada com número suficiente de amostras, os resultados obtidos detêm um grau de confiabilidade perfeitamente satisfatório. As equações obtidas poderão ser utilizadas para prever os parâmetros da compactação, essencialmente nas fases preliminares dos projetos, nomeadamente auxiliar numa avaliação de forma expedita, a adequação de qualquer material a reutilizar em obra.

No mesmo sentido seguem Tsegaye *et al.* (2017), que efetuaram um estudo estatístico idêntico sobre os resultados obtidos nos ensaios de análise granulométrica, densidade das partículas sólidas, limites de *Atterberg* e *proctor*, todos estes realizados em amostras de solos enviadas para diferentes laboratórios. Com base nos resultados obtidos nestes estudos foi possível prever os parâmetros de compactação a partir das características e propriedades de solos de grão fino. Ao longo da análise estatística foram ainda observadas correlações satisfatórias entre o teor em água ótimo e o limite de plasticidade, a baridade seca máxima e o limite de liquidez, e por fim na relação entre o limite de liquidez e o índice de plasticidade. Geralmente, tendo por base a análise de regressão, ou regressão linear multipla, foram criadas as seguintes equações (Equação 16), com vista a obtenção destes parâmetros, tendo como conhecimento apenas os resultados dos ensaios de identificação.

Equação 16 - Determinação dos parâmetros de compactação para solos finos (Fonte: Tsegaye, et al., 2017).

$$w_{ot} = 0,916 \times LP - 0,030 \times I_p - 0,875$$

$$R^2 = 0,807$$

$$\gamma_{dm} = -0,18 \times LP - 0,027 \times I_p + 21,182$$

$$R^2 = 0,835$$

Importa ainda referir que os solos são provinientes de Addis Ababa, Etiópia e as correlações propostas para determinar a compactação dos solos, tendo em conta os os limites de *Atterberg*, se adequam a solos de grão fino com ocorrência nos locais em estudo.

(página propositadamente em branco)



(página propositadamente em branco)

3. METODOLOGIAS E TÉCNICAS

O presente capítulo tem como objetivo primordial expor as metodologias e técnicas utilizadas para a realização desta mesma dissertação. Assim, é possível subdividir os trabalhos em três fases distintas: o produzido no campo, o programa laboratorial efetuado sobre as amostras colhidas e o tratamento dos dados, com vista à definição da correlação entre as propriedades físicas dos solos e dos parâmetros obtidos do ensaio de compactação (Figura 25).

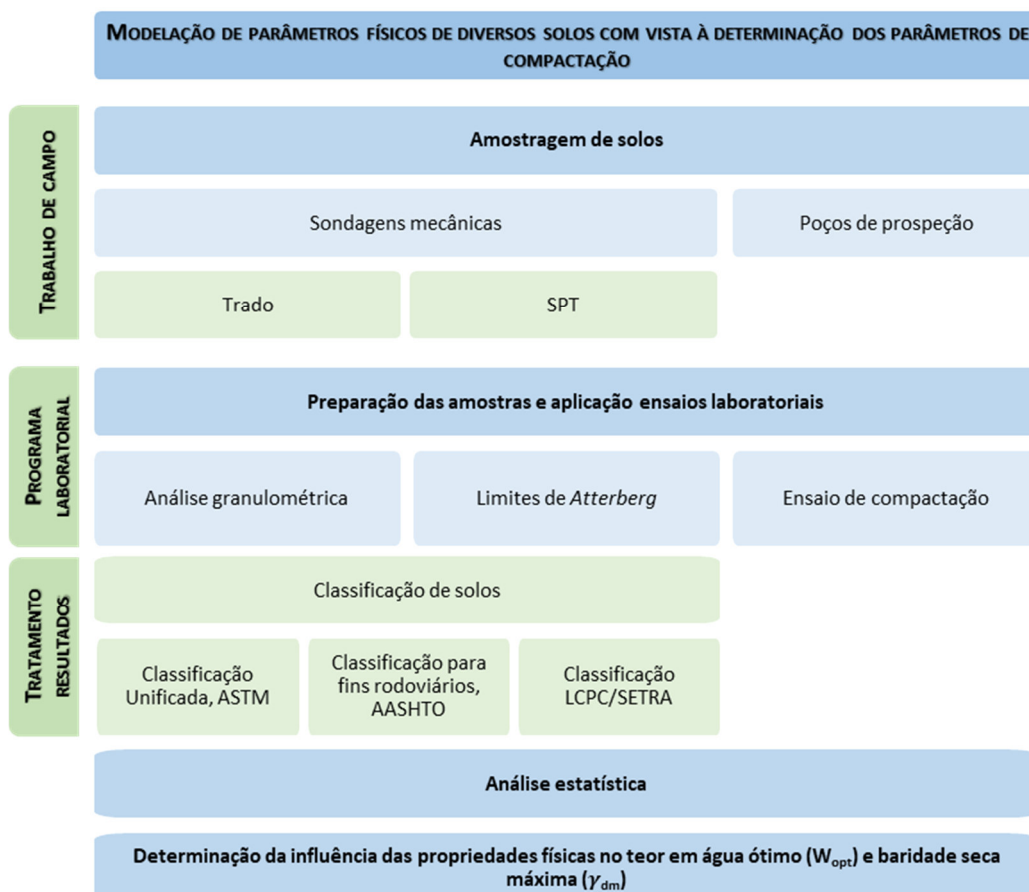


Figura 25 - Esquema ilustrativo referente às metodologias e técnicas utilizadas na dissertação.

Em Portugal estão em vigor, no que respeita aos solos, documentos normativos provenientes do LNEC referentes às duas primeiras fases do trabalho – trabalho de campo e programa laboratorial (Tabela 18).

Tabela 18 - Documentação normativa referente a cada objetivo/ensaio nas fases distintas da dissertação.

	FINALIDADE	NORMA
TRABALHO DE CAMPO	Colheita de amostra	LNEC E 218-1968
PROGRAMA LABORATORIAL	Preparação da amostra para ensaios de identificação	LNEC E 195-1966
	Análise granulométrica por peneiração húmida	LNEC E 239-1970
	Limites de consistência	NP-143, 1969
	Compactação (<i>Proctor</i>)	LNEC E 197-1966

3.1. AMOSTRAGEM

A qualidade da amostragem detém uma elevada influência na fiabilidade dos resultados obtidos nos programas laboratoriais efetuados. O documento normativo que se debruça sobre a amostragem de solos é designado por “Prospecção Geotécnica de Terrenos – Colheita de Amostras”, pela Norma E 218 - 1968. No presente ponto, os meios de acesso abordados serão os mais utilizados pela empresa GEOMA, nomeadamente os poços de prospecção e sondagens mecânicas, estas últimas utilizando a técnica de furação a trado. Pontualmente, para solos de matriz maioritariamente arenosa, serão também utilizadas as amostras provenientes do amostrador *Terzaghi*, com vista à realização dos ensaios de identificação. Segundo Fernandes (2012), os poços de prospecção apresentam como grande vantagem, para além da possibilidade de inspeção visual do terreno, a facilidade em colher amostras remexidas em quantidades consideráveis em qualquer tipo de solo. Por norma, estes são efetuados com recurso a escavadora e têm limitação de cerca de 4 m de profundidade. Na GEOMA, as sondagens mecânicas, quando aplicadas em maciço terroso são, geralmente, efetuadas com recurso a trados helicoidais com 1,50 m de comprimento, permitindo assim a colheita de amostras remexidas. Por último, o amostrador de *Terzaghi* que, segundo Fernandes (2012), se considera um processo de recolha de amostras remexidas, dada a sua particularidade de ser um tubo de aço bipartido formando duas “meias canas”, que quando aberto permite ainda a identificação dos terrenos atravessados. Sendo assim, e dada a facilidade de obtenção das mesmas ao longo de uma campanha de prospecção, as amostras remexidas são claramente as mais usuais. Estas, assim que colhidas, são acondicionadas em recipiente/sacos adequados e identificados com a técnica de amostragem utilizada, com o nome do cliente e respetiva profundidade, tal como refere a Norma E 218 - 1968. Esta define também as quantidades necessárias a colher por amostra, com o propósito da realização de alguns dos ensaios a efetuar em laboratório. A Tabela 19 apresenta as quantidades referidas para os ensaios estudados neste trabalho.

Tabela 19 - Quantidades necessárias das amostras para cada ensaio (Adaptado de LNEC: E218-1968).

FINALIDADE	SOLO COERENTE (KG)	SOLO INCOERENTE SEM SEIXO (KG)	SOLO INCOERENTE COM SEIXO (KG)
ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO (ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E LIMITES DE ATTERBERG)	1	2	4
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	15	20	30

A Figura 26 ilustra a execução dos poços de prospeção, das sondagens mecânicas com a técnica de furação a trado e dos ensaios SPT (*Standard penetration test*).



Figura 26 - Diferentes técnicas de amostragem.

3.2. PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

Após a amostragem segue-se o início da segunda fase, tal como se pode ver no esquema da Figura 25. Trata-se da preparação das amostras, assim que estas chegam ao laboratório. Esta segue uma série de procedimentos normalizados consoante o ensaio a realizar, sendo que neste caso irão ser abordadas as preparações de amostras para os ensaios anteriormente estudados, nomeadamente de identificação e de compactação de solos. Assim, no que toca aos primeiros, foi tido em conta o documento normativo designado por “Preparação por via seca de amostras para ensaios de

identificação” (LNEC E 195 – 1966). Já os segundos são ditados pelo documento normativo designado por “Ensaio de compactação” (LNEC E 197 – 1966).

Geralmente, as amostras são rececionadas no laboratório em sacos individuais, próprios para o efeito e devidamente identificados, com a técnica de amostragem aplicada, o nome do cliente, profundidade e data de recolha (Figura 27 - A). De seguida, é fornecido ao técnico de laboratório o programa laboratorial definido para cada uma das amostras. Quanto às amostras, todas sem exceção, foram alvo de ensaios designados por ensaios de identificação, tais como a análise granulométrica por peneiração húmida e os limites de consistência. Na preparação para ambos, as amostras provenientes do campo devem ser estendidas, para assim secarem naturalmente ao ar (Figura 27 - B). Caso se verifique a existência de torrões, os mesmos deverão ser desagregados com auxílio de um macete de borracha, ou pilão e almofariz, de modo a não reduzir o tamanho real das partículas. Posto isto, cada amostra deverá ser submetida a um ou vários esquartelamentos (Figura 27 - C), dependendo da quantidade inicial da mesma e da quantidade necessária ao ensaio, definida nesta mesma Norma (Tabela 20).

Tabela 20 - Massas mínimas para a realização dos ensaios de identificação (Adaptado de: LNEC E 195 – 1966).

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA – GROSSOS		ANÁLISE GRANULOMÉTRICA - FINOS	SOLOS DE MATRIZ ARENOSA	SOLOS DE MATRIZ SILTOSA OU ARGILOSA	
DIÂMETRO NOMINAL DAS PARTÍCULAS (MM)	MASSA MÍNIMA APROXIMADA DA FRAÇÃO RETIDA NO PENEIRO 2,00MM (G)		115	65	
9,51	500	MASSA APROXIMADA DA FRAÇÃO PASSADA NO PENEIRO 2,00MM (G)	LIMITES DE CONSISTÊNCIA		
19,0	1 000		LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLASTICIDADE	
25,4	2 000				
38,1	3 000		MASSA MÍNIMA DA FRAÇÃO PASSADA NO PENEIRO 0,420 MM (G)	100	15
50,8	4 000				
76,1	5 000				

Quando obtida a quantidade necessária, pesa-se (Figura 27 - D) e regista-se como massa total da amostra (mt). De seguida, a mesma é passada pelo peneiro de 2,00 mm (n.º 10), formando assim duas subamostras, uma composta pelo material passado e outra pelo material retido (Figura 27 - E). De salientar que se forem detetados torrões na fração retida, os mesmos deverão ser mais uma vez desagregados e sujeitos a nova peneiração (Figura 27 - F). Em seguida, o material grosseiro é cuidadosamente lavado tendo sempre como base o peneiro de 2,00 mm (Figura 27 - G). O material que ficar retido após a lavagem deverá ser colocado na estufa (Figura 27 - I), a temperaturas entre os 105 e os 110°C, sendo que quando arrefecido pesa-se e regista-se como massa do material grosso (m₁₀) (Figura 27 - J). Já a primeira subamostra, material fino, deve ser esquartelada ou passada no repartidor (Figura 27 - H), usando como referência as quantidades referidas na Tabela

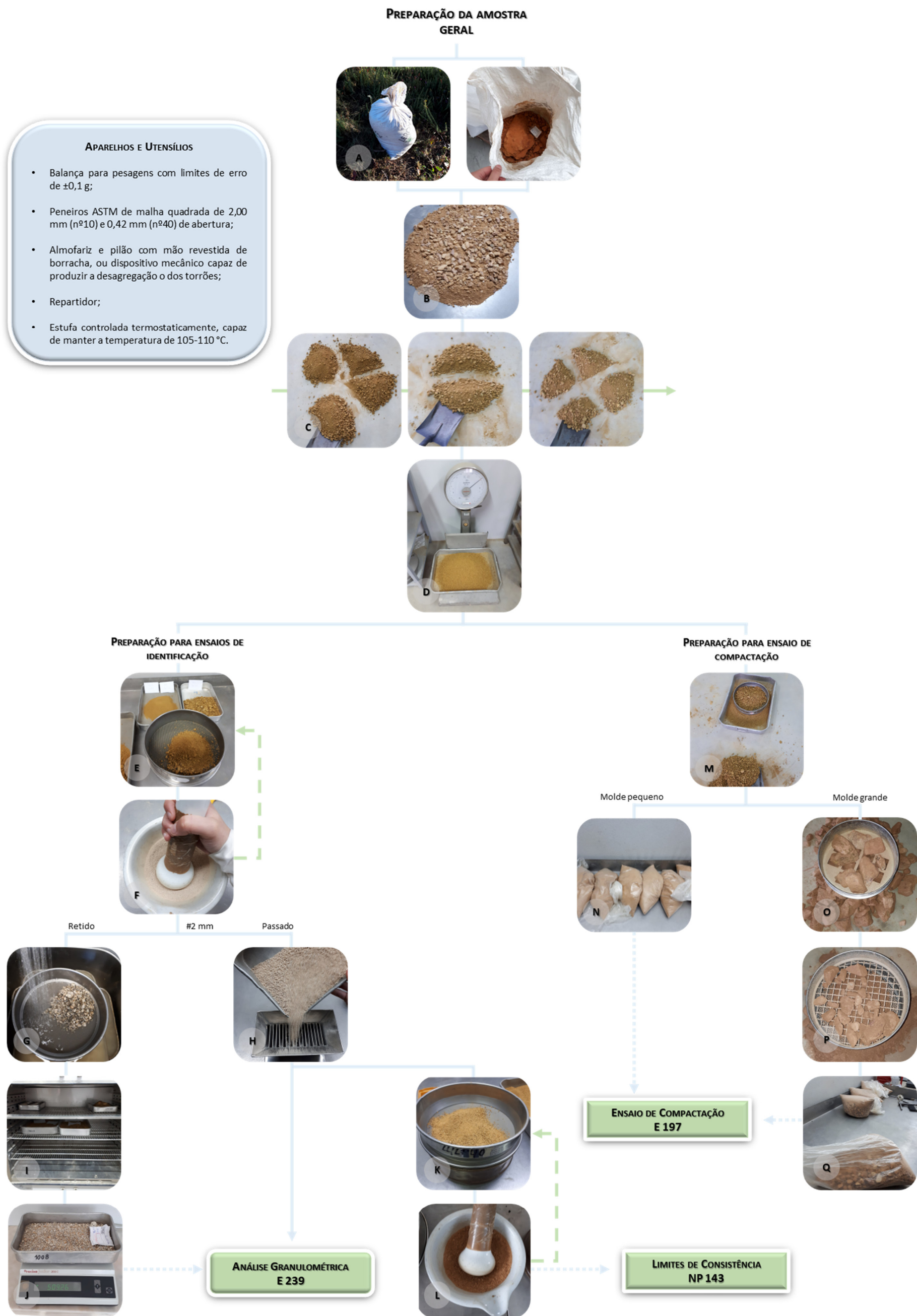
20, e subdividida para os ensaios: limites de liquidez, plasticidade e análise granulométrica por peneiração húmida fração fina. Para completar a preparação destes dois primeiros ensaios (limites), a fração fina deve ser ainda passada através do peneiro 0,420 mm (n.º40) (Figura 27 - K), sendo que a fração retida deverá ser sujeita a nova desagregação, por meio de almofariz e pilão (Figura 27 - L), e novamente peneirada. De salientar que todo o material passado no peneiro n.º 40 deve ser misturado cuidadosamente pelo método de esquartelamento, com vista à obtenção da amostra sujeita à execução do ensaio.

Já a preparação da amostra com vista à realização do ensaio de compactação pesada em solos, será sucintamente descrita quer para molde pequeno, quer para molde grande. Tal como referido anteriormente, e ao contrário do até agora estudado, a preparação das amostras é mencionada na mesma norma que define o procedimento deste ensaio. Assim, segundo o documento normativo LNEC E 197 – 1966, inicialmente, à semelhança com as preparações anteriores, a amostra deve ser espalhada e seca ao ar (Figura 27 - B), desfazendo os torrões se necessário. Posto isto, e com a finalidade de seleccionar o molde adequado ao tipo de amostra, peneira-se uma quantidade de solo conhecida, no peneiro de 4,76 mm (n.º4) (Figura 27 - M). Caso o material retido seja superior a 20% deverá ser utilizado o molde grande, caso contrário deverá ser escolhido o molde pequeno. Sendo molde pequeno, o material passado deverá ser esquartelado até se obter quantidade suficiente para formar pelo menos seis provetes com no mínimo 2 kg cada (Figura 27 - N). Caso seja molde grande, a amostra deverá ser peneirada no peneiro de 50,8 mm (n.º 2'') (Figura 27 - O), devendo o material retido ser rejeitado, e apenas depois, o restante material, deverá passar pelo peneiro de 19,0 mm (n.º ¾''), sendo que se a fração retida for superior a 20% o ensaio não tem significado. Assim, e uma vez seleccionado o molde grande, o ensaio apenas poderá contar com material de dimensão inferior a 19,0 mm, pelo que é necessário recorrer à substituição de igual massa da fração retida neste mesmo peneiro, por material proveniente das frações retidas no peneiro n.º4 e passada no peneiro n.º ¾' (Figura 27 - P). Após efetuada a substituição, o mesmo deverá ser esquartelado de forma a obter pelo menos seis frações, cada uma com no mínimo 4,5kg (Figura 27 - Q).

Para melhor compreensão destas preparações, as mesmas são apresentadas na Figura 27.

(página propositadamente em branco)

Figura 27 - Esquema ilustrativo da preparação das amostras, para os ensaios da análise granulométrica por peneiração húmida, limites de consistência e compactação de solos.



(página propositadamente em branco)

3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS

Dada por concluída a fase de preparação das amostras, segue-se a execução dos ensaios previstos nos programas laboratoriais previamente definidos pelo cliente, por responsável da prospeção ou do técnico do acompanhamento de obra. Serão então no presente ponto abordados os ensaios laboratoriais associados aos ensaios de identificação, anteriormente estudados no ponto 2.4 e o ensaio de compactação estudado no ponto 2.6.2.

Em anexo serão ainda ilustrados boletins tipo, de cada ensaio largamente abordado na presente dissertação (Anexo III).

3.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAÇÃO HÚMIDA

Em consonância com o descrito ao longo do capítulo 2, este ensaio é atualmente normalizado pela norma E239 (LNEC, 1970), e tem como principal objetivo a identificação de um determinado solo, essencialmente através da distribuição quantitativa por dimensão das partículas deste. Sendo para tal definido uma série de peneiros de malha quadrada e aberturas específicas, referidos na Figura 28.

Esta análise granulométrica é bastante usual, dada a simplicidade do ensaio em si, a rapidez de execução e a utilidade dos resultados obtidos. Todavia, apenas são ensaiados solos com dimensões entre os 76,1mm e os 0,074mm (nº 200), dando a conhecer quer a fração retida, quer a fração passada destes peneiros, respetivamente.

À semelhança do ponto anterior e dos seguintes, foi efetuado registo fotográfico de algumas amostras de solos aquando da execução dos respetivos ensaios. Assim, a Figura 28 apresenta uma representação esquemática simplificada deste ensaio, onde o procedimento se resume a:

- ❖ Peneira-se a fração grosseira (retida no peneiro n.º 10), com recurso aos peneiros de malha com abertura igual e superior a 2,00mm, efetuando movimentos horizontais de translação e rotação, pelo que todo o material deve manter-se em movimento contínuo (Figura 28 - A). Esta peneiração apenas poderá ser dada por concluída quando não passar em qualquer peneiro, cerca de 1% ou mais do material retido, no decorrer de 1min (Figura 28 - B);
- ❖ Em seguida, determinam-se as massas das frações retidas em cada peneiro, com recurso a balança adequada (Figura 28 - C e D);
- ❖ Após secagem da fração passada no peneiro n.º 10, em estufa adequada (Figura 28 - E), retira-se a quantidade enunciada na Tabela 20, para solos arenosos, siltosos ou argilosos, pesando-os na balança (Figura 28 - F), registando a sua massa (m_a);

- ❖ As amostras deverão repousar aproximadamente uma hora numa solução composta por 0,5g de hexametafostato de sódio dissolvido em 250cm³ de água (Figura 28 - G);
- ❖ De seguida, as mesmas são lavadas com auxílio do peneiro de abertura 0,074mm (n.º 200), desprezando a fração passada no mesmo (Figura 28 - H);
- ❖ O material retido é colocado na estufa, até que se obtenha massa constante (Figura 28 - I);
- ❖ Por fim, as amostras secas devem ser peneiradas através dos peneiros com aberturas inferiores a 2,00 mm (Figura 28 – J e K). Assim que terminado o processo de peneiração, devem ser determinadas as massas retidas em cada um destes peneiros (Figura 28 - L).



Figura 28 - Esquema ilustrativo da técnica de execução da análise granulométrica por peneiração húmida.

Com vista à elaboração da curva granulométrica, são realizados os cálculos assinalados nas equações de seguida apresentadas (Figura 29), definidas no mesmo documento normativo.

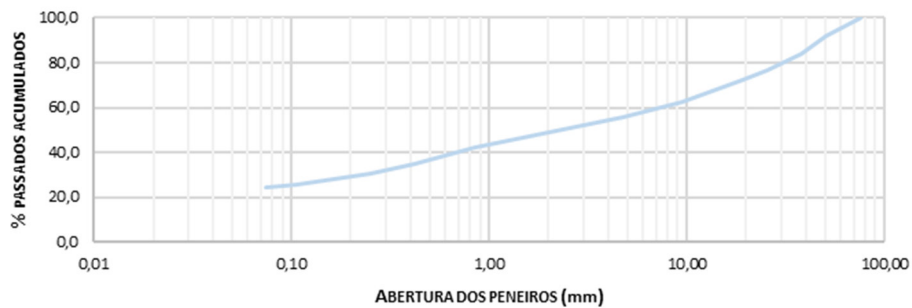
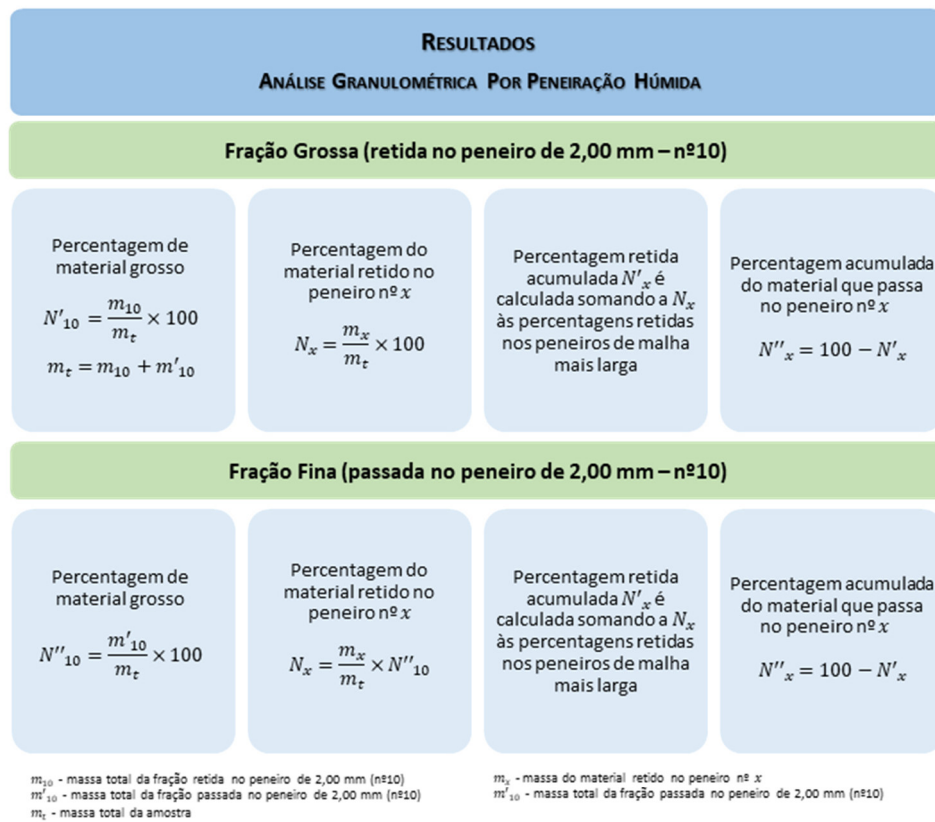


Figura 29 - Cálculo dos resultados provenientes da análise granulométrica e exemplo de uma curva granulométrica.

3.3.2. LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU ATTERBERG

A determinação dos limites de consistência tem por base a norma Portuguesa NP - 143, elaborada no ano de 1969. Este ensaio tem enorme importância para a identificação dos solos, pois determina os limites de liquidez, plasticidade, e, apesar de não ser efetuado, nem aqui abordado, o limite de retração.

Os limites de liquidez e de plasticidade apenas se aplicam a solos com 30% ou mais de material com dimensão superior a 0,05 mm, sendo que o peneiro com menor abertura admitido na análise granulométrica tem 0,074 mm. Importa referir que, para a determinação do limite de liquidez, toma-se cerca de 100 g do material preparado consoante o ponto anterior, coloca-se o mesmo num recipiente e com o auxílio da espátula mistura-se com água destilada até se obter uma pasta homogénea e consistente (Figura 30 - A). Coloca-se na concha Casagrande uma fração desta pasta, criando uma camada de superfície nivelada e com espessura máxima de 1 cm. De seguida, com recurso ao riscador cria-se um sulco perpendicular à superfície da concha em direção ao eixo da manivela (Figura 30 – B). Aciona-se a manivela com o propósito de anotar o número de pancadas efetuadas para que se unam assim que se as duas porções do provete, em cerca de 1 cm (Figura 30 - C). Com a espátula recolhe-se cerca de 10 g de material, na zona onde se deu a união e pesa-se, por forma a determinar o seu teor em água (Figura 30 - E). Após ensaiar o primeiro provete, repete-se este procedimento três vezes, adicionando, em cada um, água destilada para a pasta ficar mais fluída.

Para a execução do limite de plasticidade toma-se cerca de 20 g de material, e à semelhança do anterior, obtém-se uma pasta que seja suficientemente plástica de modo a moldar quatro esferas de diâmetros idênticos (Figura 30 - F). Entre a palma da mão e placa de vidro rolam-se os provetes, de forma a criar um filamento cilíndrico (Figura 30 - G). Por fim, e assim que se dê a rotura do mesmo, este filamento é pesado, desde que o seu diâmetro atinga aproximadamente 3 mm (Figura 30 - H).

De seguida, apresenta-se um diagrama esquemático das diferentes etapas executadas ao longo dos ensaios, de modo a determinar estes mesmos limites (Figura 30).

LIMITES DE CONSISTÊNCIA

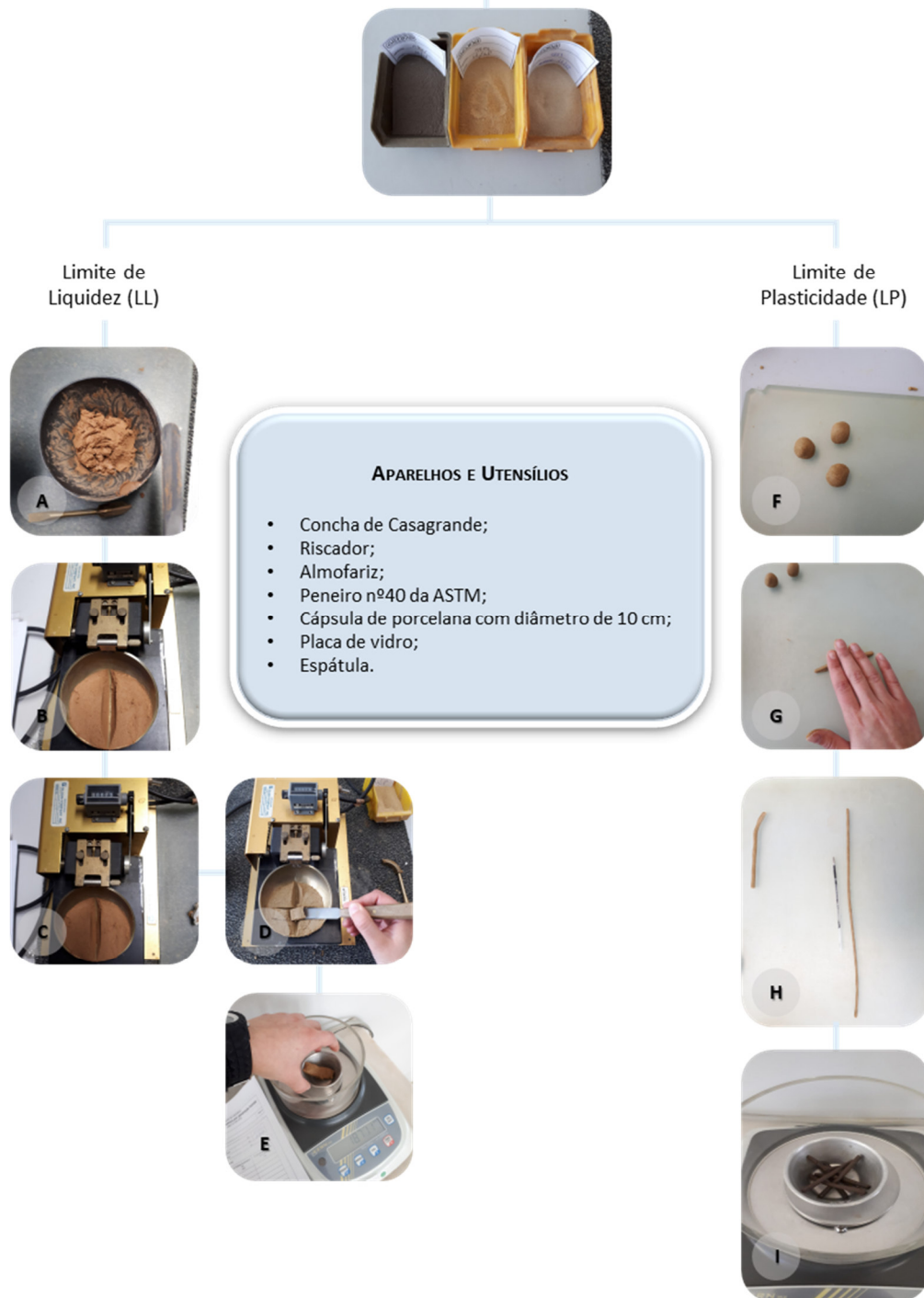


Figura 30 - Esquema ilustrativo da técnica de execução dos limites de consistência.

Importa referir que o limite de liquidez é o teor de humidade existente na amostra quando administradas 25 pancadas, calculando-se através de reta traçada através da relação entre os teores em água dos quatro provetes e as correspondentes pancadas aplicadas, tal como se pode observar pelo exemplo demonstrado na Figura 31. Já o limite de plasticidade resulta da média dos teores em água dos quatro provetes ensaiados.

A Figura 31 expõe os resultados obtidos nos limites de consistência, assim como um exemplo prático de uma amostra remexida.

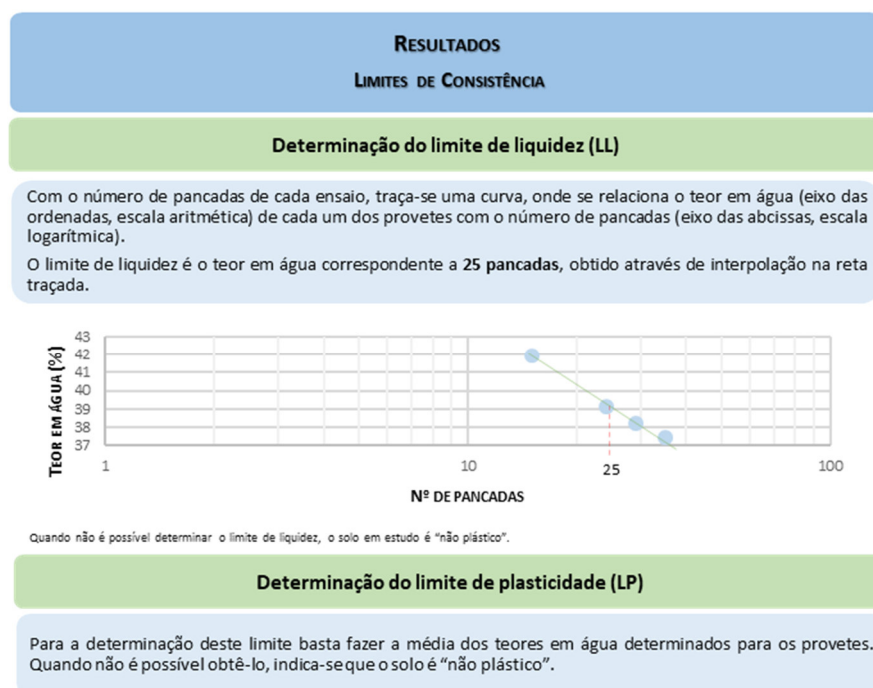


Figura 31 - Obtenção dos limites de liquidez e plasticidade, exemplo deste ensaio.

3.3.3. COMPACTAÇÃO PESADA

À semelhança dos ensaios anteriores, este rege-se pela Norma LNEC, E197 - 1966, e tem como objetivo primordial a determinação da relação entre a baridade seca e o teor em água de um dado solo. Por consequência, define a sua baridade seca máxima, associada ao teor em água ótimo.

Este ensaio tem uma particular aplicação no campo, pois os parâmetros aqui determinados servem, por exemplo, como base ao ensaio com o gamadensímetro (ver ponto 2.6.2). Tal como descrito anteriormente, este ensaio poderá ser realizado quer em molde pequeno, quer em molde grande, dependendo das características de cada solo, sendo que a técnica/procedimento utilizado em ambos é em tudo semelhante. Assim, após a separação dos provetes, é adicionada água, diferindo cerca de 2% em cada um, devendo então encontrar-se distribuída da seguinte forma, em relação aos parâmetros obtidos: quatro pontos abaixo e dois acima do teor ótimo em água (Figura 32 – A). Estes devem ser cuidadosamente misturados, e inclusive, aconselha-se em materiais de matriz argilosa maioritária, repousar pelo menos 12 h em saco fechado antes da realização do ensaio. Deve então ser preparado o molde com a alonga fixa e disposto o solo em cordão, dividindo o mesmo em cinco partes iguais, para que posteriormente à compactação, detenham cerca

de 2,5 cm de espessura (Figura 32 – B). Insere-se uma das partes do cordão no molde, já posicionado no compactador, e aplicam-se 25 a 55 pancadas com o pilão de compactação pesado, no molde pequeno e grande, respetivamente (Figura 32 – C). Repete-se a operação até à última camada, sendo que esta deverá ficar cerca de 1 cm acima da alonga. Retira-se o molde do compactador e a alonga, rasando-se cuidadosamente e preenchendo-se possíveis concavidades formadas, depois escova-se e pesa-se em balança adequada (Figura 32 – D e E). Por fim, retira-se o provete do molde, assim como duas porções de solo do mesmo, a cerca de 2 cm de cada lado do molde, para determinar o teor em água, tendo por base a Norma NP - 84 (Figura 32 – F).

A Figura 32 apresenta de um esquema ilustrativo do procedimento elaborado para este ensaio.

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (PROCTOR)



Figura 32 - Esquema ilustrativo da técnica de execução do ensaio de compactação pesada, em molde grande ou pequeno.

Por fim, a Figura 33 indica os cálculos necessários, com vista a obtenção dos parâmetros baridade seca máxima (γ_{dm}) e o teor em água ótimo (W_{ot}) e exemplo de curva de compactação.

RESULTADOS
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR

Baridade seca do solo γ_s

$$\frac{\gamma_w}{100 + W} \times 100$$

γ_w (baridade húmida do solo) = $\frac{\text{massa provete (g)}}{\text{capacidade do molde (cm}^3\text{)}}$
 W – teor em água do solo(%)

Após o cálculo anterior, traça-se a **curva da baridade seca vs teor em água**, onde nas ordenadas apresenta-se os valores das baridades e nas abcissas dos teores em água. O **ponto máximo** do gráfico é o teor ótimo em água e a baridade seca máxima.

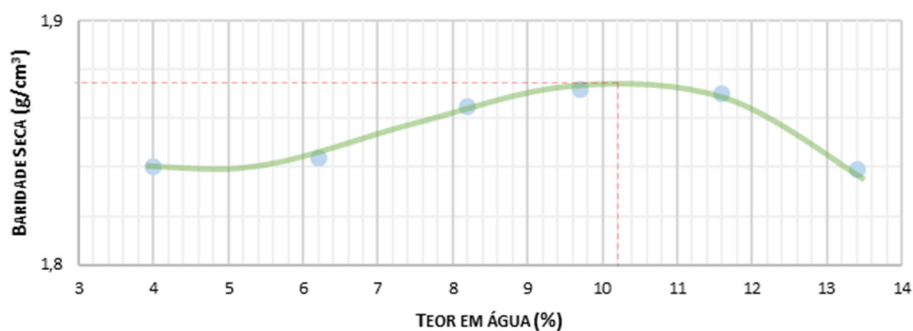


Figura 33 – Obtenção de resultados no ensaio de compactação e exemplo curva referente à baridade seca e teor em água de um solo natural.

(página propositadamente em branco)



(página propositadamente em branco)

4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

No presente capítulo será desenvolvido todo o processo prático, com o principal propósito de cumprir os objetivos propostos e mencionados no subcapítulo 1.2. Numa fase inicial foi efetuada uma recolha de informação pertinente à elaboração deste estudo, tendo como alvo exclusivo os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais descritos no capítulo 3 e efetuados ao longo da permanência da signatária no laboratório central da empresa GEOMA. Porém, após uma primeira análise aos mesmos, rapidamente se concluiu que seriam algo insuficientes para uma correta e fiável avaliação global. Pelo que, foi efetuada nova seleção e recolha de dados, com especial incidência no tipo de solos onde se demonstrou haver uma maior carência de resultados, mais concretamente nos solos finos (siltes e argilas). Assim, foi recolhida toda a informação proveniente do programa laboratorial de 724 amostras no total, sendo que apenas 313 detinham resultados do ensaio *proctor* (Anexo IV). Após a recolha destes dados, foi então iniciado o tratamento estatístico, com a finalidade de definir quais as correlações possíveis entre as propriedades dos solos, mais precisamente das amostras selecionadas, materializadas nos resultados laboratoriais.

4.1. TRATAMENTO ESTATÍSTICO

4.1.1. ANÁLISE DE REGRESSÃO

O tratamento estatístico foi iniciado através de uma simples análise de regressão, com recurso a umas das ferramentas mais utilizadas do *Office*, o *Excel*. Foi então, à semelhança dos artigos mencionados no subcapítulo 2.7, verificada a relação entre as propriedades dos solos e os parâmetros de compactação. Em ambos, os autores Dokovic, *et al.*, (2013) e Tsegaye *et al.* (2017) estudam solos de matriz fina e com comportamento plástico, determinando correlações perfeitamente aceitáveis entre os limites de consistência e os parâmetros de compactação. As amostras que exibem nula plasticidade não foram consideradas, uma vez que impossível relacionar estas em gráficos de dispersão, pois mesmo igualando NP a zero, não haveria uma distribuição no plano, o que acabaria por condicionar a análise das restantes. Seguindo o método de estudo publicado nos artigos acima citados, a princípio aplicou-se a análise de regressão linear simples às 190 amostras que exibiam alguma plasticidade ($IP > 0$). Esta teve por base os resultados laboratoriais, como a percentagem de material passado no peneiro n.º 200, os limites de liquidez e plasticidade, o índice de plasticidade, o w_{ot} e o γ_{dm} . A Figura 34 apresenta os gráficos obtidos através desta mesma análise, onde se assinala ainda a equação da reta resultante, em que “y” representa o parâmetro da compactação que se encontra em análise e o “x” representa a variável

relacionada. Por fim, foi ainda calculado o coeficiente de determinação R^2 que, por si só, serve de critério de avaliação à fiabilidade de cada correlação efetuada.

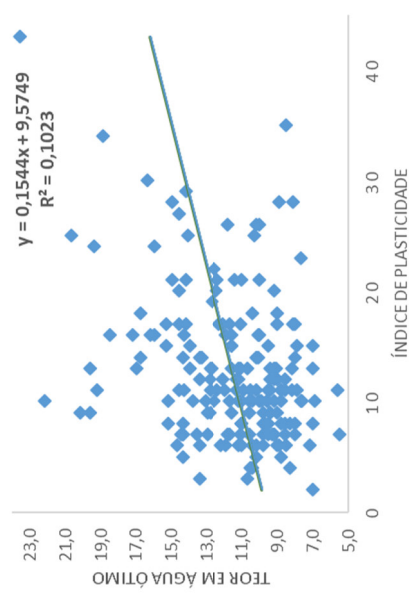
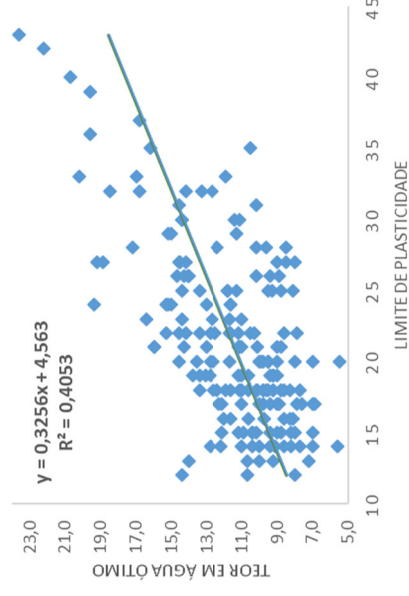
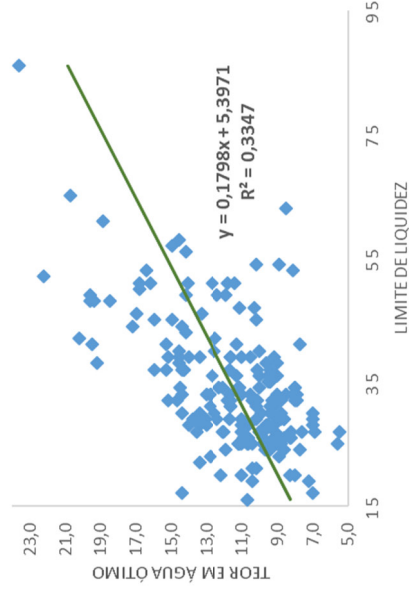
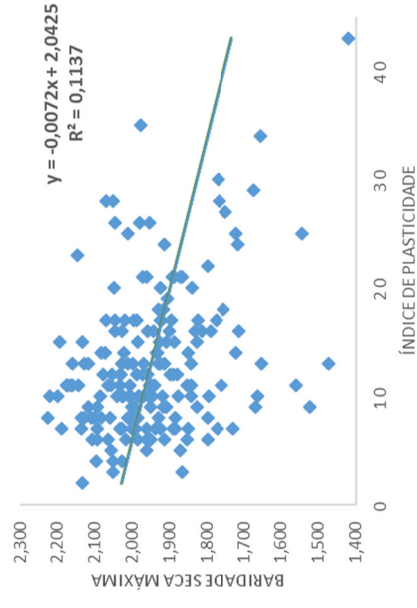
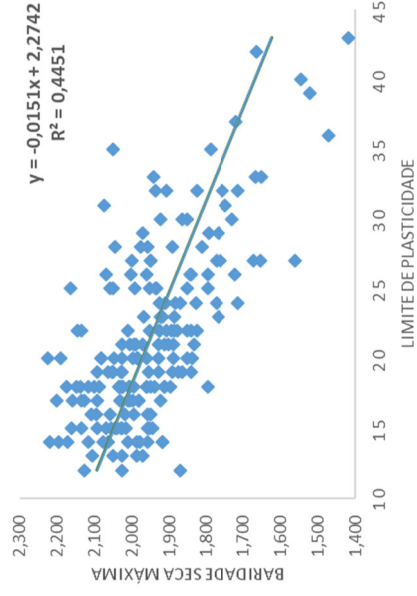
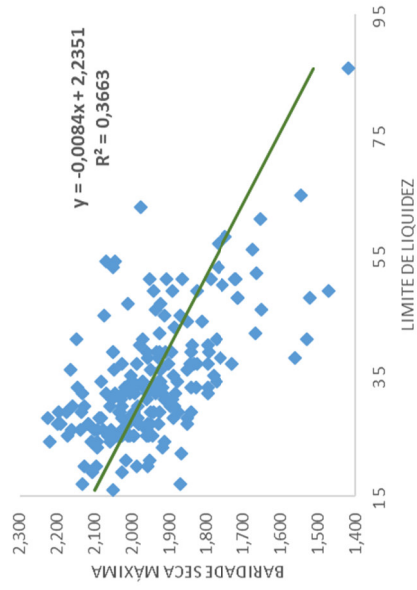


Figura 34 – Gráficos de dispersão relativos à análise de regressão linear simples.

Posto isto, foram ainda criados três gráficos de dispersão relacionando ambos os parâmetros de compactação, que corroborando com o anteriormente estudado no subcapítulo 2.6, se revelam inversamente proporcionais. O que distingue estes gráficos são as amostras selecionadas para a elaboração de cada um. Os mesmos encontram-se incluídos na Figura 35, onde o primeiro, gráfico A, relaciona todas as 313 amostras que abrangem resultados laboratoriais em todos os ensaios aqui abordados (Figura 35 – A). Já para a realização do gráfico B (Figura 35 – B) foram correlacionadas apenas as amostras que exibem plasticidade, isto é, que assumem um $I_p > 0$, e para tal foram filtradas as restantes 193 amostras. Por último, no gráfico C (Figura 35 – C) foram filtradas cerca de 120 amostras, as quais não relevam comportamento plástico, ou seja, são consideradas NP. Pela simples observação destes destacam-se ainda a equação da reta e o coeficiente de determinação, que permite avaliar a fiabilidade destes.

Assim, pode constatar-se pela análise da Figura 35-A que a correlação (r) entre o teor em água ótimo e a baridade seca máxima, para a generalidade das amostras ensaiadas, é já significativa (0,44), com cerca de 70% da variabilidade explicada. Verifica-se ainda que, relativamente à influência da plasticidade na baridade seca máxima, as amostras correspondentes aos solos plásticos apresentam uma forte correlação (0,90) e em sentido inverso, isto é, a baridade seca máxima decresce com o aumento de plasticidade, tal como seria de esperar. Já as amostras de solos não plásticos (NP), ainda que com uma variação do tipo das anteriores, exibem uma correlação menor (0,73).

A interpretação dos resultados obtidos, nomeadamente as comparações, as possíveis e mais fortes correlações apresentam-se dispostas no ponto 4.2. Sendo de salientar que a totalidade desta análise se encontra presente no ficheiro *Excel* (Anexo IV). Referir ainda a análise efetuada sobre o material passado no peneiro n.º 200 em relação com ambos os parâmetros de compactação, revelou, desde logo, resultados muito medíocres. Este ficheiro tem como página inicial um índice que esclarece quais as folhas onde se desenvolvem as diferentes análises e seus resultados.

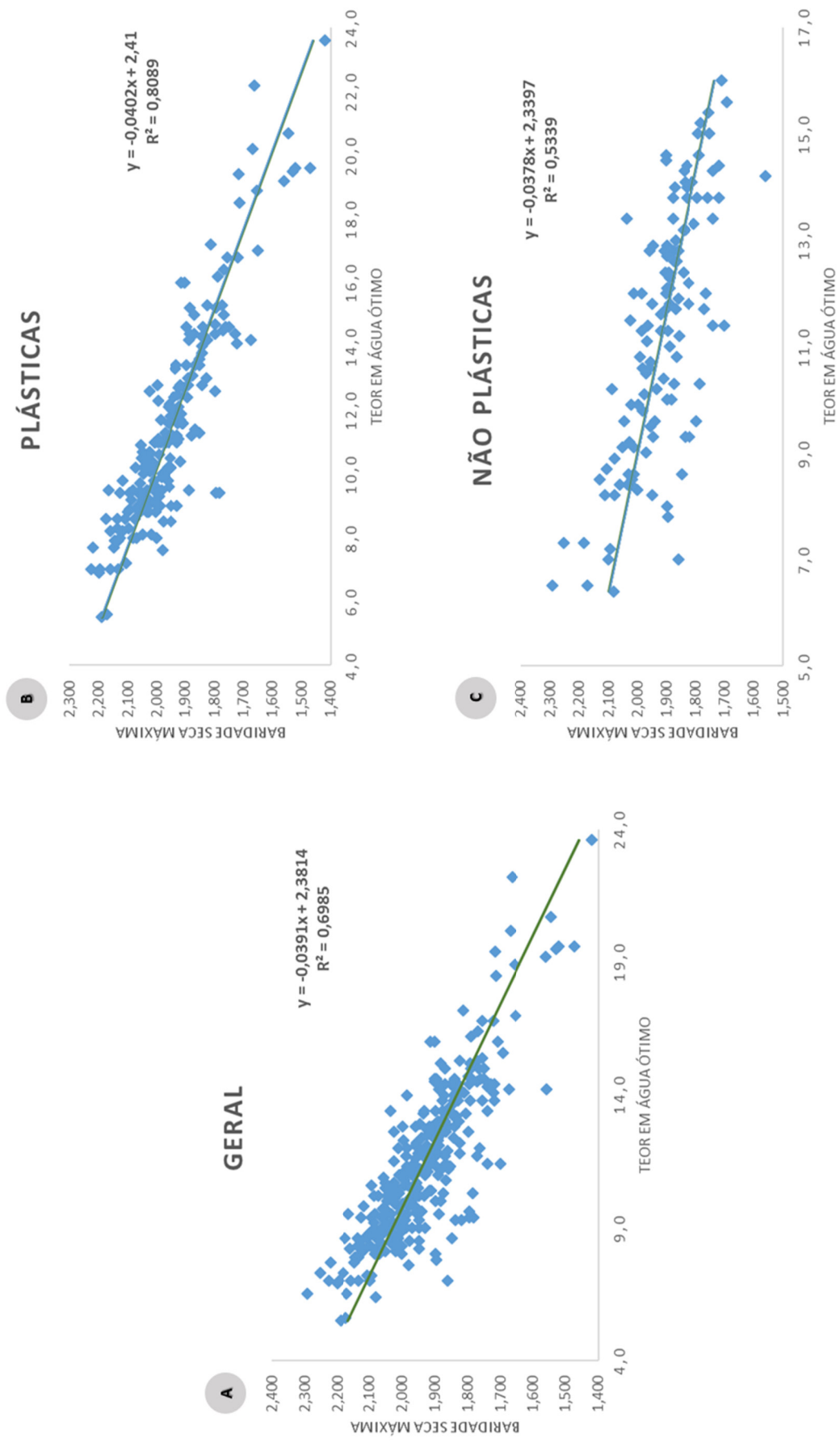


Figura 35 – Correlação entre os parâmetros do ensaio de compactação, A) sobre todas as amostras, B) sobre as amostras com comportamento plástico e C) sobre as amostras de plasticidade nula.

4.1.2. ANÁLISE DE COMPONENTES PRINCIPAIS

Numa segunda fase, optou-se por realizar o tratamento estatístico segundo um método que permitisse uma análise do conjunto de variáveis disponíveis no seu todo e não de uma forma isolada, ou seja, analisando e interpretando todas as variáveis em simultâneo, através de uma análise multivariada. Esta usufrui de uma vantagem clara sobre a levada a cabo na primeira fase, uma vez que poderá reduzir e simplificar os dados, mitigando a perda de informação. Foi então tido em conta um método que se adequa ao problema em questão, o método da análise de componentes principais (ACP). Pois segundo Sharma (1996), a ACP pressupõe, entre outros, que a dimensão da amostra seja suficientemente grande, a existência de variáveis quantitativas e a linearidade das relações entre as mesmas. Aspetos que, de uma maneira geral, se verificam no presente estudo, uma vez que são 313 o total de amostras ensaiadas, que os resultados provenientes dos ensaios laboratoriais são genericamente quantitativos e, como foi possível esclarecer anteriormente, existe uma relação teórica entre as variáveis.

Apesar de não ser um dos objetivos da presente dissertação, pois apenas será utilizada como meio de obtenção dos resultados pretendidos, sintetizaram-se de seguida algumas considerações sobre a análise ACP. Esta análise estatística foi desenvolvida por Pearson, numa publicação para uma revista em 1901 (Pearson, 1901). Mais tarde, Hotelling enuncia-o como um método computacional prático, com o propósito de analisar as estruturas de correlação (Hotelling, 1933). Segundo Hongyu, *et al.* (2016), a ACP é uma técnica de estatística de análise multivariada, que modifica linearmente um conjunto de variáveis originais, correlacionáveis entre si, num conjunto substancialmente menor de variáveis independentes, garantindo a representatividade e importância da base de dados original, criando variáveis designadas por componentes principais. Estas novas variáveis resultam de uma combinação linear das que lhes deram origem, com uma ordem decrescente de importância, ou seja, a primeira explica o máximo da variabilidade possível relativa aos dados originais, e assim por diante. Caso as variáveis iniciais exibirem uma forte correlação, o número de componentes principais é reduzido (Mardia *et al.*, 1979). Segundo Gnanadesikan & Wilk (1969), para a determinação destas componentes, é necessário criar uma matriz de covariâncias ou uma matriz de correlações amostrais, dependendo se as variáveis em estudo tiverem a mesma unidade de medida e variâncias próximas ou o contrário, respetivamente.

A aplicação deste método foi realizada com recurso ao *software XLSTAT*, na versão *trial* do corrente ano, 2019. Este *software* atua diretamente no programa *Excel*, o que permitiu uma rápida análise dos resultados, uma vez que foi o programa que serviu de base ao tratamento dos dados recolhidos.

Posto isto, foram definidas as variáveis designadas como variáveis originais assinaladas na Figura 36, e definidos os indivíduos, ou seja, as amostras ensaiadas para cada ACP levada a cabo.



Figura 36 - Variáveis tidas em conta no tratamento estatístico.

Para além destas, foi possível incluir ainda os resultados das três classificações dos solos, abordadas no subcapítulo 2.5, como variáveis, apesar de não fornecerem resultados quantitativos. Assim, e de forma a poderem ser de comparáveis, foram realizadas análises de componentes principais a todos os diferentes tipos de solos, agrupados da seguinte forma:

- ❖ Classificação Unificada – Cascalhos “G”, areias “S”, siltes “M” e argilas “C”;
- ❖ Classificação AASHTO – Pedra brita, pedregulho e areia “A-1”, areia e areia siltosa ou argilosa “A-2”, areia finas “A-3”, siltes “A-4 e 5”, argila “A-6 e 7”;
- ❖ Classificação Francesa – Solos finos “A”, solos arenosos com finos “B”, solos compostos por elementos finos e elementos “C”, solos insensíveis à água “D”.

Ao realizar a ACP para todos estes casos individualmente, é possível realizar a comparação entre resultados associados aos diferentes tipos de solos e às diferentes classificações. Para tal, foram considerados os seguintes aspetos: o tipo de correlação de *Pearson*, onde basicamente o número de componentes principais é determinado por forma a obter uma variabilidade acumulada superior a 80% da informação total e coeficientes de correlação superiores a 0,5. Pois considera-se que uma variável se encontra correlacionada com o eixo sempre que o seu coeficiente com esse eixo for superior a 0,5 (Hongyu, *et. al.*, 2016). Estes mesmos autores afirmam ainda que, para a determinação do número de componentes principais necessários, foram tidos em conta os autovalores, a percentagem de variabilidade e a mesma acumulada, que por sua vez dão origem ao *scree plot*. Através da interpretação deste, deduz-se que, de maneira geral, são necessárias apenas a projeção de dois eixos principais (F1 *versus* F2 e F1 *versus* F3), de forma a se obter variabilidade acumulada superior a 80%.

Para uma melhor compreensão, segue-se o exemplo da ACP geral, isto é, a análise efetuada na totalidade das amostras, selecionando todas as variáveis disponíveis. Com base na interpretação da Tabela 21 e da Figura 37, observa-se que a importância relativa dos eixos de projeção se verifica na percentagem acumulada da variabilidade. Neste caso, e à semelhança do que se irá verificar ao

longo do presente ponto, os três primeiros fatores (F1, F2 e F3) explicam cerca de 90% desta variabilidade na matriz dos dados.

Tabela 21 - Análise das componentes principais – Autovalores associados à ACP geral (Fonte: XLSTAT).

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8
AUTOVALOR	3,729	2,203	1,244	0,371	0,215	0,128	0,087	0,023
VARIABILIDADE (%)	46,614	27,537	15,550	4,635	2,692	1,605	1,085	0,281
% ACUMULADA	46,614	74,151	89,701	94,336	97,028	98,633	99,719	100

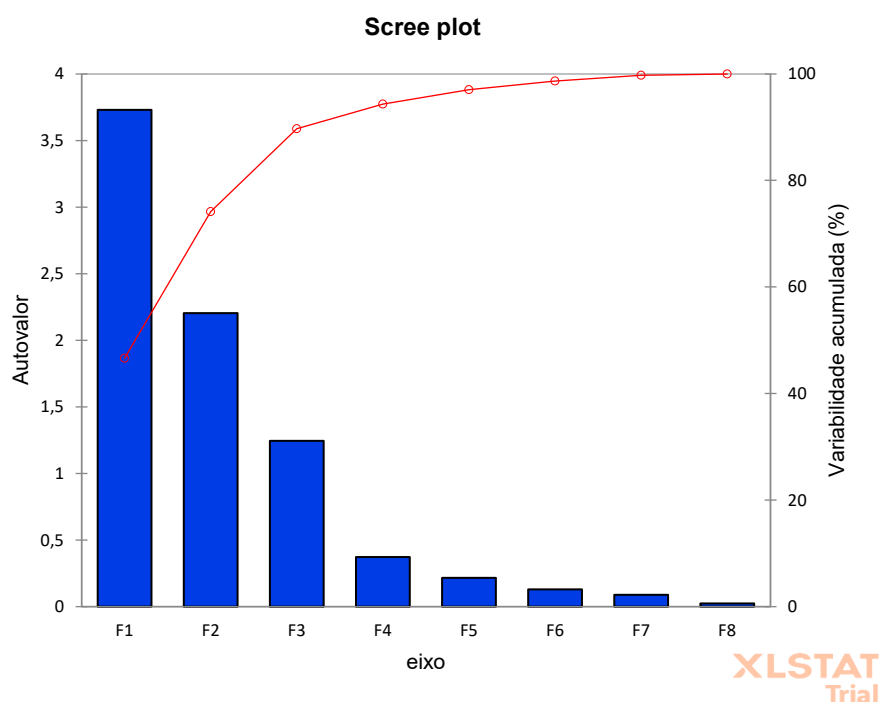


Figura 37 – Scree plot que relaciona os autovalores dos componentes principais da ACP geral (Fonte: XLSTAT).

Importa referir que todas as análises (ACP) efetuadas, bem como os resultados obtidos se encontram também inseridos no Anexo IV, correspondente ao ficheiro *Excel* (ver folha 1 – índice). De salientar ainda os resultados obtidos nas estatísticas descritivas em cada ACP, onde se evidenciam o valor mínimo, o máximo, a média e desvio padrão. A Tabela 22 apresenta esta mesma estatística correspondente à ACP geral.

Tabela 22 - Estatísticas descritivas correspondentes à ACP geral (Fonte: XLSTAT).

Variáveis	OBSERVAÇÕES	MÍNIMO	MÁXIMO	MÉDIO	DESVIO PADRÃO
% MATERIAL PASSADO NO PENEIRO Nº 10	313	17,000	100,000	73,877	21,793
% MATERIAL PASSADO NO PENEIRO Nº 40	313	10,000	99,000	51,611	22,176
% MATERIAL PASSADO NO PENEIRO Nº 200	313	0,300	98,000	28,914	19,702
LIMITE DE LIQUIDEZ	313	0,000	86,000	21,198	18,600
LIMITE DE PLASTICIDADE	313	0,000	43,000	13,061	11,586
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	313	0,000	43,000	7,776	8,121
TEOR EM ÁGUA ÓTIMO	313	5,500	23,600	11,446	2,922
BARIDADE SECA MÁXIMA	313	1,420	2,292	1,934	0,137

4.2. CORRELAÇÕES/COMPARAÇÕES

No presente ponto serão estudados os resultados obtidos nas análises estatísticas efetuadas e descritas anteriormente, identificando possíveis correlações e demonstrando quais as mais fortes.

Análise de regressão

No âmbito da análise de regressão, nomeadamente na primeira abordagem (Figura 34), ao comparar os resultados obtidos, realça-se alguma coerência no coeficiente de determinação nos gráficos que relacionam as mesmas variáveis, quer para o parâmetro w_{ot} , como para o γ_{dm} . Relembrando os valores deste coeficiente avançados por Dokovic, *et al.* (2013), e assinalados na Tabela 17, tendo agora em conta que este r é igual à raiz do coeficiente de determinação R^2 (ESTGV, 2018), conclui-se que apenas a correlação efetuada com o índice de plasticidade não se define como significativa. As restantes encontram-se entre os 0,50 e os 0,70, pelo que se assumem como correlações significativas. A correlação que se revela mais forte é a efetuada com o limite de plasticidade para ambos os parâmetros, sendo superior na relação entre o mesmo e a baridade seca máxima. De seguida apresentam-se as equações que se revelaram mais fiáveis, para a determinação dos parâmetros da compactação, apenas com a obtenção do limite de plasticidade (Equação 17).

Equação 17 – Determinação dos parâmetros de compactação tendo em conta o limite de plasticidade.

$$w_{ot} = 0,3256 \times LP + 4,563$$

$$R^2 = 0,405$$

$$\gamma_{dm} = -0,0151 \times LP + 2,2742$$

$$R^2 = 0,445$$

Pela interpretação da Figura 35, conclui-se que os três gráficos tornam claro que os parâmetros da compactação mostram forte dependência e se revelam inversamente proporcionais. É possível concluir ainda que todos exibem fortes correlações, como seria de esperar após o desenvolvimento teórico, nomeadamente no subcapítulo 2.6. Estes assumem valores de coeficiente de determinação de 0,73 e 0,84 referentes aos gráficos A e C, respetivamente (Tabela 17). Todavia, o único que exhibe uma correlação muito forte, atingindo mais concretamente um coeficiente de 0,90, é o executado sobre as amostras com índices de plasticidade superiores a zero, ou seja, plásticas (Figura 35 – B). Pelo que a correlação que oferece melhores garantias é a efetuada sobre as amostras com comportamento plástico, permitindo determinar qualquer um destes parâmetros caso se conheça o outro (Equação 18).

Equação 18 – Determinação de um dos parâmetros de compactação caso se conheça o outro.

$$\gamma_{dm} = -0,0402 \times w_{ot} + 2,41$$

$$R^2 = 0,809$$

Análise ACP

Com vista à interpretação dos resultados desta mesma análise, são de seguida, através das Figuras 38 a 52, apresentadas as matrizes de correlação e os eixos de projeção, que representam percentagem superiores a 80%, referentes a todos os solos agrupados conforme descrito no ponto anterior. É de salientar ainda que ao longo das matrizes se destacam a negrito e sombreados a cor verde os resultados iguais ou superiores a 0,5, por se constituírem como as mais fortes correlações, enquanto que nos eixos e projeção (F1 *versus* F2 e F1 *versus* F3) se assinalam a cor azul as mesmas correlações ditas mais fortes. De forma a interpretar estes últimos, deverão ser tidas em conta as geometrias dos eixos, isto é, na prática a disposição das variáveis, nomeadamente se elas se afastam ou se aproximam entre si e em relação a estes (Fernandes J. A., 2006).

Tendo em consideração a Figura 38 (ACP geral), e segundo a matriz, as correlações que se demonstram mais fortes, são, tal como seria expectável, as que integram a composição granulométrica, mais concretamente a percentagem de material passado nos peneiros n.º 10, 40 e

200, os limites de consistência e os parâmetros da compactação. Todavia, importa destacar que no âmbito das mesmas a que se revela mais forte, no que toca à granulometria, é a correlação entre as variáveis “%pass. #10” e “%pass. #40”, com cerca de 0,82. Já referente aos limites, o que revela uma correlação mais forte com o índice de plasticidade é o limite de liquidez (0,91). Por fim, e comparando estas duas propriedades dos solos, na análise a todas as amostras, a “% de pass. #200” e o “LL” detêm a correlação mais forte, com cerca de 0,57. Quanto aos eixos de projeção (Figura 38), iniciando a interpretação pelo primeiro, que relaciona os fatores que apresentam maiores percentagens acumuladas de variabilidade contida na matriz dos dados, neste caso F1 *versus* F2 e que explicam cerca de 74%. Verifica-se através da análise relacionada com o F1, que as variáveis “%pass. #10”, “%pass. #40” e “ W_{ot} ” apresentam boas correlações e estão em oposição com a “ γ_{dm} ”. Estas posicionam-se no semi-eixo positivo e negativo, respetivamente. Já no eixo F2, destaca-se uma forte correlação entre as variáveis associadas aos limites de consistência, o que corrobora perfeitamente o estudado ao longo do ponto 2.4.3, este representa cerca de 28% da variabilidade comportamental das variáveis. Por último, destaca-se ainda uma oposição, também ela perfeitamente comprovada na teoria, entre os parâmetros da compactação, sendo que o “ W_{ot} ” se posiciona no semi-eixo positivo do fator 3 e o “ γ_{dm} ” no semi-eixo negativo, sendo que este representa cerca de 16%. Quando as variáveis se encontram em oposição, significa que quando se dá a diminuição de uma, ocorre um aumento da outra, tal como anteriormente estudado.

A forma de interpretar os resultados obtidos ao longo de todas as análises ACP é muito semelhante, pelo que, daqui em diante, esta interpretação será assinalada por classificação de uma forma mais sucinta, porém individualmente para cada tipo de solo.

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,815	0,398	-0,032	-0,058	0,003	0,244	-0,381
%pass. # 40	0,815	1	0,715	0,210	0,187	0,224	0,345	-0,392
%pass. # 200	0,398	0,715	1	0,567	0,521	0,559	0,353	-0,217
LL	-0,032	0,210	0,567	1	0,943	0,906	0,270	-0,118
LP	-0,058	0,187	0,521	0,943	1	0,783	0,270	-0,093
IP	0,003	0,224	0,559	0,906	0,783	1	0,208	-0,059
WOT (%)	0,244	0,345	0,353	0,270	0,270	0,208	1	-0,836
Ydm (g/cm3)	-0,381	-0,392	-0,217	-0,118	-0,093	-0,059	-0,836	1

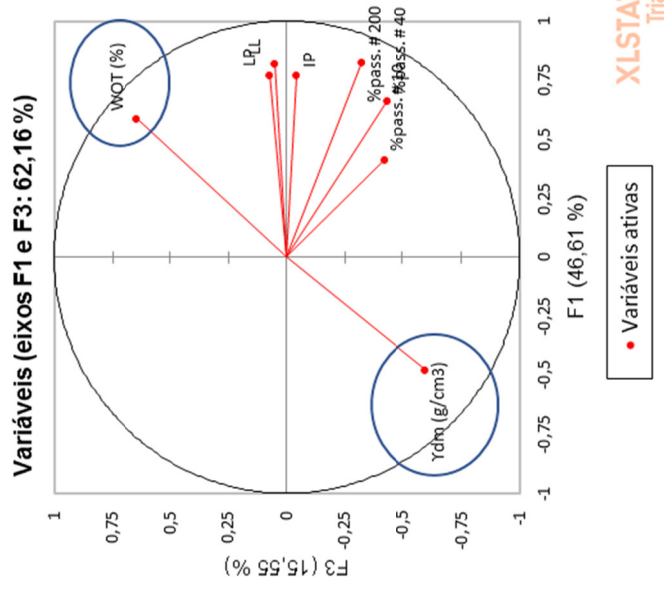
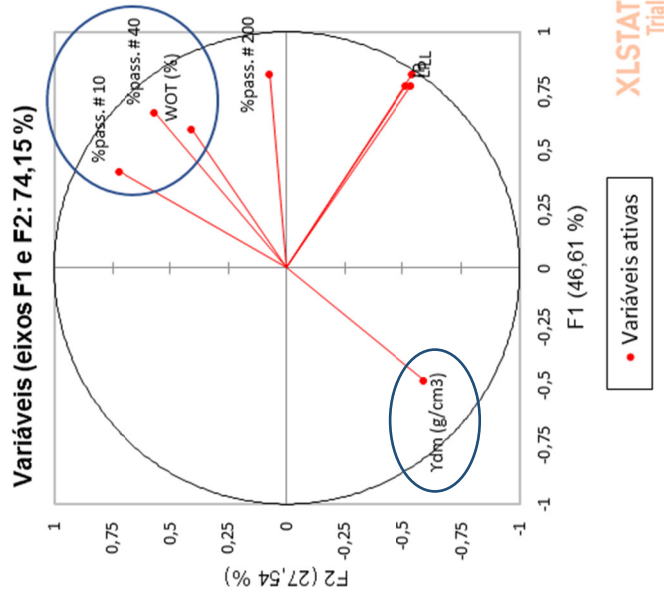


Figura 38 – Análise de componentes principais sobre a totalidade das amostras (ACP geral) (Fonte: XLSTAT).

Segundo os resultados obtidos para a classificação unificada (ASTM), seguem-se algumas considerações relativas às interpretações efetuadas individualmente por cada solo.

A Figura 39 revela os resultados obtidos nos solos cascalhentos (G), onde no primeiro gráfico que relaciona os dois principais fatores (F1 e F2), que por sua vez explica cerca de 73% da variabilidade contida na matriz dos dados, se destaca clara oposição por parte das variáveis “%pass. #200” e “%pass. #40”, posicionadas no semi-eixo positivo do factor 1, com a variável “ γ_{dm} ”. Este F1 representa por si só cerca de 41%. No segundo verifica-se forte correlação entre as variáveis associadas aos limites de consistência. Da interpretação dos resultados obtidos para as areias (S) (Figura 40), destaca-se forte correlação entre as variáveis “%pass. #10” e “ W_{ot} ” no semi-eixo positivo do factor 2 e em oposição encontra-se o “ γ_{dm} ”, posicionado no semi-eixo negativo do mesmo, este representa cerca de 42% da variabilidade comportamental das variáveis. Volta-se a assinalar a correlação entre o “LL” o “LP” e o “IP” no F1 (representa 40%). A Figura 41 expõe os solos de matriz siltosa (M), onde se verifica fortes correlações entre a percentagem do material passado nos peneiros n.º 10 e 40 (“%pass. #10” e “%pass. #40”) entre o “LL”, o “LP” e o “ W_{ot} ”, apresentando, ainda que por vezes pouco significativas, oposições, ora com o índice de plasticidade “IP”, ora com o “ γ_{dm} ”, respetivamente. Estas correlações foram analisadas através da observação do primeiro eixo de projeção (F1 *versus* F2), que acumulados representam cerca de 80%. Por último, através da Figura 42 referente aos solos argilosos (C), destaca-se relativamente ao F1 a oposição, perfeitamente perceptível, no 2.º eixo de projeção (F1 *versus* F3) a oposição entre a variável da baridade seca máxima (“ γ_{dm} ”) no seu semi-eixo negativo e o “LP” e “ W_{ot} ”, sendo que estas últimas se correlacionam muito bem. Este fator (F1) representa cerca de 49%. Já no primeiro gráfico (F1 *versus* F2), mais concretamente no semi-eixo positivo do F2, torna-se evidente a forte correlação entre a “%pass. #10”, a “%pass. #40” e a “%pass. #200”, com uma percentagem de representação de 28%.

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (ASTM) - CASCALHO

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,871	0,721	0,109	0,112	0,090	0,230	-0,345
%pass. # 40	0,871	1	0,892	0,116	0,099	0,139	0,105	-0,282
%pass. # 200	0,721	0,892	1	0,221	0,209	0,222	0,156	-0,283
LL	0,109	0,116	0,221	1	0,984	0,923	0,192	0,051
LP	0,112	0,099	0,209	0,984	1	0,839	0,257	-0,025
IP	0,090	0,139	0,222	0,923	0,839	1	0,031	0,207
WOT (%)	0,230	0,105	0,156	0,192	0,257	0,031	1	-0,731
Ydm (g/cm3)	-0,345	-0,282	-0,283	0,051	-0,025	0,207	-0,731	1

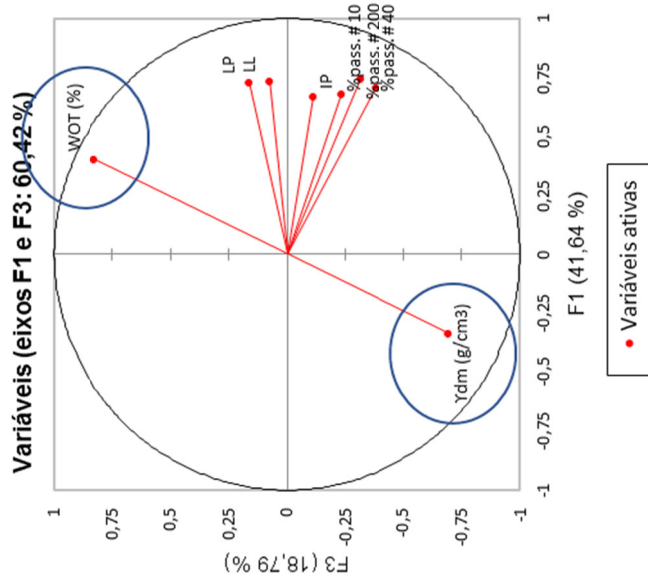
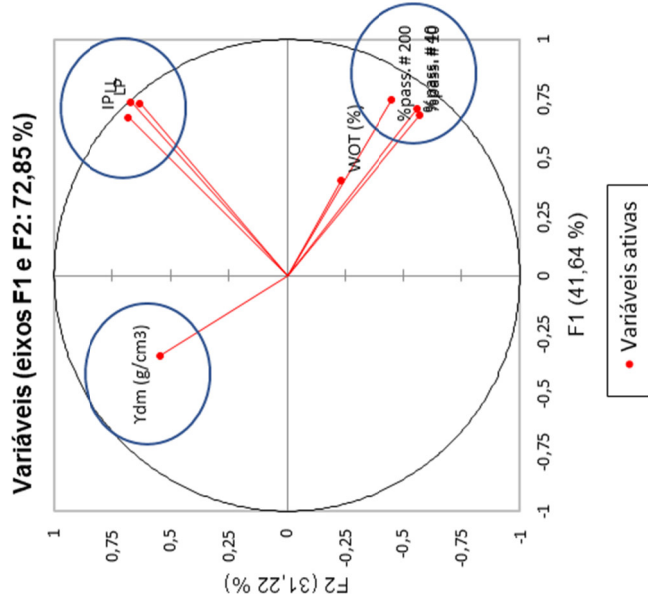


Figura 39 - Análise de componentes principais sobre cascalhos (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (ASTM) - AREIA

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Y _{dm} (g/cm ³)
%pass. # 10	1	0,745	0,079	-0,217	-0,210	-0,205	0,157	-0,347
%pass. # 40	0,745	1	0,442	0,018	0,034	0,002	0,174	-0,306
%pass. # 200	0,079	0,442	1	0,585	0,573	0,517	0,057	0,048
LL	-0,217	0,018	0,585	1	0,940	0,902	0,033	0,083
LP	-0,210	0,034	0,573	0,940	1	0,803	0,051	0,107
IP	-0,205	0,002	0,517	0,902	0,803	1	-0,051	0,160
WOT (%)	0,157	0,174	0,057	0,033	0,051	-0,051	1	-0,823
Y _{dm} (g/cm ³)	-0,347	-0,306	0,048	0,083	0,107	0,160	-0,823	1

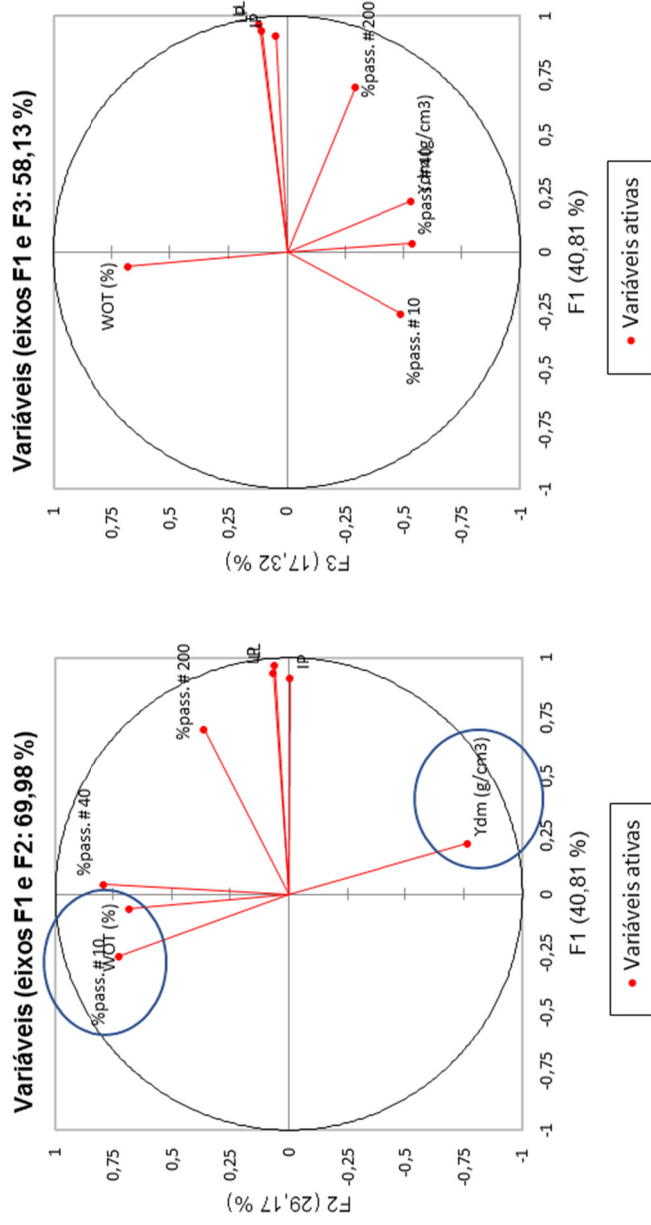


Figura 40 - Análise de componentes principais sobre Areias (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (ASTM) - SILTE

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,971	0,393	-0,336	-0,098	-0,676	-0,044	-0,372
%pass. # 40	0,971	1	0,280	-0,514	-0,291	-0,786	-0,187	-0,204
%pass. # 200	0,393	0,280	1	0,075	0,207	-0,171	-0,320	0,011
LL	-0,336	-0,514	0,075	1	0,955	0,855	0,571	-0,629
LP	-0,098	-0,291	0,207	0,955	1	0,662	0,492	-0,762
IP	-0,676	-0,786	-0,171	0,855	0,662	1	0,581	-0,258
WOT (%)	-0,044	-0,187	-0,320	0,571	0,492	0,581	1	-0,674
Ydm (g/cm3)	-0,372	-0,204	0,011	-0,629	-0,762	-0,258	-0,674	1

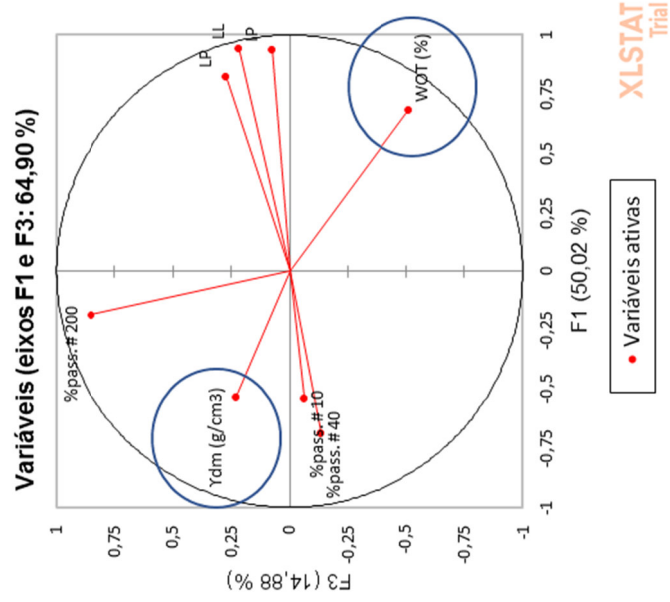
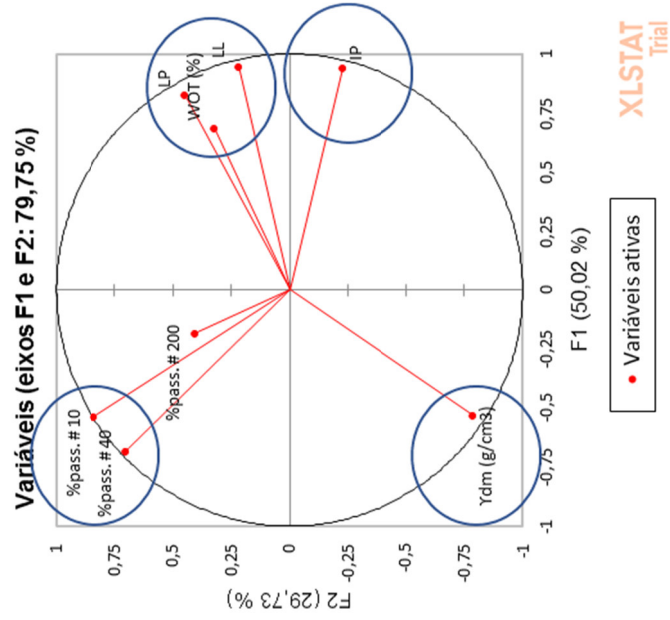


Figura 41 - Análise de componentes principais sobre siltes (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (ASTM) - ARGILA

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,803	0,376	0,091	0,118	0,046	0,017	0,053
%pass. # 40	0,803	1	0,661	0,061	0,032	0,070	0,051	-0,032
%pass. # 200	0,376	0,661	1	0,121	-0,063	0,244	0,074	-0,038
LL	0,091	0,061	0,121	1	0,831	0,886	0,725	-0,738
LP	0,118	0,032	-0,063	0,831	1	0,479	0,785	-0,831
IP	0,046	0,070	0,244	0,886	0,479	1	0,491	-0,472
WOT (%)	0,017	0,051	0,074	0,725	0,785	0,491	1	-0,925
Ydm (g/cm3)	0,053	-0,032	-0,038	-0,738	-0,831	-0,472	-0,925	1

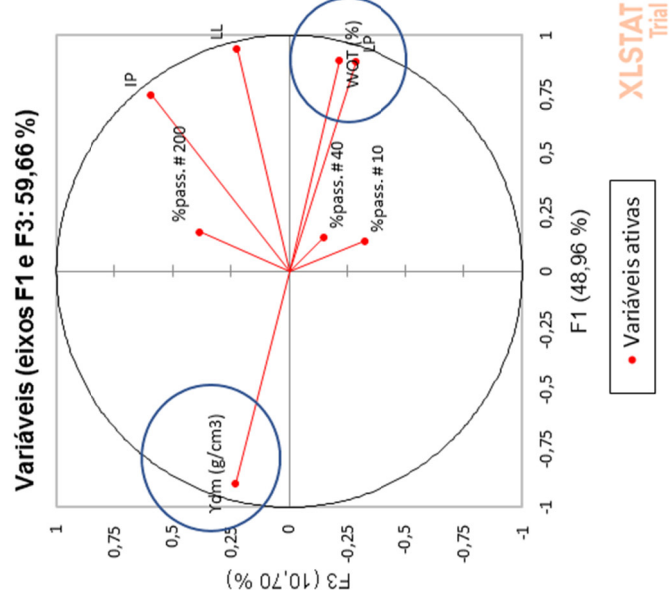
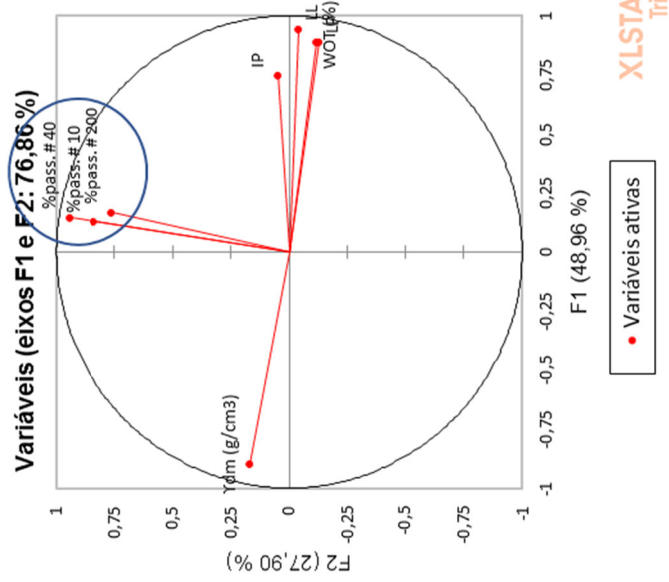


Figura 42 - Análise de componentes principais sobre argilas (Classificação Unificada) (Fonte: XLSTAT).

Nas Figuras 43 à 47 apresentam-se os resultados relativos à classificação ASSHTO, onde se expõem algumas considerações que se julgam pertinentes.

Os solos classificados no grupo A-1 (Figura 43) exibem, no primeiro gráfico que relaciona as projeções mais fortes, fortes correlações relativamente ao F1, entre as variáveis “LL”, “LP” e “IP”, que representa cerca de 34%. Já no âmbito do F2, que representa cerca de 30%, mostra-se uma oposição entre as variáveis “%pass. #10”, “%pass. #40”, “%pass. #200” e o teor em água ótimo (“ W_{ot} ”), com a variável “ γ_{dm} ”, posicionadas nos semi-eixos positivo e negativo, respetivamente. Já os restantes 20%, correspondendo ao F3 revelam uma oposição bastante comum entre “ W_{ot} ” (semi-eixo positivo) e o “ γ_{dm} ” (semi-eixo negativo). Nos solos A-2 (Figura 44) foram tidas em conta todas as projeções, pelo que o F1 (representa 45%) mostra fortes correlações, como usual e teoricamente justificáveis, entre os limites de consistência, os mesmos encontram-se no seu semi-eixo positivo em oposição com “%pass. #10” e no “%pass. #40” no semi-eixo negativo. Enquanto que o F2, que por si só representa 27%, apresenta também uma oposição e entre “ W_{ot} ” e o “%pass. #200” com o “ γ_{dm} ”, que se posiciona no semi-eixo negativo. O F3 representa apenas 14%, porém opõem claramente os “%pass. #200” (semi-eixo positivo) e “ W_{ot} ” (semi-eixo negativo). Posto isto, a Figura 45 ilustra os resultados do solo A-3, sendo que este grupo tem uma particularidade, pois as amostras revelam-se todas não plásticas (NP), pelo que os limites não poderão ser considerados como variáveis. Não é muito usual o pedido por parte dos clientes para a realização do ensaio *proctor* neste tipo de solos, pelo que este possui ainda de poucos indivíduos. E apesar das correlações serem de certa forma menos significativas, procurou-se à semelhança dos restantes as correlações possíveis. Assim, o F1 (representa 43%) mostra oposição por parte “ W_{ot} ” e “ γ_{dm} ”, o F2 (representa 29%) apresenta oposição entre “%pass. #10” e o “%pass. #40”, enquanto que o F3 (14%) apresenta o “ W_{ot} ” e o “%pass. #40” em oposição. A Figura 46 destaca, no fator F1 boas correlações entre o “LP” e o “LL”, representando cerca de 35% da variabilidade comportamental das variáveis, no fator F2, que representa cerca de 32%, mostra que as variáveis “ W_{ot} ” e “%pass. #200” (semi-eixo positivo) se opõem à “ γ_{dm} ” (semi-eixo negativo). Já o F3 que por si só apenas corresponde a 15%, expõem uma oposição por parte “%pass. #10”, “%pass. #40” e “ γ_{dm} ” (semi-eixo positivo) com o “ W_{ot} ”. Por último, os solos agrupados A-6 e 7 que correspondem a solos argilosos, através da interpretação da Figura 47, conclui-se que no primeiro eixo de projeção, tendo em conta inicialmente o F1 (51%) posicionado no semi-eixo negativo encontra-se a “ γ_{dm} ” e no semi-eixo positivo as variáveis dos limites de consistência e o “ W_{ot} ”, que estas se encontram em oposição. Ainda no mesmo gráfico, porém agora tendo em consideração o F2 (28%), pode afirmar-se que existe uma forte correlação entre as variáveis “%pass. #10”, “%pass. #40” e “%pass. #200”. Já no 2.º eixo de projeção, concretamente o F1 apresenta ainda uma oposição do “IP” como o “ γ_{dm} ”.

CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA (ASSHTO) - A-1

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,712	0,248	-0,144	-0,116	-0,099	0,069	-0,169
%pass. # 40	0,712	1	0,687	-0,015	-0,023	0,085	0,124	-0,164
%pass. # 200	0,248	0,687	1	0,165	0,120	0,303	0,193	-0,166
LL	-0,144	-0,015	0,165	1	0,834	0,778	0,170	-0,094
LP	-0,116	-0,023	0,120	0,834	1	0,892	-0,049	0,149
IP	-0,099	0,085	0,303	0,778	0,892	1	-0,053	0,142
WOT (%)	0,069	0,124	0,193	0,170	-0,049	-0,053	1	-0,827
Ydm (g/cm3)	-0,169	-0,164	-0,166	-0,094	0,149	0,142	-0,827	1

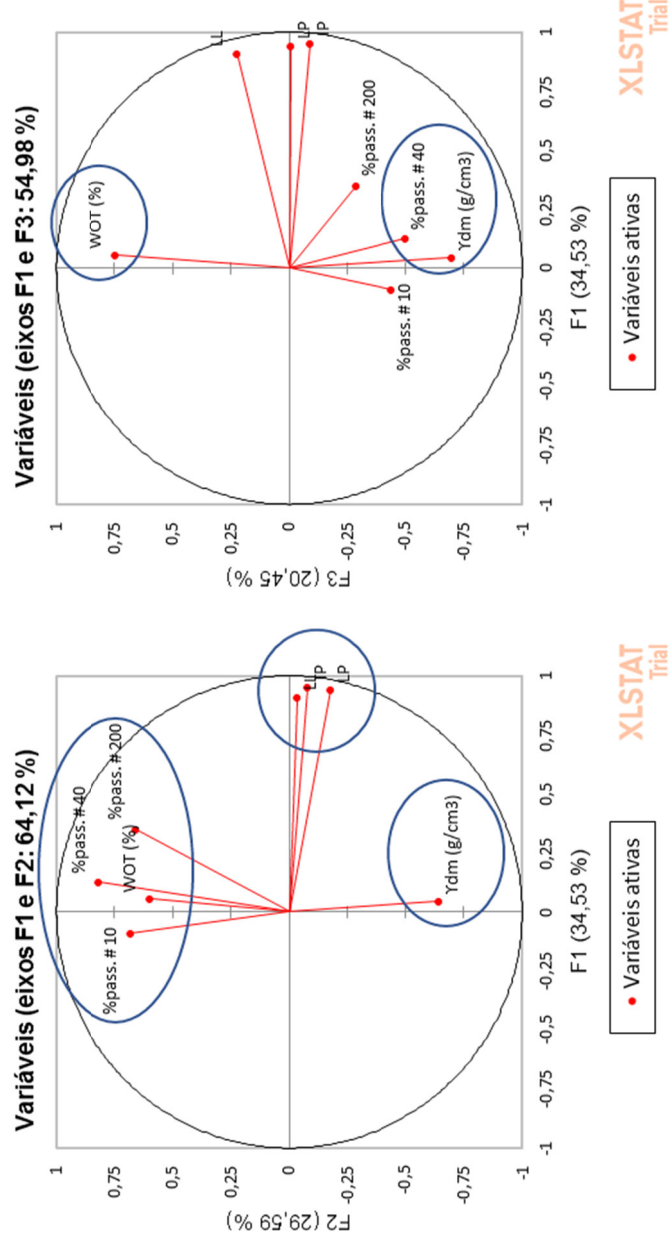


Figura 43 - Análise de componentes principais para solos A-1 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA (ASSHTO) - A-2

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,873	0,326	-0,456	-0,482	-0,368	0,166	-0,404
%pass. # 40	0,873	1	0,454	-0,509	-0,495	-0,445	0,210	-0,434
%pass. # 200	0,326	0,454	1	0,113	0,096	0,094	0,231	-0,291
LL	-0,456	-0,509	0,113	1	0,926	0,879	0,071	0,106
LP	-0,482	-0,495	0,096	0,926	1	0,696	0,152	0,075
IP	-0,368	-0,445	0,094	0,879	0,696	1	-0,037	0,179
WOT (%)	0,166	0,210	0,231	0,071	0,152	-0,037	1	-0,821
Ydm (g/cm3)	-0,404	-0,434	-0,291	0,106	0,075	0,179	-0,821	1

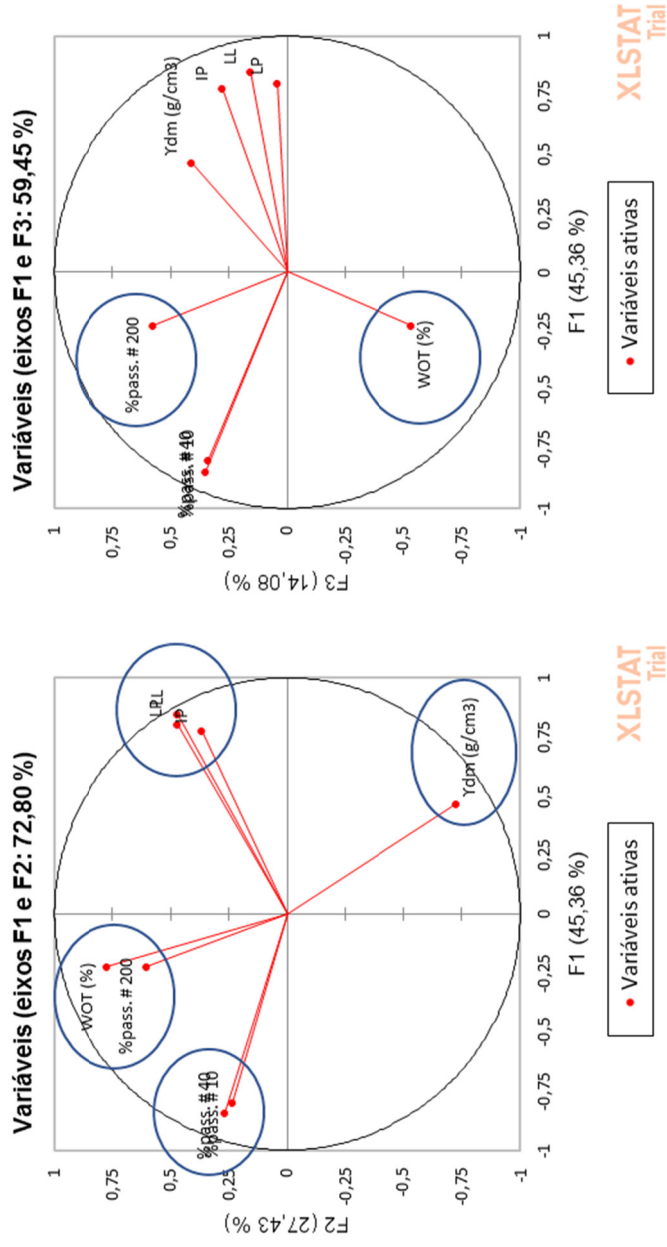


Figura 44 - Análise de componentes principais para solos A-2 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA (ASSHTO) - A-3

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	-0,392	-0,473	0,096	-0,073
%pass. # 40	-0,392	1	0,351	-0,010	-0,153
%pass. # 200	-0,473	0,351	1	-0,300	0,664
WOT (%)	0,096	-0,010	-0,300	1	-0,466
Ydm (g/cm3)	-0,073	-0,153	0,664	-0,466	1

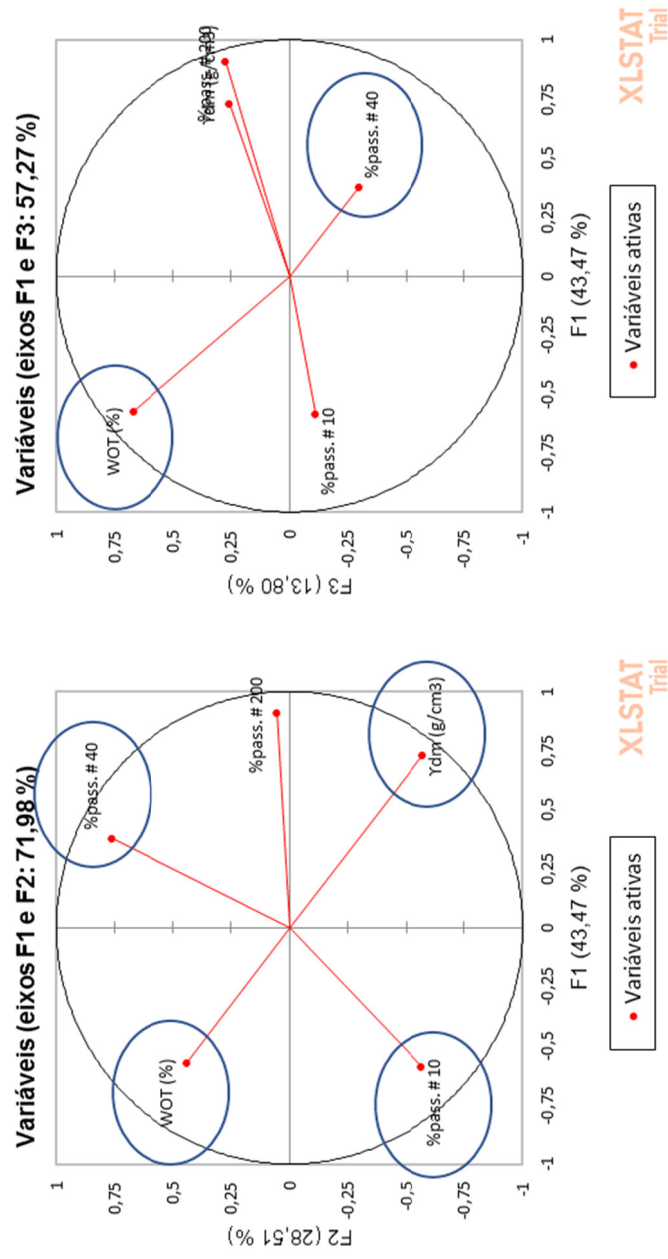


Figura 45 - Análise de componentes principais para solos A-3 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA (ASSHTO) - A-4 E 5

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,787	0,056	-0,161	-0,157	-0,283	0,093	-0,099
%pass. # 40	0,787	1	0,366	-0,271	-0,116	-0,266	0,341	-0,216
%pass. # 200	0,056	0,366	1	0,138	0,233	0,122	0,430	-0,275
LL	-0,161	-0,271	0,138	1	0,840	0,677	0,168	-0,248
LP	-0,157	-0,116	0,233	0,840	1	0,661	0,345	-0,288
IP	-0,283	-0,266	0,122	0,677	0,661	1	-0,094	0,232
WOT (%)	0,093	0,341	0,430	0,168	0,345	-0,094	1	-0,865
Ydm (g/cm3)	-0,099	-0,216	-0,275	-0,248	-0,288	0,232	-0,865	1

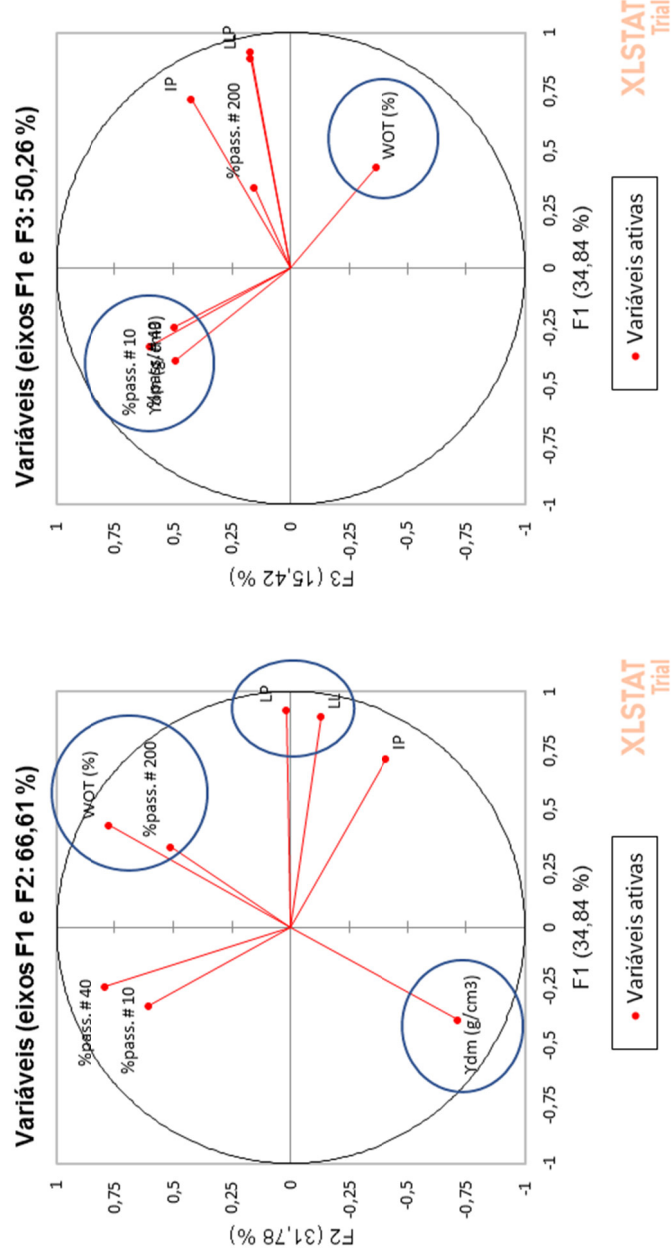


Figura 46 - Análise de componentes principais para solos A-4 e 5 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO RODOVIÁRIA (ASSHTO) - A-6 E 7

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,842	0,509	0,129	0,091	0,122	0,224	-0,196
%pass. # 40	0,842	1	0,816	0,132	-0,005	0,234	0,293	-0,230
%pass. # 200	0,509	0,816	1	0,152	-0,008	0,269	0,299	-0,185
LL	0,129	0,132	0,152	1	0,840	0,806	0,758	-0,804
LP	0,091	-0,005	-0,008	0,840	1	0,356	0,717	-0,776
IP	0,122	0,234	0,269	0,806	0,356	1	0,523	-0,538
WOT (%)	0,224	0,293	0,299	0,758	0,717	0,523	1	-0,906
Ydm (g/cm3)	-0,196	-0,230	-0,185	-0,804	-0,776	-0,538	-0,906	1

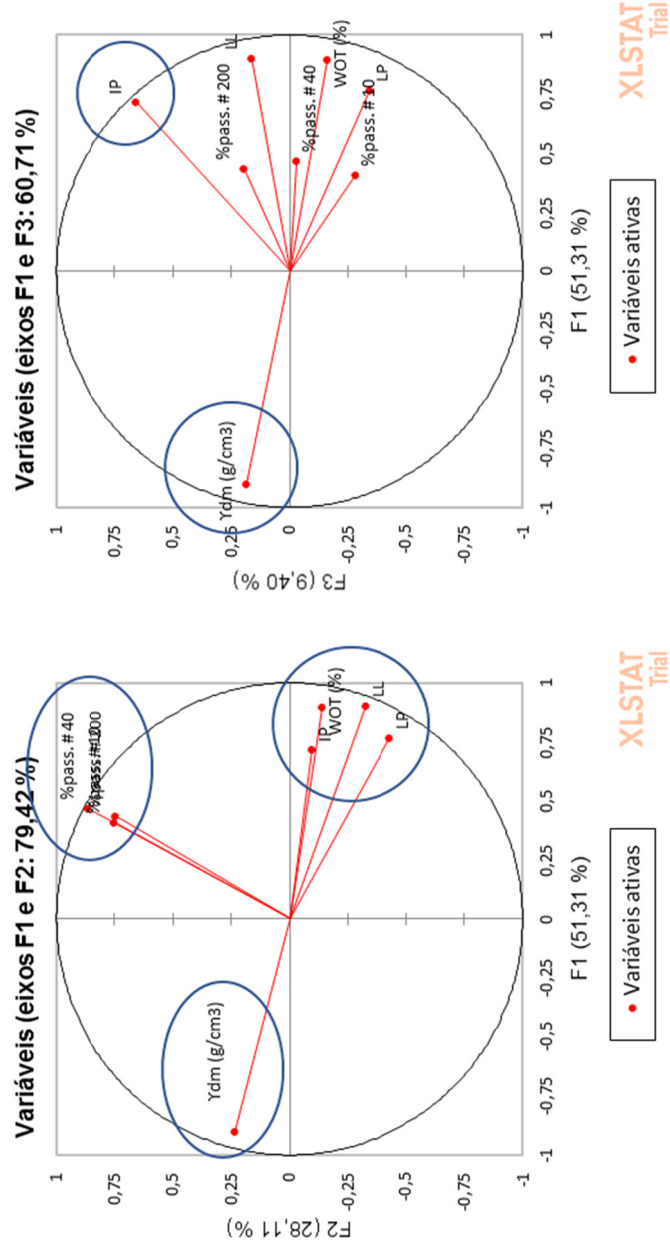


Figura 47 - Análise de componentes principais para solos A-6 e 7 (Classificação Rodoviária) (Fonte: XLSTAT7).

Por fim, a classificação Francesa mostra as seguintes correlações. Na Figura 48 para o tipo de solo A, destacam-se fortes correlações entre as variáveis “ W_{ot} ”, “IP”, “LL” e “LP”, que se posicionam no semi-eixo positivo, demonstrando ainda oposição com a variável que se posiciona no semi-eixo negativo a “ γ_{dm} ”. Todas estas variações ocorreram no F1, que corresponde a 47% de representatividade. Deve ainda destacar-se as fortes correlações entre os “%pass. #10” e “%pass. #40” no F2 (25%) e a oposição, já habitual, entre os parâmetros da compactação no F3 (13%). Seguem-se os solos do tipo B, na Figura 49, que na 1ª projeção (F1 *versus* F2), destacam no fator 1 (representando 41%) uma forte correlação entre “LL”, “LP” e “IP”. Já na 2ª poderá ser tido em conta uma oposição, ainda que não muito evidente, entre estas e o “%pass. #10”. Importa ainda referir que no F2 (29%) se verifica entre as variáveis “ γ_{dm} ” (semi-eixo positivo) e as variáveis “%pass. #10”, “%pass. #40” e “ W_{ot} ” existe uma oposição, sendo no F3 (17%) também, porem com o “ W_{ot} ” e os “%pass. #10” e “%pass. #40”. Através da interpolação da Figura 50, foi possível identificar que no F1, que representa cerca de 51%, existe uma oposição entre as variáveis “%pass. #10”, “%pass. #40” e “%pass. #200”, que se posicionam no semi-eixo positivo, e a “ γ_{dm} ” (semi-eixo negativo). No F2 (23%) existe ainda, uma boa correlação entre os resultados dos limites, enquanto que no F3 (17%), as variáveis dos parâmetros opõem-se. Para os solos do tipo D (Figura 51), destacam-se duas oposições, sendo que ao longo do fator 1, que representa cerca de 61%, opõem-se as variáveis “ γ_{dm} ” (semi-eixo positivo) e “ W_{ot} ” (semi-eixo negativo), enquanto que no F2 (21%) se referem as “%pass. #10” e “%pass. #40” (semi-eixo negativo) com a “%pass. #200” (semi-eixo positivo).

CLASSIFICAÇÃO FRANCESA (LCPC/SETRA) - SOLOS A

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,785	0,296	-0,001	-0,041	0,017	0,177	-0,160
%pass. # 40	0,785	1	0,640	0,036	-0,006	0,142	0,311	-0,236
%pass. # 200	0,296	0,640	1	0,359	0,251	0,422	0,332	-0,241
LL	-0,001	0,036	0,359	1	0,851	0,844	0,539	-0,569
LP	-0,041	-0,006	0,251	0,851	1	0,556	0,558	-0,552
IP	0,017	0,142	0,422	0,844	0,556	1	0,409	-0,375
WOT (%)	0,177	0,311	0,332	0,539	0,558	0,409	1	-0,901
Ydm (g/cm3)	-0,160	-0,236	-0,241	-0,569	-0,552	-0,375	-0,901	1

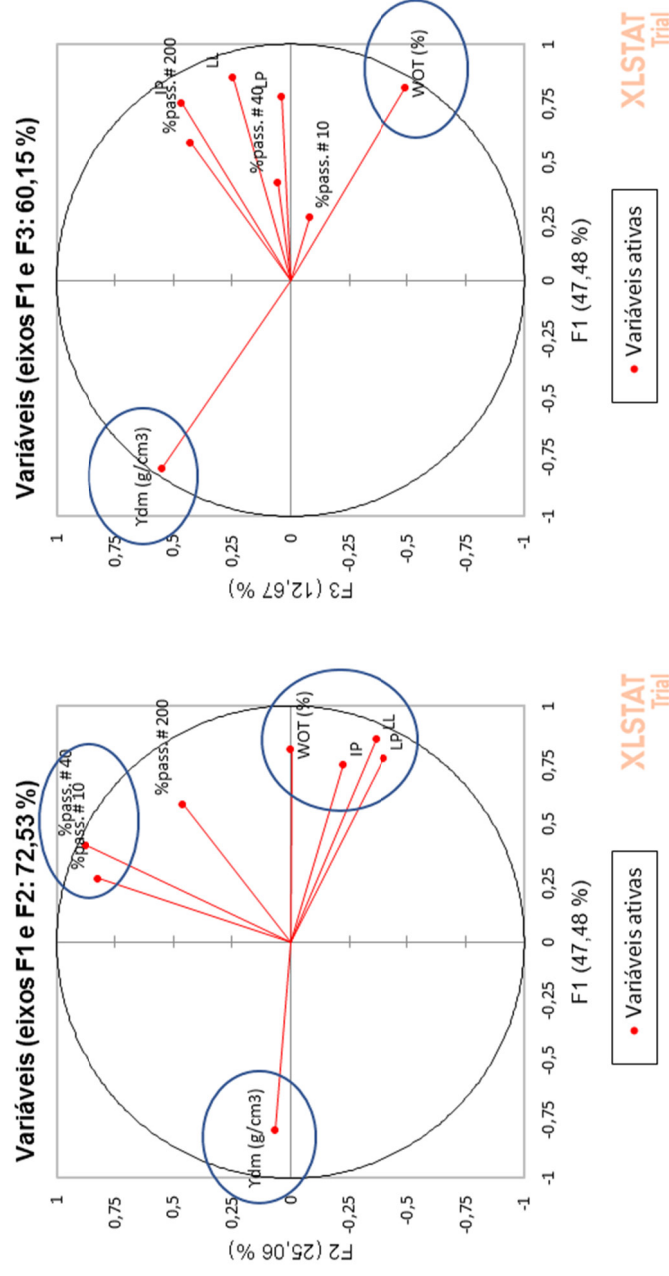


Figura 48 - Análise de componentes principais sobre os solos A (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO FRANCESA (LCPC/SETRA) - SOLOS B

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,743	0,055	-0,279	-0,239	-0,286	0,078	-0,311
%pass. # 40	0,743	1	0,313	-0,122	-0,066	-0,170	0,138	-0,345
%pass. # 200	0,055	0,313	1	0,542	0,570	0,446	0,207	-0,115
LL	-0,279	-0,122	0,542	1	0,941	0,911	0,031	0,077
LP	-0,239	-0,066	0,570	0,941	1	0,825	0,034	0,106
IP	-0,286	-0,170	0,446	0,911	0,825	1	-0,079	0,184
WOT (%)	0,078	0,138	0,207	0,031	0,034	-0,079	1	-0,824
Ydm (g/cm3)	-0,311	-0,345	-0,115	0,077	0,106	0,184	-0,824	1

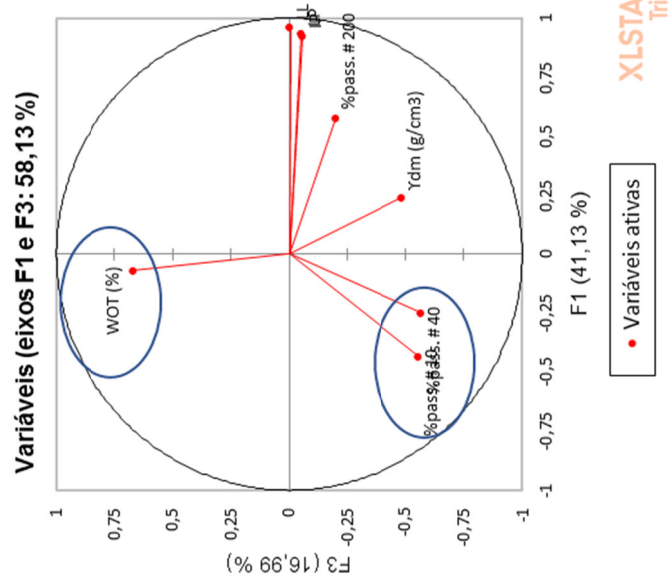
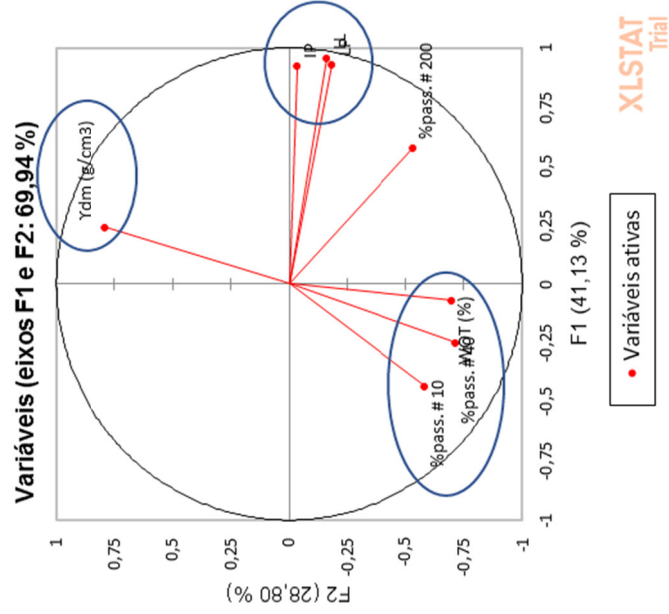


Figura 49 - Análise de componentes principais sobre os solos B (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO FRANCESA (LCPC/SETRA) - SOLOS C

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,897	0,670	0,211	0,119	0,321	0,243	-0,352
%pass. # 40	0,897	1	0,891	0,318	0,208	0,441	0,293	-0,387
%pass. # 200	0,670	0,891	1	0,417	0,312	0,516	0,292	-0,363
LL	0,211	0,318	0,417	1	0,961	0,902	0,309	-0,183
LP	0,119	0,208	0,312	0,961	1	0,747	0,324	-0,191
IP	0,321	0,441	0,516	0,902	0,747	1	0,236	-0,140
WOT (%)	0,243	0,293	0,292	0,309	0,324	0,236	1	-0,777
Ydm (g/cm3)	-0,352	-0,387	-0,363	-0,183	-0,191	-0,140	-0,777	1

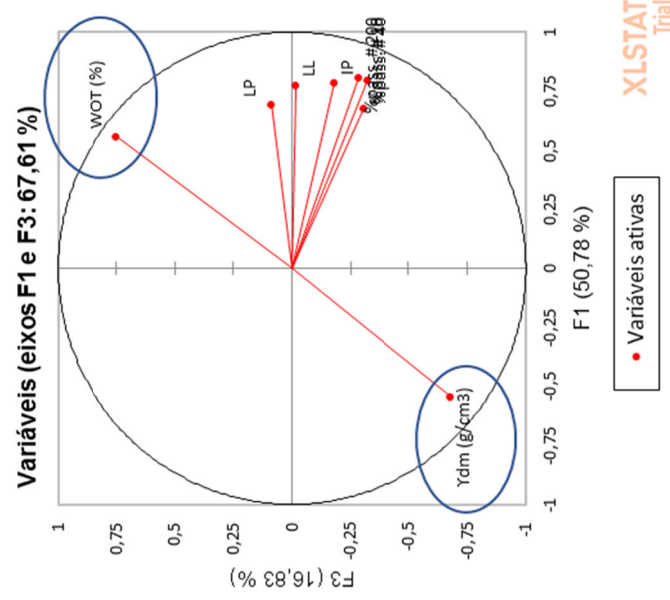
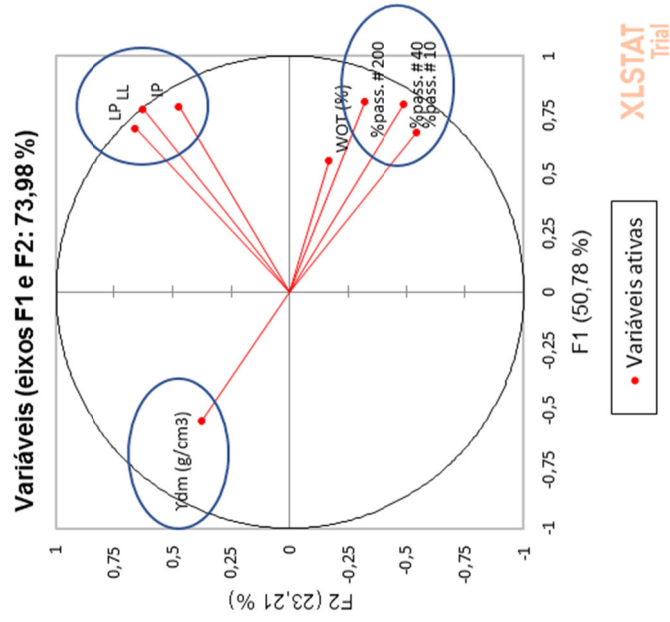


Figura 50 - Análise de componentes principais sobre os solos C (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).

CLASSIFICAÇÃO FRANCESA (LCPC/SETRA) - SOLOS D

Variáveis	%pass. # 10	%pass. # 40	%pass. # 200	LL	LP	IP	WOT (%)	Ydm (g/cm3)
%pass. # 10	1	0,882	-0,513	-0,379	-0,353	-0,462	0,660	-0,874
%pass. # 40	0,882	1	-0,352	-0,353	-0,342	-0,360	0,587	-0,842
%pass. # 200	-0,513	-0,352	1	0,047	0,022	0,166	-0,250	0,399
LL	-0,379	-0,353	0,047	1	0,996	0,889	-0,552	0,598
LP	-0,353	-0,342	0,022	0,996	1	0,843	-0,504	0,571
IP	-0,462	-0,360	0,166	0,889	0,843	1	-0,719	0,656
WOT (%)	0,660	0,587	-0,250	-0,552	-0,504	-0,719	1	-0,807
Ydm (g/cm3)	-0,874	-0,842	0,399	0,598	0,571	0,656	-0,807	1

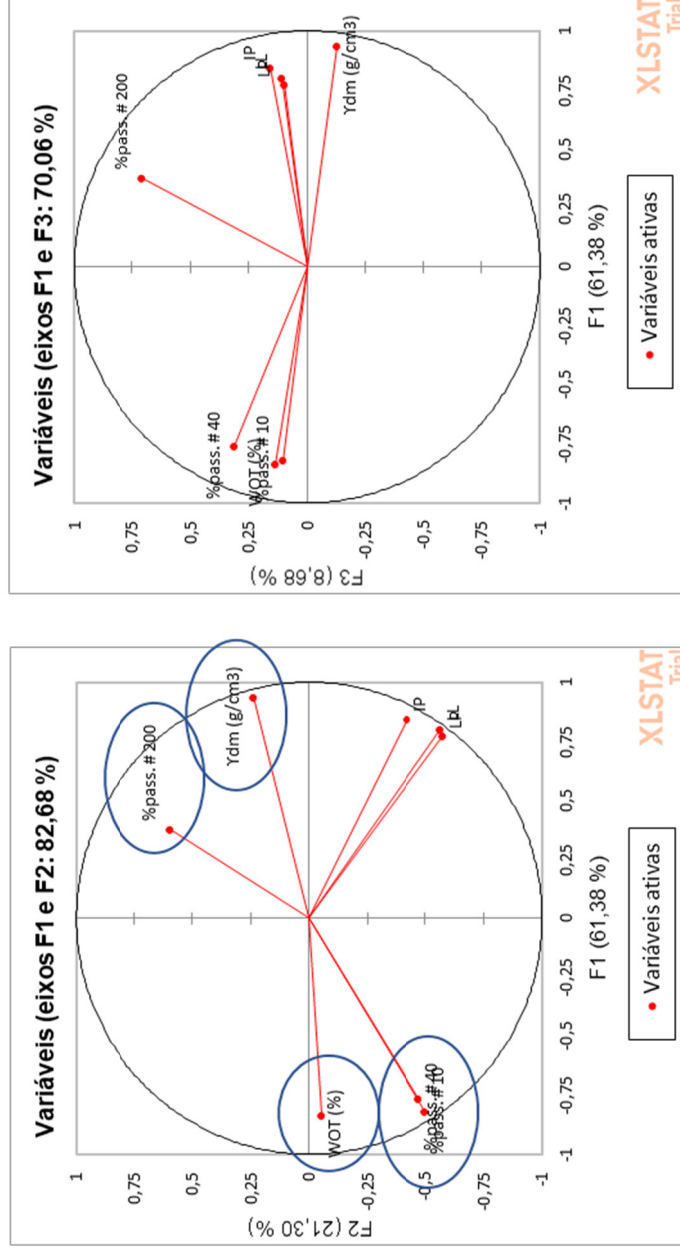
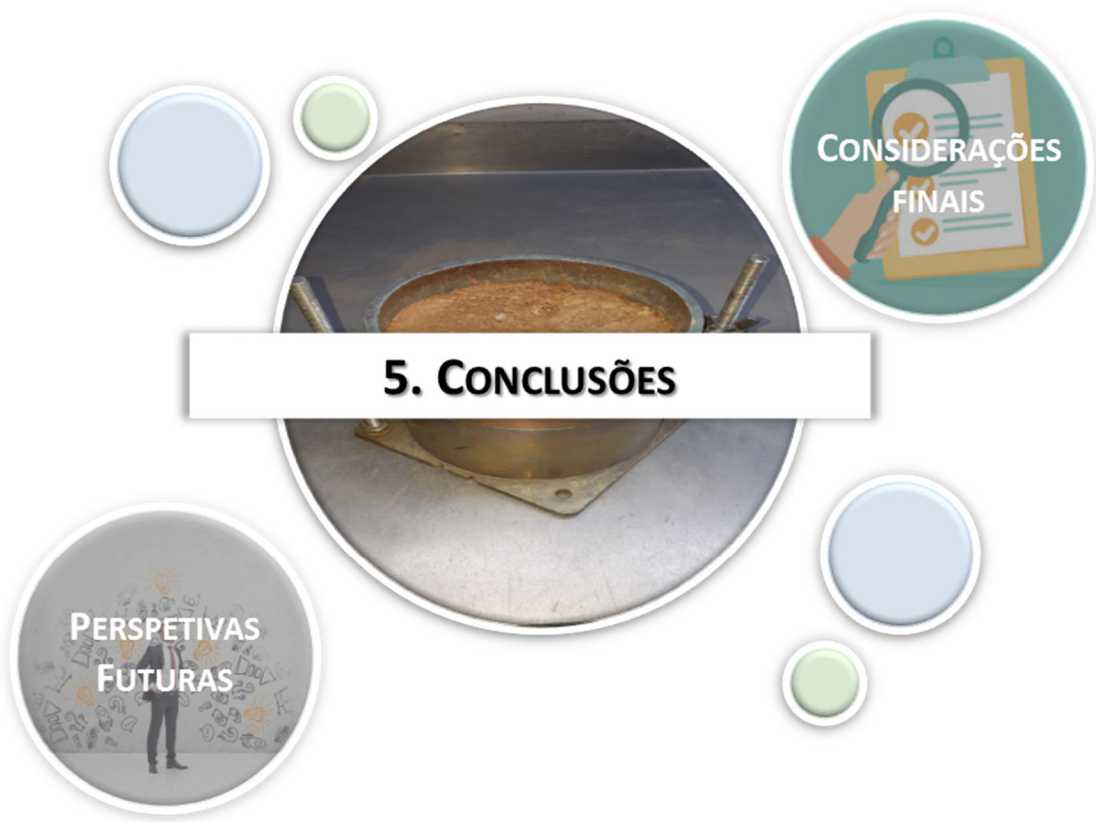


Figura 51 - Análise de componentes principais sobre os solos D (Classificação Francesa) (Fonte: XLSTAT).

Com o principal objetivo de correlacionar os resultados obtidos ao longo da ACP com as classificações, agruparam-se os tipos de solos que se julgam genericamente semelhantes e cruzaram-se os resultados obtidos. Assim, de seguida apresentam-se as correlações mais fortes, bem como as oposições em todos os tipos de solos semelhantes:

- ❖ Solos grossos – cascalhos (ASTM), A-1 (AASHTO) e B (LCPC/SETRA);
 - ✓ Neste grupo de solos destaca-se, pela presença em todos, essencialmente a oposição entre as variáveis “%pass. #40” e “ γ_{dm} ”.
- ❖ Solos arenosos – areias (ASTM), A-2 e A-3 (AASHTO) e C (LCPC/SETRA);
 - ✓ Apesar de não existirem quaisquer correlações que marquem presença em todos os solos supracitados, destacam-se as correlações que mais se repetem, tais como a presença de uma oposição entre as variáveis “%pass. #10” e “ γ_{dm} ” e, naturalmente, entre as variáveis “ γ_{dm} ” e “ W_{ot} ”.
- ❖ Solos siltosos – siltes (ASTM), A-4 e 5 (AASHTO) e A (LCPC/SETRA);
 - ✓ Destacam-se as fortes correlações entre os limites de consistência e as variáveis “%pass. #10” e “%pass. #40”, embora não se encontrem presentes em todos estes solos, importa ainda referir a repetição das oposição entre as variáveis “ W_{ot} ”, “LL” e “LP” com a “ γ_{dm} ”.
- ❖ Solos argilosos – argilas (ASTM), A-6 e 7 (AASHTO) e A (LCPC/SETRA);
 - ✓ Assinalam-se em todos fortes correlações entre as variáveis “%pass. #10” e “%pass. #40”, bem como entre as variáveis “ W_{ot} ” e “LP”. De destacar ainda a oposição entre a “ γ_{dm} ” com o “ W_{ot} ” e o “LP”.

(página propositadamente em branco)



(página propositadamente em branco)

5. CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização da presente dissertação teve ao longo da sua execução alguns imprevistos, em consequência dos resultados obtidos e, por vezes, por falta deles. Por tal, o principal objetivo da mesma, que consistia na modelação dos parâmetros ou propriedades físicas de diversos solos, com vista à determinação da sua compactação, apesar de por vias distintas à inicialmente considerada, foi alcançado. É ainda possível observar, ao longo do corpo do documento, o seu desenvolvimento e metodologias utilizadas em busca da obtenção deste mesmo objetivo.

A presente dissertação foi efetuada no âmbito de um estágio profissional na empresa GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos Lda. Esta, tal como anteriormente referido, encontra-se bem referenciada no mercado nacional, conhecida por desenvolver atividades geológico-geotécnicas próximas ao setor da engenharia civil, porém privilegiando o estudo da geotecnia. Pelo que, no âmbito deste estágio, numa primeira fase foram efetuados centenas de ensaios no laboratório central da empresa, dos quais se destacam os aqui estudados, tais como, os designados por ensaios de identificação e os ensaios de compactação. Posteriormente, foi efetuada uma recolha dos resultados obtidos nestes e noutros programas laboratoriais. Após a recolha e organização de toda a informação disponível, foi iniciado o processo de tratamento estatístico, em duas fases distintas: numa primeira fase, onde se aplicou a análise de regressão linear, que apenas relaciona duas variáveis ao mesmo tempo; já numa segunda fase, foi efetuada a análise de componentes principais, que permite analisar e interpretar todas as variáveis em simultâneo, através de uma análise multivariada. Para ambos os estudos, foram definidas as mesmas variáveis, nomeadamente a composição granulométrica das amostras, isto é, a percentagem de material passado nos peneiros números 10, 40 e 200; o comportamento plástico das mesmas, espelhado no resultados dos limites de liquidez, plasticidade, bem como no índice de plasticidade e os parâmetros da compactação, ou seja, o teor em água ótimo e a baridade seca máxima. Por último, realçar ainda a preocupação que houve em realizar comparações entre as três classificações, classificação unificada de solos (ASTM), sistema de classificação AASHTO ou HBR e classificação de solos Francesa (LCPC/SETRA), ao longo do estudo. Estas análises estatísticas foram efetuadas com recurso a uma das ferramentas mais utilizadas do *Office*, o *Excel* e ao *software XLSTAT*, na versão *trial* do ano de 2019, respetivamente.

Assim, e tendo em conta os resultados obtidos em ambas as análises, traçam-se as seguintes considerações finais:

Análise de regressão

- ❖ Realça-se a coerência no coeficiente de determinação nos gráficos que estudam as mesmas variáveis, em relação a ambos os parâmetros w_{ot} e γ_{dm} ;
- ❖ Apenas as relações efetuadas com o índice de plasticidade não se definem como significativas, pelo que não deverão ser de todo tidas em consideração;
- ❖ As restantes amostras assumem-se como correlações significativas, pelo que as suas equações da reta, que relacionam o comportamento plástico e os parâmetros da compactação, poderão ser tidas em conta em projetos futuros, essencialmente numa fase inicial de um projeto, vulgarmente designando por estudo prévio;
- ❖ A que se revela mais forte é a efetuada com o limite de plasticidade para ambos os parâmetros, sendo superior na relação entre o mesmo e a baridade seca máxima. Por tal, estas equações foram evidenciadas no subcapítulo 4.2 e poderão ser utilizadas no futuro de igual modo;
- ❖ De referir ainda que foram efetuadas tentativas de correlacionar as variáveis correspondentes à granulometria, que revelaram resultados medíocres (ver Anexo IV).

Análise dos componentes principais

- ❖ Como seria de esperar, após o desenvolvimento teórico, destacam-se de maneira geral fortes correlações entre as variáveis associadas à composição granulométrica e aos limites de consistência (ou *Atterberg*), entre eles mesmos. Bem como uma oposição mais ou menos forte, assinalável em todos os tipos de solos, entre os parâmetros da compactação;
- ❖ É possível afirmar ainda que, através da interpretação das matrizes de correlação, estes parâmetros se encontram com menor força de correlação no tipo de solo A-3 (AASHTO), e em forte correlação no tipo de solo C (ASTM).

Para além de todas as correlações presentes em cada tipo de solo, descritas e fundamentadas, quer textualmente como graficamente ao longo do subcapítulo 4.2., julga-se pertinente destacar as comparações efetuadas entre classificações, agrupando os tipos de solos que apresentam claras, semelhanças nas suas propriedades físicas. Foram então criados quatro grupos, os solos grossos, os solos de matriz arenosa maioritária, os solos siltosos e os solos argilosos, pelo que, a sua constituição, seguida das correlações mais fortes e repetidas ao longo destes novos grupos apresentam-se de seguida:

- ❖ Solos grossos – cascalhos (ASTM), A-1 (AASHTO) e B (LCPC/SETRA);
 - ✓ Destaca-se essencialmente a oposição entre as variáveis constituídas pela percentagem do material passado no peneiro n.º 40 e na baridade seca máxima.

-
- ❖ Solos arenosos – areias (ASTM), A-2 e A-3 (AASHTO) e C (LCPC/SETRA);
 - ✓ Não existem quaisquer correlações que marquem presença em todos os solos correspondentes a estes grupos. Todavia, assinalam-se as correlações mais fortes e que mais se repetem ao longo dos mesmos, tais como a presença de uma oposição entre as variáveis constituídas pela percentagem do material passado no peneiro n.º 10 e a baridade seca máxima e, como já mencionado, entre os parâmetros da compactação.
 - ❖ Solos siltosos – siltes (ASTM), A-4 e 5 (AASHTO) e A (LCPC/SETRA);
 - ✓ Destacam-se as fortes correlações entre os limites de consistência e as variáveis compostas pela percentagem do material passado nos peneiros n.º 10 e 40.
 - ❖ Solos argilosos – argilas (ASTM), A-6 e 7 (AASHTO) e A (LCPC/SETRA);
 - ✓ Assinalam-se, em todos os solos agrupados, fortes correlações entre as variáveis compostas pela percentagem do material passado nos peneiros n.º 10 e 40, bem como entre as variáveis, teor em água ótimo e limite de plasticidade. De destacar ainda a oposição entre ambos com a baridade seca máxima.

O que se interpreta de uma maneira geral, é que os parâmetros de compactação usufruem de fortes correlações, para os solos de granulometria grosseira e arenosa, mais concretamente entre a baridade máxima teórica com a composição granulométrica, ora com o material de dimensões abaixo dos 0,420 mm, ora com o material de dimensões abaixo dos 2,00 mm, respetivamente. Já para os solos finos, encontraram-se várias semelhanças, das quais se destacam fortes correlações entre as variáveis compostas pela percentagem do material passado nos peneiros n.º 10 e 40, e mais concretamente no que toca à baridade seca máxima, esta encontra-se em oposição com teor em água ótimo e limite de plasticidade.

Em síntese, dever-se-á afirmar que as correlações encontradas em todas as variáveis corroboram as conclusões dos autores indicadas na revisão bibliográfica apresentada, pelo que não se verificou nenhuma correlação e/ou oposição que não fosse de todo esperada.

PERSPETIVAS FUTURAS

Este ponto será entendido como uma análise crítica a todo o processo de desenvolvimento da presente dissertação. Pelo que, se apresentam de seguida algumas recomendações e perspetivas futuras, que complementariam o mesmo:

- ❖ Deverá ser tido em consideração que os dados foram fornecidos por uma empresa privada, que desenvolve atividade em engenharia, pelo que os dados recolhidos constataam o

mesmo, isto é, existe alguma carência de amostras relacionadas com os solos geralmente finos, que se classificam nos grupos onde não se recomenda a sua utilização em obra, por consequência, não são alvo de análise laboratoriais, especialmente da elaboração do *proctor*;

- ❖ Estes mesmos dados exibem ainda uma carência de informação quanto à sua localização precisa, o que inviabilizou não só a utilização de uma variável, que se julga de grande importância, bem como a realização de uma das ideias iniciais, um mapeamento georreferenciado da zona norte, que diferenciaria as propriedades físicas e os parâmetros de compactação, para cada solo de origens distintas ali ocorrentes;
- ❖ Poderiam ainda ser efetuadas análise de componentes principais para os novos agrupamentos de solos entre diferentes classificações, com características semelhantes (ver ponto 4.2.);
- ❖ E por último, através de uma nova recolha de dados, principalmente dos solos menos representados, por forma a aumentar a fiabilidade dos resultados, poder-se-ia definir limites máximos e mínimos de valores típicos da baridade seca máxima e do teor em água ótimo referentes aos diferentes tipos e/ou origens dos solos.



6. BIBLIOGRAFIA

(página propositadamente em branco)

6. BIBLIOGRAFIA

- Atterberg, A. (1911). *Über die physikalische bodennuntersuchung und die pastizitat der tone*. pp. 10-43.
- Bastos, C. A. (2015). *Mecânica dos Solos*. Rio Grande: FURG.
- Budhu, M. (1976). *Soil mechanics and foundations*. Arizona: John Wiley & Sons, INC.
- Caputo, P. H. (1988). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Rio de Janeiro: LTC.
- Casagrande, A. (1932). Research on the Atterberg limits of soils. *Public Roads, Vol. 13 No 8*, pp. 121 - 136.
- Casagrande, A. (1948). *Classification and identification of soils*. Transactions ASCE.
- Correia, A. G. (2005). *Ensaio para controlo de terraplenagens*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Das, M. D. (2009). *Principles of geotechnical engineering*. Stamford: Cengage Learning.
- Dokovic, K., Rakic, D., & Ljubojev, M. (2013). *Estimation of soil compaction parameters based on the Atterberg limits*. Sérvia: Mining & Metallurgy Engineering Bor.
- ESTGV. (2018). *Análise de regressão e correlação*. Viseu: Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu.
- Estradas de Portugal, S.A. (2009). *Terraplenagem - Características dos materiais*. EP.
- Fernandes, J. A. (2006). Depósitos de quartzo e de feldspato em Portugal: prospeção, caracterização, beneficiação e avaliação de potencialidades. (p. 365). Aveiro: Universidade de Aveiro.
- Fernandes, M. d. (2012). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. Porto: FEUP edições.
- Folque, J. (Novembro de 1991). Um esboço da história da mecânica dos solos. *Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, pp. 1 - 9.
- García-Gaines, R., & Frankenstein, S. (2015). *USCS and the USDA soil classification system*. USA: US Army Corps of Engineers.
- Gnanadesikan, R., & Wilk, M. (1969). *Analysis methods in multivariate statistical analysis*. Nova Iorque: Academia Press.
- Gresser, C. S. (1996). *Soil compaction and stability*. Construction Materials Testing Division Manager.
- Hongyu, K., Sandanielo, V. L., & Junior, G. J. (Julho de 2016). Análise de Componentes Principais: resumo teórico, aplicação e interpretação. pp. 83 - 90.
- Hotelling, H. (1933). Journal of educational psychology. *Analysis of a complex of statistical variables into principal components*, pp. 417-441.

-
- Howard, A. K. (Dezembro de 1984). The revised ASTM standard on the unified classification system. pp. 216-222.
- Kotari, C. (2014). *Research Methodology Methods and Techniques*. New Delhi: New Age International Publishers.
- Krebs, R. D., & Walker, R. D. (1971). *Highway materials*. Virginia: McGraw-Hill.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). *Soils Mechanics*. New York.
- Liu, C., & Evett, J. (1937). *Soils and Foundations* (7ª ed.). The University of North Carolina: Pearson Prentice Hall.
- Mardia, K., Kent, J., & Bibby, J. (1979). *Multivariate analysis*. Londres: Academia press.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (1930). *Fundamentals of Soil Behavior*. New Jersey: John Wiley & Sons, INC.
- Pagán-Ortiz, J. E. (Maio de 2015). Scour in Cohesive Soils.
- Pearson, K. (1901). Philosophical magazine. *On lines and planes of closest fit to systems of points in space*, pp. 559-572.
- Pinto, C. (2011). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo : Oficinas de texto.
- Santana, T., & Rodrigues, P. F. (Outubro de 2005). Ensaios de caracterização laboratorial de solos . p. 7.
- Santos, J. A. (2008). *Compactação - Elementos teóricos*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Scott, R. F., & Schoustra, J. J. (1983). *Soil Mechanics and Engineering*. New York.
- Sharma, S. (1996). *Applied multivariate techniques*. New York: Wiley.
- Skempton, A. W. (1953). The colloidal activity. *Conference on soil mechanics and foundation engineering*, pp. 57-61.
- Sória, M. H. (1985). *Reflexões lógicas sobre classificação de solos*. São Paulo: Escola de Engenharia de S. Carlos.
- Terzaghi, K. (Outubro de 1925). Simplified soil tests for subgrades and their physical. *Public Roads*.
- Terzaghi, K., Peck, B. R., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. United States of America.
- Tsegaye, T., Fikre, H., & Abebe, T. (6 de Junho de 2017). Correlation between compaction characteristics and Atterberg limits of fine grained soil found in Addis Ababa. pp. 1 - 8.
- V. Coelho, A., Souza Santos, P., & Souza Santos, H. (30 de Agosto de 2006). Argilas Especiais. *O que são, caracterização e propriedades*.
- Yong, R. N., & Warkentin, B. P. (1966). *Introduction to soil behavior*. New York: Macmillan.

DOCUMENTOS NORMATIVOS

LNEC (1968): Especificação E 218-1968, Solos - Prospeção geotécnica e terrenos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1966): Especificação E 195-1966, Solos - Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1966): Especificação E 196-1966, Solos - Análise granulométrica. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1970): Especificação E 239-1970, Análise granulométrica por peneiração húmida. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

NP (1969): Norma portuguesa NP – 143, Solos – Determinação dos limites de consistência. IGPAI, Lisboa.

LNEC (1966): Especificação E 197-1966, Solos – Ensaio de compactação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1970): Especificação E 240-1970, Solos – Classificação para fins rodoviários. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

NP (1965): Norma portuguesa NP – 84, Solos - Determinação do teor em água. IGPAI, Lisboa.

NP EN ISSO (2018): Norma europeia EN ISO – 17892-1 - Determinação do teor de água. Versão portuguesa IPQ, Lisboa.

(página propositadamente em branco)



(página propositadamente em branco)

ANEXO I

Propriedades dos solos classificados pela ASTM após compactados
(adaptado de Lambe & Whitman, 1979)

(página propositadamente em branco)

PROPRIEDADES IMPORTANTES					
		Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
SÍMBOLO DO GRUPO	GW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
	GP	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
	GM	Semi a impermeável	Boa	Desprezável	Boa
	GC	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
	SW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
	SP	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
	SM	Semi a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
	SC	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Boa
	ML	Semi a impermeável	Razoável	Média	Razoável
	CL	Impermeável	Razoável	Média	Boa a razoável
	OL	Semi a impermeável	Fraca	Média	Razoável
	MH	Semi a impermeável	Razoável a fraca	Alta	Fraca
	CH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
	OH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
	PT	---	---	---	---

(página propositadamente em branco)

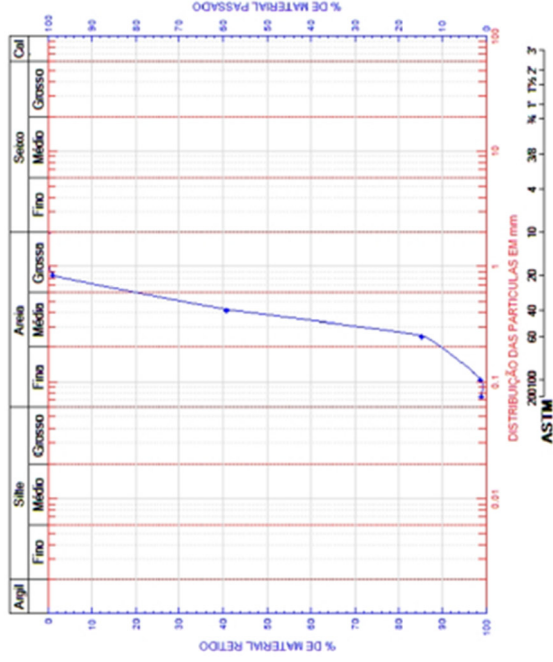
ANEXO II

Influência do tipo de solo nas curvas granulométrica e de compactação

(Fonte: GEOMA)

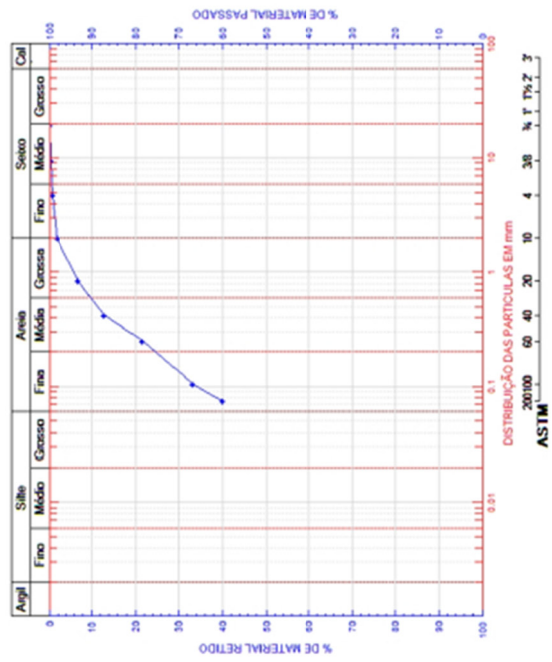
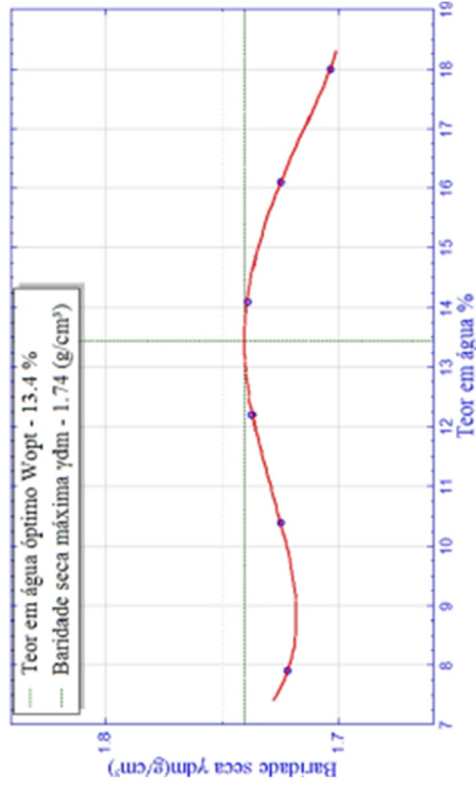
(página propositadamente em branco)

CURVA GRANULOMÉTRICA

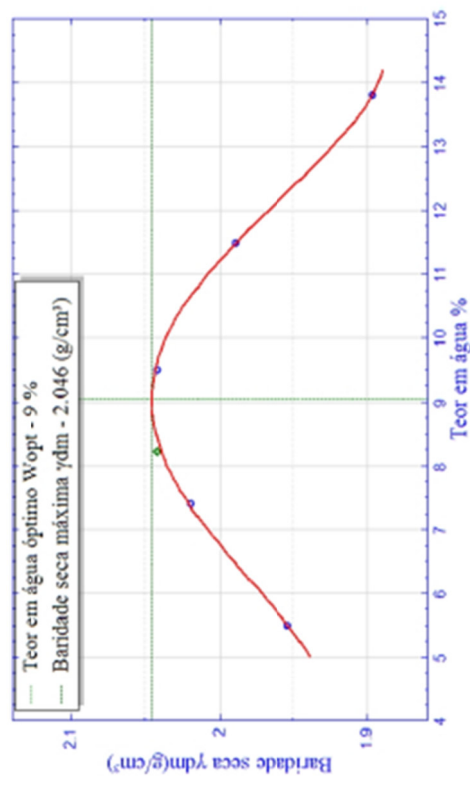


AREIA MAL GRADUADA (LMPA)

CURVA DE COMPACTAÇÃO



ARGILA MAGRA



(página propositadamente em branco)

ANEXO III

Boletins tipo dos ensaios de identificação, nomeadamente análise granulométrica por peneiração húmida, limites de consistência e ensaio de compactação (Fonte: GEOMA)

(página propositadamente em branco)



Registo de Laboratório
**Análise granulométrica por peneiração
húmida**

LNEC E 239-1970

Nº da amostra:

Folha: 1/1

mt - Massa total da amostra seca	(g)	
m10 - Massa total da fracção retida no peneiro de 2.00mm	(g)	
N'10 - Percentagem de material grosso = (m10/mt) * 100	(%)	

Material grosso (retido no peneiro de 2,00mm de abertura):

Peneiro Nº	Abertura (mm)	Massa retida m_x (g)	% Retida $N_x=100*(m_x/mt)$ (%)	% Retida Acumulada N'_x (%)	% Acumulados Passados $N''_x=100-N'_x$ (%)
3"	76,1				
2"	50,8				
1 1/2"	38,1				
1"	25,4				
3/4"	19,0				
3/8"	9,51				
4	4,76				
10	2,00				

Material fino (passado no peneiro de 2,00mm de abertura):

mb - Massa do material fino utilizada	(g)	
---------------------------------------	-----	--

Peneiro Nº	Abertura dos peneiros (mm)	Massa retida m_x (g)	% Retida $n'_x=(m_x/mb)*100$ (%)	% Retida acumulada N'_x (%)	% Acumulados passados $n''_x=100-N'_x$ (%)	% Acumulados passados $N''_x=n''_x*((100-N'10)/100)$ (%)
20	0.841					
40	0.420					
60	0.250					
140	0.105					
200	0.074					

Observações:

Executado por:

Data:

GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda.

www.geoma.pt

Rua Carreira da Missa, 360 – 4505-027 Argoncilhe
Tel: +351227150900 Fax: +351227150909 e-mail: geral@geoma.pt



R.P.06.02.03



Relatório de ensaio Nº:

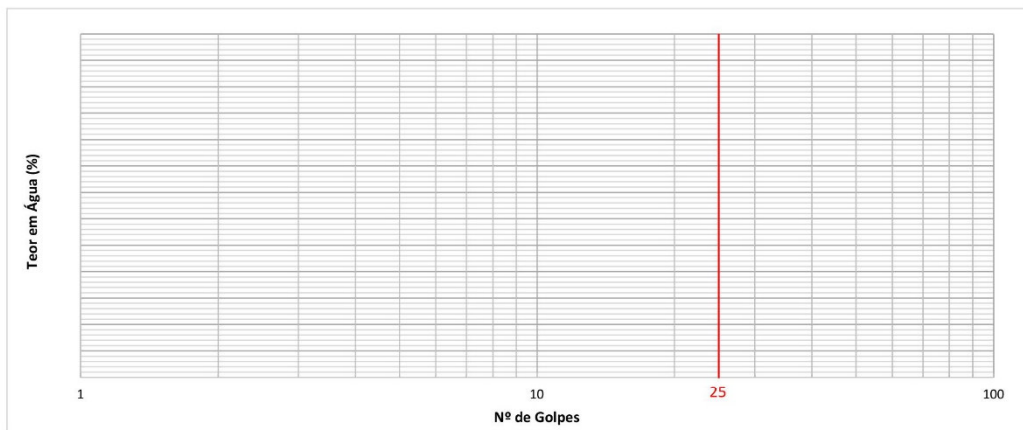
Determinação dos limites de consistência

NP 143:1969

ENTIDADE:	OBRA:	PROCESSO:	AMOSTRA:
			FOLHA: 1/1

Requisição:	Data de receção da amostra:
Tipo de amostra:	Data de execução:
Natureza Ref#:	Profundidade: inicial - final -

Cápsula nº		Limite de Liquidez			Limite de Plasticidade		
m1 - Peso da cápsula	(g)						
m2 - Amostra Húmida + cápsula	(g)						
m3 - Amostra seca + cápsula	(g)						
Peso da água = $m_2 - m_3$	(g)						
Amostra seca = $m_3 - m_1$	(g)						
W - Teor em água = $\frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100$	(g)						
Número de golpes	nº				LP:		



LL:

LP:

IP (LL-LP):

OBSERVAÇÕES:

EXECUTADO POR:	RESPONSÁVEL TÉCNICO:	DATA DE EMISSÃO:
----------------	----------------------	------------------

O material sobranete encontra-se em depósito por 30 dias após emissão deste relatório.

O presente relatório diz respeito exclusivamente aos itens ensaiados e só pode ser reproduzido na íntegra com autorização expressa do Responsável Técnico.

GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda.

www.geoma.pt

Rua Carreira da Missa, 360 – 4505-027 Argoncilhe

Tel: +351227150900 Fax: +351227150909 e-mail: geral@geoma.pt

R.P06.103.01

(página propositadamente em branco)

ANEXO IV
Documento Excel – Dados e tratamento estatístico
(Fonte: Excel e XLSTAT)
(ver Cd-Rom)