



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Faculdade de Engenharia

MICRO-REFORÇO DE AREIAS COM RESÍDUOS DE PET DA INDÚSTRIA DE REFRIGERANTES

CARLOS JORGE PICARETA DA GRAÇA

Dissertação apresentada para obtenção do Grau de Mestre em
Geotecnia Aplicada
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes
Co-orientador: Professor Doutor Luís José Andrade Pais

Covilhã, Outubro de 2010

DEDICATÓRIA

Aos meus pais...

Pela sua enorme paciência e grande contribuição

em tudo da minha vida

À minha namorada...

Pelo seu carinho, amor e compreensão

“Muito ganha aquele que aprende, quando perde”

Miguel Ângelo

Agradecimentos

Quero deixar aqui expressos os meus maiores agradecimentos a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho e ajudaram na execução desta tarefa, sem os quais não teria sido possível.

Ao Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes, do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior (UBI), orientador deste trabalho, que desde início mostrou toda a sua disponibilidade, amizade e uma grande conduta humana e profissional e com quem tive uma vez mais o maior prazer, gosto e alegria de trabalhar. Por toda a sua paciência, constante disponibilidade e acompanhamento e também pela grande amizade e toda a motivação e encorajamento, deixo aqui expresso o meu maior reconhecimento e mais sinceros agradecimentos.

Ao Professor Doutor Luís José Andrade Pais, do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior (UBI), co-orientador, pela sua disponibilidade, atenção e apoio na realização deste trabalho e pela sua importante ajuda, contribuição e partilha de conhecimentos na realização dos ensaios triaxiais.

Ao Sr. Joaquim Manuel Varandas, Técnico do Grupo de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior (UBI), pela sua disponibilidade e colaboração na realização dos ensaios laboratoriais.

À Universidade da Beira Interior (UBI), ao Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura (DECA), pela disponibilização de todos os meios e recursos necessários à realização deste trabalho e ao Professor Doutor Paulo Eduardo Maia de Carvalho, no papel de Presidente do DECA, pela possibilidade de permanecer nas instalações da UBI para além do horário normal de trabalho.

À minha namorada por todo apoio e companhia incansável em todas as decisões e momentos, especialmente os mais difíceis, e pela sua paciência infinita nesta caminhada.

À minha família por estar sempre presente, em especial aos meus pais que sempre me ajudaram, acompanharam, e nunca deixaram de acreditar. A eles devo o que hoje sou.

Aos meus professores, amigos e colegas, que me acompanharam ao longo do percurso académico e profissional e que ainda me acompanham, por toda a vossa amizade.

Quero também prestar aqui uma homenagem aos meus avós que sempre me acompanharam, e que já partiram, dedicando a eles este momento.

Prefácio

O projecto aqui apresentado surge na sequência de um trabalho experimental realizado pelo mestrando, no ano lectivo de 2006/2007, aquando da frequência na licenciatura em Engenharia Civil, ramo de Geotecnia, no âmbito da disciplina de Melhoramento e Reforço de Maciços, pertencente ao nono semestre da mesma e leccionada pelo Professor Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes.

Do referido trabalho, que foi realizado em conjunto com os colegas da correspondente turma, obtiveram-se alguns resultados, que de certo modo se puderam considerar satisfatórios, tendo na sequência da ideia desse trabalho, sido inclusive já publicado um artigo (que será mencionado ao longo da presente tese) sobre o tema em estudo.

Desta forma, e após cerca de dois anos e meio de experiência em empreiteiros de construção civil e obras públicas, proporcionou-se a oportunidade de dar continuidade a este trabalho, de se fazer um estudo mais abrangente, explorando o tema de uma outra forma mais desenvolvida relativamente à primeira, aproveitando também a maturidade, experiência e conhecimentos adquiridos durante o período de trabalho nas áreas de planeamento, comercial e produção.

É assim então, que surge este trabalho de investigação e pesquisa e que resulta na presente dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Geotecnia Aplicada.

Resumo

O evoluir constante da sociedade, a procura das zonas de excelência e pelas zonas costeiras, assim como a grande ocupação territorial das zonas com boas características geotécnicas, tem levado cada vez mais à procura de alternativas para a aplicação de solos cujas características são menos boas. Com o passar dos anos, os níveis de exigência e qualidade têm vindo cada vez mais a aumentar, surgindo também a tendência para a execução de obras cujos prazos são muito apertados, os preços baixos, levando deste modo à necessidade de se recorrer a técnicas de engenharia mais arrojadas por assim se poderem ocupar essas zonas menos habilitadas geotecnicamente. Também com a problemática que a sociedade se depara actualmente, devido aos excessos de resíduos sólidos urbanos, e situação esta que se prevê vir a aumentar, será de todo importante a procura urgente de alternativas para o reencaminhamento e aplicabilidade destes resíduos, no sentido de os fazer sair da sua “actividade” poluidora.

Com o presente estudo, procura-se dar início à possibilidade da aplicação da técnica de micro-reforço com resíduos de PET que resultam da indústria de refrigerantes, em solos granulares em obras de terra, e em especial em areias de duna, melhorando assim as suas características mecânicas, nomeadamente aumentando a sua resistência ao corte.

Assim, o presente trabalho está organizado em quatro capítulos. No primeiro capítulo, *Introdução*, apresenta-se o objectivo, a importância do trabalho, e ainda de um modo genérico, o estado da arte dos principais assuntos tratados, nomeadamente o micro-reforço de solos. No capítulo 2, *Metodologia*, apresenta-se a estrutura global do trabalho e nos vários itens referem-se as normas, especificações e até as principais referências bibliográficas seguidas aquando da não existência daqueles documentos concretos, apresentando-se sempre uma síntese dos principais aspectos metodológicos sobre os ensaios laboratoriais efectuados, além das principais características dos materiais e equipamentos usados nos ensaios. No seguimento, no capítulo 3, *Resultados*, o mais importante da presente tese, são apresentados todos os elementos obtidos, com respectivas interpretações e várias ilações acerca dos mesmos. Por fim, no capítulo 4, apresentam-se as principais conclusões e mencionam-se algumas pistas a seguir para o futuro, sobre desenvolvimentos em pesquisas de índole similar à do presente trabalho.

Palavras-chave

Micro-reforço, areia de duna, resíduo PET, resistência ao corte.

Abstract

With the constant evolution of our society, the constant search for the zones of excellence and the coastal zones, as the major territorial occupation of the geotechnical soils with the good characteristics for the execution of the wanted projects, has taken actually to a constant research and studies to the execution of projects and application of the soils which those characteristics “in situ” are not the supposedly required. Actually, the levels of exigency and quality had increased, and the projects are starting having shorter and limited times for their execution, with lower values for the investments, which makes bigger the need to use engineering techniques for the more daring if they can occupy these areas less qualified geotechnical. Also with the problem due to the excess presence of urban solid waste which our society faces actually, and predicting the increasing of the same, it will be important to improve the future, the urgent alternatives research for the reapplication and forward those wastes, to stop polluting our society environment.

With the present thesis, intends to initiate the potential application of the micro-reinforcement technique, using the material resulting from PET waste of the plastic bottles from the beverage industry, in granular soils in large earth works, especially using sand dune, by the increasing of the mechanical properties of these sands, increasing their shear strength.

Thus, the present thesis is organized in four chapters. The first chapter, *Introduction*, is the presentation of the purpose, the value of this study, and in a generic way, the state of art of the main issues, specially the micro-reinforcement subject. In chapter 2, *Methodology*, is offered the global structure of this thesis, and in various items it is made the references to the norms and specifications and also the main followed bibliographic references, always presenting the most important methodological aspects about the laboratorial tests made, and the central materials characteristics and used equipments. In this sequence, the chapter 3, *Results*, the most important in the present thesis, are revealed all the obtained elements, with the own interpretations and the respective lessons. The last, in chapter 4, are presented the major conclusions and are given some ways to follow in the future, about the developments in researches of the same subject in the present thesis.

Keywords

Micro-reinforcement, dune sand, PET waste, shear strength.

ÍNDICE

DEDICATÓRIA	III
AGRADECIMENTOS	IV
PREFÁCIO	V
RESUMO.....	VI
PALAVRAS-CHAVE.....	VI
ABSTRACT.....	VII
KEYWORDS.....	VII
ÍNDICE.....	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	X
ÍNDICE DE TABELAS.....	XIV
ÍNDICE DE TABELAS.....	XIV
SIMBOLOGIA.....	XVI
ALFABETO LATINO.....	XVI
ALFABETO GREGO.....	XVII
ABREVIATURAS	XVIII
CAPÍTULO I.....	1
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Objectivos	1
1.2 Importância do Trabalho	1
1.3 Estado de Arte	2
1.4 Materiais Usados.....	19
1.4.1 Areia de duna	19
1.4.2 PET (politereftalato de etileno).....	23
CAPÍTULO 2	27
2 - METODOLOGIA.....	27
2.1 Introdução	27
2.2 Pesquisa Bibliográfica.....	30
2.3 Ensaio Laboratoriais	30
2.3.1 Propriedades de identificação e físicas	33
2.3.1.1 Análise granulométrica	33
2.3.1.2 Densidade das partículas	35
2.3.1.3 Compactação tipo Proctor	36
2.3.1.4 Equivalente de areia	37
2.3.2 Propriedades hidráulicas	39
2.3.3 Propriedades mecânicas	42
2.3.3.1 Resistência ao corte.....	42
2.3.3.1.1 Ensaio de corte directo	42
2.3.3.1.2 Ensaio triaxial	45
2.3.3.2 Capacidade de carga.....	52
2.3.3.2.1 Ensaio tipo CBR.....	52
2.3.3.3 Compressibilidade.....	56

2.3.3.3.1	Ensaio edométrico.....	56
CAPITULO 3	60
3 - RESULTADOS	60
3.1	Propriedades de Identificação e Físicas.....	60
3.1.1	Ensaio de análise granulométrica.....	60
3.1.2	Classificação dos materiais estudados	62
3.1.3	Densidade das partículas.....	62
3.1.4	Compactação tipo Proctor.....	63
3.1.5	Equivalente de areia.....	65
3.2	Propriedades Hidráulicas.....	66
3.3	Propriedades Mecânicas.....	68
3.3.1	Características de resistência	68
3.3.1.1	Corte directo.....	68
3.3.2	Ensaio triaxial	75
3.3.3	Ensaio tipo CBR	79
3.3.3.1	Comparação do ângulo de atrito pelos diferentes métodos	85
3.3.4	Compressibilidade.....	86
CAPITULO 4	88
4 - CONCLUSÕES E PERPECTIVAS FUTURAS	88
4.1	Conclusões	88
4.2	Perspectivas futuras.....	90
BIBLIOGRAFIA	91

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Muro de terra reforçado com canas, primeiro século d.C. (Thinagaram e Ramasamy, 2004).	3
Figura 1.2- Ziggurat de Agar Duf, (Thinagaram e Ramasamy, 2004).....	4
Figura 1.3 - Reforço de solos com fios sintéticos com recurso da técnica TEXSOL: a) com controlo manual; b) com controlo mecânico (Falorca, 2002).	7
Figura 1.4 - Tipos de vegetação e raízes: a) tipos de ervas e relvas (Yen, 1972 <i>in</i> adaptado de Coppin e Richards, 1990); b) tipos de árvores (Yen, 1972 <i>in</i> adaptado de Coppin e Richards, 1990); c) padrões de raízes (Yen, 1972 <i>in</i> adaptado de Coppin e Richards, 1990).....	8
Figura 1.5 - Comportamento de um filamento de raiz quando interceptado por uma linha de corte do solo (adaptado de Coppin e Richards, 1990).	9
Figura 1.6 - Efeito das raízes na resistência ao corte do solo (adaptado de Coppin e Richards, 1990).....	9
Figura 1.7 - Variação da resistência à tracção em função do das raízes (Mendonça, 1997 <i>in</i> Falorca, 2002).	10
Figura 1.8 - Gráfico “tensão vs. deformação” resultante de ensaios triaxiais realizados por Lee (1969, <i>in</i> Ingold, 1982) em amostras de areia com 1,2% de fibras naturais.	11
Figura 1.9 - Gráficos “resistência ao corte vs. deslocamento de corte” em função de diferentes parâmetros: a) textura das fibras; b) comprimentos das fibras; c) percentagem de fibras (Falorca, 2002).	12
Figura 1.10 - Envoltente de rotura para areia reforçada com fibras (em função da sua textura, mantendo constante a percentagem e o comprimentos das fibras utilizadas, CF=100mm e PF=1,0%, respectivamente) (Falorca, 2002).	13
Figura 1.11 - Variação da resistência ao corte em função da percentagem de fibras (para as duas texturas; lisa e frisada e dois comprimentos; 50mm e 100mm), para duas tensões de corte aplicadas ($\sigma_N=114,81\text{kN/m}^2$ e $\sigma_N=344,43\text{kN/m}^2$) (Falorca, 2002).	13
Figura 1.12 - Resistência ao corte da areia reforçada em função do comprimento das fibras para as texturas lisas e frisadas e com 0,5% e 1,0% de fibras misturadas (Falorca, 2002).	14
Figura 1.13 - Amostras de solo e solo micro-reforçado com fibras de polipropileno e aplicação das respectivas cargas (Pinto et al.,2007).....	15
Figura 1.14 - Fracção do saco de rede de plástico de embalagens de batatas (adaptado de Canova et al., 2009).	15
Figura 1.15 - Amostras dos fragmentos em estudo cortados da rede plástica que foram aplicados na areia: a) 2+; b) 3+; c) 3+3+ (adaptado de Canova et al., 2009).....	16
Figura 1.16 - Gráfico tensão de “corte vs. deslocamento” para $\sigma=200\text{kPa}$, na areia média (Canova et al., 2009).	17
Figura 1.17 - Envoltentes de rotura da areia média (Canova et al., 2009).	17
Figura 1.18 - Curva granulométrica para a areia de duna pura, areia + 5% PET e resíduos de PET puro (Ferreira Gomes et al., 2009).....	18
Figura 1.19 - Envoltentes de rotura para as quatro amostras ensaiadas (areia pura, areia com 3% PET, areia com 5% PET e PET) (Ferreira Gomes et al., 2009).	19
Figura 1.20 -Duna da zona da Barra, Região de Aveiro.	20
Figura 1.21 - Areia de duna: a) vista global; b) vista pormenorizada.	20
Figura 1.22 - Carta de zonamento geotécnico da Barra (Ferreira Gomes, 1992).	22
Figura 1.23 - Localização da zona de amostragem e caracterização geotécnica (adaptado de Barbosa, 1981, <i>in</i> Ferreira Gomes, 1992).	23
Figura 1.24 - Composição química e estrutura molecular do PET (Gorni, 2000).	24

Figura 1.25 - Exemplos de armazéns de garrafas da indústria dos refrigerantes (Cunha, 2009).	25
Figura 1.26 - Exemplos de “aterro de garrafas da industria de refrigerantes: a) UFAL (2010); b) (Garcia, 2010).....	25
Figura 2.1 Esquema da metodologia aplicada.	28
Figura 2.2 - Britador de maxilas: a) entrada para a colocação das garrafas; b) maxilas de trituração.	29
Figura 2.3 - Localização geográfica: a) mapa de Portugal; b) distrito de Aveiro; c) praia da Barra, (adaptado de Google Earth 2010).....	29
Figura 2.4 - Imagens sobre preparação de provetes em diferentes situações: a) areia pura; b) areia com resíduo de PET em 3%; c) areia com resíduo de PET em 5%; d) resíduo de PET puro; e) e f) em mistura com diferentes humidades.....	32
Figura 2.5 - Esforços interpartículas, (Silva Cardoso, 1987).	33
Figura 2.6 - Contacto entre as partículas constituintes do solo (adaptado de Handy e Spangler, 2007).	34
Figura 2.7 - Ensaio de análise granulométrica.	35
Figura 2.8 - Ensaio de análise granulométrica: a) areia de duna pura; b) areia com 3% de PET; c) areia com 5% de PET; d) PET puro.	35
Figura 2.9 - Ensaio de determinação da densidade das partículas: a) calibração do “picnómetro”; b) provete no “picnómetro”; c) extracção do ar por ebulição.	36
Figura 2.10 - Ensaio de compactação de Proctor: a) molde pequeno com amostra a ensaiar; b) compactação manual através da aplicação da energia de compactação.....	37
Figura 2.11 - Esquema do ensaio de Equivalente de Areia (adaptado de Branco et al., 2008)	38
Figura 2.12 - Ensaio equivalente de areia.	39
Figura 2.13 - Ensaio de permeabilidade em permeâmetro constante (PET): a) vista geral do ensaio de permeabilidade; b) montagem do provete; c) ensaio a decorrer em granulado de resíduo de PET.	41
Figura 2.14 - Equipamento de corte directo: a) máquina de corte directo; b) máquina de corte directo (parte superior).	43
Figura 2.15 - Elementos sobre a caixa de corte directo: a) vista sobre a caixa de corte propriamente dita; b) observação da caixa de corte, no interior de uma caixa externa com água para permitir ensaios em situação submersa.	44
Figura 2.16 - Moldagem do provete na caixa de corte: a) primeira camada com o solo solto); b) primeira camada ligeiramente compactada não coincidente com o plano de corte; c) e d) segunda e terceira camada depois de ligeiramente compactadas.	45
Figura 2.17 - Detalhes da máquina de corte directo - deflectómetros: a) vertical; b) horizontal para registos de deslocamento horizontal; c) horizontal associado ao anel dinamométrico para registo da força de corte.	45
Figura 2.18 - Ensaio triaxial: a) preparação de provete de areia com 5% de PET; b) provete envolvido por uma membrana de látex; c) colocação da água na câmara de pressão; d) aplicação da tensão axial através do embolo no topo do provete.	47
Figura 2.19 - Esquema geral do equipamento do ensaio triaxial.....	48
Figura 2.20 - Esquema do ensaio triaxial: a) Matos Fernandes (1994); b) Bishop e Bjerrum (1960, <i>in</i> Das, 2007).	48
Figura 2.21 - Detalhes sobre preparação do provete para o ensaio triaxial: a)molde bipartido; b) compactação cuidada de uma forma manual do provete; c) colocação do papel vegetal e pedra porosa no topo do provete; d) colocação do provete no pedestal da câmara triaxial.....	49
Figura 2.22 - Imagens de diferentes momentos, na fase de corte, de um provete dos solos estudados no presente trabalho: a) fase inicial; b) fase intermédia; c) fase muito avançada, com rotura completa do provete.	51

Figura 2.23 - Ensaio de carga em placa: a) esquema clássico (Silvério Coelho, 1996); b) fotografia sobre a realização do ensaio em obra (Fortunato, 2006).	53
Figura 2.24 - Relação entre os factores de capacidade de carga e o ângulo de atrito interno (a partir de Terzaghi e Peck, 1967).....	55
Figura 2.25 - Fases de realização do ensaio tipo CBR: a) embebição dos provetes em água; b) penetração do pistão na amostra.	56
Figura 2.26 - Imagem do ensaio edométrico a decorrer.....	57
Figura 2.27 - Imagens sobre a montagem do provete de PET: a) célula edométrica; b) início da moldagem do provete; c) final da moldagem do provete.	58
Figura 3.1 - Curvas granulométricas para os quatro materiais (areia de duna pura, areia de duna com 3% de PET misturado, areia de duna com 5% de PET misturado e PET puro)...	60
Figura 3.2 - Desenvolvimento estimado da densidade dos materiais estudados com a percentagem de PET misturada na areia de duna.....	63
Figura 3.3 - Curvas de compactação para as amostras de areia de duna pura, areia de duna com 3% de PET e areia de duna com 5% de PET.	64
Figura 3.4 - Disposição das partículas constituintes da areia: sem PET a); com PET misturado b).	65
Figura 3.5 - Ensaio equivalente de Areia: a) em areia de duna pura; b) em granulado de resíduo de PET puro.	66
Figura 3.6 - Velocidade de percolação para diferentes gradientes hidráulicos nos materiais estudados, considerando a média dos coeficientes de permeabilidade pelos diferentes métodos.	67
Figura 3.7- Resultados dos ensaios de corte directo para os materiais estudados sem mistura: a) e b) Areia de Duna pura; c) e d) Granulado de resíduo de PET puro.....	69
Figura 3.8- Resultados dos ensaios de corte directo para os materiais estudados em misturas: a) e b) Areia de duna e granulado de resíduo de PET em 3%; c) e d) Areia de duna e granulado de resíduo de PET em 5%.	70
Figura 3.9 - Resultados dos ensaios de corte directo para os provetes ensaiados com tensão normal de 85,07kPa, nos diferentes materiais estudados, em termos de: a) “tensão vs. deslocamento horizontal”; b) “deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal”. ...	71
Figura 3.10 - Resultados dos ensaios de corte directo para as amostras de: a) areia de duna pura; b) areia de duna + 3% de PET; c) areia de duna + 5% de PET; d) PET puro.	73
Figura 3.11 - Síntese dos resultados dos ensaios para os vários materiais estudados, a partir de valores em termos de tensões residuais.	74
Figura 3.12 - Gráficos de “tensões de desvio (q) vs extensão axial (ϵ_a)” e respectivas curvas de “extensão volumétrica (ϵ_v) vs extensão axial (ϵ_a)” a partir de ensaio triaxiais do tipo CD (Consolidado Drenado) realizados em amostras de: a) e b) areias de duna puras; c) e d) areias de dunas com 3% de granulado de resíduo de PET; e) e f) areias de dunas com 5% de granulado de resíduo de PET.....	76
Figura 3.13 - Resultados do ensaio triaxial do tipo CD, em termos de diagramas p'-q e respectivos caminhos de tensões para os vários materiais ensaiados: a) areia de duna pura; b) areia de duna com 3% granulado de resíduo de PET; c) areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET.	77
Figura 3.14 - Comparação de resultados em termos gráficos, para os vários materiais estudados, areia de duna pura e misturada com o granulado de resíduo de PET em diferentes percentagens.....	79
Figura 3.15 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de “força vs. penetração”, para as situações de areias puras e em misturas com o granulado de resíduo de PET.....	80
Figura 3.16 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de evolução da força de penetração máxima para diferentes percentagens de granulado de resíduo de PET.	81

Figura 3.17 - Resultados de um ensaio tipo CBR, admitindo uma situação equivalente a um ensaio de carga em placa, para as situações de areia de duna pura e quando misturada com granulado de resíduo de PET.....	82
Figura 3.18 Gráfico ϕ vs. N_{γ} : a) com escala total (até 1200);b) com a escala apenas até ao valor de 70 para N_{γ}	85
Figura 3.19 - Curvas de compressibilidade a partir de ensaios edométricos,, índice de vazios vs. log das tensões: areia de duna pura a); areia de duna com 3% de granulado de resíduo de PET b); areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET c) e granulado de resíduo de PET puro d).....	86
Figura 3.20 - Curvas de compressibilidade normalizadas (e/e_0) a partir dos ensaios edométricos, para todas as amostras estudadas.	87

Índice de Tabelas

Tabela 1.1 - Principais propriedades da areia (adaptado de Canova et al., 2009).	16
Tabela 1.2 - Melhoria devido à inclusão do reforço (adaptado de Canova et al., 2009).	18
Tabela 1.3 - Classificação em função da dimensão das partículas constituintes do solo (adaptado de Coelho, 1996).	21
Tabela 1.4 - Características do PET (adaptado de Goodfellow, 2003).	26
Tabela 2.1 - Ensaio realizados nos diferentes grupos de amostras.	32
Tabela 2.2 - Coeficientes de permeabilidade típicos (adaptado de Matos Fernandes, 1994).	41
Tabela 2.3 - Grau de permeabilidade dos solos (adaptado de Matos Fernandes, 1994).	41
Tabela 2.4 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade (adaptado de Dunn et al., 1980).	42
Tabela 2.5 - Valores teóricos de B em Saturação Completa (Black e Lee, 1973 in Das, 2007)	50
Tabela 2.6 - Factor F para o calculo da razão dos incrementos de carga (Berre et al. (1995) in Andrade Pais (2007).	51
Tabela 2.7 - Factores de forma em função da geometria da sapata (adaptado de Coelho, 1996 e Barata, 1984 in Ferreira Gomes, 2006).	54
Tabela 2.8 - Factores de capacidade de carga para fundações superficiais (Ferreira Gomes, 2006, a partir de Terzaghi e Peck, 1967).	55
Tabela 2.9 - Equações para a determinação do N_{γ} , de acordo com os diferentes autores.	56
Tabela 3.1 - Parâmetros físicos dos diferentes materiais estudados.	61
Tabela 3.2 - Parâmetros granulométricos dos diferentes grupos de areias da região de Aveiro (Ladeira e Ferreira Gomes 1989b).	61
Tabela 3.3 - Parâmetros físicos obtidos por Ferreira Gomes (2009), Fernandes Teixeira (2009) e Ferreira Gomes (1992).	62
Tabela 3.4 - Resultados do ensaio de determinação de densidade das partículas nos diferentes materiais estudados.	63
Tabela 3.5 - Resultados do ensaio tipo Proctor para as areias sem e com diferentes percentagens de resíduo de PET.	64
Tabela 3.6 - Coeficiente de permeabilidade, k, nos materiais estudados, a partir dos ensaios laboratoriais e de equações empíricas por diferentes autores.	67
Uma situação genericamente similar foi obtida por Ferreira Gomes et al. (2009), como se apresenta na Tabela 3.7.	72
Tabela 3.8 - Valores para o ângulo de atrito obtidos no presente trabalho e em outros já realizados.	74
Tabela 3.9 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura.	75
Tabela 3.10 - Resultados de ensaios triaxiais do tipo CD, em termos de ângulo de atrito (ϕ) para os diferentes materiais ensaiados com os índices físicos apresentados.	78
Tabela 3.11 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura.	78
Tabela 3.12 - Valores de CBR para as amostras de areia de duna pura, areia de duna + 3% de granulado de resíduo de PET e areia de duna + 5% de granulado de resíduo de PET.	81
Tabela 3.13 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de tensão de rotura e correspondentes ângulos de atrito nos deferentes materiais ensaiados puramente atritivos, por diferentes autores.	84
Tabela 3.14 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura, a partir do ensaio tipo CBR, considerando os resultados em termos médios a partir das equações dos vários autores.	84
Tabela 3.15 - Comparação dos ângulos de atrito obtido pelos vários ensaios realizados (corte directo, triaxial e tipo CBR).	85

Tabela 3.16 - Resultados dos ensaios edométricos em termos de tensão de pré-consolidação (σ_p') e ainda dos vários parâmetros de compressibilidade. 87

SIMBOLOGIA

Alfabeto Latino

A - área da amostra; - parâmetro de Skempton;

a_v - coeficiente de compressibilidade;

B - largura da sapata; parâmetro de pressão de água nos poros de Skempton;

c - coesão; número de camadas;

c' - coesão efectiva;

C_1 - parâmetro que assume um valor constante;

CBR - Califórnia Bearing Ratio;

C_c - índice de compressibilidade;

C_r - índice de recompressibilidade;

c_R' - aumento da coesão efectiva;

D_{10} - diâmetro efectivo;

E - Especificação;

e - índice de vazios;

EA - valor de equivalente de areia;

F_r - carga no ensaio de placa no momento de rotura;

h - altura de queda do pilão; altura entre o nível da água e a saída de água pela amostra;

H_0 - altura inicial do provete;

h_1 - altura de areia sedimentada;

h_2 - altura total de sólidos (areia mais finos);

H_c - altura do provete durante na fase final da consolidação;

k - coeficiente de permeabilidade; factor de escala;

L - altura da amostra;

l - Litro(s);

m_v - coeficiente de compressibilidade volumétrico;

n - número de pancadas;

N_γ - factor de capacidade de carga correspondente à parcela da base da sapata;

N_c - factor de capacidade de carga correspondente à parcela da coesão;

N_q - factor de capacidade de carga correspondente à parcela da sobrecarga;

P - Peso do pilão;

q - carga da sapata a uma determinada profundidade;

S - Resistência ao corte;

S_γ - factor de forma da sapata na parcela da base da sapata;

S_c - factor de forma da sapata na parcela da coesão;

S_q - factor de sapata na parcela da sobrecarga;

T - força de tracção;

t_{50} - tempo necessário para atingir 50% da consolidação primária;

u - pressão de água nos poros;

V - volume;

Z - largura da faixa de corte.

Alfabeto Grego

Δ - incremento finito;

ε_a - extensão axial;

ε_{if} - extensão axial para se atingir a rotura;

ε_v - extensão volumétrica;

ϕ - ângulo de atrito interno;

ϕ' - ângulo de atrito interno em termos de tensões efectivas;

γ_d - peso volúmico seco;

γ_B - peso volúmico efectivo do solo, por baixo da base da sapata (ou placa);

σ_1 - tensão principal máxima;

σ_3 - tensão principal mínima;

σ_h - tensão horizontal;

σ_n - tensão normal;

σ_r - tensão aplicada no solo na rotura;

σ_v - tensão vertical.

θ - ângulo de distorção na faixa de corte

Abreviaturas

AD - Areia de duna pura;

DECA - Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura;

AD3 - Areia de duna com 3% de PET misturado;

AD5 - Areia de Duna com 5% de PET misturado;

CD - Ensaio de corte do tipo Consolidado Drenado;

CU - Ensaio de corte do tipo Consolidado não Drenado;

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil;

NP - Norma Portuguesa;

PET - *politereftalato de etileno*;

RSU - Resíduos Sólidos Urbanos;

UBI - Universidade da Beira Interior;

UU - Ensaio de corte do tipo não Consolidado não Drenado.

Capítulo I

1 - INTRODUÇÃO

1.1 Objectivos

O trabalho que é aqui apresentado sob o tema “Micro-reforço de areias com resíduos de PET da indústria de refrigerantes” tem como objectivo, o estudo das características mecânicas de solos com resíduos de PET (*politereftalato de etileno*) misturados em diferentes percentagens, no sentido de procurar o melhor desempenho em termos geotécnicos, e consequentemente verificar sobre a possibilidade destes resíduos serem aplicados como reforço de solos que naturalmente apresentem características geotécnicas deficientes.

1.2 Importância do Trabalho

No presente trabalho, o solo estudado foi uma areia de duna (mais concretamente da região de Aveiro - Praia da Barra), na qual foi misturado um granulado de PET, resultante exclusivamente, da trituração de garrafas de Coca-Cola de 1,5l completas, isto é, incluindo os respectivos rótulos e tampas, visando também, de certo modo, o possível reaproveitamento destes Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) na indústria da construção de obras de terra, assim como as vantagens ambientais que poderão advir do uso destes mesmos resíduos.

A possível aplicação das areias de duna, poderá constituir uma solução para obras de terra, resolvendo assim a problemática da recolha de solos com melhores características, na realização deste tipo de estruturas nas zonas litorais, nas quais estas areias são em muitas situações predominantes.

Este aproveitamento poderá vir também a resolver muitos dos problemas de custos excessivos com que os projectos previstos para estas zonas costeiras se deparam nos trabalhos de movimentação de terras, pois evitará possíveis gastos com material proveniente das manchas de empréstimo, custos de transporte a vazadouro deste material granular, assim como outros custos inerentes aos trabalhos de movimentação de terras.

Actualmente as empreitadas têm tendência a terem prazos cada vez mais curtos e apertados, assim como baixos valores com que as quais são lançadas a concurso.

Dada também a forte concorrência presente nos dias de hoje e que por sua vez condiciona também de certa forma os empreiteiros a recorrerem a preços mais baixos, a verificação da aplicabilidade desta técnica e a possibilidade da sua utilização na prática real, poderá trazer uma mais-valia ao mercado da construção, permitindo assim uma maior eficácia, rentabilidade e rapidez na execução das obras de terra podendo vir em especial a ser de grande utilidade nas obras lineares, tais como por exemplo, as vias de comunicação.

Por outro lado o excesso de resíduos é também um dos problemas com que a sociedade actualmente se debate. Desta forma, a possível reutilização destes resíduos poderá vir ajudar a resolver esta situação, pois será assim aproveitado todo o material resultante destes resíduos, não existindo também perda de tempo e os custos de mão-de-obra associados na separação dos diferentes materiais que se encontram associados às garrafas de Coca-Cola.

Assim, salienta-se que as vantagens poderão ser vistas em várias direcções, desde os aspectos ambientais, com o reaproveitamento de materiais que são considerados resíduos, diminuição dos custos na execução das empreitadas, maior rapidez na construção e também na possibilidade da realização de obras de terra com uma maior facilidade, ultrapassando assim os problemas de manchas de empréstimo, que por vezes se situam a grandes distâncias das zonas costeiras onde este solo é predominante.

Por outro lado, com a tendência ocupacional do território a propender cada vez mais para as zonas litorais, não só por causa as obras de carácter habitacional e de lazer, mas também para apoio e incentivo ao turismo, por consequência irá levar conjuntamente à construção de infra-estruturas de apoio, tais como abastecimento, saneamento e acessibilidades.

É também nestas zonas costeiras que são realizadas as obras de grande complexidade não só estrutural, mas também geotécnica, por estas zonas servirem de entrada e saída do país por via marítima, como são exemplos os portos de Aveiro, Sines, Matosinhos e Lisboa.

1.3 Estado de Arte

O solo, por ser um dos materiais mais abundantes no nosso planeta e também um material que directa ou indirectamente está presente em todas as obras, desde os tempos mais remotos até à actualidade, poder-se-á de certo modo afirmar que este é dos materiais mais antigos utilizado na construção.

Desde os primórdios da humanidade que existe a necessidade de se recorrer aplicação deste material, quer para a execução de vias de comunicação, transposição de obstáculos e de servir de fundação, desde a estrutura mais simples à construção de uma grande estrutura.

Também se salienta que desde esses tempos mais remotos em que o solo começou a ser aplicado como material de construção, que se fez sentir a falta de o reforçar, melhorando assim as suas características construtivas para o desempenho das diferentes funções pretendidas, como é mostrado no exemplo da Figura 1.1.

Na bibliografia de Mecânica dos Solos, encontra-se muita informação sobre o tema de melhoramento das propriedades e condições do solo, embora genericamente mais relacionada com as fundações, pregagens, ancoragens e outras obras clássicas, como apresentam por exemplo Cernica (1995) e Dunn et al. (1980).



Figura 1.1 - Muro de terra reforçado com canas, primeiro século d.C. (Thinagaram e Ramasamy, 2004).

O solo, por ser um material que por vezes apresenta algumas características de resistência relativamente fracas, aquando da execução de obras que envolvam o mesmo, faz-se sentir a necessidade de o melhorar, por forma a se alterarem essas características e propriedades, recorrendo-se deste modo ao melhoramento ou reforço do mesmo, esta última, com a introdução de elementos estranhos e externos ao material solo.

Bergado et *al.* (1996) define melhoramento do solo como “o aumento da resistência ao corte, redução da compressibilidade do solo e a redução da permeabilidade do solo”, dividindo também as técnicas de melhoramento do solo em 2 categorias: técnicas que envolvem exclusivamente trabalhos com o solo (compactação e rebaixamento do nível freático) e as técnicas de reforço do solo, que são aplicadas com recurso à utilização de materiais estranhos ao solo, como é por exemplo o caso da mistura de químicos ou de outros elementos de reforço.

O reforço e melhoramento dos solos tem sido um tema muito estudado e trabalhado nos últimos anos, que como afirma Sawicki (2000), este “possui uma grande variedade e possibilidade de aplicações”, o que permite cada vez mais uma maior amplitude de soluções na realização de obras de terra, em função das condicionantes do local de trabalho.

Além do melhoramento dos solos, algumas técnicas possibilitam ainda a diminuição dos impactos ambientais e visuais, “escondendo” assim de certa forma a intervenção e a dimensão dos “choques ambientais” a que algumas zonas são sujeitas.

A necessidade de reforço do solo provem, para além das já mencionadas vantagens em termos de redução de custos e tempo na execução das empreitadas, também no aproveitamento e

possibilidade de construção em zonas que já foram ou são consideradas más para a construção, condição esta que tenderá a aumentar com o passar dos anos. Não será difícil de acreditar nesta afirmação, uma vez que é possível observar que com o passar do tempo o espaço físico para se construir é cada vez menor e as zonas detentoras dos materiais de boa qualidade começam a ser também escassas.

A antiguidade da aplicação das técnicas de reforço dos solos e o recurso ao melhoramento dos mesmos já se faz sentir desde a antiguidade. Segundo Falorca (2002) as margens dos rios Tigres e Eufrates foram construídas fazendo já uso da técnica de reforço do solo, tendo sido o mesmo reforçado com plantas. Ainda referente à antiguidade da aplicação das técnicas de reforço do solo e referindo Teixeira (2006), esta técnica foi usada mais precisamente em 1400 a.C. no Ziggurat de Agar Duf no Iraque (Figura 1.2), assim como também na construção da Muralha da China, na qual de acordo com Falorca (2002), foram aplicadas técnicas de reforço do solo “com ramos ou feixes de paus curtos”; fazendo também uma alusão relativamente a esta construção, Thinagaram e Ramasamy (2004) referem que os materiais de reforço aplicados ao longo dos 6000km de comprimento da muralha, foram variados em função do terreno encontrado.



Figura 1.2- Ziggurat de Agar Duf, (Thinagaram e Ramasamy, 2004).

Também os Romanos e os Gauleses recorreram ao reforço de solos, com o objectivo de criarem camadas alternadas com o material de reforço e solo, aquando da construção dos seus fortes (Jones, 2002).

Desta forma, e como tem vindo a ser referenciado, e reforçado nos parágrafos anteriores, já há muitos milhares de anos que se procura reforçar o solo, recorrendo-se à aplicação de plantas, canas, madeira, fibras naturais, entre outras matérias do género.

De acordo com Falorca (2002) e Teixeira (2006), a técnica mais moderna de reforço de solos foi introduzida por Henri Vidal, o qual, na década de 60, e de acordo com (Thinagaram e Ramasamy, 2004), mais precisamente no ano de 1964, deu “vida” à técnica de reforço denominada por terra armada.

Descreve ainda Teixeira (2006), que foi também na década de 60 que surgiu a aplicação de geossintéticos, técnica esta que gradualmente tem vindo a substituir a inicial aplicação de aço (Falorca 2002), que Henri Vidal implementou.

Como se tem vindo a referenciar ao longo deste item, o reforço do solo, tem sido uma técnica desde há muito aplicada e com resultados já comprovados. Desta forma, e com o evoluir da ciência e tecnologia, nos últimos anos tem vindo a ser estudada e investigada com um maior dinamismo. A aplicação das técnicas de reforço do solo apresenta já uma grande variedade e soluções. Falorca (2002) faz várias enumerações quanto à necessidade e técnicas de reforço dos solos, mencionando também alguns exemplos de aplicação e técnicas de reforço dos mesmos. Também Sawicki (2000) enumera a aplicação do reforço de solos em muros de contenção, barragens, aterros, fundações, vias de comunicação estruturas industriais, costeiras e militares.

O reforço dos solos pode ser dividido, e de acordo com Gregory e Chill (1998, *in* Falorca, 2002) e Pinto (2000, *in* Falorca, 2002), em 2 grandes grupos: o macro-reforço e o micro-reforço.

Falorca (2002) descreve macro-reforço do solo, como a colocação no solo de elementos que funcionam como reforço do mesmo, os quais são aplicados “com espaçamentos verticais e/ou horizontais, orientados segundo uma direcção preferencial”. Neste grupo, os elementos aplicados apresentam uma dimensão consideravelmente superior relativamente às partículas do solo. Estes elementos poderão ser também com as mais variadas formas, dimensões, texturas, deformabilidade, métodos/técnicas de aplicação, podendo inclusive ter também uma segunda aplicabilidade, tal como decorativa ou minimizar impactos visuais nos espaços circundantes ou adjacentes à “obra” em causa.

As técnicas de macro-reforço, não sendo alvo deste trabalho, apenas são feitas algumas referências onde as mesmas poderão ser consultadas. Desta forma, merecem referência aos autores Gamski (1985) Santvoort (1994), Ingold (1994) e Koerner, R.M. (1999), no âmbito dos geossintéticos, Xanthakos (1991), Coelho (1996), Phear (2005), no âmbito das ancoragens e pregagens, Ingold (1982), Das (1990), Clayton *et al.* (1993) e Bergado *et al.* (1996), no âmbito

da terra armada e técnicas afins, Llano (1993), Coelho (1996) e Freeman e Fischenich (2000), no âmbito das georedes, gabiões e afins, de entre outros.

Sobre o micro-reforço, de acordo com a definição apresentada por Falorca (2002), esta técnica “consiste em misturar o solo com elementos de reforço de pequenas dimensões, imitando a mistura de aditivos no solo de forma a ficarem uniformemente distribuídos e orientados de forma aleatória”. Assim, e como se explorará ao longo deste item (de uma forma mais ampla) e nos restantes capítulos em relação ao material resultante do granulado de resíduos de PET, elementos que servirão para o estudo do reforço ao solo no presente trabalho, os materiais aplicados para reforço do solo poderão ser desde pequenas fibras sintéticas ou naturais, a materiais estabilizadores, como cimento, cal, plástico, têxtil, entre outros.

O micro-reforço do solo é uma técnica que tem vindo a crescer cada vez mais, ganhando novos métodos e com aplicação dos mais variadíssimos materiais. O estudo da aplicação do micro-reforço tem sido cada vez mais profundo e intenso, existindo actualmente já uma grande variedade de trabalhos e estudos, com resultados concretos e credíveis. Assim, de seguida neste item é feita uma abordagem a alguns dos trabalhos que já existem neste campo, tal como resultados obtidos e até mesmo aplicações práticas de técnicas de micro-reforço.

Ferreira Gomes (2006a) apresenta como exemplos de elementos de micro-reforço as “raízes de vegetação em situações naturais”, “elementos de vegetação colocados artificialmente com o solo”, “malhas”, fibras metálicas, naturais ou sintéticas, “filamentos contínuos”, “materiais reciclados”, entre outros. Com a aplicação das técnicas de micro-reforço e em particular o recurso deste tipo de materiais, alcançam-se vários objectivos: por um lado colmatam-se as “deficiências” que o solo possa apresentar no desempenho da função a que se destina; por outro, ao reutilizar materiais que são considerados resíduos e despojos da sociedade, transformando-os em matéria-prima, reduzem-se os riscos e aspectos ambientais. Algumas dessas “deficiências” poderão ser por exemplo, a fraca capacidade de carga, a baixa resistência ao corte, a grande/fraca permeabilidade do solo, a compressibilidade do solo e erosão potencial do mesmo. Falorca (2002), apresenta e descreve algumas aplicações possíveis de solo microreforçado, tais como em estradas não pavimentadas, pavimentos, fundações de pavimentos e reabilitação de pavimentos degradados, fundações superficiais, aterros, estabilização e reparação de roturas em taludes, relvados e pistas desportivas e barreiras sonoras. Quanto à aplicação destas técnicas, Ferreira Gomes (2006a) refere que estas “ genericamente seguem as regras das obras de terras clássicas”, tendo de ser ter o cuidado de em função do tipo de material a misturar, se procurem os meios adequados para a realização prévia das misturas. Ferreira Gomes (2006a) apresenta como exemplos de meios de execução das misturas manuais, as pás, as betoneiras, e como meios mecânicos os misturadores especiais ou motocultivadores com fresas.

Ainda relativamente às técnicas de aplicação dos elementos de micro-reforço do solo, Falorca (2002) apresenta para a aplicação de fios sintéticos contínuos através da técnica TEXSOL (Figura 1.3), desenvolvida em França. Falorca et al. (2007) refere também que para a execução do aterro experimental de solo misturado com fibras de polipropileno, aquando da realização do seu estudo, foi tido algum cuidado na escolha da altura das camadas de aterro, tendo sido a mistura das fibras com o solo executada no local e com o recurso de uma fresadora agrícola.

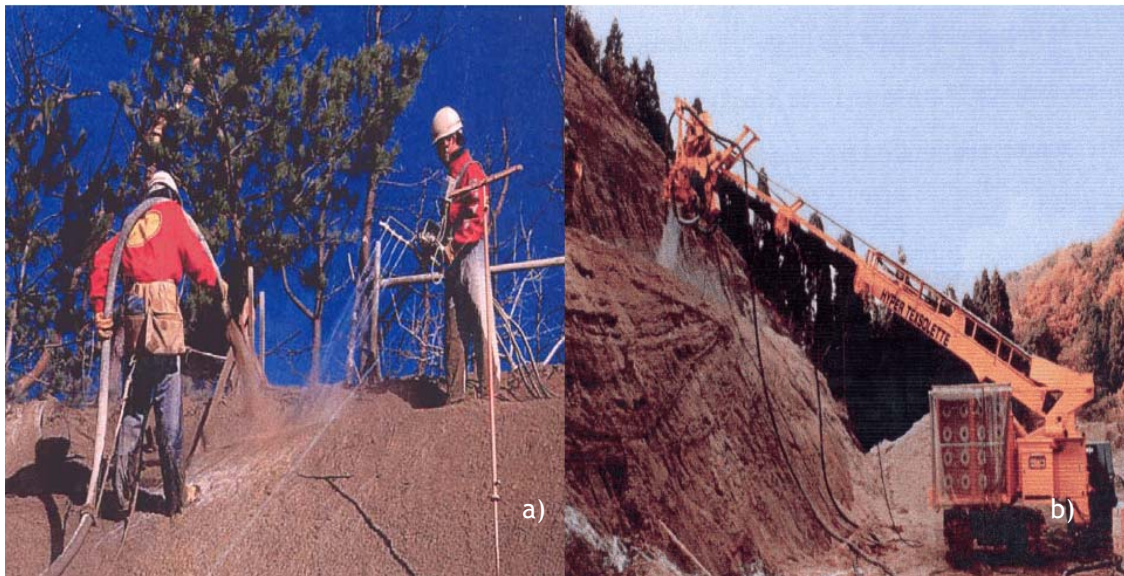


Figura 1.3 - Reforço de solos com fios sintéticos com recurso da técnica TEXSOL: a) com controlo manual; b) com controlo mecânico (Falorca, 2002).

Sobre o uso da vegetação no micro-reforço, são vários os autores com estudos realizados sobre o micro-reforço do solo com recurso aos elementos da vegetação, merecendo referência de entre outros, os trabalhos de Coppin e Richards (1990) e Morgan e Rickson (1995). Quase a totalidade da vegetação apresenta raízes, variando o tamanho e forma das mesmas em função do tipo e espécie (Figura 1.4). Quando o solo com raízes é submetido a esforços e tende a deformar, as raízes vão actuar como elementos de reforço, através das forças tangenciais que se formam nas mesmas, sendo essas forças resultantes do atrito na interface solo-raiz que impedem o deslizamento do solo (Figura 1.5).

Coppin e Richards (1990) apresentam o gráfico da Figura 1.6 que mostra a forma como conjunto solo-raiz se vai comportar aquando solicitado a esforços cortantes. Da análise deste gráfico pode-se verificar que no solo com raízes a resistência ao corte é superior à do solo que não contém raízes. O efeito mecânico que a presença das raízes no solos produz é, como já referido, o aumento da resistência do solo, aumentando assim a tensão confinante e a resistência ao deslizamento, através da acção das raízes no solo, mantendo assim inalterado o ângulo de atrito (Coppin e Richards, 1990).

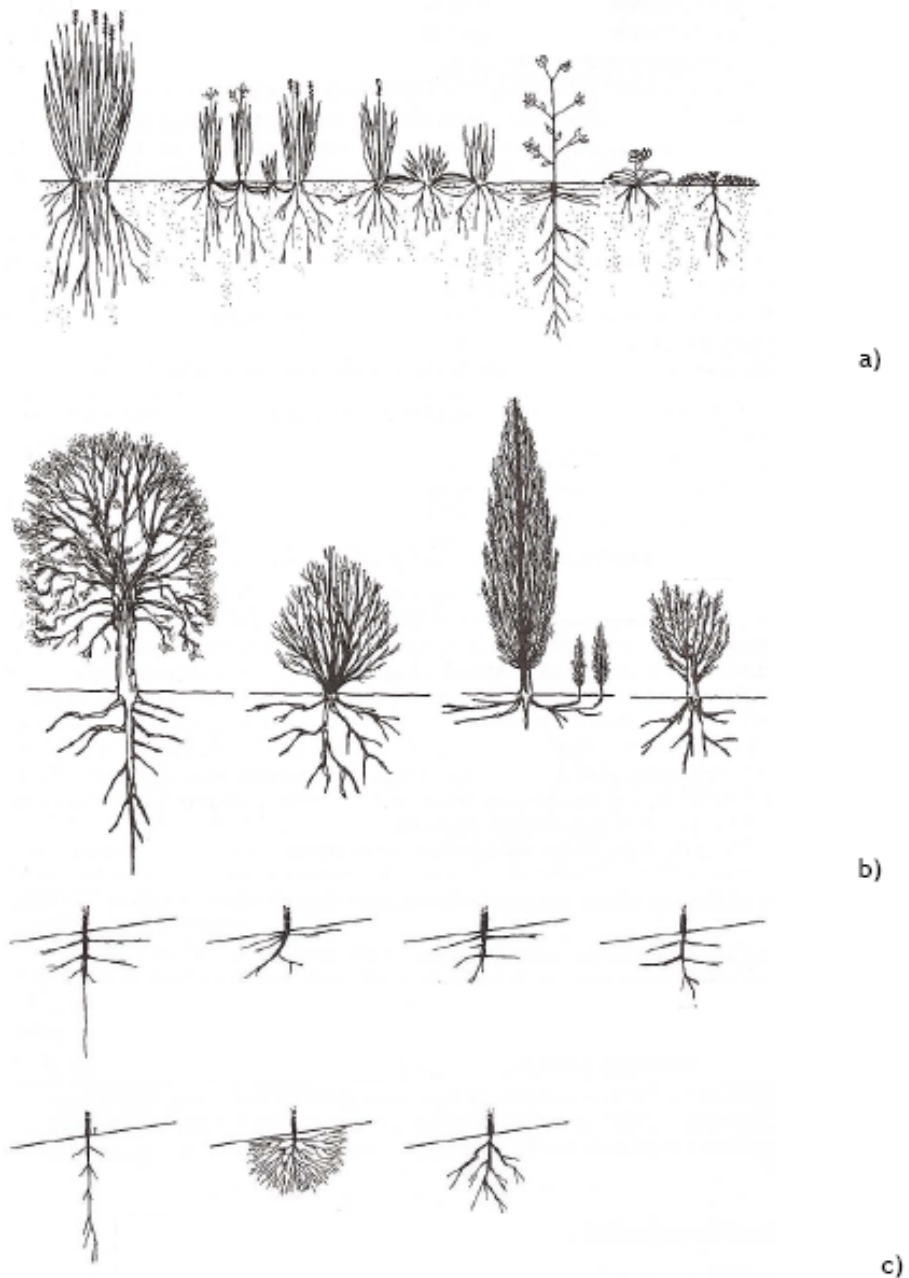


Figura 1.4 - Tipos de vegetação e raízes: a) tipos de ervas e relvas (Yen, 1972 *in* adaptado de Coppin e Richards, 1990); b) tipos de árvores (Yen, 1972 *in* adaptado de Coppin e Richards, 1990); c) padrões de raízes (Yen, 1972 *in* adaptado de Coppin e Richards, 1990).

Como é normal, a resistência à tracção das raízes está dependente de vários factores, sendo um desses factores, o diâmetro das raízes. Como se mostra no gráfico da Figura 1.7 e de acordo com o descrito por vários autores (Greenway, 1987; Mendonça, 1997 e Nelaweera e Nutalaya, 1999; *in* Falorca, 2002), com o aumento do diâmetro das raízes, a resistência diminui.

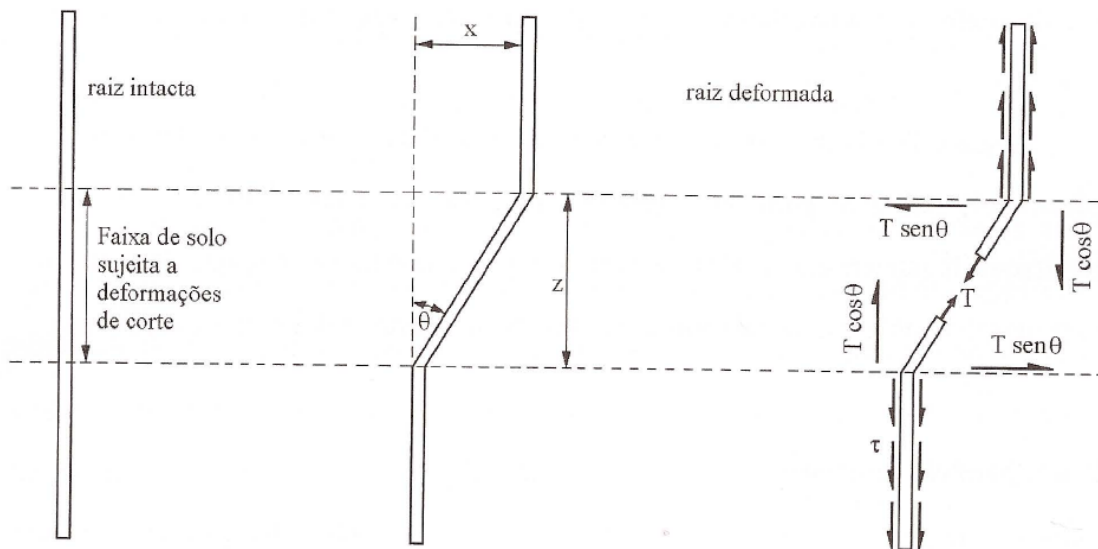


Figura 1.5 - Comportamento de um filamento de raiz quando interceptado por uma linha de corte do solo (adaptado de Coppin e Richards, 1990).

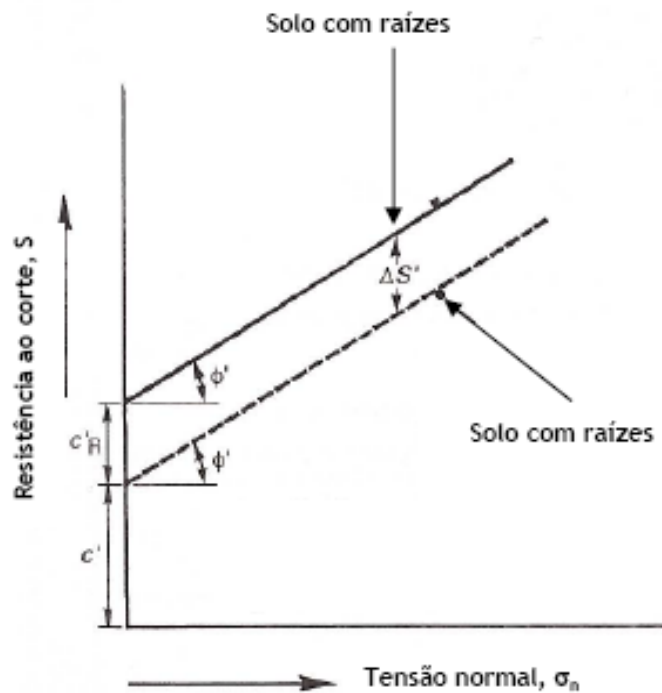


Figura 1.6 - Efeito das raízes na resistência ao corte do solo (adaptado de Coppin e Richards, 1990).

Da análise do gráfico da Figura 1.7 pode-se verificar que para raízes cujos diâmetros sejam superiores a 14,00mm já não irão ter influência no melhoramento das características mecânicas do solo. Coppin e Richards (1990) afirmam inclusive que para raízes com diâmetros superiores a 15,00mm é preferível tratá-las como ancoragens individuais.

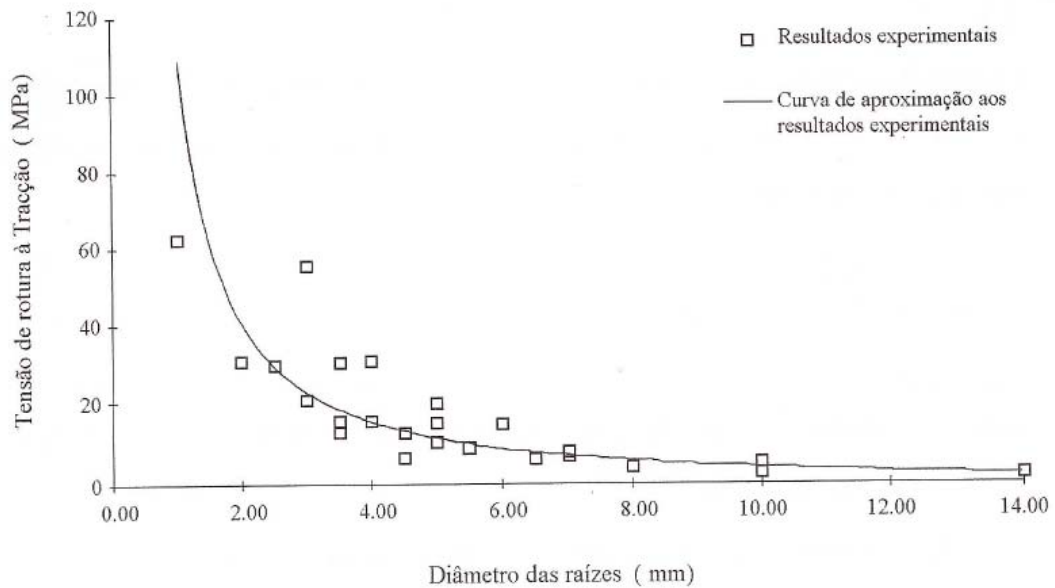


Figura 1.7 - Variação da resistência à tração em função do das raízes (Mendonça, 1997 *in* Falorca, 2002).

Em relação ao micro-reforço de solos com o recurso a fibras de vários tipos (naturais, sintéticas ou metálicas) existem já actualmente muitos trabalhos neste âmbito, passando-se assim a citar como exemplo os autores Lee (1969, *in* Ingold, 1982), Toé Casagrande (2001), Falorca (2002), Pinto *et al.* (2007), Canona *et al.* (2009), Ferreira Gomes *et al.* (2009) entre outros. Desta forma, apresentar-se aqui de uma forma sumária alguns resultados dos estudos já realizados, procurando não se ser muito exaustivo.

Lee (1969, *in* Ingold, 1982), estudou o comportamento de uma areia média, quando reforçada com aparas de madeira com comprimentos de 25,00 a 75,00 mm, 0,20 mm de espessura e 1,20 mm de largura, tendo realizado ensaios triaxiais nessas amostras e para a amostra de areia com 1,2% dessas aparas misturadas, obteve os resultados que se apresentam no gráfico da Figura 1.8.

Toé Casagrande (2001) realizou um estudo sobre comportamento de um solo residual arenosiltoso reforçado com fibras de polipropileno quando sujeito a carregamentos estáticos transmitidos por fundações superficiais. Toé Casagrande (2001), usou dois tipos de fibras de polipropileno (3,3dtex e 88dtex) com diversos tamanhos, tendo estudado o comportamento desse solo em função da tensão de confinamento, da velocidade de carregamento, da percentagem de fibras misturadas no solo, do comprimento e do tipo de fibras. De um modo geral, Toé Casagrande (2001) observou que a inclusão das fibras melhoraram a resistência em cerca de 2,5% de deformação axial deste solo, a inclusão das fibras no solo não levou a qualquer alteração no ângulo de atrito do solo, mas sim a um grande aumento da coesão do mesmo.

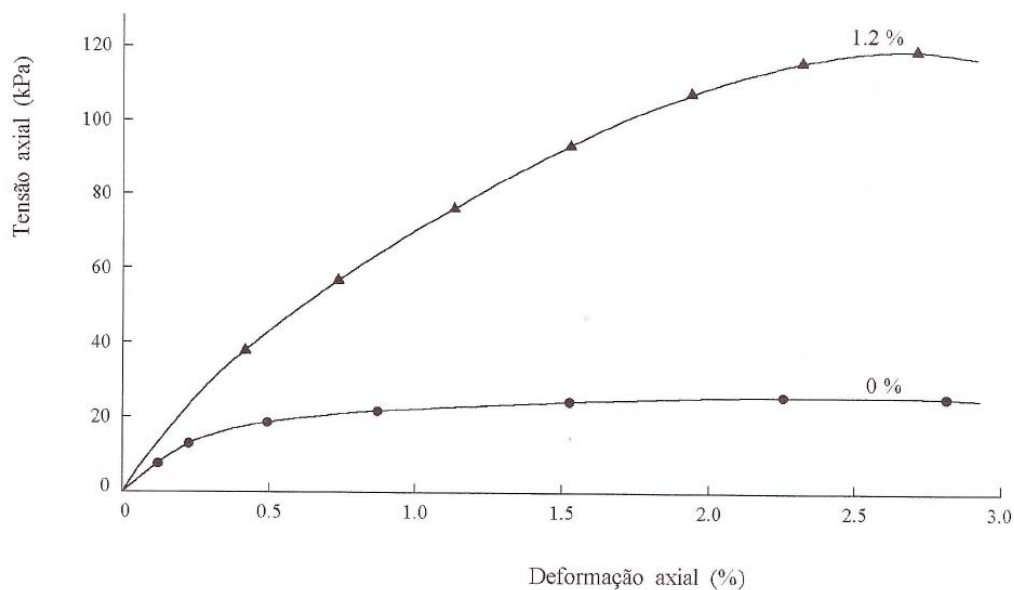


Figura 1.8 - Gráfico “tensão vs. deformação” resultante de ensaios triaxiais realizados por Lee (1969, *in* Ingold, 1982) em amostras de areia com 1,2% de fibras naturais.

Falorca (2002) realizou também um estudo sobre o solo microreforçado com fibras, no qual estuda a mistura de fibras de polipropileno em dois solos diferentes, um solo de areia limpa e um solo argiloso. Nestes dois solos, Falorca (2002) realizou ensaios edométricos e ensaios de corte directo. No presente trabalho serão apenas mostrados alguns dos resultados obtidos dos ensaios de corte directo para as areias, estudando assim a influência da textura, comprimento e percentagem de fibras.

De uma forma geral, Falorca (2002) observou que a resistência ao corte da areia aumentou com a inclusão das fibras na mesma, tendo observado que como mostra o gráfico da Figura 1.9a), a textura das fibras também influenciam este parâmetro, pois a resistência ao corte para as fibras lisas foi inferior à da apresentada para as fibras frisadas. A resistência ao corte da areia também aumentou com o aumento da percentagem de fibras misturadas no solo (Figura 1.9b), assim como com o aumento do comprimento das fibras (Figura 1.9c).

Dos ensaios de corte directo realizados por Falorca (2002), resultaram as envolventes de rotura mostradas no gráfico da Figura 1.10, as quais mostram que as envolventes de rotura da areia reforçada se situa acima da pertencente à areia não reforçada, apresentando inclusive um aumento da coesão. Relativamente à percentagem de fibras, Falorca (2002) observou que a resistência ao corte aumenta de um modo mais significativo para baixas percentagens de fibras misturadas, como mostra o gráfico da Figura 1.11, indicando mesmo um valor óptimo de percentagens de fibras a misturar, na ordem dos 0,5% a 1,0%, referindo ainda que também as envolventes de rotura sobem com o aumento da percentagens de fibras, não deixando de salvar, como se depreende também do gráfico da Figura 1.11, que para maiores percentagens de fibras o melhoramento da resistência ao corte não é tão efectivo, justificando este acontecimento pelo menor envolvimento das fibras com o solo.

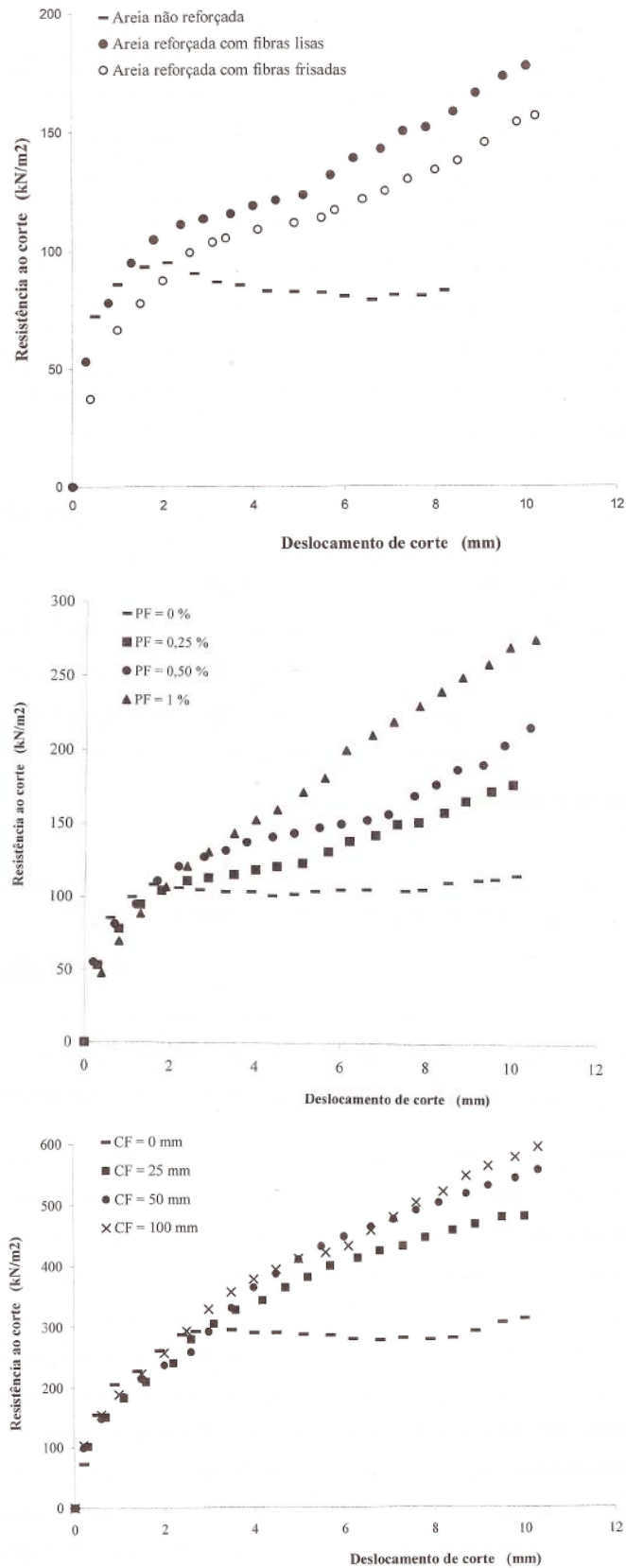


Figura 1.9 - Gráficos “resistência ao corte vs. deslocamento de corte” em função de diferentes parâmetros: a) textura das fibras; b) comprimentos das fibras; c) percentagem de fibras (Falorca, 2002).

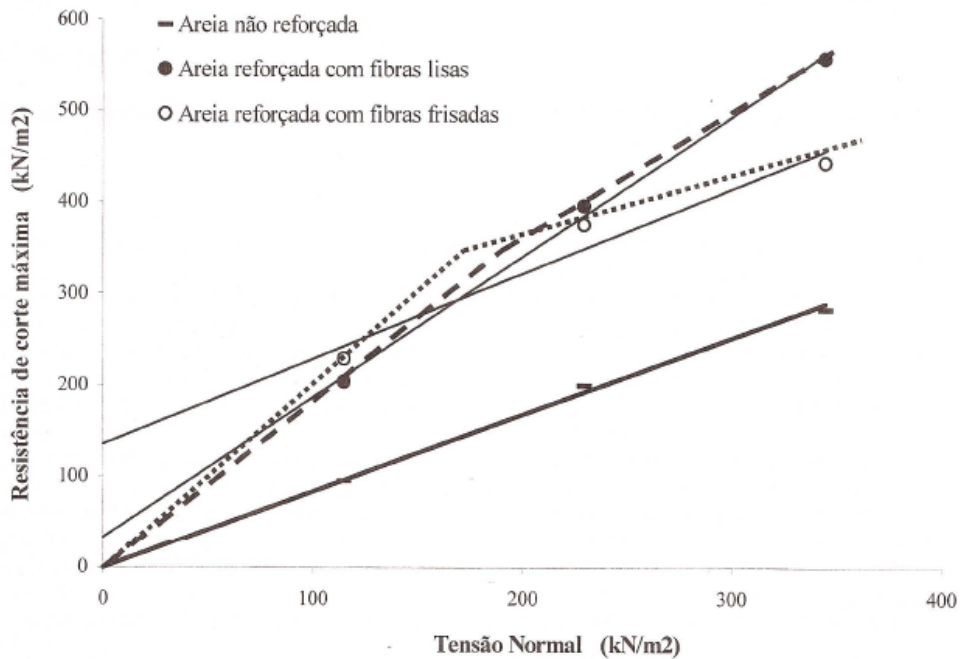


Figura 1.10 - Envoltório de ruptura para areia reforçada com fibras (em função da sua textura, mantendo constante a percentagem e o comprimento das fibras utilizadas, CF=100mm e PF=1,0%, respectivamente) (Falorca, 2002).

Comparando ainda a percentagem de fibras com o comprimento das mesmas e a sua textura em simultâneo, Falorca (2002), observou que para tensões normais maiores o aumento de resistência ao corte é maior, e que este aumento é mais significativo com o aumento do comprimento e da percentagem das fibras, acabando por ser este melhoramento para as fibras de comprimento de 100mm extremamente próximo, como mostra o gráfico da Figura 1.12.

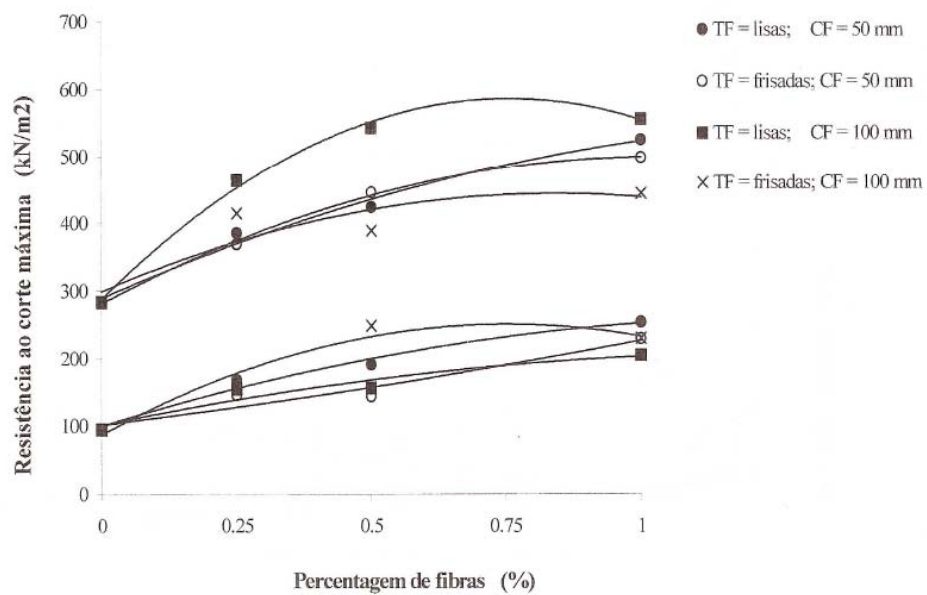


Figura 1.11 - Variação da resistência ao corte em função da percentagem de fibras (para as duas texturas; lisa e frisada e dois comprimentos; 50mm e 100mm), para duas tensões de corte aplicadas ($\sigma_N=114,81\text{kN/m}^2$ e $\sigma_N=344,43\text{kN/m}^2$) (Falorca, 2002).

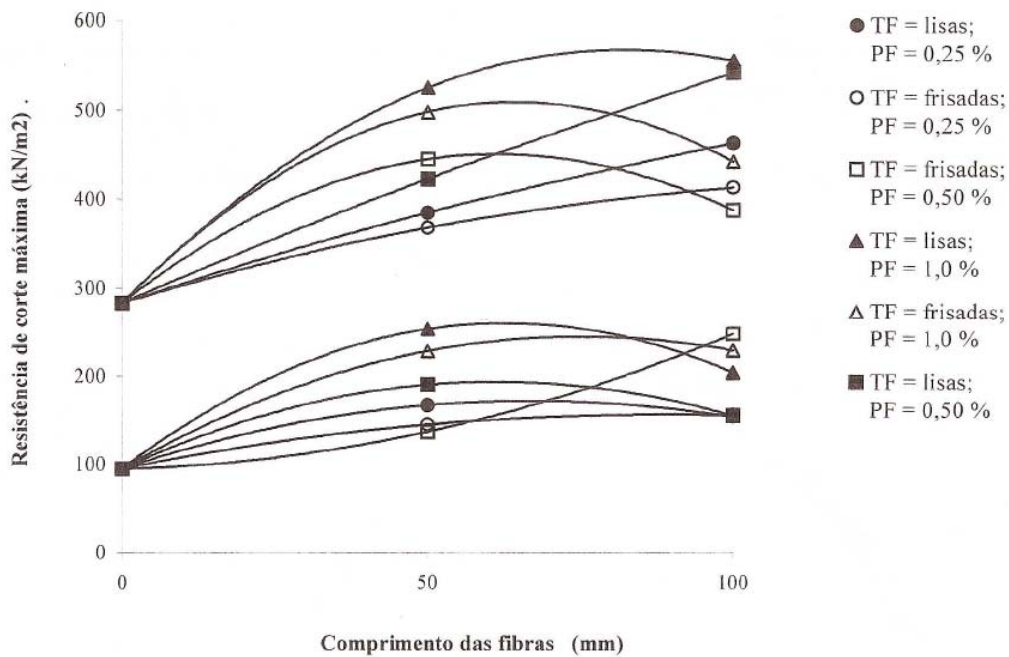


Figura 1.12 - Resistência ao corte da areia reforçada em função do comprimento das fibras para as texturas lisas e frisadas e com 0,5% e 1,0% de fibras misturadas (Falorca, 2002).

Ainda no âmbito do micro-reforço com fibras de polipropileno e na sequência do trabalho desenvolvido por Falorca (2000), Pinto et al. (2007), faz alusão à aplicação destes elementos aplicados em areias limpas (que são normalmente usadas na execução do betão).

No trabalho apresentado por Pinto et al. (2007), é exposto também, para além dos ensaios laboratoriais de corte directo realizados por Falorca (2000), a preparação de moldes com $0,20 \times 0,20 \times 0,20 \text{ m}^3$ num estudo preliminar, no sentido de estudar e comparar qualitativamente o comportamento deste solo quando reforçado com estas fibras de polipropileno. Da realização das amostras cúbicas, Pinto et al. (2007), verificou que estas se apresentaram coesas, com semelhanças ao solo quando misturado com raízes, formando assim uma espécie de solo tecido. Do resultado deste “solo tecido” Pinto et al. (2007) obteve um bloco que quando submetido a cargas estáticas e dinâmicas (como mostra a Figura 1.13), “oferecia” uma grande resistência mecânica a estas solicitações. Dos resultados laboratoriais Pinto et al. (2007), verificou o mesmo aumento de resistência ao corte para este material assim como a dependência desta “variável” com o comprimento das fibras, já mencionada por Falorca (2002).

Fazendo-se agora uma abordagem à aplicação dos resíduos domésticos como elementos de micro-reforço, já se entrando mais no que será o desenvolvimento do presente trabalho, Canova et al. (2009), apresenta um estudo no sentido de reaplicar as redes de plástico que serve de embalagem de produtos domésticos (Figura 1.14), mais precisamente com redes que servem de embalagem para as batatas, embora sejam também sugeridas por Canova et al. (2010), outras redes que servem por exemplo de embalagem para cebolas, alhos, entre outros.



Figura 1.13 - Amostras de solo e solo micro-reforçado com fibras de polipropileno e aplicação das respectivas cargas (Pinto et al., 2007).

Nos estudos realizados Canova et al. (2009) e Canova et al. (2010) foram misturados a um solo arenoso, classificado de acordo com a Classificação Unificada de Solos (ASTM D 2487-85) como uma areia SP (mal graduada), misturados pequenos fragmentos cortados de redes de plástico, que designaram por 2+, 3+ e 3+3+, como mostra a Figura 1.15, redes estas que serviam de embalagens de batatas. Para a realização dos ensaios este solo arenoso foi separado nas suas fracções médias e finas e realizados então ensaios nas amostras destas fracções e em amostras de areia não reforçada (para servir de controlo).

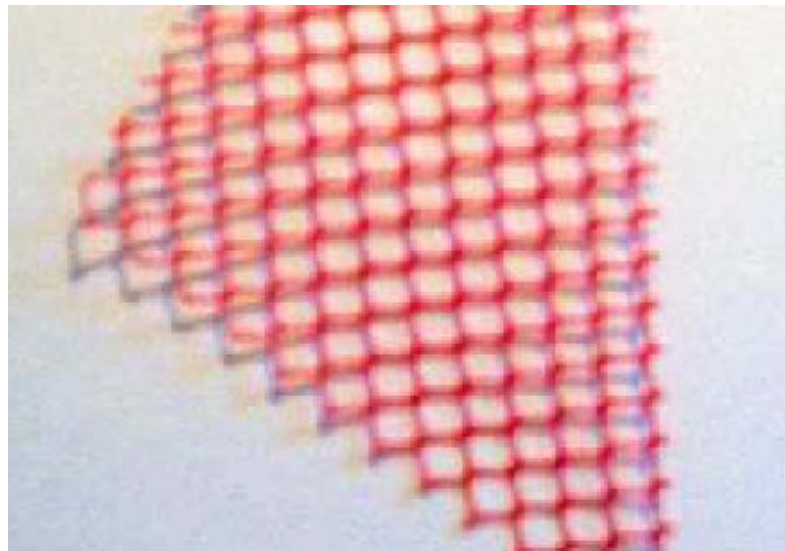


Figura 1.14 - Fracção do saco de rede de plástico de embalagens de batatas (adaptado de Canova et al., 2009).

Na Tabela 1.1, apresentam-se as principais propriedades da areia estudada por Canova et al. (2009) e Canova et al. (2010), apresentando na Figura 1.16 e Figura 1.17 e na Tabela 1.2, os resultados obtidos.

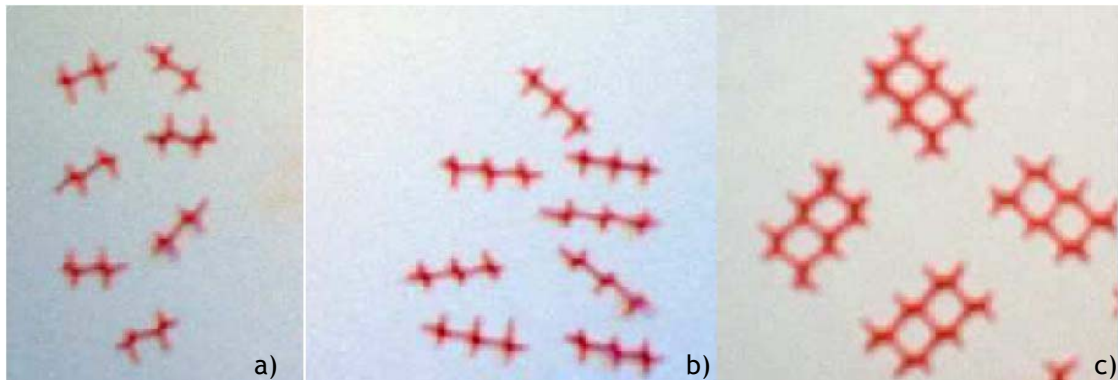


Figura 1.15 - Amostras dos fragmentos em estudo cortados da rede plástica que foram aplicados na areia: a) 2+; b) 3+; c) 3+3+ (adaptado de Canova et al., 2009).

Canova et al. (2009) e Canova et al. (2010) observaram, e como mostra o gráfico da Figura 1.16, que com a introdução dos três tipos de elementos de reforço (2+; 3+; 3+3+) a resistência ao corte da areia aumentou, tendo verificado também que a melhoria para quando usados elementos 2+ ou 3+ a melhoria obtida é praticamente a mesma, situação esta que pode ser também verificada no gráfico da Figura 1.17.

Canova et al. (2009) e Canova et al. (2010), através da Tabela 1.2, mostra também esta melhoria, mostrando inclusive um valor “quantitativo” da mesma, que como se pode verificar foi no máximo de 16%.

Tabela 1.1 - Principais propriedades da areia (adaptado de Canova et al., 2009).

Propriedades	Areia (SP)
Densidade das partículas sólidas, Gs (-)	2,60
Porcentagem de partículas passadas no # 200 (%)	0,00
Coefficiente de uniformidade, Cu (-)	2,45
Coefficiente de curvatura, Cc (-)	0,77
Coesão, c' (kN/m ²)	0,00

Ferreira Gomes et al. (2009) apresentou um trabalho sobre o micro-reforço de areia de duna com resíduos de PET resultantes da trituração de garrafas de Coca-Cola misturados. Deste trabalho, Ferreira Gomes et al. (2009), salienta a facilidade da realização desta mistura, situação esta que não se tinha verificado nas técnicas referidas anteriormente e a facilidade também na obtenção dos resíduos de PET, visto poderem ser triturados numa britadeira clássica.

No estudo realizado Ferreira Gomes et al. (2009), misturou na areia duas percentagens diferentes de resíduos de PET, criando assim dois grupos de amostras: areia com 3% PET e areia com 5% PET, tendo realizado ensaios de análise granulométrica para a amostra “areia com 5% PET” e em amostras contendo apenas areia de duna e também amostras constituídas

exclusivamente por resíduos de PET, tendo obtido as curvas mostradas no gráfico da Figura 1.18.

Ferreira Gomes et al. (2009) determinou também a resistência ao corte dos solos: areia pura, areia com 3% de PET; areia com 5% de PET e PET puro, por meio de ensaios de corte directo, utilizando uma caixa de corte de secção circular com uma área de 28,27cm².

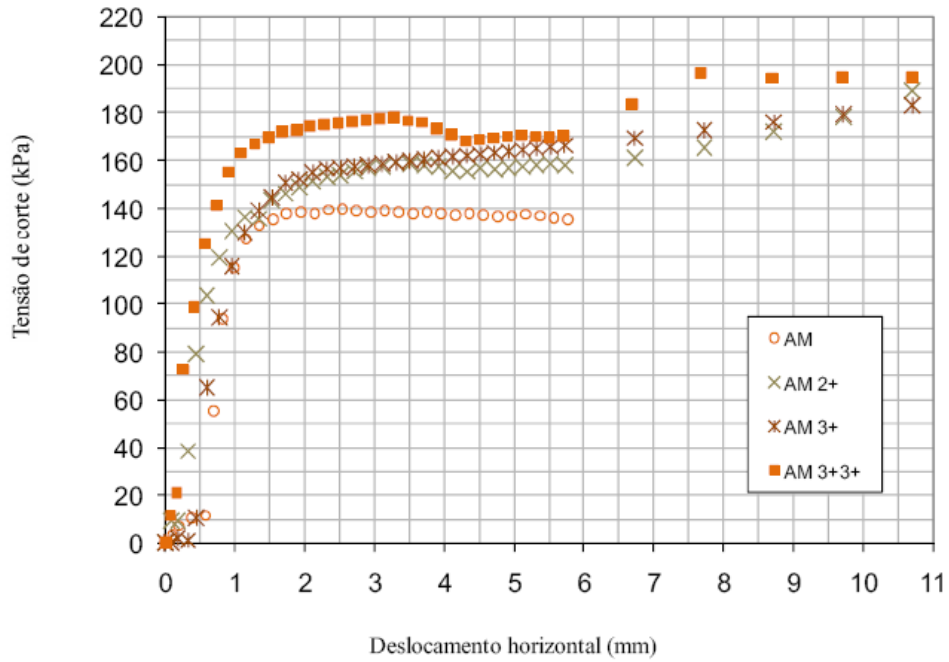


Figura 1.16 - Gráfico tensão de “corte vs. deslocamento” para $\sigma=200\text{kPa}$, na areia média (Canova et al., 2009).

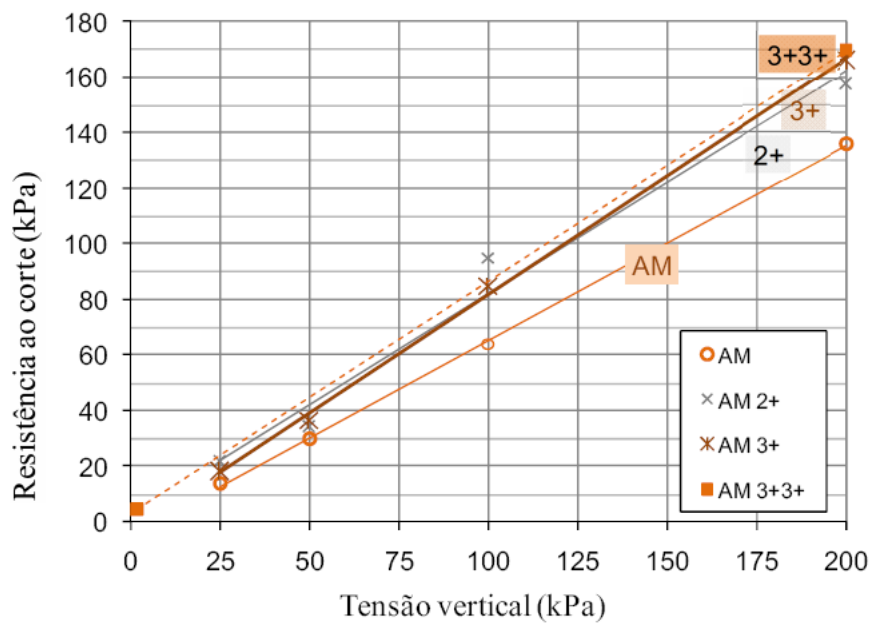


Figura 1.17 - Envoltórias de ruptura da areia média (Canova et al., 2009).

Tabela 1.2 - Melhoria devido à inclusão do reforço (adaptado de Canova et al., 2009).

Amostra	Ângulo de atrito ϕ' [°]	$\Delta\phi'$ [%]
AM	35,0	-
AM 2+	38,7	11
AM 3+	40,5	16
AM 3+3+	39,8	16
AF	37,0	-
AF 2+	40,5	9
AF 3+	40,4	9

Dos ensaios de corte directo realizados às amostras de resíduos de PET puro, Ferreira Gomes et al. (2009) observou que o comportamento deste quando sujeito a uma tensão de corte tem um comportamento muito semelhante ao das areias soltas. Ferreira Gomes et al. (2009) observou também que os resíduos de PET quando misturados na areia de duna aumentaram a resistência ao corte, sem que conferirem qualquer coesão ao “novo solo”, portanto funcionando os resíduos de PET como um material puramente atritivo, e que esta resistência ao corte aumentou também com o aumento da percentagem de resíduos PET de 3% para 5% como mostra o gráfico da Figura 1.19, no qual se pode observar ainda que são os resíduos de PET puro que apresentam o maior valor para o ângulo de atrito.

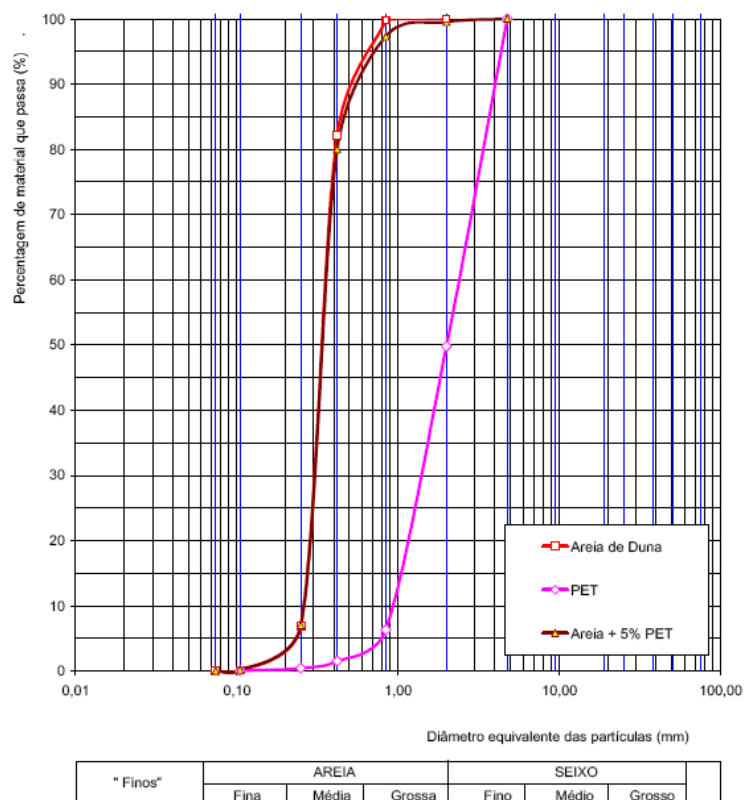


Figura 1.18 - Curva granulométrica para a areia de duna pura, areia + 5% PET e resíduos de PET puro (Ferreira Gomes et al., 2009).

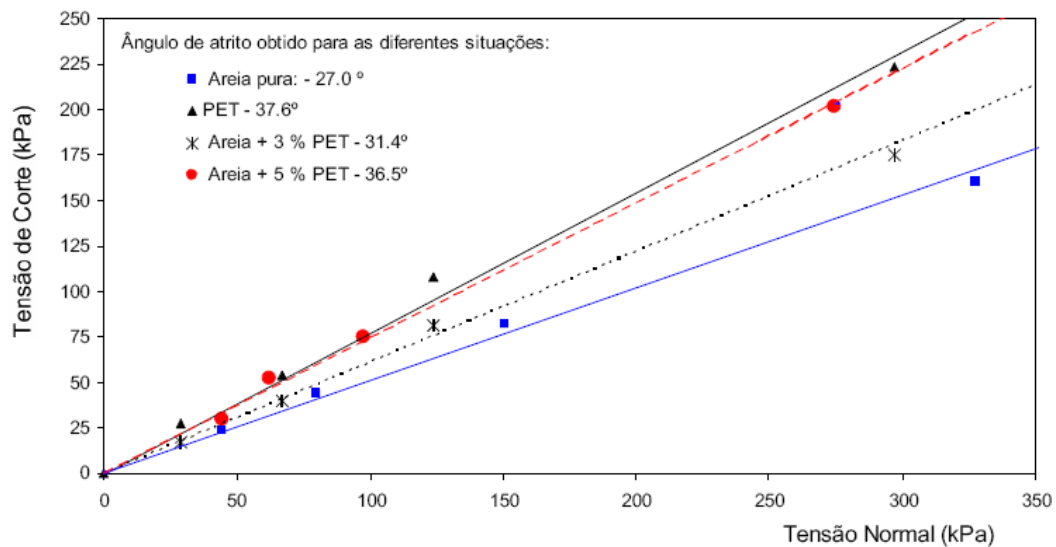


Figura 1.19 - Envolventes de ruptura para as quatro amostras ensaiadas (areia pura, areia com 3% PET, areia com 5% PET e PET) (Ferreira Gomes et al., 2009).

1.4 Materiais Usados

1.4.1 Areia de duna

Como introdução e antes de se continuar a falar de uma forma mais aprofundada sobre as areias em estudo no presente trabalho, vai ser feita uma breve análise e descrição relativamente aos solos arenosos em geral, de acordo com a bibliografia estudada, por forma a se enquadrar e comparar o solo estudado, com os solos arenosos na sua globalidade.

Fazendo assim uma revisão da Mecânica dos Solos, enfatiza-se que Matos Fernandes (1994) apresenta, de acordo com o “Vocabulário de Estradas e Aeródromos (LNEC)”, a definição de solo, como este sendo um “conjunto natural de partículas minerais que podem ser separadas por agitação na água; os vazios entre as partículas contêm água e ar, separada ou conjuntamente”.

É também dada a definição de solo apresentada por Mineiro (1978, *in* Matos Fernandes (1994) afirmando que o “solo é toda a ocorrência natural de depósitos brandos ou moles, cobrindo um substrato rochoso e que é produzida por desintegração e decomposição física e química das rochas, podendo ou não conter matéria orgânica”.

Uma definição de areia muito simplista é apresentada em CUR (1996), como sendo este um material “não coesivo que consiste numa mistura predominantemente de partículas minerais”. Assim, a formação das dunas e da areia que as caracteriza e que constitui estas formações geológicas, provem do transporte dos materiais constituintes deste solo pelo vento existente nas zonas litorais.

Coelho (1996), refere-se ainda às areias de duna, como depósitos eólicos e no mesmo contexto, Handy e Spangler (2007) denominam estas areias por areias eólicas.

Não será então assim difícil de compreender o porquê de estas areias apresentarem uma granulometria uniforme, visto estas formações resultarem do transporte dos materiais que as constituem pela acção do vento, assim a dimensão e o local de depósito dos grãos constituintes deste solo será função da intensidade, distância e duração do mesmo, como também da dimensão e peso das partículas transportadas.

Daqui pode-se então concluir que onde o vento actua com menor intensidade, depositam-se os grãos de menor dimensão e por conseguinte com menor peso, existindo a mesma relação para a distância percorrida e duração de actuação do vento. Na Figura 1.20 e na Figura 1.21 são apresentadas imagens sobre a formação dunar da Praia da Barra.



Figura 1.20 -Duna da zona da Barra, Região de Aveiro.



Figura 1.21 - Areia de duna: a) vista global; b) vista pormenorizada.

As partículas que constituem estes solos, podem apresentar forma “angular, sub angular, arredondada e ainda bem arredondada”, como é descrito em Coelho (1996). A Tabela 1.3, apresentada por Coelho (1996), indica os intervalos para os quais e de acordo com as dimensões das partículas são designados os seguintes materiais: seixo, areia, silte e argila.

Tabela 1.3 - Classificação em função da dimensão das partículas constituintes do solo (adaptado de Coelho, 1996).

CLASSIFICAÇÃO NACIONAL
Seixo: acima de 2 mm
areia: de 2 a 0,06 mm
silte: de 0,06 a 0,002 mm
argila: inferior a 0,002 mm

Passando ao solo aqui em estudo, um dos factores principais e importante na escolha do mesmo para realização desta dissertação, foi o facto de já se conhecer relativamente bem a partir de estudos apresentados em Ladeira e Ferreira Gomes (1989a), Ferreira Gomes (1992) Ferreira Gomes e Ladeira (1995), Fernandes Teixeira (2009) e Ferreira Gomes et al. (2009), embora genericamente em contextos diferentes do presente trabalho, com excepção do último estudo, que já apresenta uma introdução da presente temática.

Ferreira Gomes (1992), num âmbito distinto do desenvolvimento que aqui se apresenta, estudou exaustivamente e caracterizou com grande minúcia e de uma forma detalhada, todos os solos existentes na região de Aveiro; na Figura 1.22 apresenta-se o mapa de caracterização geotécnica da zona da Barra, estudo no qual está incluído o solo utilizado no neste trabalho.

No trabalho desenvolvido por Ferreira Gomes (1992) foram realizados ensaios “*in situ*” e ensaios laboratoriais. Em Ladeira e Ferreira Gomes (1989) e Ferreira Gomes e Ladeira (1995), são apresentados também estudos referentes aos os parâmetros físicos e mecânicos destas areias.

Fernandes Teixeira (2009), realizou também ensaios neste solo, e aqui já num contexto visando o comportamento geomecânico desta areia de duna, quando nela, misturados contaminantes, do tipo hidrocarbonetos. Nesse trabalho são apresentadas as alterações causadas pela presença dos contaminantes.

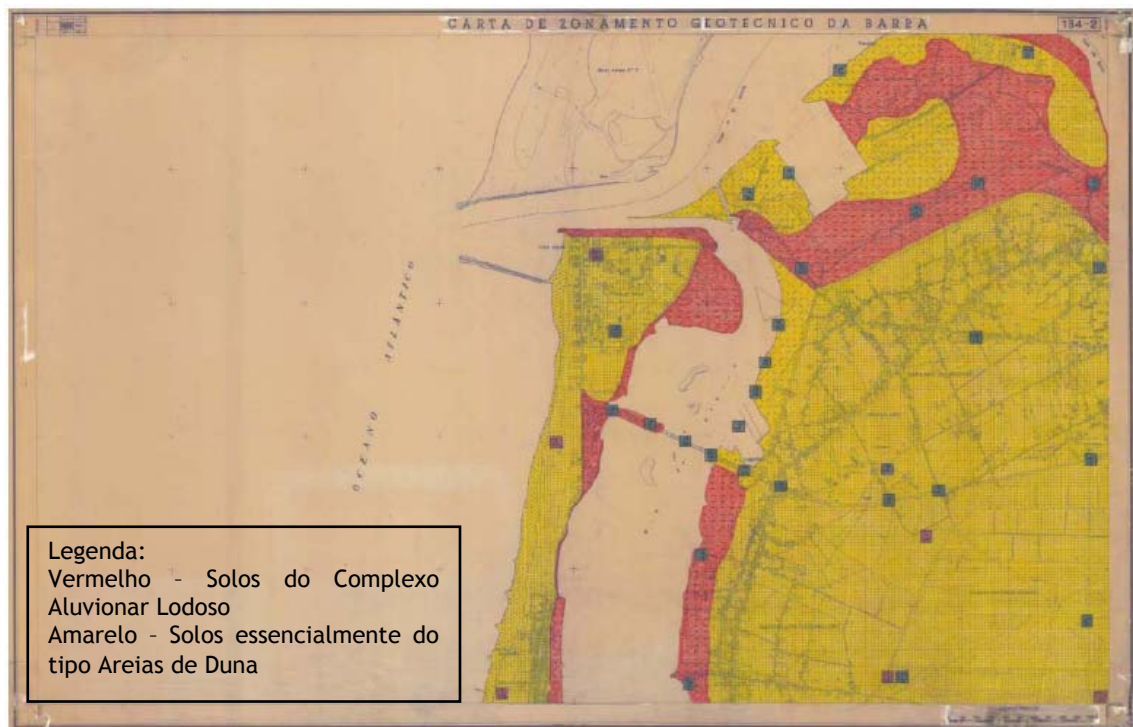


Figura 1.22 - Carta de zonamento geotécnico da Barra (Ferreira Gomes, 1992).

A aplicação dos resíduos de PET misturados na areia de duna em estudo, como já referido anteriormente, foi já alvo de um estudo inicial, aquando a frequência do mestrando ainda na licenciatura em Engenharia Civil/Ramo de Geotecnia, no ano lectivo 2006/2007. Mais tarde, indo já de encontro ao pretendido e no encadeamento do presente trabalho, Ferreira Gomes et al. (2009), iniciou o desenvolvimento mais pormenorizado desta “técnica” de micro-reforço, tendo já obtido resultados no sentido da aplicação dos resíduos de PET misturados com a areia de duna que foi estudada no presente trabalho.

Neste item apresenta-se ainda, a partir da Figura 1.23, o enquadramento geológico da unidade de Dunas e Areias Eólicas, que incluem os solos em estudo, em relação à região centro de Portugal.

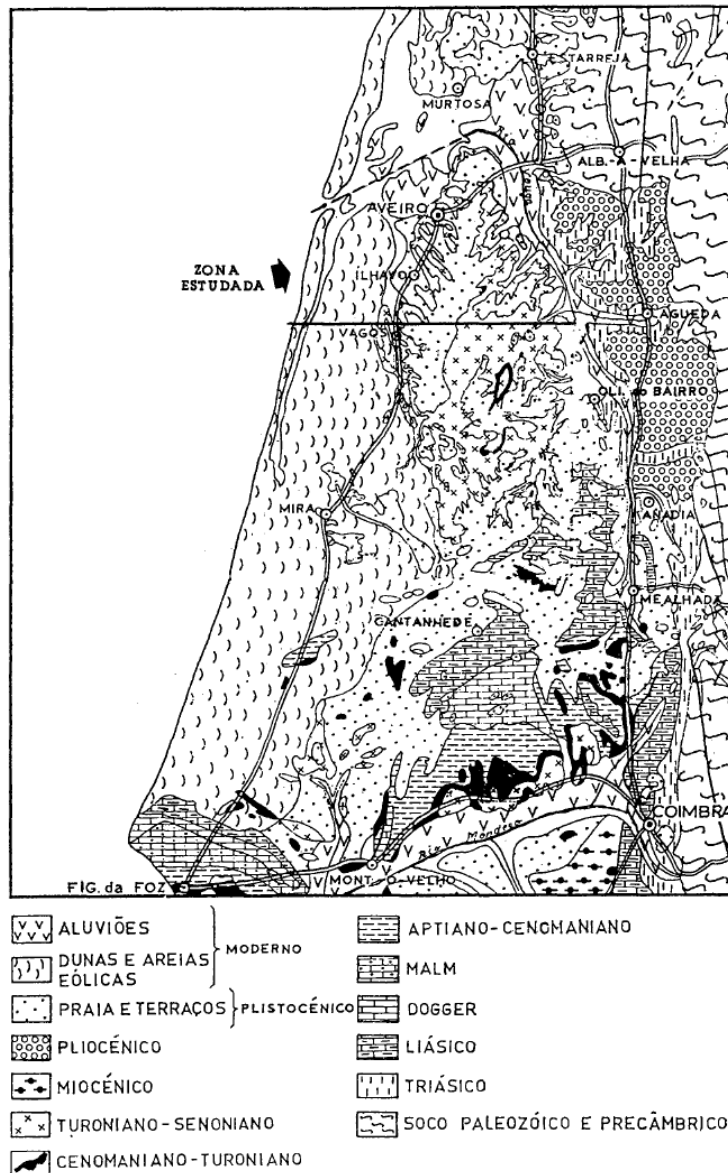


Figura 1.23 - Localização da zona de amostragem e caracterização geotécnica (adaptado de Barbosa, 1981, in Ferreira Gomes, 1992).

1.4.2 PET (*politereftalato de etileno*)

Neste item efectua-se uma descrição deste material, assim como a apresentação das suas características e propriedades físicas e mecânicas. Deixa-se só aqui uma pequena nota de que sobre este material não foi feita uma pesquisa muito intensa e detalhada, assim como a abordagem aqui apresentada também não será a mais profunda, uma vez que para o âmbito do trabalho apresentado este não é um foco principal.

No dia-a-dia não serão poucas as vezes que o cidadão comum se cruza com este tipo de material, se não mesmo passando grande maioria do tempo na presença do mesmo, e tudo isto sem se aperceber de tal situação. São muitas as situações que em que esse contacto é muito próximo: as garrafas de água que se compram nos supermercados, as garrafas de

refrigerantes que se consomem, ou até mesmo os “cabelos” das vassouras usadas nas tarefas diárias de higienização doméstica.

Quantas vezes se deita uma destas garrafas fora, ou até se juntam as mesmas em casa, com a intenção de as depositar no ecoponto para a reciclagem? Esta situação seria uma situação sustentável, se o consumo destes produtos na nossa sociedade fosse pequeno ou se a degradação dos mesmos fosse rápida ou a reciclagem um processo relativamente acessível e de baixo custo.

O PET, de nome “científico” ” *politereftalato de etileno*, de acordo Santos (2008) e Romão et al. (2009), foi desenvolvido por dois químicos britânicos, Whinfield e Dickson em 1941. Este material é um termoplástico, resultado das “transformações químicas especiais chamadas de reacções de polimerização”, (Campos Pereira et al., 2002), formando “um polímero que produzido por condensação, por meio da reacção entre o ácido tereftálico (PTA) ou, dimetil tereftalato (DMT) e, o etileno glicol (EG)”. Na Figura 1.24, é apresentada a composição química da estrutura molecular do PET.

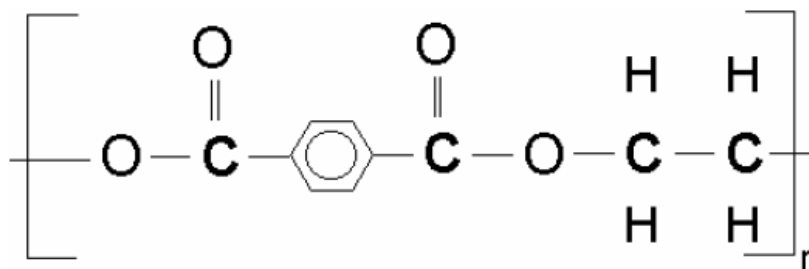


Figura 1.24 - Composição química e estrutura molecular do PET (Gorni, 2000).

Ainda relativamente à produção do PET, esta pode ser, em função do fim a que se destina, feita em duas ou três etapas, que são: a) pré-polimerização; b) policondensação; c) polimerização no estado sólido.

De acordo com Campos Pereira et al. (2002), Santos (2008) e Romão et al. (2009), apenas após a Segunda Grande Guerra, nos anos 50 é que foi iniciada a produção em grande escala, por laboratórios Americanos e Europeus, com o propósito e aplicação, essencialmente na indústria têxtil. Apenas, a partir do início dos anos 70 é que este material começou a ser utilizado em embalagens, fitas de videocassetes e audiocassetes e nas garrafas (Campos Pereira et al., 2002), que actualmente se conhece.

De acordo com Romão et al. (2009), no final da década de 90 foram produzidas, na ordem dos $2,4 \times 10^{10}$ kg de PET, a nível mundial, o que faz deste material, o mais produzido à escala do globo.

Com a produção “maciça” deste material e uma vez que a sua principal utilidade começou por ser as garrafas de refrigerantes, sumos e outras bebidas, começou a existir um problema de “colocação” em aterros e até mesmo na sua reciclagem por os processos desta actividade não conseguirem acompanhar o ritmo da produção do mesmo. Ainda como agravante, este é um material que apresenta um período de vida útil bastante pequeno, que como não será difícil de se compreender poderá ser desde minutos (para as garrafas mais pequenas (0,5l, 0,35l, 0,25)), até algumas horas ou no máximo dias, por exemplo para o caso de garrafas de 1,5l, 2,0l e 5,0l. Por esta razão, são acumuladas em grandes quantidades deste RSU, como se pode verificar na Figura 1.25 e Figura 1.26. Relativamente à reciclagem e ao excesso deste material nas lixeiras e aterros, Romão et al. (2009), refere ainda que em 2005, este foi o segundo polímero mais encontrado nos RSU's.



Figura 1.25 - Exemplos de armazéns de garrafas da indústria dos refrigerantes (Cunha, 2009).

Devido a este volume de produção deste material e pouco escoamento, reciclagem e aplicação, deu-se início ao grande problema da poluição que este produto causa, como se pode por vezes observar em praias, florestas, rios, entre outros.



Figura 1.26 - Exemplos de “aterro de garrafas da industria de refrigerantes: a) UFAL (2010); b) (Garcia, 2010).

O PET é um material “intrinsecamente semicristalino” (Campos Pereira et al., 2002), que apresenta como características mecânicas, uma grande resistência mecânica (no caso das garrafas, aos impactos), podendo “as garrafas produzidas com este polímero permanecer na natureza até 800 anos” (Conceição, 2009), química e térmica, (Plasmet, 2010), este material apresenta uma temperatura de fusão aproximadamente de 265 °C (Romão et al., 2009). Como

propriedades físicas, pode-se apresentar com várias cores, podendo também ser opaco, translúcido ou transparente (Plasmet, 2010).

Por fim, na Tabela 1.4 é apresentada uma síntese sobre elementos referentes ao PET.

Tabela 1.4 - Características do PET (adaptado de Goodfellow, 2003).

Propriedades Mecânicas	
Coeficiente de Atrito	0,20 - 0,40
Dureza Rockwell	M94 - 101
Resistência ao impacto Izod [Jm^{-1}]	13,00 - 35,00
Coeficiente de Poisson	0,37-0,44 (orientado)
Módulo de elasticidade [GPa]	0,40/0,20
A resistência à tracção [MPa]	80,00
Propriedades Físicas	
Densidade [g/cm^3]	1,30 - 1,40
Inflamabilidade	Auto-Extinguível
Limitação do índice de oxigénio [%]	21,00
Índice de Refracção	1,58-1,64
Resistência aos Ultravioleta	Bom
Absorção de água - Equilíbrio [%]	<0,70
Absorção de água - após 24 horas [%]	0,10

Capítulo 2

2 - METODOLOGIA

2.1 Introdução

No desenvolvimento deste trabalho foram seguidas 3 grandes etapas, que serão descritas com maior detalhe nos próximos parágrafos.

Resumidamente, a metodologia aqui aplicada divide-se em:

- Pesquisa Bibliográfica;
- Ensaio laboratoriais;
- Análise dos resultados.

O esquema da Figura 2.1 apresentado em seguida descreve de uma forma resumida e pormenorizada as etapas e os passos seguidos, referidos neste item e descritos ao longo deste capítulo.

Os ensaios de laboratório foram realizados em provetes de areia simples (sem mistura), em provetes de areia misturada com resíduos de PET, e ainda em algumas situações em provetes de resíduos de PET apenas.

No presente estudo, o PET foi proveniente de garrafas de Coca-Cola em exclusivo, por uma questão de se obter maior rigor possível nas comparações de resultados, isto porque há uma grande variedade de garrafas de PET, em especial no seu formato e rugosidade do material, situação que influencia em especial o desempenho do ângulo de atrito do conjunto solo-PET. Assim optou-se apenas por garrafas de Coca-Cola, tendo ainda em consideração que dentro da indústria dos refrigerantes, a nível mundial, esta garrafa é uma das mais abundantes e portanto muito disponível como resíduo potencialmente reaproveitado.

As garrafas inteiras, incluindo a rolha e o rótulo, foram trituradas num britador clássico de rocha dura do tipo de maxilas que está mostrado na Figura 2.2.

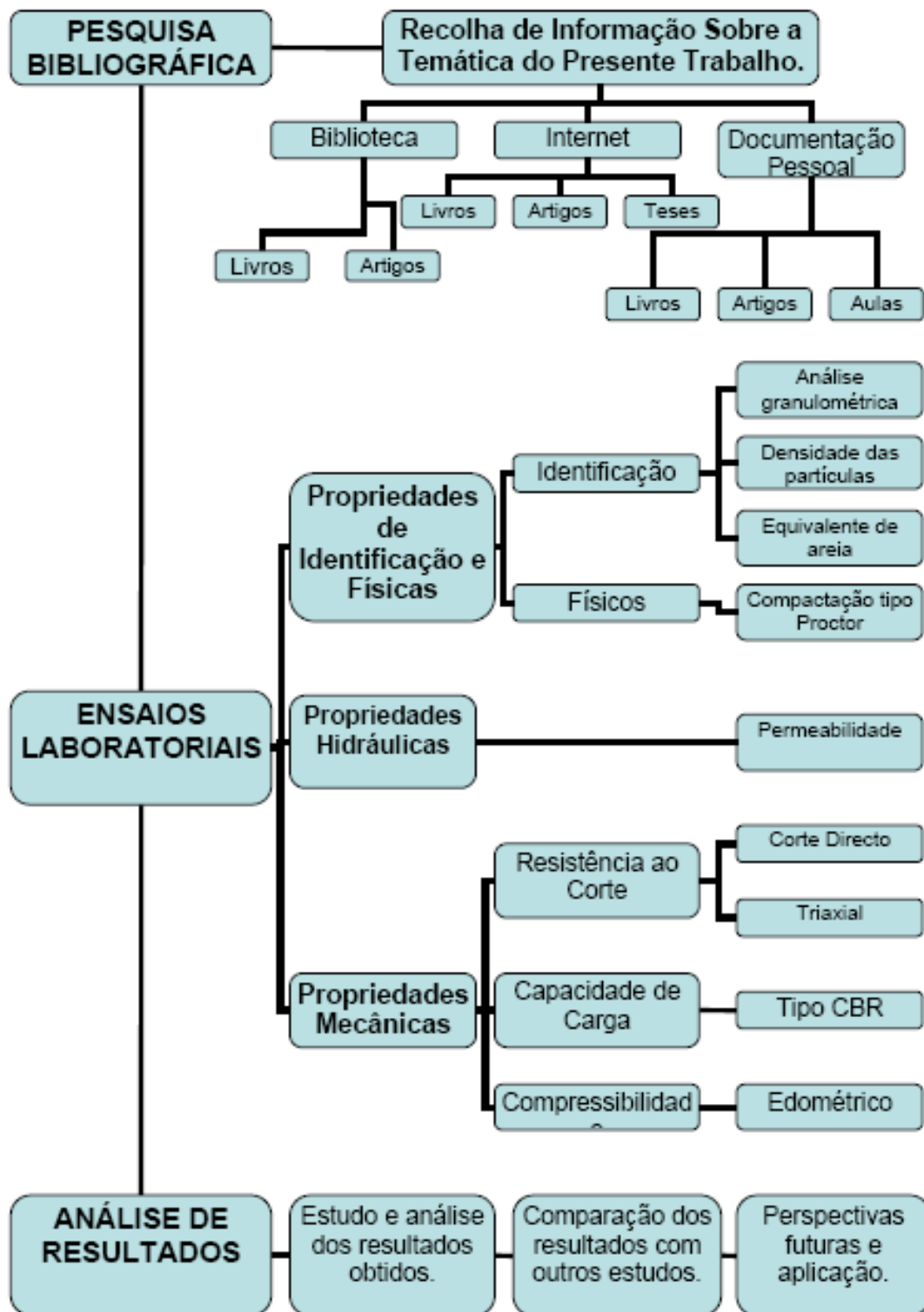


Figura 2.1 Esquema da metodologia aplicada.

Ainda relativamente às várias etapas seguidas, é de referir que existiu um trabalho de campo, mas este consistiu apenas na recolha das amostras de areia com o auxílio de uma pá e colocadas em vários sacos plásticos, a partir da Praia da Barra (Figura 2.3), sem qualquer tipo de tratamento ou cuidado especial aquando da recolha e transporte deste material.

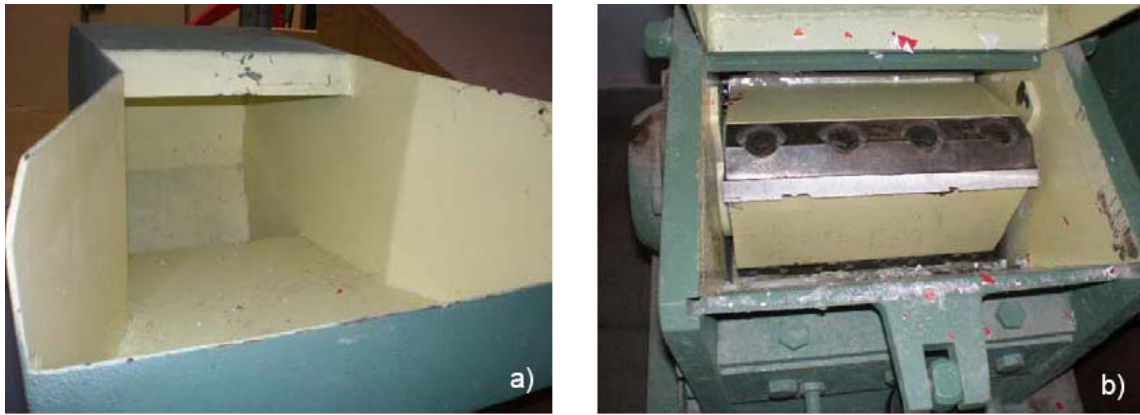


Figura 2.2 - Britador de maxilas: a) entrada para a colocação das garrafas; b) maxilas de trituração.



Figura 2.3 - Localização geográfica: a) mapa de Portugal; b) distrito de Aveiro; c) praia da Barra, (adaptado de Google Earth 2010).

2.2 Pesquisa Bibliográfica

A pesquisa bibliográfica foi realizada com o recurso a 3 grupos de fontes:

1. a biblioteca da Universidade da Beira interior;
2. a Internet;
3. a documentação pessoal.

Na biblioteca da Universidade da Beira Interior, foram procurados essencialmente livros relacionados com os temas abordados neste trabalho, por forma a recordar conceitos adquiridos durante a licenciatura e adquirir novos conhecimentos sobre estudos já realizados, nomeadamente nas áreas de reforço de solos, em especial no micro-reforço, tema no qual se centra todo este trabalho e também sobre o *politereftalato de etileno* (PET). Ainda na biblioteca foram também feitas pesquisas de artigos em jornais e revistas da especialidade.

O recurso da Internet serviu para a pesquisa de livros e artigos, tal como na biblioteca, mas também para a procura de teses e outra documentação referente ao tema desta dissertação.

Na documentação pessoal, foi feito uso essencialmente do material e informação recolhida aquando da frequência da licenciatura em Engenharia Civil/Ramo de Geotecnia, de revistas e jornais provenientes da SPG - Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

2.3 Ensaios Laboratoriais

No decorrer do presente trabalho, foram realizados os ensaios laboratoriais para a identificação e determinação de parâmetros físicos (análise granulométrica; densidade das partículas; compactação tipo Proctor; equivalente de areia), determinação da permeabilidade (em permeâmetro de carga constante), determinação da resistência ao corte (ensaio de corte directo, ensaio triaxial), determinação da capacidade de carga (ensaio tipo CBR) e determinação da compressibilidade (ensaio edométrico).

Os ensaios realizados podem assim dividir-se em três grupos, como foi já mostrado no esquema da Figura 2.1:

- propriedades físicas;
- propriedades hidráulicas;
- propriedades mecânicas.

Os ensaios laboratoriais foram todos realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura (DECA) da Universidade da Beira Interior (UBI).

As amostras foram separadas também nos seguintes grupos:

- areia de duna pura (sem resíduos de PET) - (AD);
- areia de duna com 3% de PET misturado - (AD3);
- areia de duna com 5% de PET misturado - (AD5);
- PET puro - (PET).

Os ensaios mencionados na Figura 2.1 foram quase na totalidade realizados nestes quatro grupos de amostras, com a excepção principal dos ensaios triaxiais, os ensaios de compactação tipo Proctor e os ensaios tipo CBR, não foram efectuados nos resíduos de PET puro devido a dificuldades operacionais.

O motivo pelo qual, sempre que possível, foram realizados ensaios com as amostras constituídas unicamente por resíduo de PET, foi para um conhecimento mais profundo deste material isolado, relativamente ao seu comportamento e parâmetros físicos e mecânicos enquanto granulado tipo “solo”.

Os ensaios na areia de duna pura serviram também para comparar os resultados obtidos em laboratório com os dados recolhidos da bibliografia pesquisada e outros estudos já realizados com este tipo de material.

Na Tabela 2.1 está apresentado um resumo dos ensaios realizados e respectiva quantidade, nos diferentes grupos de amostras.

Relativamente à preparação das amostras, estas foram moldadas e montadas de acordo com os objectivos de cada ensaio em causa e com os cuidados e recomendações que as normas, especificações e bibliografia indicam.

A mistura da areia com o PET foi realizada em tabuleiros próprios para o efeito (Figura 2.4), sendo estes dois materiais misturados com o auxílio de uma espátula, por forma a formar uma mistura mais homogénea e distribuída possível, isto é, por forma às percentagens dos dois materiais serem as mesmas em “todos” os pontos. Dadas as características destes materiais, a execução desta mistura não apresentou quaisquer dificuldades ou contratemplos.

Tabela 2.1 - Ensaio realizados nos diferentes grupos de amostras.

Ensaio	Número de Ensaio Realizados por Grupo de Amostra			
	Areia de Duna Pura	PET Puro	Areia de Duna com 3% de PET	Areia de Duna com 5% de PET
Granulometria	1	1	1	1
Densidade das Partículas	1	3	1	1
Compactação	1	-	2	2
Equivalente de Areia	2	2	-	-
Permeabilidade	1	1	1	1
Corte Directo	5	6	6	3
Triaxial	3	3	3	-
Determinação do CBR	3	3	4	-
Edométrico	2	2	2	1
Total	19	21	20	9
	69			



Figura 2.4 - Imagens sobre preparação de provetes em diferentes situações: a) areia pura; b) areia com resíduo de PET em 3%; c) areia com resíduo de PET em 5%; d) resíduo de PET puro; e) e f) em mistura com diferentes humidades.

2.3.1 Propriedades de identificação e físicas

A caracterização de um solo inicia-se usualmente pela sua análise granulométrica e pela determinação dos limites de consistência, salientando-se que estes últimos, não foram aplicados ao solo em estudo por este se tratar de um solo puramente arenoso, sem “finos”, isto é sem partículas de silte e argilas.

Neste grupo integraram-se ainda a “densidade das partículas, o “equivalente de areia” e os ensaios de compactação tipo Proctor.

2.3.1.1 Análise granulométrica

A granulometria do solo é uma propriedade muito importante, uma vez que esta é fundamental para determinar o seu comportamento mecânico.

Os solos granulares puros (sem finos), como os cascalhos, seixos e areias, são solos nos quais, não existem quaisquer tipos de ligações entre as partículas que os constituem, assim são solos sem coesão (incoerentes). Desta forma, a sua resistência irá depender unicamente do atrito que se gera entre as partículas (Figura 2.5) constituintes dos mesmos, sendo as forças a que estes solos estão sujeitos, transmitidas pelos pontos de contacto das mesmas (Figura 2.6).

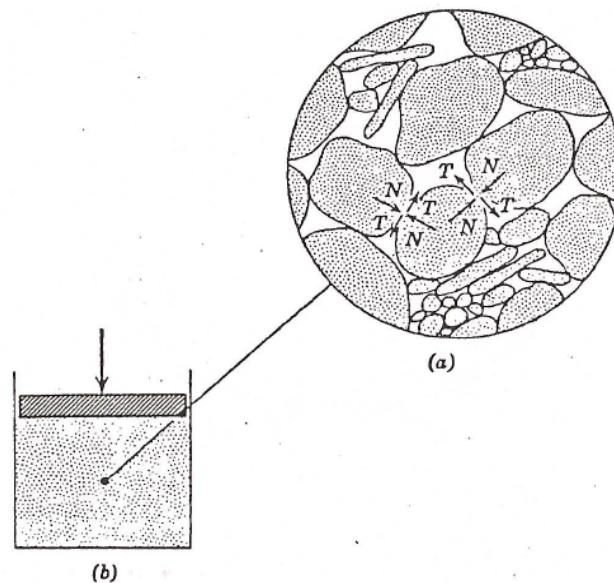


Figura 2.5 - Esforços interpartículas, (Silva Cardoso, 1987).

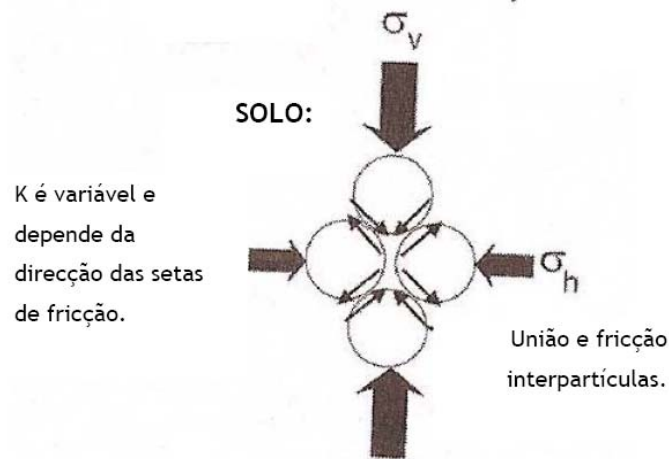


Figura 2.6 - Contacto entre as partículas constituintes do solo (adaptado de Handy e Spangler, 2007).

Em função das dimensões dos grãos que constituem o solo, assim serão os arranjos possíveis que estes poderão receber. Nos solos bem graduados, com uma grande variedade de partículas de diversos tamanhos, quando sujeitos a cargas irão sofrer menos deformações, pois devido à grande variação na dimensão das partículas, quando reorganizadas, estas irão preencher uma grande percentagem dos vazios existentes. O contrário se passa nos solos mal graduados, onde não existe uma grande variedade na dimensão das partículas, ficando assim uma maior quantidade de vazios por preencher.

Dadas as dimensões “relativamente grandes” das partículas constituintes das areias, a sua análise granulométrica é feita através de peneiração, uma vez que a malha do peneiro nº 200 (a malha mais apertada da série ASTM, com diâmetro de 0,074) é muito próxima da dimensão para o limite inferior da areias, considerando-se a restante fracção de solo como um todo, designada por finos, e constituída essencialmente por argilas e siltes, dependendo do tipo de solo.

Para efeitos de melhoramento das características mecânicas destes solos, quando se usam as técnicas de compactação, pelo exposto previamente, será fácil de compreender que quanto melhor for a graduação do solo, maior será a melhoria conseguida.

A realização do ensaio de análise granulométrica seguiu a especificação do LNEC E196 de 1966 (LNEC, 1996a).

Na Figura 2.7 e na Figura 2.8 apresenta-se respectivamente uma imagem de peneiração por agitação mecânica e os diferentes provetes em fase de ensaio.



Figura 2.7 - Ensaio de análise granulométrica.



Figura 2.8 - Ensaio de análise granulométrica: a) areia de duna pura; b) areia com 3% de PET; c) areia com 5% de PET; d) PET puro.

2.3.1.2 Densidade das partículas

A bibliografia consultada aponta para valores de densidade das partículas constituintes dos solos, dentro de intervalo de 2,6 a 2,8 (Cernica, 1995) ou de 2,6 a 2,9 (Das, 2007), orientando para o caso particular das areias valores muito próximos dos 2,65.

O ensaio para a determinação da densidade das partículas foi realizado de acordo com o descrito na NP 83 de 1965 (NP, 1965). Na Figura 2.9, apresentam-se alguns momentos do decorrer dos ensaios deste tipo efectuados nos materiais em estudo.



Figura 2.9 - Ensaio de determinação da densidade das partículas: a) calibração do “picnómetro”; b) provete no “picnómetro”; c) extracção do ar por ebulição.

2.3.1.3 Compactação tipo Proctor

Matos Fernandes (1994) define compactação, como sendo um “processo pelo qual a massa de solo constituída por partículas sólidas, água e ar vê reduzida o seu índice de vazios por redução do volume da sua fase gasosa conseguida à custa da aplicação de repetidas cargas”.

A compactação dos solos vai conferir uma densificação dos mesmos, através da aplicação de uma energia por meio de cargas estáticas ou dinâmicas. Esta densificação ocorre devido ao rearranjo das partículas que o constituem e também pela expulsão do ar e água existente nos vazios.

A compactação dos solos confere-lhes uma melhoria das suas propriedades, tais como o aumento da resistência ao corte (através do aumento do ângulo de atrito interno), diminuição da permeabilidade e deformabilidade (através da diminuição do numero de vazios).

Os ensaios de compactação de acordo com o descrito na E197 de 1966 (LNEC, 1966b). Aquela especificação aponta para 4 formas diferentes de realizar este ensaio; compactação leve em molde pequeno, compactação leve em molde grande, compactação pesada em molde pequeno e compactação pesada em molde grande.

A energia de compactação pode ser determinada através da equação (1) (*in* Ferreira Gomes, 1992).

$$EC = \frac{Phnc}{V} \quad (1)$$

com:

- P, o peso do pilão;
- h, a altura de queda do pilão;
- n, o número de pancadas;
- c, o número de camadas;
- V, o volume interno do molde.

Salienta-se que por vezes alguns investigadores efectuam ensaios com energias diferentes das que correspondem aos 4 tipos de compactação clássicos.

Os ensaios de compactação no presente trabalho foram realizados apenas para os ensaios de Proctor Normal (leve em molde pequeno), nos quais a energia de compactação aplicada (calculada de acordo com a equação (1)) é de 5,96 kg.cm/cm³. A Figura 2.10 apresenta algumas imagens sobre esses ensaios.



Figura 2.10 - Ensaio de compactação de Proctor: a) molde pequeno com amostra a ensaiar; b) compactação manual através da aplicação da energia de compactação.

2.3.1.4 Equivalente de areia

Este é um ensaio muito pouco referenciado na bibliografia do domínio da Mecânica dos Solos internacional, ou até mesmo inexistente.

De acordo com a pesquisa realizada pode-se dizer mesmo que este apenas é aplicado para as obras de estrada, podendo-se encontrar alguma informação na bibliografia desta área, e algumas referências em cadernos de encargos de obras portuguesas. Em Portugal, este ensaio é realizado seguindo a especificação E 199 (LNEC, 1967b), estando também normalizado no Brasil.

De acordo com a referida especificação, seguida no presente trabalho, este tem a finalidade de exprimir “convencionalmente a quantidade e qualidade de elementos finos plásticos existentes num solo”.

O resultado deste ensaio vem expresso em percentagem, o que significa que podem-se obter resultados de 0% a 100%, para as argilas e areias, respectivamente.

O equivalente de areia é determinado com auxílio da fórmula (2) e segundo o esquema mostrado na Figura 2.11.

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (2)$$

com:

- EA, o valor de Equivalente de Areia;
- h_1 , a altura de areia sedimentada;
- h_2 a altura onde acabam os finos em floculação e começa a zona da solução límpida.

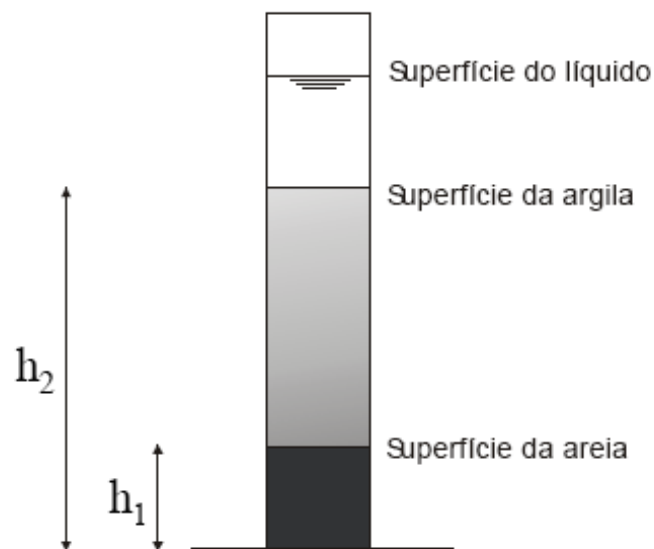


Figura 2.11 - Esquema do ensaio de Equivalente de Areia (adaptado de Branco et al., 2008)

Na Figura 2.12 apresenta-se uma imagem sobre um dos ensaios efectuados no presente trabalho.



Figura 2.12 - Ensaio equivalente de areia.

2.3.2 Propriedades hidráulicas

A presença de água no solo é um aspecto essencial a ter em conta nos trabalhos de geotecnia. A quantidade de água que é permitida, ou que se pretende que atravesse o solo de uma determinada obra é função do tipo de obra a executar, como é o exemplo de barragens de terra, assim como a forma como a presença de água pode afectar a estabilidade de taludes, sejam eles naturais ou de escavação, a deficiente drenagem de muros de suporte, entre outros(as).

A permeabilidade é a capacidade de um determinado solo se deixar atravessar pela água, sendo função essencialmente da porosidade do solo e das ligações entre os vários poros. A variação da permeabilidade é inversamente proporcional ao grau de compactação do solo.

O coeficiente de permeabilidade (k) pode ser determinado a partir de ensaios laboratoriais, por meio de fórmulas semi-empíricas, através de correlações ou através de ensaios “in situ”, (Matos Fernandes, 1994).

No presente trabalho, usou-se em laboratório um permeâmetro de carga constante, com a determinação do coeficiente de permeabilidade, a partir da equação (3), que é apresentada em vários livros da literatura como por exemplo Bowles (1988) e Das (2007).

$$k = \frac{V \times L}{A \times h \times t} \quad (3)$$

com:

- V , o volume de água num determinado tempo t ;
- L , a altura da amostra;

- A, a área da amostra;
- h, a altura entre o nível da água e a saída de água que atravessa a amostra.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados em todos os tipos de provetes em estudo, apresentando-se algumas imagens sobre a realização deste ensaio no granulado de resíduo de PET na Figura 2.13.

Na bibliografia podem-se encontrar ainda muitas expressões empíricas, que permitem obter o coeficiente de permeabilidade, a partir de vários índices granulométricos e ou físicos:

- ▶ Terzaghi (in Matos Fernandes, 1994);

$$k = 20000 \times e^2 \times D_{10}^2 \quad (4)$$

- ▶ Chapius (2004, in Das, 2007);

$$k = 2,4622 \times \left[D_{10}^2 \times \frac{e^3}{(1+e)} \right]^{0,7825} \quad (5)$$

Os respectivos autores fazem ainda referência a dois pontos comparativamente a estas fórmulas empíricas; o primeiro trata-se da não aplicabilidade destas fórmulas para solos coesivos com partículas de dimensões extremamente pequenas e com um índice de vazios bastante baixo. Depois é também o facto de os resultados obtidos a partir destas fórmulas, mesmo para solos granulares não darem valores muito precisos.

Na literatura da especialidade são apresentadas também algumas tabelas relativamente ao coeficiente de permeabilidade dos solos e sua classificação quanto a este parâmetro. São exemplo de tal situação os casos que se apresentam na Tabela 2.2, Tabela 2.3 e Tabela 2.4.



Figura 2.13 - Ensaio de permeabilidade em permeâmetro constante (PET): a) vista geral do ensaio de permeabilidade; b) montagem do provete; c) ensaio a decorrer em granulado de resíduo de PET.

Tabela 2.2 - Coeficientes de permeabilidade típicos (adaptado de Matos Fernandes, 1994).

Tipo de Solo	k [m/s]
Seixos Limpos	$>10^{-2}$
Areia Grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia Média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia Fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia Siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

Tabela 2.3 - Grau de permeabilidade dos solos (adaptado de Matos Fernandes, 1994).

Grau de Permeabilidade	k [m/s]
Alto	$>10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito Baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente Impermeável	$< 10^{-9}$

Tabela 2.4 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade (adaptado de Dunn et *al.*, 1980).

Tipo de Solo	k [m/s]
Seixo	$>10^{-2}$
Areia	$10^{-2} - 10^{-7}$
Silte	$10^{-7} - 10^{-9}$
Argila	$< 10^{-9}$

2.3.3 Propriedades mecânicas

2.3.3.1 Resistência ao corte

A resistência ao corte, no âmbito da engenharia, é uma das propriedades mais importantes do solo, pois é uma das propriedades fundamentais para a maioria das obras, porque dela depende a capacidade de suporte do solo. Simons e Menzies (1981), definem resistência ao corte do solo como “a tensão de corte máxima que pode ser aplicada à estrutura do solo naquela direcção”, referindo Coelho (1996) que “ a máxima carga que pode ser transmitida ao solo pela fundação depende da resistência desse solo às deformações por corte”.

Sempre que é executada uma obra, seja ela de que tipo for, o solo/maciço ou aterro que lhe serve de base será sujeito a solicitações resultantes das cargas que provêm da obra em causa. Desta forma, a fracção de solo sujeita a estas solicitações, em função da sua resistência e capacidade de suporte, irá responder a essas mesmas solicitações. Assim, e transcrevendo Handy e Spangler (2007), “ a resistência do solo, é grandemente uma questão de resistência ao corte, quer o solo se encontre a romper debaixo da fundações de um edifício, ou seja num deslizamento de terras de um talude”.

Nos solos granulares, as forças que resistem ao corte dos mesmos são as forças de atrito que se geram entre as partículas que constituem o solo quando este é submetido a cargas externas, como foi já referido do item 2.3.1 e mostrado na Figura 2.5 e Figura 2.6.

2.3.3.1.1 Ensaio de corte directo

Na bibliografia consultada, quase todos os autores fazem menção a este ensaio, como sendo o mais antigo para a determinação dos parâmetros de resistência do solo, mencionando inclusive Cernica (1995), Ortigao (1995) e Andrade Pais (2007), cuja origem destes conceitos remontam a 1776. A vantagem deste ensaio reside em simular e permitir o cálculo dos parâmetros mecânicos em cortes cisalhantes com superfície de rotura imposta, sejam por exemplo a rotura de taludes, a rotura numa superfície fronteira entre dois materiais fronteira entre outros.

Os ensaios de corte directo foram realizados na máquina de corte directo (Figura 2.14), de marca CONTROL, a qual está equipada com um anel dinamométrico de capacidade de 2,00kN, e permite o uso de duas caixas de corte circulares com as áreas de 28,27cm² e 78,53cm², tendo sido esta ultima, a utilizada na a realização dos ensaios. A altura das amostras ensaiadas foi de aproximadamente 2,60cm.

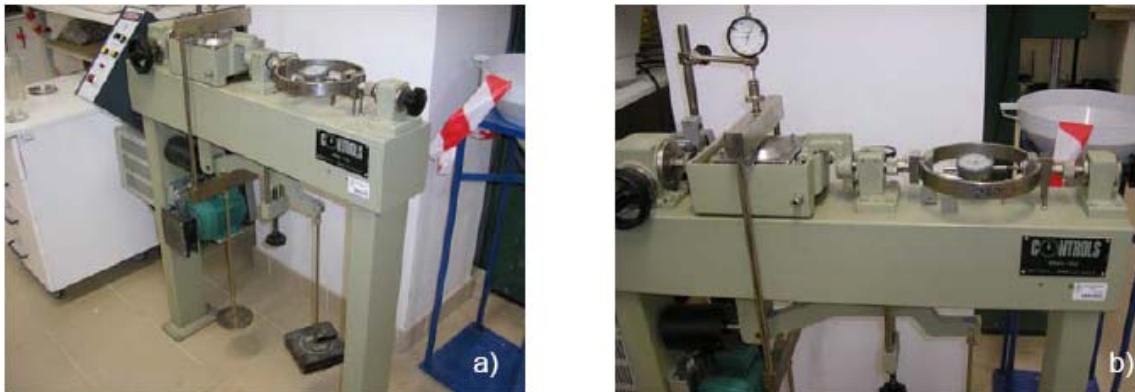


Figura 2.14 - Equipamento de corte directo: a) máquina de corte directo; b) máquina de corte directo (parte superior).

Para todos os ensaios, as amostras foram consolidadas e sujeitas ao corte em condições saturadas, com uma velocidade constante de 1,00mm/min.

A metodologia para a realização deste ensaio é apresentada mais detalhadamente por Mandal e Divahikar (1995), Ortigao (1995) e Das (2007).

Assim muito de uma forma simplificada e resumida, e uma vez que este ensaio se encontra descrito em pormenor na bibliografia consultada, como já mencionado, apresenta-se simplesmente uma breve alusão ao mesmo.

Para a realização do ensaio de corte directo preparam-se 3 a 4 provetes, ou eventualmente mais, cada um a ensaiar com tensões normais diferentes. Estes são depois submetidos a duas fases: a fase de consolidação e a fase de corte. A fase de consolidação como o próprio nome indica, permite que o solo fique sujeito a uma tensão normal (vertical) estática e constante, durante um determinado período de tempo; a fase de corte, com a tensão normal igual ou não à tensão normal da fase de consolidação, dependendo dos objectivos, permite em especial determinar a evolução das tensões tangenciais, e em especial as que correspondem ao momento de rotura. Para cada tensão normal, corresponde-lhe uma tensão tangencial na rotura; isto é, ter-se-á tantos pares de valores “tensão normal x tensão tangencial” quantos provetes realizados.

Na preparação do provete, no presente estudo, usou-se a caixa de corte apresentada na Figura 2.15a), a qual é dividida em duas meias caixas, de forma a permitir a aplicação de uma tensão de corte constante à amostra em estudo, através do deslocamento da metade inferior

que se encontra dentro de uma outra caixa (Figura 2.15b), onde também se pode colocar água que permite a realização deste ensaio em condições saturadas.



Figura 2.15 - Elementos sobre a caixa de corte directo: a) vista sobre a caixa de corte propriamente dita; b) observação da caixa de corte, no interior de uma caixa externa com água para permitir ensaios em situação submersa.

A preparação do provete, foi feita em três camadas aproximadamente iguais, tendo sido sempre tido o cuidado que nenhuma destas camadas coincidissem com o plano de corte, tendo sido ligeiramente compactadas, apenas de forma a ajustar o provete à caixa. Este processo é mostrado na Figura 2.16.

Os registos dos deslocamentos verticais na fase de consolidação foram efectuados a partir do deflectómetro vertical instalado no sistema ligado ao topo do provete, como mostra a Figura 2.17.

Na fase de corte, os registos para obter a tensão de corte são feitos no deflectómetro que está a acoplado ao anel dinamométrico (Figura 2.17), as leituras do deslocamento horizontal são realizadas no deflectómetro associado à caixa externa que sofre deslocamento horizontal a velocidade aproximadamente constante, e os registos dos deslocamentos verticais do provete são medidos através do mesmo deflectómetro que já mediu na fase de consolidação.

Foram ensaiados 5 provetes para os casos das amostras de areia de duna pura, de areia de duna misturada com 3% de resíduos de PET, e de areia de duna misturada com 5% de resíduos de PET, e 3 provetes no caso das amostras de resíduos de PET puro.

A fase de consolidação durou cerca de 30 minutos, sendo de duração relativamente curta, em relação ao que é comum por exemplo acontecer em argilas, pois uma vez que a consolidação nas areias ocorre de forma praticamente instantânea, não houve a necessidade de esperar mais tempo uma vez que os assentamentos já tinham terminado ao fim daquele período de tempo.

Terminada a fase de consolidação, passou-se à fase de corte, esta realizada com uma tensão normal, igual à aplicada na fase de consolidação, com valores entre 47,62kPa e 353,45 kPa.



Figura 2.16 - Moldagem do provete na caixa de corte: a) primeira camada com o solo solto; b) primeira camada ligeiramente compactada não coincidente com o plano de corte; c) e d) segunda e terceira camada depois de ligeiramente compactadas.

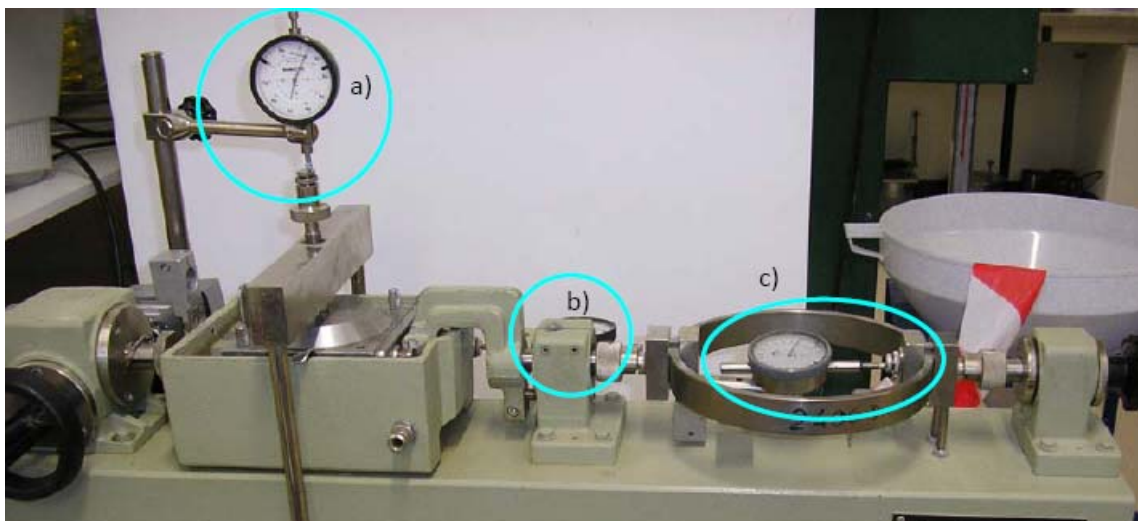


Figura 2.17 - Detalhes da máquina de corte directo - deflectómetros: a) vertical; b) horizontal para registos de deslocamento horizontal; c) horizontal associado ao anel dinamométrico para registo da força de corte.

2.3.3.1.2 Ensaio triaxial

O ensaio triaxial é actualmente o ensaio mais utilizado em laboratório para a determinação dos parâmetros de resistência ao corte dos solos (Matos Fernandes, 1994). Este ensaio, de acordo com Andrade Pais (2007), foi primeiramente descrito de uma forma detalhada por Bishop e Henkel em 1962.

Este ensaio, genericamente tem duas fases, a fase de consolidação e a fase de corte. As metodologias usualmente seguidas são do tipo CD, ensaio consolidado na primeira fase e drenado na segunda fase; CU, consolidado na primeira fase e não drenado na segunda fase; e UU, não consolidado na primeira fase e não drenado na segunda fase. A metodologia seguida neste trabalho foi do tipo CD, tendo ensaiado 3 provetes para cada material com excepção do resíduo de PET.

Neste caso há a particularidade das amostras a ensaiar serem de forma cilíndrica, e serem ensaiadas no interior de uma câmara, para poder conter um fluido capaz de a partir do mesmo impor ao provete tensões de confinamento de modo isotrópico ou anisotrópico. A fase de corte é obtida com auxílio de uma prensa clássica de compressão, que permite proceder ao carregamento com uma deformação controlada, ou seja o acréscimo da tensão principal máxima ($\Delta\sigma_1$), conhecendo-se ainda tensão principal mínima, ou de confinamento (σ_3), a pressão de água nos poros no interior do provete, o que permite ter a formulação do problema em termos de tensões efectivas, e ainda projectar caminhos de tensão de acordo com a obra ou tipo de carregamento a solicitar o solo.

Uma vez que na bibliografia se podem encontrar descrições bastante detalhadas e pormenorizadas, apresentam-se no presente trabalho apenas alguns aspectos considerados principais.

Cada provete de forma cilíndrica (Figura 2.18a), com uma proporção de $H/D=2$, de dimensões no presente trabalho de $H=0,20m$, é envolvido por uma membrana de látex (Figura 2.18b), de modo a fazer a fronteira de separação do solo com um líquido envolvente ao provete (Figura 2.18c). O provete é assim submetido a uma pressão confinante, através do líquido no interior da câmara, podendo a partir desta situação se processar a primeira fase do ensaio. Satura-se a amostra e de seguida consolida-se para a tensão de confinamento pré definida.

O provete na fase, é então levado à rotura por meio de tensão axial aplicada por meio de um êmbolo (Figura 2.18d), o qual no presente estudo se associa a um transdutor que mede os esforços que a amostra está a ser submetida.

Uma imagem do conjunto completo dos ensaios triaxiais realizados no presente trabalho, apresenta-se na Figura 2.19. Salienta-se que além da câmara triaxial, que alberga no seu interior a amostra, existem outros dispositivos complementares mas imprescindíveis ao ensaio (Figura 2.20).

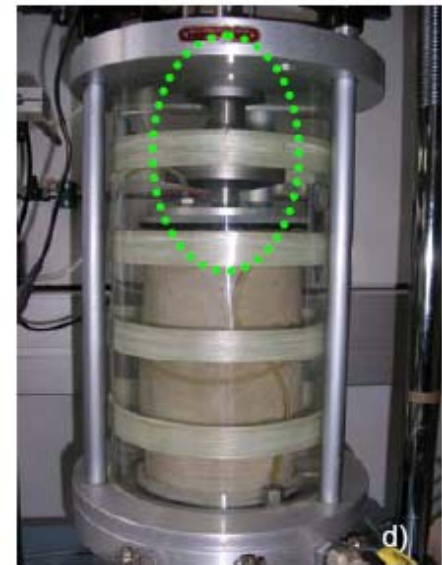


Figura 2.18 - Ensaio triaxial: a) preparação de provete de areia com 5% de PET; b) provete envolvido por uma membrana de látex; c) colocação da água na câmara de pressão; d) aplicação da tensão axial através do embolo no topo do provete.

Sobre a preparação dos provetes, como descreve Andrade Pais (2007), a montagem dos mesmos para a realização deste tipo de ensaios, de uma forma sintética, aponta para a compactação do solo com o teor de humidade óptimo num molde bipartido, a extracção deste para um outro molde e por fim a sua colocação na base do equipamento de realização dos ensaios triaxiais. Mas para a realização destes ensaios em solos granulares do tipo do estudado no presente trabalho, já não se mostra viável nem possível, uma vez que este solo não possui coesão, de modo a permitir as mudanças da posição do provete, pois qualquer toque ou oscilação pode desmontar/derrubar toda a estrutura cilíndrica da amostra.

Assim, para a realização destes ensaios no solo em estudo teve de se procurar uma forma de se poderem montar os provetes, protegendo-os assim de grandes oscilações ou vibrações que pudessem ocorrer durante o processo de colocação deste na base do equipamento do triaxial.



Figura 2.19 - Esquema geral do equipamento do ensaio triaxial.

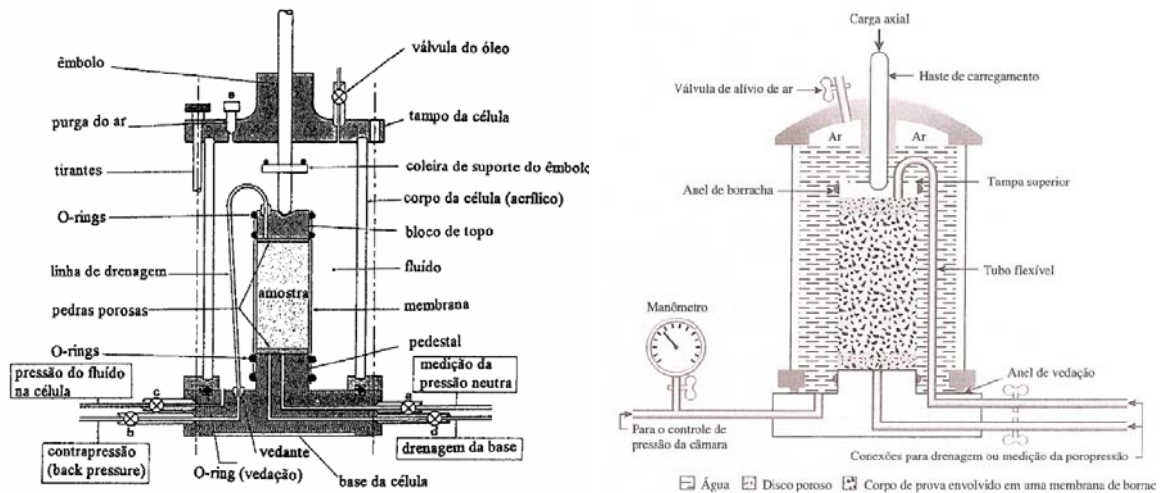


Figura 2.20 - Esquema do ensaio triaxial: a) Matos Fernandes (1994); b) Bishop e Bjerrum (1960, *in Das*, 2007).

Como mostra a Figura 2.21, a montagem destes provetes foi realizada manualmente num molde bipartido (Figura 2.21a) (com 20cm de altura e 10cm de diâmetro) colocado em cima de uma placa de vidro, através da compactação ligeira do solo em pequenas camadas com auxílio de um pequeno pilão (Figura 2.21b). Após o preenchimento completo do molde com o provete ou amostra a ensaiar, foi colocado no seu topo uma folha de papel vegetal e uma placa porosa (Figura 2.21c). Aqueles elementos permitiam então colocar o provete no pedestal da base da câmara triaxial, rodando todo o conjunto de modo a ficar a pedra porosa na base da amostra (Figura 2.21d). Só aquando da colocação da amostra na base do triaxial é que era então removido o molde muito cuidadosamente para a amostra não entrar em colapso.



Figura 2.21 - Detalhes sobre preparação do provete para o ensaio triaxial: a) molde bipartido; b) compactação cuidada de uma forma manual do provete; c) colocação do papel vegetal e pedra porosa no topo do provete; d) colocação do provete no pedestal da câmara triaxial.

Colocada a amostra no equipamento do triaxial já sem o molde foi então colocada a membrana de protecção, tendo sido em seguida colocado outra folha de papel vegetal, outra placa porosa no topo da amostra e ainda por cima a placa onde vai actuar a força normal durante a realização do ensaio e por fim, os “o-rings” de modo a garantir estanquicidade entre o interior e exterior do provete.

Após toda esta preparação e finalmente com a amostra colocada e a câmara do aparelho triaxial fechada procedeu-se então aos ensaios. Encheu-se a câmara com água, passando-se em seguida à fase da saturação da amostra.

A saturação da amostra consiste em preencher os vazios de ar que existem na amostra, expulsando-o para o exterior e substituindo-o por água. Para a realização desta etapa procedeu-se ao aumento da pressão no interior da câmara, o que significa que foram aumentados os valores de σ_3 , e procede-se à verificação da pressão da água nos poros, ou seja o Δu . Deste processo calcula-se o parâmetro de Skempton através da fórmula seguinte (*in Andrade Pais, 2007*):

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (6)$$

com:

- A e B são os parâmetros de Skempton;
- $\Delta\sigma_3$ é a variação da pressão na célula;
- Δu é a pressão de água nos poros;
- $\Delta\sigma_1$ é a variação da pressão no embolo de carga.

Black e Lee (1973, *in* Das, 2007) apresenta a Tabela 2.5 para os valores os valores teóricos de B para a saturação completa dos diferentes tipos de solo.

Tabela 2.5 - Valores teóricos de B em Saturação Completa (Black e Lee, 1973 *in* Das, 2007)

Tipo de Solo	Valor Teórico
Argila mole normalmente consolidadas	0,9998
Argilas e siltes moles pouco consolidadas	0,9988
Argilas duras sobreconsolidadas e areias	0,9877
Areias muito compactas e argilas muito duras sob altas pressões de confinamento	0,9130

Estando a amostra completamente saturada, passa-se então à fase de consolidação da mesma. Nesta fase, foram instaladas as tensões efectivas de confinamento isotrópico, com as quais se realizou a fase de corte. As tensões aplicadas foram para os três grupos de amostras ensaiadas de 50kPa, 100kPa e 200kPa. Esta fase, visto se estar a trabalhar com areia, e como foi já referido no ensaio de corte directo relativamente a esta mesma fase, foi relativamente rápida quando comparado com outros tipos de solos, como por exemplo nos casos das argilas.

Terminada a consolidação da amostra passou-se à fase de corte. Aqui foi aplicada uma velocidade de corte baseada na expressão (7) apresentada por Berre *et al.* (1995, *in* Andrade Pais, 2007), mas também foi feita uma adaptação destas velocidades de acordo com a observação e experiência que foi adquirida ao longo da realização deste mesmos ensaios.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{(H_0 - \Delta H_c) \times \varepsilon_{1f}}{F \times t_{50}} \quad (7)$$

com:

- ΔH_c é a variação da altura do provete durante a consolidação;
- H_0 é a altura do provete;

- t_{50} é o tempo necessário para atingir 50% da consolidação primária;
- ε_{1f} é a extensão axial para se atingir a rotura; F é o factor dependente do tipo de teste e drenagem que correspondem a 95% da dissipação da pressão de água nos poros, de acordo com a Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Factor F para o calculo da razão dos incrementos de carga (Berre et al. (1995) in Andrade Pais (2007).

Condições de drenagem durante a consolidação	Valores de F	
	Não Drenado (U)	Drenado (D)
Por um dos lados	2,1	34
Ambos	8,4	34
Superfície radial e um lado	7,2	56
Superfície radial e dois lados	9,2	64

Como exemplos, na Figura 2.22 apresentam-se imagens sobre diferentes momentos do decorrer dos ensaios, na fase de corte, dos solos ensaiados no presente trabalho.

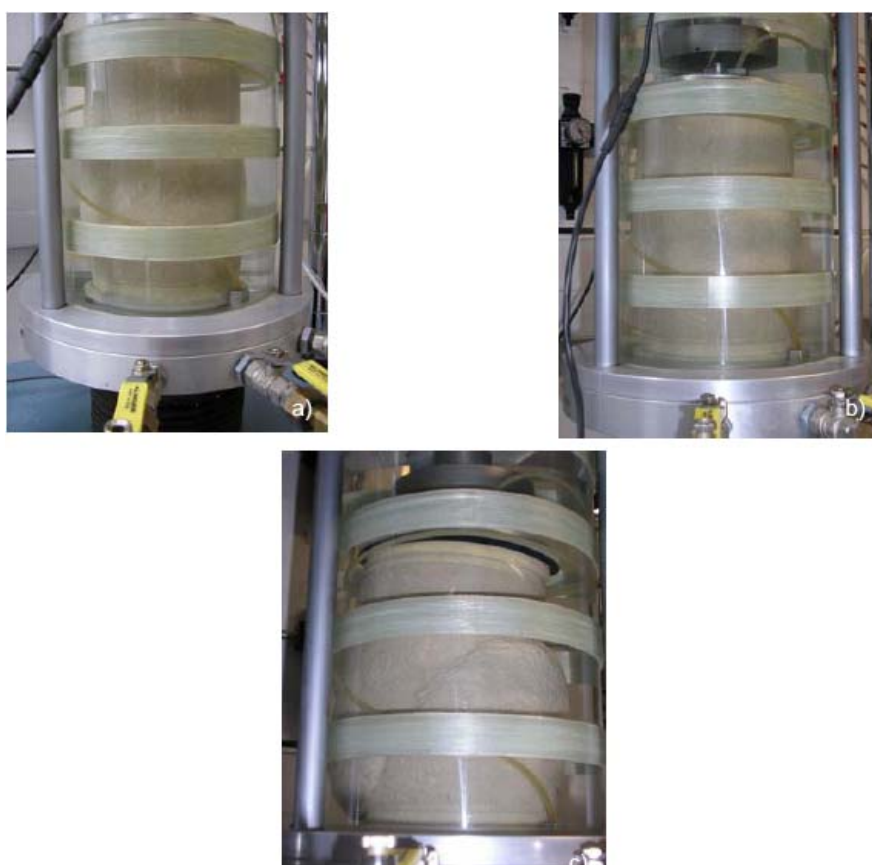


Figura 2.22 - Imagens de diferentes momentos, na fase de corte, de um provete dos solos estudados no presente trabalho: a) fase inicial; b) fase intermédia; c) fase muito avançada, com rotura completa do provete.

2.3.3.2 Capacidade de carga

O conhecimento da capacidade de carga torna-se importante, visto que todas as “estruturas” são suportadas por fundações que se encontram apoiadas nos terrenos, sejam elas à superfície, sejam em profundidade. Este tema, de acordo com a bibliografia consultada no geral, é mais desenvolvido na problemática da engenharia de fundações, sendo aplicado no dimensionamento das mesmas. Aliás Folque (1987), reforça esta ideia, quando afirma que há diversos problemas que comportam o tratamento deste tema, mas que o mais frequente e com mais importância prática, é de longe o cálculo de dimensionamento de sapatas de fundação.

A capacidade de carga de uma fundação é idealmente obtida a partir de ensaios de carga em placa, em solos homogêneos.

O ensaio CBR, foi introduzido neste trabalho como um ensaio equivalente ao tipo de Carga em Placa, com o principal interesse de obter o ângulo de atrito dos diferentes materiais, de um modo experimental, apesar desta via não ser corrente na prática comum da Mecânica dos Solos para obter esse parâmetro.

2.3.3.2.1 Ensaio tipo CBR

O ensaio CBR é utilizado usualmente para a determinação do parâmetro CBR (Califórnia Bearing Ratio), que serve como base no dimensionamento de pavimentos flexíveis. Este parâmetro permite dimensionar a espessura das camadas de um pavimento flexível.

É inclusive comum serem encontradas referências a este ensaio nos cadernos de encargos da Estradas de Portugal, S.A. (EP), Brisa - Auto-estradas de Portugal, S.A. entre outras.

Este ensaio foi realizado seguindo a Especificação E198 (LNEC, 1967a), com a finalidade de testar a capacidade de suporte da areia de duna pura e qual o comportamento da mesma quando se misturaram 3% e 5% de resíduos de PET. Assim poderá vir também a possibilitar futuramente, a aplicação destes materiais na construção de infra-estruturas em obras de vias de comunicação.

O ensaio CBR, ao ser realizado com o propósito de simular um ensaio de carga em placa, considera-se o desempenho do pistão ao penetrar o solo, como uma placa a receber cargas verticais, em regime de deformações em velocidade constante.

A partir dos gráficos obtidos em termos de “tensão x deformação”, recorrendo às fórmulas clássicas usadas no âmbito da capacidade de carga em fundações directas, tomando-se a base do pistão como uma sapata circular, determinar então o ângulo de atrito destes materiais, tendo em consideração que são puramente atritivos, ou seja, sem coesão.

A ideia da “adaptação” referida foi também para estudar a viabilidade da aplicação em obra desta “variante”, por o ensaio de carga em placa, ser de custos relativamente elevados, algo demorado e poderem existir locais onde não possa ser executado, devido à grande estrutura de apoio de que necessita (Figura 2.23), contribuindo assim para que não se comprometam prazos e custos. Desta forma, pode ser realizado em estaleiro recorrendo ao equipamento do CBR *standard*.

Os ensaios foram realizados em todas as amostras com excepção das de resíduos de PET, com uma velocidade de penetração do pistão de 1mm/min.

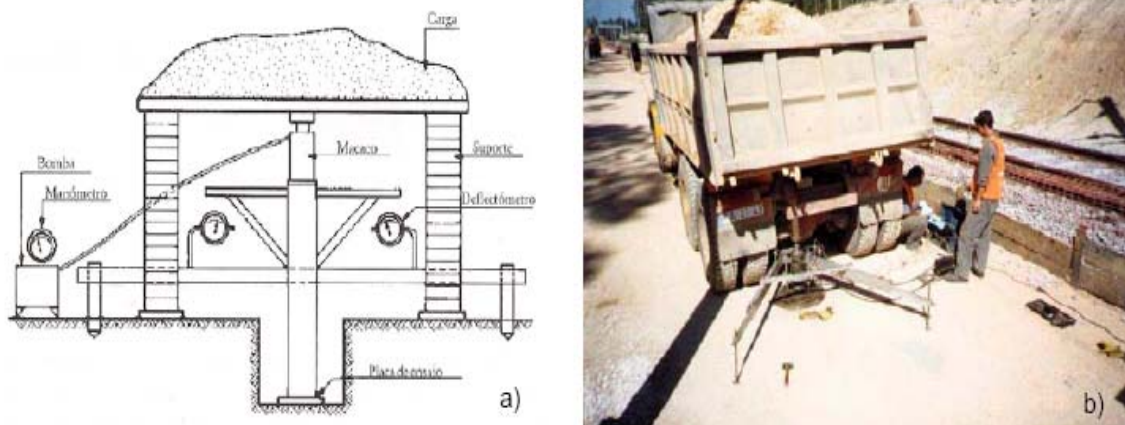


Figura 2.23 - Ensaio de carga em placa: a) esquema clássico (Silvério Coelho, 1996); b) fotografia sobre a realização do ensaio em obra (Fortunato, 2006).

A partir do gráfico “força x deslocamento”, admitindo o valor da força máxima (F_r) ao se considerar a área da base do pistão (A), obtém-se a tensão de rotura, de acordo com o seguinte:

$$\sigma_r = \frac{F_r}{A} \quad (8)$$

No seguimento, considera-se a equação clássica de capacidade de carga de fundações directas, apresentada em vários livros, como por exemplo, em Terzaghi e Peck (1967), Bowles (1988) e Ferreira Gomes (2006b), e que é, de acordo com o seguinte:

$$\sigma_r = c \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{1}{2} \times \gamma_B \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \quad (9)$$

com:

- σ_r é a tensão aplicada no solo;
- c , a coesão do solo;

- q , a tensão vertical efectiva ($\gamma' D$) à cota da base da sapata, devido à sapata estar enterrada em solo de peso volúmico efectivo, γ' , até à profundidade, D ;
- γ_B , o peso volúmico efectivo do solo onde a sapata assenta;
- B , a largura da sapata;
- S_q , S_c e S_γ factores de forma que são função da geometria da sapata em planta (Tabela 2.7);
- N_q , N_c e N_γ são factores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito (ϕ) do solo que está por baixo da sapata, podendo ser obtidos do ábaco apresentado na Figura 2.24, ou da Tabela 2.8.

Tabela 2.7 - Factores de forma em função da geometria da sapata (adaptado de Coelho, 1996 e Barata, 1984 in Ferreira Gomes, 2006).

Factor \ Forma	Continua	Quadrada	Circular
S_q	1,0	1,0	1,0
S_c	1,0	1,0	1,3
S_γ	1,0	0,8	0,6

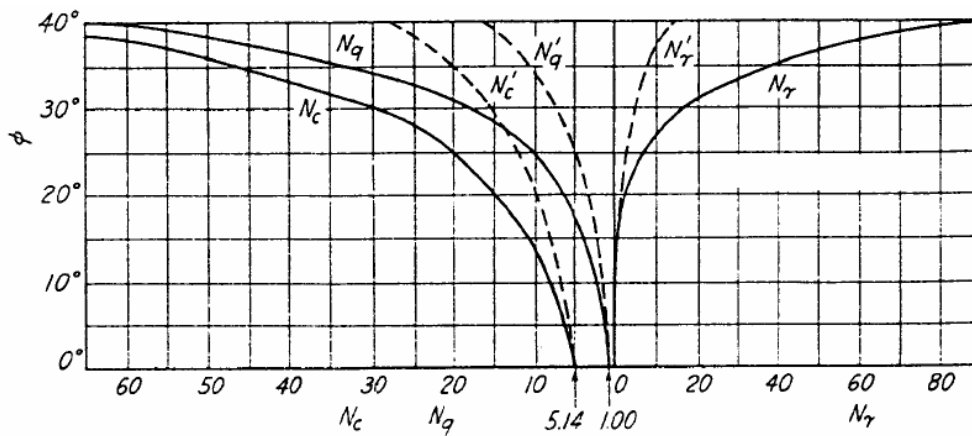
Em relação aos factores de capacidade de carga, salienta-se que no geral a quase globalidade dos autores seguem os resultados resultantes daquele ábaco (Figura 2.24) para o caso de N_c e N_q , no entanto para N_γ tem havido muitas discussões sobre a sua determinação, merecendo referência as equações apresentadas na Tabela 2.9.

Considerando que o presente material em estudo, areias e areias com o granulado de resíduos de PET, apresenta $c=0$, e ainda que o ensaio decorre como uma sapata circular ($S_\gamma=0,6$, Tabela 2.7) rigorosamente à superfície, isto é, com $q=0$, a equação (9), toma a seguinte forma:

$$q = 0,6\gamma_B \times r \times N_\gamma \quad (10)$$

Sendo o r , o raio do pistão e γ_B o peso volúmico efectivo do solo no interior do molde, e a partir de σ_r obtém-se N_γ . Esta equação, válida para fundações directas, circulares, à superfície e assentes em areias puras, é usada no presente trabalho com um factor correctivo, como se verá no item de resultados, em fase de interpretação dos mesmos, tendo em atenção o efeito de escala, pois as fundações superficiais raramente apresentam raios inferiores a 0,5 m, e no presente caso esse valor é apenas 0,025 m.

Assim, a partir de N_γ usando o ábaco da Figura 2.24, e ou a partir das equações apresentadas na Tabela 2.9, obtém-se o ângulo de atrito.



$$N_q = [e^{\pi \tan \phi}] \cdot [\tan^2 (45 + \phi/2)]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \phi)$$

Figura 2.24 - Relação entre os factores de capacidade de carga e o ângulo de atrito interno (a partir de Terzaghi e Peck, 1967).

Tabela 2.8 - Factores de capacidade de carga para fundações superficiais (Ferreira Gomes, 2006, a partir de Terzaghi e Peck, 1967).

$\phi(^{\circ})$	0	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_c	5.14	14.8	15.8	16.9	18.1	19.3	20.7	22.3	23.9	25.8	27.9	30.1	32.7	35.5	38.6	42.2	46.1	50.6	55.6	61.4	67.9	75.3
N_q	1.00	6.4	7.1	7.8	8.7	9.6	10.7	11.9	13.2	14.7	16.4	18.4	20.6	23.2	26.1	29.4	33.3	37.8	42.9	48.9	56.0	64.2
N_γ	0.00	2.9	3.4	4.1	4.8	5.7	6.8	7.9	9.5	10.9	13.2	15.1	18.5	20.8	26.2	28.7	37.2	40.0	53.2	56.1	77.4	79.4

Metodologia semelhante, em ensaios de carga em placa em areias puras, ou argilas puras, é apresentada por Escario e Alpañes (1970) para obtenção de parâmetros de resistência ao corte de solos.

Na realização deste ensaio, salienta-se que, tal como recomenda a norma, após a compactação dos provetes, estes foram imersos em tinas com água (Figura 2.25a) durante um período de 48 horas, após o qual se retiraram da água e foram ensaiadas na prensa com o pistão do CBR (Figura 2.25b).

Tabela 2.9 - Equações para a determinação do N_γ , de acordo com os diferentes autores.

Autor	Equação	
Terzaghi e Peck (1967)	$N_\gamma = \frac{tg\theta}{2} \times \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right)^{(*)}$	(11)
Meyerhof (1963, <i>in</i> Bowles, 1988)	$N_\gamma = (N_q - 1) \times tg(1,4\phi) (**)$	(12)
Hansen (1970, <i>in</i> Bowles, 1988)	$N_\gamma = 1,5 \times (N_q - 1) \times tg\phi (**)$	(13)
Vesic (1973, <i>in</i> Bowles, 1988)	$N_\gamma = 2 \times (N_q + 1) \times tg\phi (**)$	(14)
Eurocódigo 7 (1999)	$N_\gamma = 2 \times (N_q - 1) \times tg\phi (**)$	(15)

*Os valores de $K_{p\gamma}$, usados para o cálculo de N_γ , foram de acordo com a tabela 4-2 da página 189 de Bowles (1988).

**Os valores de N_q , são obtidos genericamente pela equação apresentada na Figura 2.24.

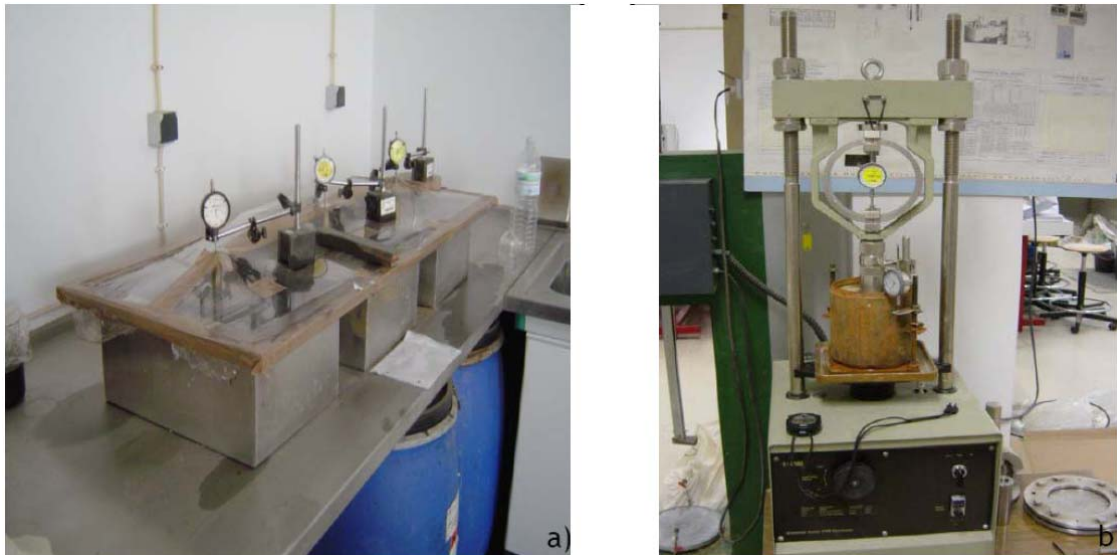


Figura 2.25 - Fases de realização do ensaio tipo CBR: a) embebição dos provetes em água; b) penetração do pistão na amostra.

2.3.3.3 Compressibilidade

A compressibilidade é uma das características mais importantes em obras de terra. Assim, entendeu-se efectuar o ensaio edométrico, que é um ensaio clássico no âmbito da Mecânica dos Solos para estudar estas características, de modo a realizá-lo nos vários materiais em estudo, no sentido de verificar se o PET altera os parâmetros de compressibilidade das areias.

Alguns aspectos sobre compressibilidade de solos, podem ser observados em livros clássicos de Mecânica dos Solos de vários autores, merecendo referência Terzaghi e Peck (1967) e Folque (1987).

2.3.3.3.1 Ensaio edométrico

O ensaio edométrico é um ensaio de excelência para estudar a compressibilidade de solos, em especial argilosos saturados, no entanto, no sentido de verificar a diferença de resultados em areias puras, e areias com PET, entendeu-se usá-lo neste trabalho.

Na realização deste ensaio, seguiu-se a metodologia clássica. Este ensaio é descrito por Terzaghi e Peck (1967), Folque (1987), Mandal e Divshikar (1995) e Ortigao (1995).

Este ensaio foi realizado no equipamento existente no laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior (Figura 2.26), nos quatro grupos de amostras. Usaram-se células edométricas com um diâmetro de 6,30 cm e altura de 2,01 cm.



Figura 2.26 - Imagem do ensaio edométrico a decorrer.

A montagem dos provetes foi feita manualmente, com o auxílio de um pequeno pilão, directamente no anel de consolidação (Figura 2.27), à semelhança do que aconteceu nos ensaios de corte directo, procurando-se deixar as amostras ajustadas ao anel, mas relativamente soltas.

Na realização destes ensaios, foram aplicadas tensões para um intervalo entre 9,31kPa e 2720,04kPa. Dadas as características das areias e velocidade de consolidação das mesmas, optou-se por manter cada patamar de carga durante um período de 6 horas, sendo feita apenas na tensão de 2720,04kPa uma única descarga para os 9,31kPa. O ensaio foi realizado em condições saturadas, com água dentro da célula edométrica.

Para o cálculo dos parâmetros de compressibilidade foram usadas as fórmulas de acordo com Terzaghi e Peck (1967) e Matos Fernandes (1994):

- ▶ índice de compressibilidade (ramo virgem) (c_c):

$$c_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (16)$$

- ▶ índice de recompressibilidade (c_r):

$$c_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (17)$$

- ▶ coeficiente de compressibilidade (a_v):

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad (18)$$

- ▶ coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v):

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (19)$$

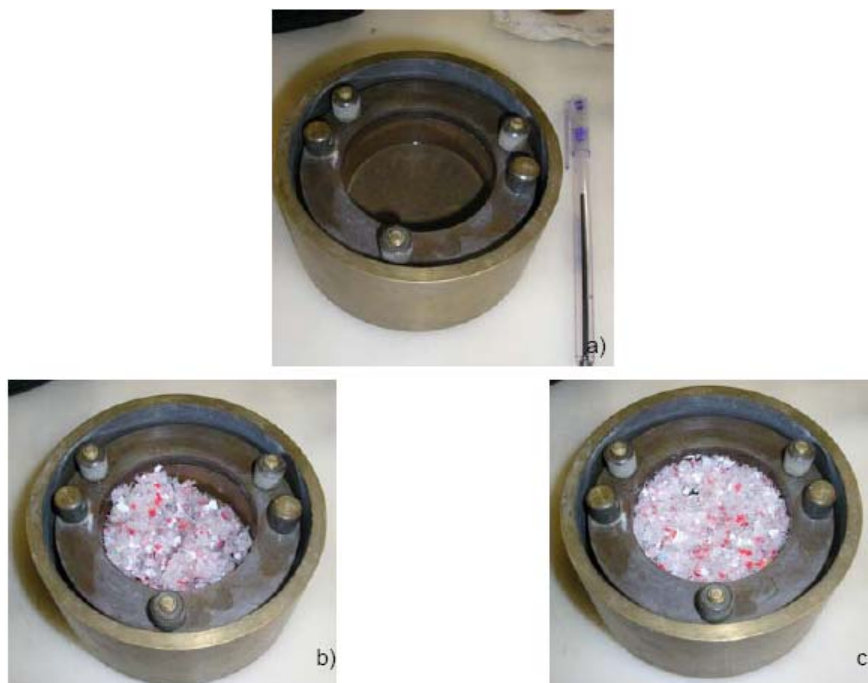


Figura 2.27 - Imagens sobre a montagem do provete de PET: a) célula edométrica; b) início da moldagem do provete; c) final da moldagem do provete.

Foi também determinada a tensão de pré-consolidação pelo método de Casagrande de acordo com o indicado em Terzaghi e Peck (1967), Folque (1987) e Matos Fernandes (1994).

CAPITULO 3

3 - RESULTADOS

3.1 Propriedades de Identificação e Físicas

3.1.1 Ensaio de análise granulométrica

Da realização do ensaio da análise granulométrica para os materiais em estudo, resultaram as curvas que se apresentam na Figura 3.1, para a amostra de areia de duna pura, areia de duna com 3% de PET misturado, areia de duna com 5% de PET misturado e com PET puro.

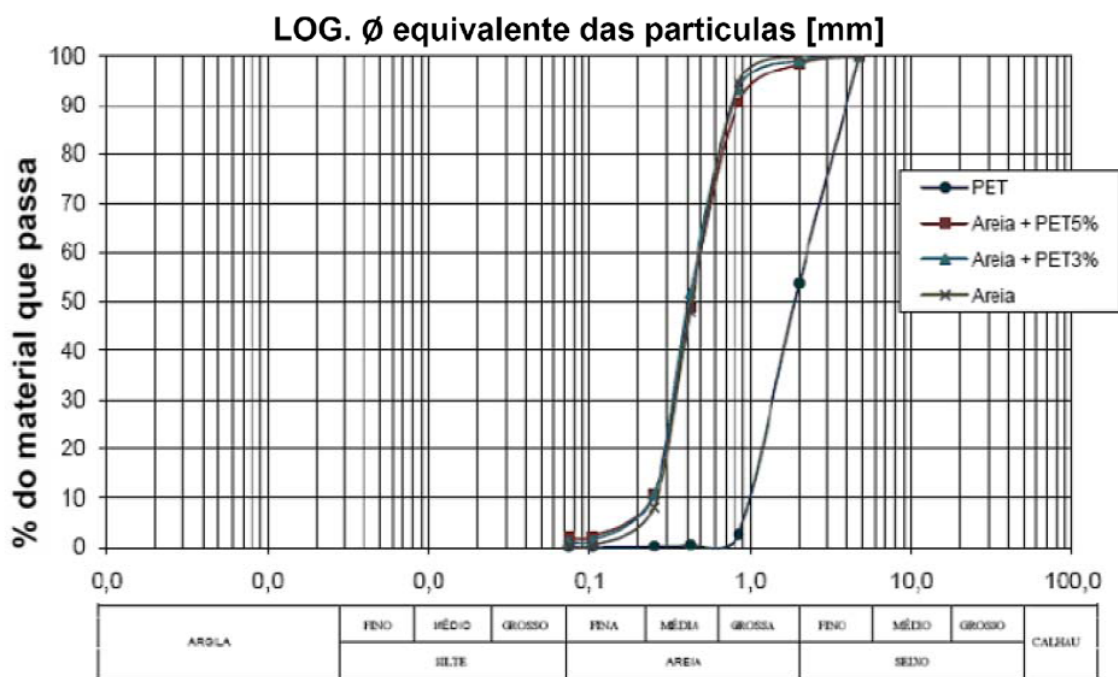


Figura 3.1 - Curvas granulométricas para os quatro materiais (areia de duna pura, areia de duna com 3% de PET misturado, areia de duna com 5% de PET misturado e PET puro).

Da análise dos gráficos da Figura 3.1 pode-se concluir que todas as amostras ostentam uma distribuição granulométrica uniforme. Relativamente à granulometria do resíduo de PET, pode-se afirmar que esta é equivalente à de uma areia grossa.

A dimensão dos grãos da amostra constituída pela areia de duna pura é equivalente a uma areia média, como já estudado e descrito por Ferreira Gomes (1992), Ferreira Gomes e Ladeira (1995) e Fernandes Teixeira (2009), resultado este que seria de esperar, por se tratar do mesmo solo.

Verifica-se também que em termos de curva granulométrica, a mistura da areia com o PET não veio acrescentar, nem alterar nada relativamente à areia pura, pois estas são praticamente coincidentes, como aliás, observou também Ferreira Gomes et al. (2009).

De uma análise do gráfico da Figura 3.1, pode-se depreender que com o aumento da percentagem de PET, estas curvas tendem a se aproximar da curva granulométrica do PET puro.

Esta sobreposição, como Ferreira Gomes et al. (2009) expõe, poder-se-á dever ao facto do resíduo de PET além de estar apenas em 5%, a sua densidade ser muito mais baixa do que a densidade da areia. Visto que “a composição granulométrica pode ser definida como a distribuição em percentagem ponderal (isto é, em percentagem do peso total) das partículas do solo de acordo com as suas dimensões” (Matos Fernandes, 1994), logo o peso de PET que fica retido num determinado peneiro, comparativamente ao peso de areia retida nesse mesmo peneiro é praticamente exíguo, então, para efeitos de comparação de peso será nulo. Os resultados dos ensaios de análise granulométrica estão apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Parâmetros físicos dos diferentes materiais estudados.

	Areia de Duna	Areia de Duna com 3% de PET	Areia de Duna com 5% de PET	PET
D ₁₀ [mm]	0,26	0,25	0,25	1,00
D ₃₀ [mm]	0,34	0,34	0,34	1,40
D ₆₀ [mm]	0,60	0,58	0,60	2,30
C _u [-]	2,40	2,32	2,40	2,30
C _c [-]	0,77	0,80	0,77	0,85

Ladeira e Ferreira Gomes (1989b) apresentam a Tabela 3.2 para os parâmetros granulométricos para os diferentes grupos de areias da região de Aveiro.

Tabela 3.2 - Parâmetros granulométricos dos diferentes grupos de areias da região de Aveiro (Ladeira e Ferreira Gomes 1989b).

GRUPO	D ₁₀			D ₁₅			D ₅₀			D ₆₀			D ₈₅			C _u			P _f		
	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.	min.	méd.	máx.
I	0.12	0.33	0.84	0.20	0.43	1.0	1.1	3.4	12	2.3	5.3	15	4.0	14.5	24	3.0	22	50	0.2	3.7	8.8
II	0.18	0.30	0.39	0.25	0.36	0.46	0.42	0.78	1.1	0.43	0.94	1.3	0.5	2.0	3.0	1.3	3.2	5.7	0.1	2.3	5.0
III	0.13	0.17	0.21	0.14	0.20	0.25	0.16	0.29	0.36	0.17	0.31	0.42	0.3	0.43	0.7	1.3	1.9	2.8	0.1	2.3	4.9
IV	0.06	0.10	0.14	0.12	0.14	0.18	0.16	0.22	0.29	0.17	0.23	0.32	0.24	0.31	0.42	1.5	2.6	5.3	5.3	8.6	10.1
V	< 0.06	-	-	< 0.12	-	0.12	0.11	0.17	0.26	0.13	0.20	0.32	0.15	0.31	0.51	2.0	3.3	4.5	12.2	20.7	32.3

O grupo a que pertence e no qual se enquadra o solo estudado no presente trabalho é o grupo III, no qual de acordo com Ferreira Gomes (1992), se inserem as areias dunares aqui em

estudo, embora o grupo II (areias de praia), também possa ter algum interesse para análise, por algumas das amostras poderem ter sido recolhidas já na fronteira como as areias de praia, como se pode comprovar a partir da análise da Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Parâmetros físicos obtidos por Ferreira Gomes (2009), Fernandes Teixeira (2009) e Ferreira Gomes (1992).

		D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
Ferreira Gomes et al. (2009)	Areia de Duna	0,26	0,30	0,37
	Areia com 5% de PET	0,26	0,30	0,37
	PET	0,93	1,40	2,30
Fernandes Teixeira (2009) Areia de duna		0,16	0,25	0,33
Ferreira Gomes (1992)	Areia de Praia	0,15 - 0,30	0,28 - 0,60	0,42 - 0,90
	Areia de Duna	0,13 - 0,22	0,18 - 0,28	0,29 - 0,60

3.1.2 Classificação dos materiais estudados

Salienta-se neste item, que devido ao facto dos materiais em estudo não apresentarem finos, não se sujeitam a qualquer tipo de ensaio de plasticidade, como é normal.

Em relação à classificação destes materiais, a areia pura, de acordo com a classificação para fins rodoviários (E 240, LNEC, 1970), este solo classifica-se como A-1-b (0) e de acordo com a Classificação Unificada (ASTM, 1987) classifica-se como SP, areia mal graduada.

Admitindo que as classificações também se aplicam aos solos com as misturas de PET estudadas, estes teriam as mesmas classificações apresentadas anteriormente. Já em relação ao granulado de PET puro, se estas mesmas classificações se aplicassem, resultaria um material A-1-a (0) de acordo com a classificação para fins rodoviários e SP, areia mal graduada de acordo com a Classificação Unificada.

3.1.3 Densidade das partículas

Do ensaio de determinação da densidade das partículas foram obtidos os valores apresentados na Tabela 3.4. A partir destes valores efectuou-se o gráfico da Figura 3.2, com os valores aproximados que se estima, poderem ser obtidos para a areia com diferentes percentagens de resíduos de PET misturados, estando estes sujeitos à realização de mais ensaios para obtenção dos valores reais.

Da análise da Tabela 3.4 e da Figura 3.2 pode-se concluir, à semelhança da análise granulométrica, que a densidade da areia misturada com as diferentes percentagens de PET

tenderá a aproximar-se da densidade do PET puro à medida que a percentagem de PET aumenta.

Tabela 3.4 - Resultados do ensaio de determinação de densidade das partículas nos diferentes materiais estudados.

	Areia de Duna	Areia com 3% de PET	Areia com 5% de PET	PET
G [-]	2,69	2,61	2,51	1,37

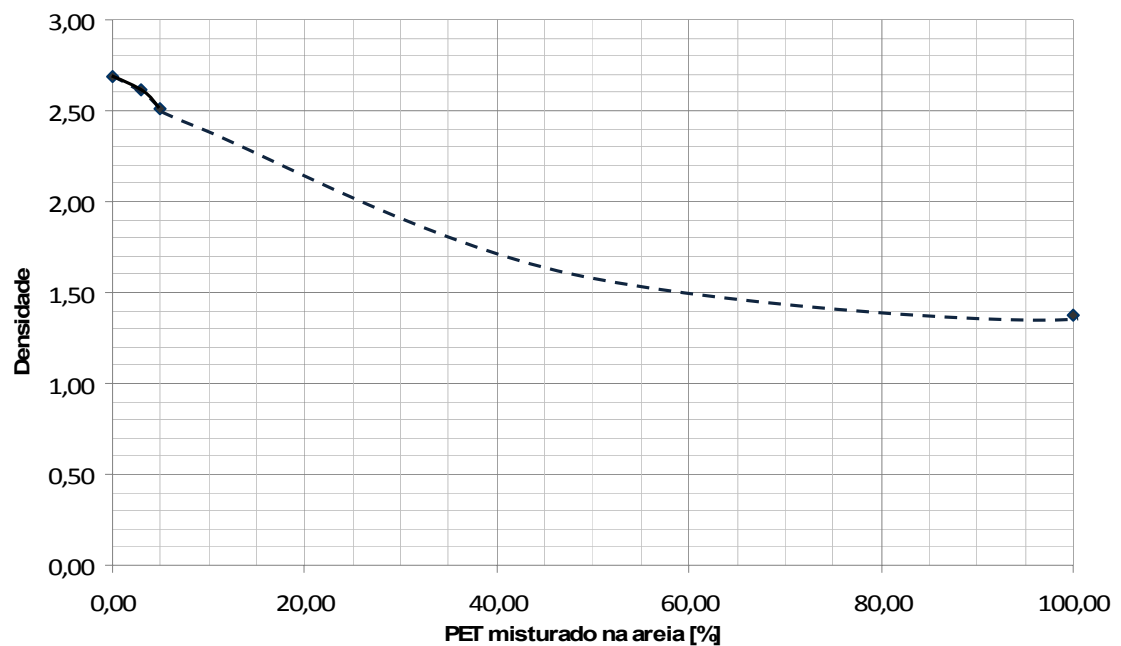


Figura 3.2 - Desenvolvimento estimado da densidade dos materiais estudados com a percentagem de PET misturada na areia de duna.

3.1.4 Compactação tipo Proctor

No gráfico da Figura 3.3, estão apresentadas as curvas que resultaram deste ensaio. Estas estão aproximadamente paralelas, apenas com uma pequena diferença para teores de água até aproximadamente 1,5%, apresentando todas elas o mesmo teor de humidade para os valores do peso específico seco mínimo e uma pequena diferença do teor em água óptimo, da ordem, entre elas, inferior a 0,5%.

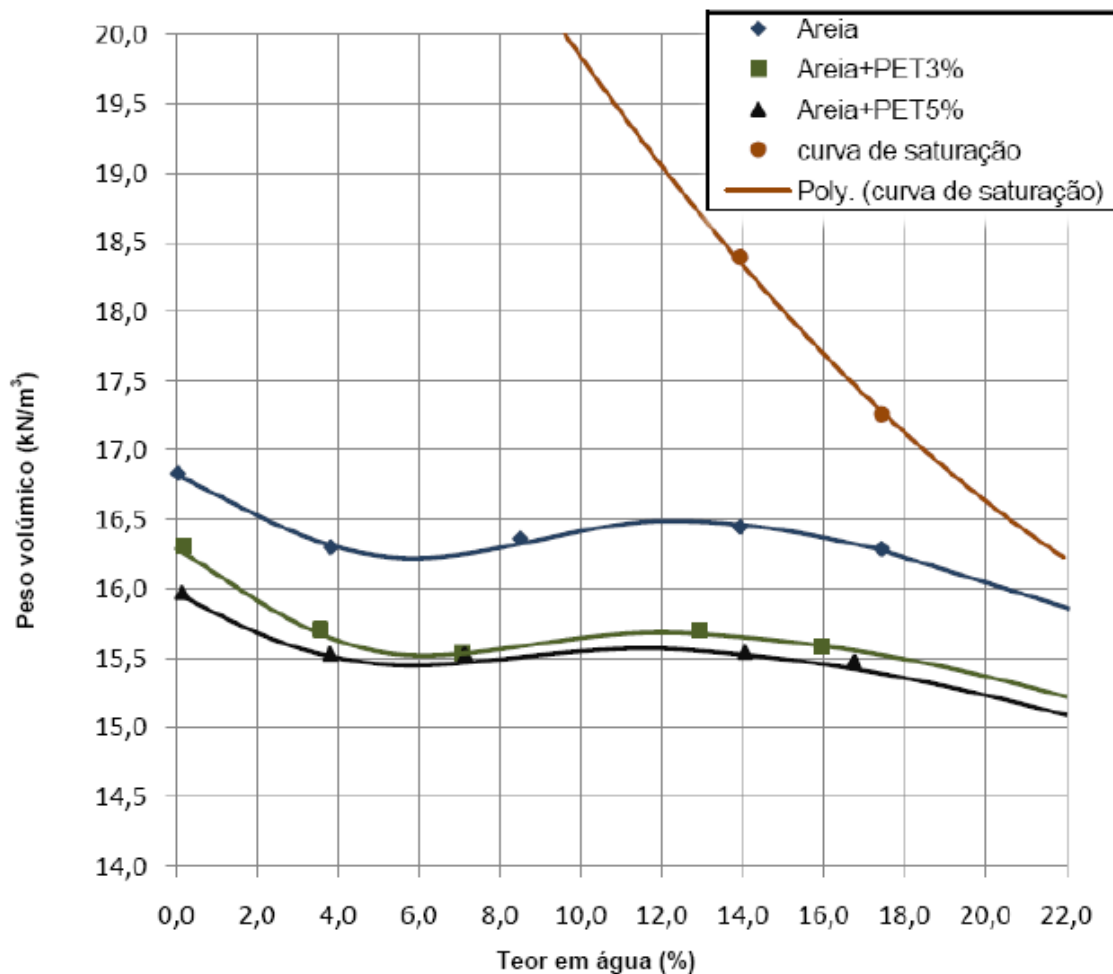


Figura 3.3 - Curvas de compactação para as amostras de areia de duna pura, areia de duna com 3% de PET e areia de duna com 5% de PET.

Na Tabela 3.5, apresentam-se os valores de pesos volúnicos máximos, não só aqueles que correspondem aos teores em água considerados óptimos, como aqueles que correspondem ao “teor em água zero”, pois este tipo de materiais, apresentam curvas de compactação com a forma em “s”, típicas de solos arenosos puros sem finos, com dois máximos.

Tabela 3.5 - Resultados do ensaio tipo Proctor para as areias sem e com diferentes percentagens de resíduo de PET.

	Areia de Duna		Areia de Duna com 3% de PET		Areia de Duna com 5% de PET	
	Máximo Absoluto	Máximo Relativo	Máximo Absoluto	Máximo Relativo	Máximo Absoluto	Máximo Relativo
γ_{dmax} [kN/m ³]	16,8	16,5	16,3	15,7	16	15,6
ω_{opt} [%]	0	12,1	0	11,9	0	11,7
γ_{dmin} [kN/m ³]	16,2		15,5		15,4	
ω [%]	6		6		6	

A introdução dos resíduos de PET na areia contribuir para a diminuição do peso volúmico seco quer para a situação de correspondência ao teor em água óptimo, quer para a situação de areias ou materiais completamente secos.

Esta diminuição do peso volúmico poder-se-á dever ao facto de o PET, pela sua rugosidade, aumentar o atrito entre as partículas constituintes deste novo material, não permitindo que estas se reajustem convenientemente. Poderá também acontecer as partículas deste resíduo não “dobram” na totalidade como se mostra na Figura 3.4, não se ajustando por completo à superfície das partículas da areia, deixando assim uma maior quantidade de vazios no solo. A contribuir no sentido de os materiais com resíduo de PET apresentarem menor peso volúmico, terá necessariamente a ver com o facto de o PET ter menor densidade que a areia

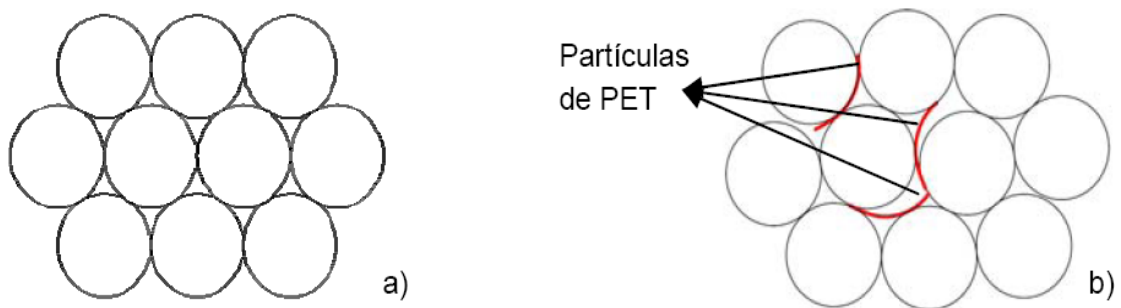


Figura 3.4 - Disposição das partículas constituintes da areia: sem PET a); com PET misturado b).

3.1.5 Equivalente de areia

Para a realização deste ensaio com os resíduos de PET foi necessário proceder-se a uma pequena alteração no mesmo, pois a especificação aponta para a utilização de 120 g de solo, mas devido ao peso deste material, esta quantidade iria ser demasiada, não permitindo a realização correcta deste ensaio. Desta forma reduziu-se o peso da amostra de PET de forma a esta ficar com aproximadamente o mesmo volume da amostra de solo.

Este ensaio foi realizado apenas nas amostras sem qualquer tipo de mistura (Figura 3.5), em dois provetes de cada material, obtendo-se para as amostras de areia pura o valor de 100%, como seria de esperar. Nas amostras de granulado de resíduo de PET puro obteve-se 93% e 97%, podendo esta pequena dispersão dever-se aos elementos do rótulo das garrafas.

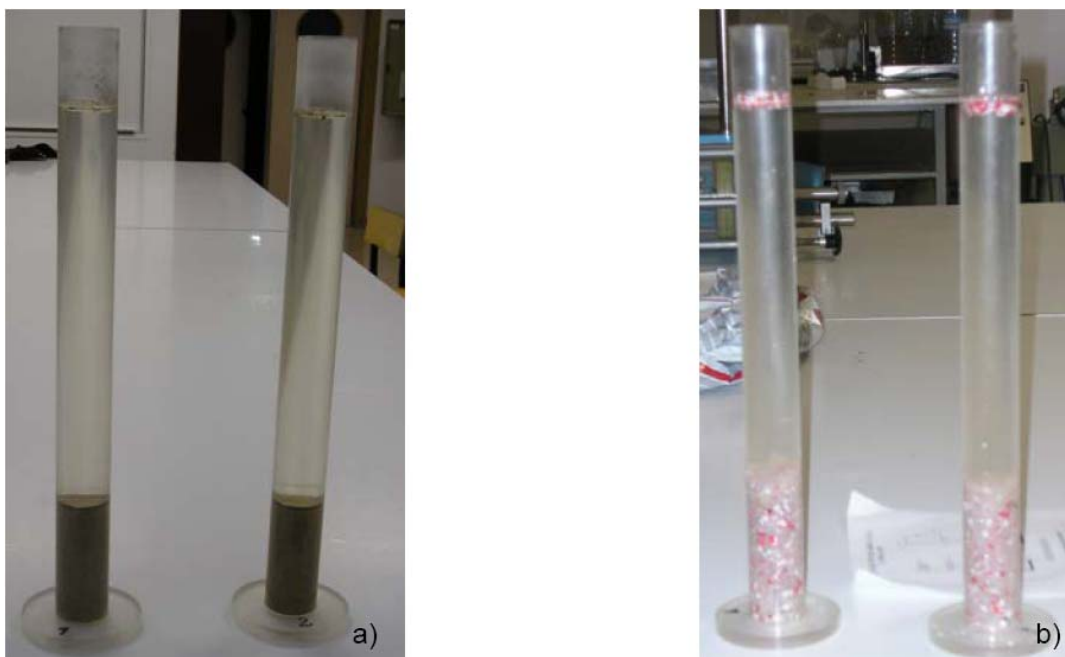


Figura 3.5 - Ensaio equivalente de Areia: a) em areia de duna pura; b) em granulado de resíduo de PET puro.

3.2 Propriedades Hidráulicas

Neste item, para além dos resultados obtidos nos ensaios realizados, em termos de coeficiente de permeabilidade, k , para as quatro amostras, apresentados na Tabela 3.6, apresentam-se também os valores do coeficiente de permeabilidade determinados pelas equações (4) e (5).

Salienta-se desde já a convergência para os valores de k entre os resultados dos ensaios laboratoriais e os valores obtidos a partir das equações empíricas, incluindo no granulado de resíduo de PET.

Tendo em consideração as classificações em relação ao coeficiente de permeabilidade apresentadas no item 2, os valores obtidos para os diferentes materiais são equivalentes a uma areia média, com uma classificação em relação à permeabilidade de “alta”.

A partir dos resultados dos ensaios de compactação, com o aumento da percentagem de resíduos de PET misturados, observou-se uma diminuição de peso volúmico e naturalmente um conseqüente aumento dos vazios. Desta forma, estando a permeabilidade dos solos arenosos directamente relacionada com os vazios do solo, seria de esperar a permeabilidade também aumentasse. Os resultados aqui obtidos (Tabela 3.6) vieram de facto confirmar tal situação, sendo ainda reforçadas com os elementos apresentados na Figura 3.6, pois, para um mesmo gradiente hidráulico, a velocidade de percolação aumenta, quando ocorre o granulado de resíduo de PET, salientando-se que aumenta ainda mais, para o caso do granulados de resíduo de PET ser 100%.

Tabela 3.6 - Coeficiente de permeabilidade, k, nos materiais estudados, a partir dos ensaios laboratoriais e de equações empíricas por diferentes autores.

	Areia de Duna	Areia de Duna com 3% de PET	Areia de Duna com 5% de PET	Granulado de resíduo de PET puro
k (cm/s) Ensaio laboratorial a carga constante	0,03	0,04	0,04	0,07
Terzaghi in Matos Fernandes (1994)	0,04	0,04	0,04	0,60
Chapius (2004)	0,05	0,05	0,05	0,70

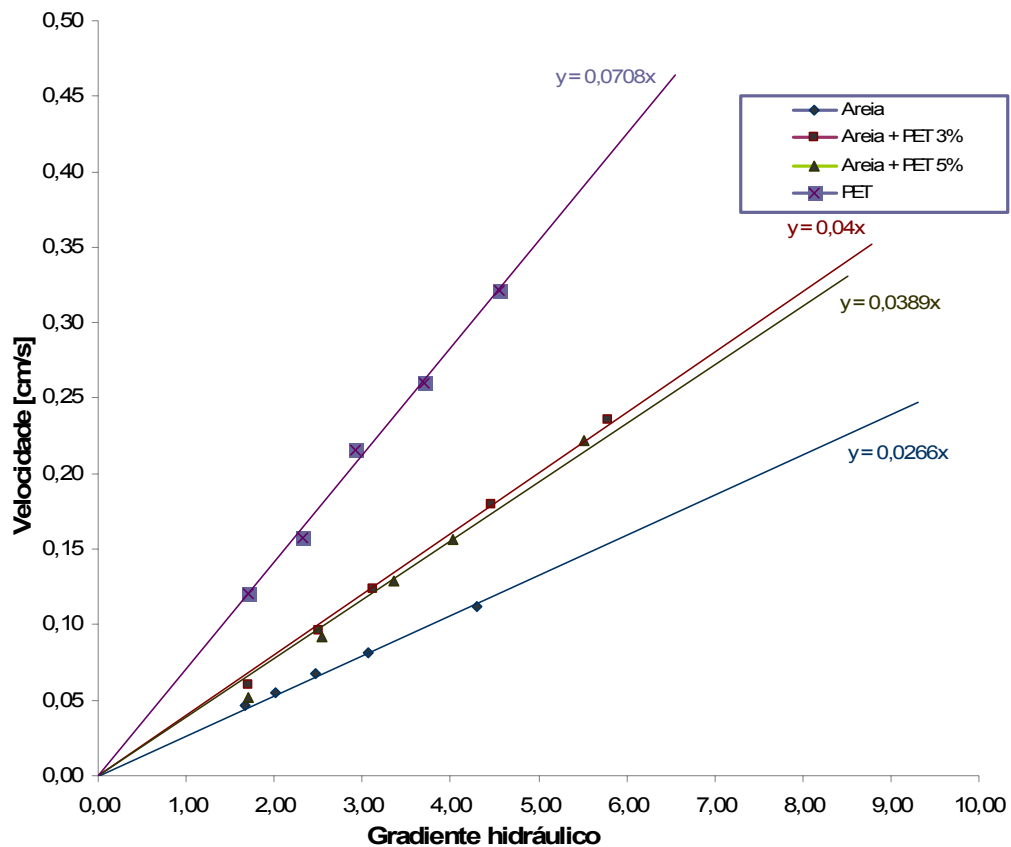


Figura 3.6 - Velocidade de percolação para diferentes gradientes hidráulicos nos materiais estudados, considerando a média dos coeficientes de permeabilidade pelos diferentes métodos.

Em relação às amostras com 3% e 5% de PET, as linhas correspondentes são praticamente coincidentes, sendo a permeabilidade aproximadamente igual. Este comportamento poder-se-á considerar aceitável, dada a granulometria destes dois “solos” apresentar diferenças pequenas, se não até mesmo insignificantes.

3.3 Propriedades Mecânicas

3.3.1 Características de resistência

3.3.1.1 Corte directo

Os ensaios de corte directo realizados, para além de permitirem um contributo no conhecimento sobre o seu comportamento mecânico, permitiram a comparação dos resultados obtidos para a areia de duna com o granulado de PET misturado.

Na Figura 3.7, apresentam-se os resultados obtidos para a areia de duna pura e granulado de resíduo de PET puro, apresentando-se na Figura 3.8 areia duna com 3% de granulado de resíduo de PET misturado e areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET, com as curvas tipo para a “tensão de corte *vs.* deslocamento horizontal” e “deslocamento vertical *vs.* deslocamento horizontal”.

Da observação dos vários gráficos é possível notar que as várias curvas não apresentam irregularidades significativas nem de grande reparo. Salienta-se no entanto que os provetes de areia pura e com misturas apresentam um comportamento próximo ao dos solos granulares de compactidade média, pois apresentam um ligeiro pico em termos de resistência ao corte. Já no caso do granulado puro, apresenta uma evolução de resistência ao corte, típica de solos granulares de compactidade muito baixa. O facto de todos os materiais não apresentarem um comportamento típico do mesmo grau de compactidade, tem em especial a ver com o facto de não se ter conseguido a modagem dos provetes com a mesma energia de compactação, pois usou-se um processo manual e com algum cuidado, para ser possível moldar os provetes sem estragar a caixa de corte. De qualquer modo o fundamental é que todos os ensaios tiveram desenvolvimento para o domínio de grandes deformações onde a resistência ao corte em termos de tensões residuais se verificou, sendo os resultados dessa situação fundamentais para comparações relativas aos vários tipos de materiais.

Na Figura 3.9, apresentam-se os gráficos “tensão de corte *vs.* deslocamentos horizontais” e “deslocamentos verticais *vs.* deslocamentos” horizontais para a tensão normal de 85,07kPa.

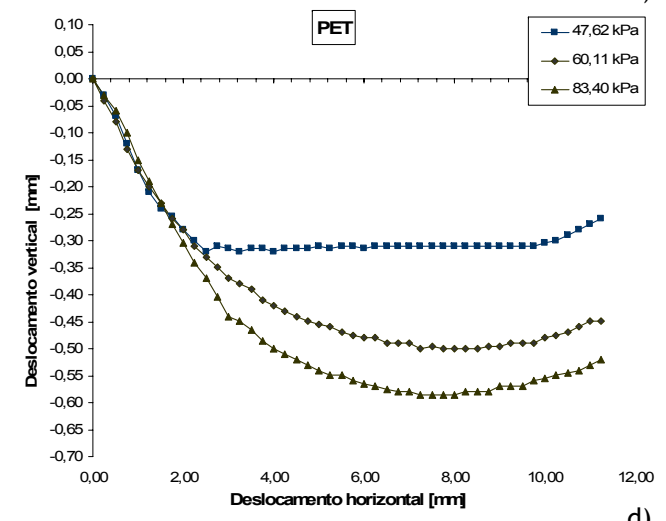
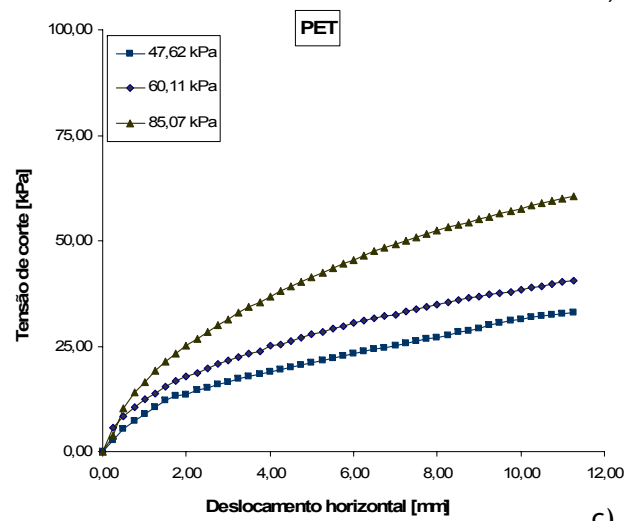
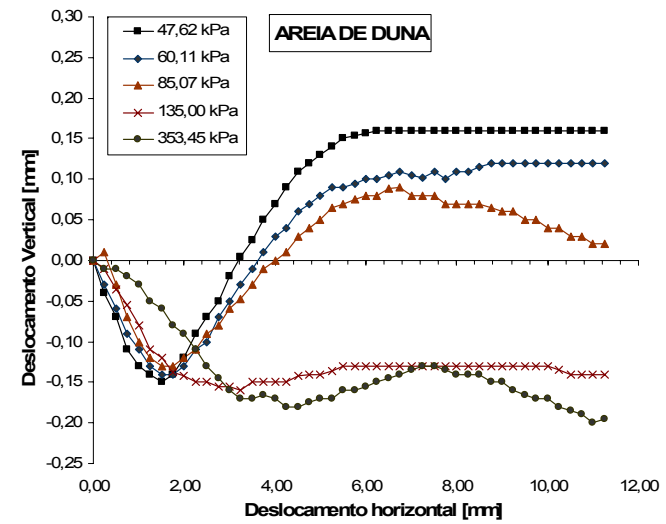
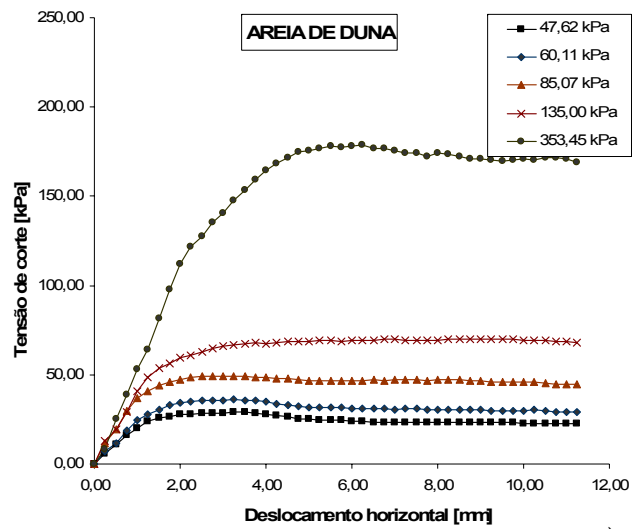


Figura 3.7- Resultados dos ensaios de corte directo para os materiais estudados sem mistura: a) e b) Areia de Duna pura; c) e d) Granulado de resíduo de PET puro.

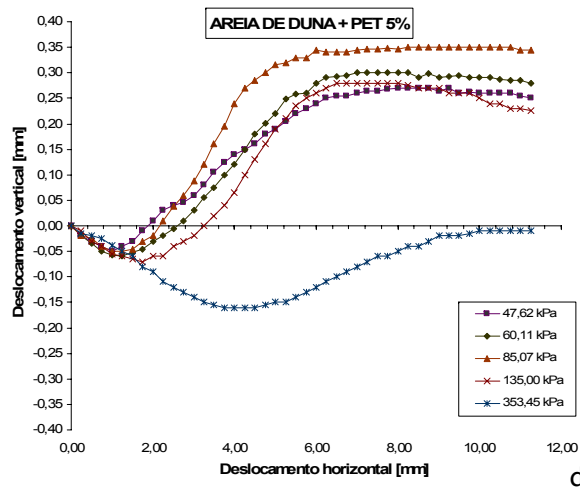
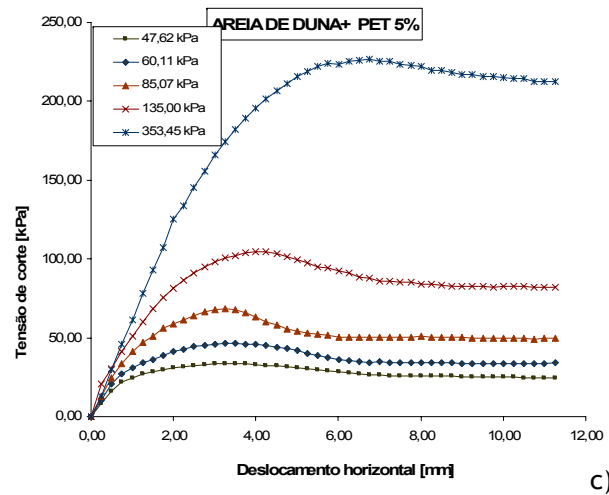
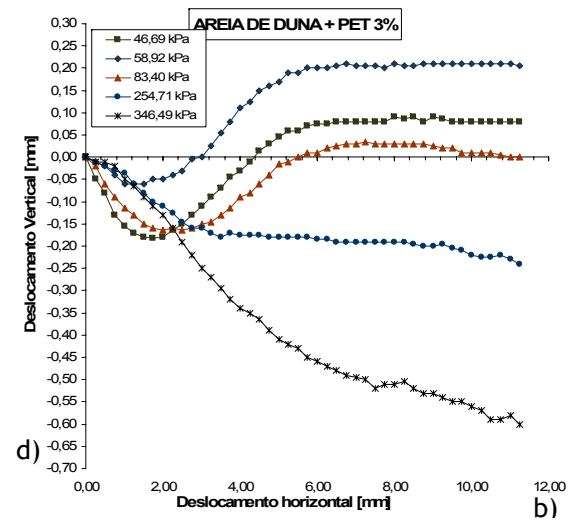
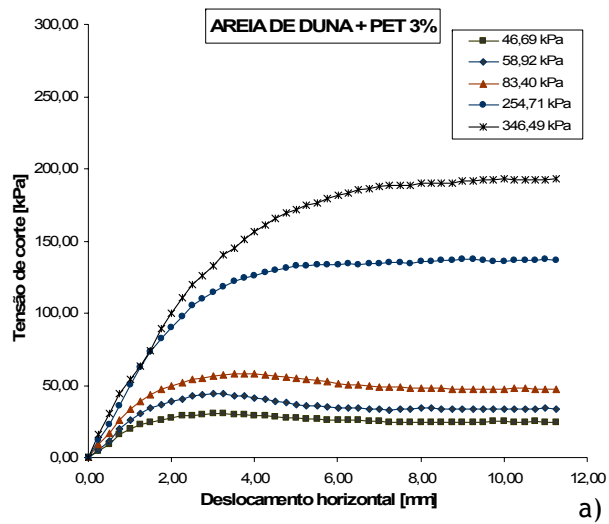


Figura 3.8- Resultados dos ensaios de corte directo para os materiais estudados em misturas: a) e b) Areia de duna e granulado de resíduo de PET em 3%; c) e d) Areia de duna e granulado de resíduo de PET em 5%.

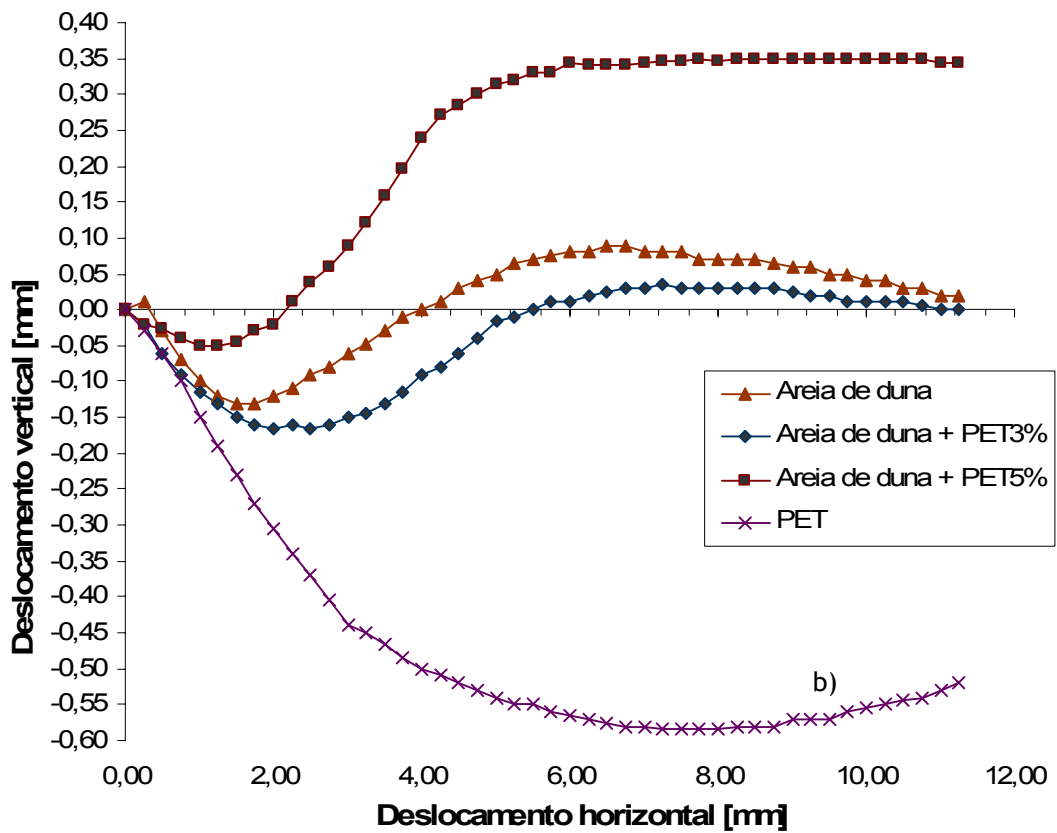
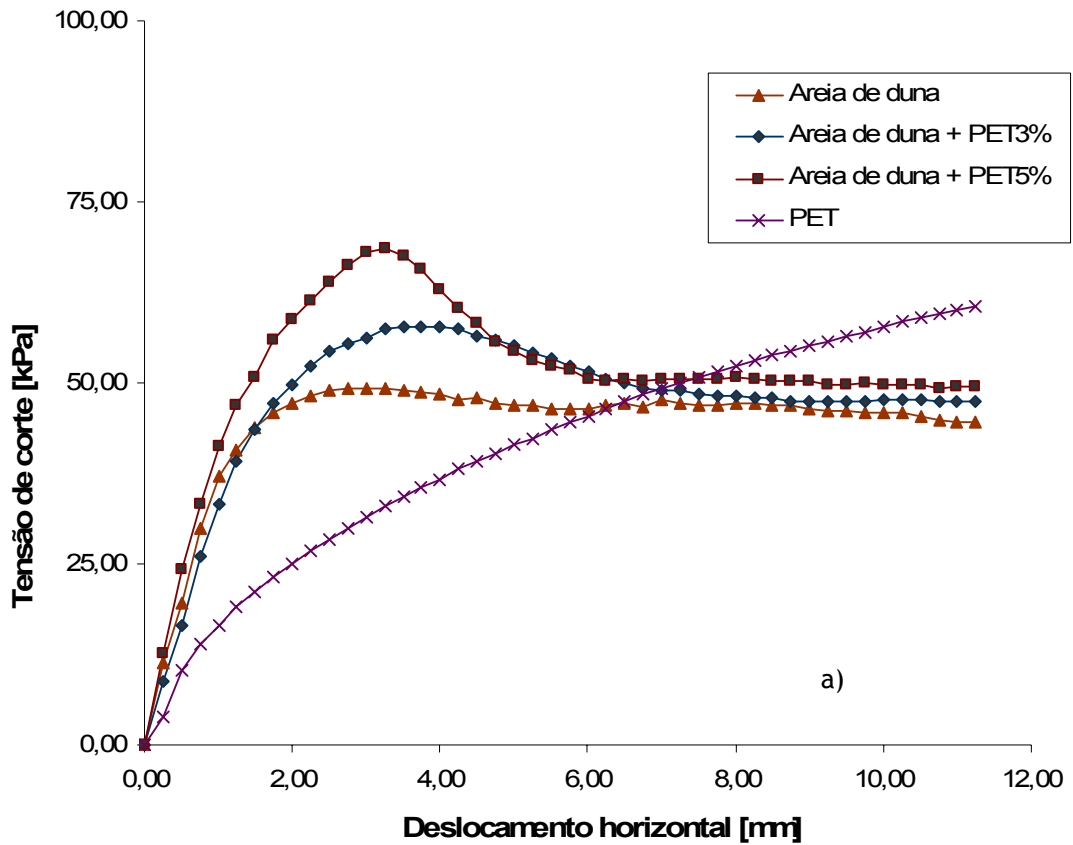


Figura 3.9 - Resultados dos ensaios de corte directo para os provetes ensaiados com tensão normal de 85,07kPa, nos diferentes materiais estudados, em termos de: a) “tensão vs. deslocamento horizontal”; b) “deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal”.

Daqui é possível verificar-se que a resistência ao corte de pico da areia aumenta com o aumento da percentagem de PET. Esta situação vem mostrar que quando se procura moldar o provete sempre da mesma maneira (manualmente), o granulado de PET, acaba por favorecer o imbricamento das partículas conferindo-lhe a maior resistência de pico.

Já a resistência ao corte residual, tende a apresentar valores muito próximos para estas três amostras, não trazendo assim um benefício significativo à resistência ao corte quando se ultrapassam os valores de pico da mesma, no entanto há a assinalar um ligeiro aumento de resistência com o aumento da percentagem de granulado de resíduo de PET, sendo mesmo de enfatizar a significativa resistência ao corte do granulado de PET puro para grandes deformações.

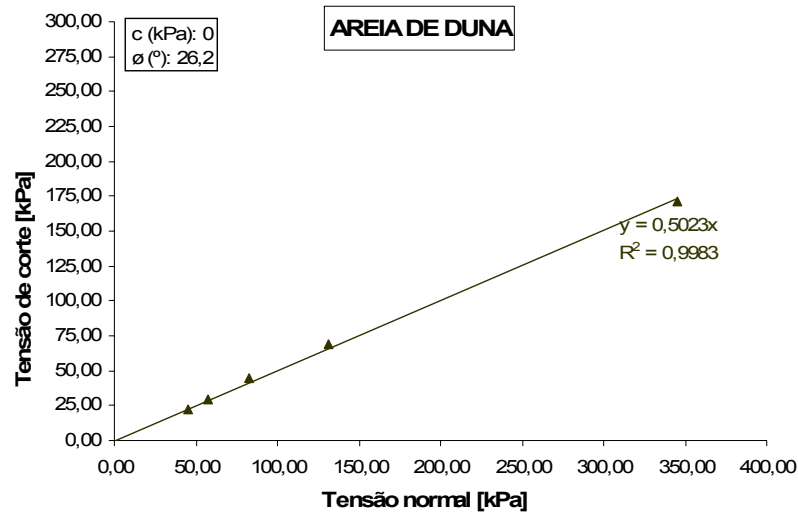
Do referido anteriormente, poderá apontar-se para a hipótese de que aumentando a percentagem de granulado de resíduo de PET, por exemplo para 10%, 15%, a resistência ao corte iria aumentar até atingir a resistência ao corte do granulado de resíduo de PET puro.

Na Figura 3.10, apresentam-se as envolventes de rotura resultantes deste ensaio para os materiais individualmente, e, na Figura 3.11 as envolventes de rotura para os quatro tipos de materiais diferentes. Na Tabela 3.8, apresenta-se a síntese dos resultados obtidos durante o presente trabalho e em trabalhos anteriores, para efeitos de comparação. Salienta-se que todos estes gráficos e estes valores foram calculados para os valores das tensões de corte residuais.

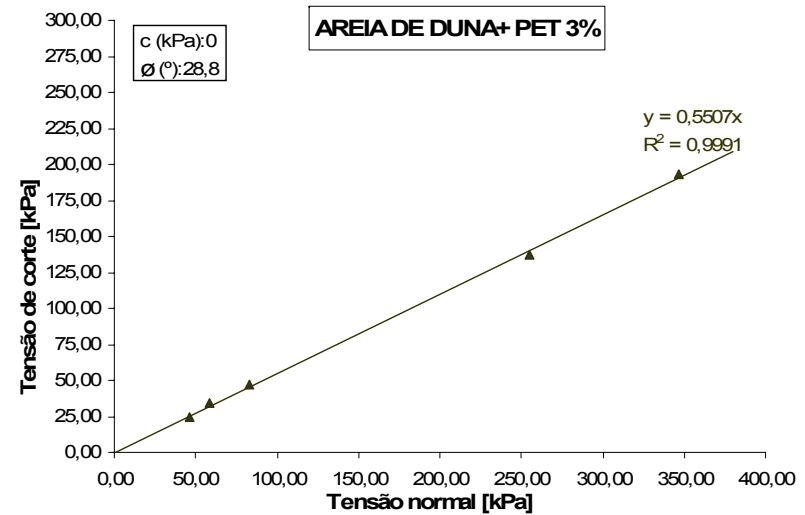
Da leitura do gráfico da Figura 3.11 é bem visível o aumento do ângulo de atrito para as misturas com o aumento da percentagem de PET na areia de duna.

Assim, pelos resultados, o aumento do ângulo de atrito é de 10% para a mistura com os 3% de granulado de resíduos de PET em relação à areia de duna pura, sendo de 20% para a mistura que contem 5% de granulado de resíduos de PET e de 33% para o granulado de resíduo de PET.

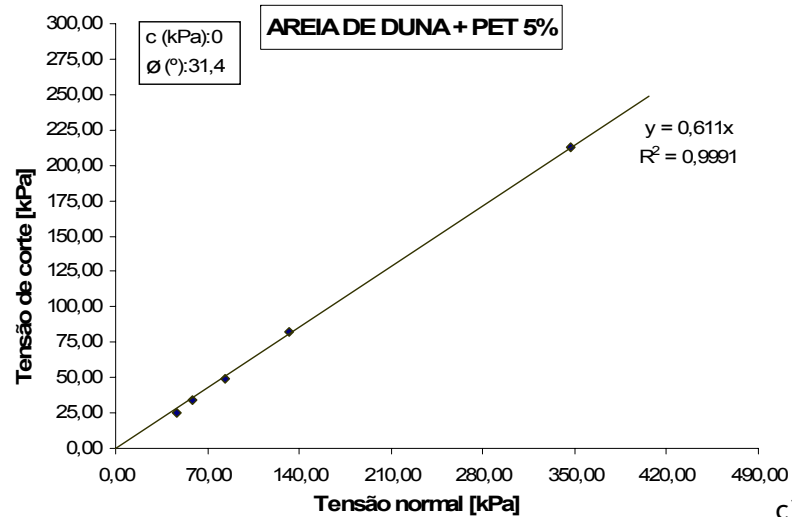
Uma situação genericamente similar foi obtida por Ferreira Gomes *et al.* (2009), como se apresenta na Tabela 3.7.



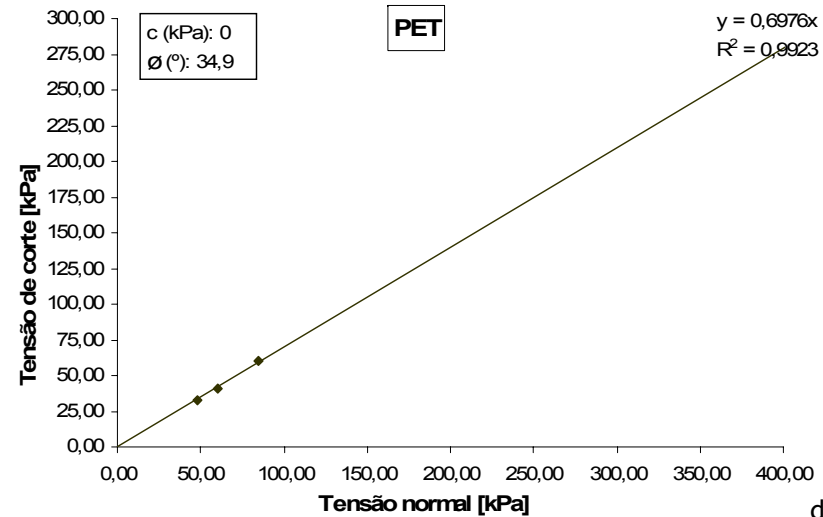
a)



b)



c)



d)

Figura 3.10 - Resultados dos ensaios de corte directo para as amostras de: a) areia de duna pura; b) areia de duna + 3% de PET; c) areia de duna + 5% de PET; d) PET puro.

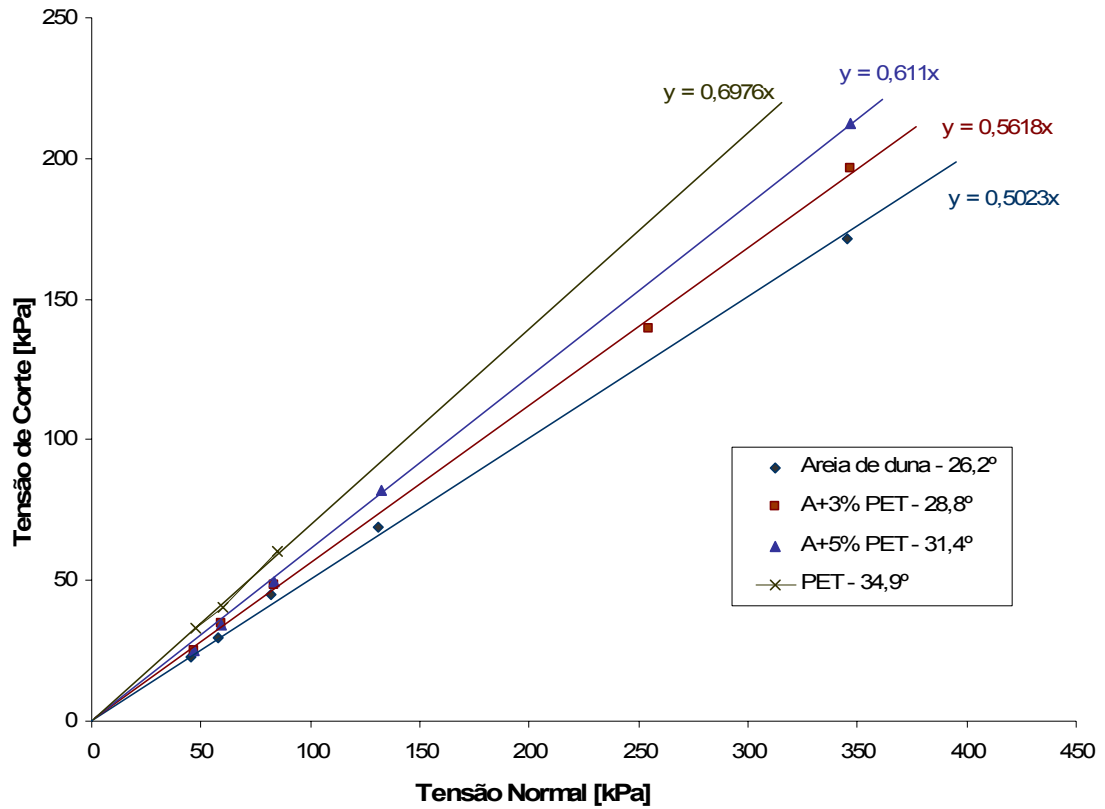


Figura 3.11 - Síntese dos resultados dos ensaios para os vários materiais estudados, a partir de valores em termos de tensões residuais.

Tabela 3.8 - Valores para o ângulo de atrito obtidos no presente trabalho e em outros já realizados.

	ϕ (°)		γ_d [kN/m ³]	e_i (-)	e_{icd} (-)
	Presente Trabalho	Ferreira Gomes <i>et al.</i> (2009)			
Areia de duna	26,2	27,0	15,83 - 16,88	0,59 - 0,66	0,53-0,62
Areia com 3% de PET	28,8	31,4	12,93 - 17,81	0,44 - 0,98	0,37-0,87
Areia com 5% de PET	31,4	36,5	14,35 - 18,25	0,52 - 0,67	0,50-0,64
PET	34,9	37,6	3,79 - 5,39	2,20 - 2,38	1,88-2,17
Observações	Caixa de corte A= 78,53cm ²	Caixa de corte A= 28,27cm ²			

Tabela 3.9 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura.

	Presente Trabalho		Ferreira Gomes et. al (2009)	
	$\phi_{residual}$	$\Delta\phi_{residual}$ (%)	$\phi_{residual}$	$\Delta\phi_{residual}$ (%)
Areia de duna	26,2°	-	27,0°	-
Areia com 3% de PET	28,8°	10%	31,4°	16%
Areia com 5% PET	31,4°	20%	36,5°	35%
PET	34,9°	33%	37,6°	39%

3.3.2 Ensaio triaxial

Foram realizados ensaios do tipo CD nas amostras de areia de duna pura, areia com 3% de granulado de resíduo de PET misturado e nas amostras de areia com 5% de granulado de resíduo de PET misturado, não tendo sido realizados quaisquer ensaios com amostras de granulado de resíduo de PET por dificuldades técnicas. Como este material não apresenta qualquer coesão pelo efeito da sucção ser desprezável mesmo na presença de alguma água, torna-se extremamente difícil manter a forma do molde durante todo o processo da montagem, pelo que o material tende ao colapso ao lhe ser retirado o molde.

Salienta-se que as amostras depois de moldadas, foram saturadas, e sujeitas a tensões confinantes na fase de consolidação que se mantiveram iguais na fase de corte.

As curvas obtidas para as várias amostras ensaiadas, em termos de “tensões de desvio ou de corte (q) vs. extensão axial (ϵ_a)” e ainda as respectivas curvas de “extensão volumétrica (ϵ_v) vs extensão axial (ϵ_a)” apresentam-se na Figura 3.12. Aquelas curvas denotam que os vários materiais foram ensaiados com compacidade média ou superior, não só pelos picos relativamente pronunciados, que as curvas de tensões evidenciam, como pelo facto dos provetes genericamente terem aumentado de volume, quando solicitados ao corte. De qualquer modo para efeitos comprovativos com os resultados de corte directo, enfatiza-se que todos os provetes atingiram significativas deformações de modo a possibilitarem a obtenção de parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões residuais.

Os resultados obtidos no espaço p - q' (tensão de desvio vs tensão média efectiva) associados aos caminhos de tensões, apresentam-se na Figura 3.13. Os resultados finais em termos de ângulo de atrito de pico e residual, apresentam-se na Tabela 3.10 e Figura 3.14. Daqueles resultados destaca-se em especial o facto da resistência ao corte em termos de tensões residuais, o ângulo de atrito aumentar com o aumento da percentagem de granulado de resíduo de PET.

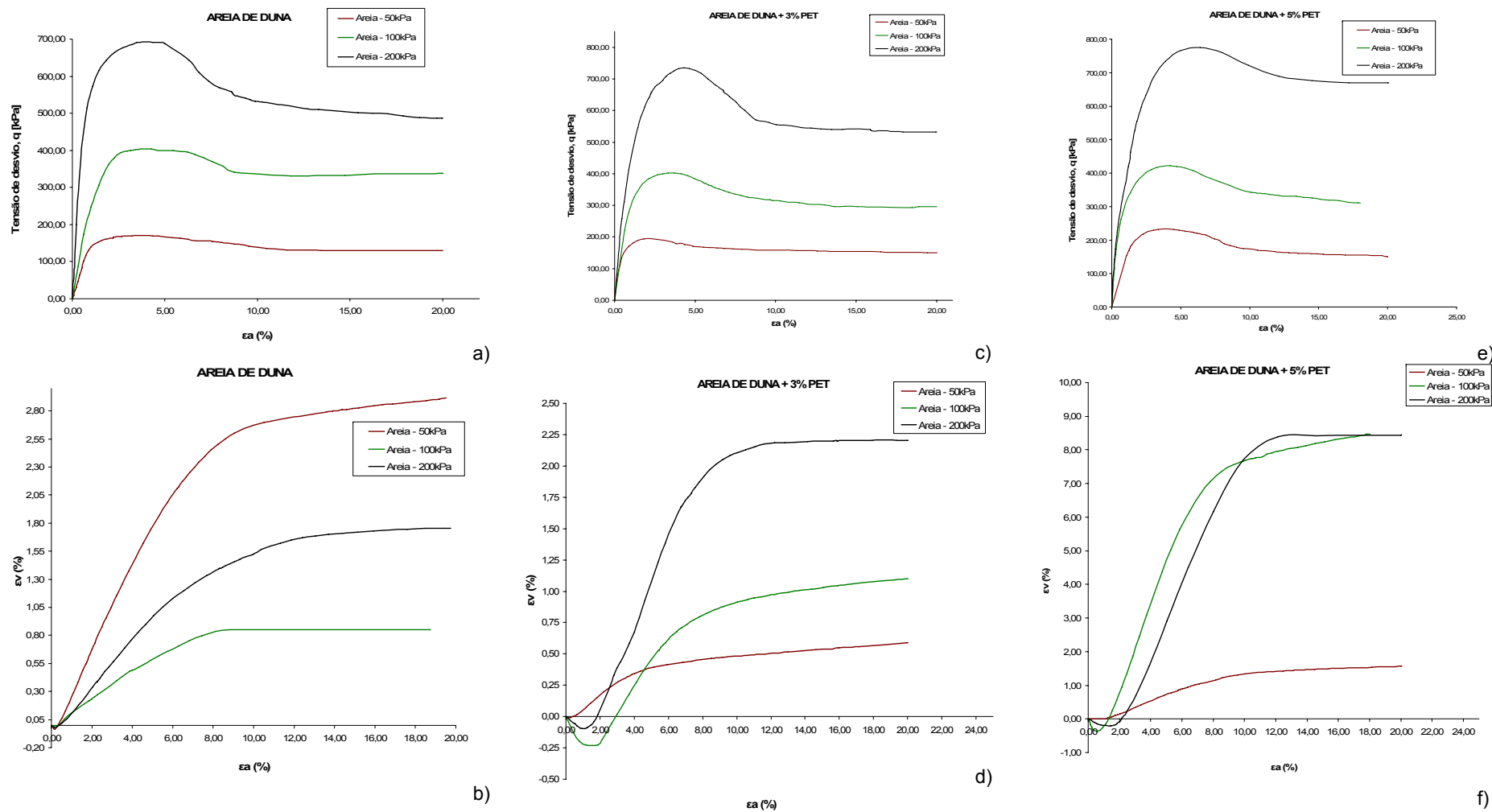


Figura 3.12 - Gráficos de “tensões de desvio (q) vs. extensão axial (ϵ_a)” e respectivas curvas de “extensão volumétrica (ϵ_v) vs. extensão axial (ϵ_a)” a partir de ensaio triaxiais do tipo CD (Consolidado Drenado) realizados em amostras de: a) e b) areias de duna puras; c) e d) areias de dunas com 3% de granulado de resíduo de PET; e) e f) areias de dunas com 5% de granulado de resíduo de PET.

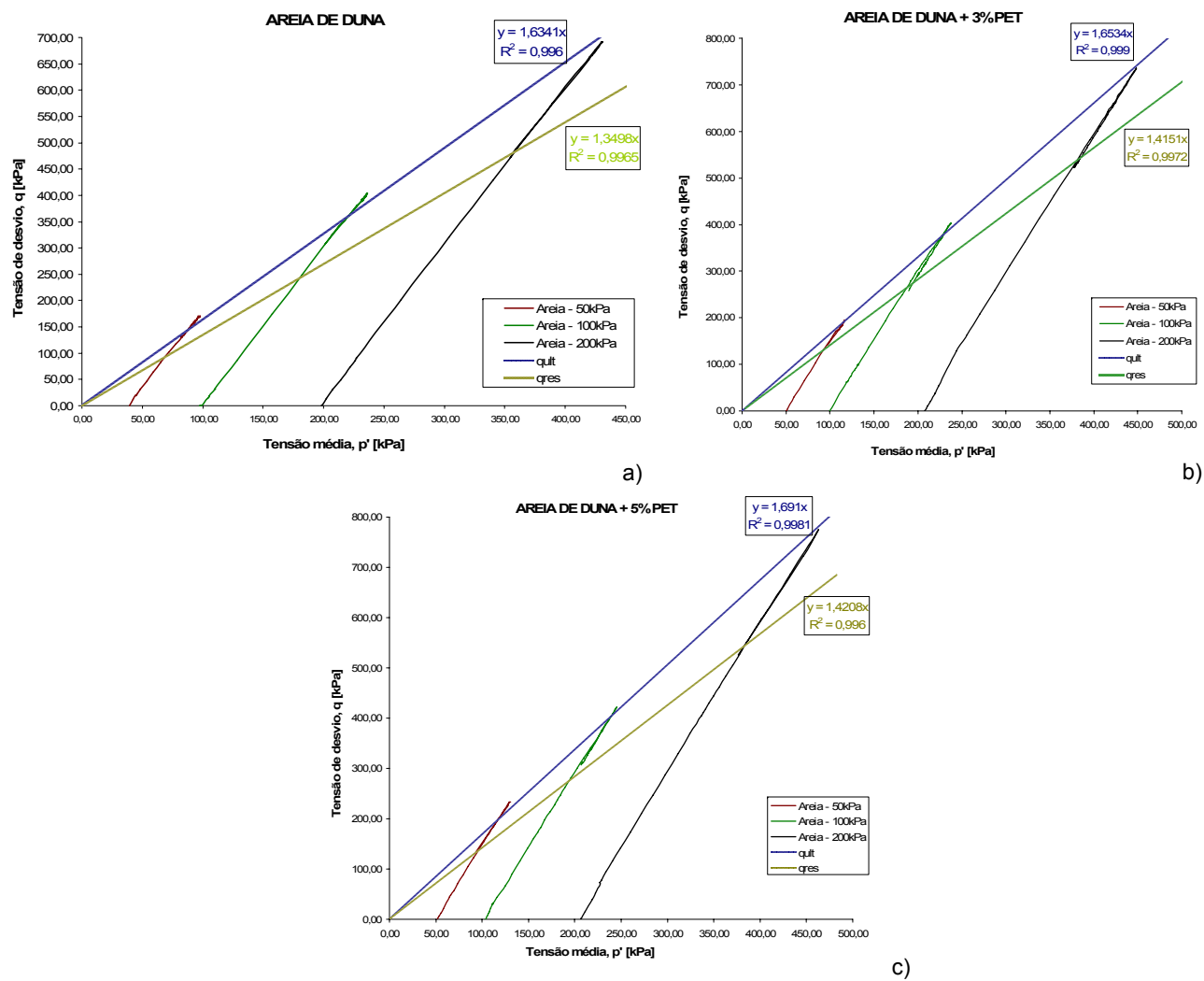


Figura 3.13 - Resultados do ensaio triaxial do tipo CD, em termos de diagramas p' - q e respectivos caminhos de tensões para os vários materiais ensaiados: a) areia de duna pura; b) areia de duna com 3% granulado de resíduo de PET; c) areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET.

Considerando o valor de ϕ_{residual} obtido na areia pura, os acréscimos de ângulo de atrito obtidos para a situação das areias misturadas com o granulado de resíduo de PET em 3% e 5%, são respectivamente 4,4% e 5,1%.

Tabela 3.10 - Resultados de ensaios triaxiais do tipo CD, em termos de ângulo de atrito (ϕ) para os diferentes materiais ensaiados com os índices físicos apresentados.

Amostra	σ'_3 [kPa]	γ_d [kN/m ³]	e_i [-]	e_{cons} [-]	e_f [-]	ϕ_{pico} [°]	ϕ_{residual} [°]
Areia de duna pura	50	16,73	0,58	0,55	0,62	40,0	33,4
	100	16,83	0,57	0,50	0,60		
	200	16,76	0,57	0,54	0,62		
Areia de duna com 3% de PET	50	16,21	0,52	0,52	0,59	40,4	34,9
	100	16,36	0,57	0,53	0,59		
	200	15,99	0,59	0,58	0,62		
Areia de duna com 5% de PET	50	15,67	0,53	0,50	0,61	41,3	35,1
	100	16,24	0,52	0,50	0,52		
	200	16,10	0,50	0,46	0,52		

σ'_3 - tensão principal mínima; γ_d - peso volúmico seco; e_i - índice de vazios inicial; e_{cons} - índice de vazios após a consolidação; e_f - índice de vazios após o corte; ϕ_{pico} - ângulo de atrito de pico; ϕ_{residual} - ângulo de atrito residual.

Tabela 3.11 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura.

Amostra	ϕ_{pico} (°)	$\Delta\phi_{\text{pico}}$ (%)	ϕ_{residual} (°)	$\Delta\phi_{\text{residual}}$ (%)
Areia de duna pura	40,0	-	33,4	-
Areia de duna com 3% de PET	40,4	1,0	34,9	4,4
Areia de duna com 5% de PET	41,3	3,3	35,1	5,1

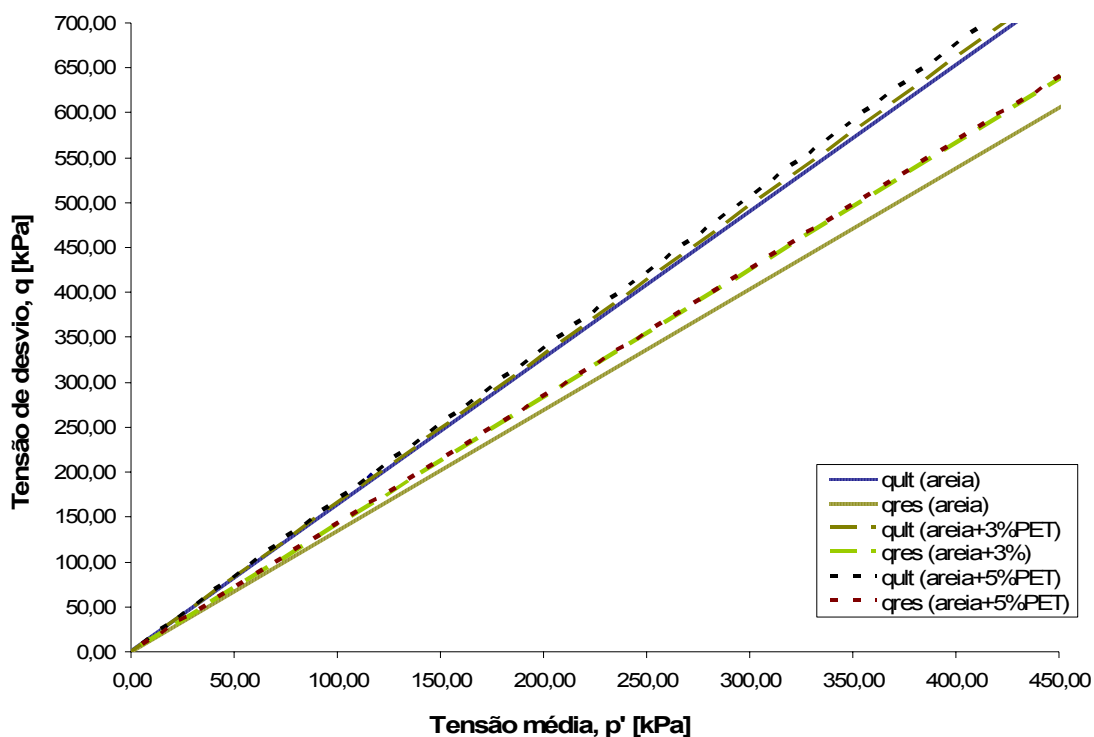


Figura 3.14 - Comparação de resultados em termos gráficos, para os vários materiais estudados, areia de duna pura e misturada com o granulado de resíduo de PET em diferentes percentagens.

3.3.3 Ensaio tipo CBR

Com a finalidade principal de se obter o ângulo de atrito por esta via, de modo a se disponibilizar de mais um método no sentido de averiguar sobre o melhoramento em termos de resistência ao corte das areias de duna quando misturadas com granulado de resíduo de PET, foi então realizado o ensaio clássico tipo CBR, mas efectuado o tratamento de dados como que de um ensaio de carga em placa se tratasse.

Salienta-se que uma vez mais efectuado este ensaio, avaliam-se também os valores de CBR, para as diferentes situações de areias de duna simples e de areias com misturas do granulado de resíduos de PET a 3% e 5%.

Os resultados do ensaio nos vários materiais estudados, em termos de “força vs. penetração”, apresenta-se na Figura 3.15. A partir da referida figura, considerando a força máxima como a correspondente força à rotura, para os vários provetes, apresenta-se a evolução desta característica para as areias de duna e diferentes misturas com granulado de resíduo de PET, na Figura 3.16. Salienta-se desde já a particularidade de também este ensaio mostrar que a resistência das areias de duna aumenta quando tem incorporado no seu seio materiais de resíduo de PET, perspectivando-se inclusive que ao se adicionar uma percentagem superior a 5%, a força na rotura será ainda maior que os valores obtidos.

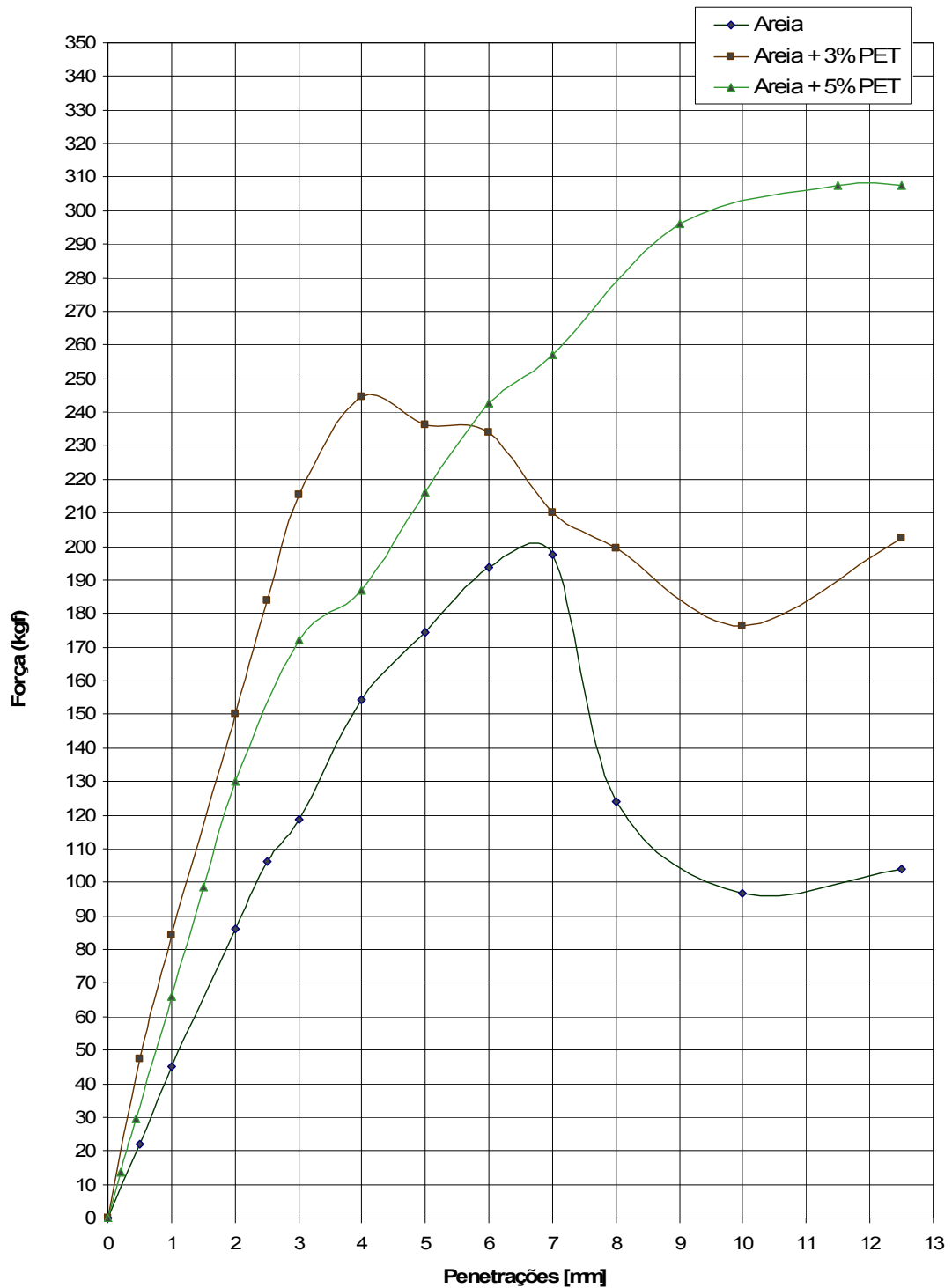


Figura 3.15 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de “força vs. penetração”, para as situações de areias puras e em misturas com o granulado de resíduo de PET.

A partir das curvas apresentadas na Figura 3.15, escolhendo-se o maior valor obtido através das relações (20) e (21) apresentadas por (Picado Santos, 1998), considerando $F_{2,5}$ e F_5 , as forças correspondentes a 2,5 cm e 5 cm de penetração, foram calculados os valores de CBR que estão apresentados na Tabela 3.12.

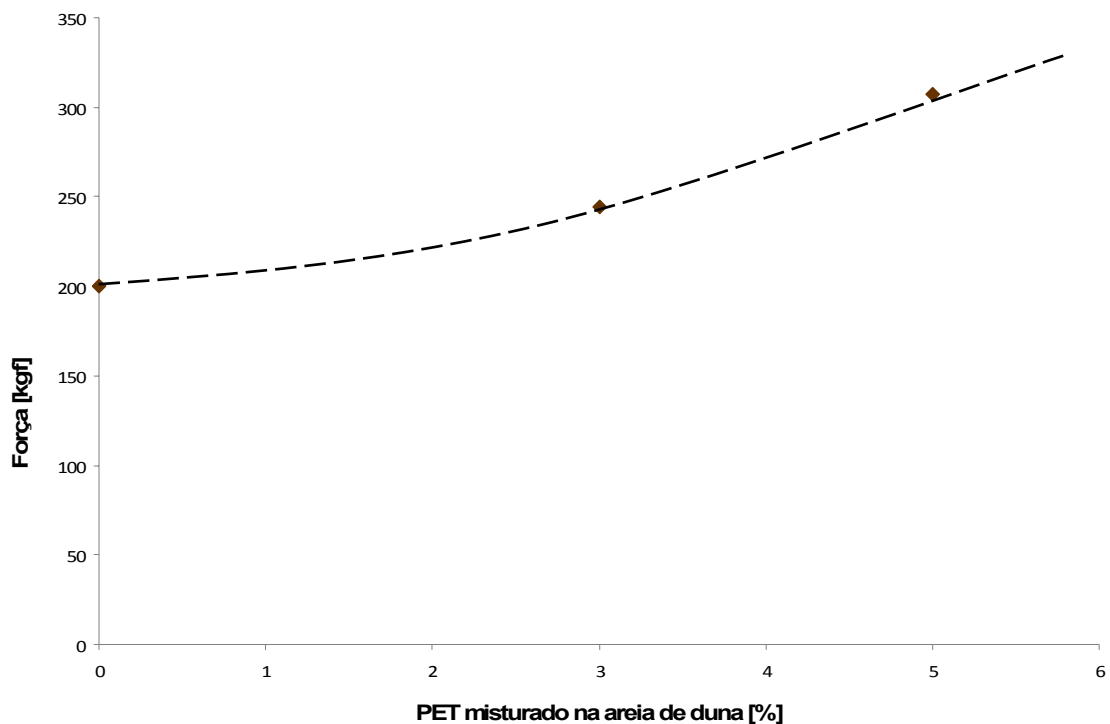


Figura 3.16 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de evolução da força de penetração máxima para diferentes percentagens de granulado de resíduo de PET.

$$\frac{F_{2,5}}{1355} \times 100 \quad (20)$$

$$\frac{F_5}{2033} \times 100 \quad (21)$$

Tabela 3.12 - Valores de CBR para as amostras de areia de duna pura, areia de duna + 3% de granulado de resíduo de PET e areia de duna + 5% de granulado de resíduo de PET.

Amostra	Valor de CBR
Areia de duna pura	8,57
Areia de duna com 3% de PET	13,56
Areia de duna com 5% de PET	12,29

Da análise da Tabela 3.12, podem-se verificar que, de acordo com o caderno de encargos tipo do EP - Estradas de Portugal, S.A. (2009), estes valores com a adição de PET se aproximam dos exigidos, para servirem de material de aterro e de leito de pavimento.

Considera-se agora nesta fase, o tratamento de resultados e consequentes interpretações, como se trate de um ensaio de carga em placa no caso particular: sapata circular de diâmetro $2r$, com r , o raio da fundação, rigorosamente à superfície de um terreno homogêneo puramente atritivo. Assim, neste sentido, considerando o pistão como uma placa de raio de 2,5 cm, apresenta-se a Figura 3.17 com a evolução das “tensões vs. deslocamentos”.

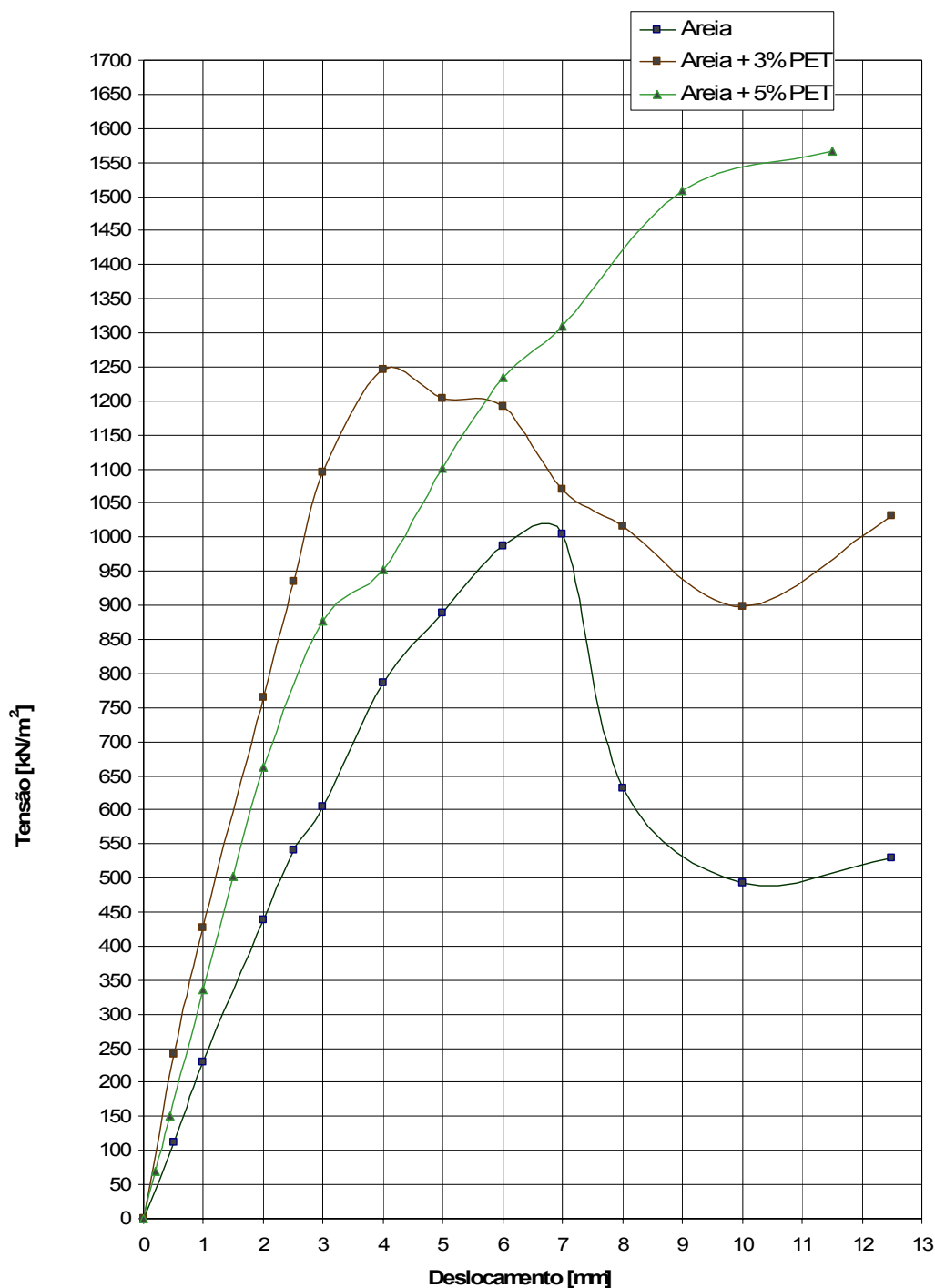


Figura 3.17 - Resultados de um ensaio tipo CBR, admitindo uma situação equivalente a um ensaio de carga em placa, para as situações de areia de duna pura e quando misturada com granulado de resíduo de PET.

Da análise directa deste gráfico é possível observar que a capacidade de carga da areia quando misturada com o granulado de resíduo de PET aumenta substancialmente, ou seja, aumenta cerca de 22%, para o caso da mistura com 3% de PET, e cerca de 54% para o caso da mistura ser com 5% de PET em relação à areia de duna pura.

Salienta-se que de acordo com os resultados obtidos nos ensaios de corte directo e triaxiais, seria de esperar o aumento da capacidade de carga, uma vez que este parâmetro está directamente relacionado com o ângulo de atrito do solo.

No sentido de obter o ângulo de atrito por este ensaio, consideram os valores de tensões máximas, a partir da Figura 3.17, como aqueles que correspondem à rotura, e no seguimento obtêm-se os valores correspondentes de N_γ que por sua vez nos permitem obter o ângulo de atrito para os diferentes materiais em estudo.

Assim, para obter N_γ considera-se a equação (9) adaptada à presente situação, ou seja:

$$N_\gamma = \left(\frac{\sigma_r}{0,6 \times \gamma_B \times r} \right) \times k \quad (22)$$

Salienta-se que em relação ao modo clássico, ou seja em fundações reais e em ensaios de carga *in situ* com placas de raios correntes (25 cm ou superior), o factor k (factor escala), no uso da equação (22), é igual a 1, ou seja, a equação é usada tal como foi desenvolvida inicialmente (equações 10 e 11), no entanto, no presente trabalho, como se está a tentar a sua utilização em laboratório e numa dimensão muito reduzida, usando “uma placa” com raio de 1,25 cm, depois de várias tentativas com iterações, e tentando-se se avançar com um k o mais universal possível, entende-se que o mesmo tenha o valor de 100.

Assim, usando a equação (22), com um factor escala, $k=100$, obtêm-se os valores de N_γ de acordo com o apresentado na Tabela 3.13.

Usando de seguida, numa primeira fase, a solução gráfica, ou correspondente equação de Terzaghi e Peck (1967), apresentada na Figura 2.24, obtêm-se os ângulos de atrito para os diferentes materiais ensaiados de acordo com o apresentado na Tabela 3.13.

Como a relação ente N_γ e o ângulo de atrito, não é consensual entre os vários autores, como se apresentou no capítulo anterior, consideram-se agora as equações (11) a (15) e estabelecem-se as relações gráficas correspondentes entre ente N_γ e o ângulo de atrito para os diferentes autores, apresentadas na Figura 3.18.

Assim, a partir das relações gráficas entre aqueles parâmetros (N_γ vs. ϕ) obtêm-se os vários valores de ângulo de atrito para os diferentes materiais ensaiados, apresentados na Tabela 3.13. Destes resultados, a solução de Vesic (1973, *in* Bowles, 1988) e do EC7 (1999) são aquelas de que se aproximam mais dos resultados dos ensaios triaxiais, sendo que para a areia de duna pura a solução apresentada por Terzaghi e Peck (1967) também apresenta alguma proximidade.

Tabela 3.13 - Resultados do ensaio tipo CBR, em termos de tensão de rotura e correspondentes ângulos de atrito nos diferentes materiais ensaiados puramente atritivos, por diferentes autores.

Amostra	Tensão de rotura - σ_γ [kN/m ²]	N_γ [-] equação (22), $k=100$	Ângulo de atrito - ϕ [°]					Média
			Terzaghi e Peck (1967)	Meyerhof (1963, <i>in</i> Bowles (1988))	Hasen (1970, <i>in</i> Bowles (1988))	Vesic (1973, <i>in</i> Bowles (1988))	EC 7 (1999)	
Areia de duna pura	1019,0	41,2	32,6°	35,5°	36,1°	33,9°	34,1°	34,4°
Areia de duna com 3% de PET	1246,0	52,9	36,2°	37°	38,0°	35,8°	35,9°	36,6°
Areia de duna com 5% de PET	1567,0	67,0	38,1°	38,2°	38,5°	37,8°	36,8°	37,7°

Salienta-se que também por esta via o ângulo de atrito para as areias de duna com granulado de resíduo de PET é superior ao ângulo de atrito das areias simples, havendo para as situações de resíduo de PET em 3% e 5%, um incremento do ângulo de atrito na ordem de 6,4% e 9,6%, respectivamente, como se mostra na Tabela 3.14, considerando o ângulo de atrito em termos médios a partir das equações dos vários autores.

Tabela 3.14 - Variação dos ângulos de atrito (ϕ) para os vários materiais com resíduo de PET em relação à areia de duna pura, a partir do ensaio tipo CBR, considerando os resultados em termos médios a partir das equações dos vários autores.

Amostra	ϕ [°]	$\Delta\phi$ [%]
Areia de duna pura	34,4°	-
Areia de duna com 3% de PET	36,6°	6,4
Areia de duna com 5% de PET	37,7°	9,6

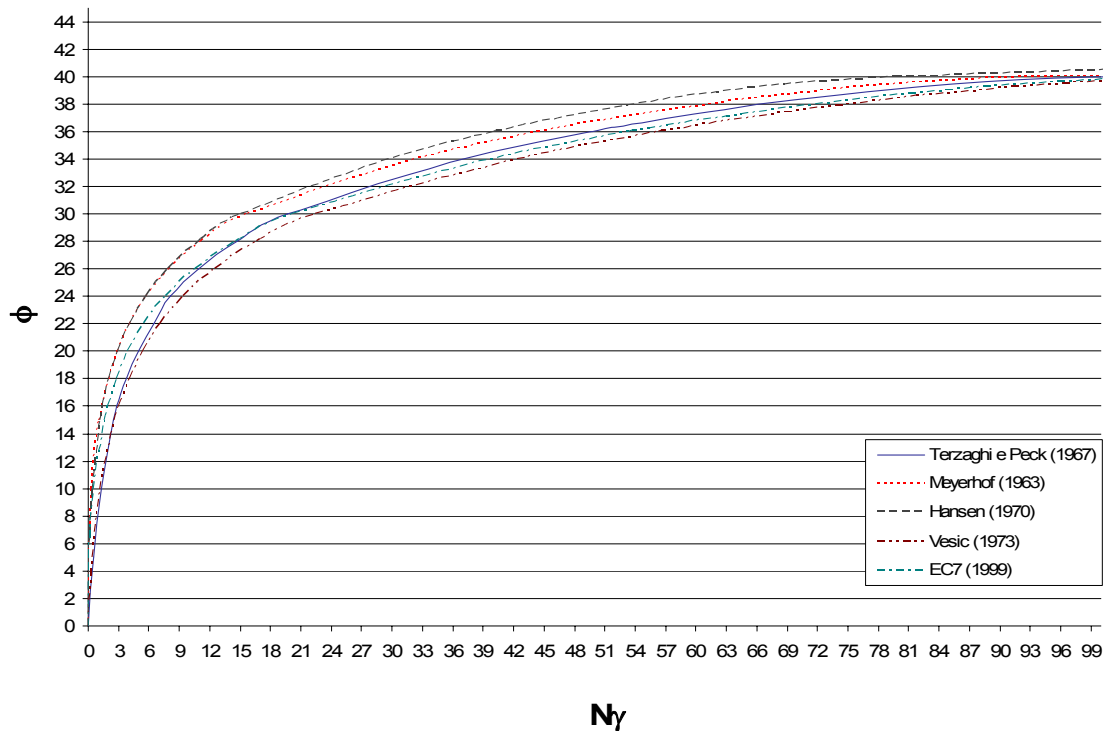


Figura 3.18 Gráfico ϕ vs. N_y : a) com escala total (até 1200); b) com a escala apenas até ao valor de 70 para N_y .

3.3.3.1 Comparação do ângulo de atrito pelos diferentes métodos

Como se pode verificar da Tabela 3.15, que apresenta um resumo dos valores do ângulo de atrito obtido para os ensaios de resistência ao corte realizados (corte directo e triaxial) assim como do ensaio tipo CBR, simulando uma carga em placa. Como se afirmou nos respectivos itens o ângulo de atrito aumentou em todos eles, com o aumento da percentagem de granulado de resíduos de PET que se misturou na areia, embora existam algumas discrepâncias nesse aumento em relação aos vários ensaios.

Tabela 3.15 - Comparação dos ângulos de atrito obtido pelos vários ensaios realizados (corte directo, triaxial e tipo CBR).

Ensaio	Corte Directo		Triaxial		Tipo CBR	
	$\phi_{\text{residual}} (^{\circ})$	$\Delta\phi_{\text{residual}} (\%)$	$\phi_{\text{residual}} (^{\circ})$	$\Delta\phi_{\text{residual}} (\%)$	$\phi (^{\circ})$	$\Delta\phi (\%)$
Areia de duna pura	26,2	-	33,4	-	34,4	-
Areia de duna + 3% PET	28,8	10	34,9	4,4	36,6	6,4
Areia de duna + 5% PET	31,4	20	35,1	5,1	37,7	9,6
PET	34,9	33	-	-	-	-

3.3.4 Compressibilidade

Dos ensaios edométricos realizados nas quatro amostras (areia de duna pura, areia de duna com 3% de granulado de resíduo de PET, areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET e granulado de resíduo PET puro) resultaram os gráficos individuais para os vários materiais, apresentados na Figura 3.19. Aqueles resultados são ainda apresentados em conjunto, considerando a forma normalizada das curvas (e/e_0) na Figura 3.20.

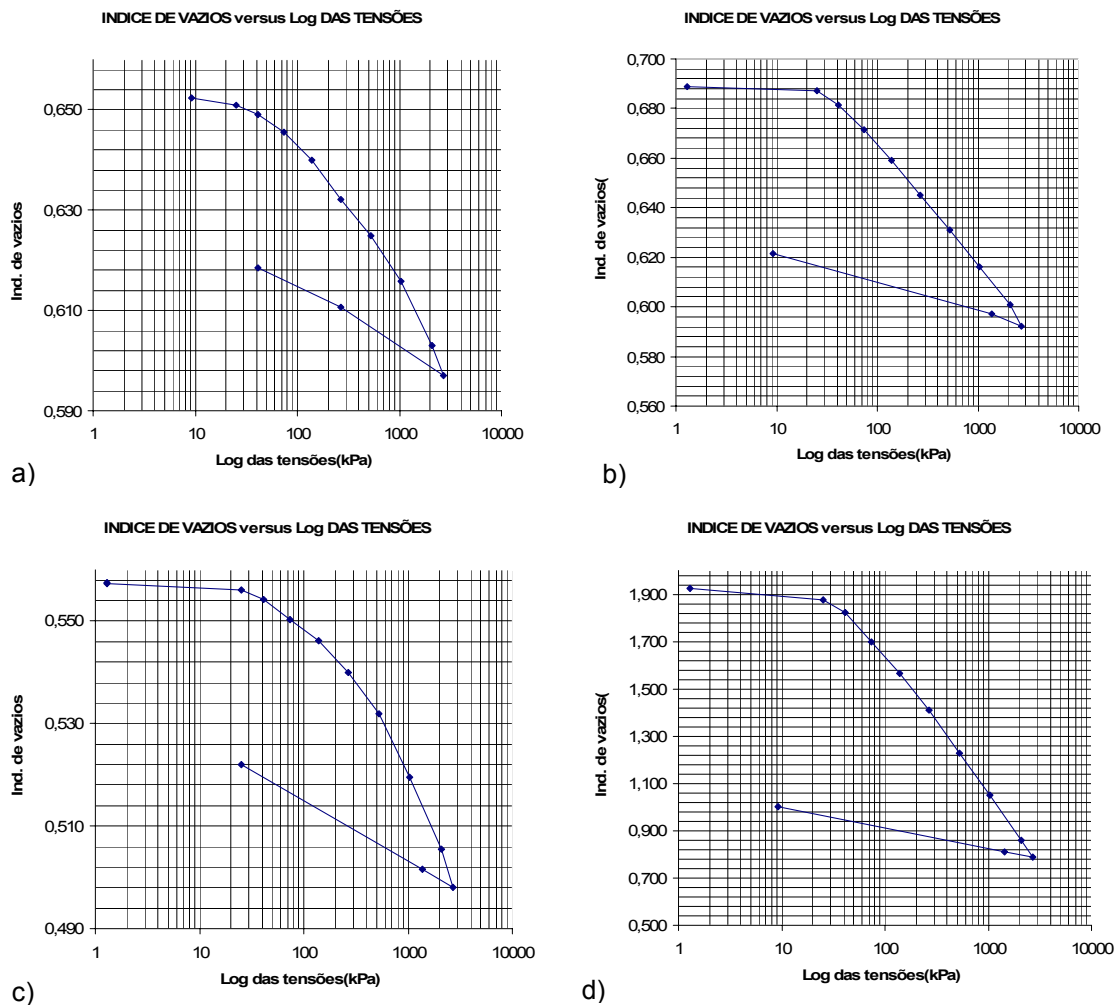


Figura 3.19 - Curvas de compressibilidade a partir de ensaios edométricos, índice de vazios vs. log das tensões: areia de duna pura a); areia de duna com 3% de granulado de resíduo de PET b); areia de duna com 5% de granulado de resíduo de PET c) e granulado de resíduo de PET puro d).

Na Tabela 3.16 apresentam-se os valores obtidos do estudo e análise das curvas dos gráficos da Figura 3.19 e da Figura 3.20, recorrendo às fórmulas (2.13), (2.14), (2.15) e (2.16) apresentadas no item 2.3.4.1 do capítulo anterior e também com o tratamento dos dados de acordo com o indicado na bibliografia consultada.

Da análise dos vários gráficos da Figura 3.19, da Figura 3.20 e da Tabela 3.16 pode-se concluir que a adição do granulado de resíduo de PET na areia, a compressibilidade é incrementada. Refere-se o facto da compressibilidade do granulado de resíduo de PET puro, ser

relativamente considerável, por exemplo com o índice de compressão (c_c) da ordem de grandeza do que é típico já em solos argilosos. De qualquer modo, enfatiza-se de um modo especial, que o facto de se adicionar o granulado de resíduo de PET em percentagens de 3% e 5%, a compressibilidade não muda de um modo significativo em relação à areia de duna pura, pois veja-se por exemplo os valores de C_r continuam a ser muito baixos e típicos de solos arenosos.

Em relação à tensão de pré consolidação (σ_p') observaram-se valores muito impares (Tabela 3.16), o que mostra bem a dificuldade de moldar este tipo de materiais no interior da célula edométrica, de modo a que os provetes respeitem sempre as mesmas características iniciais.

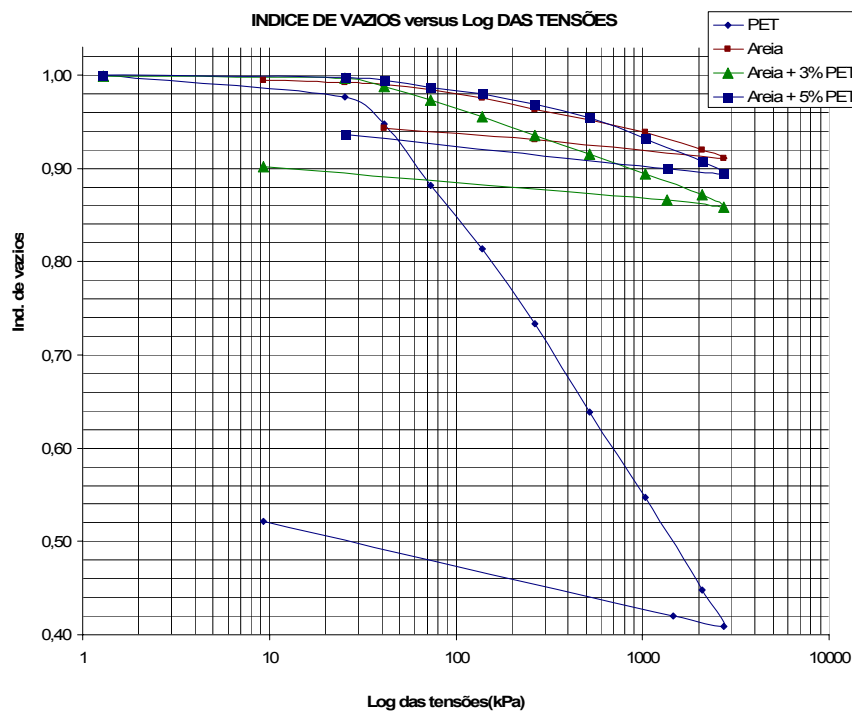


Figura 3.20 - Curvas de compressibilidade normalizadas (e/e_0) a partir dos ensaios edométricos, para todas as amostras estudadas.

Tabela 3.16 - Resultados dos ensaios edométricos em termos de tensão de pré-consolidação (σ_p') e ainda dos vários parâmetros de compressibilidade.

Amostras	σ_p' (kN/m ²)	C_c [-]	C_s [-]	m_v ($\sigma_{v[150-200]}$) (m ² /kN)	m_v ($\sigma_{v (final)}$) (m ² /kN)
Areia de duna	200,00	0,033	0,003	0,0026	0,0004
Areia de duna com 3% de PET	80,00	0,050	0,001	0,0032	0,0005
Areia de duna com 5% de PET	370,00	0,064	0,001	0,0031	0,0010
PET	40,00	0,611	0,035	0,0468	0,0046

c_c - índice de compressão, c_s - índice de expansão; m_v - coeficiente de compressibilidade volumétrica.

CAPITULO 4

4 - CONCLUSÕES E PERPECTIVAS FUTURAS

4.1 Conclusões

Tendo este trabalho que agora se conclui como objectivo geral, o estudo do comportamento e características mecânicas das areias de duna quando nelas se introduzem partículas de resíduos de PET, após a realização de ensaios laboratoriais e da análise dos resultados obtidos podem ser retiradas as conclusões que se apresentam em seguida.

De forma geral, em termos de propriedades de caracterização e físicas, a introdução do granulado de resíduos de PET na areia de duna, não trás significativas modificação, nomeadamente:

- em termos de composição granulométrica, as alterações que o PET provoca na areia, são apenas em termos de dimensão das partículas que em função da percentagem de PET misturado, assim será a “posição” da curva granulométrica dentro das areias medias, sendo sempre o conjunto solo-PET um “solo” de granulometria uniforme;
- a mistura do PET na areia, vai-se traduzir numa diminuição da densidade deste novo material, sendo tanto menos denso, quanto maior for a percentagem de PET misturada;
- quando se procede à compactação da areia com PET misturado, o comportamento da mistura não é alterado comparativamente com o comportamento típico que as areias apresentam. A inclusão do PET na areia apenas vai provocar uma diminuição do peso volúmico em função da percentagem (cerca de 4% e 5% para 3% e 5% de PET misturado respectivamente);
- o PET, pelo ensaio de equivalente de areia, apresenta valores, como se de uma areia se tratasse;
- a permeabilidade da areia aumenta com o aumento da percentagem de PET na mistura, formando assim um “solo” com maior capacidade para de deixar atravessar pelos líquidos.

Em relação às propriedades mecânicas, de um modo genérico as areias de duna com as misturas de 3 e 5% de granulado de resíduo de PET, aumentam a resistência ao corte, traduzida por um aumento do ângulo de atrito interno, com o aumento da percentagem de resíduo de PET, com a particularidade de em termos de compressibilidade esta aumentar com a percentagem de resíduo de PET, mas quase sem significado, pelo menos com as percentagens de PET usadas no presente trabalho, salientando-se que os “solos” com as

misturas mantêm um comportamento mecânico característico dos solos arenosos. Assim neste âmbito das propriedades mecânicas, e a partir dos vários ensaios no presente trabalho, detalha-se o seguinte:

- dos resultados dos ensaios de corte directo verificou-se um aumento do ângulo com o aumento do resíduo de PET, tendo-se obtido para a mistura com 3% e 5% de PET, um aumento de 2,50° (10,0%); e 5,20° (20,0%), respectivamente em relação à areia de duna pura, com 26,20° a partir de tensões residuais;

- à semelhança do que aconteceu para os ensaios de corte directo, também nos ensaios triaxiais se verificou um aumento do ângulo de atrito para as misturas, apesar de aqui ter sido menos significativo, tendo-se obtido para a mistura com 3% e 5% de PET, um aumento de 1,50° (4,4%) e de 2,0° (5,1%), respectivamente em relação à areia de duna pura com 33,4°, em termos de tensões residuais;

- também a partir do ensaio tipo CBR, admitindo-se como um ensaio de carga em placa, obteve-se à semelhança do que aconteceu para os ensaios de corte directo e triaxiais, um aumento do ângulo de atrito para as misturas, apesar de aqui ter sido menos significativo, tendo-se obtido para a mistura com 3% e 5% de PET, um aumento de 1,50° (6,4%) e 2,0° (9,6%), respectivamente em relação à areia de duna pura com 33,4°, quando se consideram os resultados em termos médios a partir das equações (N_γ vs. ϕ) dos vários autores.

- ainda a partir do ensaio tipo CBR, avaliando a situação em termos de capacidade de carga, esta também aumentou e com significativo incremento com a aplicação do PET, ou seja, aumenta cerca de 22% para o caso da mistura com 3% de PET, e cerca de 54% para o caso da mistura ser 5% de PET em relação à areia de duna pura que apresenta 1019 kN/m² em termos de tensão de rotura;

- relativamente à compressibilidade, particulariza-se o facto de a areia de duna pura apresentar um índice de compressão (C_c) de 0,033 e com a adição do resíduo de PET, em 3% e 5%, obtiveram-se respectivamente 0,050 e 0,064, ou seja, ambos os valores muito baixos e típicos de solos arenosos, onde são apenas os assentamentos instantâneos os predominantes.

Salienta-se ainda que as várias misturas são efectuadas com muita facilidade por simples remeximento manual ou mecânico, particularidade muito positiva de assinalar em relação ao que acontece em outros tipos de misturas com fibras geossintéticas no âmbito do micro-reforço.

Por fim, enfatiza-se as vantagens ambientais em reutilizar as garrafas da indústria de refrigerantes, em vez de lhe dar o destino tradicional, que de deposição em aterro, quer de incineração que não são soluções ambientalmente bem vistas.

4.2 Perspectivas futuras

Deste estudo inicial pode-se afirmar que a hipótese da aplicação de resíduos de PET misturados em areias, no sentido de micro-reforçar estes solos, em função dos resultados obtidos, poderá vir a ser uma boa solução futuramente, contudo não se deixa de fazer aqui um chamada de atenção para a necessidade da realização de mais ensaios e de um estudo mais intenso e aprofundado desta técnica.

Espera-se que a realização deste trabalho possa ser o início de uma possível solução e incentivo para o estudo mais aprofundado e com outras variantes de micro-reforço de solos com resíduos de PET.

Seria de todo interessante a realização deste trabalho com outros tipos de areias e ainda com argilas, usando vários tipos de garrafas da indústria de refrigerantes, e com misturas em percentagens num intervalo mais amplo do que o usado neste trabalho.

Ficam também outras sugestões no sentido de experimentar a utilização após se submeter os resíduos de PET com as misturas a temperaturas que o façam fundir, sem lhe destruir as suas características químicas, de modo a que nesse processo agregue partículas de areia, e no conjunto as torne em grânulos de tamanho de seixos, conferindo-lhe assim um aumento muito significativo na resistência ao corte. Este princípio já é usado actualmente no fabrico de geotêxteis do tipo térmico de modo a ligar os vários fios, conferindo-lhe em especial a sua resistência à tracção.

Numa possível fase mais avançada, dever-se-á passar também à realização de ensaios de campo com recurso a esta técnica.

Por fim, deixa-se a importância de realizar pesquisas sobre a durabilidade destes materiais em obra, apesar de se acreditar que serão de “longa vida”, ao fazer um paralelismo com o que acontece nos geossintéticos em geral, em que alguns são obtidos a partir de fibras sintéticas de PET, e que têm uma grande longevidade comprovada quando integrados nas estruturas terrosas.

BIBLIOGRAFIA

Andrade Pais, L. J. (2007). Comportamento Mecânico do Solo Residual Granítico da Covilhã com Efeito de Contaminantes. Dissertação para a Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Universidade da Beira Interior. Covilhã.

ASTM (1987) ASTM D 2487-85, D2488-84. 1987. Annual Book of ASTM Standards. Soil and Rock; Building Stones; Geotextiles. Section 4. Volume 04.08.

Bergado, D. T.; Anderson, L. R.; Miura, N.; Balasubramaniam A. S. (1996). Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments. ASCE PRESS. New York.

Bowles, J. E. (1988). Foundations Analysis and Design. Fourth Edition. McGraw Hill. Singapore.

Branco, F.; Ferreira, P.; Picado Santos, L. (2008). Pavimentos Rodoviários. Almedina. Coimbra.

Campos Pereira, R. de C., Machado, A. de H.; Silva, C. G. (2002). (Re)Conhecendo o PET. Química e a Sociedade. Química Nova na Escola #15.

Canova, C. A.; Pinto, M. I. M.; Falorca, I. M. C. F.G.; Vieira, M. T. F. (2009). Reciclagem de Resíduos Plásticos para o Reforço dos Solos. 3º Seminário Português de Geossintéticos. Coimbra.

Canova, C. A.; Pinto, M. I. M.; Falorca, I. M. C. F. G.; Vieira, M. T. F. (2010). Recycling Domestic Plastic Mesh Bags for Soil Reinforcement. 9th International Conference on Geosynthetics. Brazil.

Cernica, J. N. (1995). Geotechnical Engineering - Soil Mechanics. John Willey & Sons. Inc. Canada.

Clayton, C. R. I.; Milititsky, J.; Woods, R. I. (1993). Earth Pressure and Earth-Retaining Structures. Chapman & Hall. New Delhi.

Coelho, S. (1996). Tecnologia de Fundações. Edições EPGE, Amadora.

Conceição, E. S. (2009). Garrafas, PET e Ecologia. Site: <http://www.paisagismodigital.com.br/Noticias/Default.aspx?CodNot=45>.

Coppin, N. J., Richards, I. G. (1990). Use of Vegetation in Civil Engineering. Ciria. London.

Cunha, K. (2009). Fungo que Degrada PET. Site: <http://karlacunha.com.br/fungo-que-degrada-pet/>.

CUR - Centre for Civil Engineering Research and Codes (1996). Building on Soft Soils - Design and Construction of Earthstructures both on and into Highly Compressible Subsoils of Low Bearing Capacity. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Das, B. M. (1990). Principles of Foundation Engineering - 2nd Edition. PWS Publishing Company. Boston.

Das, B. M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica - Tradução da 6^a edição norte-americana. Thomson. Canada.

Dunn, L. S.; Anderson, L. R.; Kiefer, L. W. (1980). Fundamentals of Geotechnical Analysis. John Wiley & Sons, Inc. Canada.

EC7 (1999). Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico - Parte 1: Regras Gerais. Instituto Português da Qualidade.

EP - Estradas de Portugal, S.A. (2009). Caderno de Encargos Tipo. Amadora

Escario, V.; Alpañes, J. L. de J. (1970). Resistência al Esfuerzo Cortante de los Suelos. Centro de Estudios y Experimentacion de Obras Públicas - Laboratorio del Transporte Y Mecânica del Suelo.

Falorca, I. M. C. F. G. (2002). Comportamento do solo Microreforçado com Fibras Sintéticas de Pequeno Comprimento. Dissertação para a Obtenção do Grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra.

Falorca, I. M. C. F. G.; Pinto, M. I. M.; Ferreira Gomes, L. M. (2007). Contribuição para o Método Construtivo de solos Reforçados com Fibras Geossintéticas. 2º Seminário Português sobre Geossintéticos. LNEC, Lisboa.

Fernandes Teixeira, G. S. (2009). Geomecânica de Solos em Ambientes Contaminados. Dissertação para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Construção. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior. Covilhã.

Ferreira Gomes, L. M. (1992). Zonamento Geotécnico da Área Urbana e Suburbana de Aveiro - Volume I. Dissertação para a Obtenção do Grau de Doutor em Geologia de Engenharia. Universidade de Aveiro. Aveiro.

Ferreira Gomes, L. M. (2006a). Apontamentos da Disciplina de Melhoramento e Reforço de Taludes da Licenciatura em Engenharia Civil. Universidade da Beira Interior. Covilhã.

Ferreira Gomes, L. M. (2006b). Apontamentos da Disciplina de Fundações. Licenciatura em Engenharia Civil. Universidade da Beira Interior. Covilhã.

Ferreira Gomes, L. M.; Ladeira, F. L. (1995). Caracterização Geotécnica das Areias Dunares entre Aveiro e Vagos. 5º Congresso Nacional de Geotecnia - Volume 1. Sociedade Portuguesa de Geotécnica, Coimbra.

Ferreira Gomes, L. M.; Falorca, I. M. C. F. G.; Andrade Pais, L. J. (2009). Contribuição para aplicar Resíduos de PET no Micro-Reforço de Areias. 3SPGeossintéticos. ACIV, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Festugato, L. (2008). Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Micro-Reforçado com Fibras de Distintos Índices Aspecto. Dissertação para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

Folque, J. (1987). Introdução à Mecânica dos Solos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Fortunato, E. (2006). Caracterização Físico-Mecânicas de Plataformas Ferroviárias, 9º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil - UNIC 2006. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa.

Freeman, G. E.; Fischenich, J. C. (2000). Gabions for Streambank Erosion Control. ERDC TN-EMRRP SR-22.

Gamski (1985). The Geotextiles Hand Book. EMPA. St Gallen.

Garcia, F. (2010). Fortaleza em Fotos & Fatos. Site: <http://fortalezaemfotos.blogspot.com/2010/08/politica-nacional-de-residuos-solidos.html>.

Goodfellow Cambridge Limited. (2003) - Polyethylene Terephthalate Polyester (PET, PETP) - Properties and Applications. Site: <http://www.azom.com/details.asp?articleid=2047>.

Google (2010). Imagens obtidas a partir do Software Google Earth (www.earth.google.com).

Gorny, A. A. (2000). Dossiê PET - Breve Resumo sobre esta Versátil Resina. Site: <http://www.gorni.eng.br/pet.html>.

Handy, R. L.; Spangler, M. G. (2007). Geotechnical Engineering - Soil and Foundation Principles and Practice, Fifth Edition. McGraw Hill. New York.

Ingold, T. S. (1982). Reinforced Earth, Thomas Telford, London.

Ingold, T. S. (1994). The Geotextiles and Geomembranes Manual. Elsevier Science Publishers, Ltd^a, Oxford.

Jones, Colin J. F. P. (2002). Guide to Reinforced Fill Structure And Slope Design. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.

Koerner, R. M. (1999). Designing with Geosynthetics. 4th Edition. Prentice Hall. New Jersey.

Ladeira, F. L.; Ferreira Gomes, L. M. (1989a). Da Granulometria das Areias ao seu Ângulo de Atrito. 3º Encontro Nacional de Geotecnia - Volume 1. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Porto.

Ladeira, F. L.; Ferreira Gomes, L. M. (1989b). Estudos Geotécnicos sobre as Areias da Zona de Aveiro. 3º Encontro Nacional de Geotecnia - Volume 1. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Porto.

Llano, L. C. de (1993). Torrent Control and Streambed Stabilization. FAO Land and Water Development Series, Nº 9. Food and Agriculture Organization of The United Nations. Rome

LNEC (1966a). E 196 - Solos. Análise Granulométrica. LNEC;

LNEC (1966b). E 197 - Solos. Ensaio de Compactação. LNEC;

LNEC (1967a). E 198 - Solos. Determinação do CBR;

LNEC (1967b). E 199 - Solos. Ensaio de Equivalente de Areia. LNEC;

LNEC (1970). E 240 - Solos. Classificação para Fins Rodoviários;

Mandal, J. N.; Divshikar, D. G. (1995). Soil Testing in Civil Engineering. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Matos Fernandes, M. (1994). Mecânica dos Solos, I Volume. FEUP. Porto.

Morgan, R. P. C.; Rickson, R. J. (1995). Slope Stabilization and Erosion Control: a Bioengineering Approach. Chapman & Hall. London.

NP (1965). Norma Portuguesa NP 83 - Solos. Determinação da Densidade das Partículas.

Ortigao, J. A. R. (1995). Soil Mechanics in the Light of Critical State Theories - An Introduction. A.A. Balkema/Rotterdam/Brookfield.

Phear, A. (2005). Soil Nailing: Best Practice Guidance. Ciria.

Picado Santos, L.; Branco, F. E. F.; Capitão, S. D. (1998). Vias de Comunicação - Capítulos 19, 20 e 21 - Volume 2. Universidade de Coimbra, Coimbra.

Pinto, M. I. M.; Rebelo, C. A. S.; Ferreira Gomes, L. M.; Falorca, I. M. C. F. G. (2007). Micro-Reforço do Material com Fibras Curtas de Polipropileno. V Seminário Arquitectura de Terra em Portugal Aveiro Universidade de Aveiro.

Plasmet - Termoplásticos lda. (2010). Site: [http://www.plasmet.com.br/materia_prima/Politereftalato_de_Etileno_\(PET\).htm](http://www.plasmet.com.br/materia_prima/Politereftalato_de_Etileno_(PET).htm).

Romão, W.; Spinacé, M. A. S.; Paoli, M.-A. De (2009). Poli(Tereftalato de Etileno), PET: Uma Revisão Sobre os Processos de Síntese, Mecanismos de Degradação e sua Reciclagem. Polímeros: Ciência e Tecnologia, vol. 19, nº, p. 121-132.

Santos, A. C. dos (2008). Estudo da Reciclagem do Poli(Tereftalato de Etileno) - PET Pós-Consumo e de suas Propriedades, quando Submetido à Radiação Ionizante. Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Ciências na Área de Tecnologia Nuclear - Aplicações. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares. Autarquia Associada à Universidade de São Paulo. São Paulo.

Santvoort, G. P. T. M. Van (1994). Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. A.A. Balkema, Rotterdam. Netherlands

Sawicki, A. (2000). Mechanics of Reinforced Soil. A.A. Balkema, Rotterdam. Netherlands.

Silva Cardoso, A. J. (1987). Mecânica dos Solos. Módulo 2. Conceitos em Mecânica dos Solos e Caracterização Mecânica dos Solos. Universidade de Aveiro.

Simons, N.E.; Menzies, B. K. (1981). Introdução à Engenharia de Fundações. Editora Interciência Ltda, Rio de Janeiro - Brasil.

Teixeira, C. F. (2006). Análise Numérica de Ensaios em Solo Reforçado com Geogrelha. Dissertação para o grau de Mestre em Geotecnia. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice - Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. United States Of América.

Thinagaren, R; Ramasamy, V. (2004). An Assessment of Geogrid Reinforced Soil Slope. Report Submitted as a Partial Fulfilment of the Requirement for the Award of the Bachelor Degree in Civil Engineering. Faculty Of Civil Engineering. Universiti Teknologi Malaysia.

Toé Casagrande, M. D. (2001). Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno Visando o uso como Base de Fundações Superficiais. Dissertação para a Obtenção do Grau de Mestre em Engenharia. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre.

UFAL, 2010. Portal de Extensão – UFAL. Procedimentos da Utilização de Materiais Recicláveis. Site: <http://portaldeextensao.wikidot.com/procedimentos-da-utilizacao-de-materias-reciclaveis>.

Xanthakos, P. P. (1991). Ground Anchors and Anchored Structures. John Willey & Sons, Inc. Canada.