



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Engenharia

A utilização de óleo lubrificante usado na melhoria das propriedades do solo

Rui Daniel Lopes Lima Duarte

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor Luís José Andrade Pais

Covilhã, Junho de 2011

Agradecimentos

Ao Prof. Luís Pais pela inextinguível orientação técnica e científica do trabalho, por todo o incessante acompanhamento e apoio prestado.

Agradeço à Universidade da Beira Interior, pela disponibilidade de meios laboratoriais em Mecânica dos Solos e ao centro Geobiotec da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais pela educação, confiança e ânimo que me foram transmitidos desde sempre e pela oportunidade de frequentar o ensino superior.

Ao meu irmão, familiares e amigos pela extrema amizade, força e companheirismo.

À minha namorada, pelo seu apoio incondicional.

Resumo

O mundo está numa fase de reutilização e de descoberta de novos materiais para uso na construção civil, seja com carácter estrutural ou como barreiras de impermeabilização, revelando assim uma enorme importância a investigação e compreensão dos modelos mecânicos destes. A combinação de materiais com características físicas e mecânicas conhecidas individualmente, utilizados conjuntamente e verificar se ocorrem melhorias no seu comportamento físico e mecânico global é de todo o interesse. Este processo de criação de um novo material, entre outros, tem vindo a tornar-se uma nova corrente no domínio da geotecnia ambiental.

Neste estudo o solo residual granítico é utilizado misturado com 10% de cal com óleo lubrificante usado, sendo o novo solo designado por solo artificial (M10) pois deixou de se encontrar no seu estado natural, passando a estar num equilíbrio físico, químico e mecânico diferente do solo original. O solo residual granítico encontra-se bem documentado por alguns autores, nomeadamente Andrade Pais e Gomes (2007), iniciou-se então uma nova etapa de conhecimento sobre solos artificiais. Andrade Pais (2007), iniciou o estudo da interacção dos contaminantes tais como gasolina, gasóleo, lixiviado de um aterro sanitário, vinho do Porto e óleo lubrificante usado de forma a compreender alterações no comportamento mecânico do solo residual granítico, tendo sido verificado que existem dificuldades ligadas à heterogeneidade dos solos e que basicamente o comportamento mecânico se mantinha estável e verifica-se uma potencial alteração do equilíbrio físico e químico do solo.

Naturalmente esta dissertação segue esses passos, utilizando uma parte desse desenvolvimento nos solos artificiais criados por Andrade Pais (2007), com diferentes proporções de cal e óleo na matriz do solo residual granítico, e aprofundando um pouco ao realizar mais ensaios complementares no solo M10, e esperando com isso, efectuar mais algumas conclusões. O solo artificial M10 foi a mistura óptima definida, identificou-se e classificou-se novamente, corroborando as classificações anteriormente efectuadas e o modelo mecânico foi definido a partir do conhecimento da compressibilidade, consolidação e dos parâmetros de resistência ao corte, quer a coesão, ângulo de atrito, coeficiente e módulo de elasticidade. Realizaram-se para isso ensaios clássicos na mecânica dos solos de identificação, de compressibilidade, o edométrico e de corte, o ensaio triaxial de compressão de modo drenado em provetes confinados isotropicamente.

Os resultados permitem antever um bom comportamento mecânico, com melhoria dos parâmetros de compressibilidade, dos quais se destacam: o aumento da tensão de cedência estrutural, menor compressibilidade e o aumento do ângulo de atrito, o que pode ser um indício para a sua futura utilização como material de fundação em vias de comunicação se

devidamente compactado. Contudo, relativamente à sua estabilidade química, o conhecimento para a sua utilização ainda é incipiente.

Palavras-chave

Solo residual granítico, solo artificial, cal, óleo lubrificante usado, comportamento mecânico

Abstract

The world is in a stage of reuse and discovering of new materials for use in construction, be it for structural behavior or sealing barriers, thus revealing way the great importance of the research and understanding of these mechanical models. The combination of materials with physical and mechanical characteristic known individually, used together them and check if there are improvements in their overall physical and mechanical behavior is of extreme importance. This process of creating a new material, among others, has become a new current in the field of environmental geotechnics.

The granitic residual soil used in this work is a mixture of 10% lime with lubricant oil. The new soil is called artificial soil (M10) because is no longer in its natural state, starting to be in a physical, chemical and mechanical balance different from the original soil. The granitic residual soil is well documented by several authors, including Andrade Pais e Gomes (2007), and so began a new stage of knowledge about artificial soils. Andrade Pais (2007), began to study the interaction of contaminants such as gasoline, diesel, leachate from a landfill, port wine and lubricating oil used in order to understand changes in the mechanical behavior of the residual granitic soil. It has been noted that there are difficulties associated with the heterogeneity of the soil and that basically the mechanical behavior remained stable and there was a potential shift in the physical and chemical balance of soil.

Naturally this dissertation follows those steps, using a part of that development on artificial soil, created by Andrade Pais (2007), with different proportions of lime and oil in the matrix of granitic residual soil, and more testing on the soil M10, hoping to reach further conclusions. The artificial soil mixture M10 was the optimal set and it was identified and classified again, confirming the previous classifications and the mechanical model was defined based on the knowledge of compressibility, consolidation and shear stress parameters, cohesion or angle friction, coefficient and modulus of elasticity. More classic experiments were made in soil mechanics for the identification, compressibility, edometric, triaxial drained experiments in isotropically confined samples.

The results allow us to predict a good mechanical behavior, with improvement of compressibility parameters, among which are enhanced: the increase in the yield structural strength, lower compressibility and increase in the angle of friction, which may be a clue to its future use as a foundation material in roads if well compacted. However, relatively to its chemical stability, its knowledge is incipient.

Keywords

Granitic residual soil, artificial soil, lime, lubricating used oil, mechanical behavior

Índice

| | |
|---|----|
| Capítulo 1 | 1 |
| 1. Introdução | 2 |
| 1.1 Objectivo | 2 |
| 1.2 Organização da Dissertação | 5 |
| 1.3 Estado da Arte | 6 |
| 1.3.1 Classificação e Identificação dos Materiais | 6 |
| i. Solo Residual | 6 |
| ii. Cal..... | 10 |
| iii. Óleo | 12 |
| 1.3.2 Comportamento Mecânico Típico Solo Residual Granítico | 15 |
| 1.3.3 Comportamento mecânico do Solo Artificial | 18 |
| i. Solo + Cal..... | 18 |
| ii. Solo + Óleo | 20 |
| iii. Solo Residual + Óleo + Cal | 24 |
| Capítulo 2 | 27 |
| 2. Descrição da Amostra | 28 |
| 2.1 Identificação e Classificação da Amostra | 28 |
| 2.2 Provetes de Ensaio | 31 |
| Capítulo 3 | 33 |
| 3. Compressibilidade | 34 |
| 3.1 Parâmetros mecânicos | 36 |
| 3.1.1 A tensão de cedência estrutural | 36 |
| 3.1.2 Índice de compressibilidade | 36 |
| 3.1.3 Velocidade de consolidação primária | 36 |
| 3.2 Interpretação de Resultados | 37 |
| Capítulo 4 | 41 |
| 4. Resistência ao Corte | 42 |
| 4.1 Introdução ao Ensaio Triaxial de Compressão | 42 |
| 4.2 Características do solo a ensaiar e preparação dos provetes | 45 |

| | |
|--|----|
| 4.3 Saturação | 47 |
| 4.4 Consolidação | 49 |
| 4.5 Resistência ao Corte | 50 |
| 4.5.1 Velocidade de Corte | 51 |
| 4.5.2 Critério de rotura a adoptar | 51 |
| 4.5.3 Análise de Resultados..... | 52 |
| Capítulo 5 | 59 |
| 5. Conclusões | 60 |
| Bibliografia..... | 62 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Exemplo de perfil de uma estrada (INIR, 2010)..... | 2 |
| Figura 2 - Exemplo de uma barragem zonada com núcleo. | 3 |
| Figura 3 - Perfil típico de um solo residual (Adaptado de Blight, 1997). | 6 |
| Figura 4 - Variação de índice de vazios observado e previsível em granito alterado (Vaughan e Kwan, 1984)..... | 8 |
| Figura 5 - Sequência do fabrico da cal. | 10 |
| Figura 6 - Variação viscosidade versus temperatura (Nota técnica de Gulf). | 12 |
| Figura 7 - Propriedades físicas - viscosidade (Nota técnica de Gulf). | 13 |
| Figura 8 - Ensaios de compactação ($E=593 \text{ kJ/m}^3$ para solo residual (NS-E2) e solo residual com 5% de óleo lubrificante (OS5) (Andrade Pais, 2007). | 14 |
| Figura 9 - Comportamento elasto-plástico de um solo (Almeida e Sousa, 1998). | 15 |
| Figura 10 - Relação tensão deformação para uma amostra intacta rija de argila ($w_n=45\%$; $w_p=36\%$; $I_p=56\%$) e outra da mesma argila reconstituída com $w=2.w_L=184,5 \%$: a) caminho de tensões; b) relações $e:p'_e$ durante a consolidação; c) caminhos de tensões não drenados, normalizados pela tensão equivalente, p'_e ; d) curvas tensão-deformação; e) comportamento tensão-deformação para pequenas extensões; f) relação E_{sec} e $\log \epsilon_v$ Jardine (1992) citado por Lemos e Andrade Pais (2000). | 16 |
| Figura 11 - Influencia do teor em cal e do tipo de solo na resistência à compressão simples (adaptado de Kézdy, 1979). | 18 |
| Figura 12 - Resistência à compressão diametral de um solo estabilizado com cal viva em função do tempo de cura (adaptado de TRC, 1976). | 19 |
| Figura 13 - Influencia do estado de tensão no coeficiente de Poisson para um solo argiloso estabilizado com cal (<i>in</i> Neves 1993). | 19 |
| Figura 14 - Curvas de compactação de areia típica do Kuwait com diferentes percentagens de óleo (Ismael e Al-Sanada, 1996)..... | 20 |
| Figura 15 - Curvas de tensões de desvio e pressão neutra versus deformação axial, para amostras consolidadas, não drenadas em ensaio triaxial em areias típicas do Kuwait (Ismael e Al-Sanada, 1996). | 21 |
| Figura 16 - Ensaios triaxiais em areias típicas do Kuwait sem e com contaminante (Ismael e Al-Sanada, 1996). | 21 |
| Figura 17 - Ensaios edométricos em areias típicas do Kuwait sem e com contaminante (Ismael e Al-Sanada, 1996)..... | 22 |
| Figura 18 - OS5 (volume específico - $1+e - \sigma =1,434$) e A-sc solo residual remoldado de alta compactidade com volume específico de 1,439 a 1,511 (Andrade Pais, 2007). | 22 |
| Figura 19 - a) Curvas comparativas de compressibilidade unidimensional no espaço $e-\log \sigma'_v$ do solo natural (NS) e solo artificial (M); b) Variação de compressibilidade volumétrica com o incremento da tensão vertical (Andrade Pais, 2007). | 24 |

| | |
|--|----|
| Figura 20 - Resultados de ensaio de caixa de corte directo de solo com e sem contaminação de óleo e cal (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005) | 25 |
| Figura 21 - Evolução do ângulo de atrito versus coesão aparente (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005). | 26 |
| Figura 22 - Solo: a) Amostra de solo residual granítico, b) Amostra do solo artificial (solo residual granítico+10% de cal e óleo). | 28 |
| Figura 23 - Curvas de distribuição granulométrica: a) o solo artificial novamente ensaiado M10-2 e M10; b) solo residual granítico natural (NS), artificial M5 a M20, solo com óleo (OS5) (Andrade Pais, 2007) e o solo artificial novamente ensaiado M10-2 e M10 comparativas do solo natural GRS com os solos artificiais M5 a M20 e OS5 (Andrade Pais, 2007). | 29 |
| Figura 24 - Curvas comparativas peso volúmico seco e teor em água obtidas por Andrade Pais (2007) com a projecção dos provetes M10 a usar em ensaios mecânicos. | 31 |
| Figura 25 - Ensaio edométrico com célula de carga em teste. | 35 |
| Figura 26 - Compressão unidimensional de um solo com estrutura cimentada (Andrade Pais, 2007 com adaptação de Vaughan, 1988a)). | 37 |
| Figura 27 - Variação do índice de vazios com o incremento da tensão vertical, σ'_{v} | 38 |
| Figura 28 - Solo artificial M10: a) variação do coeficiente de compressibilidade com o incremento da tensão efectiva vertical; b) variação de compressibilidade volumétrica com o incremento da tensão vertical. | 39 |
| Figura 29 - Evolução do coeficiente de permeabilidade com o incremento. | 40 |
| Figura 30 - Ensaio Triaxial, câmara do triaxial (Matos Fernandes, 1994) | 42 |
| Figura 31 - Tensões aplicadas na amostra durante o ensaio triaxial (Atkinson e Bransby, 1978). | 43 |
| Figura 32 - Equipamento de resistência ao corte. | 44 |
| Figura 33 - Etapas na criação dos provetes: a) molde bipartido e provete acondicionado; b) fronteiras de solo no topo e base do provete; c) fase de montagem do provete para ensaio triaxial. | 45 |
| Figura 34 - Amostra selada pela membrana e orings. | 46 |
| Figura 35 - Troço sequencial da variação de volume de água introduzido na amostra e evolução por patamares da contrapressão (BP), com leitura da pressão de água. | 48 |
| Figura 36 - Razão entre índice de vazios específicos e a raiz do tempo. | 49 |
| Figura 37 - Caracterização de um pavimento para a obtenção das tensões e extensões e dimensionamento analítico. | 50 |
| Figura 38 - Solo artificial M10: a) variação da tensão desviatória versus extensão axial; b) variação da extensão volumétrica versus extensão axial, para $\sigma'_{3}= 25$ kPa ou $p'_{0}=25$ kPa. | 53 |
| Figura 39 - Solo artificial M10: a) variação da tensão desviatória versus extensão axial; b) variação da extensão volumétrica versus extensão axial. | 54 |
| Figura 40 - Ensaio tipo CD para a amostra M10: caminhos de tensão no espaço $q:p'$ | 55 |
| Figura 41 - Relação da razão das tensões principais com a deformação axial. | 56 |

Figura 42 - Solo artificial M10: a) variação do módulo de deformabilidade tangente versus extensão axial; b) variação do módulo de deformabilidade secante versus extensão axial.... 58

Índice de Tabelas

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Solo residual em função do tipo de rocha (<i>in</i> Cristelo, 2001). | 7 |
| Tabela 2 - Parâmetros de identificação e físicos do solo residual granítico da Covilhã (Andrade Pais e Gomes, 2007). | 9 |
| Tabela 3 - Superfície Especifica da Cal (Adaptado de Cristelo, 2001). | 11 |
| Tabela 4 - Peso Volúmico da Cal (Adaptado de Cristelo, 2001) | 11 |
| Tabela 5 - Características físico-químicas (Celeste Jorge, 1998). | 13 |
| Tabela 6 - Características físicas de um fuelóleo residual (Celeste Jorge, 1998). | 13 |
| Tabela 7 - Parâmetros de compressibilidade e tensão de cedência estrutural para a amostra de solo residual simples (A-sc) e solo residual granítico com 5% de óleo (OS5-1) Andrade Pais (2007). | 23 |
| Tabela 8 - Parâmetros de compressibilidade unidimensional para as amostras OS5 e A-sc Andrade Pais (2007). | 23 |
| Tabela 9 - Parâmetros físicos e mecânicos obtidos através ensaio de corte directo (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005). | 26 |
| Tabela 10 - Parâmetros de identificação e físicos do solo artificial. | 30 |
| Tabela 11 - Características de plasticidade, actividade argilosa e classificação do solo natural. | 30 |
| Tabela 12 - Características de plasticidade, actividade argilosa e classificação do solo artificial. | 30 |
| Tabela 13 - Parâmetros físicos obtidos em ensaios de compactação dinâmico. | 32 |
| Tabela 14 - Tabela síntese de resultados que permitem calcular assentamentos e tempos de consolidação para diferentes cargas que solicitem a estrutura. | 40 |
| Tabela 15 - Parâmetros físicos dos provetes utilizados nos ensaios CD. | 45 |
| Tabela 16 - Comparação entre parâmetro mecânico do solo natural com solo artificial. | 56 |
| Tabela 17 - Valores dos módulos de deformabilidade para a amostra artificial M10. | 58 |
| Tabela 18- Valores dos coeficientes de Poisson para a amostra artificial M10. | 58 |

Simbologia e Notações

Os símbolos utilizados no texto são definidos no momento de leitura de modo ao seu fácil entendimento, contudo apresenta-se uma listagem dos mais importantes.

Alfabeto latino

BP - Contra Pressão

c - Coesão

c' - Coesão efectiva,

C_c - Coeficiente de curvatura

C_c - Índice de compressibilidade

C_s - Índice de descompressão

C_U - Coeficiente de uniformidade

c_v - Coeficiente de consolidação

D_{10} - Diâmetro das partículas correspondente a 10% de material passado

D_{30} - Diâmetro das partículas correspondente a 30% de material passado

D_{60} - Diâmetro das partículas correspondente a 60% de material passado

E - Módulo de deformabilidade; módulo de elasticidade (módulo de Young)

e_0 - Índice de vazios iniciais

E_0 - Módulo de deformabilidade inicial

e_N - Índice de vazios natural

E_{sec} - Módulo de deformabilidade secante

$E_{tangente}$, E_{tang} - Deformabilidade tangente

F_a - Força de compressão uniaxial

I_p - Índice de plasticidade

k - Coeficiente de permeabilidade

m_v - Coeficiente de compressibilidade

m_v - Coeficiente de compressibilidade volumétrica

p_0 - tensão média ou octaédrica

q - Tensão de corte ou desviatória

u - pressão de água nos poros

w - teor em água

w_p - Índice de plasticidade

X_d - Grau de decomposição

Alfabeto grego

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - tensões principais

γ_d - Peso volúmico seco máximo

ε_r - Extensão radial

σ'_p - Tensão de cedência estrutural ou de pré-consolidação

ε_a - Extensão axial

ε_v - Extensão volumétrica

ϕ - Ângulo de atrito interno de partículas

ν - Coeficiente de Poisson/índice de vazios específico

ψ - Ângulo de dilatância

Abreviaturas

CD - Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e compressão de modo drenado

CID - Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e corte drenado com σ'_3 constante

INIR - Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias IP

Capítulo 1

Introdução

1. Introdução

1.1 Objectivo

Este trabalho tem como objectivo a necessidade de reutilizar materiais em misturas com o solo de forma a beneficiar da modificação das suas propriedades químicas e mecânicas. Assim, pretende-se a utilização de um solo artificial como um material de construção em bases e sub-bases de vias de comunicação, mais concretamente um material que permita uma boa dissipação de cargas solicitadas nos pavimentos flexíveis ou mesmo semi-rígidos a rígidos (Fig. 1). O dimensionamento analítico pressupõe o conhecimento do módulo de elasticidade (E) e do coeficiente de Poisson (ν), parâmetros que a par de outros, permitem a avaliação do comportamento mecânico destes materiais quando solicitados.

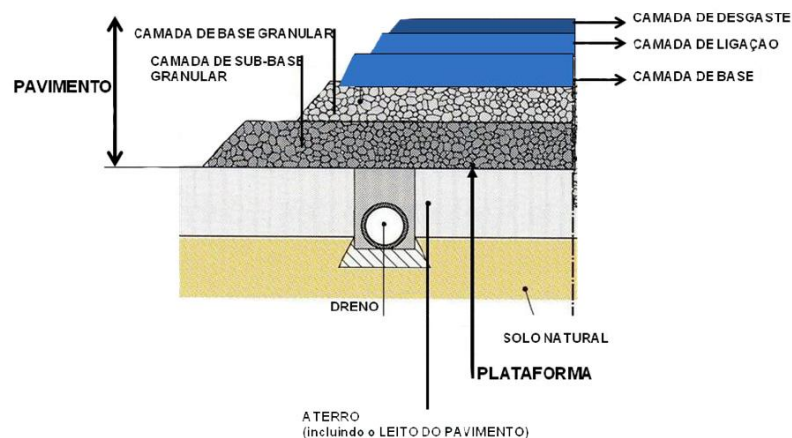


Figura 1 - Exemplo de perfil de uma estrada (INIR, 2010).

O solo artificial, pelas suas características mecânicas e fundamentalmente pela baixa permeabilidade detectada, pode eventualmente ser utilizado na execução de núcleos de barragens zonadas, Figura 2, que habitualmente é construído com argilas compactadas e de baixa permeabilidade, mas de difícil trabalhabilidade e fraca ocorrência em zonas de empréstimo próximas do local de obra. Alia-se ainda o facto deste material artificial ter uma capacidade resistente melhor que a argila quando saturada.

O aumento da produção de lixo e sistemas de armazenagem de combustíveis, por outro lado, leva à procura de tecnologias e ajustamentos na mecânica clássica dos solos para o entendimento do comportamento de sistemas de barreiras naturais, usadas para minimizar a infiltração e a migração de contaminantes através do solo e das águas subterrâneas. O solo artificial a estudar apresenta qualidades de baixa impermeabilidade, que conjugado com o

seu bom desempenho mecânico, poderá ser uma alternativa aos materiais comuns que se utilizam, as argilas e os materiais sintéticos (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2011).

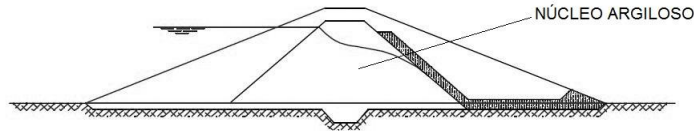


Figura 2 - Exemplo de uma barragem zonada com núcleo.

A inclusão de "novos" materiais na constituição do solo natural modifica os parâmetros físicos (peso volúmico, permeabilidade, etc.) o comportamento mecânico do solo, sendo mais comum, o melhoramento com adição de materiais, em solos argilosos de alta plasticidade e resistência ao corte não drenada baixa.

A busca de materiais para a melhoria das propriedades dos solos têm vindo-se a tornar uma nova tarefa para a comunidade científica, pela escassez de solos de qualidade, e assim ser necessária a elaboração e ou ajustamento dos modelos constitutivos do comportamento clássico dos solos a estes novos materiais. Neste contexto, propõe-se a avaliação de um solo artificial, solo residual misturado com óleo lubrificante usado e cal, que potencialmente possa ser usado como material de construção. Assim, deve-se avaliar e classificar o solo fisicamente, quimicamente e compreender o comportamento mecânico (compressibilidade e resistência). O solo artificial é fabricado com mistura de cal e óleo lubrificante usado no solo residual granítico da Covilhã. Os elementos estranhos ao solo são misturados numa proporção de 10%, originado o solo artificial M10. Esta proporção foi eleita pois trata-se da mistura otimizada em trabalhos anteriores e agora carecerem de mais ensaios complementares.

O uso como material de construção passa pelo conhecimento deste novo material: descrição do solo (mineralógico, químico, físico), a identificação e classificação do novo solo, o comportamento mecânico, pelo avanço no conhecimento da compressibilidade e da resistência ao corte destes materiais.

O trabalho começa pelo conhecimento dos materiais singulares envolvidos (solo residual granítico, cal e óleo), a discussão e o fabrico das amostras e provetes a serem ensaiados para conhecimento dos parâmetros físicos (peso volúmico seco máximo γ_d , índice de vazios iniciais e_0), os parâmetros químicos que resultam do conhecimento do estado da arte, a permeabilidade, os parâmetros mecânicos de compressibilidade, de consolidação e de resistência ao corte.

O conhecimento mecânico destes materiais, feito com base em conhecimentos transmitidos por outros autores, é complementado com novos ensaios de compressibilidade unidimensional e ensaios de compressão drenados após a consolidação isotrópica dos provetes (CD), mantendo-se a tensão de confinamento constante durante o corte, tendo por comparação os resultados dos ensaios em solo residual granítico. Pretende-se assim analisar e discutir se os resultados, físicos, químicos e mecânicos que permitam estabelecer critérios para o uso, e a necessidade de novos ensaios que permitam estabelecer um modelo constitutivo mais completo.

A inclusão do óleo tem um impacto negativo nas características do solo, e vai ser um factor de poluição causador de um impacto ambiental considerável face aos metais pesados que fazem parte da sua constituição. Será a parte ambiental insignificante perante o possível benefício da adição da cal ao óleo à mistura? Este problema é levantado e aborda-se a questão em termos químicos da mistura no momento da identificação e classificação dos materiais.

1.2 Organização da Dissertação

A dissertação elaborada sob o tema “*A utilização de óleo lubrificante usado na melhoria das propriedades do solo*” foi organizada em 5 *Capítulos*. Em cada capítulo introduzem-se os conceitos científicos com a preocupação de contextualizar o desenvolvimento dos ensaios, tratamento de resultados e interpretação.

O *Capítulo 1*, “*Introdução*” apresenta os objectivos desta dissertação e a revisão bibliográfica que fundamentará em termos gerais a compreensão e análise crítica dos modelos aplicados na compreensão do comportamento mecânico do solo artificial.

O *Capítulo 2*, “*Descrição da Amostra*”, tem a finalidade de avaliar a distribuição granulométrica e de classificar o solo artificial estudado. Neste capítulo procede-se à definição física do solo artificial para os ensaios consequentes e elaboram-se os provetes ou corpos de prova.

O *Capítulo 4*, “*Compressibilidade*”, apresenta o estudo da compressibilidade, da consolidação edométrica do solo artificial.

O *Capítulo 5*, “*Resistência ao corte*” dedica-se à compreensão da relação tensão-deformação e a variação volumétrica. Previamente são descritas as especificações e fases dos ensaios. Segue-se a apresentação e avaliação do comportamento ao corte do solo artificial estabelecido com reutilização de óleos lubrificantes usados.

Finalmente faz-se a avaliação global capacidade expansiva do solo quando solicitado, do módulo de elasticidade tangencial e do coeficiente de Poisson para diferentes deformação e tensões de confinamento.

O *Capítulo 5* “*Conclusões*” deverá conter a interpretação global final e algumas orientações a desenvolver no futuro sobre este temática.

1.3 Estado da Arte

1.3.1 Classificação e Identificação dos Materiais

i. Solo Residual

A caracterização do solo para o engenheiro civil, demarca-se por ser qualquer acumulação não cimentada ou fracamente cimentada de partículas minerais formadas a partir da decomposição das rochas, em que os seus vazios se encontram preenchidos por ar ou água. Designa-se solo residual se os produtos da decomposição da rocha se mantiverem no local, se deslocados será considerado um solo transportado sedimentar.

O solo originado, sem que tenha havido ainda o transporte, é denominado por residual ou saprólito, com propriedades mecânicas peculiares em função do grau de alteração, índices químicos, estruturação e índice de vazios e possuem características similares a rochas brandas, devido à estrutura herdada, dependendo esta do grau de alteração sofrido.

Nos solos residuais existe uma necessidade de entender o perfil de meteorização na interpretação das propriedades de engenharia.

Num perfil de um solo residual criado com origem em rochas ígneas, pode com alguma frequência encontrar-se blocos de rocha sólida no seu interior conjuntamente com blocos de rocha decomposta, como se pode visualizar na Figura 3.

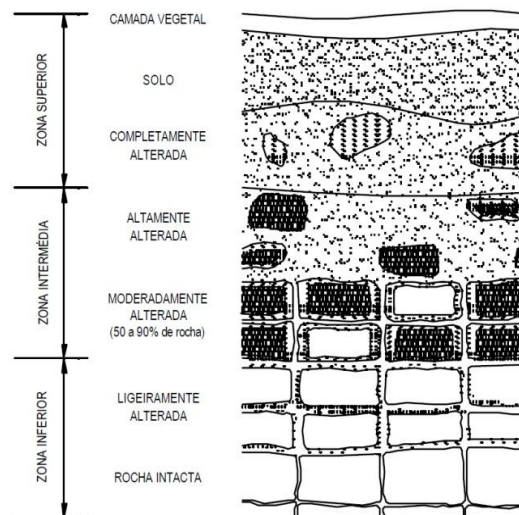


Figura 3 - Perfil típico de um solo residual (Adaptado de Blight, 1997).

Para melhor elucidar a Figura 3, destaca-se que na zona superior se encontra um solo de elevada decomposição e lixiviado, normalmente muito fustigado por animais, insectos e pela actividade agrícola. A zona intermédia continua a ser uma zona de elevada alteração, que no entanto ainda preserva a estrutura e a fábrica da rocha mãe. Na zona inferior não existe nada a acrescentar, basicamente encontra-se a rocha quase intacta, muito pouco alterada. Como se pode constatar na generalidade dos casos a decomposição avança para o interior a partir da superfície, quer por via de descontinuidades no maciço, quer por outros caminhos de percolação, o que produz graus de alteração de intensidade diferencial quer em profundidade quer longitudinalmente.

O termo "**saprólito**" também é mencionado para descrever o solo residual cujas características foram genuinamente herdadas da rocha mãe, desta forma podemos generalizar que o solo residual quando se encontra intacto possui características similares a rochas brandas, devido à estrutura herdada.

A formação dos solos residuais usualmente tem como origem rochas metamórficas ou ígneas, podendo encontrar-se também solos residuais com origem em rochas sedimentares. Dependendo da sua origem podemos separar os diversos solos em função do tipo e constituição mineralógica da rocha mãe. (Tab. 1).

Tabela 1 - Solo residual em função do tipo de rocha (*in* Cristelo, 2001).

| Tipo de rocha | Constituição mineral | Tipo de Solo | Composição |
|---------------|--------------------------|-------------------|-----------------|
| Basalto | Plagioclases, Piroxenas | Argiloso | Argila |
| Quartzito | Quartzo | Arenoso | Quartzo |
| Filitos | Sericite | Arenoso | Argila |
| Granito | Quartzo, Feldspato, Mica | Arenoso- Argiloso | Quartzo, Argila |
| Calcário | Calcite | Argiloso | Argila |

Assim, o solo residual será basicamente constituído por uma estrutura de cristais, fragmentos de rocha mais ou menos alterada e uma matriz fina de maior ou menor capacidade de cimentação, sendo que esta capacidade depende da percentagem de partículas argilosas de características coloidais e do grau de alteração da rocha.

Este tipo de solo quando apresenta concentrações de ferro por acção da alteração e capilaridade segundo Blight (1997) são considerados solos lateríticos, com propriedades mecânicas associadas a esta cimentação pós-genética. Tem como semelhança ao solo residual granítico a dependência do comportamento mecânico à estrutura, à fábrica e ao grau de alteração. Ambos os solos têm excelentes desempenhos quando usados como material na construção de estradas e aterros.

O solo usado neste estudo é um solo residual granítico da região da Covilhã resultante da alteração do granito porfiróide de grão grosseiro de duas micas, predominantemente

biotítico, em que os megacrístais de feldspato podem apresentar algum desenvolvimento (Andrade Pais, 2007).

A alteração do granito do solo dá-se por caulinição, assim quando o grau de decomposição (X_d) é superior a 50%, verifica-se uma diminuição do índice de vazios (Lemos e Andrade Pais, 2000), o que vai influenciar o comportamento mecânico.

Na Figura 4 podemos analisar o processo através da variação do índice de vazios com o grau de decomposição, processo este que destaca a existência de uma gama variada de fábricas para o mesmo estado de compacidade do material (mesmo e_0), isto é, diferentes processos de lixiviação criam a existência de um conjunto variado de fábricas com o mesmo e_0 . (Andrade Pais, 2007)

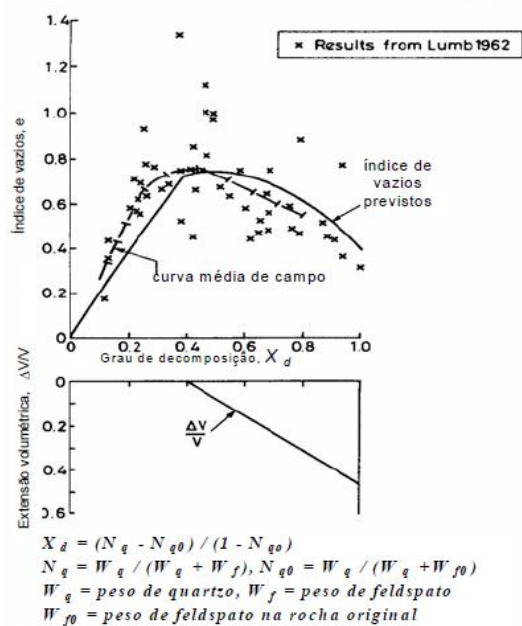


Figura 4 - Variação de índice de vazios observado e previsível em granito alterado (Vaughan e Kwan, 1984).

As amostras estudadas do solo residual granítico que resulta da alteração do Granítico da Covilhã, assim conhecido pelas suas características minerais e de textura, apresenta parâmetros granulométricos característicos de outros solos residuais graníticos que se apresentam na Tabela 2: a percentagem de argila, silte, areia e cascalho, o diâmetro efectivo (D_{10}), o coeficiente de uniformidade (C_U) e o coeficiente de curvatura (C_C).

Tabela 2 - Parâmetros de identificação e físicos do solo residual granítico da Covilhã (Andrade Pais e Gomes, 2007).

| Parâmetros Distribuição granulométrica | Solo residual granítico |
|--|----------------------------|
| Percentagem de cascalho | 20-38 |
| Percentagem de areia | 50-60 |
| Percentagem de silte | 9-14 |
| Percentagem de argila | 3-6 |
| D_{10} (mm) | 0,04-0,007 |
| Coeficiente de uniformidade (D_{60}/D_{10}) | 47,5-200 |
| Coeficiente de curvatura [$(D_{30})^2/(D_{60} \times D_{10})$] | 1,2-4,1 |
| Densidade das partículas sólidas, G_s | 2,67 |
| Nota: O desfloculante usado é o hexametáfosfato | |

O solo residual granítico natural, na classificação de solos (ASTM, 1989), pertence ao grupo SW-SM com cascalho, uma areia siltosa bem graduada e com cascalho, com actividade argilosa de normal a baixa. A argila presente é caulinite, que se trata de um mineral de silicato complexo de magnésio e pouco expansiva.

Temos que ter presente que na evolução de um solo residual que tem como início uma rocha sã, verifica-se que existe uma crescente perda de resistência e aumento de deformabilidade. Destaca-se ainda a variação da granulometria devido a decomposição dos minerais mais instáveis e a estrutura de cimentação desenvolvida (Lemos e Andrade Pais, 2000).

ii. Cal

A formação da cal tem origem na pedra calcária que através de um processo de transformação (Figura 5), permite obter os vários produtos finais nomeadamente Cal Viva e cal Hidratada.

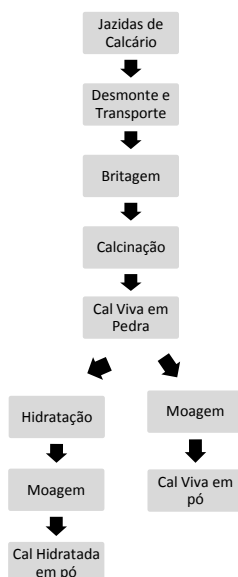
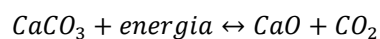


Figura 5 - Sequência do fabrico da cal.

A cal, óxido de cálcio (CaO) ou hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) têm na generalidade diversas variações físicas e químicas onde se pode encontrar o óxido de cálcio. Podemos apresentar:

- Óxido de cálcio, mais ou menos puro (cal aérea viva)
- Hidróxido de cálcio, obtido através de uma reacção de hidratação (cal aérea hidratada)
- Mistura com materiais argilosos formando silicatos e aluminizados de cálcio (cal hidráulica)

A fabricação da cal, basicamente consiste na calcinação de calcário em forno a uma temperatura superior a 900°C aproximadamente. Desta forma transforma-se o carbonato de cálcio (CaCO₃) em óxido (CaO), libertando-se anidrido carbónico (CO₂), de acordo com a seguinte equação:



1-1

A cal como já foi referido pode apresentar-se na forma de cal viva, cal hidratada, cal hidráulica, esta última não tem uma aplicação na estabilização de solos, uma vez que se considera um ligante hidráulico.

Sabe-se que a **granulometria** da Cal é uma característica importante, uma vez que pode influenciar outras características fundamentais da cal, tais como a velocidade de hidratação, peso volúmico e homogeneidade da mistura quando usada na estabilização de solos. A Cal possui uma granulometria diferente consoante a própria granulometria da rocha calcária, o processo de fabrico (forno vertical ou rotativo), o produto final (cal viva ou cal hidratada).

A Cal transformada através de fornos verticais tem uma forma mais grosseira, a cal hidratada tem uma forma mais “pulverulenta”, enquanto que o leite de cal é mais fino que o da cal viva, que tem origem no processo de hidratação que lhe transmite um maior grau de finura.

A **superfície específica** da cal também tem a sua relevância, pois pode ser uma medida da facilidade de homogeneização e de reacção da cal com os outros elementos, quer estado sólido (reacção com o solo) quer no estado líquido (reacção com água, nesta tese será também importante a provável reacção com o óleo). Na Tabela 3 apresentam-se os valores comuns para superfície específica da cal.

Tabela 3 - Superfície Especifica da Cal (Adaptado de Cristelo, 2001).

| | Superfície específica (m ² /g) |
|---------------|---|
| Cal Viva | 0,5-2 |
| Cal Hidratada | 15 |

Outra característica importante da Cal é o seu **peso volúmico**, que no caso do óxido de cálcio puro depende da sua porosidade, estado de agregação e temperatura de calcinação. Sabe-se que o peso volúmico aumenta quando a temperatura de calcinação é mais elevada. Apresenta-se de seguida na Tabela 4 os valores correntes do peso volúmico.

Tabela 4 - Peso Volúmico da Cal (Adaptado de Cristelo, 2001)

| | Peso Volúmico (kN/m ³) |
|---------------|------------------------------------|
| Cal Viva | 32-33 |
| Cal Hidratada | 22-23 |

iii. Óleo

Os óleos podem ter origem animal ou vegetal (óleos graxos), derivados de petróleo (óleos minerais) ou produzidos em laboratório (óleos sintéticos), podem ainda ser constituídos pela mistura de dois ou mais tipos (óleos compostos). No entanto a sua principal função é de reduzir o atrito, lubrificando e aumentando a vida útil dos componentes das máquinas.

As principais características dos óleos lubrificantes são a viscosidade, o índice de viscosidade e a densidade.

A **viscosidade** mede a dificuldade com que o óleo escorre (escoa); quanto mais viscoso for um lubrificante, mais difícil de escorrer. A viscosidade dos lubrificantes não é constante, ela varia com a temperatura. Quando esta aumenta a viscosidade diminui e o óleo escoa com mais facilidade.

O Índice de Viscosidade mede a variação da viscosidade com a temperatura. Quanto maior o índice, menor será a variação de viscosidade do óleo lubrificante, quando submetido a diferentes valores de temperatura, como podemos constatar na Figura 7.

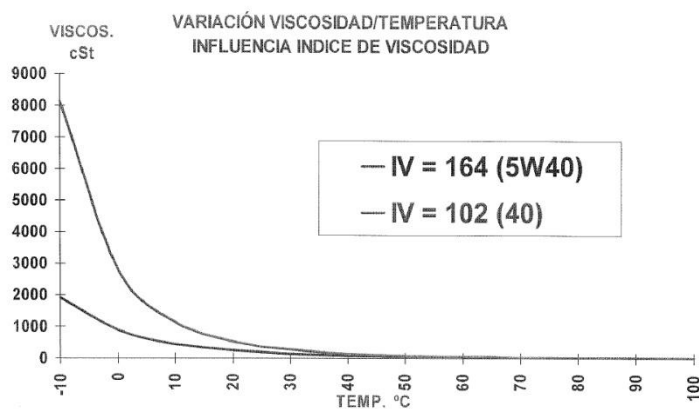


Figura 6 - Variação viscosidade versus temperatura (Nota técnica de Gulf).

Na Figura 7 podemos verificar que existem diferentes tipos de óleo com diversas viscosidades em função da temperatura. Este ponto de análise é importante na equação do melhor procedimento para misturarmos o óleo com outro material, neste caso cal.

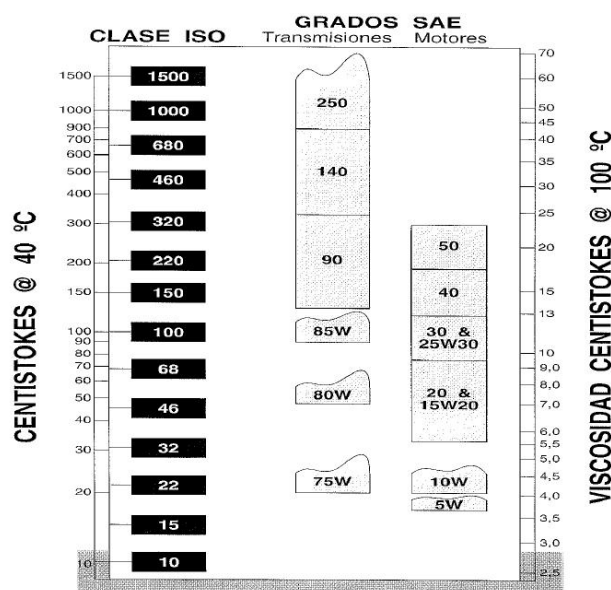


Figura 7 - Propriedades físicas - viscosidade (Nota técnica de Gulf).

Na Tabela 5 apresentam-se algumas características físico-químicas de dois óleos lubrificantes

Tabela 5 - Características físico-químicas (Celeste Jorge, 1998).

| Característica | Óleo de veículo ligeiro | Óleo Industrial |
|--|-------------------------|-----------------|
| Massa volúmica 15°C/kg/dm ³ | 0,887 | 0,890 |
| Viscosidade Cinemática | 133 | 100 |
| Metais presentes | Zn, Ca | Zn |

Destacam-se ainda algumas das características de um fuelóleo residual na Tabela 6.

Tabela 6 - Características físicas de um fuelóleo residual (Celeste Jorge, 1998).

| Característica | Valor da propriedade |
|--|----------------------|
| Massa volúmica 15°C/kg/dm ³ | 0,95-1,00 |
| Viscosidade Cinemática a 100°C/cSt | 20-40 |
| Teor em Vanádio (ppm) | <200 |
| Teor em Níquel | <100 |
| Teor em Asfaltenas (%) | <14 |
| Teor em Enxofre (%) | <3,5 |

Na análise das Tabelas 5 e 6, observa-se que a viscosidade cinemática é muito superior à água que normalmente ocupa os vazios do solo. Quando o óleo também faz parte do sistema multifásico do solo, isto irá certamente influenciar as características físicas e os parâmetros mecânicos.

Na utilização de óleos nos solos, seja por derrame ou outro evento, observa-se que as viscosidades em função da temperatura conjugado com o seu potencial lubrificante irão ter um papel importante no arranjo das partículas, no equilíbrio físico-químico destas pela interacção água-superfície específica das partículas, que por si só, irão influenciar a

compressibilidade e a resistência destes. Por outro lado, temos ainda a viscosidade a influenciar a própria tensão de corte do fluido, sendo que pode-se considerar esta como zero para a água, na mecânica dos solos. A Figura 8 mostra o papel lubrificante das partículas do óleo em substituição da água, conseguindo-se o mesmo peso volúmico máximo com menos água utilizada, conforme mostram as duas de curvas de compactação de solo residual e deste com 5% de óleo no solo (Andrade Pais, 2007).

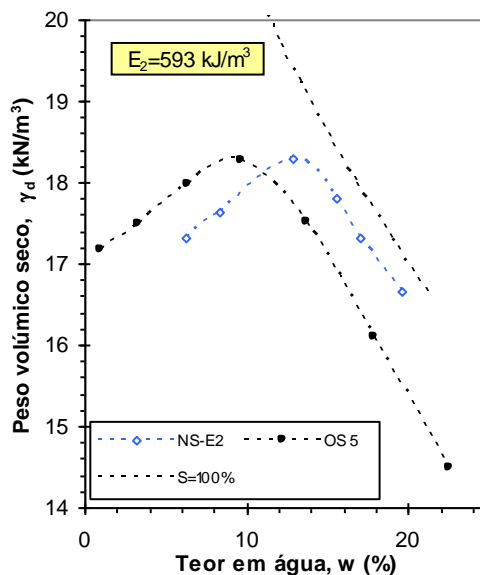


Figura 8 - Ensaio de compactação ($E=593 \text{ kJ/m}^3$) para solo residual (NS-E2) e solo residual com 5% de óleo lubrificante (OS5) (Andrade Pais, 2007).

1.3.2 Comportamento Mecânico Típico Solo Residual Granítico

Usualmente o solo quando sujeito a tensões de corte tem comportamento elasto-plástico (Figura 9), com a variação da tensão de corte ou de desvio em função da extensão axial e volumétrica.

Desta forma na fase inicial de corte o comportamento é puramente elástico até ao ponto A, de seguida o solo apresenta um comportamento elástico e plástico acumulado e irreversível se se descarregar o solo. A componente plástica pode estar associada ao aumento de resistência, com diminuição de volume, entre A e B a que se seguem os troços B a C, com o solo a deformar-se a tensão constante e C a D com diminuição da resistência (Marques, 2006).

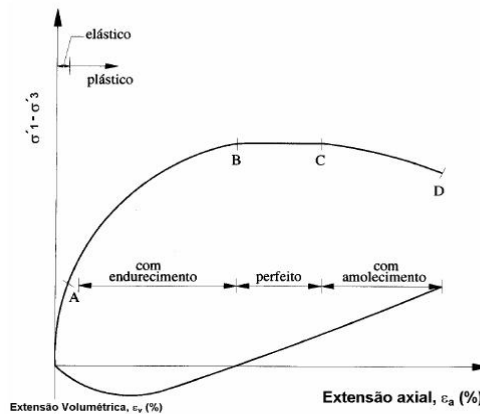


Figura 9 - Comportamento elasto-plástico de um solo (Almeida e Sousa, 1998).

A Figura 10, permite uma melhor compreensão sobre o comportamento mecânico dos solos, neste caso dos solos estruturados.

Temos que a relação tensão-deformação para uma amostra intacta rija de argila ($w_n=45\%$; $w_p=36\%$; $I_p=56$) com ligações físicas entre partículas e outra da mesma argila reconstituída a partir de um teor em água elevado de 184% (duas vezes o limite de liquidez), e consolidada de forma unidimensional até uma tensão vertical $\sigma'_v=6,9 \text{ kgf/cm}^2$. Assim a amostra intacta apresenta deformações pequenas mesmo durante a reconsolidação, um valor E_0 (módulo de deformabilidade inicial) perto do valor de campo E_c destacando assim uma perturbação pequena.

Apesar do índice de vazios da amostra reconstituída ser muito inferior, esta apresentou valores de rigidez inicial, de rigidez pré-pico e de resistência ao corte máxima muito inferiores aos da amostra intacta.

Na Figura 10 c), pode observar-se o caminho de tensões de uma forma normalizada (q/p'_e) e (p'/p'_e) fazendo a comparação para o mesmo índice de vazios. A diferença é o resultado da estruturação e ligações entre as partículas adquiridas com o tempo, mesmo em depósitos

recentes (Smith *et al*, 1992) e da cimentação inter-partículas existente em solos residuais e rochas brandas (Vaughan, 1984).

Como se pode observar nas Figuras 10 e) 10 f), o comportamento é aproximadamente linear elástico até deformações axiais da ordem de 0,001%, verificando-se posteriormente uma degradação da rigidez de forma mais acentuada.

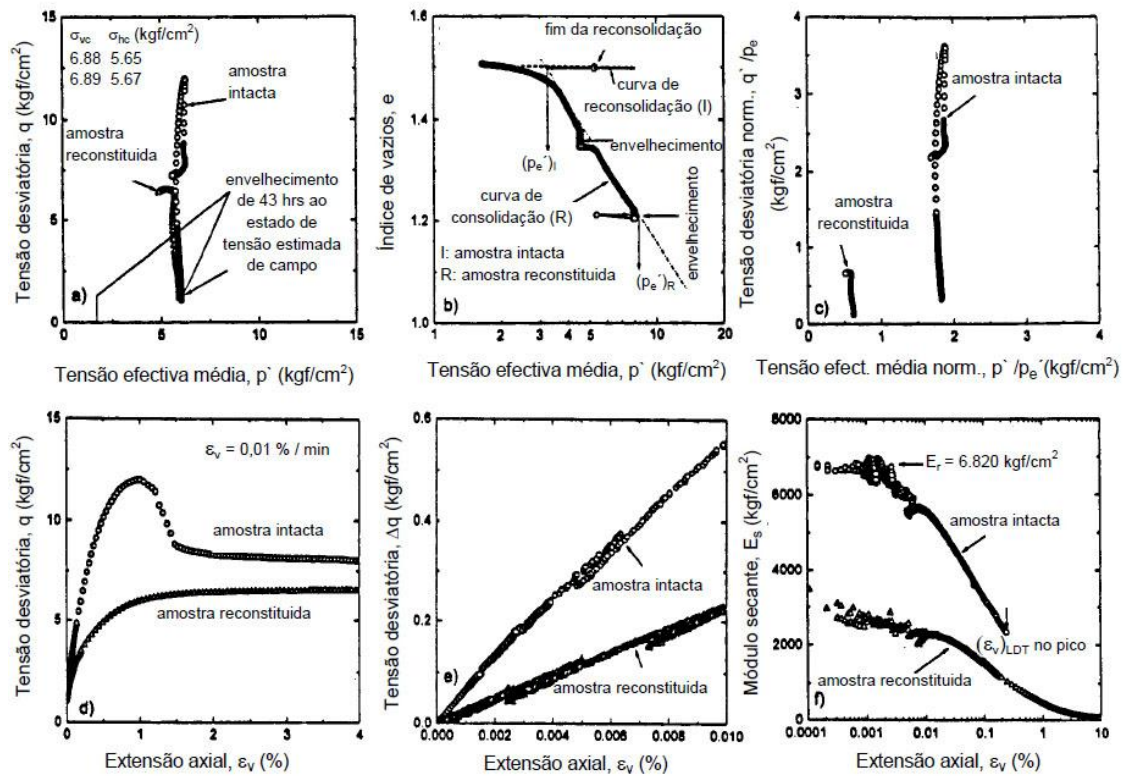


Figura 10 - Relação tensão deformação para uma amostra intacta rija de argila ($w_n=45\%$; $w_p=36\%$; $I_p=56\%$) e outra da mesma argila reconstituída com $w=2.wL=184,5\%$: a) caminho de tensões; b) relações $e:p'_e$ durante a consolidação; c) caminhos de tensões não drenados, normalizados pela tensão equivalente, p'_e ; d) curvas tensão-deformação; e) comportamento tensão-deformação para pequenas extensões; f) relação E_{sec} e $\log \epsilon_v$, Jardine (1992) citado por Lemos e Andrade Pais (2000).

A rigidez do solo residual com estrutura preservada depende de interações da estrutura (estruturação, fábrica, grau de cimentação), do nível de extensão aplicada associada a efeitos de desestruturação, histórico de tensões, caminho de tensões aplicado, tempo de aplicação dos efeitos (*creep*) e do tipo de carregamento (estático ou dinâmico) e pode ser medida para muito pequenas extensões. O módulo de distorção é função de diversas variáveis (Schnaid, 2005):

$$G = f(\sigma'_v, e_0, OCR, S_r, C, K, T)$$

1-2

Onde:

C , refere as características do grão;

K , a estrutura do solo;

T , a temperatura;

OCR , o grau de sobreconsolidação

e_0 , o índice de vazios inicial

σ'_v , a tensão efectiva vertical

Este breve estudo permite verificar a quantidade de variáveis dependentes entre si, e que estão a controlar o comportamento físico e mecânico de um solo, o que torna difícil a sua compreensão e avaliação, mas ainda assim um assunto inesgotável.

A compreensão destes modelos descritos permite estabelecer o entendimento do solo quando está com as suas propriedades intrínsecas, e quando este sobre o contributo de outros efeitos no incremento ou alteração dos parâmetros mecânicos observados. Ou seja, a complexidade de traçar o modelo mecânico do solo está na percepção das diferentes variáveis que interagem, sendo contudo possível separar os efeitos de cada variável no contributo global dos parâmetros de corte e compressibilidade.

1.3.3 Comportamento mecânico do Solo Artificial

i. Solo + Cal

Sabe-se de diversos autores que as utilizações da cal na estabilização dos solos sempre foram importantes, com resultados eficazes e bastante práticos. Assim pretende-se clarificar alguns conceitos e características do comportamento mecânico do solo artificial (solo + cal).

O uso de cal misturada com solos de fracção fina, tipicamente argilas, melhora a resistência destas, embora esteja definido um intervalo de 6% a 10% como a percentagem óptima de cal a misturar. A cal tem um papel preponderante ao nível da dupla camada de água das partículas argilosas, tornando-as com menor capacidade de retenção de água e ainda alterando-lhe a capacidade de floculação. Na Figura 11, pode analisar-se que a resistência à compressão cresce com o aumento do teor em cal viva nos solos propostos por Kézdy (1979), sendo definido que para um teor acima de 6 % de cal, o incremento da resistência torna-se incipiente, para os solos simples, silte e argila. Quando o solo se torna mais complexo (argila siltosa) a resistência cresce continuamente até aos 10% de cal no solo.

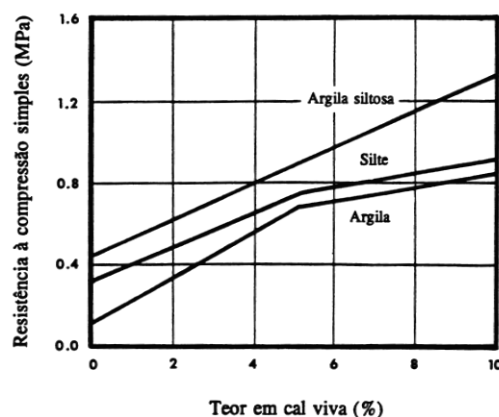


Figura 11 - Influencia do teor em cal e do tipo de solo na resistência à compressão simples (adaptado de Kézdy, 1979).

Sabe-se ainda que a resistência aumenta em função do tempo de cura, como podemos constatar na Figura 12, em que se pode ver a evolução da resistência a compressão diametral *versus* tempo de cura para uma temperatura de 50°C.

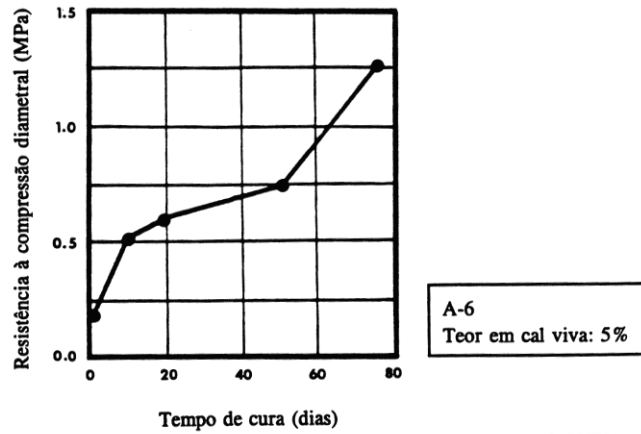


Figura 12 - Resistência à compressão diametral de um solo estabilizado com cal viva em função do tempo de cura (adaptado de TRC, 1976).

A Figura 13 mostra a variação do coeficiente de Poisson em função do nível de tensão a compressão simples para um solo argiloso (A-7-6 (20)) com índice de grupo elevado, ou seja com susceptibilidade a grandes variações de volume, misturado com 5% de cal.

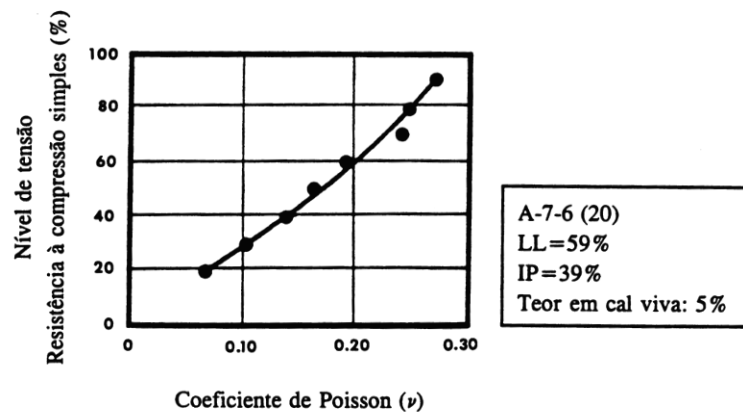


Figura 13 - Influência do estado de tensão no coeficiente de Poisson para um solo argiloso estabilizado com cal (in Neves 1993).

ii. Solo + Óleo

O solo quando misturado ou contaminado com óleo quer seja por acidente ou propositadamente (investigação científica) tem vindo a ter uma maior relevância e daí alguns investigadores já se terem dedicado a estudar este assunto, pois interessa conhecer determinados parâmetros como resistência ao corte, a permeabilidade e a compressibilidade entre outros.

A contaminação dos solos com óleo altera as suas características, tendo-se conhecimento através de outros autores que a inclusão de óleo lubrificante usado no solo tem consequências nocivas em termos ambientais pois o óleo contém Zn, P, Ca e Na. Segundo Celeste Jorge, (1998) sabe-se ainda que também torna mecanicamente o solo mais instável, por contribuir para a lubrificação entre as partículas situação essa que se consegue colmatar através da adição de Cal ao solo artificial.

Para melhor compreender o comportamento mecânico do solo artificial (solo + óleo) serão apresentados alguns gráficos e interpretações relativos ao estudo de Ismael e Al-Sanada (1996) sobre uma areia típica do Kuwait.

Na Figura 14 são apresentadas curvas de compactação de areia com diferentes quantidades de óleo, onde se pode constatar o facto do efeito lubrificante do óleo que facilita a compactação e reduz a percentagem de água necessária para se atingir a máxima compactidade, no entanto para percentagens na ordem dos 6% temos uma brusca diminuição do peso específico na curva de compactação, provavelmente pela sobreposição do efeito da sucção intersticial, derivada da água aprisionada, ao efeito lubrificante do óleo.

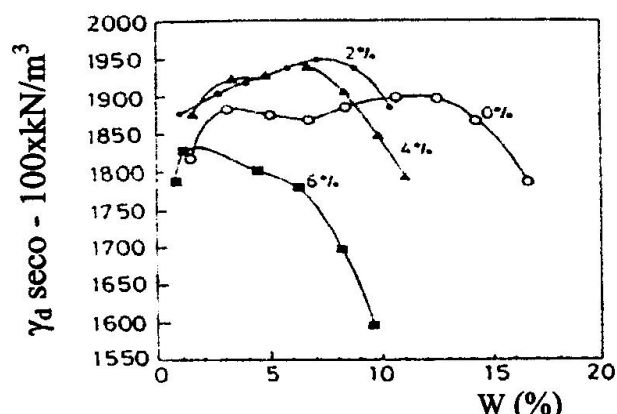


Figura 14 - Curvas de compactação de areia típica do Kuwait com diferentes percentagens de óleo (Ismael e Al-Sanada, 1996).

No seguimento desta exposição bibliográfica interpretam-se os resultados dos ensaios triaxiais de compressão não drenados em amostras consolidadas de densidade relativa de 60%, limpas

e contaminadas com 6% de óleo, apresentados na Figura 15 através das relações tensão-extensão axial e de pressão neutra-extensão axial. Verifica-se a perda de resistência nos provetes com óleo e com tendência a serem mais compressíveis e menos dilatantes, por avaliação da variação da pressão de água gerada nos poros durante a compressão.

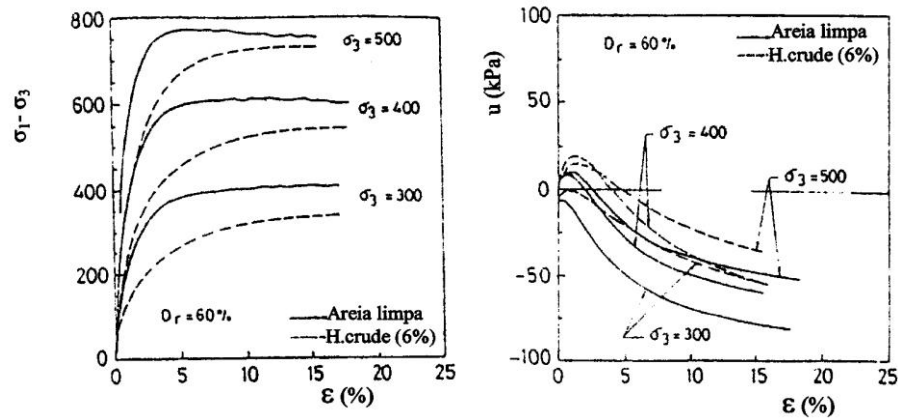


Figura 15 - Curvas de tensões de desvio e pressão neutra versus deformação axial, para amostras consolidadas, não drenadas em ensaio triaxial em areias típicas do Kuwait (Ismael e Al-Sanada, 1996).

Projectando os resultados das duas areias, areia limpa e contaminada também com 6% de óleo, no espaço de tensões $q:p'$ (Figura 16), pode-se constatar que o ângulo de atrito decresce na amostra contaminada, pela acção lubrificante do óleo, diminuindo o efeito dilatante na resistência.

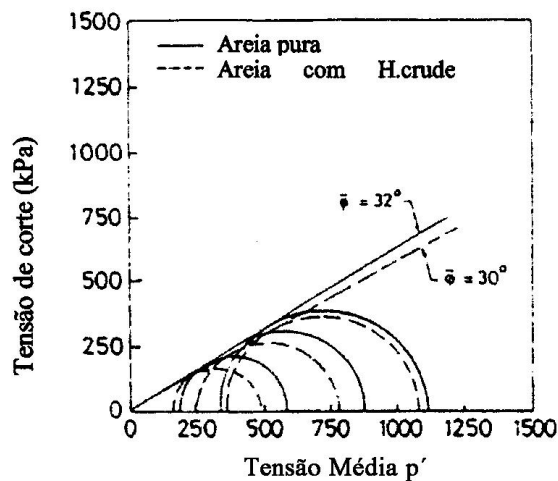


Figura 16 - Ensaios triaxiais em areias típicas do Kuwait sem e com contaminante (Ismael e Al-Sanada, 1996).

Através de ensaios edométricos Ismael e Al-Sanada (1996), demonstram que para ensaios com areia limpa e amostras de 6% de óleo com diferentes densidades que a compressibilidade

aumenta consideravelmente nas amostras contaminadas independentemente da densidade do óleo, como se pode conferir na Figura 17, o que está de acordo com a lubrificação entre as partículas.

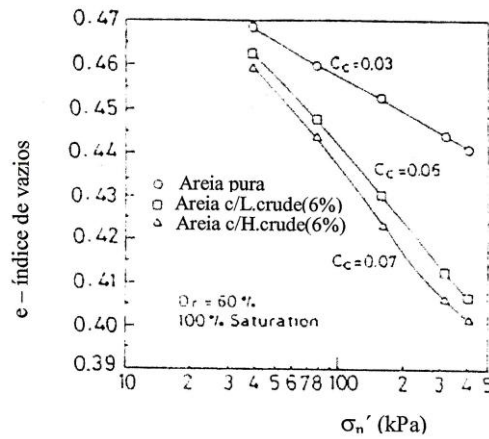


Figura 17 - Ensaios edométricos em areias típicas do Kuwait sem e com contaminante (Ismael e Al-Sanada, 1996).

Andrade Pais (2007) verificou ainda o efeito do óleo lubrificante usado no solo residual e verificou que o solo torna-se mais compressível, tal como indicam as Figuras 18 a) e b). Os parâmetros de compressibilidade C_r , C_c e m_v também sofrem influência, Tabela 7. Ainda de referir o decrescimento da tensão de cedência estrutural (σ'_p), que foi calculada por vários métodos. Estes factos devem-se certamente também ao papel lubrificante inter-partículas por parte do óleo.

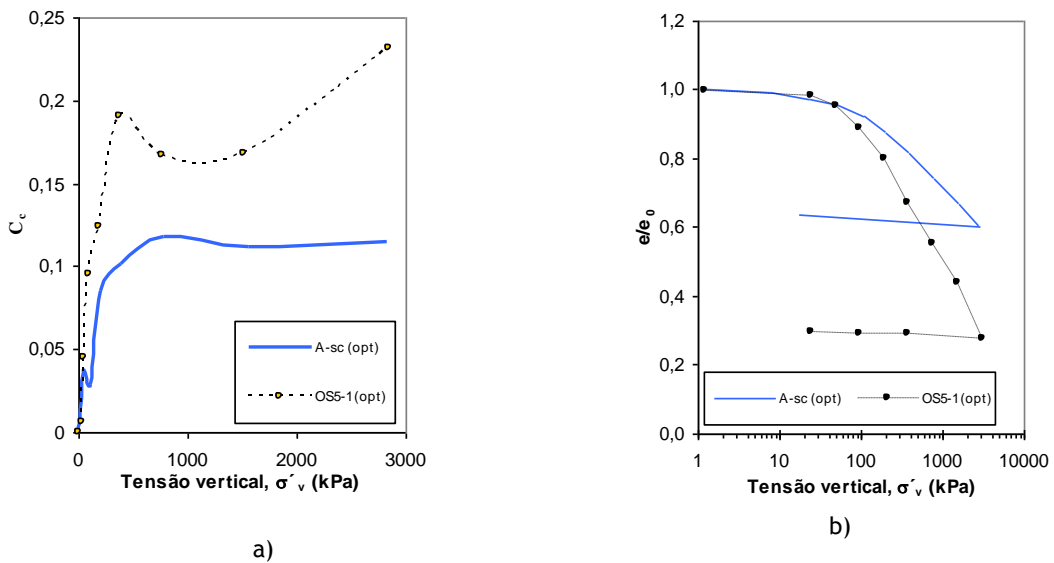


Figura 18 - OSS (volume específico - $1+e - \sigma = 1,434$) e A-sc solo residual remoldado de alta compactidade com volume específico de 1,439 a 1,511 (Andrade Pais, 2007).

Tabela 7 - Parâmetros de compressibilidade e tensão de cedência estrutural para a amostra de solo residual simples (A-sc) e solo residual granítico com 5% de óleo (OS5-1) Andrade Pais (2007).

| Amostra | C_r | C_c | Escalão de carga (kPa)[150;200] m_v , (MPa ⁻¹) | | Tensão de cedência estrutural, σ'_p (kPa) | | |
|-------------|---------|-------|---|-------|--|---------------------------|----------------------------|
| | | | | | Método | | |
| | | | | | Casagrande (1936) | Pacheco e Silva (1970) | Shridaran <i>et al.</i> |
| A-sc (opt) | 0,00018 | | 0,19 | 0,177 | 200 | 165 | 180 |
| OS5-1 (opt) | 0,00032 | | 0,23 | 0,282 | 140 | 100 | 120 |

A compressibilidade do solo poluído é maior mas a velocidade de consolidação, pela avaliação do coeficiente de consolidação do solo natural e quando poluído com óleo e para os dois patamares de carga calculados, diminui pela acção dessa lubrificação e a colmatção dos caminhos preferenciais de escoamento da água. Tal facto está de acordo com a diminuição da permeabilidade no solo poluído.

Tabela 8 - Parâmetros de compressibilidade unidimensional para as amostras OS5 e A-sc Andrade Pais (2007).

| Amostra | Escalão de carga (kPa)[150;200] | | Escalão de carga (kPa)[608;1266] | |
|---------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------------|--------------------------|
| | c_v (m ² /s) | $k \times 10^{-4}$ (m/s) | c_v (m ² /s) | $k \times 10^{-4}$ (m/s) |
| A-sc | 0,585 | 4,4 | 0,663 | 1,78 |
| OS5 | 0,152 | 4,19 | 0,167 | 0,88 |

iii. Solo Residual + Óleo + Cal

O trabalho utiliza um novo material que é designado por solo artificial e que vem no seguimento de investigações feitas e propostas por Andrade Pais (2007). O solo artificial é o resultado de uma proporção de uma mistura à base de cal e óleo lubrificante que é englobada no solo residual granítico da Covilhã. Convém recordar os resultados obtidos e conhecidos deste solo artificial em termos mecânicos: compressibilidade e resistência ao corte.

Compressibilidade

O solo artificial sujeito a ensaios de compressão unidimensional revela que é menos compressível, possui menor compressibilidade volumétrica e a tensão de cedência estrutural é incrementada (Fig. 19 a) e b)). A melhoria dos parâmetros observados é independente das proporções de mistura utilizadas (5%, 10%, 15% e 20%).

Avaliou-se a compressibilidade do solo residual granítico misturado com diversas percentagens de óleo e cal através de ensaios edométricos onde se utilizaram amostras com 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura. Andrade Pais (2007) obteve os seguintes parâmetros relativos à compressibilidade que lhes permitiu criar os gráficos apresentados na Figura 19.

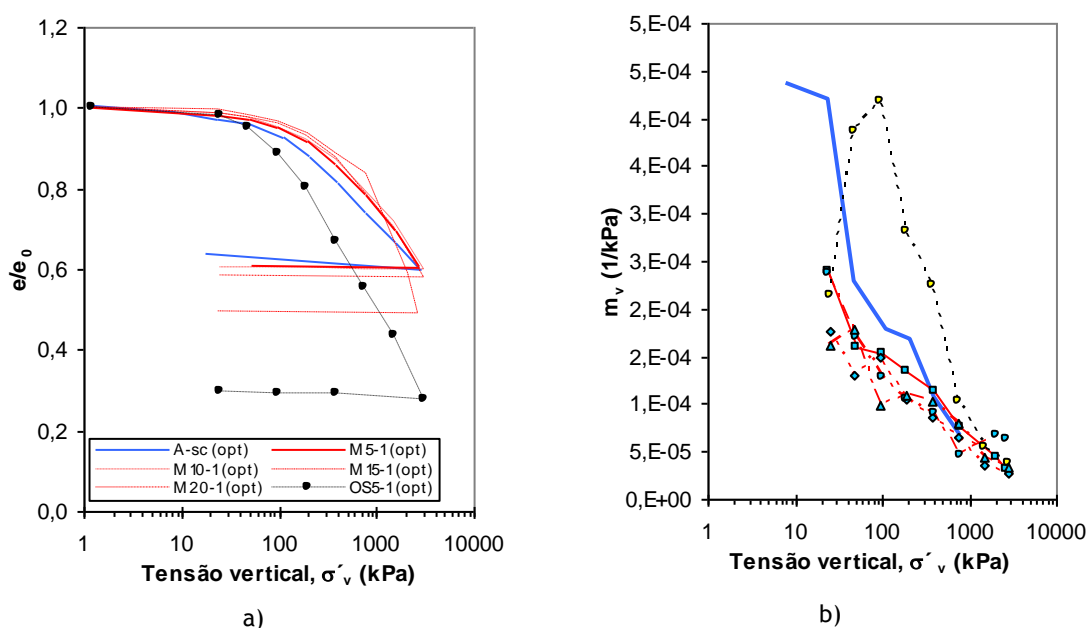


Figura 19 - a) Curvas comparativas de compressibilidade unidimensional no espaço e - $\log \sigma'_v$ do solo natural (NS) e solo artificial (M); b) Variação de compressibilidade volumétrica com o incremento da tensão vertical (Andrade Pais, 2007).

Resistência ao Corte

Andrade Pais e Ferreira Gomes (2005) elaboraram ensaios em caixa de corte directo para definir o comportamento mecânico relativo à resistência ao corte do solo. Os ensaios efectuados foram drenados e consolidados de acordo com as seguintes tensões efectivas $\sigma'_v = 26; 44; 82$ e 157 kPa, onde utilizaram amostras com 100 mm de diâmetro e 40 mm de altura, os ensaios foram elaborados para peso volúmico seco com teor óptimo de água e sem período de cura. Verificaram através das envolventes de rotura do solo simples e dos solos artificiais com diferentes proporções de mistura (10%, 15% e 20%) que estes apresentam-se mais friccionais com aumento do ângulo de atrito e redução da coesão, ou seja, com tensão de corte nula quando se anula a tensão vertical (Fig. 20).

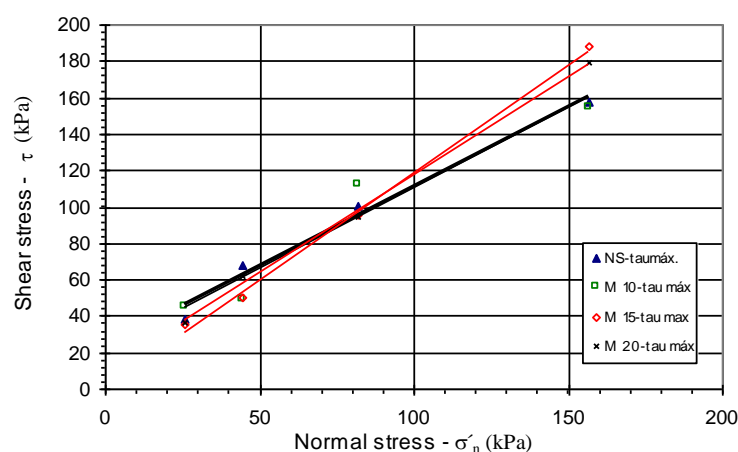


Figura 20 - Resultados de ensaio de caixa de corte directo de solo com e sem contaminação de óleo e cal (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005)

A resistência aumenta nas amostras M10 e M20 devido às alterações iónicas e da flocculação de partículas onde até mesmo as argilas podem assumir um comportamento típico de solos granulares. O valor da coesão efectiva (c') diminui e aumenta o ângulo de atrito com o aumento da percentagem da mistura no solo (Fig. 21). Sabe-se que o ângulo de dilatância (ψ) no solo artificial é maior que no solo natural que produz o incremento da resistência e que se reflecte no incremento do ângulo de atrito por não ser possível separar os efeitos (friccional e dilatante) (Andrade Pais, 2007).

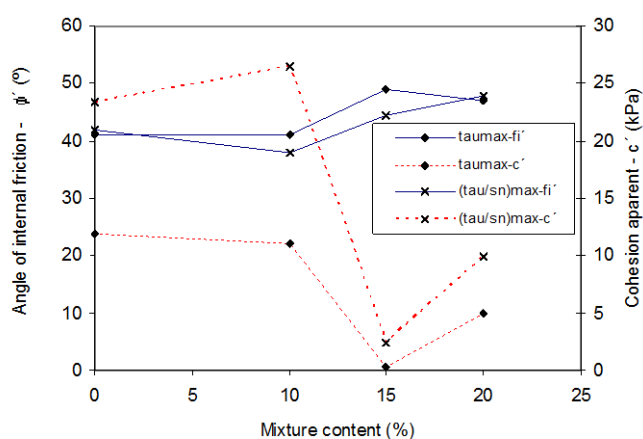


Figura 21 - Evolução do ângulo de atrito versus coesão aparente (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005).

A mistura de cal e de óleo lubrificante utilizada leva ao aumento de rigidez devido ao desenvolvimento de potenciais ligações entre as partículas. A adição de cal no solo produz os mecanismos de alteração iônica, onde os cátions Ca^{++} substituem os cátions de menor valor, dando assim origem à floculação de partículas finas, ganhando resistência e, conseqüentemente, melhorando as propriedades do solo resultante, (Cristelo e Jalali, 2004).

A possível coesão efectiva (c') proveniente das ligações inter-partículas permanece despercebida devido ao fenómeno da dilatância, que basicamente controla o comportamento pressupondo a variação entre o ângulo de dilatância (ψ) e a diminuição de c' , Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros físicos e mecânicos obtidos através ensaio de corte directo (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005).

| Amostra | e_0 | γ_d (kN/m ³) | τ_{max} | |
|---------|-------------|---------------------------------|--------------|------------|
| | | | ϕ' | c' (kPa) |
| NS | 0,444-0,459 | 17,57-18,35 | 41 | 23 |
| M10 | 0,503-0,513 | 16,92-17,14 | 38 | 26 |
| M15 | 0,660-0,694 | 15,19-16,39 | 44 | 2 |
| M20 | 0,604-0,609 | 15,16-15,56 | 47 | 10 |

Capítulo 2

Descrição da Amostra

2. Descrição da Amostra

Os ensaios para a identificação e classificação realizaram-se na amostra artificial M10. O solo artificial M10 tem 10% de um composto à base de cal e óleo lubrificante usado que, foi misturado com solo residual granítico da Covilhã. O composto é fabricado com proporções de cal (C) e óleo lubrificante (O) [$10 \text{ kg (C)} + 6 \text{ dm}^3 \text{ (O)}$], de modo a ter um inerte ao ambiente, pela realização de uma reacção exotérmica que corrige o pH e neutraliza os metais pesados presentes no óleo, de acordo com estudos anteriormente feitos por Andrade Pais (2007).

2.1 Identificação e Classificação da Amostra

O solo residual granítico da Covilhã na classificação unificada e ASTM (1989), como um material de construção, classifica-se como uma areia bem graduada (predominante) a areia siltosa com cascalho, apresenta curvas de distribuição granulométricas bem distribuídas e os seus finos apresentam baixa plasticidade, e actividade argilosa de normal a baixa, referindo assim a presença de caulinite, uma argila pouco expansiva.

A Figura 22 a) e b) mostram o aspecto geral do solo residual granítico (base) e do solo artificial respectivamente que vai servir de base a este estudo de avaliação do comportamento mecânico.

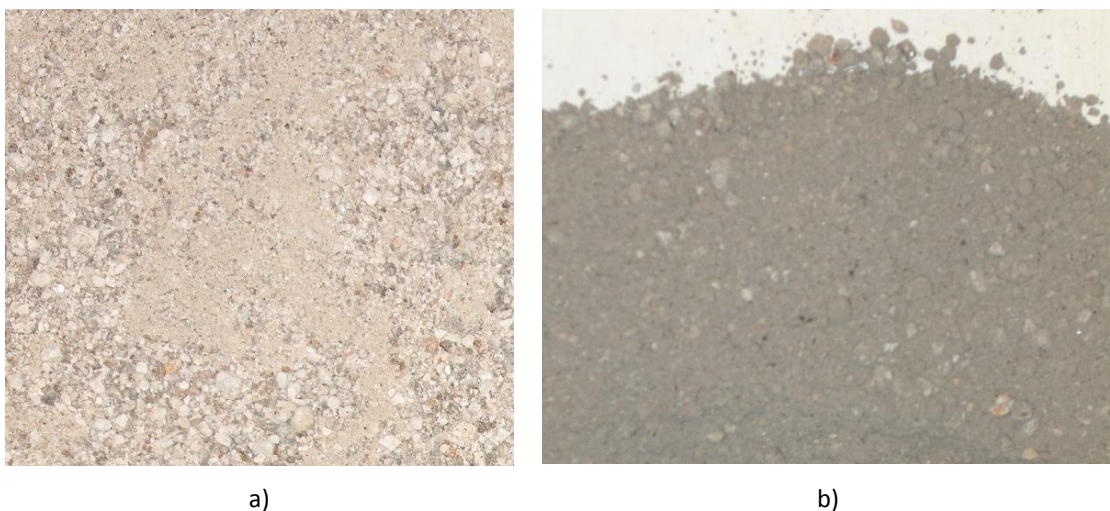
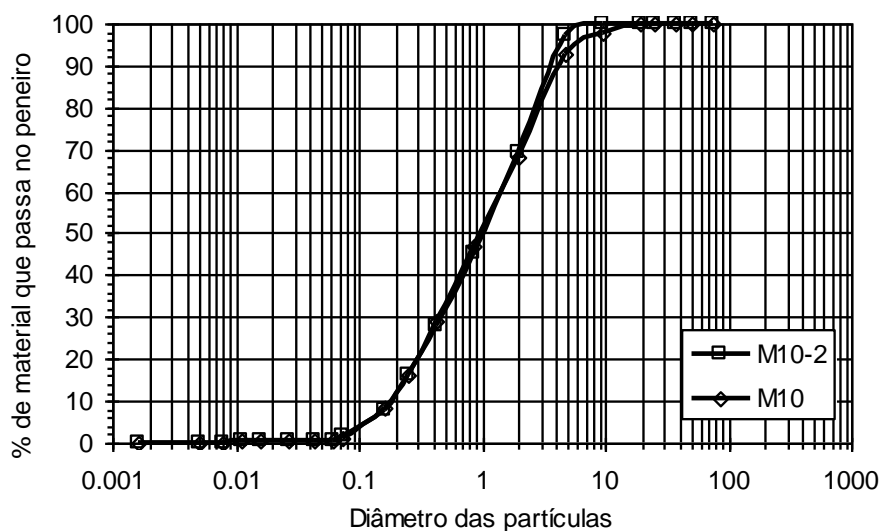
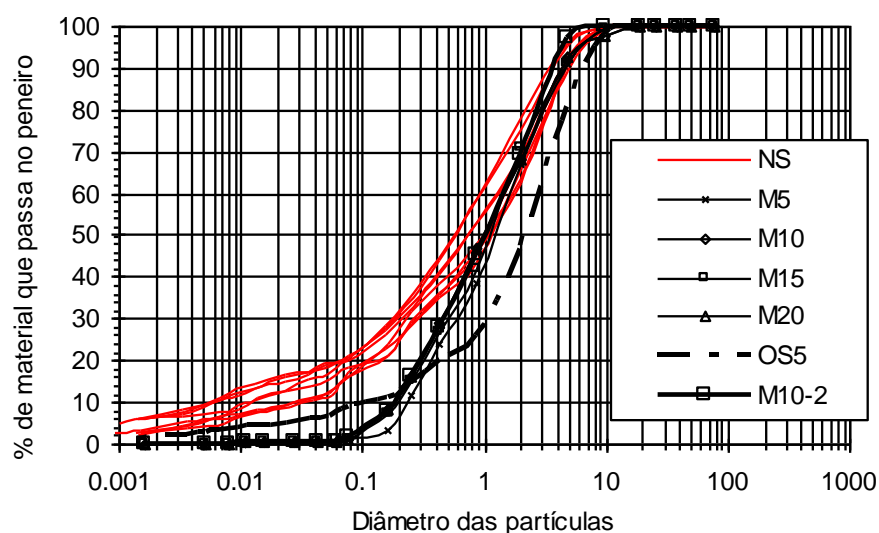


Figura 22 - Solo: a) Amostra de solo residual granítico, b) Amostra do solo artificial (solo residual granítico+10% de cal e óleo).

Realizaram-se duas análises granulométricas com sedimentação na amostra M10 de acordo com a especificação E 196 (1966), Figura 23 a). Estas análises estão de acordo com outras distribuições granulométricas de Andrade Pais (2007) do mesmo solo artificial, como se pode verificar na Figura 23 b), com a sobreposição desta distribuição com outras já conhecidas.



a)



b)

Figura 23 - Curvas de distribuição granulométrica: a) o solo artificial novamente ensaiado M10-2 e M10; b) solo residual granítico natural (NS), artificial M5 a M20, solo com óleo (OS5) (Andrade Pais, 2007) e o solo artificial novamente ensaiado M10-2 e M10 comparativas do solo natural GRS com os solos artificiais M5 a M20 e OS5 (Andrade Pais, 2007).

Na Tabela 10 são apresentados os parâmetros obtidos a partir da curva de distribuição granulométrica do solo M10, e ainda o peso específico das partículas sólidas deste solo artificial, usando para tal a Norma Portuguesa NP (1965a). Calcularam-se a percentagem de argila, silte, areia e cascalho, o diâmetro efectivo e o coeficiente de uniformidade, o coeficiente de curvatura das várias amostras utilizadas.

Tabela 10 - Parâmetros de identificação e físicos do solo artificial.

| Índices /teste | Amostra |
|---|---------|
| Distribuição granulométrica | M10 |
| Percentagem de cascalho | 30 |
| Percentagem de areia | 70 |
| Percentagem de silte | 0 |
| Percentagem de argila | 0 |
| D10 (mm) | 0,19 |
| Coefficiente de uniformidade (D60/D10) | 7,9 |
| Coefficiente de curvatura [(D30) ² /(D60xD10)] | 0,8 |
| Densidade das partículas sólidas, Gs | 2,57 |
| Nota: O desfloculante usado é o hexametafosfato | |

A análise da distribuição granulométrica do solo artificial permite observar que os finos (silte e argila) desaparecem, já que, estes aglutinam em partículas de dimensões maiores pela acção conjugada do óleo e cal. A classificação do solo artificial que serve como material a caracterizar, de acordo com a ASTM (1989), é necessário verificar e calcular os limites de consistência deste. Foram realizados os ensaios para o cálculo do limite de liquidez (w_L) e do limite de plasticidade (w_p) e calculado o índice de plasticidade (IP) de acordo com as normas portuguesa NP (1969) e NP (1965b). As Tabelas 11 e 12, apresentam estes parâmetros físicos, respectivamente para o solo natural e o solo artificial.

A classificação dos solos sofre uma alteração quando contaminado com óleo e quando se trata de solo artificial por alteração na composição granulométrica e índice de plasticidade associado, como se observa na Tabela 11 e 12. Contudo este solo M10 ainda se encontra dentro da classificação SW a SM com cascalho. O cálculo da actividade argilosa também nos dá a avaliação indirecta do tipo de argila presente que se trata predominantemente de caulinite.

Tabela 11 - Características de plasticidade, actividade argilosa e classificação do solo natural.

| Amostra | Limite de liquidez- w_L (*) | Índice de Plasticidade- I_p | Actividade argilosa- A_t | Classificação |
|--------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------|---------------|
| Solo Natural | 44 | 7 | - | SW com G |

Tabela 12 - Características de plasticidade, actividade argilosa e classificação do solo artificial.

| Amostra | Limite de liquidez- w_L (*) | Índice de Plasticidade- I_p | Actividade argilosa- A_t | Classificação |
|---------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------|---------------|
| M10 | 45 | 11,6 | - | SW-SM com G |

O índice de plasticidade é baixo no solo natural por estar ligado à baixa capacidade de troca iónica dos finos presentes, 1,53 e 1,90 mE/mg (Cristelo e Jalali, 2004). Pelo contrário nos solos artificiais o I_p cresce por diminuição do limite de plasticidade (w_p), já que o óleo substitui a capacidade de retenção de água dos finos e aumenta a lubrificação das partículas.

2.2 Provetes de Ensaio

Os provetes de solo artificial M10 usados nos ensaios de compressibilidade e de resistência ao corte foram produzidos de modo a serem cilíndricos com 100 mm de diâmetro e de altura de 200 mm. Estes foram idealizados de modo a serem construídos de modo a serem similares entre si, em termos de peso volúmico máximo para um teor em água óptimo, conhecidos pela curva de compactação em Proctor normal (E 197, 1966). A energia usada neste tipo de compactação dinâmica foi: $E = 593 \text{ kJ/m}^3$.

A Figura 24 apresenta as curvas comparativas peso volúmico seco em função do teor em água obtidas por Andrade Pais (2007). Neste espaço (w : γ_d) projectaram-se os provetes de ensaio fabricados, a partir do solo artificial M10, que serão usados para avaliação dos parâmetros de compressibilidade e de resistência ao corte. Pode observar-se que os provetes de solo artificial, assim desenvolvidos, e de acordo com o conhecimento peso volúmico máximo para um teor em água óptimo para este solo, estes dão a garantia de uma certa homogeneidade quanto à compactidade e o volume específico inicial de cada um dos provetes.

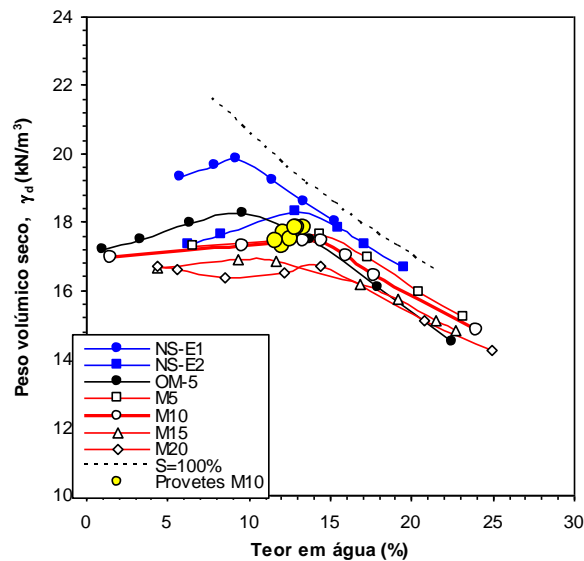


Figura 24 - Curvas comparativas peso volúmico seco e teor em água obtidas por Andrade Pais (2007) com a projecção dos provetes M10 a usar em ensaios mecânicos.

As curvas para os solos artificiais apresentadas na Figura 24, demonstram a forma típica de solos arenosos, de acordo com a sua classificação virtual. Para estes solos, o γ_d decresce linearmente com o aumento da proporção de mistura e o teor em água óptimo mantém-se praticamente igual ao do solo natural para M5, M10 e M15, decrescendo abruptamente para OS5 e M20 pois o efeito lubrificante do óleo sobrepõe-se ao da água. Estes solos artificiais foram solos estudados por Andrade Pais (2007) e têm uma percentagem crescente de óleo na sua matriz.

A adição da mistura gerou a redução dos parâmetros físicos da compactação quando comparado com o solo natural. Assim a redução de γ_d com o incremento da percentagem de cal e óleo lubrificante (M) no solo natural deve-se ao efeito conjugado da dispersão, expansão da cal e o aumento da viscosidade devido ao óleo lubrificante. No entanto o solo com uma estrutura dispersa, dificulta a obtenção de matrizes densas sob acção da compactação (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2005).

Enquanto que a estabilização do solo com cal, algumas das mudanças nas propriedades do solo deve-se à coagulação, agregação e redução na afinidade para a água das partículas do solo.

Os parâmetros físicos obtidos para os ensaios Proctor em molde pequeno para a $E_1=593$ kJ/m^3 , encontram-se apresentados na Tabela 13. A interpretação conjugada da Figura 24 com a Tabela 13, permite aceder rapidamente aos parâmetros físicos dos provetes desenvolvidos, ou seja são similares entre si e estão dentro da zona dos parâmetros físicos, para o teor em água óptimo e peso volúmico máximo, obtidos no ensaio de compactação.

Tabela 13 - Parâmetros físicos obtidos em ensaios de compactação dinâmico.

| Índices /teste | Amostra |
|--|---------|
| Ensaio de compactação standard ($E_1=593$ kJ/m^3) | M10 |
| Peso volúmico máximo, γ_d (kN/m^3) | 17,4 |
| Teor em água óptimo, w (%) | 14,4 |
| Índice de vazios específico, $V=1+e$ | 1,468 |
| Densidade das partículas sólidas, G_s | 2,57 |

Capítulo 3

Compressibilidade

3. Compressibilidade

O ensaio edométrico, ou ensaio de compressão unidimensional, simula as condições de implantação de uma obra em termos de uma tensão vertical induzida e o assentamento que acontecerá por dissipação da pressão de água gerada e reorganização das partículas. Consiste assim na aplicação de tensões verticais sobre um provete de solo, segundo uma progressão geométrica de razão 2.

O plano de carregamento e o método adoptado influenciam os incrementos de força a realizar, as leituras das deformações verticais e dos tempos. Só após ter decorrido tempo suficiente para que a deformação do provete tenha ocorrido, é que se aplica um novo incremento de força, geralmente ao fim de 24 horas.

A realização do ensaio baseado nas propostas de Head (1980), usualmente desenvolve-se do seguinte modo:

- Preparação do Equipamento;
- Colocação do aparelho de aplicação de forças na posição de equilíbrio;
- Ensaio preliminares de identificação do solo:
 - Determinação da densidade das partículas sólidas e índice de vazios;
 - Determinação do teor em água inicial e grau de saturação inicial do provete;
- Preparação do provete;
- Montagem do provete na célula edométrica;
- Instalação da célula edométrica no aparelho de aplicação de forças;
- Carregamento do provete segundo um plano incluindo leituras das deformações verticais e dos tempos consoante o método adoptado;

A Figura 25 mostra o equipamento geral para aplicação de cargas verticais numa célula cilíndrica que contém o provete. Este está confinado, limitando a extensão lateral a zero, simulando assim uma camada de solo de desenvolvimento infinito, só com deformações verticais. Designando este tipo de ensaio K_0 , ou edométrico.



Figura 25 - Ensaio edométrico com célula de carga em teste.

3.1 Parâmetros mecânicos

3.1.1 A tensão de cedência estrutural

A tensão de cedência estrutural pretende-se que seja calculada pelo método proposto por Casagrande (1936) onde σ'_p é obtido através da construção geométrica a partir do ponto de máxima curvatura da curva $e:\log \sigma'_v$.

Sabe-se que os valores para σ'_p obtidos pelo método de Casagrande são entre todos os menos conservadores podendo por vezes originar perigosas previsões em assentamentos, sendo em alguns casos consistentes com os obtidos pelo método de Pacheco e Silva (1970). Noutros casos apresentam afastamentos consideráveis, pela não constância do valor C_c durante o ensaio, mesmo na zona de comportamento pós-cedência estrutural ou “normalmente consolidado” como se pode verificar na Figura 28 a).

3.1.2 Índice de compressibilidade

O índice de compressibilidade é condicionado pela densidade e índice de vazios inicial, existindo uma aceleração da compressibilidade após o início da cedência, sendo maior em estruturas mais abertas, assim no intuito da análise mecânica do solo artificial em questão foram obtidos os parâmetros de compressibilidade; sejam o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v), índice de compressibilidade (C_c), e indirectamente o coeficiente de permeabilidade (k), que serão apresentados mais a frente sob a forma de gráfico em função da tensão efectiva vertical σ'_v .

3.1.3 Velocidade de consolidação primária

Segundo Andrade Pais (2007), a taxa de consolidação primária é muito elevada, sendo de difícil obtenção os valores t_{50} ou t_{90} para uma avaliação clássica do coeficiente de consolidação pelas fórmulas de cálculo de Taylor ou Casagrande pois são valores deterministas resultante de um cálculo médio. Por outro lado, os valores de consolidação para o primeiro incremento poderão ainda estar afectados por erros de ajustamentos, como se pode constatar na Tabela 14, onde são apresentados os resultados do coeficiente de consolidação, c_v . Os parâmetros associados ao primeiro patamar de carga deverão ser lidos com cautela para efeitos de cálculo da velocidade de consolidação primária e assentamentos totais, pelos motivos de ajustamentos do provete ao anel e sistema de leitura.

3.2 Interpretação de Resultados

Sabe-se que o solo residual granítico possui características de um solo sobreconsolidado devido à estrutura “cimentada”, mesmo que essa estrutura exista devido a muitos factores. De uma forma simplificada, temos um comportamento rígido seguido de cedência, como se ilustra na Figura 26.

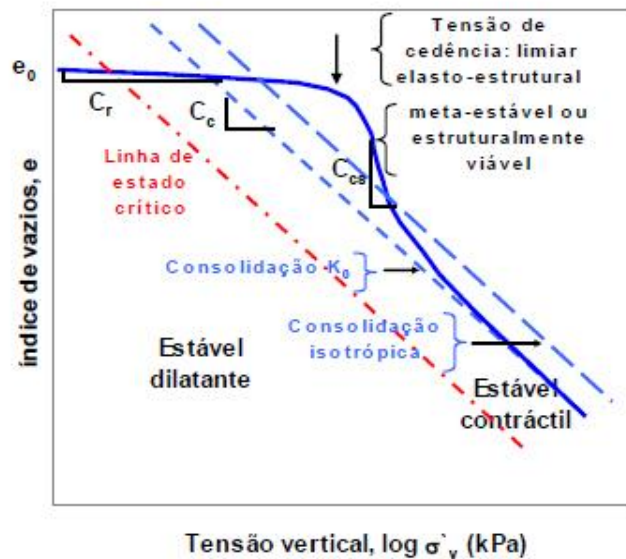


Figura 26 - Compressão unidimensional de um solo com estrutura cimentada (Andrade Pais, 2007 com adaptação de Vaughan, 1988a).

Os ensaios edométricos foram realizados na amostra M10, sendo estes com o anel com 60 mm de diâmetro, os patamares de carga estão anotados na Tabela 14, começando em [0 - 1,2] e terminando em [1571,9 - 2728,1] kPa. A Figura 26 apresentada a seguir mostra a variação do índice de vazios com o incremento da tensão efectiva vertical (σ'_v).

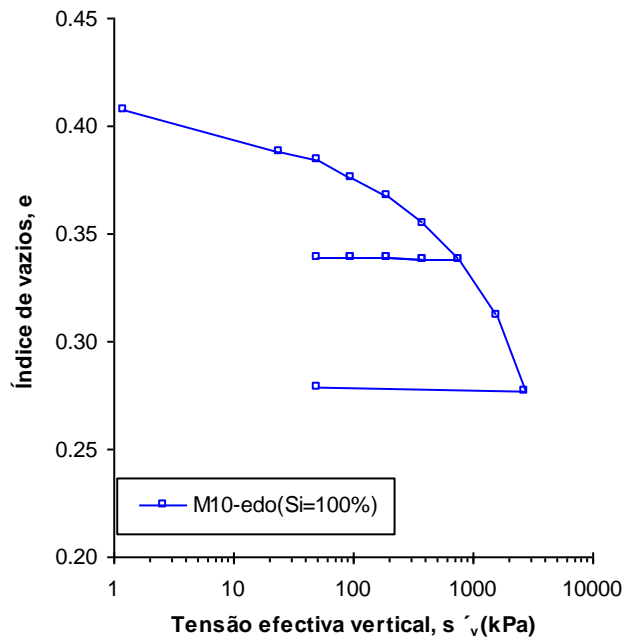
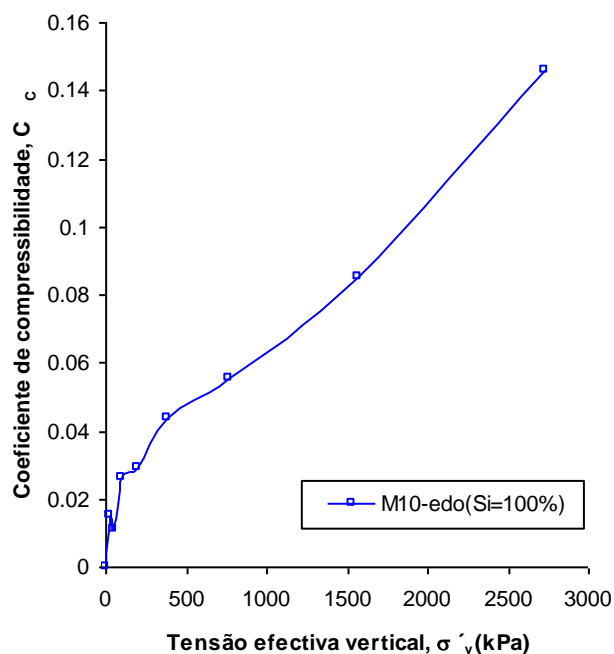


Figura 27 - Variação do índice de vazios com o incremento da tensão vertical, σ'_v .

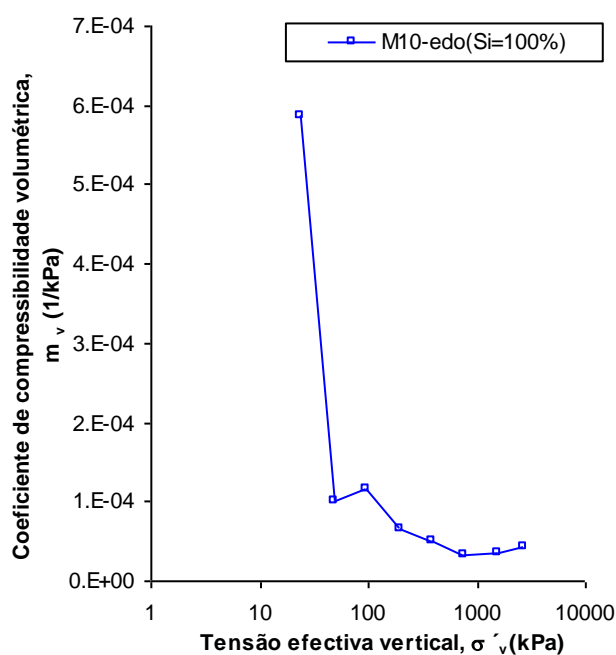
A tensão de cedência estrutural é de 300 kPa, também conhecida por tensão efectiva de pré-consolidação, Figura 28 a). O valor encontrado está de acordo com os valores para este tipo de solo artificial já estudado por Andrade Pais (2007). A cedência é evolutiva de degradação gradual da estrutura criada no solo artificial, como se pode verificar pela instabilidade de C_c com o crescimento da carga vertical.

A Figura 28 b) apresenta a variação de compressibilidade volumétrica (m_v) com o incremento da tensão vertical respectivamente. A diminuição deste parâmetro é abrupta até à carga vertical aplicada aproximada de 100 kPa, passando a um decréscimo mais sustentável com a real diminuição dos índices de vazios intrínsecos do solo, com o crescimento das cargas verticais, por aumento de imbricamento das partículas. Os valores de m_v para os patamares de carga iniciais, podem porém, estar associados a dois problemas que se conjugam: a) o ajustamento inicial do provete ao anel edométrico e b) a dispersão do solo pelo efeito da cal e do óleo e a existência de pseudo-partículas.

O solo artificial, nas condições de uso em camadas de base ou sub-base de vias de comunicação, impõe que este seja compactado de forma a estar capaz de satisfazer solicitações acima do patamar de carga de 100 kPa, o que está também de acordo com o eixo padrão usado para efeitos de dimensionamento, nomeadamente a assentamentos admissíveis.



a)



b)

Figura 28 - Solo artificial M10: a) variação do coeficiente de compressibilidade com o incremento da tensão efectiva vertical; b) variação de compressibilidade volumétrica com o incremento da tensão vertical.

Na Figura 29, é apresentada a evolução da permeabilidade à medida que a carga vertical aumenta, a análise do gráfico permite constatar que a permeabilidade pode ser designada de pouco a médio permeável. Embora o cálculo do coeficiente de permeabilidade seja indirecto, através do conhecimento do coeficiente de consolidação, do coeficiente de compressibilidade volumétrico, e do estado associado a desvantagens, nomeadamente a representatividade,

podemos aceitar a ideia que este solo artificial cumpre bem as funções de uma barreira à percolação de fluidos.

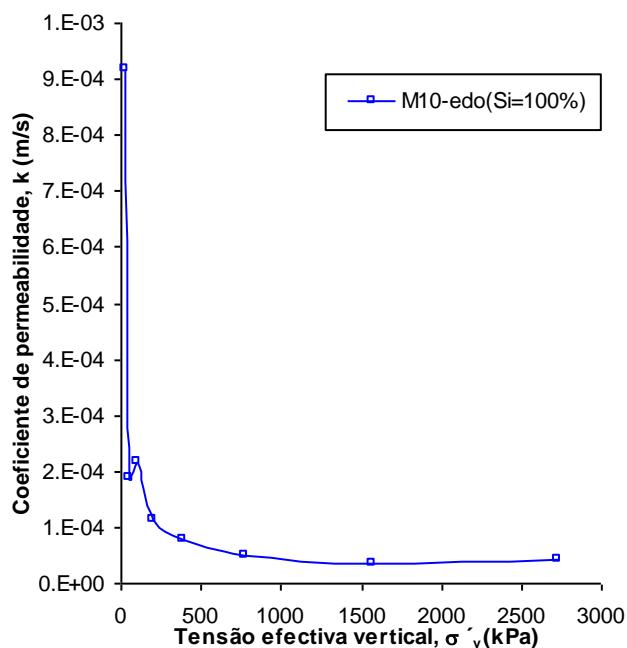


Figura 29 - Evolução do coeficiente de permeabilidade com o incremento.

A Tabela 14, que é apresentada de seguida é um quadro resumo dos resultados obtidos, variação dos índices de vazios e coeficiente de compressibilidade volumétrica que permitem o cálculo dos assentamentos totais, a evolução do coeficiente de consolidação para diversas cargas que permitirá avaliar os assentamentos por consolidação em função do tempo e indirectamente a permeabilidade. Estes parâmetros fazem parte da equação diferencial de Terzaghi para a consolidação.

Tabela 14 - Tabela síntese de resultados que permitem calcular assentamentos e tempos de consolidação para diferentes cargas que solicitem a estrutura.

| Patamares de carga σ'_v (kpa) | 0 - 1,2 | 1,2 - 24,2 | 24,2 - 49,4 | 49,4 - 97,5 | 97,5 - 193,8 | 193,8 - 386,2 | 386,2 - 771,2 | 771,2 - 1571,9 | 1571,9 - 2728,1 |
|--------------------------------------|---------|------------|-------------|-------------|--------------|---------------|---------------|----------------|-----------------|
| e | 0,408 | 0,388 | 0,384 | 0,376 | 0,368 | 0,355 | 0,338 | 0,312 | 0,277 |
| m_v (kPa) | - | 5,9E-04 | 1,0E-04 | 1,2E-04 | 6,6E-05 | 5,0E-05 | 3,2E-05 | 3,4E-05 | 2,5E-05 |
| c_v (m ² /s) | - | 0,160 | 0,191 | 0,190 | 0,175 | 0,158 | 0,154 | 0,143 | 0,187 |
| $K \times 10^{-4}$ (m/s) | - | 9,18 | 1,88 | 2,16 | 1,13 | 0,77 | 0,48 | 0,48 | 0,47 |

Capítulo 4

Resistência ao Corte

4. Resistência ao Corte

4.1 Introdução ao Ensaio Triaxial de Compressão

O aparelho de ensaio triaxial foi descrito em detalhe desde 1962 por Bishop e Henkel. A câmara triaxial apresenta-se assim esquematizada na Figura 30.

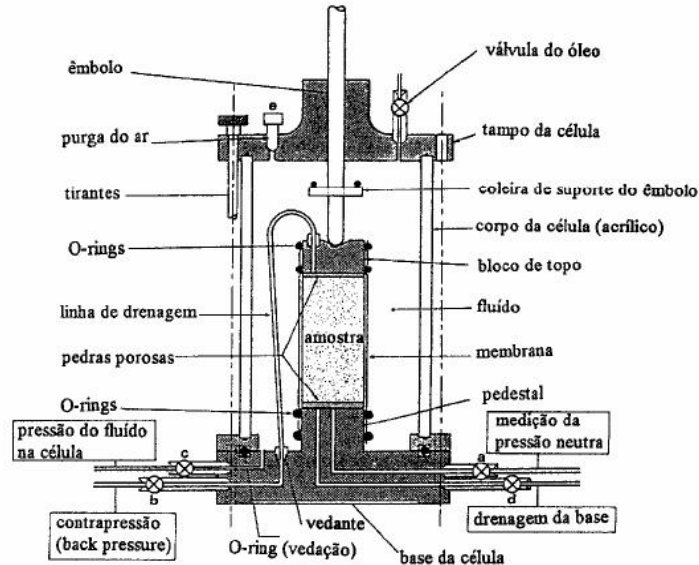


Figura 30 - Ensaio Triaxial, câmara do triaxial (Matos Fernandes, 1994)

Este ensaio permite a aplicação da tensão radial ou isotrópica $\sigma_3 = \sigma_r$, a força de compressão (F_a), a medição da pressão de água nos poros (u) e do volume de água drenada do interior amostra ou para a amostra e que está relacionada com a compressão ou expansão desta. Com o cálculo da extensão volumétrica pode-se calcular a área da secção do provete (A) durante a deformação. A Figura 31 mostra as acções a que está sujeito um provete durante o ensaio triaxial de compressão e neste caso do tipo não drenado, pois verifica-se uma alteração da pressão de água nos poros (u) no seu interior.

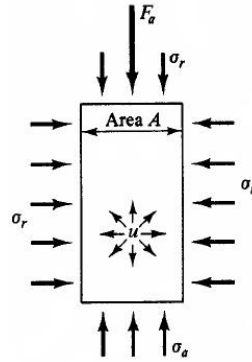


Figura 31 - Tensões aplicadas na amostra durante o ensaio triaxial (Atkinson e Bransby, 1978).

Se a área da secção transversal do provete for perpendicular a F_a , a tensão principal axial é dada por:

$$\sigma_a = \sigma_r + \left(\frac{F_a}{A}\right) \leftrightarrow \left(\frac{F_a}{A}\right) = \sigma_a - \sigma_r \quad 4-1$$

Como partimos do pressuposto que a amostra é cilíndrica de área seccional A_0 com o volume inicial V_0 e uma altura inicial L_0 , a área corrigida presente no ensaio é:

$$A = \left[\frac{1+(\Delta V/V_0)}{1+(\Delta L/L_0)}\right] = A_0 \left(\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_a}\right) \quad 4-2$$

Em que ΔV e ΔL , ε_v e ε_a são a variação do volume, a variação da altura da amostra a extensões de volume e a extensão axial respectivamente.

A força na célula de carga a dividir pela área do provete não é equivalente à tensão axial principal, em alternativa, o aumento da tensão ($\sigma_a - \sigma_r$) é conhecida por tensão desviatória ou de corte. Nos ensaios de compressão temos $\sigma_a = \sigma_1$ e $\sigma_r = \sigma_3$.

O conhecimento das tensões principais $\sigma_a = \sigma_1$ e $\sigma_r = \sigma_3$ permite aplicar o modelo de rotura de Mohr-Coulomb, nestes solos granulares, e ainda pelo conhecimento que se tem pela pressão de água nos poros e a variação desta durante as fases de ensaio, trabalhar em termos de tensões totais e/ou efectivas.

O ensaio triaxial, conforme a sua configuração, permite instalar no provete o estado de tensão *in situ*, as condições de drenagem e simular a trajectória de tensões.

A Figura 32, demonstra o equipamento utilizado para o ensaio de corte drenado por compressão e após a consolidação isotrópica do provete, ensaio tipo CD e que simula um carregamento axisimétrico, tipo uma fundação. Neste tipo de obra a tensão principal $\sigma_a = \sigma_1$ cresce e a tensão principal $\sigma_r = \sigma_3$ mantem-se constante.

Os ensaios foram executados de acordo com propostas de Head (1982), adotando-se como boa prática antes de cada ensaio ao verificar-se a drenagem do sistema, válvulas e suas ligações.

Os parâmetros de engenharia são lidos de forma automática, sendo que todas as células de pressão de água, célula de carga e extensímetros tenham sido calibrados antes do início da bateria de testes.



Figura 32 - Equipamento de resistência ao corte.

4.2 Características do solo a ensaiar e preparação dos provetes

A amostra utilizada é cilíndrica, com uma relação $H = 2D$, a altura (H), o diâmetro (D) e o peso inicial dos provetes também foram conhecidos com um erro de $\pm 0,1\%$. Teve-se ainda o cuidado de evitar a perda de teor em água da amostra durante este processo de desestruturação e remoldagem.

Os provetes do solo artificial M10, foram remoldados em molde modificado e bipartido e de acordo com a curva de compactação para o peso volúmico máximo e teor em água óptimo.

Após a acção de compactação para a energia requerida, parâmetros físicos requeridos, a amostra é retirada e armazenadas de forma hermética numa camisa de aço. Os provetes foram acondicionados de modo a não permitir alguma expansão ou distorção, criando-se fronteiras de solo natural nos topos, Figura 33.

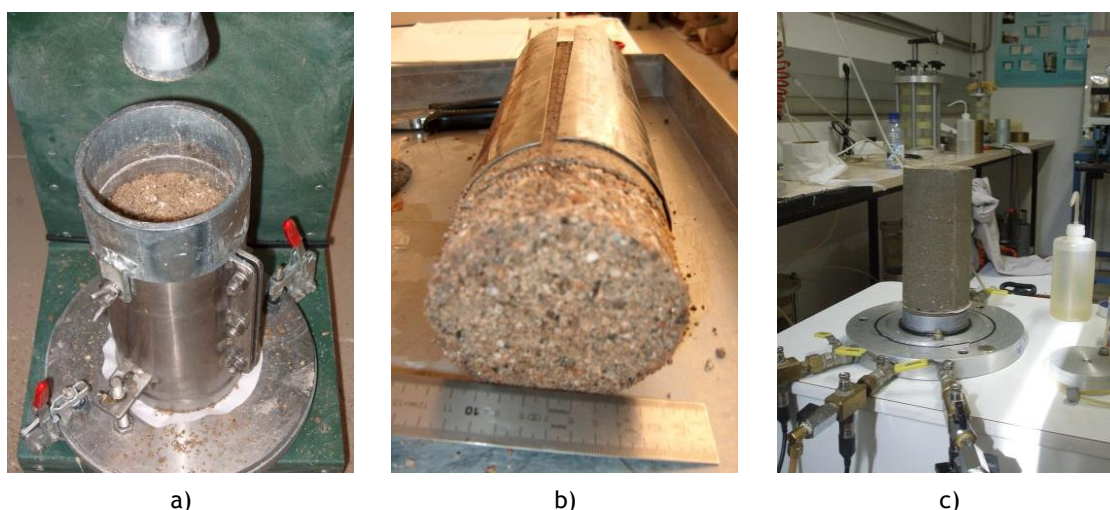


Figura 33 - Etapas na criação dos provetes: a) molde bipartido e provete acondicionado; b) fronteiras de solo no topo e base do provete; c) fase de montagem do provete para ensaio triaxial.

A Tabela 15 mostra os parâmetros físicos dos provetes utilizados, do solo artificial M10, nos ensaios triaxiais de compressão drenados e após a consolidação destes, ensaios tipo CD.

Tabela 15 -Parâmetros físicos dos provetes utilizados nos ensaios CD.

| Provete | Peso volúmico seco, γ_d (kN/m ³) | Índice de vazios específico, $v=1+e$ |
|-----------|---|--------------------------------------|
| M10-CD25 | 17,32 | 1,454 |
| M10-CD50 | 17,54 | 1,436 |
| M10-CD100 | 17,54 | 1,436 |
| M10-CD200 | 16,95 | 1,486 |

A amostra foi coberta e selada por uma membrana flexível ligada à base e topo por “O-rings” para aplicação da tensão total e separação desta da pressão de água nos poros. As membranas foram previamente humidificadas pela tendência que têm em absorver água. As linhas de pressão são conectadas e a câmara é selada e cheia de água para aplicação das tensões de confinamento. No interior desta está uma célula de carga submersível, sendo um canal de leitura que está associado aos restantes canais de leituras das células eléctricas de pressão, de deformação axial e volumétrica (Fig. 34).



Figura 34 - Amostra selada pela membrana e orings.

4.3 Saturação

A fase de saturação é obrigatória em ensaios saturados, assim para garantir que esta seja eficaz e adequada do provete pretende-se que os filtros e os discos porosos estejam saturados tal como o provete. Este deverá estar saturado a valores do parâmetro B de Skempton superiores a 95% ($B > 95\%$). Nesta fase pretende-se garantir que a presença de bolhas de ar seja reduzida e dissolvida. A necessidade de $B > 95\%$ está relacionada com o facto de se poder trabalhar com tensões efectivas, e assegurar que as variações volumétricas (caso ensaios drenados e na fase de consolidação) e as variações de pressão de água nos poros (caso de ensaios não drenados e na fase consolidação), sejam verdadeiras, pois a existência de ar nos poros irá produzir erros não controláveis nestas duas leituras, pois o ar é compressível.

Caso seja necessário, pode-se recorrer à contrapressão (BP), para evitar-se erros nas leituras da pressão de água nos poros da amostra em cortes não drenados e erros na variação de volume em cortes drenados.

A verificação da saturação do provete é efectuada através da medição do parâmetro B de Skempton, assim, é necessário medir o incremento na pressão da câmara ($\Delta\sigma_3$) e medir a resposta da pressão de água nos poros do provete (Δu), de forma a determinar o parâmetro B de Skempton através da equação:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad 4-3$$

onde,

A e B como parâmetros de Skempton;

$\Delta\sigma_3$, Variação da pressão na célula;

$\Delta\sigma_1$, Variação da pressão no êmbolo de carga.

Sendo $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ igual a zero na fase de saturação, resulta:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad 4-4$$

Usualmente considera-se que a partir de $B \geq 0,95$, o tipo de solo em estudo encontra-se saturado e satisfatório para a simulação de um comportamento não drenado, a não ser que para valores mais baixos tenha medições do parâmetro da pressão de água nos poros satisfatórios.

Na fase de saturação a pressão de confinamento e a contrapressão foram aumentadas sequencialmente em pequenos patamares de 5 a 10 kPa, até haver uma contrapressão máxima de 100 a 250 kPa de modo a dissolver-se o ar restante, Figura 35. Verificou-se sempre

cuidadosamente a variação de volume, a estabilização dos valores da pressão de água gerada no topo (BP) e na base (PP) do provete e só depois mediu-se o parâmetro B .

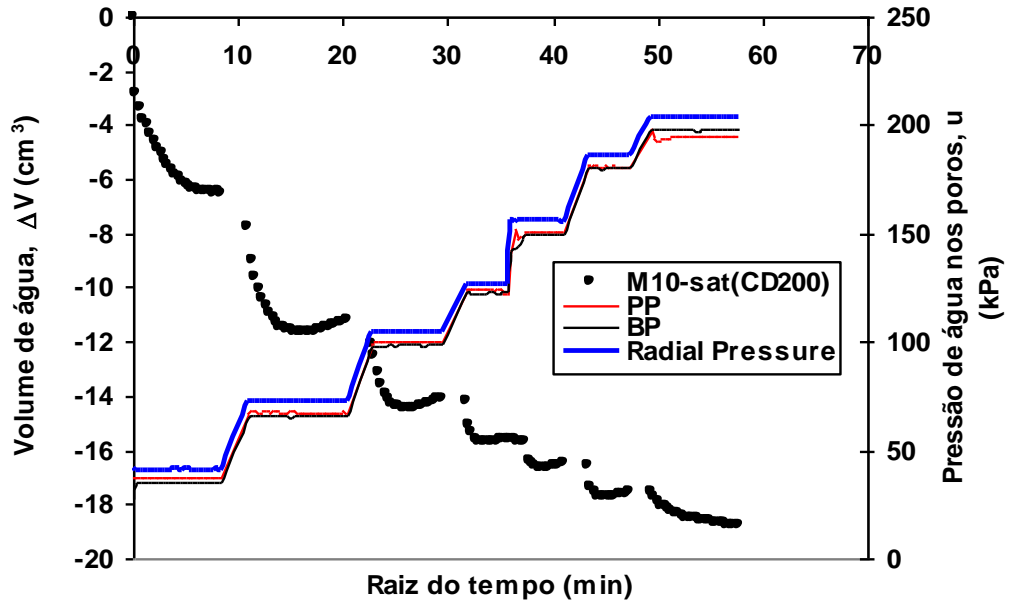


Figura 35 - Troço sequencial da variação de volume de água introduzido na amostra e evolução por patamares da contração (BP), com leitura da pressão de água.

4.4 Consolidação

Depois do processo de saturação estar concluído, procedeu-se à consolidação isotrópica para tensões efectivas propostas para o corte (p'_0 de 25 a 200 kPa), ajustando a pressão da célula e a contrapressão para a tensão especificada.

O processo de consolidação termina, para os diversos provetes, quando a variação de volume de água expelida diminui, traduzido pela dissipação da pressão de água nos poros (PP), gerada pela aplicação da tensão de confinamento, até à pressão inicial (BP). Neste momento a diminuição do volume específico, pela expulsão de água dos vazios do provete, termina ou seja termina a consolidação primária. Este processo de consolidação, pode ser visto, a título de exemplo na Figura 36.

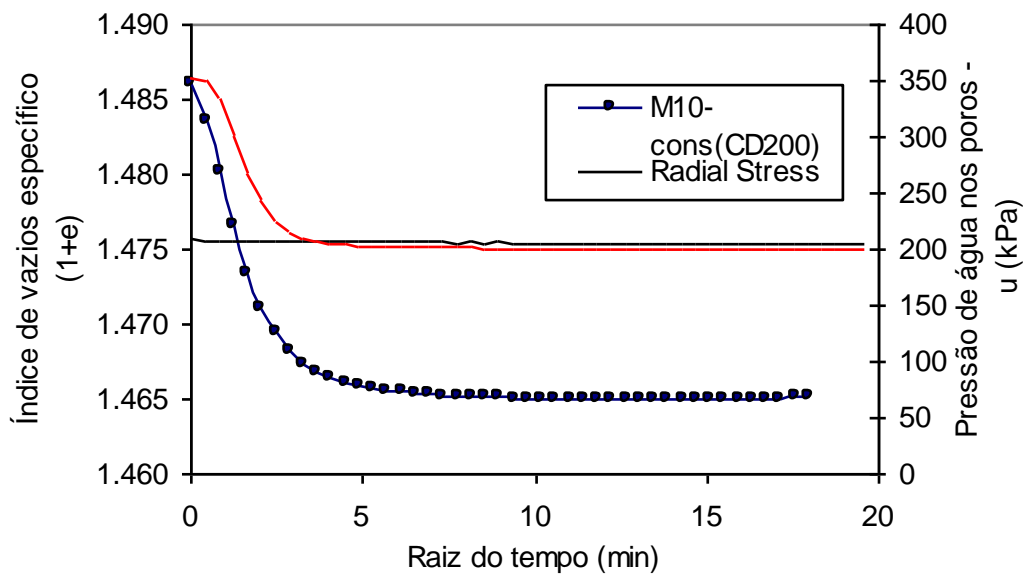


Figura 36 - Razão entre índice de vazios específicos e a raiz do tempo.

4.5 Resistência ao Corte

O conhecimento da resistência ao corte de um material é muito importante ao nível do comportamento mecânico e na resolução problemas de estabilidade do solo quando sujeito a solicitações ou quando este é usado como material de construção. Encontram-se dentro deste tema, nomeadamente, a estabilidade e dimensionamento dos muros de suporte, barragens de aterro, como material de construção ou de fundação, com destaque para um dos objectivos desta dissertação, as base e sub-bases de vias de comunicação, os quais necessitam do conhecimento dos parâmetros mecânicos de resistência, nomeadamente o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (c), o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) do solo em questão, na necessidade do dimensionamento analítico ou empírico-analítico das espessuras a utilizar.

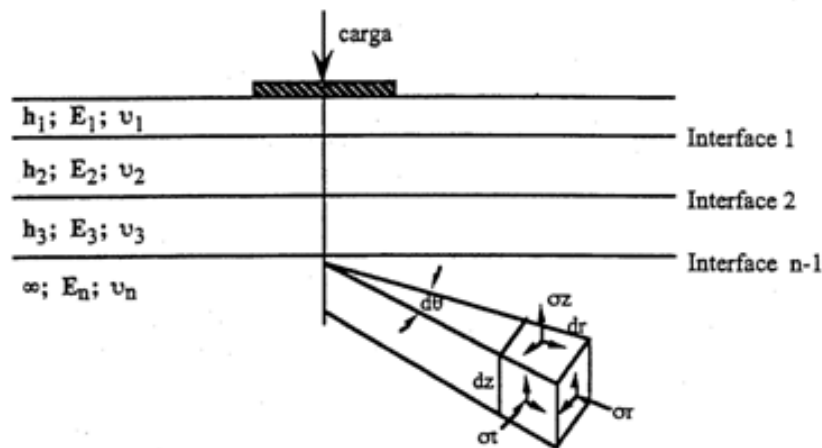


Figura 37 - Caracterização de um pavimento para a obtenção das tensões e extensões e dimensionamento analítico.

As condições são que as camadas sejam isotrópicas, cada camada exceptuando-se a última tenha espessura finita, lateralmente tenham dimensão finita e a relação tensão-extensão será caracterizada pelo módulo de deformabilidade elástica e pelo coeficiente de Poisson.

A tensão de corte é a capacidade que os solos possuem para resistirem ao deslizamento de uma secção em relação a uma outra próxima, essa resistência cresce com o aumento de uma pressão normal ao plano de corte. Deste modo, em consequência de um determinado processo, encontramos-nos na presença de dois factores: coesão e atrito.

A **coesão** assume-se como uma característica fundamental das argilas e siltes plásticos, esta propriedade também se manifesta em solos onde exista a ligação física e/ou eléctrica entre as partículas.

O **atrito** depende do escorregamento entre as partículas sendo afectado pelo encaixe dos grãos nos outros.

Na prática, normalmente desconhece-se o ângulo de atrito verdadeiro, mas conhece-se o ângulo de atrito interno (ϕ). O ângulo de atrito consiste no limite máximo de obliquidade sem a presença de movimento, isto é na iminência da sua ocorrência.

4.5.1 Velocidade de Corte

Os ensaios realizados do tipo CD, pressupõem que haja uma garantia da dissipação de toda a pressão de água gerada durante a fase de compressão, isto é conseguido pela velocidade de corte aplicada, que deverá ser ajustada e calculada de acordo com o tempo para se atingir o fim da consolidação primária, e a extensão axial necessária para se atingir a rotura tal como foi definido por Berre et al (1995). Essa velocidade que assegurou a boa dissipação da pressão de água gerada nos poros foi de 0,065 mm/min.

4.5.2 Critério de rotura a adoptar

Neste item introdutório, importa definir e apresentar os critérios de rotura que se usou neste trabalho e nesta amostra de solo artificial.

Assim, usou-se o *Critério de resistência de pico* que aplica os valores correspondentes ao valor máximo da tensão desviatória ou de corte $q=(\sigma_1-\sigma_3)$ ou da relação σ'_1/σ'_3 e que geralmente oferecem valores de resistência mais elevados. O critério adopta-se a estudos de análise limite, dependendo do tipo de solo e das características de sobreconsolidação, sua compactidade e por analogia ao incremento sofrido pelo grau de cimentação em solos residuais, ou em solos artificiais, como poderá ser caso, pelo estabelecimento de novas ligações entre partículas. O maior ou menor pronunciamento de pico está directamente relacionado com estes últimos factores, sendo notório que a sua aplicação consiste numa plastificação e rotura global (Andrade Pais, 2007).

Utilizou-se ainda, o *Critério de resistência residual* que aplica os valores correspondentes à estabilização dos valores $(\sigma_1-\sigma_3)$, que geralmente é difícil de se atingir, tendo-se utilizado $(\sigma_1-\sigma_3)_{\text{último}}$ para a extensão axial de 20% a 25 %. Geralmente utilizado quando se pode admitir deformações elevadas, caso de deslizamentos de taludes, e também utilizado na modelação do comportamento do solo através do modelo elasto-plástico (modelo hiperbólico) (Andrade Pais, 2007).

4.5.3 Análise de Resultados

Foi usado para a obtenção dos parâmetros de corte o ensaio triaxial clássico de compressão drenado, após a consolidação do tipo CD, tal como já referido, para tensões médias de consolidação isotrópica de $p'_0 = 25, 50, 100$ e 200 kPa. O ensaio tipo CD, permite além da avaliação das tensões efectivas, a avaliação da relação tensão-deformação, pela variação volumétrica do solo, e assim avaliar o efeito da contribuição da dilatância na resistência do material.

A Figura 38, ilustra as relações tensão-deformação axial e volumétrica de um corpo de prova (M10-CD25) que representa o ensaio de corte tipo CD num provete sujeito a uma tensão efectiva isotrópica constante de $\sigma'_3 = 25$ kPa durante a consolidação e na fase de corte. Pode-se avaliar na relação tensão-deformação axial (Fig. 38 a)), a existência da tensão desviatória máxima ($q = 172$ kPa) para a deformação de $\varepsilon_a = 2,7\%$ que corresponde basicamente à máxima taxa de expansão do provete, vulgo dilatância (quando a extensão volumétrica cruza o eixo da extensão axial, ou seja $\varepsilon_v = 0\%$) (Fig. 38 b)).

Embora seja necessário validar este conceito neste tipo de solo artificial que, embora sem tempo de cura, provavelmente adquire ligações incipientes entre as partículas, obrigando que a máxima taxa de expansão volumétrica esteja situada após se dar a máxima resistência ao corte.

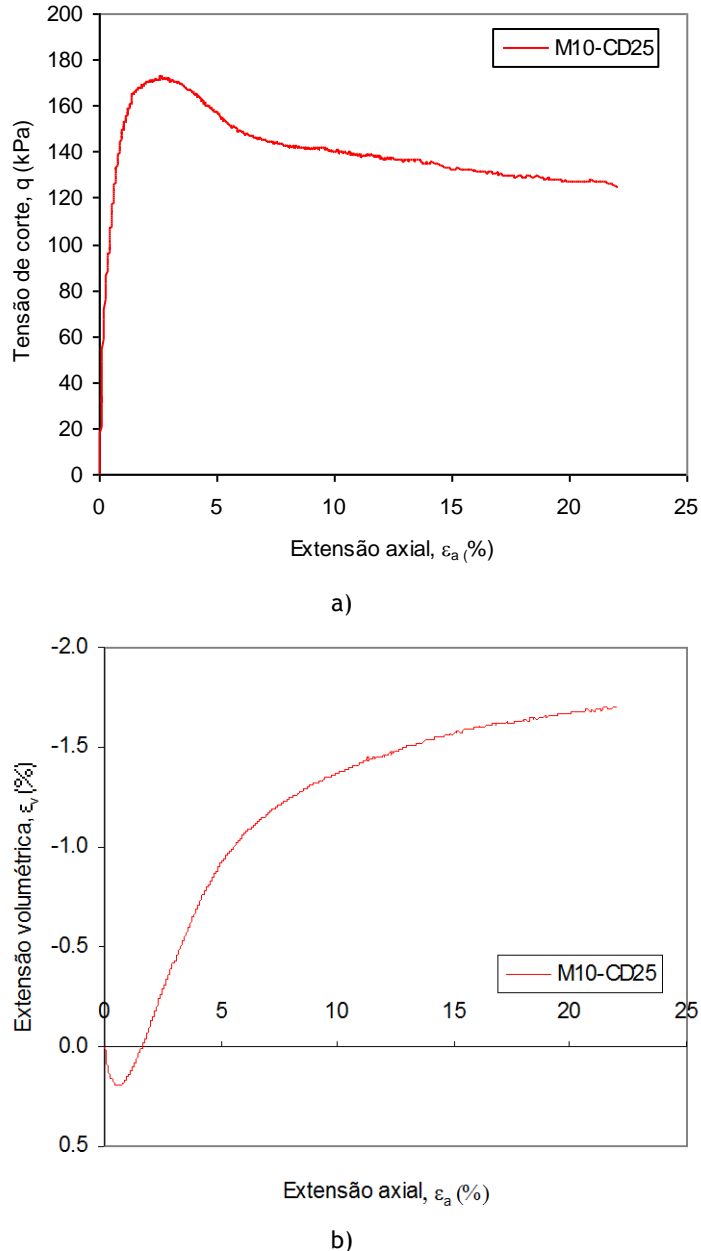


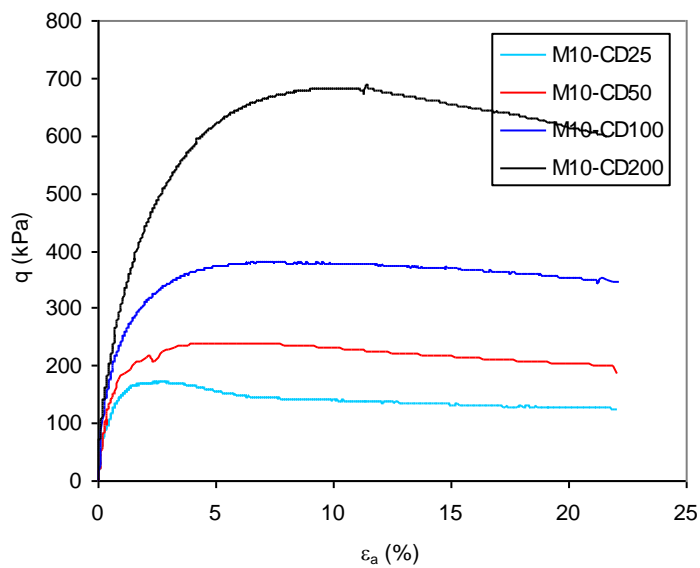
Figura 38 - Solo artificial M10: a) variação da tensão desviatória versus extensão axial; b) variação da extensão volumétrica versus extensão axial, para $\sigma'_3 = 25$ kPa ou $p'_0 = 25$ kPa.

Na Figura 39, observa-se a relação entre $q:\varepsilon_a$ e $\varepsilon_v:\varepsilon_a$ que considera a família de curvas resultantes das amostras isotropicamente consolidadas a diferentes valores de p'_0 . A amostra contrai inicialmente, expandindo fortemente até ao fim do ensaio para tensões de consolidação baixas. É difícil verificar um ponto de estado último no fim do ensaio, pois q diminui e a variação do volume não se anula.

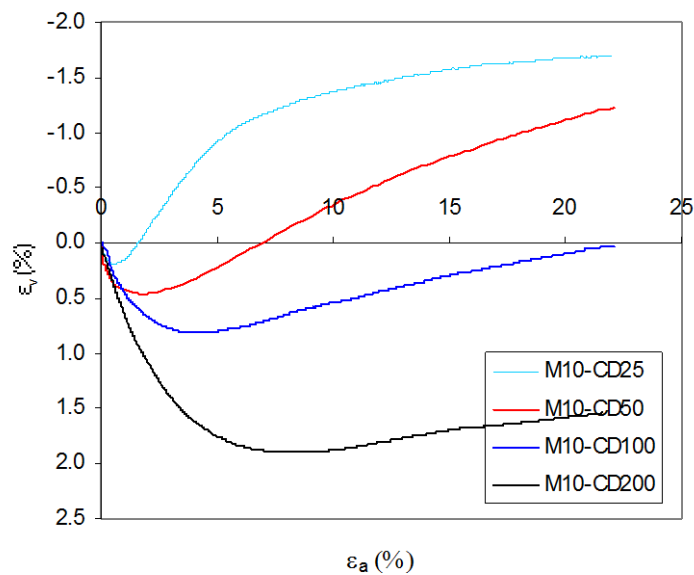
As famílias de curvas dos ensaios *CD*, nos provetes artificiais usados, não são similares na sua forma, pois o corte resulta numa perda de resistência devido à desestruturação progressiva do material e cedência das ligações remanescentes, dando-lhe um comportamento quebradiço.

Mas ainda assim, os valores de $q_{máximo}$ crescem conforme o valor crescente da tensão p'_o , ou seja, q na rotura é máxima quando p'_o é máximo e quando a estruturação já foi vencida.

A resposta volumétrica dos provetes cortados para $p'_o < 100$ kPa, após a normal contracção inicial, aumentam de volume, prevendo-se que o ramo de máxima dilatância seja posterior ao ponto definidor de rotura pelo critério de rotura q_{max} em termos de deformação, indicando uma resistência da estruturação (Leroueil e Vaughan, 1990). Neste caso a estruturação terá sido adquirida pelo processo de fabrico da amostra artificial.



a)



b)

Figura 39 - Solo artificial M10: a) variação da tensão desviatória versus extensão axial; b) variação da extensão volumétrica versus extensão axial.

A avaliação da evolução da tensão desviatória em função da tensão média efectiva, $p' = 1/3(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$, durante o decurso do carregamento desenha o caminho de tensões, ou seja o percurso do carregamento em termos de um espaço invariante. O caminho é linear como o esperado com inclinação de 3:1 (Fig 40). Neste espaço marcam-se as correspondentes tensões de corte máxima e última (q_{max} e q_{ult}), para cada ensaio, e assim definir as envolventes de rotura com as equações tipo: $q = Mp' + d$. As envolventes têm as seguintes equações:

$$q_{max} = 1,498p' + 40,85 \tag{4-5}$$

$$q_{ult} = 1,441p' + 27,46 \tag{4-6}$$

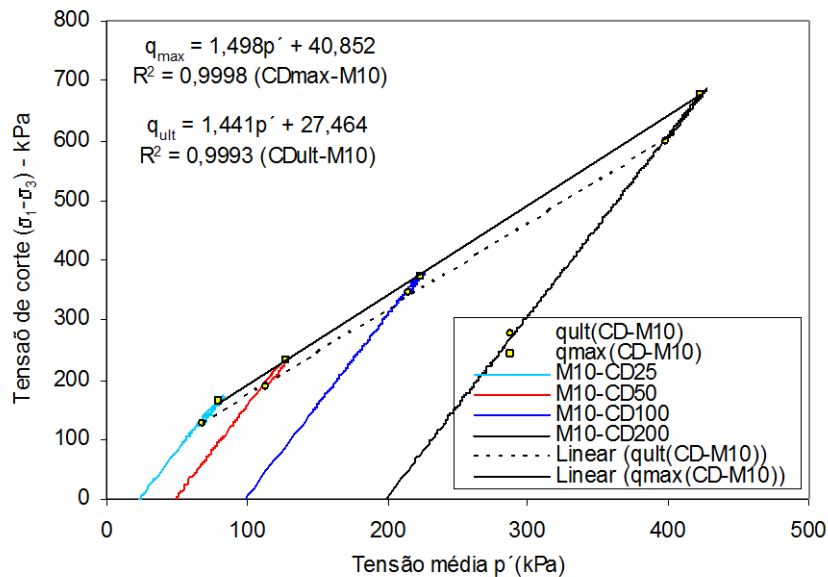


Figura 40 - Ensaio tipo CD para a amostra M10: caminhos de tensão no espaço $q:p'$.

Os parâmetros de engenharia ϕ' e coesão (c) podem ser calculados a partir de:

$$\phi = \arcsen\left(\frac{3M}{6 + M}\right) \tag{4-7}$$

$$c = \frac{d(3 - \text{sen}\phi)}{6 \cos\phi} \tag{4-8}$$

Conhecidos M (inclinação da envolvente) e d (intersecção com o eixo q , ou seja o valor de q para $p' = 0$), calcularam-se os parâmetros mecânicos de corte do solo artificial, apresentados

na Tabela 16. Na Tabela ainda estão igualmente os parâmetros de corte para o solo natural e conhecidos por Andrade Pais (1998).

Tabela 16 - Comparação entre parâmetro mecânico do solo natural com solo artificial.

| Amostra | Parâmetro Mecânico | | | |
|--------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|
| | c'_{\max} (kPa) | ϕ'_{\max} ($^{\circ}$) | c'_{\min} (kPa) | ϕ'_{\min} ($^{\circ}$) |
| Solo natural (Andrade Pais, 1998) | 2 | 35 | 0 | 35 |
| Solo Artificial (M10) | 16 (associado à dilatância) | 37 | 0 | 36 |

O solo artificial apresenta uma melhoria nos parâmetros mecânicos (ϕ' , c') em relação ao solo natural base. A coesão no solo artificial será um valor que está a mascarar a dilatância, ou seja a coesão poderá ser aparente (Andrade Pais e Ferreira Gomes, 2010). O efeito preponderante deverá ser friccional e dilatante, como se verifica pela forte expansão volumétrica dos provetes (Fig 41). Estes efeitos são evidenciados quando projectamos a relação das tensões principais (σ'_1/σ'_3) com a extensão axial, Figura 41, e verificamos que o ensaio de corte para a tensão média de consolidação menor ($p'_0=25$ kPa) e para extensões axiais baixas, mostra uma forma diferente, com um pico, mas tendendo com o crescimento da extensão axial para a forma das outras relações (σ'_1/σ'_3) versus extensão axial.

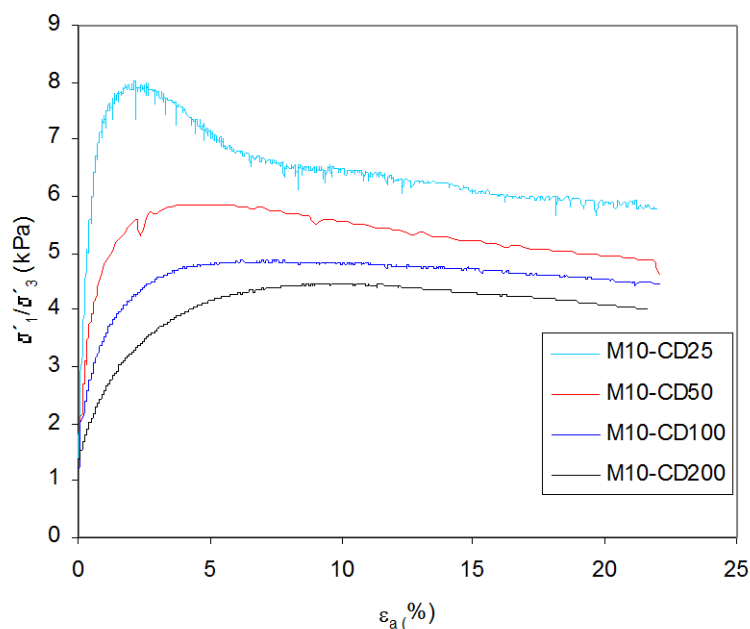
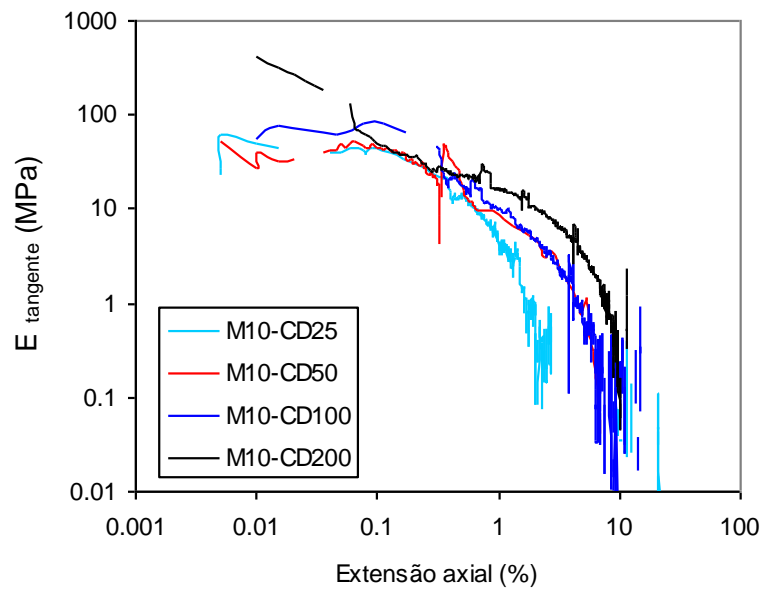


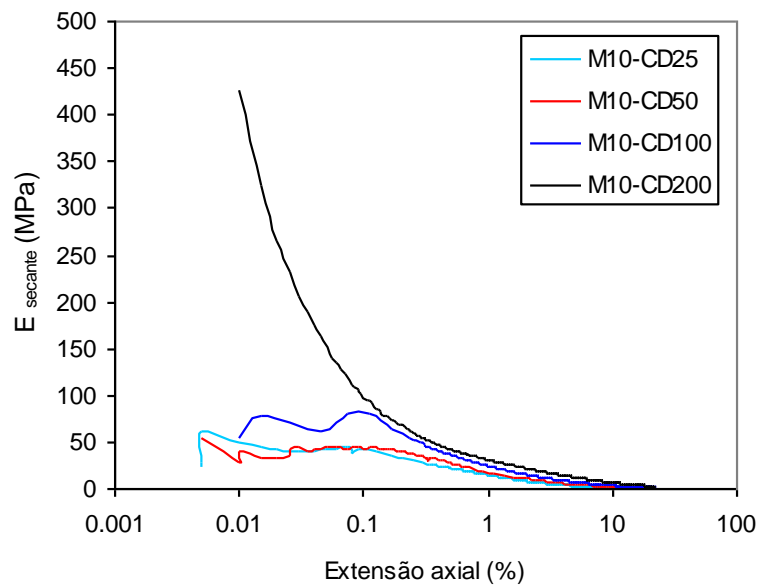
Figura 41 - Relação da razão das tensões principais com a deformação axial.

O solo mostra através da relação da razão das tensões principais com a deformação axial a rigidez associada a este solo artificial, pela acção química da cal e do óleo. No tratamento dos resultados, com o cálculo do módulo de deformabilidade tangente (E_{tangente}) durante a

deformação dos provetes, Figura 42 a), verifica-se que temos roturas abruptas a partir de extensões de 2%, considerando-se para 4 % roturas generalizadas. A Figura 42 b) representa a evolução do módulo de deformabilidade secante. Este módulo torna-se importante para dimensionamento, também por ser menos dependente de discontinuidades de leitura. O esmagamento dos grãos no solo M10 tem influência nos resultados quando aumentamos a deformação e as tensões aplicadas, por ter o solo residual granítico, a sua base, um comportamento mecânico designado evolutivo (Smith *et al.*, 1994).



a)



b)

Figura 42 - Solo artificial M10: a) variação do módulo de deformabilidade tangente versus extensão axial; b) variação do módulo de deformabilidade secante versus extensão axial.

A Tabela 17 tem os módulos de deformabilidade máximos considerados e a máxima extensão axial em que foram calculados. Os módulos, como seria expectável, aumentam com o aumento de p'_0 , ou seja aumentam com a profundidade.

Tabela 17 - Valores dos módulos de deformabilidade para a amostra artificial M10.

| Provete | P'_0 (kPa) | E_{sec} (50%)(Mpa) | ϵ_a (%) | E_{tang} (Mpa) | ϵ_a (%) | E_{tang} (Mpa) | ϵ_a (%) | Comentários |
|-----------|--------------|----------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-------------|
| M10-CD25 | 25 | 21 | 0,56 | 43,8 | 0,1 | 4,9 | 1 | S/cura |
| M10-CD50 | 50 | 9,8 | 2,2 | 44,9 | 0,1 | 7,8 | 1 | S/cura |
| M10-CD100 | 100 | 10,3 | 3,5 | 79,7 | 0,1 | 9,1 | 1 | S/cura |
| M10-CD200 | 200 | 14,4 | 4,9 | 189 | 0,1 | 16,3 | 1 | S/cura |

Calculou-se o coeficiente de Poisson, apresentado na Tabela 18, para as diferentes tensões médias de confinamento crescentes, no pressuposto que:

$$\epsilon_v = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (4-9)$$

Sendo:

ϵ_v , a extensão volumétrica;

ϵ_a a extensão axial;

ϵ_r , a extensão radial.

Tabela 18- Valores dos coeficientes de Poisson para a amostra artificial M10.

| Provete | p'_0 (kPa) | ϵ_a (%) | ϵ_v (%) | ϵ_r (%) | ν | Comentários |
|-----------|--------------|------------------|------------------|------------------|-------|-------------|
| M10-CD25 | 25 | 0.56 | 0.24 | -0.16 | 0.29 | S/cura |
| M10-CD50 | 50 | 2.20 | 0.44 | -0.88 | 0.40 | S/cura |
| M10-CD100 | 100 | 3.50 | 0.80 | -1.35 | 0.39 | S/cura |
| M10-CD200 | 200 | 4.90 | 1.72 | -1.59 | 0.32 | S/cura |

Os valores calculados estão em concordância com os valores habituais nos solos residuais graníticos, ligeiramente superiores a indiciar uma menor deformação radial para as deformações axiais impostas.

Capítulo 5

Conclusões

5. Conclusões

Esta dissertação pretende estudar o comportamento mecânico do solo residual granítico por óleo lubrificante usado quando misturado com cal, as suas consequências ao nível da aplicabilidade como um novo material de construção e associar-se ao impacto ambiental com reutilização de um líquido poluente.

Do estudo realizado verificou-se relativamente à **Identificação e Classificação da Amostra** que as curvas granulométricas obtidas revelam que o solo sofre ligeiras alterações no entanto mantém uma curva semelhante à do solo natural. A sua classificação permanece basicamente inalterada em relação a outros estudos, classificando-se de SW a SM com cascalho.

O índice de plasticidade (I_p) cresce em relação ao solo natural, mas o W_L permanece nos mesmos valores que o solo natural, estando associado ao óleo e cal que provavelmente substitui a capacidade de retenção de água dos finos e aumenta a lubrificação das partículas. Relativamente ao peso volúmico máximo e o teor em água óptimo decrescem devido ao efeito conjugado da dispersão, expansão da cal e o aumento da viscosidade devido ao óleo lubrificante.

Relativamente à **Compressibilidade**, os ensaios de compressão unidimensional, permitem obter outros parâmetros mecânicos tais como a tensão de cedência estrutural que neste solo artificial é de 300 kPa. Este valor está de acordo com o forte imbricamento conseguido aliado às prováveis ligações entre partículas. A cedência é gradual, o que está associado a uma degradação gradual com o aumento da carga vertical a que é sujeita. A consolidação efectua-se de um modo relativamente rápido, embora esteja neste solo artificial condicionada por um decréscimo no coeficiente de permeabilidade, por oclusão dos caminhos preferenciais de escoamento.

A permeabilidade foi obtida de uma forma indirecta, através do conhecimento do coeficiente de consolidação e do coeficiente de compressibilidade volumétrico, valores esses que não ultrapassam 1×10^{-4} m/s para cargas mais elevadas na ordem dos 1000 kPa. Apesar das desvantagens do cálculo indirecto, pode afirmar-se que o solo consegue cumprir as funções de barreira à percolação, destacando-se assim um dos objectivos iniciais da dissertação - será este solo capaz de cumprir funções de barreira num núcleo de uma barragem? Pela análise efectuado pode-se afirmar que este solo permite cumprir as funções de barreira embora se esteja condicionado pela necessidade do conhecimento da poluição remanescente no fluido percolado.

Para a **Resistência ao Corte**, o ensaio de compressão triaxial drenado permite conhecer o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (c), o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson

(v) do solo artificial e ainda variação volumétrica do solo, e potencialmente o contributo do imbricamento (dilatância) na resistência ao corte.

Obtiveram-se valores para estes parâmetros que indiciam uma melhoria do comportamento mecânico do solo artificial face ao solo natural, pois a coesão aumenta substancialmente para valores na ordem dos 16 kPa enquanto que no solo natural é de 2 kPa. Este aumento explica-se pela forte expansão volumétrica das amostras, ou seja, pelo efeito da dilatância, pois percebe-se que a coesão deverá ser aparente, embora não seja questionável que algum do efeito coesivo advenha das ligações químicas desenvolvidas entre as partículas. Já o aumento do ângulo de atrito de 35° para 37° revela que apesar da inclusão do óleo, o atrito aumenta entre as partículas melhorando assim o seu comportamento. A explicação para este aumento, pode ser considerada devido às acções químicas da cal e do óleo, uma vez que em misturas de areia-óleo o ângulo de atrito diminuí.

Por outro lado o módulo de deformabilidade (E) aumenta conjuntamente com a extensão axial com o aumento do carregamento aplicado como se pode comprovar. O coeficiente de Poisson é maior que o calculado para um solo residual granítico natural, associando-se ao solo artificial uma maior capacidade de deformação axial para a mesma deformação transversal.

Este trabalho acresce algum conhecimento ao estudo iniciado por outros autores, contudo, não se encontra esgotada a análise deste solo. Pois sabe-se em ensaios com cura do solo artificial que os resultados melhoram nomeadamente o ângulo de atrito dando mais ênfase à melhoria das propriedades do solo causadas pela utilização do óleo lubrificante e da cal.

Bibliografia

Almeida e Sousa, J.N.V. (1998). “Túneis em maciços terrosos. Comportamento e modelação numérica”. Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra.

Andrade Pais L.J., Ferreira Gomes, L.M. (2005).”Mechanical Behaviour of Granitic Residual Soil Involving Effect of Chemicals Contaminants - Waste-lubricant Oil”. The 6th International Conference on GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES - CI-Premier Pte Ltd, SPG, FCTUC, IAEG, cooperative Research Centre for Railway Engineering & Technologies, Australia, pp. 485-492. (ISBN: 981-05-3545-7, sent for recording under Engineer Index)

Andrade Pais L.J., Ferreira Gomes, L.M. (2007).” Comportamento Mecânico Intrínseco do Solo Residual Granítico da Covilhã”. Artigo Ciclo Conferencias Engenharia, UBI , Covilhã.

Andrade Pais, L.J. (1998). “Comportamento Mecânico de um solo residual granítico da Covilhã”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, pp.234.

Andrade Pais, L.J. (2007). “Comportamento mecânico do solo residual granítico com efeito de contaminantes”. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Covilhã, pp.460, Covilhã.

Andrade Pais, L.J. Ferreira Gomes, L.M., (2011). “Evaluation of Coefficient of Permeability on Contaminated Granitic Residual Soil”. Journal of Environmental Science and Engineering, V.5 N°2, David Publishing Company, pp. 206-213, (Print) ISSN 1934-8932 (On-line) ISSN 1934-8940, USA.

Andrade Pais, L.J.; Ferreira Gomes, L.M. (2010). “The influence of BTEX elements in the evaluation of stress-strain-dilatancy behaviour on granitic residual soil”. The 11th Congress of the International Association for Engineering geology and the Environment, *Geologically Active - Williams et al. (eds) © 2010 Taylor & Francis Group, London, pp.1619-1624*, Auckland, New Zealand. ISBN 978-0-415-60034-7.

ASTM (1989). “Classification of soils for engineering purposes”. 1989 Standards Annual Book D2487-85, Vol. 04.08, pp. 288-297, ASTM, Philadelphia.

Atkinson, J. H.; Bransby, P.L. (1978). “The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics”. McGraw-Hill. London, pp.375.

Berre, T.; Foged, N.; Amar, S.; Silvestri, F. (1995). "Methods for triaxial compression test on water-saturated soils". Workshop 2, Document number ETC-N94.45, DGF - Bulletin 11, Prc. XI ECSMFE, Copenhagen, pp.27-43.

Blight, G.E. (1997) MECHANICS OF RESIDUAL SOILS, A.A Balkema, Rotterdam, BrookField

Casagrande, A. (1936). "The determination of pré-consolidation load and its practical significance." Proc. 1st Int. Conf. Soil Mechanics, Cambridge, Mass. 3. pp.13-22.

Celeste Jorge, R. (1998). Os solos contaminados a situação em Portugal. Estudo Preliminar. NP. LNEC.I & D Geotecnia.

Cristelo, N. (2001). "Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal"

Cristelo, N.; Jalali, S. (2004). "Chemical stabilization of residual granitic soils". Geotecnia Nº101, Julho, pp.25-40. Lisboa

E 196 (1966). "Análise granulométrica". Especificação, LNEC, Lisboa

E 197 (1966). "Ensaio de compactação." Especificação, LNEC, Lisboa.

Head, K.H. (1980). "Manual of soil laboratory testing". Vol. I, II, III, Engineering Laboratory Equipment Limited, Pentech Press, London. pp.1460.

Ismael, N., & Al-Sanada, H. (1996). Geotechnical characteristics of oil contaminated sand in Kuwait. Environmental Geotechnics, Kamon (ed), Balkema Rotterdam pp.79-83.

Jardine, R.J. (1992), "Some observations on the kinematics nature of the soil stiffness". Soils and Foundations, Vol. 32, Nº 2, pp.111-124.

Kézdy, Á. (1979), "Stabilized Earth Roads" Developements in Geotechnical Engineering, 19. Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdam, pp. 163-174"

Lemos, L.J.L.; Andrade Pais, L.J. (2000). "Comportamento Mecânico do Solo Residual Granítico da Covilhã(*)". Geotecnia nº 90, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp. 51-77. (1) .(ISSN: 0379-9522).

Leroueil, S.; Vaughan, P.R. (1990). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks". Géotechnique 40, Nº3, pp.467-488.

Marques, F.E.R. (2006). "Comportamento de túneis superficiais escavados em solos porosos; o caso do metro de Brasília/DF". Dissertação apresentada à Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia - Especialidade de Fundações e Geotecnia, Coimbra. pp.462

Matos Fernandes, M. (1994). "Mecânica dos solos." Vol. I, FEUP.

- Neves, J. M. (1994). Estabilização de Solos com Cal Estudo e Aplicações Rodoviárias. Lisboa.
- NP (1965a). “Determinação da densidade das partículas”. Norma Portuguesa NP 83 (1965), Port. Nº 21 471 de 16/8/1965, LNEC. Lisboa.
- NP (1965b). “Solos. Determinação do teor de água”. Norma Portuguesa NP 84 (1965), Port. Nº 21 472 de 16/8/1965, Lisboa.
- NP (1969) “Determinação dos limites de consistência”. Norma Portuguesa NP 143 (1969), Port. Nº 16 586 de 14/8/1958, Port. Nº 24 163 de 5/7/1969, LNEC, Lisboa.
- Pacheco Silva (1970). “A new graphical construction for determination of the pré-consolidation stress of a soil sample. *In* Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. Vol.2, Nº 1, pp. 225-232.
- Schnaid, F. (2005). “Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests”. Proc. of the 16th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering “Geotechnology in Harmony with the Global Environment”, V. (eds) Millpress, Rotterdam, Netherlands, pp. 3-45.
- Smith, B.A.; Clemence, S.P.; Doh, D H (1994). “Engineering properties of crushable/collapsible granitic soil”. XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 1, pp. 251-254. India.
- Smith, P.R.; Jardine, R.J.; Hight, D.W. (1992). “On the yielding of Bothkennar clay”. *Géotechnique* 42, Nº 2, pp. 257-274.
- TRC (1976) "State of art: Lime stabilization. Reactions, Properties, Design, Construction", Transportation Research Board, Number 180, September.
- Vaughan, P.R. (1988a). “Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil”. Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Topical soils, Singapore, Vol. 2, Rotterdam. Balkema, pp.469-487.
- Vaughan, P.R; Kwan, C.W. (1984) “Weathering, structure and in situ stress in residual soils”. *Géotechnique*, Vol. 34, Nº1, pp.43-59.