



**Ângela Maria dos
Santos Cerqueira**

**CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS ATRAVÉS DE
ESTACAS DE BRITA. O CASO DE ESTUDO DE
KYEBANDO NO KAMPALA NORTHERN BYPASS
(UGANDA)**



**Ângela Maria dos
Santos Cerqueira**

**CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS ATRAVÉS DE
ESTACAS DE BRITA. O CASO DE ESTUDO DE
KYEBANDO NO KAMPALA NORTHERN BYPASS
(UGANDA)**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz, responsável pelo Apoio Técnico, Investigação, Desenvolvimento e Formação de Geotecnia da empresa Mota-Engil e Professor Auxiliar Convidado da Universidade de Aveiro

Dedico este trabalho aos meus pais e aos meus avós maternos, junto de quem dei os primeiros passos e que guardarei até sempre no meu coração e na minha saudade.

o júri

presidente

Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz
Professor Auxiliar Convidado (Orientador)

Prof. Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues
Professor Coordenador, Instituto Politécnico da Guarda

agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço ao Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz por toda a disponibilidade, franqueza nas palavras e pelo esforço feito para que esta tese fosse levada a bom porto.

À Cristiana Sofia de Almeida Costa, muito obrigada por todos os ensinamentos partilhados e pela amizade.

Gostaria também de agradecer a todos os docentes do Departamento de Geociências que me ensinaram muito mais do que matéria curricular, junto deles cresci também como pessoa.

Ao Engenheiro João Ribeiro por ter sido sempre prestável e amável quando necessitei de alguma ajuda.

À Dona Paulinha Cruz que alegra a secretaria com a luz do seu sorriso e que sempre foi prestável e amigável.

Ao Professor Joaquim Macedo do Departamento de Engenharia Civil por toda a disponibilidade, simpatia e paciência no esclarecimento de dúvidas.

Aos meus pais, que amo acima de tudo, um agradecimento não basta para devolver tudo o que foram e são na minha vida. Nenhuma queda será demasiado aparatosa convosco ao meu lado. Obrigada!

A todos os colegas que de alguma forma me acompanharam.

À Bruna Almeida, pelo convívio, amizade, franqueza, risos e lágrimas.

Ao Ricardo Martins, por trazer amor e risos à minha vida e por ter a capacidade de me fazer ver que nenhum problema é demasiado grande que não possa ser superado.

Por último mas não menos importante, agradeço à empresa Mota-Engil por me ter cedido os dados necessários à realização do estudo feito nesta tese.

palavras-chave

Maciço terroso, estrato argiloso, compressibilidade e consolidação, estacas de brita, Kyebando

resumo

Esta tese tem como objectivo estudar o processo de consolidação de uma espessa camada argilosa mole num terreno localizado na zona de Kyebando, na cidade de Kampala, capital do Uganda, que será carregada com aterros da nova circular da cidade, designada de Kampala Bypass. No caso concreto da zona em análise, o carregamento corresponde a uma estrutura de terra armada que serve de encontro e único apoio a uma passagem superior. O estudo visa avaliar a magnitude dos assentamentos e os respetivos tempos de ocorrência, a fim de estabelecer soluções construtivas enquadráveis com os prazos da obra. A obtenção dos parâmetros necessários para realização do cálculo foram obtidos a partir de ensaios in-situ e de laboratório, nomeadamente ensaios SPT (Standard Penetration Test) e DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) no primeiro grupo e ensaios de identificação e de consolidação no segundo.

A análise realizada evidenciou a necessidade de introdução de medidas de melhoramento e reforço para garantir a estabilização do processo de consolidação num período de tempo compatível com o prazo de execução da obra, o que foi garantido pela introdução de estacas de brita que atravessam toda a camada compressível.

keywords

Earthy mass, clay layer, compressibility and consolidation, stone piles, Kyebando

abstract

This dissertation aims to study the consolidation process of one thick layer of soft clay located in Kyebando, Kampala, the capital of Uganda, in the course of the new ring of the city, designated by Kampala bypass. This layer will be loaded by a reinforced earth structure that will work as abutment of a viaduc over a roundabout. In the course of the study an evaluation of settlements and the time rates for dissipation of excess of water pressure and define a solution to ensure the final stabilization within the construction requirements. The geotechnical parameters needed for the calculations were obtained by both in-situ and laboratorial tests, namely SPT (Standard Penetration Test) and DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) tests of the earlier and identification and consolidation tests of the latter.

The performed study revealed the need for introducing reinforcement measures in order to guarantee the final stabilization within the construction period, which was achieved by installing stone columns crossing the entire soft clay layer.

ÍNDICE

1. Introdução.....	1
2. Tipos de Maciços.....	3
2.1. Maciços Rochosos.....	3
2.2. Maciços Terrosos.....	5
2.2.1. Solos Residuais.....	5
2.2.1.1. Factores que Influenciam a Génese.....	8
2.2.1.2. Características dos Solos Residuais.....	10
2.2.2. Solos Sedimentares.....	15
2.2.2.1. Agentes de Transporte.....	16
2.2.3. Argilas.....	19
3. Tensão nos Maciços Terrosos.....	21
3.1. Princípio da Tensão Efectiva.....	22
3.2. Estado de Tensão em Repouso.....	23
3.3. Tensões Induzidas.....	24
3.4. Problema de Boussinesq e Flamant.....	27
3.5. Resistência ao Corte.....	29
4. Caracterização dos Maciços Terrosos.....	31
4.1. Ensaio Laboratoriais.....	31
4.1.1. Curvas Granulométricas.....	31
4.1.2. Limites de Consistência.....	37
4.1.3. Índice de Vazios (e) e Porosidade (n).....	45
4.1.4. Densidade das Partículas Sólidas (Gs).....	47
4.1.5. Peso Volúmico (γ).....	47
4.1.6. Obtenção de Parâmetros Geotécnicos.....	48
4.1.6.1. Ensaio Triaxial.....	49
4.1.6.2. Corte Directo.....	53
4.2. Ensaio <i>in situ</i>	54
4.2.1. Determinação do Teor em Água.....	54
4.2.2. Determinação do Peso Volúmico.....	56
4.2.3. Ensaio de Caracterização Geotécnica.....	57

4.2.3.1. Ensaio SPT.....	59
4.2.3.2. Ensaio DPSH.....	66
5. Água nos Solos.....	70
5.1. Lei de Darcy.....	70
5.2. Permeabilidade.....	73
5.3. Capilaridade.....	78
5.4. Instabilidade Hidráulica.....	79
6. Compressibilidade e Consolidação de Estratos de Argila.....	83
6.1. Ensaio Edométrico.....	83
6.1.1. Método de Casagrande.....	86
6.1.2. Método de Pacheco e Silva.....	86
6.2. Analogia de Terzaghi.....	88
6.3. Assentamento por Consolidação Primária.....	90
6.3.1. Expressões de Cálculo.....	91
6.4. Assentamento por Consolidação Secundária.....	96
6.4.1. Expressões de Cálculo.....	97
7. Caso de Estudo: Kampala Northern Bypass, Kyebando.....	100
7.1. Enquadramento Geográfico.....	101
7.2. Enquadramento Geológico.....	103
7.3. Propriedades Geológicas e Geotécnicas.....	104
7.4. Geometria do Problema.....	110
7.5. Consolidação Induzida pelos Aterros.....	112
7.6. Hipóteses Para Acelerar a Consolidação.....	116
7.6.1. Pré-Carga.....	117
7.6.2. Drenos Verticais.....	119
7.6.2.1. Geodrenos.....	119
7.6.2.2. Estacas de Brita.....	122
7.7. Solução Escolhida.....	129
7.7.1. Apresentação de Resultados.....	129
7.7.2. Malha Escolhida.....	137
8. Conclusões.....	138
9. Referências Bibliográficas.....	139
ANEXO.....	145

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Exemplo de cálculo do RQD.....	4
Figura 2- Perfil de rocha mãe e maciço residual (Little, 1969).....	6
Figura 3- Esquema de susceptibilidade dos minerais em relação à meteorização (Ratola Duarte, 2002).....	8
Figura 4- Influência do clima global no desenvolvimento de minerais de argila (Uehara, 1982).....	9
Figura 5- Processos que afectam um maciço.....	15
Figura 6- Triângulo de Feret (Matos Fernandes, 2012).....	18
Figura 7- Estrutura de mineral argiloso, com tetraedros de Sílica e octaedro de Alumínio (Lima, 2016).....	20
Figura 8- Representação esquemática das forças transmitidas a um ponto genérico contido num plano (Matos Fernandes, 2012).....	21
Figura 9- Representação das principais tensões num ponto genérico de um maciço submerso.....	23
Figura 10- Comportamentos: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) elastoplástico; d) elástico perfeitamente plástico; e) elástico não linear-perfeitamente plástico; f) rígido-plástico. (Matos Fernandes, 2012).....	25
Figura 11- Carregamento à superfície e respectivo diagrama carga-assentamento (Adaptado de Lopes, 2011).....	26
Figura 12- Esquema representativo das tensões num ponto genérico no solo e respectivas equações (Lopes, 2011).....	27
Figura 12.1- Esquema representativo das tensões num ponto genérico no solo e respectivas equações para o caso bidimensional (adaptado de Lopes, 2011).....	28
Figura 13- Superfície de ruptura (centrodepericiastecnicas).....	29
Figura 14- Ilustração das relações tensão-deformação e da Resistência ao Corte (dec.fct.unl).....	30
Figura 15- Representação de uma crivagem com série de peneiros (Sousa Coutinho, 1999).....	32
Figura 16- Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2012).....	33
Figura 17- Sedimentação e Equação de Stokes (Alveirinho Dias, 2004).....	37
Figura 18- Concha de Casagrande.....	38
Figura 19- Curva de fluxo (ftp.cefetes.br).....	39

Figura 20- Dispositivo de Fall Cone Test (VJ Teck).....	40
Figura 21- Recta de regressão linear para determinação de w_L	40
Figura 22- Ensaio para determinação do limite de plasticidade (ebah.com.br).....	41
Figura 23- Diagrama ilustrativo da relação entre a perda de humidade, o volume da amostra e o Limite de Retracção (Proterra, 2005).....	42
Figura 24- Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)....	44
Figura 25- Esquema básico de um solo e das suas grandezas básicas (adaptado de Matos Fernandes, 2012).....	45
Figura 26- Esquema do dispositivo com célula triaxial (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).....	51
Figura 27- Ensaio UU, Critério de Tresca (fenix.tecnico.ulisboa).....	52
Figura 27.1- Ensaio CU e CD, Critério de Mohr-Coulomb (fenix.tecnico.ulisboa).....	52
Figura 28- Esquema do ensaio de Corte Directo (Adaptado de geotecnia.ufba.br).....	53
Figura 29- Equipamento para emissão de neutrões no solo: transmissão directa e transmissão indirecta (Matos Fernandes, 2012).....	55
Figura 29.1- Kit speedy (fenix.tecnico.lisboa).....	55
Figura 30- Equipamento para realizar o ensaio da garrafa de areia (A. Santos, 2008).....	56
Figura 31- Amostrador aberto em duas meias canas (geo.web.ua).....	59
Figura 31.1.- Pormenor do amostrador.....	60
Figura 32- Ensaio SPT esquematizado (Adaptado de geo.web.ua).....	60
Figura 33- Coesão não drenada vs N_{SPT} (NAVFAC Design Manual, 1982).....	64
Figura 34- Correlação entre os resultados do ensaio SPT e o ângulo de atrito (Décourt, 1989).....	65
Figura 35- Exemplo de equipamento utilizado no ensaio de DPSH (versalengenharia).....	67
Figura 36- Representação esquemática do Aparelho de Darcy (adaptado de slideshare.net).....	71
Figura 37- Regime constante (Cavalcante e Casagrande, 2006).....	75
Figura 37.1- Regime variável (Cavalcante e Casagrande, 2006).....	75
Figura 38- Escoamento não confinado numa camada homogénea (Matos Fernandes, 2012).....	77
Figura 38.1 - Escoamento não confinado numa camada homogénea (Matos Fernandes, 2012)....	77
Figura 39- Pormenor do menisco na interface ar-água.....	78

Figura 40- Representação esquemática de um solo em situação crítica.....	80
Figura 40.1- Representação esquemática de blocos potencialmente instáveis, bpi (do lado esquerdo um modelo de Terzaghi e à direita um modelo mais provável num caso de escavação com ensecadeira).....	81
Figura 41- Esquema do ensaio edométrico (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).....	84
Figura 41.1- Condições de realização do ensaio edométrico (M. Marangon).....	84
Figura 42- Diagrama de tensão efectiva vertical <i>versus</i> índice de vazios (Matos Fernandes, 2012).....	85
Figura 43- Determinação da tensão de pré-consolidação usando o método de Casagrande (M. Marangon)	86
Figura 43.1- Determinação da tensão de pré-consolidação usando o método de Pacheco e Silva (M. Marangon)	87
Figura 44- Modelo proposto por Terzaghi para explicar a consolidação de estratos de argila (adaptado de wikipedia)	88
Figura 45- Carregamento de um estrato confinado de argila: evolução no tempo do estado de tensão num ponto genérico do estrato de argila; evolução qualitativa (com o tempo) dos assentamentos da superfície do terreno (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).....	90
Figura 46- Solução da equação de consolidação para o caso de um estrato com duas fronteiras drenantes (Lambe e Whitman, 1969)	93
Figura 46.1- Interpretação da Teoria da Consolidação de Terzaghi (Matos Fernandes, 2012).....	93
Figura 47- Variação do índice de vazios com o aumento da tensão efectiva vertical (Matos Fernandes, 2012)	94
Figura 48- Grau de consolidação médio <i>versus</i> Factor tempo (Matos Fernandes, 2012).....	95
Figura 49- Gráfico para determinação do Coeficiente de Consolidação Secundária (Soares Mendes, 2011)	97
Figura 50- Localização do Northern Bypass (Google Maps).....	100
Figura 51- Posicionamento geográfico da cidade de Kampala.....	101
Figura 52- Localização do Kyebando em relação a Kampala (Google Maps).....	102
Figura 53- Mapa Geológico do Kyebando (portal.onegeology.org).....	103
Figura 54- Dimensões da amostra utilizada no ensaio edométrico.....	108
Figura 55- Localização da rotunda e dos aterros em terra armada do Kyebando (Mota-Engil).....	110

Figura 56- Secção frontal do perfil crítico (Mota-Engil).....	111
Figura 56.1- Secção lateral do perfil crítico (Mota-Engil)	111
Figura 57- Assentamento devido a sobrecarga (Ricardo Alves, 2011).....	117
Figura 58- Representação esquemática de um geodreno com núcleo PEAD (Carmo Cardoso, 2013).....	119
Figura 59- Geodrenos (Custódio Nascimento, 2009).....	120
Figura 59.1- Detalhe da cravação do geodrenos (Nuno Salsa, 2015).....	121
Figura 59.2- Geodrenos (fundesp, 2009).....	121
Figura 60- Método de vibro-compacção de colunas de brita (André Sampaio, 2014).....	123
Figura 60.1- Esquema de colunas encamisadas (Maria Cardoso, 2013).....	123
Figura 61- Execução de uma coluna de brita pelo método tradicional (Tiago Domingues, 2006).....	124
Figura 61.1- Execução de uma coluna de brita com trado (Tiago Domingues, 2006).....	126
Figura 62- Estaca rígida <i>versus</i> coluna de brita (Tiago Domingues, 2006).....	126
Figura 63- Esquema de um estrato com drenos verticais e aterro por cima (Matos Fernandes 2012).....	127
Figura 64- Tipos de malhas (Matos Fernandes, 2012).....	128

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação do parâmetro da qualidade do maciço a partir do RQD.....	4
Tabela 2- Classificação dos graus de alteração segundo Little, 1969.....	7
Tabela 3 – Classificação dos solos residuais.....	12
Tabela 4- Agentes de transporte e tipos de depósito.....	17
Tabela 5- Peneiros e aberturas (Norma ASTM).....	33
Tabela 6- Classificação do solo segundo a norma ASTM (Adaptado de Matos Fernandes, 2012)...	35
Tabela 7- Classificação segundo os valores de I_p	43
Tabela 8- Classificação segundo I_c	43
Tabela 9- Classificação da actividade das argilas.....	44
Tabela 10- Compacidade das areias.....	46
Tabela 11- Ensaio Laboratoriais e qualidade dos parâmetros (adaptado de Apontamentos de Prospecção Geológica e Geotécnica UA, Alunos (2003-2016)).....	48
Tabela 12- Ensaio, execução, aplicabilidade.....	49
Tabela 13- Aplicação dos ensaios Geotécnicos (Alunos de Prospecção Geológica e Geotécnica, 2003-2016).....	58
Tabela 14- Factor correctivo para o comprimento das varas (Skempton, 1986).....	62
Tabela 15- Factor de correcção para o diâmetro do furo (Skempton, 1986).....	62
Tabela 16- Factor correctivo para os amostradores (Skempton, 1986).....	62
Tabela 17- Relação entre $(N_1)_{60}$ e a compacidade das areias (Matos Fernandes, 2012).....	63
Tabela 18- Correlação entre N_{60} e a consistência das argilas (Matos Fernandes, 2012).....	63
Tabela 19- Correlação entre o índice de compacidade (I_p) e o ângulo de resistência ao corte (Φ') de areias de quartzo.....	64

Tabela 20- Relação entre o resultado do ensaio SPT, coesão não drenada e resistência à compressão simples (geo.web.ua).....	65
Tabela 21- Tipos de penetrómetros dinâmicos (DPs) (Matos Fernandes, 2012).....	66
Tabela 22- Ensaios laboratoriais vs. Ensaios in situ	69
Tabela 23- Valores típicos do coeficiente de permeabilidade de solos de origem sedimentar (Matos Fernandes, 2012).....	74
Tabela 24- Classificação dos solos quanto à permeabilidade (Matos Fernandes, 2012).....	74
Tabela 25- Ordem de grandeza da altura de ascensão capilar.....	79
Tabela 26- Classificação quanto ao grau de sobreconsolidação (argilas) (Matos Fernandes, 2012).....	87
Tabela 27- Classificação da consolidação secundária (João Mota dos Santos).....	98
Tabela28- Descrição geológica do Kyebando (portal.onegeology.org).....	103
Tabela 29- Informação obtida através de ensaios SPT (Mota-Engil).....	105
Tabela 30- Resultados dos ensaios DPSH.....	105
Tabela 31- Informação retirada dos ensaios laboratoriais	107
Tabela 32- Localização e identificação das amostras não perturbadas.....	108
Tabela 33- Sumario da informação obtida nos ensaios de consolidação (Mota-Engil).....	108
Tabela 34- Parâmetros Geotécnicos (Mota Engil).....	109
Tabela 35- Resultado da análise da capacidade de carga, Factor de Segurança (Mota-Engil).....	109
Tabela 36- Dados utilizados para realizar o cálculo do assentamento total (Mota-Engil).....	113
Tabela 37- Cálculo da consolidação dos estratos de argila (pelo peso do aterro).....	115
Tabela 38- Áreas de influência dos diferentes tipos de malhas (Ballam e Poulos, 1983).....	128
Tabela 39- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha quadrada.....	131
Tabela 40- Determinação da consolidação com recurso a uma malha quadrada 1,5mx1,5m.....	131
Tabela 41- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha triangular (1,5m de espaçamento).....	132
Tabela 42- Determinação da consolidação com recurso a uma malha triangular.....	132
Tabela 43- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha quadrada.....	134

Tabela 44- Determinação da consolidação com recurso a uma malha quadrada 1mx1m.....134

Tabela 45- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha triangular.....135

Tabela 46- Determinação da consolidação com recurso a uma malha triangular com drenos espaçados 1m.....136

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1- Grau de consolidação ao longo do tempo, BH1.....	115
Gráfico 2- Assentamento ao longo do tempo (ocorrido e em falta, BH1.....	116
Gráfico 3- Grau de consolidação ao longo do tempo, Perfil Crítico.....	116
Gráfico 4- Assentamento ocorrido ao longo do tempo, Perfil Crítico.....	117
Gráfico 5- Representação gráfica do Grau de Consolidação.....	132
Gráfico 6- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha	133
Gráfico 7- Representação gráfica do Grau de Consolidação.....	133
Gráfico 8- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha triangular.....	135
Gráfico 9- Grau de Consolidação ao longo do tempo.....	135
Gráfico 10- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha triangular.....	136
Gráfico 11- Grau de Consolidação ao longo do tempo.....	137
Gráfico 12- Representação gráfica do assentamento ao longo do tempo com uma malha triangular.....	138

SIMBOLOGIA

ϕ, ϕ' - Ângulo de atrito interno, ângulo de atrito interno em tensões efetivas

γ - Peso volúmico

γ_d - Peso volúmico seco

γ_s - Peso volúmico das partículas sólidas

γ_{sat} - Peso volúmico saturado

γ_w - Peso volúmico da água

Δe - Variação do índice de vazios

Δu - Excesso de pressão neutra ou de pressão intersticial

ϵ - Deformação volumétrica

σ, σ' - Tensão normal total, tensão normal efectiva

σ'_h - Tensão efectiva horizontal

σ'_p - Tensão de pré consolidação

σ'_v - Tensão efectiva vertical

σ_h, σ_{h0} - Tensão total horizontal, tensão horizontal em repouso

σ_v, σ_{v0} - Tensão total vertical, tensão vertical em repouso

τ - Resistência ao corte

c - Coesão

c' - Coesão em tensões efectivas

c_u - Resistência não drenada

c_v - Coeficiente de variação

c_v, c_h - Coeficiente de consolidação, coeficiente de consolidação horizontal

e, e_{max}, e_{min} - Índice de vazios, índice de vazios máximo, índice de vazios mínimo

n - Porosidade

k - Coeficiente de permeabilidade

k_0 - Coeficiente de impulso em repouso

q_u - Resistência à compressão simples

w - Teor em água

w_L - Limite de liquidez

w_p - Limite de plasticidade

w_s - Limite de retracção

N, N_{spt} - Número de golpes ou pancadas

$(N_1)_{60}$ - Correção de N (SPT)

N_{20} - Número de golpes para a cravação de 20 cm

RQD - Rock Quality Designation

ISRM - International Society for Rock Mechanics

N_z - Força normal à secção de área S

T_z - Força tangencial à secção S

U - Pressão neutra, intersticial ou na água dos poros

z - Distância entre dois pontos ou cota geométrica

$\Delta\sigma$ - Variação da tensão

ν - Coeficiente de Poisson

r, R - Distâncias (catetos do triângulo)

ΔQ - Variação da carga

C_j - Proporção de material que passa nos crivos

D_j - Diâmetro dos crivos

P_i - Peso do material retido nos crivos

C_u - Coeficiente de uniformidade

D_{60}, D_{10}, D_{30} - Diâmetros dos crivos que permitem passar 60%, 10% e 30% do material

I_p - Índice de plasticidade

I_c - Índice de consistência

β - Declive da recta de fluxo

A_t - Actividade das argilas

V - Volume

I_D - Compacidade das areias

G_s - Densidade das partículas sólidas

OCR - Grau de sobreconsolidação

G_0 - Módulo de distorção elástico

C_c e C_r - índices de compressão e recompressão

a_v, m_v - coeficientes de compressibilidade e de compressibilidade volumétrica

T - Tensão de corte

F, A - Força e Área

C_E - Energia transmitida às varas

ERR - Rácio de energia transmitida às varas (60%)

EP- Energia potencial do pilão (63.5 kg x 0.76m)

ρ_a - Pressão atmosférica (100 kPa)

S'_{v0} - Tensão efectiva à profundidade em que o valor N_{60} foi obtido

C_N - Efeito da pressão vertical devido à sobrecarga do solo em areias

$E_{s,DP}$ – Energia específica por golpe (ensaio DPSH)

M- Massa do martelo

g- Aceleração da gravidade

H- Altura

Q - Caudal

Δh – Variação da carga hidráulica

L – Comprimento

i – Gradiente hidráulico

v - Velocidade de descarga

h_{total} – Carga total do fluido num ponto

η – Viscosidade de um líquido

h_c : altura capilar

θ : ângulo entre T e as paredes do tubo

i_{cr} - Gradiente hidráulico crítico

bpi – Bloco potencialmente instável

m_v – Coeficiente de compressibilidade volumétrica

T – Factor tempo

$U_z(t)$ - Grau de consolidação

u_e – Excesso de pressão neutra

Sc- Assentamento por consolidação

$C\alpha$ - Coeficiente de consolidação secundária

S_d – Assentamento por consolidação secundária



1. Introdução

Desde o início da civilização humana que a geotecnia é aplicada. Já na pré-história o Homem realizava obras ainda sem saber que estava a praticar engenharia.

No âmbito desta tese, são os solos e as suas propriedades que mais nos interessam e não tanto a história das construções, embora tenha sido a necessidade de as melhorar que nos obrigou a ter em atenção os terrenos onde se implementa uma obra.

Num passado recente, nem sempre o conhecimento do comportamento físico e mecânico dos solos foi tido em conta, estando as estruturas sempre na vanguarda do interesse uma vez que estas representam problemas compostos de figuras simples, enquanto os solos e rochas possuem um comportamento que varia com uma série de factores e de ponto para ponto, isto é, apresentam heterogeneidade e anisotropia (Nunes da Costa, 2007).

Foi o aumento da dimensão das estruturas, sobretudo a partir do final do século XIX e, a consequente preocupação com as suas fundações que impulsionou o interesse pela geotecnia. Um bom exemplo dessa preocupação é a construção da torre Latino-Americana, no México com 182 metros de altura, que foi erguida nos anos 50 e que está assente em 361 estacas de 35 centímetros de diâmetro e com 33 metros de comprimento (Mineiro, 1981).

Esta área da engenharia compreende vários conceitos vindos de diferentes campos da ciência:

- Geologia,
- Mecânica dos solos,
- Mecânica das rochas.

Na década de 60 o conceito de geotecnia começou a ser aceite em todo o mundo (Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, 2010). Antes de se reconhecer a existência da mesma, isto é, antes de se constatar a necessidade de articular conhecimentos vindos de diferentes ramos, os estudos relacionados com as construções eram elaborados separadamente.

Foi no século XX que a geotecnia começou a receber louvores de disciplina independente da área da engenharia. Contudo, já no século XVIII, por volta do ano de 1773, Coulomb desenvolveu trabalho acerca da resistência ao corte dos solos, relacionando esta grandeza com a soma de outras duas: atrito e coesão. Posterior a Coulomb, no ano de 1856, Henry Darcy elabora uma lei



(Lei de Darcy) que explica a permeabilidade provando a relação de proporcionalidade entre a velocidade de percolação e o gradiente hidráulico.

Já no século XX, Karl Terzaghi, conhecido como o fundador da mecânica dos solos devido a um trabalho elaborado em 1925 a propósito da teoria da consolidação, introduziu um importante conceito “O Princípio da Tensão Efectiva”, que impulsionou de forma incisiva o estudo e compreensão dos maciços terrosos (Nunes da Costa, 2007).

Nesta introdução ao trabalho, quando se lê estruturas, não estamos apenas a mencionar edifícios, estamos também e cada vez mais, a falar de barragens, vias de comunicação e todas as suas variantes: aterros, taludes, estruturas de contenção, viadutos, pontes, rotundas e por aí em diante.

Dando por concluída esta breve introdução à importância dos estudos geotécnicos, inicie-se uma abordagem teórica e prática acerca dos solos. Referir-se-á a definição de maciços rochosos e terrosos e dar-se-á a conhecer quais os parâmetros básicos de classificação dos mesmos. A parte que se relaciona com os maciços terrosos será mais desenvolvida pois é acerca destes que serão realizados cálculos e estudos geotécnicos para determinar qual a dimensão de assentamentos e tempo de ocorrência dos mesmos. Os ensaios SPT e DPSH estarão também definidos e devidamente explicados.

Serão abordadas técnicas de drenagem destinadas a acelerar o processo de consolidação e depois passar-se-á ao caso de estudo. Este trabalho será dado por concluído depois de amplamente estudado e após a resolução do problema com recurso a estacas de brita.



2. Tipos de Maciços

2.1. Maciços Rochosos

O tema desta tese trata da consolidação de argilas e estas estão inseridas no domínio dos solos ou maciços terrosos, contudo, estes não são os únicos a ocupar com elevada importância a crosta terrestre, existem também os maciços rochosos.

Do ponto de vista da engenharia, os maciços rochosos são compostos por blocos de rocha cuja matriz é o material que a constitui (rocha intacta) e as superfícies que as limitam são as descontinuidades (Marcelo Wolf, 2012).

Os maciços possuem diferentes características em diferentes locais e a relevância das mesmas depende do tipo de obra que se pretende implementar. Alguns dos factores que influenciam o comportamento das rochas são: litologia, anisotropia, fracturação, poros, descontinuidades, propriedades físicas e mecânicas, condições ambientais, distribuição da carga, modo de implementação da carga, entre outros (Z. T. Bieniawski, 1974).

Apesar dos vários factores referidos anteriormente que interferem com o comportamento das rochas e, conseqüentemente, dos maciços, quando estes são alvo de estudo é comum iniciá-lo através da sua classificação geológica. Embora esta não seja fundamental em engenharia, reconhece-se a sua utilidade uma vez que é possível retirar informação de forma implícita. Por vezes a simples designação da rocha já serve de alerta para alguns comportamentos que estas podem ter. Um exemplo flagrante disso são os calcários. Quando estamos na sua presença sabemos que existe a possibilidade de solubilidade.

A classificação litológica pode não ser absolutamente fundamental para os engenheiros mas a qualidade do material de fundação é e, por isso mesmo, é cada vez mais comum a informação geológica vir acompanhada da geotécnica.

Atendendo ao exposto, o que mais interessa é a descrição mecânica dos maciços, quer através da análise da matriz quer das descontinuidades. Quando a qualidade do maciço é boa, são as descontinuidades o aspecto mais importante a ter em conta, contudo deve sempre ter-se em atenção que a rocha em si é alvo de poros e pequenas fissuras, o que faz com que os materiais sejam sempre mais frágeis do que vulgarmente determinamos em termos teóricos (Mello Mendes, 1967).



Para quantificar as discontinuidades presentes num maciço pode fazer-se a análise do parâmetro RQD (Rock Quality Designation), desenvolvido por Deere (Deere et al., 1967) através da aplicação de uma fórmula simples exemplificada pelo exercício ilustrado na figura.

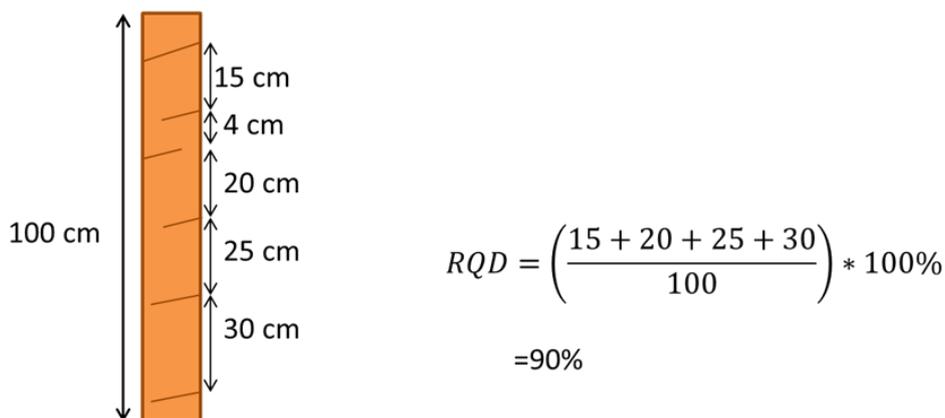


Figura 1- Exemplo de cálculo do RQD

O resultado calculado significa que a rocha possui 10% de aberturas.

Para avaliar os resultados obtidos através deste cálculo, existe uma classificação descrita por E. Hoek, et al. (2000) e que se encontra na tabela adaptada que se segue.

Tabela 1 – Classificação do parâmetro da qualidade do maciço a partir do RQD

Designação	RQD
Muito boa	0-25
Pobre	25-50
Justa	50-75
Boa	75-90
Excelente	90-100

Devido à sua estrutura em blocos, as discontinuidades podem estar sem ordem específica ou podem possuir uma orientação definida, materializada por planos de estratificação ou superfícies de laminação. Quando assim é, o meio diz-se anisótropo e portanto as suas propriedades variam segundo uma determinada direcção. A heterogeneidade é, como já se percebeu, uma condição patente nos maciços e evidencia-se pelos resultados dispersos obtidos quando se realizam ensaios (Charrua Graça, 1984).



2.2. Maciços Terrosos

Sobre os maciços terrosos haverá muito mais a dizer e explorar do que acerca dos maciços rochosos, em particular devido à importância relativa que cada um tem nesta tese.

O nosso Planeta encontra-se coberto por sedimentos, ou seja, por solos ou maciços terrosos. Podemos definir um solo como um conjunto de minerais resultantes da meteorização e erosão das rochas. Para além de minerais, os solos podem ainda conter matéria orgânica. Mas nem só de matéria física são compostos os solos, estes possuem vazios designados por poros. Os mesmos podem possuir ar, água ou os dois simultaneamente. Quando todos os poros se encontram preenchidos por água, diz-se que o solo está saturado (Matos Fernandes, 2012).

Quanto à sua origem, os solos podem possuir diferentes designações, características de diferentes áreas científicas. Por exemplo, para um agricultor, o solo corresponde à camada de terra tratável onde se fixam as raízes das plantas. Contudo no âmbito deste trabalho iremos cingir-nos à definição de dois grandes grupos que possuem interesse geotécnico: solos residuais e solos sedimentares.

2.2.1 Solos Residuais

Os solos residuais são aqueles que resultam da meteorização de uma rocha mãe e que permanecem *in situ*. Estes podem também designar-se por solos autóctones podendo destacar-se no seio dos mesmos os solos lateríticos (típicos de climas tropicais), expansivos e porosos. Os últimos são problemáticos sobretudo devido à magnitude dos assentamentos quando carregados por uma obra (Homero Caputo, 1996). Para que se formem maciços de origem residual, é necessário que a meteorização da rocha mãe ocorra a uma velocidade superior à remoção dos sedimentos (Matos Fernandes, 2012).

Aqueles que têm origem nas rochas ígneas possuem uma camada superior muito heterogénea (Blight, 1997). Na realidade, os maciços residuais podem possuir granulometrias muito variadas, desde as argilas até ao cascalho que passam gradualmente, em profundidade, por um horizonte de transição para rocha mãe pouco alterada (Martin, 1997).

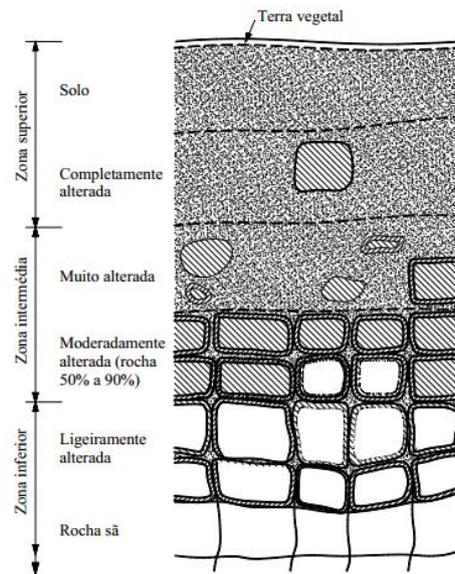


Figura 2- Perfil de rocha mãe e maciço residual (Little, 1969)

O grau de alteração sofrido determina se a estrutura da rocha mãe fica ou não preservada. Quando a preservação é muito elevada, o solo residual pode conservar inclusive as fracturas da rocha que lhe deu origem (Mayne and Brown, 2003).

Segundo a classificação da Internacional Society for Rock Mechanics (ISRM), já consagrada pela “Geotechnical Engineering – Identification and Description of Rock” (ISO/CEN 14689-1), Little (1969) propôs a seguinte tabela classificativa para os graus de alteração:



Tabela 2- Classificação dos graus de alteração segundo Little, 1969

Grau	Designação	Características principais	ISRM
VI	Solos	Textura da rocha imperceptível Zonas superficiais com húmus e plantas Instável em taludes na ausência de cobertura	
V	Rocha completamente alterada	Rocha completamente decomposta mas com textura visível Pode ser escavada à mão Não pode ser usada como fundação de barragens de betão ou de estruturas de grandes dimensões Instável em cortes altos e abruptos Necessita de protecção contra a erosão	W5
IV	Rocha muito alterada	Rocha tão enfraquecida que é possível partir com a mão Pode ser recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados com muito cuidado Contém menos de 50% de rocha	W4
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha Possui alguma resistência: não é possível partir grandes testemunhos à mão Muitas vezes apresenta coloração devida à limonite Percentagem de rocha entre 50% e 90% Difícil de escavar sem recorrer a explosivos	W3
II	Rocha pouco alterada	Distintamente alterada na maior parte da rocha Alguma coloração devida à limonite Nos granitos há alguma decomposição dos feldspatos Resistência aproxima-se da rocha sã Mais de 90% é rocha Necessita de explosivos na escavação	W2
I	Rocha sã	A rocha sã pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diaclases imediatamente abaixo da rocha alterada	W1



2.2.1.1 Factores que Influenciam a Génese

A génese dos solos residuais é condicionada por diferentes factores, que se relacionam com a rocha mãe, clima, vegetação e geomorfologia (Ratola Duarte, 2002).

- A **influência da rocha mãe** no maciço está relacionada com a maior ou menor facilidade com que a rocha se altera ou seja, com as características da mesma. As propriedades que afectam o aspecto da alteração são: composição mineralógica, textura e estrutura. A questão da estrutura, isto é, a existência de diaclases, estratificação, xistosidade, entre outros, é segundo alguns autores o aspecto que mais influencia a alteração da rocha, já que é através desses planos que “circulam” os agentes meteóricos (Baynes & Dearman, 1978a). Quanto à composição mineralógica, a sua importância é, segundo outros autores, mais relevante no início do processo de alteração. Selby (1993) propõe que a conhecida Série de Bowen representa também uma escala de estabilidade dos minerais onde a Olivina e o Feldspato Cálcico são os mais instáveis e o Quartzo é o mais resistente.

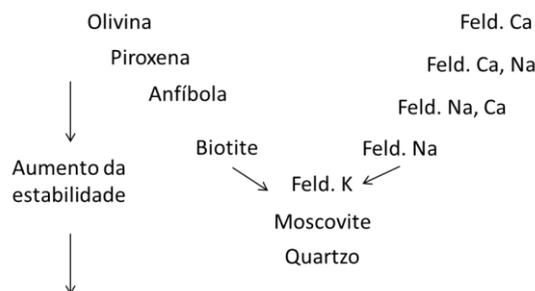


Figura 3- Esquema de susceptibilidade dos minerais em relação à meteorização (Ratola Duarte, 2002)

- A **textura** da rocha mãe tem também influência na alteração da mesma. Por exemplo, no caso das rochas ígneas, sabe-se que as de grão mais fino são mais resistentes à alteração do que as de grão mais grosseiro. Este aspecto relaciona-se também com a composição mineralógica da rocha.
- O **clima** é um factor que interfere de forma definitiva na alteração das rochas. É de comum acordo que este é o principal responsável pela formação de solos residuais. Em climas tropicais, a meteorização química assume grande importância, sendo mais rápida e profunda e, em climas secos, é a alteração física que predomina (Weinert, 1964, 1974, Morin & Ayetey, 1971).



Embora o clima não varie de forma linear no Planeta, segundo Uehara (1982) é possível prever a variação dos minerais de argila (minerais de alteração) com base na distância ao equador. Nos climas frios predominam micas e clorites, resultantes da desagregação física dos filossilicatos e nos climas tropicais encontra-se caulinite, gibbsite ou montmorolinite (Gomes, 1988). Gomes (1988) sugere mesmo que as argilas podem servir de indicadores de paleoclimas.

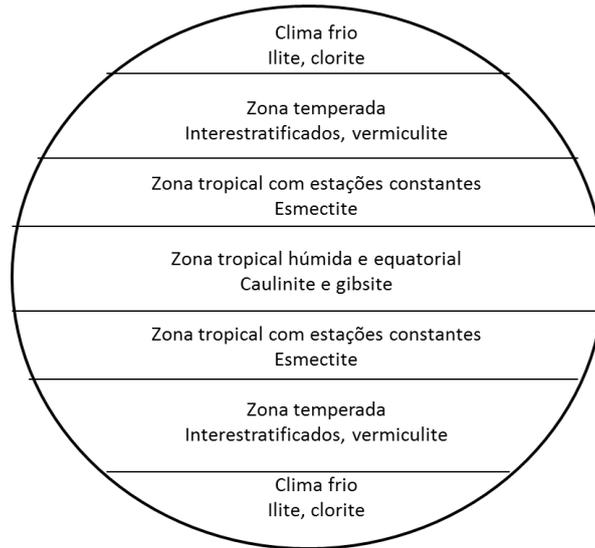


Figura 4- Influência do clima global no desenvolvimento de minerais de argila (Uehara, 1982)

- A **vegetação** e a **geomorfologia** são os últimos aspectos referidos a propósito da influência da rocha mãe na formação dos maciços residuais. A vegetação protege a rocha dos agentes erosivos, contudo, a humidade e a penetração das raízes podem conduzir a processos de alteração química e física. Portanto a existência de vegetação poderá ajudar à conservação dos sedimentos no local da meteorização. A geomorfologia é importante para que o solo alterado permaneça no local da rocha que lhe deu origem e também porque se estivermos na presença de relevos mais acidentados, agentes como a água terão maior dificuldade em penetrar fissuras, descendo em vez disso, por gravidade, encosta abaixo.



2.2.1.2 Características dos solos residuais

Existem vários trabalhos publicados acerca dos maciços residuais. Nestes, as principais características destes solos, quanto à sua composição e estrutura, são descritas de formas diferentes. Um dos trabalhos mais completos acerca dos solos residuais foi elaborado por Brand & Philipson (1985) e abrange amostras de 18 países diferentes de todo o mundo.

Algumas das características apontadas aos solos residuais, mencionadas por autores que publicaram acerca deste assunto, são descritas em seguida:

- a. Solos geralmente bem graduados, Vargas (1953);
- b. Heterogeneidade difícil de prever. Pode estar presente apenas numa zona reduzida do maciço, Sandroni (1985);
- c. Nível freático a grande profundidade, pelo que os solos não costumam estar saturados (Blight, 1997);
- d. Limitações nos ensaios de penetração devido ao facto de existir micro e macroestrutura, que conduz a uma baixa penetrabilidade (Danziger *et al.*, 1998, Viana da Fonseca *et al.*, 1998);
- e. Granulometria extensa que pode ir desde areias siltosas a siltes arenosos, podendo também conter uma fracção argilosa importante;
- f. Ligações físicas herdadas da rocha mãe, (Viana da Fonseca, 1996);
- g. Grande variedade mineralógica e resistência dos grãos;
- h. Porosidade variada devido a processos de lixiviação que conduzem à perda de material por um lado e, precipitação que leva ao ganho por outro, (Vaughan, 1988);
- i. Preservação de descontinuidades relíquia herdadas da rocha mãe, frequentemente preenchidas por minerais de baixa resistência ao corte, (Vaughan *et al.*, 1988; Blight, 1997).

A não saturação dos solos residuais bem como a preservação de descontinuidades relíquia são dois aspectos que vale a pena aprofundar um pouco mais, uma vez que são características que interferem com o comportamento geomecânico dos maciços.

O **solo não saturado** interfere com as tensões efectivas instaladas uma vez que as mesmas dependem também da pressão na água, ou no ar dos poros. A presença das **descontinuidades**



reliquia influencia a resistência ao corte, podendo causar problemas em casos como a estabilização de taludes. Além disso, através delas circulam fluidos que fragilizam o maciço.

A classificação dos solos residuais não é de fácil execução uma vez que, esta não se encaixa nas classificações já existentes para solos sedimentares. Tais dificuldades foram descritas por Wesley (1988) e reescritas por Cruz (2010) da seguinte forma:

- a. As propriedades das argilas de certas zonas tropicais a subtropicais não são compatíveis com aquelas que estão normalmente associadas ao sistema de Classificação Unificada dos Solos;
- b. O solo in situ pode descrever-se como uma sequência de materiais que vão desde solo até rocha branda, dependendo do grau de alteração, o que faz com que não possa ser descrito com base nos sistemas de classificação para solos transportados em climas temperados;
- c. Os sistemas convencionais de classificação de solos focam-se sobretudo nas propriedades do solo no seu estado remodelado, enquanto os solos residuais são altamente influenciados pelas estruturas in situ, inerentes da rocha original ou desenvolvidos como consequência da alteração, que foi destruída pela remodelação.

Wesley propôs uma classificação para os solos residuais baseada na composição mineralógica e na macro e microestrutura solo. Esta pode ser consultada na bibliografia, na tese de doutoramento de Cruz (2010) e encontra-se sumarizada na tabela que se segue adaptada de Gusmão Filho (2008).



Tabela 3 – Classificação dos solos residuais

Grupo	Subgrupo	Nome Pedológico Comum	Exemplos	Meios de Identificação	Propriedades e comportamento de engenharia provável
GRUPO A (solos sem forte influência mineralógica)	Com forte influência macroestrutural	Nomes dados se apropriados	Rocha altamente meteorizada de rocha ígnea ou sedimentar	Inspeção visual	Há um grupo de solos muito grande onde o comportamento é dominado pela influência das discontinuidades, fissuras, etc.
	Com forte influência microestrutural		Rocha totalmente meteorizada de rocha ígnea ou sedimentar	Inspeção visual e avaliação da sensibilidade, índices de liquidez, etc.	Solos essencialmente homogêneos que formam um grupo considerável. A identificação da natureza e papel da ligação é importante.
	Pouca ou nenhuma influência		Solo formado de rocha muito homogênea	Baixa ou nenhuma sensibilidade, com aparência uniforme	Subgrupo relativamente pequeno. É provável comportar-se como um solo pré-consolidado



Tabela 3- Classificação dos solos residuais (continuação)

Grupo	Subgrupo	Nome Pedológico Comum	Exemplos	Meios de Identificação	Propriedades e comportamento de engenharia provável
GRUPO B (solos com forte influência por minerais; ocorrência comum)	Montemorolinite	Solos pretos, argilas pretas, terra preta, tropical, vertisolos, etc	Há solos formados em áreas tropicais, em zonas de fraca drenagem	Cor escura (cinza a preto) e alta sensibilidade	Solos problemáticos, vulgarmente encontrados em zonas aplanadas ou baixas, de pequena resistência, alta compressibilidade, entre outras
	Outros minerais				Provavelmente um grupo muito reduzido
GRUPO C (com uma forte influência de minerais de argila, encontrada apenas em solos residuais)	Alofane	Cinza vulcânica. Andro solos	Solos intemperado de cinza vulcânica, nos trópicos húmidos e clima temperado	Humidade natural muito elevada e mudanças irreversíveis quando seca	Caracterizam-se por ter humidade natural muito alta e limites de Atterberg elevados. Propriedades de engenharia geralmente boas, embora algumas propriedades tornem a manipulação e a compactação mais difíceis.



Tabela 3- Classificação dos solos residuais (continuação)

Grupo	Subgrupo	Nome Pedológico Comum	Exemplos	Meios de Identificação	Propriedades e comportamento de engenharia provável
GRUPO C (continuação)	Haloisite	Argila vermelha tropical. Latosolos. Oxisolos. Solo ferroso	Solo derivado de rochas vulcânicas antigas; especialmente argilas vermelhas nos trópicos	Cor vermelha, topografia bem drenada e rocha vulcânica são bons indicadores	Geralmente há solos de granulometria muito fina, plasticidade baixa a média e baixa actividade.
	Sesquióxido (gipsite, geotite, hematite)	Solo laterítico. Solos ferralíticos. Etc..	Este solo é vulgarmente referido como laterítico ou lateria	Aparência granular ou de nódulos	Grupo de solos muito amplo, variando de argila siltosa a areia grossa e pedregulho. O seu comportamento pode ir de baixa plasticidade a areia grossa não plástica

Atendendo ao exposto acerca dos solos residuais, verifica-se que a sua descrição e caracterização não é fácil, não reunindo ainda consenso.



2.2.2 Solos Sedimentares

Os solos sedimentares formam-se quando os grãos soltos do maciço ficam vulneráveis à erosão e à remoção, sendo levados por agentes (água, vento gravidade, gelo) até que a energia de transporte seja insuficiente e comecem a depositar-se (Cruz, 2010).

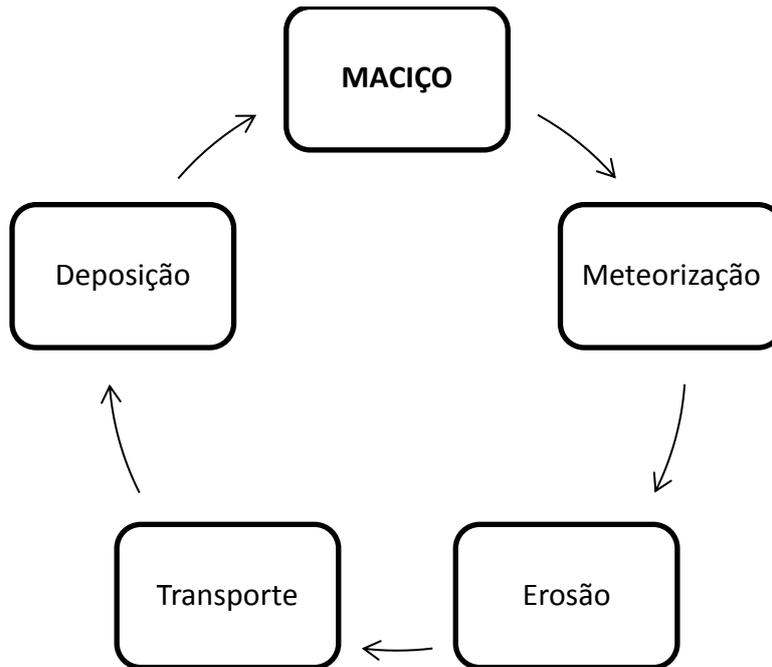


Figura 5- Processos que afectam um maciço

Estes solos também podem designar-se por solos alóctones ou por solos transportados podendo ser:

- Aluvionares (transportados pela água);
- Eólicos (transporte feito pelo vento);
- Coluvionar (acção da gravidade);
- Glaciares (transporte pelo gelo).

A sua textura depende de vários factores, entre os quais o agente de transporte (Homero Caputo, 1996) e também a distância do mesmo (T.S. Nagaraj et al.).



2.2.2.1. Agentes de Transporte

O transporte e a forma como este é feito possuem, como já se percebeu, um importante papel nas características do solo sedimentar.

Segundo Gusmão Filho (2008) a importância de cada um dos agentes de transporte pode descrever-se do modo que se segue:

- **Vento:** Agente atmosférico e meteórico. O vento consegue erodir as rochas bem como transportar os sedimentos soltos para locais a grandes distâncias. A erosão provocada denomina-se por abrasão ou corrosão e a remoção dos materiais soltos é a deflação.
- **Água:** Agente com papel igualmente importante ao do vento na acção meteórica sobre rochas pré-existentes. Esta consegue erodir as rochas, através de escorrência dos caudais dos rios ou de água estagnada e, transporta os sedimentos até grandes distâncias.
- **Gelo:** O gelo arranca fragmentos de rochas quando passa sobre elas. A sua dureza, quando a temperatura é muito baixa, é suficiente para erodir a rocha. O transporte feito por este agente pode ser de materiais da granulometria das argilas até pedregulhos de grandes dimensões.
- **Gravidade:** Este pode ser um agente de erosão quando estamos na presença de declives, quer sejam íngremes ou suaves. Contudo, este tem uma acção secundária uma vez que por si só não provoca qualquer desgaste nas rochas. É necessária a acção prévia de algum dos agentes anteriormente referidos.



Tabela 4- Agentes de transporte e tipos de depósito

Depósito	Transporte	Ambiente de Deposição
Aluvião Marinho Lacustre	Água	Água corrente Água salobra parada Água fresca
Solto Areia de duna	Vento	Terras áridas e costeiras
Moreia Esker Drumlin	Gelo	Glaciar
Coluvionar	Gravidade	Abaixo da área de deslizamento Base do penhasco
Turfa	In situ	Depósitos pantanosos - natureza orgânica

Após a deposição, os solos estarão expostos a tensões resultantes do aumento da espessura dos sedimentos e, posteriormente, a um decréscimo dessa mesma tensão devido à remoção da carga excessiva (T.S. Nagaraj et al.).

Tal como acontece com os solos residuais, também estes podem possuir uma grande variedade de características físicas e químicas (T.S. Nagaraj et al.).

Segundo Cruz (2010), os solos transportados começam por ser soltos, ficando mais fortes com o tempo. No caso das argilas, as suas propriedades irão depender em grande parte do histórico de tensões sofridas pelo solo, enquanto os solos granulares podem depositar-se segundo uma grande variedade de estruturas e porosidades e, serão essas que governarão o seu comportamento mecânico.

Ainda no contexto dos maciços terrosos, tem sentido referir três tipos de solo importantes, que se podem inserir em qualquer dos dois grupos anteriormente referidos (solos residuais e solos sedimentares):

- a. Areia



- b. Silte
- c. Argila

A principal diferença entre os três é a granulometria.

As curvas granulométricas serão estudadas mais adiante, contudo, neste contexto, tem sentido referir o Triângulo de Feret, elaborado de modo a que, com base no resultado das curvas granulométricas, possamos projectar as percentagens de areia, silte e argila para chegar a uma classificação.

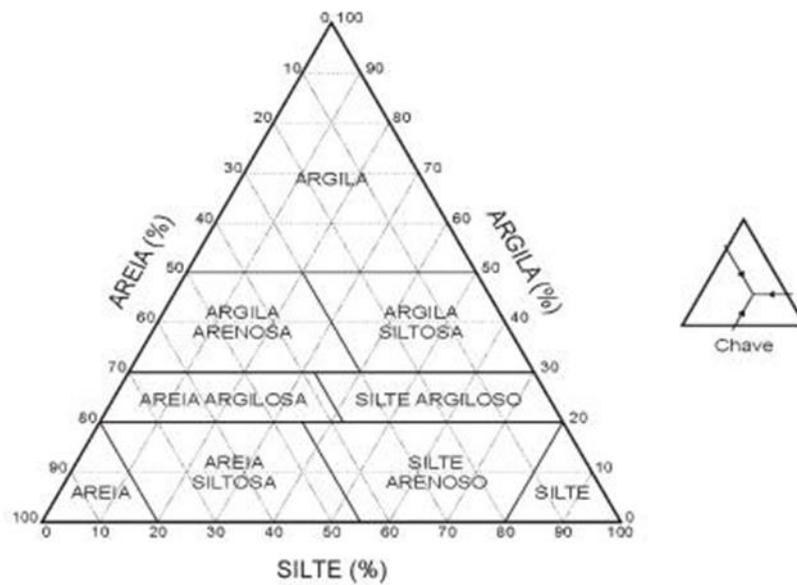


Figura 6- Triângulo de Feret (Matos Fernandes, 2012)

Analisando este triângulo é possível perceber que a percentagem de argila talvez seja a mais importante, já que as designações “argila” ou “argiloso” surgem mesmo para percentagens mais baixas. Repare-se que, se um solo possuir apenas 20% de argila já é argiloso e acima de 50% já podemos afirmar, com base nesta classificação, que estamos na presença de uma argila.

Este facto é o pretexto ideal para explorar de forma um pouco mais alargada o conceito de argila e o que esta representa.



2.2.3 Argilas

O conceito de argila é muito vasto e pode ter diferentes descrições, consoante a área de estudo para o qual é relevante. Contudo, existe uma definição que reúne maior consenso. *Meira (2001)* diz-nos que esse conceito “*considera a argila como sendo um produto natural, terroso, constituído por componentes de grão fino, entre os quais se destacam, por serem fundamentais, os minerais argilosos. Este produto natural desenvolve, quase sempre, plasticidade em meio húmido e endurece depois de seco e, mais ainda, depois de cozido*”.

Os minerais argilosos resultam da alteração de rochas silicatadas pré-existentes. Por penetração de água e oxigénio nos poros ou fracturas, os minerais como as piroxenas, feldspatos, micas, anfíbulas ou até mesmo o quartzo, tornam-se instáveis sofrendo alteração.

Os elementos mais comuns presentes nas argilas são silicatos hidratados: sódio, potássio, magnésio, ferro, **alumínio, silício e oxigénio**.

Existem sete grupos distintos de minerais argilosos:

- Grupo da Caulinite
- Grupo da Illite
- Grupo da Vermiculite
- Grupo da Montmorilonite
- Grupo da Clorite
- Grupo dos Interestratificados
- Grupo da Paligorsquite e Sepiolite

As argilas silicatadas possuem duas unidades fundamentais: um tetraedro de sílica e um octaedro de alumina. A forma como estes elementos se organizam, por camadas, é que determina a que grupo pertence a argila.

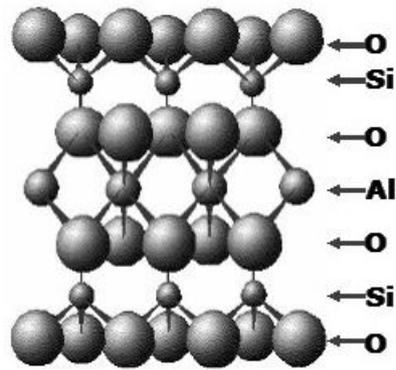


Figura 7- Estrutura de mineral argiloso, com tetraedros de Sílica e octaedro de Alumínio (Lima, 2016)

Em Geologia é frequente definir-se o diâmetro equivalente 2 micra (μm) como um limite superior da dimensão das partículas argilosas. Quanto ao limite inferior não há um valor estabelecido, havendo contudo, a necessidade de ter em atenção que, a partir de uma dada dimensão, as partículas são tão finas que deixam de ser cristalinas e passam a designar-se por colóides (mistura de partículas finas com dimensão compreendida entre 1 nanómetro e 1 micra).

Os minerais argilosos costumam ser laminares (daí que lhes sejam atribuídos diâmetros equivalentes) e quimicamente activos. Tais características têm importância para diversas áreas industriais, mas para o tema em questão não tem particular relevância. Num contexto geotécnico, a característica mais imperativa das argilas não tem tanto a ver com a sua forma ou actividade química, mas sim com a sua capacidade de reter água na sua estrutura. Quanto maior for a percentagem de argila num solo maior será a sua capacidade de reter água e, conseqüentemente, mais difícil será extraí-la do mesmo.



3. Tensão nos Maciços Terrosos

O estudo do estado de tenção nos maciços fornece-nos informações acerca do comportamento mecânico dos mesmos. Este tipo de informação é fundamental para podermos compreender e antecipar qualquer aspecto ou problema relacionado com o solo, nomeadamente no que diz respeito às deformações que o mesmo poderá sofrer quando solicitado.

Veja-se a figura que se segue.

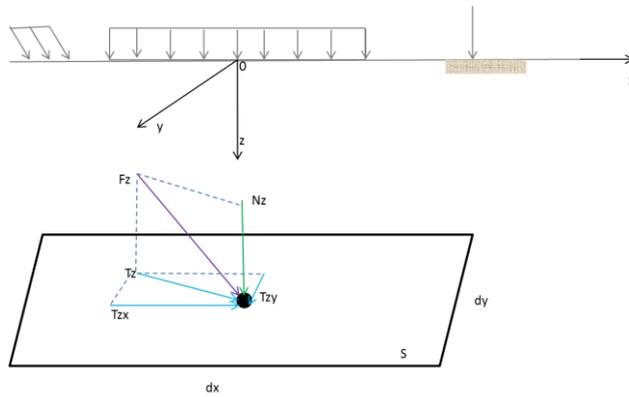


Figura 8- Representação esquemática das forças transmitidas a um ponto genérico contido num plano (Matos Fernandes, 2012)

Pode escrever-se que a tensão aplicada na secção representada é dada pelas fórmulas:

$$\sigma = \sigma_z = \frac{N_z}{S} = \frac{N_z}{dxdy}$$

$$\tau_z = \frac{T_z}{dxdy} \quad \tau_{zx} = \frac{T_{zx}}{dxdy} \quad \tau_{zy} = \frac{T_{zy}}{dxdy}$$

Embora a tensão seja um conceito tratado em termos de área, esta instala-se nas partículas que compõem o solo, em particular no contacto entre elas.



3.1. Princípio da Tensão Efectiva

Imagine-se agora um solo completamente submerso, ou seja, em que o nível freático se encontra acima da superfície do terreno e, conseqüentemente, em que os poros estão completamente preenchidos por água. Perante este cenário, existe uma força que é transmitida através da água à secção S, anteriormente representada. A essa força podemos chamar de pressão neutra, pressão intersticial ou ainda pressão na água dos poros e, pode descrever-se através da fórmula:

$$U = u dx dy$$

Onde u é a pressão neutra que pode ser medida através de um piezómetro.

Neste caso, a força normal à secção passa a designar-se N'z e possui valor:

$$N'z = Nz - U$$

Ou ainda,

$$\frac{N'z}{dx dy} = \sigma - u$$

À tensão (N'z/dx dy) podemos chamar de tensão efectiva (σ'):

$\sigma' = \sigma - u$ → PRINCÍPIO DA TENSÃO EFECTIVA

O **Princípio da Tensão Efectiva** corresponde à subtracção da pressão neutra à tensão total.

Este princípio foi desenvolvido por Karl Terzaghi nos anos 20 e foi decisivo no desenvolvimento da mecânica dos solos e, evidentemente, na geotecnia.



3.2. Estado de Tensão em Repouso

Um maciço terroso pode estar sob tensões instaladas pelo peso próprio do mesmo, pela tectónica e/ou tensões induzidas.

Quando num maciço só existem tensões, relacionadas com o peso próprio das partículas e/ou com a tectónica, diz-se que estão sujeitos à tensão virgem. Vulgarmente, as tensões tectónicas têm relevância apenas em alguns casos, pelo que quando nos referirmos à *tensão em repouso* estaremos apenas a falar das tensões devidas ao peso próprio das partículas.

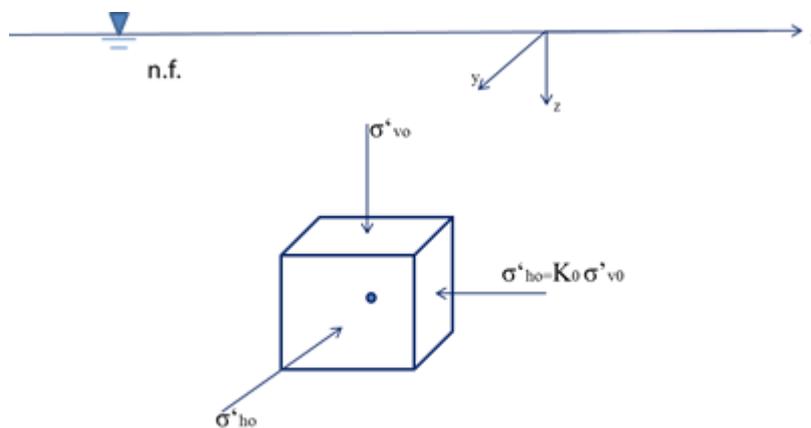


Figura 9- Representação das principais tensões num ponto genérico de um maciço submerso

Dada a representação esquematizada pela figura, podemos compreender mais facilmente que a tensão efectiva, no ponto genérico representado no centro do cubo, é influenciada pela profundidade a que este se encontra e pelo peso volúmico do solo.

Assim, a *tensão em repouso* corresponde apenas à tensão devido ao peso próprio das partículas e calcula-se através da fórmula:

$$\sigma_{v0} = \gamma z$$

Onde γ é o peso volúmico do solo e z corresponde à distância entre a superfície do terreno e o ponto genérico.



Atendendo ao facto de estarmos em condições hidrostáticas, a **pressão neutra em repouso** valerá:

$$u_0 = \gamma_w z$$

Perante o descrito, a **tensão efectiva vertical em repouso** vale:

$$\sigma'_{v0} = (\gamma - \gamma_w)z = \gamma'z$$

Até agora vimos as tensões que actuam apenas nas faces horizontais do cubo, ilustrado na figura anterior. Contudo, existem também tensões horizontais e para determinar as mesmas temos que considerar um novo parâmetro K_0 ou **coeficiente de impulso em repouso**, que corresponde à razão:

$$k_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}}$$

Quando este coeficiente é igual a um naturalmente que a componente vertical e a componente horizontal terão o mesmo valor e, a tensão designa-se por hidrostática ou isotrópica. A propósito do valor qualitativo do K_0 sabe-se ainda que, quando este possui valor muito menor do que um, estamos perante um maciço sedimentar recente. Já se K_0 for superior à unidade o maciço poderá ser antigo.

3.3. Tensões Induzidas

Quando um solo é solicitado por tensões exteriores diz-se que estas são induzidas. Tal situação acontece sempre que se executa uma construção. Quando se implementam estruturas sobre um solo ou maciço este irá reagir às solicitações geradas por elas, sendo por isso necessário conhecer as alterações que o solo pode sofrer nomeadamente ao nível das deformações.

Para estudar o comportamento do solo e as tensões instaladas existe uma série de equações matemáticas que podem ser desenvolvidas. Contudo, neste ponto, estarão expostas apenas algumas questões essenciais à compreensão dos fenómenos desencadeados no maciço.

Quando carregamos um solo ele pode possuir diferentes comportamentos. Pode deformar de forma elástica, elástica linear ou elástica não linear e plástica.



- Um **solo elástico** é aquele cujas deformações são reversíveis, ou seja, se retirarmos a carga aplicada no solo, este recupera a sua forma original;
- Quando o material possui um comportamento **elástico linear** existe uma proporcionalidade entre as tensões e as deformações;
- Se o maciço tiver um comportamento **elástico não linear** as tensões e as deformações não são lineares (Matos Fernandes, 2012).

Para visualizar melhor os comportamentos enunciados e, para conhecer outros conceitos derivados dos mesmos, vejam-se os gráficos ilustrados na figura.

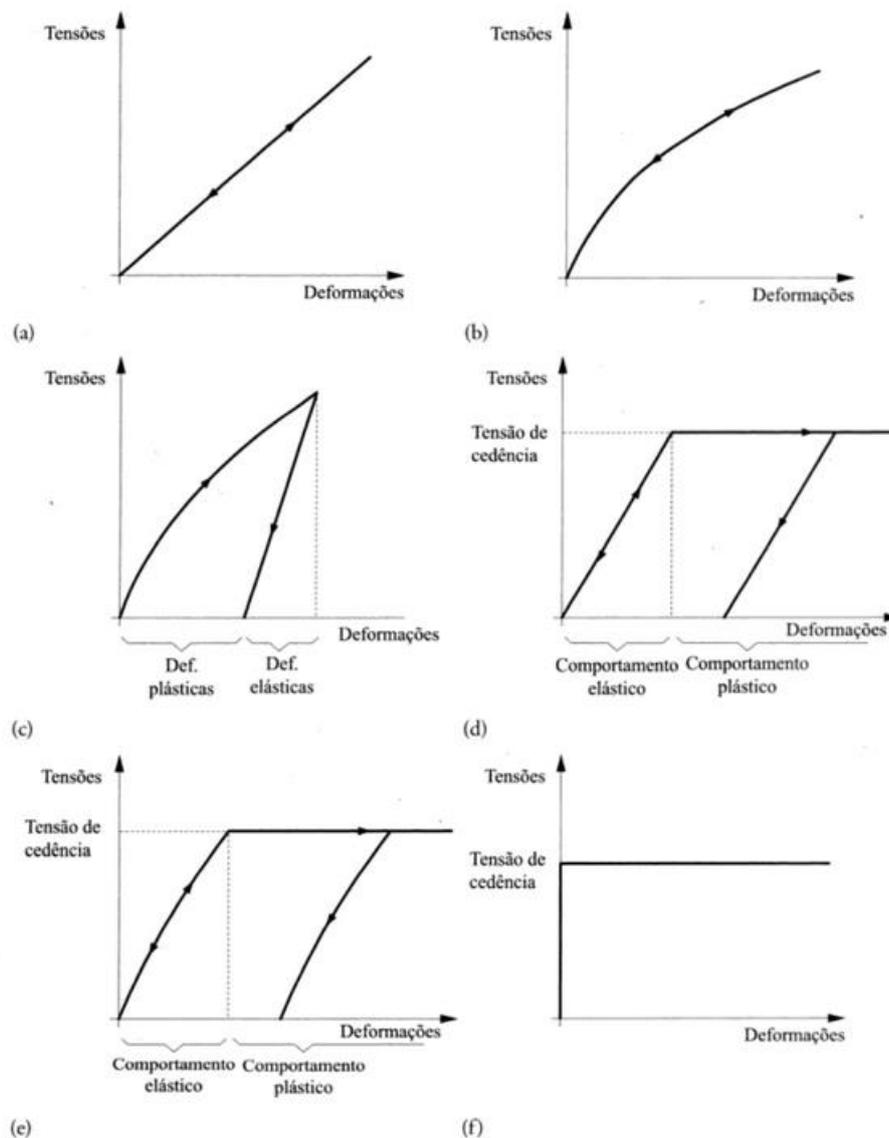


Figura 10- Comportamentos: a) elástico linear; b) elástico não linear; c) elastoplástico; d) elástico perfeitamente plástico; e) elástico não linear-perfeitamente plástico; f) rígido-plástico. (Matos Fernandes, 2012)



Um solo que sofre deformações elásticas recupera a sua forma e um solo que sofre deformações plásticas não recupera. Já foi referido o que significa ter um solo cujo comportamento é elástico linear e elástico não linear, portanto só falta fazer uma apreciação aos restantes gráficos.

Por interpretação da figura não será difícil perceber que um **solo elastoplástico** é aquele que, a partir de um dado valor de tensão (**tensão de cedência**), passa a comportar-se como um material que recupera apenas uma parte da sua forma sob uma tensão constante. Quando existem variações quanto ao comportamento inicial do material ou seja, quando existe um ramo elástico passamos a estar perante comportamentos como os representados em d) e em e). No caso f) o que temos é um comportamento **rígido-plástico** onde não existem quaisquer deformações até que se atinja a tensão de cedência.

Após compreender que um solo pode possuir diferentes comportamentos consoante a sua elasticidade, plasticidade e tensão de cedência, passe-se agora aos métodos utilizados para determinar as tensões induzidas num maciço.

Para fazer o estudo em causa, é normal considerar que o maciço tem um comportamento elástico linear. Para obter soluções costuma recorrer-se à **Teoria da Elasticidade**. Esta teoria é muito complexa do ponto de vista matemático, mas pode ser compreendida através de casos simples. Segundo Pinto (2000), esta teoria é empregue para estimar tensões que actuam no interior do solo em função de carregamentos feitos à superfície ou até no interior do terreno.

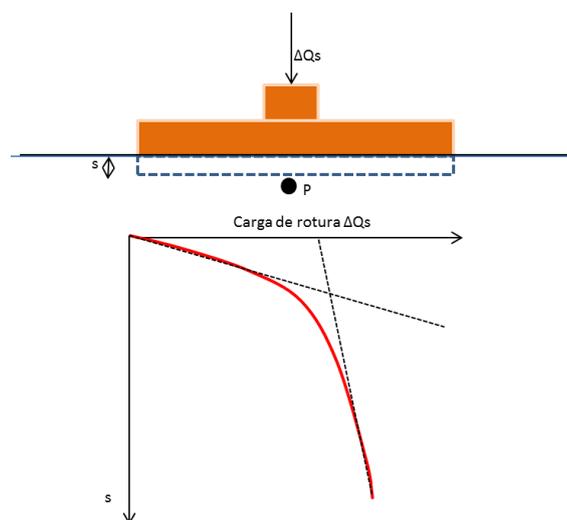


Figura 11- Carregamento à superfície e respectivo diagrama carga-assentamento (Adaptado de Lopes, 2011)

No diagrama reparamos que até um dado valor de carga (ΔQ_s) o assentamento (s), que pode também ser descrito como “a deformação”, é bastante ténue, havendo proporcionalidade entre



ΔQ_s e s. Contudo, a partir de um dado valor, as deformações ocorrem a um ritmo muito elevado tendendo para infinito. Isto implica que, ao usarmos a Teoria da Elasticidade no estudo das tensões induzidas tenhamos que trabalhar sempre abaixo da carga de rotura. Isto não constitui problema porque quando se dimensiona uma obra para um dado carregamento, os solos nunca devem entrar em rotura.

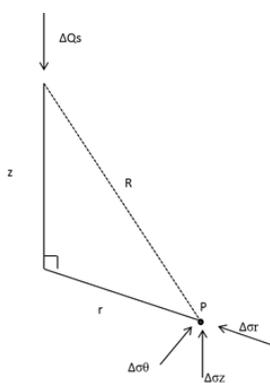
Como já foi referido anteriormente, a Teoria da Elasticidade transporta-nos para problemas complexos, a menos que o simplifiquemos.

Esta teoria relaciona-se com a Lei de Hooke, que nos diz que a Força exercida numa mola é proporcional à deformação sofrida pela mesma (Ricardo Präss). Como vimos, as estruturas devem ser dimensionadas e projectadas de forma que no solo haja sempre essa mesma proporcionalidade.

As formulações para a teoria descrita podem ser consultadas na bibliografia. Para este trabalho valerá a pena fazer uma abordagem mais prática acerca dos sistemas de resolução mais usados no estudo das tensões vs deformações.

3.4. Problema de Boussinesq e Flamant

Joseph Valentin Boussinesq nasceu em meados do século XIX e desenvolveu estudos acerca de diferentes campos da física e da matemática. Entre os problemas estudados por ele encontra-se a solução estática para determinar a relação entre tensão e deformação num ponto no solo. Veja-se a figura e as equações descritas por Boussinesq.



$$\Delta\sigma_z = \frac{3\Delta Qz^3}{2\pi R^5}$$

$$\Delta\sigma_r = -\frac{\Delta Q}{2\pi R^2} \left[-\frac{3r^2z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right]$$

$$\Delta\sigma_\theta = -\frac{(1-2\nu)\Delta Q}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right]$$

$$\Delta\tau_{rz} = \frac{3\Delta Qrz^2}{2\pi R^5}$$

Figura 12- Esquema representativo das tensões num ponto genérico no solo e respectivas equações (Lopes, 2011)



A solução acima apresentada considera que o solo tem comportamento elástico, isotrópico e semi-indefinido. Tal como se pode ver, esta formulação de equações foi elaborada para uma carga pontual. Note-se ainda, que nas equações de Boussinesq entra o parâmetro ν designado por Coeficiente de Poisson. Valerá a pena relembrar que este coeficiente está relacionado com a deformação transversal quando um corpo ou, neste caso, um solo é traccionado (S. Dinis, 2007/2008).

Esta solução proposta por Boussinesq (1885) foi revista em 1892 por Flamant. Este último, engenheiro francês e professor universitário, por integração das equações de Boussinesq, determinou as tensões para um meio semelhante ao descrito anteriormente e obteve soluções para o estado de equilíbrio bidimensional.

Estas soluções são semelhantes às anteriores, apenas com equações de grau inferior e podem ser vistas na figura que a seguir se apresenta.

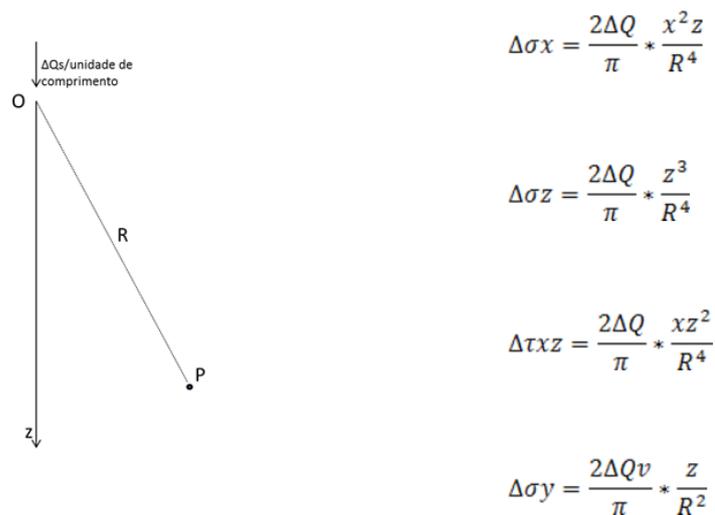


Figura 12.1- Esquema representativo das tensões num ponto genérico no solo e respectivas equações para o caso bidimensional (adaptado de Lopes, 2011)

Para além das soluções apresentadas por Boussinesq e por Flamant, existem outras formas de descrever as tensões num solo, nomeadamente através dos **bolbos de tensão**. Estes são bons para representar casos mais semelhantes aos que temos em termos práticos, porque através deles é possível representar as tensões instaladas num solo, não apenas devido a uma carga pontual, mas devido a um carregamento distribuído ao longo de uma faixa.



Como é evidente, as soluções apresentadas para um ponto genérico ou para uma faixa, são elaboradas para condições que não são encontradas em meio natural. Na Natureza o que temos são meios anisotrópicos onde as condições variam em profundidade e até mesmo de ponto para ponto. Posta esta questão, para estudar os casos reais costumam utilizar-se métodos numéricos que assentam no **Método dos Elementos Finitos (MEF)**. Este método permite variar as condições do meio com recurso a computação, de modo a poder fazer um estudo personalizado de cada solo (M. Azevedo, 2003). Surgiu, ao que tudo indica, nos anos sessenta e veio introduzir e incorporar formas de calcular as tensões e deformações no meio geológico pretendido.

3.5. Resistência ao Corte

Para finalizar o capítulo das tensões no solo, resta apenas referir a Resistência ao Corte. Esta corresponde à tensão no solo, ao longo do plano de corte, quando este “rompe” (Gerscovich, 2010).

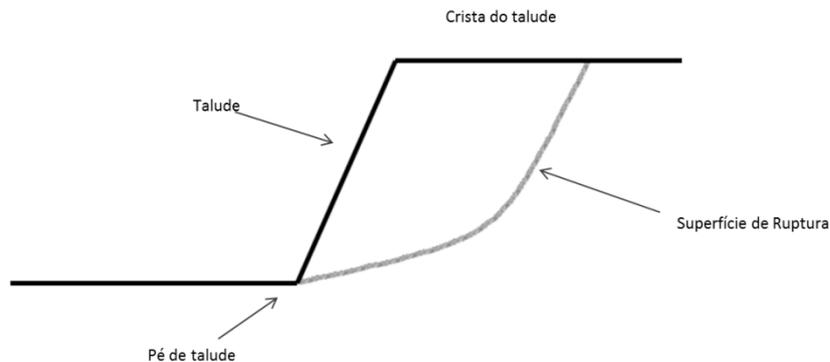


Figura 13- Superfície de ruptura (centrodepericiastecnicas)

Pela Lei de Coulomb, a resistência ao corte é dada pela fórmula:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$



Onde:

- τ - Resistência ao corte
- c - Coesão
- σ - Tensão normal total
- ϕ - Ângulo de atrito interno

Para diferentes tipos de solo veja-se a ilustração:

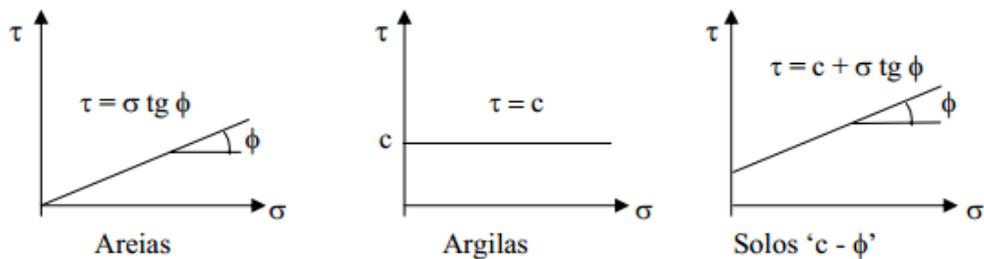


Figura 14- Ilustração das relações tensão-deformação e da Resistência ao Corte (dec.fct.unl)

Em termos de tensões efectivas tem-se:

$$\sigma' = \sigma - u \quad \tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi$$

Este parâmetro geotécnico pode ser determinado em termos laboratoriais pelos ensaios triaxial e corte directo.

Existem vários **critérios de ruptura**, sendo que o de **Mohr-Coulomb**, amplamente utilizado, considera que a ruptura só ocorre quando “o círculo que define o estado de tensões num elemento for tangente à envolvente de ruptura. Esta envolvente é definida experimentalmente” (Rogério Mathias, 2014). A determinação dos parâmetros necessários para calcular a resistência ao corte será descrita mais adiante quando se referirem os ensaios triaxial e de corte directo.



4. Caracterização dos Maciços Terrosos

A caracterização dos maciços terrosos pode ser realizada com recurso a ensaios laboratoriais e in situ. Aqueles que possuem maior relevância no contexto desta tese serão descritos em seguida, iniciando com os ensaios laboratoriais e terminando com ensaios in situ executados, quer para determinação das propriedades básicas, quer para estudo geotécnico.

4.1. Ensaios Laboratoriais

Os ensaios laboratoriais são uma forma de determinar as características físicas e mecânicas dos solos. Nesta tese será relevante abordar o modo de execução de apenas alguns dos inúmeros ensaios que podem ser executados, tendo como objectivo a leitura de parâmetros específicos que levem o engenheiro ou investigador a calcular e antecipar certos comportamentos.

4.1.1. Curvas Granulométricas

As curvas granulométricas são o primeiro passo para caracterizar um solo.

Estas servem para determinar a proporção de cada material presente no solo em estudo. Para realizar a análise granulométrica pode utilizar-se a via seca, para partículas de dimensão superior a 0,075 mm e via húmida para sedimentos de dimensão igual ou inferior a 0,075 mm (Vallejo, 2004).

O ensaio é de simples realização consistindo nos passos que se seguem:

- a. Recolha de uma amostra representativa do solo em estudo;
- b. Desagregação da amostra a seco;
- c. Faz-se passar a amostra (cujo peso inicial é conhecido) por um conjunto de peneiros que vão sendo agitados e, cujas aberturas vão diminuindo, de cima para baixo, geralmente segundo uma progressão geométrica de razão dois;
- d. No fim pesa-se o material retido em cada crivo ou peneiro e determina-se a proporção de material C_j que passa por cada diâmetro D_j .



$$C_j = \sum_{i=j+1}^{n+1} P_i * 100$$

$$P = \sum_{i=1}^{n+1} P_i$$

Onde P é o peso total da amostra e P_i é o peso retido em cada peneiro de abertura (diâmetro) D_j . P_{n+1} corresponde ao peso do material que fica na base cega, aquela que não possui aberturas e que se coloca por baixo da torre de peneiros.

Caso exista, a porção de material retida na base cega, deve ser peneirada por via húmida de modo a obter a fracção argilosa.

Para separar a argila (inferior a $2 \mu\text{m}$) do restante material, aplica-se a Lei de Stokes que será descrita um pouco mais adiante.

Com os dados obtidos, por aplicação da fórmula anterior, pode construir-se a curva granulométrica da amostra, que relaciona o que fica retido (C_j) com o diâmetro dos peneiros (D_j). A partir dela, será possível extrair informação útil que permitirá retirar conclusões acerca de determinados parâmetros, tais como, os coeficiente de uniformidade e de curvatura, que ajudarão a atribuir a designação mais adequada ao solo que está a ser testado.



Figura 15- Representação de uma crivagem com série de peneiros (Sousa Coutinho, 1999)

A norma mais utilizada para reger a abertura de cada série de peneiros foi desenvolvida pela ASTM (American Society for Testing Materials), criada em 1898 e uma das maiores responsáveis pelo desenvolvimento de normas técnicas do mundo.



Tabela 5- Peneiros e aberturas (Norma ASTM)

Solo	Nº do Peneiro	Abertura (mm)
Cascalho	3"	75
	2"	50
	1.5"	37.5
	1"	25
	(3/4)"	19
	(3/8)"	9.5
	4	4.75
	10	2
Areia	20	0.85
	40	0.425
	60	0.250
	80	0.180
	140	0.106
	200	0.075

Antes de avançar é relevante ficar com uma visão global do aspecto que uma curva granulométrica pode ter, de modo a visualizar melhor o exposto anteriormente.

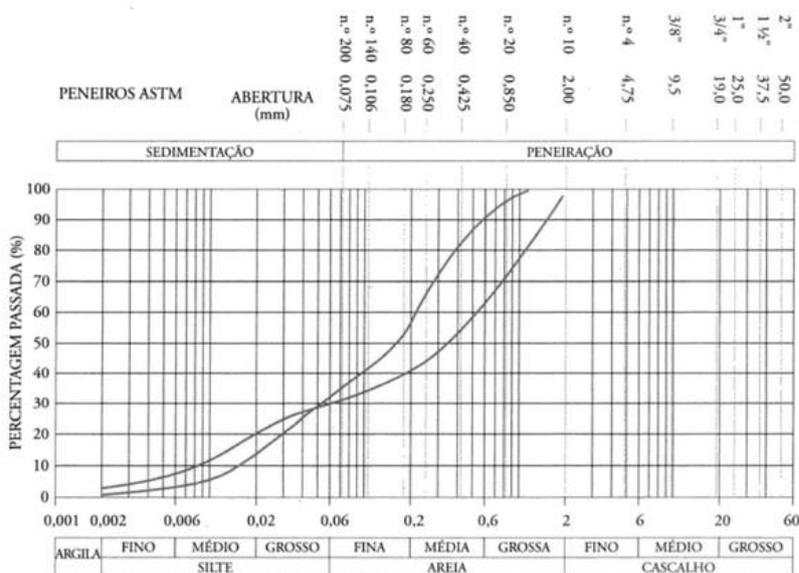


Figura 16- Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2012)



- **Coefficientes de Uniformidade e de Curvatura**

A obtenção da Curva Granulométrica permite determinar o Coeficiente de Uniformidade, C_u , do solo, bem como, o Coeficiente de Curvatura, C_c .

O **Coeficiente de Uniformidade** permite-nos determinar se o solo tem uma granulometria diversificada ou se é uniforme.

Este parâmetro é obtido através da fórmula:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Onde D_{10} representa o diâmetro dos peneiros que permitem passar 10% de solo (este é também designado por Diâmetro Efectivo) e, analogamente, D_{60} corresponde ao diâmetro que permite passar 60% de solo.

Quanto mais elevado for o resultado obtido pela fórmula anterior mais diversificada é a dimensão das partículas, ou seja, quanto maior for C_u melhor graduado é o solo. Se o quociente entre D_{60} e D_{10} for aproximadamente igual a 1 então o solo é uniforme (Matos Fernandes, 2012). Segundo a norma ASTM 2487 – 85, um solo diz-se bem graduado se C_u for maior do que 4 para os cascalhos e superior a 6 para as areias.

Quanto ao **Coeficiente de Curvatura**, este é dado pela fórmula:

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

Se o valor obtido estiver situado entre 1 e 3 o solo é bem graduado.

Veja-se de seguida a tabela classificativa onde se ilustra a norma ASTM D 2487 – 85. A mesma revela a classificação para os solos grossos e também para os solos finos.



Tabela 6- Classificação do solo segundo a norma ASTM (Adaptado de Matos Fernandes, 2012)

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório				Classificação do solo	
				Símbolo do Grupo	Nome do grupo
SOLOS GROSSOS Mais de 50% retido no peneiro nº 200	Cascalho Mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº 4	Cascalhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Cascalho bem graduado
		Menos de 5% de finos	$Cu < 4$ e/ou $Cc < 1$ e/ou $Cc > 3$	GP	Cascalho mal graduado
		Cascalhos com finos	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passada no peneiro nº 4	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Areia bem graduada
		Menos de 5% de finos	$Cu < 6$ e/ou $Cc < 1$ e/ou $Cc > 3$	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia Siltosa
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia Argilosa



Tabela 6- Classificação do solo segundo a norma ASTM (Adaptado de Matos Fernandes, 2012) (Continuação)

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório				Classificação do solo	
				Símbolo do Grupo	Nome do grupo
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº 200	Siltes e argilas $w_L < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta	CL	Argila magra
			$I_p < 4$ e situa-se abaixo da linha A	ML	Silte
		Orgânico	$\frac{WL(seco\ em\ estufa)}{WL(sem\ secagem)} < 0,75$	OL	Argila orgânica
					Silte orgânico
	Siltes e argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda
			I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico
		Orgânico	$\frac{WL(seco\ em\ estufa)}{WL(sem\ secagem)} < 0,75$	OH	Argila orgânica Silte orgânico
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

Na sequência das curvas granulométricas e da sua utilidade para classificação dos solos, veja-se um método que pode ser utilizado para obter a fracção argilosa.

As partículas da dimensão das argilas têm diâmetros equivalentes iguais ou inferiores a 2 μm e, para as obter, utiliza-se o método da sedimentação, regido pela Lei de Stokes.

Esta lei, descrita por vários autores, assume, segundo Plínio Tomaz (2013) que:



- Durante a queda (sedimentação), as partículas não interferem umas com as outras nem são influenciadas pelas paredes dos provetes;
- As partículas possuem forma esférica;
- A viscosidade do fluido (água) e a gravidade são conhecidas.

A Lei de Stokes permite determinar a velocidade de queda das esferas e portanto, de deposição. A mesma pode ser calculada através da fórmula:



Equação de Stokes

$$v = \frac{h}{t} = \frac{d^2 g (\rho_s - \rho_l)}{18\eta}$$

na qual:

v = velocidade de queda (m s^{-1})

h = distância percorrida pela partícula (m)

t = tempo (s)

d = diâmetro efetivo das partículas (m)

g = aceleração da gravidade ($9,81 \text{ N kg}^{-1}$)

η = viscosidade da água a 20°C ($10^{-3} \text{ N s m}^{-2}$)

ρ_s = densidade dos sólidos (kg m^{-3})

ρ_l = densidade do fluido (água) (10^3 kg m^{-3})

Figura 17- Sedimentação e Equação de Stokes (Alveirinho Dias, 2004)

4.1.2. Limites de consistência

Albert Mauritz Atterberg (1913) foi o criador do conceito de Limite de Consistência do solo. Os limites estabelecidos por Atterberg servem até hoje de referência nas áreas da geotecnia e da geologia e determinam a consistência de um solo mediante a quantidade de água contida no mesmo (Tracy Barnhart).

Em Portugal, a determinação dos limites de consistência utiliza a norma NP 143:1969.

Atendendo à quantidade de água que contém, um solo pode ser, quanto à sua consistência: líquido, plástico, semi-sólido ou sólido. Estes limites são particularmente relevantes nos solos argilosos, pois são estes que retêm maior quantidade de água.

Os limites definidos por Albert Atterberg denominam-se:



- Limite de Liquidez (w_L)
- Limite de Plasticidade (w_p)
- Limite de Retracção (w_s)

Para determinar o **Limite de Liquidez** é comum utilizar-se o método da Concha de Casagrande ou o método da Queda do Cone ou “Fall cone Test”. O primeiro consiste em colocar uma porção de amostra previamente saturada com água destilada na concha, homogeneizando a sua superfície e abrindo em seguida um sulco a meio da mesma. Posteriormente começa a dar-se “pancadas” elevando e deixando cair a concha de uma altura padronizada, com recurso a uma espécie de alavanca que incorpora o dispositivo. No final de cada ciclo de golpes, deve recolher-se uma porção de amostra da zona do sulco, pesá-la e colocá-la numa estufa de modo que, através do seu peso húmido e seco, possamos calcular o teor em água (R. Silva, 2013).

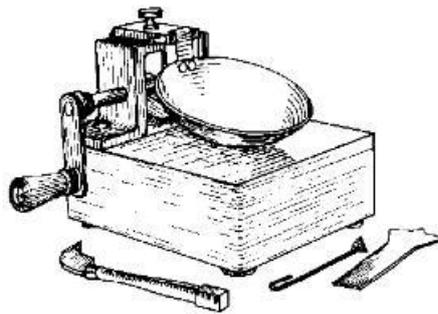


Figura 18- Concha de Casagrande

Segundo a norma portuguesa NP-143 (LNEC, 1969), o Limite de Liquidez é definido como o teor em água quando o sulco aberto no solo se fecha em pelo menos 1 cm, após 25 golpes. Para obter o seu valor é necessário efectuar um ensaio com 4 repetições, adicionando a cada repetição, uma nova medida de água destilada. Quando se termina o ensaio, pode traçar-se uma curva de fluxo, semelhante à da figura, e retirar dela o Limite de liquidez.

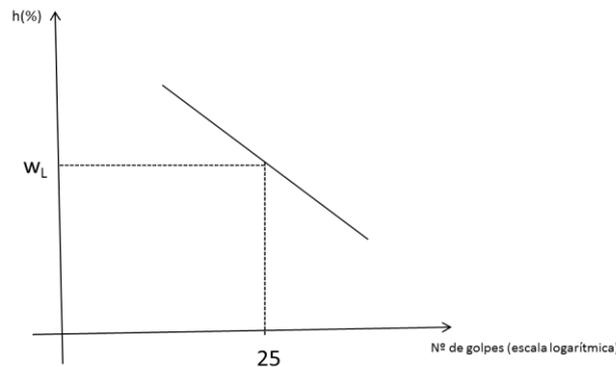


Figura 19- Curva de fluxo (ftp.cefetes.br)

$$w_L = H * \left(\frac{n}{25}\right)^{tg\beta}$$

Onde:

β é o declive da recta de fluxo e

n é o número de golpes ou pancadas para fechar a ranhura (n varia entre 10 e 40).

Para além do ensaio de Concha de Casagrande, pode ainda fazer-se o ensaio de Queda do Cone. Este ensaio proporciona uma razão mais linear entre o teor de humidade e a consistência do solo do que o primeiro.

Neste ensaio, toda a preparação é feita de igual modo ao descrito anteriormente, a diferença é que não colocamos a amostra numa concha mas sim num copo com medidas padronizadas. Preenchemos o copo até cima, homogeneizamos a superfície com uma espátula e, em seguida, depois de calibrar o dispositivo, accionamos o mesmo de modo que o cone penetre a amostra (a ponta do cone deve estar tangente à superfície da amostra quando se inicia o ensaio, para que apenas a penetração seja medida e não a altura da queda). É evidente que quando maior a penetração, menos sólida se encontra a amostra.



Figura 20- Dispositivo de Fall Cone Test (VJ Teck)

Quando se realiza este ensaio é possível determinar o Limite de Liquidez com base no teor em água, ou então, é possível obtê-lo através de um diagrama onde o eixo das abcissas representa a penetração e o das ordenadas o teor em água. O Limite de liquidez (w_L) é igual ao valor do teor em água para 20 mm de penetração (Matos Fernandes, 2012).

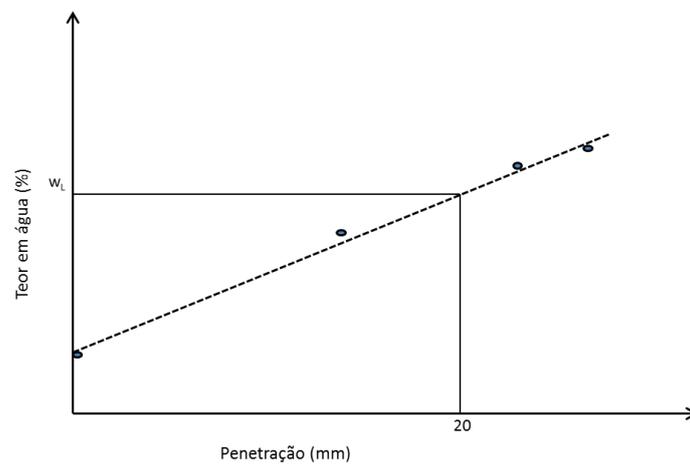


Figura 21- Recta de regressão linear para determinação de w_L



O **Limite de Plasticidade (w_p)** corresponde a um teor em água e pode determinar-se de diferentes formas, inclusive utilizando a recta de regressão do “fall cone test” (ilustrada pela figura anterior) mas o mais habitual é realizar o ensaio dos “rolinhos”.

Segundo a norma NP-143 (1969) este ensaio consiste em rolar a amostra entre um de vidro e a palma da mão até obter um filamento com cerca de 2 mm de diâmetro. Deve pesar-se o rolinho quando está húmido e depois de seco. Este procedimento repete-se quatro vezes e o Limite de plasticidade corresponderá à média aritmética entre os teores de humidade dos quatro rolinhos.

O teor em água pode determinar-se segundo a norma NP-84 (1965) através da fórmula:

$$w (\%) = \left(\frac{W_w}{W_s} \right) * 100\%$$

Onde W_w corresponde ao peso da água e W_s é o peso seco.

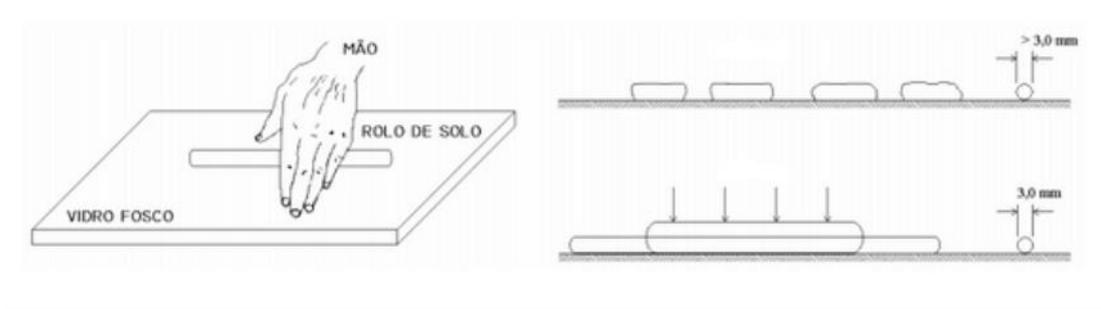


Figura 22- Ensaio para determinação do limite de plasticidade (ebah.com.br)

Por fim, resta referir o **Limite de Retracção (w_s)**. A retracção do solo está essencialmente relacionada com a quantidade de minerais de argila, uma vez que estes possuem a capacidade de retrair ou expandir consoante a variação do teor em água (Guilherme Ueda, 2010).

Este limite é dado pelo teor de humidade que corresponde ao que a amostra possui quando deixa de sofrer variação de volume. Mais uma vez, tem-se o cálculo de um teor em água, mas desta vez, relacionado com a variação de volume. Segundo a norma portuguesa deve realizar-se a média aritmética dos teores obtidos, tal como acontecia nos limites anteriores.

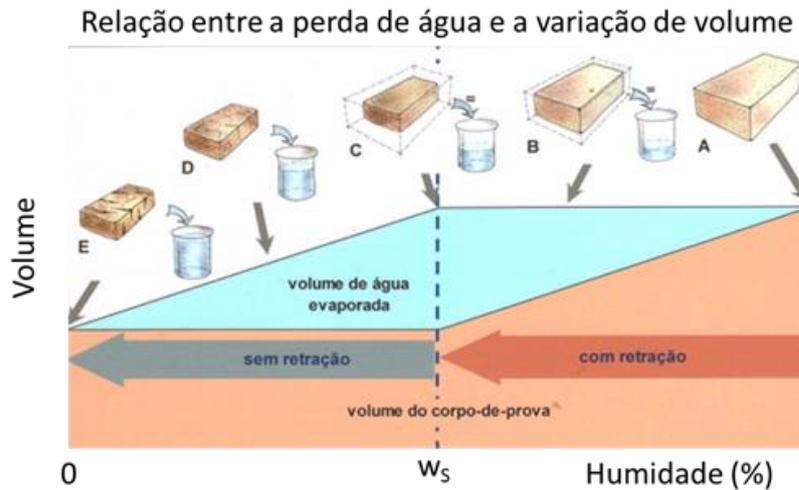


Figura 23- Diagrama ilustrativo da relação entre a perda de humidade, o volume da amostra e o Limite de Retracção (Proterra, 2005)

Para calcular o valor w_s pode aplicar-se a fórmula:

$$w_s = w_{in} - \Delta_w$$

Onde:

$$w_{in} = \frac{W_{in} - W_{fin}}{W_{fin}} * 100(\%)$$

$$\Delta_w = \frac{(V_{in} - V_{fin}) * \gamma_w}{W_{fin}} * 100(\%)$$

Ou seja:

$$w_s = \frac{W_{in} - W_{fin} - W_w}{W_{fin}}$$

Atendendo à relação estreita entre os limites referidos e a quantidade de material argiloso presente num solo, é oportuno referir o conceito de **Índice de Consistência** e também de **Liquidez**.

Segundo Matos Fernandes (2012), "A comparação do teor em água natural, w , de um dado solo argiloso com os limites de Atterberg fornece uma indicação aproximada da consistência do solo".



Assim, o Índice de Consistência (I_c) pode determinar-se através da fórmula:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} = \frac{w_L - w}{I_p}$$

Onde I_p corresponde ao **Índice de Plasticidade**, que é obtido à custa da diferença entre os Limites de Liquidez e de Plasticidade.

Segundo Jenkins, apud Caputo (1988) os solos podem classificar-se com base em I_p da seguinte forma:

Tabela 7- Classificação segundo os valores de I_p

Fracamente plásticos	$1 < I_p < 7$
Medianamente plásticos	$7 < I_p < 15$
Altamente plásticos	$I_p > 15$

Quanto à classificação de solos argilosos atendendo ao **Índice de Consistência**, veja-se a tabela:

Tabela 8- Classificação segundo I_c

Argila	I_c
Muito mole	0,0– 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	>1,00

Para concluir o assunto dos Limites de Consistência resta abordar o conceito de **Atividade das Argilas (A_t)**.

O referido parâmetro relaciona-se com o Índice de Plasticidade e com a percentagem de minerais de argila presentes. Na figura que se segue é possível ver o resultado de experiências realizadas por Skempton (1953), onde essa relação é estabelecida para solos naturais (imagem da esquerda) e para misturas de areia de quartzo com fracções puras de três tipos de argilas diferentes.

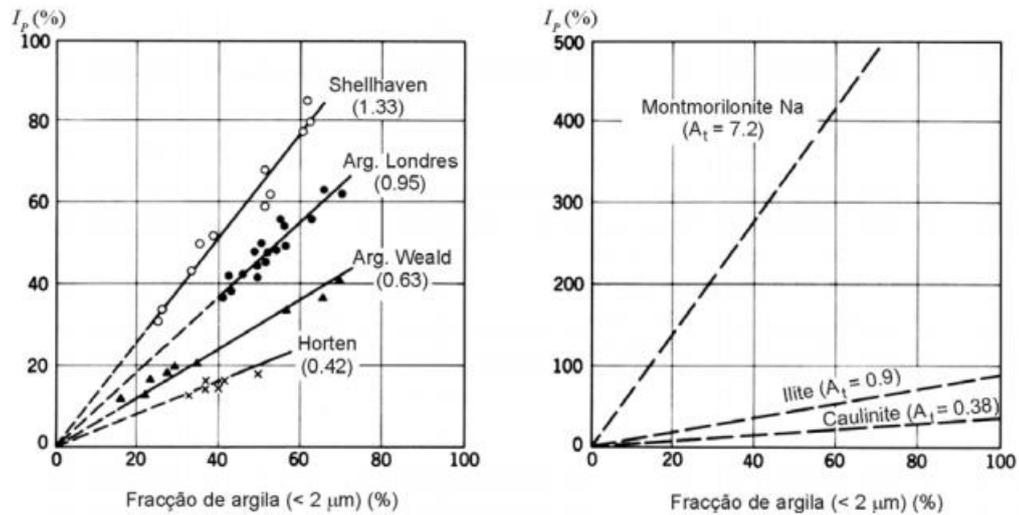


Figura 24- Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (Skempton, 1953)

O mesmo autor concluiu que existe uma razão mais ou menos constante entre I_p e a fracção de argila. A essa razão Skempton deu o nome Actividade da Argila.

Assim, tem-se:

$$A_t = \frac{I_p}{\% < 2\mu m}$$

A classificação segundo esta razão é apresentada na seguinte tabela:

Tabela 9- Classificação da actividade das argilas

Argila	A_t
Pouco Activa	<0,75
Normal	0,75 – 1,25
Muito Activa	>1,25



4.1.3. Índice de Vazios (e) e Porosidade (n)

O índice de vazios estabelece a razão entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas existentes num solo e, relaciona-se também, com a porosidade, uma vez que, quanto maior for o valor de “e” mais elevado será o valor de “n”.

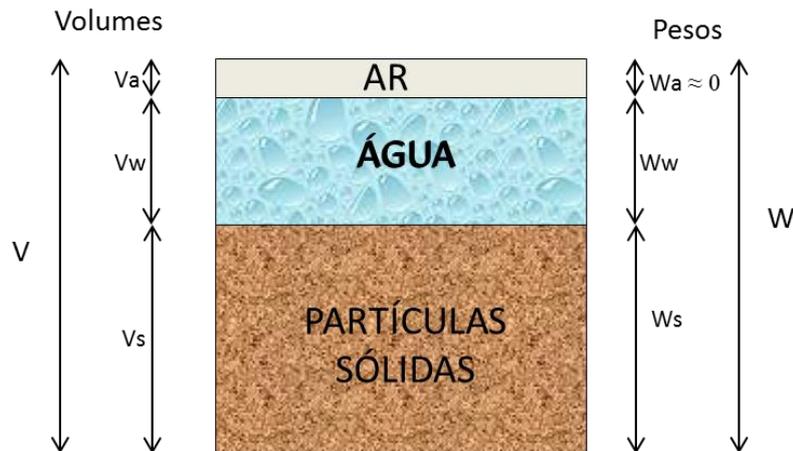


Figura 25- Esquema básico de um solo e das suas grandezas básicas (adaptado de Matos Fernandes, 2012)

Para calcular o valor de “e” utiliza-se a fórmula:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

E a porosidade é dada pela razão entre o volume de vazios e o volume total:

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Repare-se que o volume de vazios corresponde àquele que está ocupado por água e por ar.

A porosidade é um valor que deve ficar expresso em termos de percentagem.

Mesmo antes de calcular um valor para o índice de vazios, é possível inferir qualitativamente acerca dele através da análise da curva granulométrica e dos parâmetros retirados a partir dela. Se um solo possuir uma granulometria diversificada é provável que possua menos vazios do que se for uniforme.

Um solo *in situ* possui um índice de vazios que designamos por *natural*. Este depende da sedimentação e do histórico de tensões a que o solo foi sujeito. O índice de vazios natural tem um valor situado entre e_{\min} e e_{\max} .



Para determinar os índices de vazios máximo e mínimo utilizam-se as expressões:

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dmin}}{\gamma_{dmin}}$$

$$e_{min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dmax}}{\gamma_{dmax}}$$

Onde γ_s representa o peso volúmico das partículas sólidas e γ_{dmin} é o peso volúmico seco mínimo e, analogamente, γ_{dmax} corresponde ao peso volúmico seco máximo.

A importância dos valores, máximo e mínimo, costumam relacionar-se com outro aspecto importante, que é a **compacidade**. Este parâmetro é muito útil, pois permite prever se um solo irá sofrer grandes deformações volumétricas quando carregado (Matos Fernandes, 2012).

$$ID = \frac{e_{m\acute{a}x} - e}{e_{m\acute{a}x} - e_{min}} * 100 (\%)$$

Segundo a ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering), pode classificar-se uma areia quanto à sua compacidade, comparando os resultados obtidos com a tabela que se segue:

Tabela 10- Compacidade das areias

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

O índice de vazios é um parâmetro que varia de forma diferente nos solos arenosos e nas argilas. Nas últimas, este valor está muito relacionado com o teor em água, podendo mesmo dizer-se que é ele que controla o índice de vazios (Casagrande, 1948).



4.1.4. Densidade das Partículas Sólidas (Gs)

A densidade das partículas sólidas estabelece a relação entre a massa de uma amostra de solo e o volume ocupado pelas partículas sólidas (Reges Heinrichs, 2010). Esta propriedade é medida frequentemente em laboratório, para o cálculo da porosidade do solo (Gubiani, P.I., et al.).

Para determinar este parâmetro, pode seguir-se o procedimento que se segue descrito por Matos Fernandes (2012):

- a) Pesa-se um vaso de vidro graduado designado por picnómetro, cheio de água destilada;
- b) Determina-se o peso do anterior desta vez com amostra de solo contida no seu interior;
- c) Seca-se a amostra e determina-se o seu peso seco (desconta-se o peso do picnómetro que já é conhecido);
- d) Determina-se a diferença entre b) e o peso seco;
- e) Calcula-se a diferença entre os resultados a) e d) e obtém-se assim o peso da água de um volume igual ao volume das partículas sólidas;
- f) Faz-se a razão entre c) e e) e obtém-se assim o valor de Gs.

Assim:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Existem outros métodos para determinar este parâmetro, que poderão ser consultados na bibliografia, designadamente a norma portuguesa NP83-1965.

4.1.5. Peso Volúmico (γ)

A determinação do peso volúmico pode ser realizada com recurso a diferentes tipos de ensaio. Aqui será descrito um método laboratorial muito simples e directo.

Quando é possível, vai-se ao campo e obtém-se uma amostra indeformada com recurso a um amostrador de aço e parede fina. A mesma, pode ser colhida num furo de sondagem ou de forma directa no terreno. A amostra indeformada, protegida das perdas de água, é levada para



laboratório, onde se irá medir o peso do solo e a altura e diâmetro interior do amostrador, de forma a poder calcular o seu volume.

Assim, tem-se

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V}$$

Onde W_s e W_w correspondem, respectivamente ao peso das partículas sólidas e ao peso da água.

4.1.6. Obtenção de Parâmetros Geotécnicos

Para além da determinação de propriedades básicas, é possível executar outro tipo de ensaios laboratoriais de caris mais específico/geotécnico.

Veja-se a tabela seguinte, onde os mesmos se encontram sumarizados, bem como os parâmetros que se podem extrair com boa qualidade (1).

Tabela 11- Ensaios Laboratoriais e qualidade dos parâmetros (adaptado de Apontamentos de Prospecção Geológica e Geotécnica UA, Alunos (2003-2016))

Ensaios	Cu	Φ	OCR	G_0	Cc, C _R , m _v , a _v	C _v	k
Permeabilidade	-	-	-	-	-	-	1
Edométrico	-	-	1	-	1	1	1
Corte directo	1	1	-	-	-	-	-
Triaxial	1	1	-	1	-	-	-

- Cu – Coesão não drenada
- Φ – Ângulo de atrito
- OCR – Grau de sobreconsolidação
- G_0 – Módulo de distorção elástico
- C_v – Coeficiente de consolidação vertical
- k – Permeabilidade



- Cc e Cr- índices de compressão e recompressão
- a_v , m_v - coeficientes de compressibilidade e de compressibilidade volumétrica

Em termos da simplicidade de execução dos ensaios e tratamento de resultados, sumarizou-se a informação na tabela que se encontra a baixo.

Tabela 12- Ensaios, execução, aplicabilidade

	Edométrico	Corte Directo	Triaxial	Permeabilidade
Equipamento	Simple	Simple	Complexo	Simple
Excel	Simple	Simple	Complexo	Simple
Perfil Tipo	Descontínuo	Descontínuo	Descontínuo	Descontínuo
Interpretação	Teórica	Teórica	Teórica	Teórica
Tipo de Solo	Argila, Silte	Todos	Todos	Todos
Inf. Geotécnica	Magnitude e tempo de assentamento; Grau de sobreconsolidação	Resistências: Drenada e Não Drenada	Resistências: Drenada e Não Drenada; Deformabilidade	Coefficiente de permeabilidade

O ensaio edométrico e o ensaio de permeabilidade, serão encontrados mais adiante nesta tese, na sequência da compressibilidade das argilas e da água nos solos, respectivamente. Quanto aos restantes ensaios: Triaxial e Corte Directo veja-se a sua descrição.

4.1.6.1. Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial permite analisar as tensões em três direcções. Este, é o mais utilizado para determinar a resistência ao corte dos maciços terrosos (Matos Fernandes, 2012).

Neste ensaio, utiliza-se um provete de forma cilíndrica, o que faz com que se retire proveito da simetria radial do mesmo. Assim, o que se tem não é um carregamento em três direcções, mas sim um carregamento axial e uma pressão radial. O primeiro é exercido através de um êmbolo e a pressão radial realiza-se através de água.



À diferença entre as duas tensões principais (vertical e horizontal), dá-se o nome de **tensão distorcional ou desviatória**.

De um modo resumido, este ensaio consiste em três fases principais (ii, iii, iv):

- i. A amostra encontra-se no interior de uma câmara de ensaio e está envolta por uma membrana impermeável de borracha;
- ii. A câmara enche-se com água;
- iii. À água aplica-se uma pressão designada por pressão confinante. A mesma actua em todas as direcções o que faz com que o provete fique sujeito a um estado hidrostático de tensões (**fase de consolidação**);
- iv. Durante o carregamento triaxial irão ser medidas as deformações. As leituras são feitas através de um deflectómetro que se encontra ligado ao êmbolo que exerce a pressão na amostra (**fase de corte**).

O dispositivo utilizado para o ensaio consiste em vários componentes, sendo que da **célula triaxial** (onde é colocada a amostra que se pretende ensaiar) fazem parte:

- Câmara;
- Amostra cilíndrica;
- Membrana impermeável;
- Pedestal;
- Pedras porosas.

O esquema geral do dispositivo de ensaio encontra-se na figura que se segue.

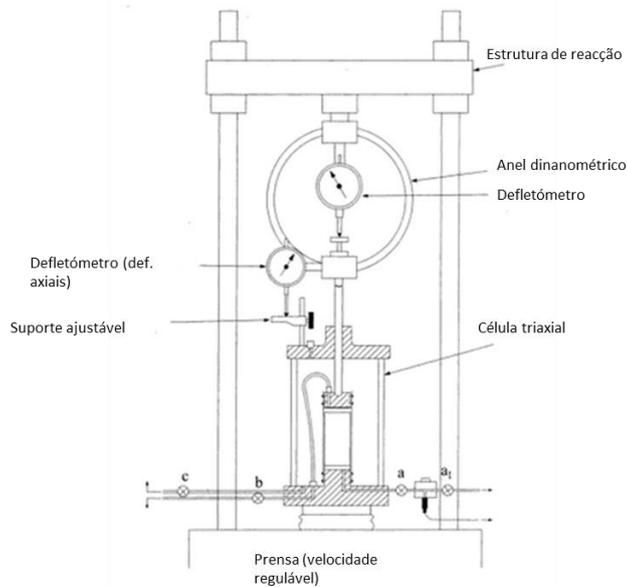


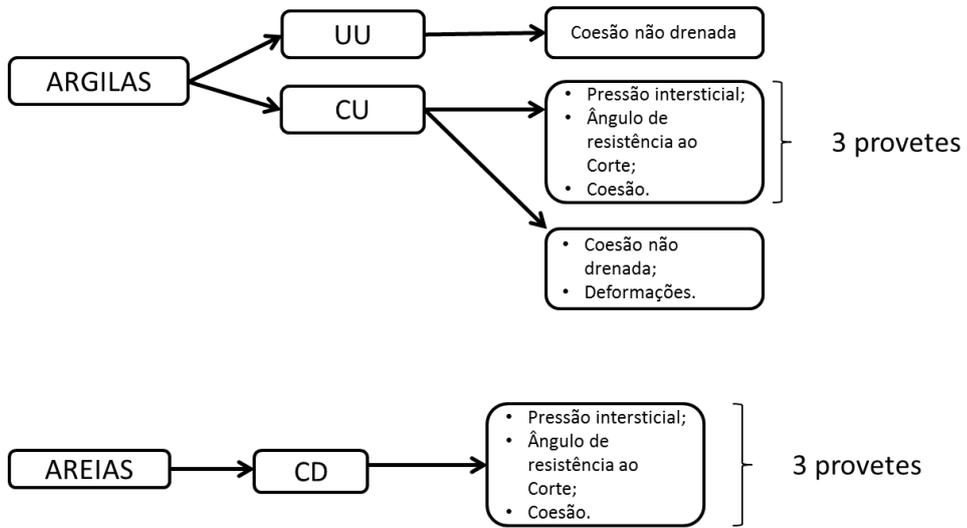
Figura 26- Esquema do dispositivo com célula triaxial (Adaptado de Matos Fernandes, 2012)

Este é um ensaio bastante versátil pois permite trabalhar em condições drenadas e não drenadas.

- **Ensaio não consolidado e não drenado UU (Norma- ASTM D 2850):** É aplicada uma tensão confinante e há um aumento da tensão axial. Durante o ensaio, é garantida a não variação do teor em água. Os resultados são obtidos em termos de tensões totais e a durabilidade do mesmo é curta.
- **Ensaio consolidado não drenado CU (Norma- ASTM D 4767):** Neste ensaio é permitida a saída da água durante a aplicação da tensão confinante. Desta forma é permitida a ocorrência de consolidação. Depois é aplicada a tensão desviatória (durante o chamado corte) e, desta vez, não é permitida a saída de água. Os resultados são conhecidos sob a forma de tensões totais e, caso se conheça a pressão intersticial durante o ensaio, pode também calcular-se a tensão efectiva.
- **Ensaio consolidado drenado CD (Norma- ASTM D 7181):** Nestas condições, o ensaio é realizado com a saída de água sempre possibilitada, quer na fase da aplicação da tensão confinante, quer na fase de corte. Os resultados são obtidos em termos de tensões efectivas.



Esquemáticamente o que se obtém a partir de cada tipo de ensaio é:



Veja-se a representação das grandezas retiradas dos diferentes tipos de ensaio

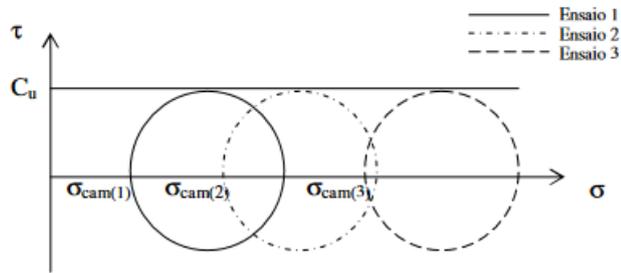


Figura 27- Ensaio UU, Critério de Tresca (fenix.tecnico.ulisboa)

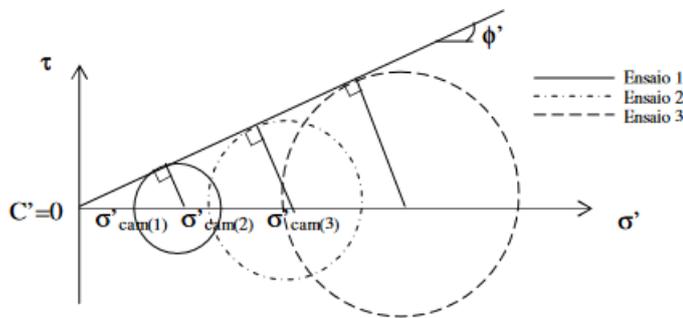


Figura 27.1- Ensaios CU e CD, Critério de Mohr-Coulomb (fenix.tecnico.ulisboa)



4.1.6.2. Corte Directo

O ensaio de Corte Directo é mais simples do que o Triaxial e, serve também para estudar a resistência mecânica do solo. Através deste ensaio é possível determinar a resistência ao corte, a coesão e o ângulo de atrito interno. Os resultados são obtidos em termos de tensões efectivas.

A realização do ensaio é regida pela norma ASTM D 3080-90 e executa-se da seguinte forma:

- i. Introdução de uma amostra numa caixa de corte;
- ii. A caixa de corte está dividida em duas metades (cortada na direcção horizontal);
- iii. De modo a evitar fricção e atrito entre as duas metades da caixa, estas são afastadas ligeiramente antes de iniciar o movimento;
- iv. É exercida uma força normal à caixa que se mantém constante;
- v. Impõem-se, à metade inferior do corpo de prova, uma força que provoca uma translação horizontal a uma velocidade constante (a metade de cima é mantida fixa);
- vi. A tensão tangencial, utilizada para mover o corpo, corresponde à divisão da força de reacção (reacção mobilizada) pela área da secção de corte.

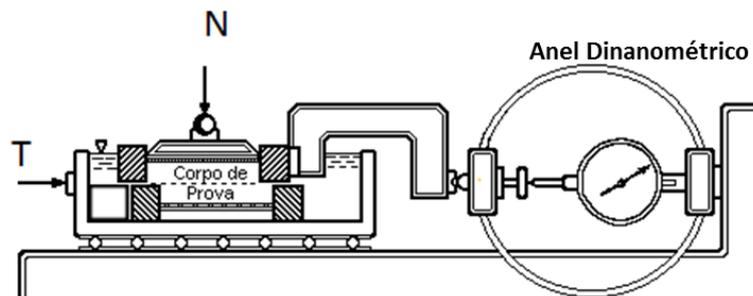


Figura 28- Esquema do ensaio de Corte Directo (Adaptado de geotecnia.ufba.br)

A simplicidade do ensaio trás algumas consequências/desvantagens:

- Este ensaio, como facilmente se entende, apenas consegue medir a tensão no plano de corte.



- As condições de drenagem na amostra não são controladas, como acontece com o ensaio triaxial.

Para ultrapassar o problema e tornar este ensaio num procedimento mais preciso, desenvolveu-se o **ensaio de corte directo simples (DSS)**. Este tenta aperfeiçoar o de corte directo e utiliza uma amostra cilíndrica em vez de quadrangular, envolvida por uma membrana flexível e impermeável e por anéis de aço, que impedirão a ocorrência de deformações laterais.

A membrana vai controlar as condições de drenagem, aproximando este ensaio, neste aspecto, do triaxial. Assim, após a preparação do provete, vem a fase de **saturação, consolidação** e de **corte**.

Fazendo a tensão de corte vs as tensões normais aplicadas, traça-se uma recta cuja ordenada na origem fornece a coesão efectiva (c') e o ângulo da mesma com a horizontal representa o ângulo de atrito. A tensão de corte pode ser determinada através da fórmula:

$$T = \frac{F}{A}$$

Onde F é a força de corte e A é a área da secção do provete.

4.2. Ensaio *in situ*

A realização de ensaios *in situ*, é prática recorrente em qualquer estudo geotécnico. Veja-se a descrição de ensaios executados, quer para obter características básicas (teor em água e peso volúmico), quer para fazer o estudo geotécnico mais pormenorizado (SPT e DPSH).

4.2.1. Determinação do Teor em Água

Vimos anteriormente que o teor em água pode ser determinado com recurso a fórmulas simples de cálculo, através da razão entre os pesos húmido e seco da amostra de solo. Esse método, é o método de secagem em estufa e já foi explicado de forma implícita anteriormente.

Vejam-se agora outros métodos, realizados *in situ*: um baseado na **radioactividade** e o outro designado por **speedy**.



O **Método Radioactivo** é utilizado “*in situ*”, para determinar o teor em água de camadas que acabaram de ser compactadas. Este método utiliza um equipamento, ilustrado pela figura, designado por gamadensímetro ou troxler e, consiste na emissão de neutrões a partir da superfície do solo (transmissão directa) ou a partir do seu interior (transmissão indirecta). O teor em água é dado pela intensidade da resposta do solo (Matos Fernandes, 2012).



Figura 29- Equipamento para emissão de neutrões no solo: transmissão directa e transmissão indirecta (Matos Fernandes, 2012)

O **Método Speedy** pode ser utilizado para medir o teor em água de solos soltos (que não possuam agregados ou fragmentos grandes de rocha) e é adequado quando se faz o controlo da compactação de solos.

Para realizar o ensaio é necessária uma balança de precisão e uma garrafa speedy como se ilustra na imagem. Este método consiste, em traços gerais, nos passos que vêm em seguida.

1. Colocar numa garrafa speedy, uma amostra de solo misturada com carboneto de cálcio
2. Libertar no interior da garrafa gás acetileno, para provocar um aumento de pressão;
3. A medida do teor em água corresponde à pressão mencionada anteriormente.



Figura 29.1- Kit speedy (fenix.tecnico.lisboa)



Dada a facilidade de transporte do equipamento, o ensaio pode ser realizado in situ, mas também em laboratório.

4.2.2. Determinação do peso volúmico

O peso volúmico pode ser determinado por diferentes métodos, entre os quais:

- Método Radioactivo
- Método da Garrafa de Areia

O primeiro, designado por **Método Radioactivo**, é um método nuclear semelhante ao que foi descrito anteriormente para medir o teor em água e utiliza o mesmo equipamento da figura 29. Este consiste em emitir raios gama para o solo, com energia conhecida, contando-se em seguida os raios que chegam ao receptor sem perda energética. A quantidade de raios gama por unidade de tempo é inversamente proporcional ao peso volúmico do solo que os mesmos atravessam. A medição dura cerca de um minuto e tem um alcance, em profundidade, de 30 cm. Deve ter-se em atenção, a calibração do aparelho para o tipo de solo que está a ser ensaiado.

O **Método da Garrafa de Areia** consiste em determinar o volume de uma cavidade aberta no solo. É com base na razão entre peso do solo retirado e o teor em água que é possível calcular a densidade. As especificações do ensaio estão descritas pelo LNEC E-204.



Figura 30- Equipamento para realizar o ensaio da garrafa de areia (A. Santos, 2008)



4.2.3. Ensaios de Caracterização Geotécnica

A caracterização geotécnica de um maciço, pretende estudar quais as características físicas e mecânicas do mesmo.

- A partir dos ensaios estáticos, as propriedades são “lidas” tendo por base as relações obtidas entre tensões e deformações.
- Com os ensaios dinâmicos, as propriedades são obtidas a partir da resposta do maciço à penetração dinâmica.

Para fazer uma abordagem genérica dos diferentes tipos de ensaio que se podem executar, veja-se a lista que se segue:

- DMT (Dilatometric Marchetti Test)
- SCPTU (Sismic Cone Penetration Test)
- FVT (Field Vane Test)
- PMT (Pressuremeter Ménard Test)
- PLT (Plate Load Test)
- DPSH (Dynamic Penetration Super Heavy)
- SPT (Standard Penetration Test)

Quanto à aplicabilidade dos referidos ensaios, veja-se a tabela:



Tabela 13- Aplicação dos ensaios Geotécnicos (Alunos de Prospecção Geológica e Geotécnica, 2003-2016)

	SPT/DP₅	PLT	FVT	SCPTU	PMT	DMT
Equipamento	Simple e Robusto	Simple e Robusto	Simple e Robusto	Complexo e robusto	Complexo e sensível	Simple e Robusto
Execução	Simple	Simple	Simple	Simple	Complexo	Simple
Perfil tipo	Descontínua/ Contínua	Descontínua	Descontínua	Contínua	Descontínua	Contínua
Interpretação	Empírica	Teórica	Teórica	Teórica Empírica	Teórica Empírica	Teórica Empírica
Tipo de solo	Todos os tipos	Aterros e solos acima do nível freático	Argilas moles	Argilas muito moles a duras; areias muita soltas a medianas	Todos os Tipos	Argilas muito moles a duras; Areias muito soltas a medianas
Informação Geotécnica	Resistência	Módulo de deformabilidade	Resistência não drenada	História e estado de tensão, resistência, deformabilidade, parâmetros de fluxo	Resistência e deformabilidade	Histórico de tensões, resistência, deformabilidade, parâmetros de fluxo

Uma vez que, todos os ensaios oferecem algumas lacunas, é frequente combiná-los para que a informação se complemente. A escolha dessas combinações relaciona-se quer com o tipo de solo, quer com a intervenção que se pretende executar.

Para o caso de estudo do Kyebando, que virá adiante nesta tese, foram combinados os ensaios SPT e DPSH. Estes dois utilizam-se frequentemente em simultâneo. O modo de execução dos mesmos é parecido e é fácil relacionar os resultados obtidos pelos dois ensaios.



4.2.3.1. Ensaio SPT

O ensaio SPT ou ensaio de penetração padrão, é realizado na base de um furo de sondagem e, consiste na cravação de um amostrador de energia e dimensões normalizadas: martelo com uma massa de 63,5 kg e altura de queda de 760 mm.

Este ensaio é o mais utilizado no mundo, não só pela simplicidade de execução e de leitura, como também porque é possível amostrar em simultâneo.

Através deste teste, utilizado sobretudo na determinação das propriedades mecânicas dos solos arenosos e para recolha de amostras, pode fazer-se um estudo adequado acerca das condições do terreno quanto à compacidade (no caso das areias) ou consistência (no caso das argilas).

Quanto às normas de utilização, existem várias, sendo que as mais utilizadas são a ASTM D 1586-84 e a International Reference Test Procedure IRTP/ISSMFE. A norma europeia que rege este ensaio é a EN ISO 22476-3:2005.

→ Equipamento

- **Amostrador:** Elemento constituído por uma cabeça, uma parte central e uma boca. O seu comprimento nunca deve ser inferior a 450 mm. Na ponta copula-se um anel cortante, biselado, para facilitar a cravação. No extremo oposto “é roscada uma peça, dotada de uma válvula de esfera anti-retorno e de orifícios laterais para purga do ar e da água durante a cravação, que faz a ligação ao trem de varas” (Matos Fernandes, 2011). Cada vez que se colhe uma amostra, abre-se o amostrador em duas meias canas, o que permite fazer uma análise visual do material que está a ser atravessado. Só os últimos 30 cm de amostra contida no amostrador são levadas para laboratório, para fazer uma análise estratigráfica.



Figura 31- Amostrador aberto em duas meias canas (geo.web.ua)

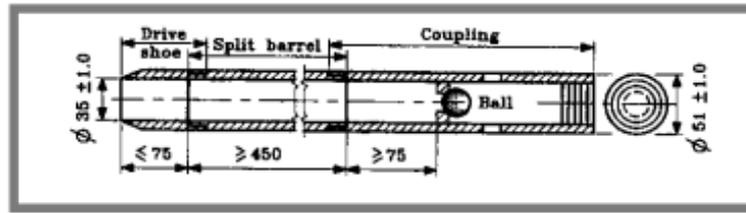


Figura 31.1.- Pormenor do amostrador

- **Varas:** As varas, ligadas ao amostrador, possuem um diâmetro que varia entre os 40 e os 60 mm. Na vara superior é fixado um batente. Este receberá a queda do martelo.
- **Dispositivo de queda:** Este é um conjunto constituído pelo batente de aço, referido anteriormente, por um martelo ou pilão de massa conhecida (63.5 ± 0.5 kg) e por um sistema de elevação. O último, leva o martelo até uma altura de 760 ± 10 mm, que é largado em queda livre.

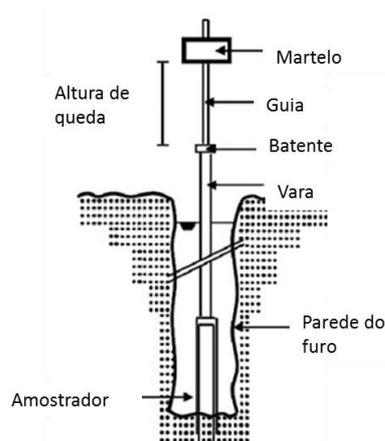


Figura 32- Ensaio SPT esquematizado (Adaptado de geo.web.ua)

→ Fases do Ensaio

1ª Fase: Contabiliza-se o número de golpes necessários para penetrar 15 cm no terreno. Este valor, é considerado um valor meramente indicativo, uma vez que os primeiros centímetros ficam sempre afectados pelos factores externos, como o manuseamento de equipamentos à superfície.



2ª Fase: Esta fase está dividida em duas. Nesta, vamos cravar o amostrador mais 30 cm (15 cm + 15 cm), contabilizando o número de golpes dos primeiros 15 cm e, sequencialmente, dos 15 cm seguintes. O número de pancadas necessários à penetração dos 30 cm, ou seja, a soma das subfases, fornece um valor N, que é o resultado do ensaio.

De acordo com a norma ISO 22476-3;EC-7 Part 3 o ensaio termina quando:

- Não se consegue cravar (numa das fases) 15 cm após 50 pancadas (Solos)
- Não se consegue cravar (numa das fases) 15 cm ao fim 100 pancadas (Rochas brandas)

A norma ASTM D1586-84 sugere que se termine o ensaio quando:

- O número de pancadas necessárias para cravar 15 cm (numa das fases) é superior a 60;
- O valor de 100 pancadas é ultrapassado ao somar as duas fases do ensaio;
- Quando ao dar 10 pancadas consecutivas não se consegue penetrar o solo.

→ Factores de Correção

Os resultados obtidos no ensaio SPT são designados por valores N_{SPT} . Os mesmos, são convertidos em valores de N. Para argilas, a conversão é feita para valores de N_{60} e, para solos granulares, a conversão é para $N_{1(60)}$.

Veja-se a equação que se segue, para a conversão, no caso das argilas:

$$N_{60} = C_E \times C_R \times C_B \times C_s \times N_{SPT}$$

Na fórmula indicada, integram factores correctivos relacionados com o equipamento utilizado durante o ensaio, bem como o valor N_{SPT} obtido na realização do ensaio.

- **Energia transmitida às varas (C_E):**

$$C_E = ER_r/60$$

Onde



$$E_{Rr} = \left(\frac{E_R}{E_P} \right) * 100$$

ERr- Rácio de energia transmitida às varas (60%)

ER- Energia que é de facto transmitida às varas

EP- Energia potencial do pilão (63.5 kg x 0.76m)

Tabela 14- Factor correctivo para o comprimento das varas (Skempton, 1986)

Comprimento das varas (m)	Coefficiente correctivo, C_B
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
3-4	0.75

Tabela 15- Factor de correcção para o diâmetro do furo (Skempton, 1986)

Diâmetro do furo (mm)	Coefficiente correctivo, C_R
65-115	1.0
150	1.05
200	1.15

Tabela 16- Factor correctivo para os amostradores (Skempton, 1986)

Amostrador, C_S	
Bipartido	1.0
Inteiro	1.2

Veja-se a equação que se segue para a conversão no caso dos solos granulares:

$$(N_1)_{60} = \frac{C_N}{N_{60}}$$

Sendo que C_N corresponde ao efeito da pressão vertical devido à sobrecarga do solo em areias:

$$C_N = \left(\frac{\rho_a}{s'_{v0}} \right)^{0.5}$$



Onde:

- ρ_a é a pressão atmosférica (100 kPa)
- S'_{v0} corresponde à tensão efectiva, à profundidade em que o valor N_{60} foi obtido

De modo a relacionar os valores obtidos através da aplicação das fórmulas anteriores, com parâmetros do solo, vejam-se as seguintes tabelas:

Tabela 17- Relação entre $(N_1)_{60}$ e a compactidade das areias (Matos Fernandes, 2012)

$(N_1)_{60}$	0-3	3-8	8-25	25-42	>42
I_D (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Compactidade	Muito solta	Solta	Medianamente compacta	Compacta ou densa	Muito compacta ou muito densa

Tabela 18- Correlação entre N_{60} e a consistência das argilas (Matos Fernandes, 2012)

N_{60}	0-4	4-8	8-15	15-30	30-60	>60
Consistência	Muito mole	Mole	Firme	Rija	Muito Rija	Dura

A partir do ensaio SPT e dos valores obtidos, é possível ainda estabelecer correlações entre a compactidade das areias com o ângulo de resistência ao corte.



Tabela 19- Correlação entre o índice de compactidade (I_D) e o ângulo de resistência ao corte (Φ') de areias de quartzo

I_D (%)	Φ' ($^\circ$), Areias finas		Φ' ($^\circ$), Areias médias		Φ' ($^\circ$), Areias grossas	
	Uniformes	Bem graduadas	Uniformes	Bem graduadas	Uniformes	Bem graduadas
40	34	36	36	38	38	41
60	36	38	38	41	41	43
80	39	41	41	43	43	44
100	42	43	43	44	44	46

Para além da correlação anterior, é ainda possível, segundo Peck, estabelecer uma relação empírica entre os valores de N_{SPT} e a coesão não-drenada para **solos argilosos e silto-argilosos**:

Resistência à compressão simples:

$$q_u = k_{NSPT}$$

Onde $k=13$ para 60% de energia.

A **coesão não drenada** é dada por:

$$c_u = \frac{q_u}{2}$$

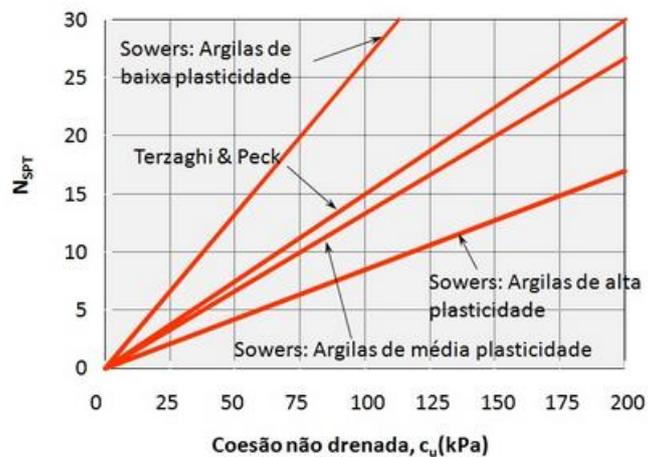


Figura 33- Coesão não drenada vs N_{SPT} (NAVFAC Design Manual, 1982)



Tabela 20- Relação entre o resultado do ensaio SPT, coesão não drenada e resistência à compressão simples (geo.web.ua)

N	C_u (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)
0-2	<0.125	>0.25
2-4	0.125-0.25	0.25-0.50
4-8	0.25-0.50	0.50-1.0
8-15	0.50-1.0	1.0-2.0
15-30	1.0-2.0	2.0-4.0
>30	>2.0	>4.0

Para **solos siltosos** e para **solos arenosos**, os ângulos de resistência ao corte/ atrito (Φ) são deduzidos através da correcção empírica apresentada na figura que se segue.

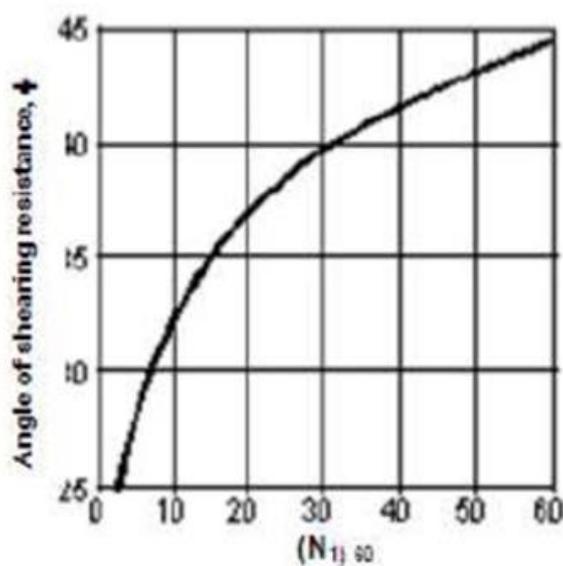


Figura 34- Correlação entre os resultados do ensaio SPT e o ângulo de atrito (Décourt, 1989)

O ângulo de atrito pode ainda ser obtido de diferentes formas, também a partir das equações:

$$\text{Godoy (1983): } \phi' = 28^\circ + 0,4N \quad \text{Teixeira (1996): } \phi' = \sqrt{20N} + 15$$

Onde N representa o número de golpes ou pancadas.



O ensaio SPT requer vários cuidados antes e durante a sua execução, uma vez que se trabalha sobre o terreno natural e não num ambiente controlado como acontece num laboratório. Assim, é necessário ter em atenção os seguintes factores (Kulhawy & Mayne, 1990):

- Limpeza do furo
- Instabilidade do fundo do furo devido ao nível da água
- Variações energéticas relacionadas com a altura de queda ou com a queda do martelo (pilão)
- Ensaio realizado sobre solo previamente consolidado pelo Homem
- Imprecisão na leitura do número de pancadas
- Utilização de amostradores fora das normas utilizadas
- Solos soltos ou com muito cascalho
- Flexibilidade das varas

4.2.3.2. Ensaio DPSH

O ensaio DPSH, é um ensaio com penetrómetro dinâmico e, tem um modo de execução muito semelhante ao ensaio SPT, não necessitando contudo da execução de um furo de sondagem. Este, representa apenas uma das quatro variedades possíveis deste ensaio e, a principal diferença entre eles, é a massa do pilão.

Tabela 21- Tipos de penetrómetros dinâmicos (DPs) (Matos Fernandes, 2012)

Tipo	Sigla	M, Massa do martelo (kg)
Leve	DPL	$M \leq 10$
Médio	DPM	10-40
Pesado	DPH	40-60
Super pesado	DPSH	$M > 60$

O DPSH pode realizar-se segundo a Norma EN ISO 22476-2:2002 (E) e consiste em cravar uma ponteira normalizada no maciço. A cravação tem por objectivo determinar qual a resistência dinâmica do solo bem como qual a tensão admissível pelo mesmo.



Contudo, deve saber-se que este ensaio é utilizado em simultâneo com outros, nomeadamente com o ensaio SPT, uma vez que não foram ainda estabelecidas formas de correlacionar os resultados obtidos pelo ensaio, com propriedades do solo.

O equipamento de cravação utilizado neste ensaio, consiste numa ponta metálica, de formato cónico, unida a um trem de varas. Tal como no caso anterior, existe um martelo ou pilão de massa padronizada e um batente que recebe o embate durante o ensaio. As varas possuem um diâmetro inferior ao da ponteira para que, em teoria, a resistência oferecida pelo terreno à penetração, seja uma reacção apenas à superfície cónica. As varas e ponteiras podem ter diferentes dimensões assim como o martelo e o batente podem possuir massas diferentes:

- Massa do martelo: $63,5 \pm 0,5$ (kg)
- Comprimento das varas: 1 – 2 (m)
- Diâmetro das varas: $32 \pm 0,3$ (mm)
- Diâmetro do cone: $51,0 \pm 0,5$ (mm)
- Área da secção: 20 (cm²)
- Massa do batente e guia: 30 (kg)

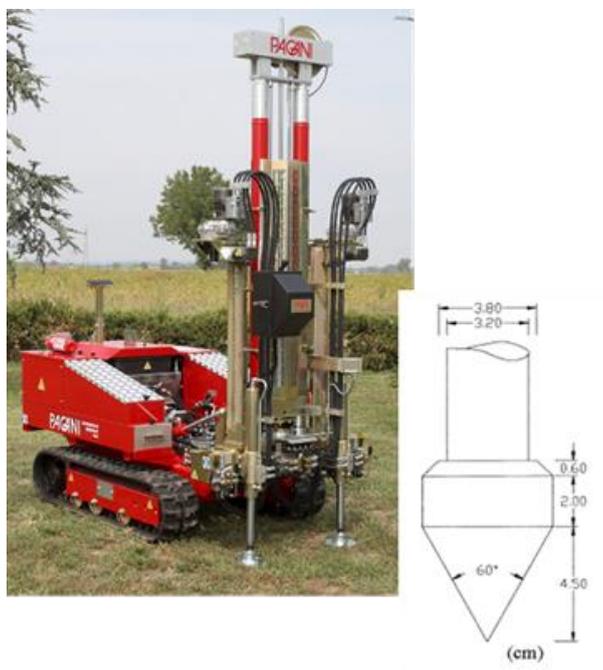


Figura 35- Exemplo de equipamento utilizado no ensaio de DPSH (versalengenharia)



A cravação é feita de modo análogo ao SPT. Faz-se penetrar no solo a ponteira normalizada, até uma profundidade de 20 cm. Deve anotar-se o número de golpes necessários (N_{20}). Esse valor é depois correlacionado com a resistência dinâmica do solo, através da conversão do N_{20} em valores N_{SPT} .

Essa conversão pode ser feita por aplicação directa da fórmula:

$$N_{SPT} = 1,5 N_{20} \text{ (DPSH)}$$

Nesta fórmula a multiplica-se o valor correspondente a N_{20} por 1,5.

Isto acontece porque o N_{SPT} corresponde ao somatório das pancadas para penetrar **30 centímetros no solo** (2ª fase do ensaio) e, **se dividirmos 30 (cm) por 1,5 obtemos 20 (cm)**, que é a profundidade de penetração alcançada no DPSH. Ou seja, o número de pancadas no DPSH equivale, em valores obtidos no SPT a 1,5 do N_{20} .

É evidente que esta relação não é absolutamente verdadeira, embora seja utilizada para tentar fazer a conversão dos valores. Isto porque as condições de realização do ensaio DPSH, variam em vários aspectos do ensaio SPT. Contudo, feita a conversão dos valores, podem utilizar-se as tabelas expostas a propósito do ensaio SPT.

O pilão cai de uma altura de 75 cm e o número de pancadas varia entre 1 e 100. Se o número de golpes exceder 100, o ensaio dá-se por concluído.

Tal como acontecia no ensaio SPT, deve-se ter em conta a variação energética durante o ensaio. No caso do DPSH, a energia específica por golpe é dada pela expressão:

$$E_{s, DP} = \frac{MgH}{S}$$

Onde MgH representa a energia cinética do martelo de massa M que cai de uma altura H e S corresponde à área da secção da ponta.

A cravação, contrariamente ao que acontece com o ensaio SPT, não é simultânea com a amostragem, ou seja, para saber o que é que se passa em profundidade, é necessário conciliar este ensaio com outros ensaios *in situ* e com sondagens (Matos Fernandes, 2011).

Em jeito de conclusão, pode referir-se que a maior dificuldade dos ensaios SPT e DPSH é medir deformações.



Para finalizar este capítulo, é relevante ficar com uma ideia global acerca das vantagens e desvantagens dos ensaios laboratoriais e dos ensaios realizados no campo.

Veja-se a tabela seguinte, adaptada dos apontamentos de Prospecção Geológica e Geotécnica (alunos UA, 2003-2016).

Tabela 22- Ensaios laboratoriais vs. Ensaios in situ

Ensaios	Vantagens	Limitações
Laboratoriais	<ul style="list-style-type: none">- Condições de drenagem e de fronteira bem definidas.- Trajectórias de tensões pré-seleccionadas.- Relacionar os resultados com reacções no campo.	<ul style="list-style-type: none">- Amostras representativas.- Morosidade dos ensaios.- Alguns ensaios de elevado custo económico.- Informação descontínua.
<i>In Situ</i>	<ul style="list-style-type: none">- Rapidez dos ensaios.- Aproveitamento de furos de sondagem.- Informação contínua.- Solo nas suas condições naturais.- Volume de solo representativo.	<ul style="list-style-type: none">- Condições de drenagem, estado de tensão e de estado de deformação mal definidos.



5. Água nos Solos

A água é um elemento incompressível e não possui qualquer resistência ao cisalhamento. Tal facto, faz com que ela se infiltre facilmente quando sujeita a forças, em poros ou fissuras, exercendo sobre as rochas enormes pressões que podem inclusive levar ao colapso de maciços (M. Marangon).

No caso de estudo desta tese, a água tem um papel fundamental. A consolidação de estratos de argila ocorre precisamente por expulsão da água e conseqüente rearranjo das partículas. Assim, um bom sistema de drenagem do terreno é fundamental.

Um dos aspectos que mais influencia o comportamento e fluxo da água num solo, é a permeabilidade do mesmo. Assim, neste capítulo, esse será um parâmetro estudado com alguma profundidade.

5.1. Lei de Darcy

Segundo M. Marangon, a explicação do fluxo de água no solo está assente em:

- Conservação da energia (Bernoulli);
- Permeabilidade dos solos (**Lei de Darcy**);
- Conservação da massa.

Apesar da aparente complexidade, é pela lei estabelecida por Darcy, que será apresentado o estudo acerca do movimento da água no solo.

Darcy (1856), determinou através de ensaios experimentais, que o caudal que atravessa um meio poroso, é directamente proporcional à diferença de carga hidráulica e à área da secção atravessada e, inversamente proporcional à distância percorrida pelo fluido (M. Matta).

Para melhor compreender esta lei, veja-se a figura que se segue, onde se ilustra o chamado Aparelho de Darcy.

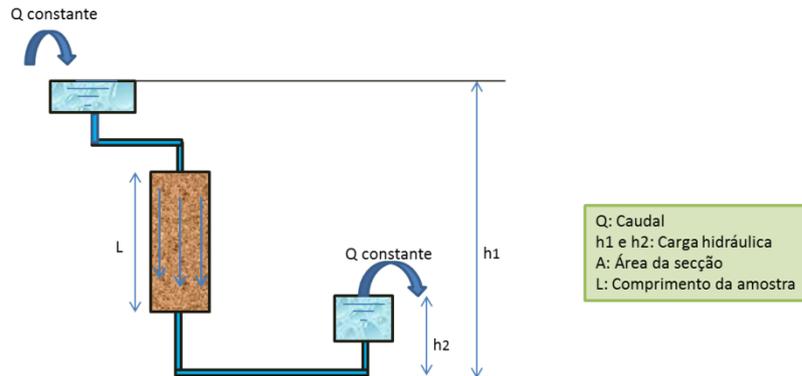


Figura 36- Representação esquemática do Aparelho de Darcy (adaptado de slideshare.net)

Segundo Darcy, poderá dizer-se que o caudal que atravessa o solo é dado pela expressão:

$$Q = k * \frac{h1 - h2}{L} * A$$

Como: $\Delta h = h1 - h2$ e $i = \frac{\Delta h}{L}$ é o gradiente hidráulico

Então:

$$Q = kiA$$

Sendo k o **coeficiente de permeabilidade** do solo.

Exposto isto podemos ainda dizer que:

$$\frac{Q}{A} = ki = v$$

Esta velocidade, é a chamada **velocidade de descarga** e não corresponde a uma velocidade real. A **velocidade real da água no solo** é dada pela expressão:

$$v_{real} = \frac{v}{n}$$

Ou seja, é a velocidade de descarga dividida pela porosidade do meio.

A porosidade do meio, é um dos factores que mais influenciam a permeabilidade e, o **coeficiente de permeabilidade**, é um parâmetro decisivo na determinação do caudal da água num solo poroso ou na determinação da velocidade da mesma. Para alguns autores **k** designa-se por



condutividade hidráulica, o que na minha opinião faz todo o sentido, uma vez que quanto maior for este parâmetro, maior a capacidade que o solo possui de conduzir a água.

A proporcionalidade entre i e k já havia sido verificada por Reynolds e, é aplicável para regimes de escoamento laminar, ou seja, o movimento das partículas faz-se em trajectórias bem definidas e não turbulentas.

É possível verificar que o Aparelho de Darcy entra em linha de conta com a **carga hidráulica**. Para Darcy, a determinação deste parâmetro, pode ser executada utilizando os valores da altura piezométrica e da cota geométrica do terreno, através da expressão:

$$h = z + h_w$$

Onde: z é a cota geométrica e h_w é a altura piezométrica.

Para além de Darcy, também Bernoulli já tinha formulado uma equação que permitia o cálculo da **carga total do fluido num ponto**:

$$h_{total} = z + \left(\frac{u}{\gamma_a}\right) + \left(\frac{v^2}{2g}\right)$$

Onde:

h_{total} : energia total do fluido

z : diferença entre o ponto considerado e a altura de referência

u : pressão neutra

v : velocidade da partícula de água

g : aceleração da gravidade

γ_a : peso volúmico da água

Vulgarmente, quando se utiliza esta fórmula, despreza-se a última parcela da equação, que se relaciona com a energia cinética.



5.2. Permeabilidade

A **permeabilidade** é uma característica muito relevante quando estudamos um solo de origem sedimentar, já que esta afecta a forma como a água se comporta no interior do mesmo.

Poderá dizer-se, que a permeabilidade é a capacidade que o solo possui de transmitir um fluido através dos seus vazios. O **Coefficiente de Permeabilidade (k)** é uma medida da velocidade com que essa transmissão se faz, ou seja, vai-se avaliar a permeabilidade de um solo, recorrendo ao valor de k . Este pode definir-se como o *“caudal que atravessa a unidade de área do solo sob acção de um gradiente hidráulico.”* (Nunes da Costa, 2007)

Factores naturais que influenciam a permeabilidade de um solo:

Um dos factores é a viscosidade do fluido em movimento. Quanto menos viscoso for, maior será a facilidade que este possui em percorrer o solo. A viscosidade de um líquido é, por sua vez, influenciada pela temperatura a que este se encontra.

$$\eta = \frac{0.0178}{1 + 0.033T + 0.0002T^2}$$

A fórmula indicada acima serve para determinar a viscosidade de um fluido a uma temperatura de 20° C e foi proposta por Helmholtz.

O índice de vazios (e) também tem obviamente influência já que quanto maior for “ e ” maior o volume de vazios e maior será k .

Para além dos parâmetros já referidos, também a estratificação tem influência na permeabilidade do solo, já que k possui valores diferentes para a direcção horizontal e para a vertical.

Existem alguns valores tabelados que atribuem valores a k para diferentes tipos de solo. Estes valores foram adquiridos por aplicação da Lei de Darcy.



Tabela 23- Valores típicos do coeficiente de permeabilidade de solos de origem sedimentar (Matos Fernandes, 2012)

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$>10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

Tabela 24- Classificação dos solos quanto à permeabilidade (Matos Fernandes, 2012)

Grau de permeabilidade	k (m/s)
Alto	$>10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito baixo	10^{-7} a 10^{-10}
Praticamente impermeável	$<10^{-9}$

Para calcular valores para k , podem utilizar-se fórmulas que relacionam este coeficiente com outros parâmetros do solo. Essas fórmulas foram propostas por autores diferentes em alturas distintas.

- Hazen: $k (ms^{-1}) = C * (D_{10})^2$ onde C é um parâmetro da ordem de 10000 e D_{10} é o diâmetro efectivo do solo (Recorre-se à curva granulométrica).
- Konezy-Carman: $k(ms^{-1}) = 2 * \frac{10^6 \left(\frac{1}{S_0}\right)^2 e}{1+e}$ onde S_0 representa a superfície exterior das partículas e “e” é o índice de vazios. S_0 tem uma fórmula de cálculo que pode ser consultada na bibliografia.



Para finalizar o assunto da permeabilidade e, mais ainda, do Coeficiente de Permeabilidade, vale a pena referir que existem métodos laboratoriais e *in situ*, para avaliar esta característica.

- a) No **laboratório** é possível relacionar k com o diâmetro efectiva das partículas do solo e aplicar a fórmula de Hazen referida anteriormente e, pode-se também recorrer a permeâmetros que medem a condutividade hidráulica. Estes dispositivos podem ser de nível constante (indicados para solos arenosos) ou de nível variável (indicados para solos argilosos).

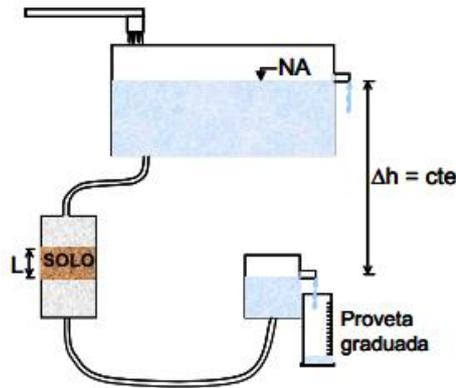


Figura 37- Regime constante (Cavalcante e Casagrande, 2006)

$$v = ki$$

$$Q = kiA \quad \longrightarrow \quad = k \left(\frac{\Delta h}{L} \right) At \quad \longrightarrow \quad k = \frac{VL}{\Delta h At} \quad (\text{cm/s})$$

$$V = kiAt$$

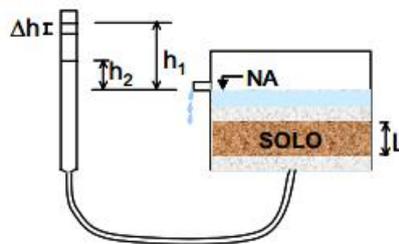


Figura 37.1- Regime variável (Cavalcante e Casagrande, 2006)



$$k = 2.3 * \left(\frac{La}{At}\right) * \log\left(\frac{h1}{h2}\right)$$

Ou

$$k = \frac{La}{A(t2 - t1)} * \ln\left(\frac{h1}{h2}\right)$$

Onde t_1 e t_2 correspondem a valores que estabelecem um intervalo de tempo e “ a ” é a área da secção transversal da bureta.

b) Os **ensaios *in situ*** podem ser de bombagem. De um modo genérico um ensaio deste tipo consiste, segundo o procedimento descrito por Matos Fernandes (2012):

- Realização de um poço que atravesse a camada que pretendemos caracterizar;
- Instalação de piezómetros na zona envolvente sobre a camada pretendida (não demasiado próximos do poço);
- Colocação de uma bomba no poço para bombear um caudal constante de água;
- Medir as alturas piezométricas quando considerarmos que o escoamento está a ser efectuado em regime permanente.

Por manipulação algébrica da Lei de Darcy e, considerando que o gradiente hidráulico corresponde ao declive da superfície livre do escoamento e, que este é constante em profundidade (hipóteses de Dupuit), obtém-se:

Para um escoamento não confinado:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{r2}{r1}\right) Q}{\pi((h2)^2 - (h1)^2)}$$

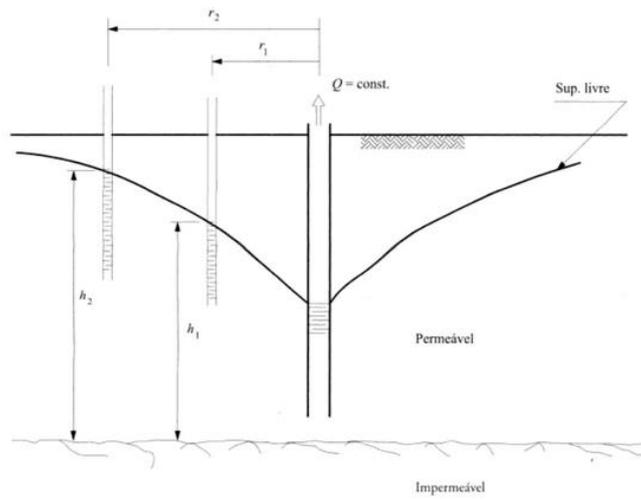


Figura 38- Escoamento não confinado numa camada homogénea (Matos Fernandes, 2012)

Para um escoamento confinado:

$$k = \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) Q}{2\pi D_{aq}(h_2 - h_1)}$$

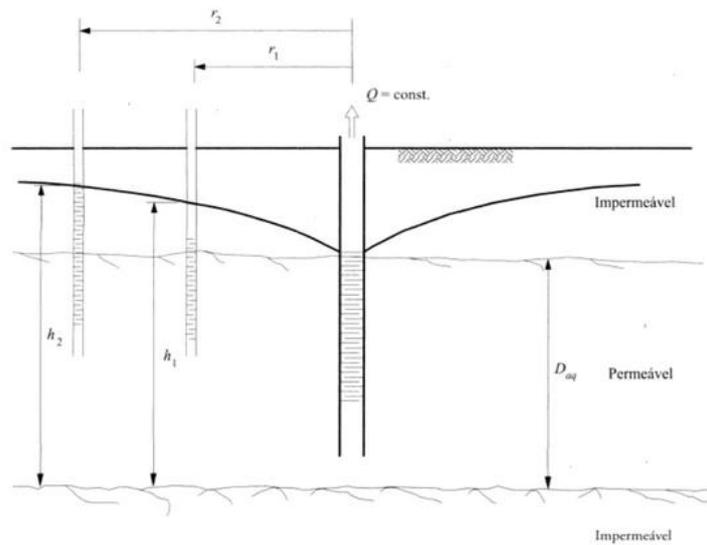


Figura 38.1 - Escoamento não confinado numa camada homogénea (Matos Fernandes, 2012)



5.3. Capilaridade

A capilaridade é um fenómeno que se relaciona com a ascensão da água no solo através de pequenos “tubos”, verticais ou sub-verticais, designados por tubos capilares. Esta, ocorre como resultado de uma tensão superficial, que permite que a água suba através de pequenos tubos até uma dada altura, designada por **altura de ascensão capilar** (Soriano Camelo, 2014).

Segundo Soriano Camelo (2014), “a capilaridade é uma combinação de forças de adesão e coesão. Há substâncias sólidas que têm uma superfície electronegativa e atraem o oxigénio da parte electropositiva das moléculas de água. Os efeitos da adesão (atração das moléculas de água, neste caso por uma superfície sólida) são maiores do que a atracção entre as moléculas de água (coesão).”

Veja-se a figura que se segue, onde se ilustra a interface da água com o ar, num tubo capilar.

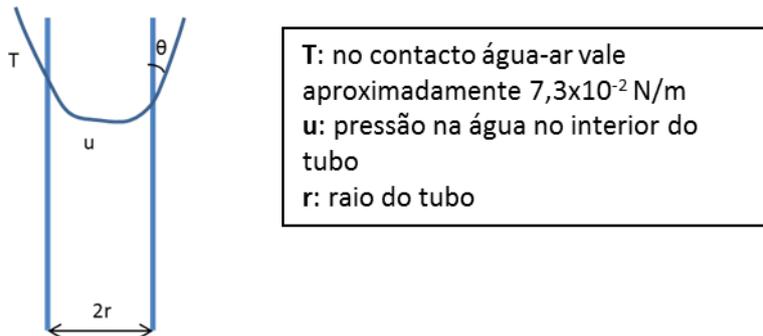


Figura 39- Pormenor do menisco na interface ar-água

Para determinar a altura de ascensão capilar, pode recorrer-se à Lei de Jurin que se enuncia da seguinte forma:

$$h_c = \frac{2T}{r\gamma_w} \cos\theta$$

Onde:

h_c : altura capilar

T: tensão superficial tangente à superfície do menisco

r: raio do tubo



γ_w : peso volúmico da água

θ : ângulo entre T e as paredes do tubo

Nos maciços terrosos, a determinação da capilaridade é bem mais complexa do que o exposto, uma vez que o diâmetro dos canálculos é muito variável.

No solo, o diâmetro do tubo capilar, pode ser determinado recorrendo à fórmula:

$$d \approx \left(\frac{1}{5}\right) D_{10}$$

A altura capilar é muito variável. Esta é muito influenciada pelo tipo de solo. Veja-se a tabela que se segue com algumas ordens de grandeza para a altura capilar.

Tabela 25- Ordem de grandeza da altura de ascensão capilar

Tipo de solo	h_c (cm)
Cascalhos	Praticamente inexistente
Areias	10 a 100
Siltes	100 a 1000
Argilas	>1000

5.4. Instabilidade Hidráulica

A instabilidade de origem hidráulica está, como o próprio nome indica, relacionada com fenómenos gerados pela água no solo.

Já vimos anteriormente o que é o gradiente hidráulico e sabemos que a impulsão corresponde à força exercida pela água no solo, portanto, podemos abordar a temática da instabilidade hidráulica, uma vez que esta ocorre quando o gradiente hidráulico é de tal ordem que **a impulsão e a força de percolação igualam a força gravítica**. Nestas condições, diz-se que o solo se encontra numa **situação crítica** ou em **quick condition**.

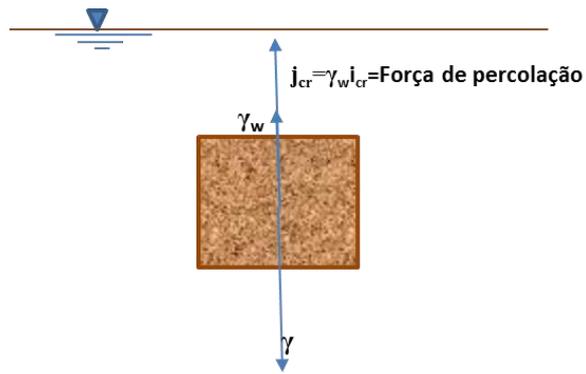


Figura 40- Representação esquemática de um solo em situação crítica

Na situação ilustrada o peso total (γ) é igual à soma da impulsão (γ_w) com a força de percolação dada pelo produto do gradiente hidráulico crítico (i_{cr}) por γ_w .

$$i_{cr} * \gamma_w + \gamma_w = \gamma$$

Da fórmula resulta:

$$i_{cr} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Na bibliografia, encontra-se que o valor de i_{cr} costuma oscilar entre 0,8 e 1,2, uma vez que γ varia, de uma forma geral entre: 18 kN/m³ para areais soltas e 22 kN/m³ para areais compactas.

Em suma, uma vez que numa situação crítica, a força resultante no solo corresponde a uma força igual à gravítica, pode concluir-se que as tensões efectivas deixam de existir.

Os solos arenosos, quando se encontram em *quick condition*, comportam-se como um líquido de elevada densidade e, a força de atrito que existe entre as partículas e que o torna coeso, deixa de existir. Este fenómeno ocorre e é conhecido muitas vezes como areia movediça (liquefacção).

Os problemas relacionados com a água e, em particular com os fenómenos de instabilidade que esta provoca, têm particular relevância quando o movimento do fluido ocorre na vertical no sentido ascendente, em obras como: barragens, ensecadeiras ou estruturas de contenção, tornando-se portanto importante estabelecer, a jusante destas barreiras, factores de segurança.

Para a situação que acabou de ser descrita, poderá calcular-se um coeficiente de segurança.



$$F = \frac{i_{cr}}{i_{max}}$$

Sendo que i_{max} é a jusante da barreira.

Para além da situação crítica, a instabilidade hidráulica pode ocorrer de outras formas. Uma dessas formas é sob a forma de **levantamento hidráulico**. Este fenómeno, consiste no levantamento do solo numa dada zona, devido ao facto de os gradientes hidráulicos gerarem forças de percolação que anulam as tensões efectivas no solo.

Para determinar um factor de segurança, para o caso do levantamento hidráulico, pode recorrer-se à fórmula:

$$F = \frac{W}{U}$$

Onde W representa o peso total do bloco potencialmente instável e U é a resultante das pressões que a água exerce sobre ele.

A figura que se segue ilustra duas situações de blocos potencialmente instáveis (bpi):

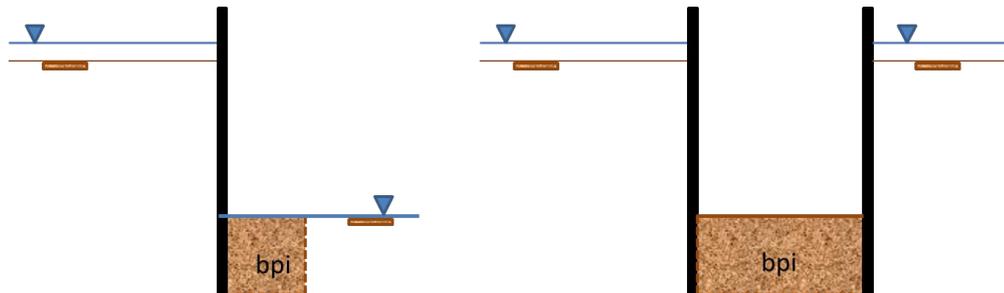


Figura 40.1- Representação esquemática de blocos potencialmente instáveis, bpi (do lado esquerdo um modelo de Terzaghi e à direita um modelo mais provável num caso de escavação com ensecadeira)

Para muitos autores é mais fiável determinar o factor de segurança para os casos ilustrados utilizando o peso submerso do bpi (W') e a força de percolação que actua sobre este (J):

$$F = \left(\frac{W'}{J} \right) = \frac{\gamma' V}{i_{med} * \gamma_w * V} = \frac{i_{cr}}{(i_{med})}$$



Onde:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

i_{med} é o gradiente hidráulico do bpi

V corresponde ao volume do bpi

Uma das consequências mais comuns dos fenómenos que originam instabilidade hidráulica é a erosão interna dos maciços. Veja-se que, não é o fenómeno em si que causa danos ou acidentes nas obras, mas sim os fenómenos que daí advêm. Quando um solo sofre erosão interna, significa que se formou no seu interior cavidades ou volumes de vazios de dimensão apreciável. A erosão interna é muitas vezes designada por *piping*, que vem do inglês *pipe*, que significa tubo. Isto tem a ver com o facto da erosão interna tomar, por vezes, este género de forma.

No caso das obras de terraplanagem ou de construção civil, a erosão tem importância e, o caso da influência da água, é assunto de máxima importância. Contudo, neste contexto, o principal factor com que temos que nos preocupar é com a execução de uma boa drenagem no terreno, pelo que os fenómenos enumerados anteriormente assumem menor influência.



6. Compressibilidade e Consolidação de Estratos de Argila

Até então, foram abordados aspectos relacionados com as propriedades físicas e mecânicas do solo, que devem ser vistas como fundamentais para melhor compreender o que se segue daqui em diante. A compressibilidade e consolidação dos estratos de argila é um tema que está directamente relacionado com o caso prático que virá mais adiante, uma vez que o mesmo, trata da resolução de um problema, levantado pela existência de uma camada espessa de argila.

A compressibilidade de um maciço, relaciona-se com a variação de volume do mesmo, quando carregado. É comum aceitar-se que, compressibilidade e deformabilidade são sinónimos, quando estamos a referir-nos a variações volumétricas. Este aspecto, está relacionado de forma directa com a quantidade de vazios presentes num solo. Quanto maior o teor em água e o índice de vazios, mais compressível será o terreno.

É empírico aceitar que, podemos entender por consolidação a quantidade de assentamento sofrido por um solo quando o mesmo é carregado, o seja, a consolidação será tanto maior, quanto maior for a compressibilidade.

6.1. Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico, é um ensaio laboratorial de consolidação. Este serve portanto para estimar o assentamento total que o solo pode sofrer.

Segundo Matos Fernandes (2012), *“os ensaios edométricos consistem no carregamento por escalões de uma amostra indeformada saturada impedida de experimentar deformações horizontais.”*

Para compreender o procedimento utilizado neste teste, veja-se a seguinte figura:

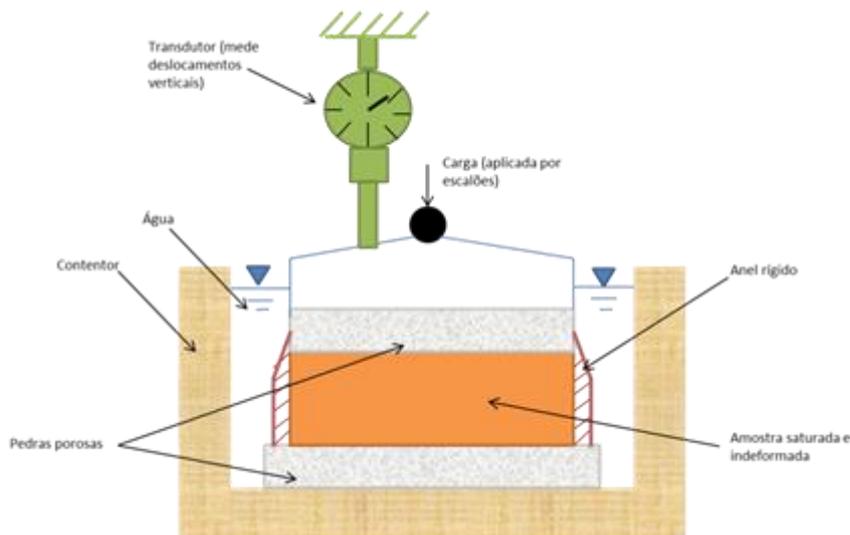


Figura 41- Esquema do ensaio edométrico (Adaptado de Matos Fernandes, 2012)

Segundo Pereira Gandaio (2012), o ensaio edométrico ou de consolidação, baseia-se “na aplicação de tensões crescentes a um provete confinado lateralmente e sujeito a uma carga axial, de forma a avaliar a variação de assentamentos no tempo e o assentamento total. Satura-se o provete para que se simulem as piores condições a que se pode encontrar submetido. A água drena através das placas porosas colocadas na face superior e inferior do provete. Usualmente admite-se um tempo mínimo de 24 horas entre cada incremento de tensão no corpo de prova. Este período de espera encontra-se relacionado com o tempo que a pressão intersticial leva a ser dissipada, ou seja, o tempo que dura a fase de consolidação para o estado de tensão que se aplicou, e faz com que o ensaio dure aproximadamente duas semanas em função do número de incrementos de tensão utilizados.”

O anel que é possível visionar através da figura 41, vai impedir que existam deformações laterais.

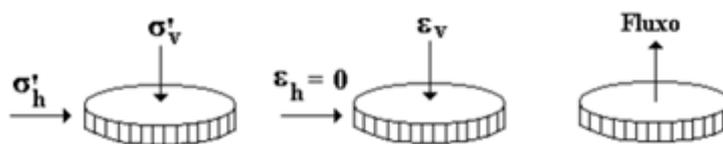


Figura 41.1- Condições de realização do ensaio edométrico (M. Marangon)

As variações das deformações costumam representar-se por um gráfico de escala semilogarítmica que relaciona o índice de vazios com a tensão vertical aplicada.



Veja-se a figura, representativa de um ensaio edométrico. Em cima, encontra-se um diagrama de escala aritmética e em baixo, um de escala semilogarítmica.

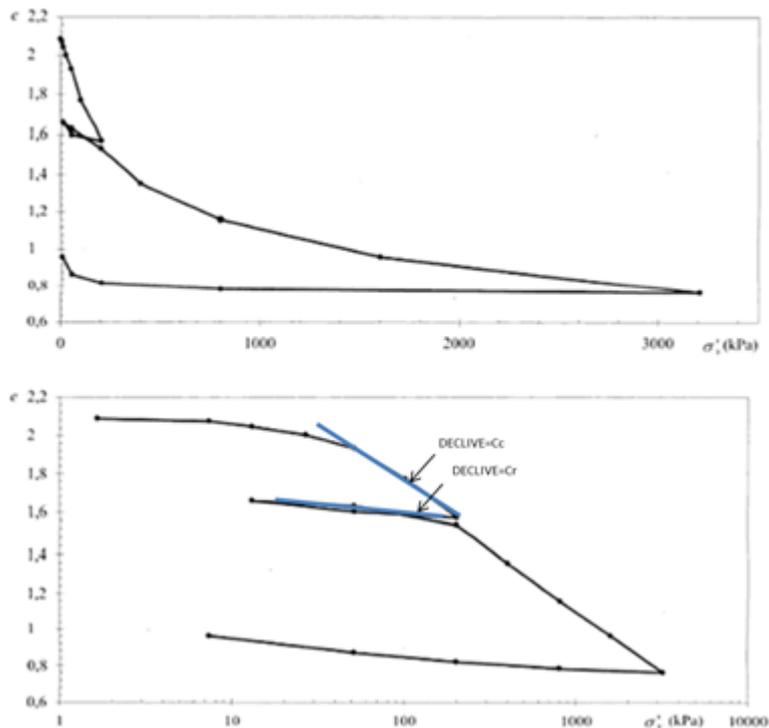


Figura 42- Diagrama de tensão efectiva vertical versus índice de vazios (Matos Fernandes, 2012)

À maior tensão efectiva já sofrida pelo maciço, dá-se o nome de **tensão de pré-consolidação**. No diagrama de escala semilogarítmica, esta tensão corresponde àquela que marca o início do ramo virgem (correspondente às tensões que nunca foram experimentadas pelo solo).

Os declives indicados na figura indicam os valores do **Índice de Compressibilidade (Cc)** e de **Recompressão (Cr)** do solo. Estas, são grandezas adimensionais e costumam ter valores próximos. Nem sempre a tensão de pré-consolidação (σ'_p) é igual à tensão efectiva em repouso (σ'_{v0}). Tal só acontece para solos designados por **normalmente consolidados**. Quando σ'_{v0} é superior a σ'_p , os solos dizem-se **sobreconsolidados**. Se um maciço ainda não tiver experimentado todo o peso do solo sobrejacente, isto é, se houver ainda excesso de pressão neutra e o peso do mesmo ainda não estiver totalmente instalado no esqueleto sólido do maciço, diz-se que o solo está **subconsolidado**.



A **Tensão de Pré-consolidação** é determinada com recurso à análise de gráficos, existindo métodos distintos para o fazer.

6.1.1. Método de Casagrande

- Determinação do ponto onde a curvatura do gráfico de compressão é maior;
- Traça-se uma recta tangente à curva que passe pelo ponto e uma recta horizontal que também passe pelo mesmo;
- Prolonga-se a bissetriz do ângulo formado pelas rectas descritas anteriormente e traça-se uma linha tangente ao ramo virgem;
- A intercepção entre a bissetriz e a tangente ao ramo virgem dá-nos o valor da tensão de pré-consolidação.

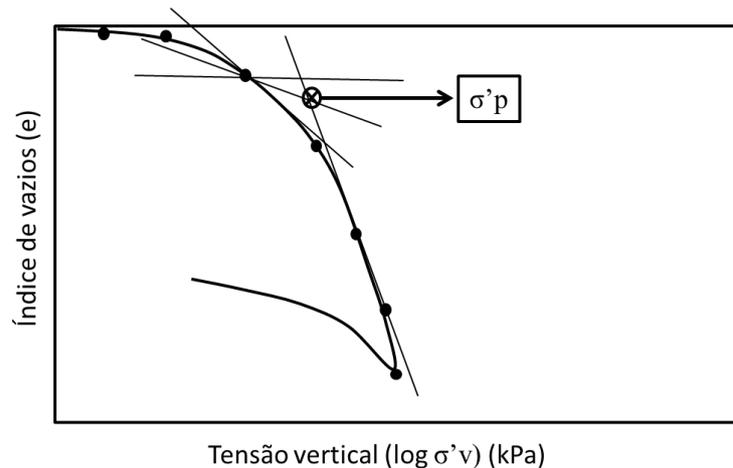


Figura 43- Determinação da tensão de pré-consolidação usando o método de Casagrande (M. Marangon)

6.1.2. Método de Pacheco e Silva

- Traça-se uma recta horizontal correspondente ao índice de vazios inicial (e_0) da amostra;
- Prolonga-se a inclinação do ramo virgem até interceptar a recta correspondente a e_0 ;
- Pelo ponto de intercepção anterior traça-se uma recta vertical até atingir a curva de compressão do solo;



- No ponto anterior faz-se passar uma recta horizontal que vai interceptar o prolongamento do ramo virgem;
- A intercepção anterior corresponde ao valor da tensão de pré-consolidação.

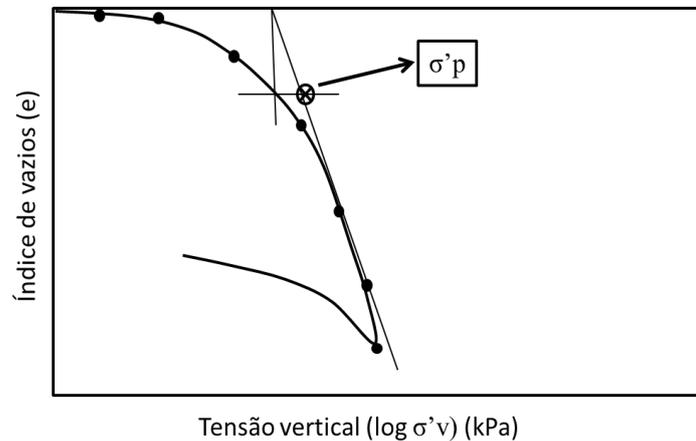


Figura 43.1- Determinação da tensão de pré-consolidação usando o método de Pacheco e Silva (M. Marangon)

A **sobreconsolidação dos maciços** é um parâmetro importante a ter em conta, quando se elabora um trabalho de geotecnia, em particular, quando tratamos de argilas. Para sabermos qual o grau de sobreconsolidação existe uma forma simples dada pela expressão:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

De acordo com o resultado deste quociente, podemos consultar a tabela que se segue, para classificação dos solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação.

Tabela 26- Classificação quanto ao grau de sobreconsolidação (argilas) (Matos Fernandes, 2012)

Classificação	OCR
Normalmente consolidado	≈ 1
Ligeiramente sobreconsolidado	1 a 2
Medianamente sobreconsolidado	2 a 5
Fortemente sobreconsolidado	>5



6.2. Analogia de Terzaghi

Como já foi referido anteriormente, o fenómeno de consolidação do solo está inteiramente relacionado com a redução do volume de vazios. Quanto maior for essa redução, maior será a magnitude dos assentamentos.

Para melhor compreender este fenómeno podemos recorrer à Teoria de Terzaghi.

Karl Terzaghi elaborou um modelo que permite inferir acerca do comportamento da água quando sujeita a tensão.

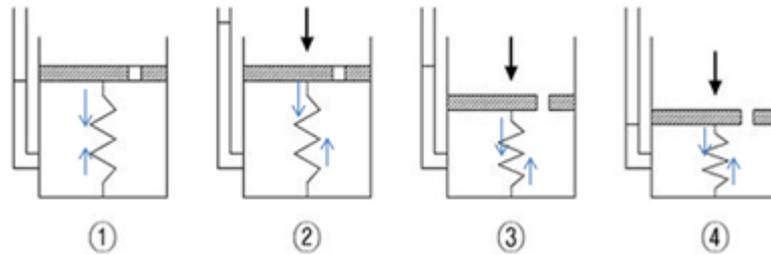


Figura 44- Modelo proposto por Terzaghi para explicar a consolidação de estratos de argila (adaptado de wikipedia)

Neste modelo simula-se o comportamento da água num estrato de argila confinado, carregado à superfície. Através dele é possível estimar a consolidação primária ou assentamento hidrodinâmico (resultante da saída da água do solo).

O dispositivo de ensaio é composto por um recipiente cilíndrico, um disco com um orifício e uma mola que liga os dois, como se vê na imagem.

A experiência, representada de forma simples pela figura 44, ilustra o seguinte:

- Em 1, o peso do disco (P_d) está totalmente equilibrado pela força da mola (F_m) e a água não sofre qualquer tensão, estando à pressão atmosférica:

$$F_m = P_d$$

- Em 2 coloca-se, de forma brusca, um peso (P) em cima do disco. No instante em que isto acontece, a força da mola (F_m), juntamente com uma sobressão ($S_u_e(0)$) gerada na base do disco, equilibra o peso do disco (P_d) e o peso pousado bruscamente (P):



$$Fm + Sue(0) = Pd + P$$

- Na terceira imagem vemos que a água começa a sair através do orifício. Isso acontece devido à sobressão na base do disco. A mola começa então a comprimir-se:

$$Fm + Sue(t) = Pd + P$$

- O disco continuará a descer e a água a sair, até que esta última volte a atingir a pressão atmosférica. Assim, em 4 o que temos é uma situação onde:

$$Fm = Pd + P$$

A diferença da altura da água desde 2 até 4 dá-nos um valor ($S_c(t)$) que representa o assentamento.

Este modelo é muito bom para simular o comportamento de um solo argiloso carregado de forma rápida. Esta situação ilustra perfeitamente casos reais de obras sobre estratos de argila.

Veja-se a figura que se segue, onde estão ilustrados gráficos representativos do comportamento de um maciço carregado à superfície e, onde podemos verificar de que forma variam: as tensões, o excesso de pressão neutra e os assentamentos.

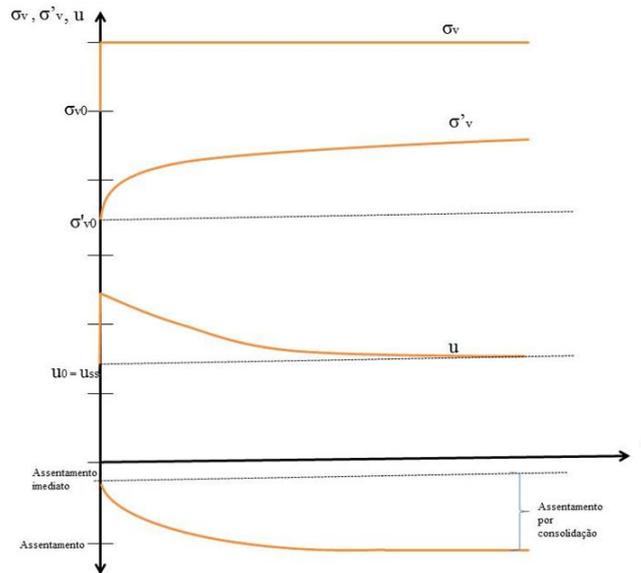


Figura 45- Carregamento de um estrato confinado de argila: evolução no tempo do estado de tensão num ponto genérico do estrato de argila; evolução qualitativa (com o tempo) dos assentamentos da superfície do terreno (Adaptado de Matos Fernandes, 2012)

Existem três tipos principais de assentamento:

- Assentamentos imediatos ou elásticos
- Assentamento por consolidação primária
- Assentamento secular ou por consolidação secundária

O segundo refere-se ao que ocorre num maciço por expulsão da água e do ar nos poros e, pode explicar-se através do modelo de Terzaghi, descrito anteriormente.

6.3. Assentamento por Consolidação Primária

O assentamento por consolidação primária, também designado por hidrodinâmico, pode ser estimado admitindo a **Teoria de consolidação de Terzaghi**, válida para condições de carregamento confinado (Rassi Almeida).



Segundo esta teoria, consideram-se válidas as seguintes hipóteses:

- O solo está completamente saturado;
- A compressão é unidimensional;
- É válida a Lei de Darcy;
- O solo é homogéneo;
- As partículas sólidas e a água são incompressíveis;
- O solo não altera as suas propriedades durante o processo de consolidação e podemos extrapolar o comportamento de uma pequena porção de solo para as dimensões do maciço real;
- O índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efectiva durante a consolidação;
- Admite-se válida a hipótese dos pequenos deslocamentos;
- Para um intervalo curto de tensões e de deformações, considera-se que o coeficiente de permeabilidade (k), o coeficiente de compressibilidade e o coeficiente de compressibilidade volumétrica, são constantes.

6.3.1. Expressões de Cálculo

Existem diferentes formas de calcular o assentamento por consolidação e, antes de passarmos a essa parte, convém saber como determinar certas grandezas.

Coefficiente de compressibilidade (a_v):

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma' v} \right|$$

Coefficiente de compressibilidade volumétrica (m_v):

$$m_v = \frac{\varepsilon_{vol}}{\Delta \sigma' v}$$

Onde, ε_{vol} (ou Δh) é a deformação volumétrica da amostra e $\Delta \sigma'_v$ é a variação da tensão efectiva vertical.



O coeficiente m_v pode ser determinado também segundo a expressão:

$$m_v = \left(\frac{1}{1 + e_0} \right) a_v$$

Onde e_0 corresponde ao índice de vazios inicial da amostra.

Coefficiente de consolidação vertical (c_v):

$$c_v = \frac{k}{m_v * \gamma_w}$$

Expressão para obter soluções da equação de consolidação:

$$Z = \frac{z}{H}$$

Factor Tempo (T):

$$T = \frac{c_v t}{H^2}$$

Onde H representa a maior distância que uma partícula pode percorrer para alcançar a fronteira drenante e t representa o tempo decorrido desde a aplicação da carga.

Grau de consolidação para um estrato com duas fronteiras drenantes ($U_z(t)$):

$$U_z(t) = 1 - \frac{u_e(t)}{u_e(0)}$$

Onde u_e representa o excesso de pressão neutra.



Os gráficos que se seguem ilustrados nas figuras verificam:

- a) As soluções da equação de consolidação;
- b) A interpretação da Teoria de consolidação de Terzaghi.

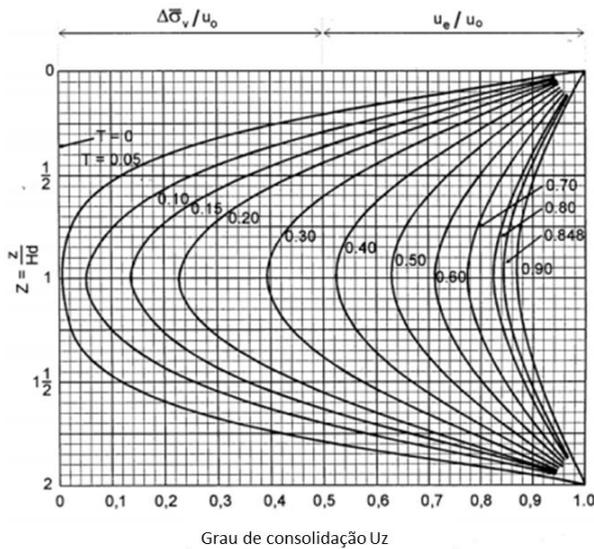


Figura 46- Solução da equação de consolidação para o caso de um estrato com duas fronteiras drenantes (Lambe e Whitman, 1969)

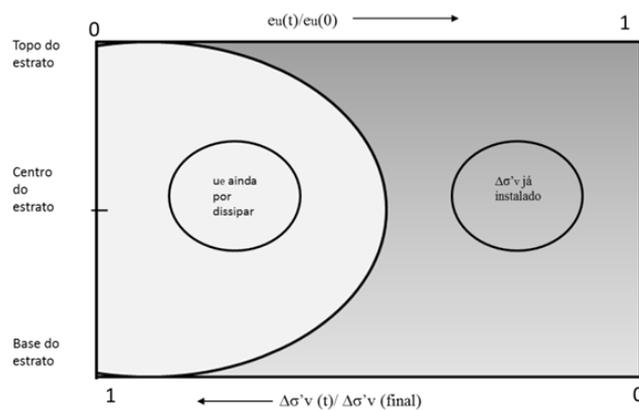


Figura 46.1- Interpretação da Teoria da Consolidação de Terzaghi (Matos Fernandes, 2012)

Para o caso geral de um solo sobreconsolidado, para além das expressões de cálculo já consideradas, veja-se ainda o gráfico que se segue, onde se ilustra a variação do índice de vazios em função da variação da tensão efectiva vertical.

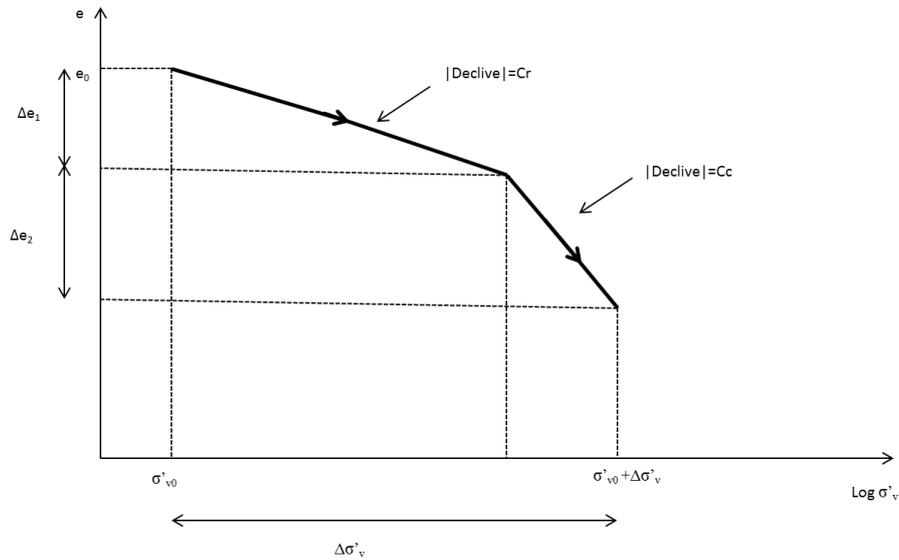


Figura 47- Variação do índice de vazios com o aumento da tensão efectiva vertical (Matos Fernandes, 2012)

Índice de vazios associado à recompressão (Δe_1):

$$\Delta e_1 = -Cr * \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Índice de vazios associado à compressão (Δe_2):

$$\Delta e_2 = -Cc * \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right)$$

Variação da espessura das camadas (Δh_1 e Δh_2):

$$\Delta h_1 = -\frac{h_0}{1 + e_0} * Cr * \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) \quad \Delta h_2 = -\frac{h_0}{1 + e_0} * Cc * \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right)$$



Assentamento por consolidação:

$$S_c = H \left[\left(\frac{C_r}{1 + e_0} \right) \text{Log} \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + \left(\frac{C_c}{1 + e_p} \right) \text{Log} \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right) \right]$$

A expressão para o assentamento por consolidação pode sofrer alterações.

Determinação do assentamento em qualquer instante:

Para determinar qual o valor do assentamento em qualquer instante, tendo calculado o valor médio do grau de consolidação para vários valores de T, pode construir-se um gráfico semelhante ao que se apresenta na figura.

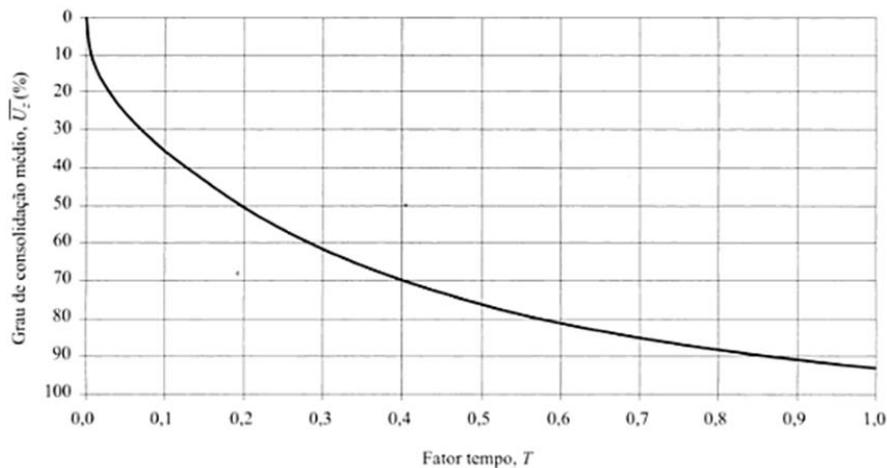


Figura 48- Grau de consolidação médio versus Factor tempo (Matos Fernandes, 2012)

Vulgarmente assume-se o fim da consolidação para valores de T=1 a que corresponde um \bar{U}_z de aproximadamente 90%.

No contexto desta tese, interessa ainda referir a **consolidação radial**, que acontece quando se promove o escoamento nesse sentido. Tal, ocorre precisamente quando são introduzidos corpos drenantes no solo, tais como os drenos verticais ou as estacas ou colunas em brita.



Coefficiente de consolidação radial (c_r):

$$c_r = \frac{T_r d^2}{t}$$

Com

$$T_r = \frac{c_h t}{R^2}$$

E c_h é o **coeficiente de consolidação horizontal:**

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_w * m_v}$$

Para saber quanto tempo leva o assentamento a ocorrer devemos ter em conta que a consolidação se inicia quando começa a intervenção no terreno, uma vez que a movimentação de equipamentos já representa uma sobrecarga no solo. Este tempo é aquele que integra a fórmula de cálculo do Factor Tempo (T) e é dado por:

$$t_{real} = t(\text{após construção}) + \left(\frac{1}{2}\right) * t(\text{construção})$$

6.4. Assentamento por Consolidação Secundária

A consolidação secular ou secundária ocorre após a primária ou hidrodinâmica.

As deformações observadas nesta fase, ocorrem a uma tensão efectiva constante e relacionam-se com o reajuste da estrutura do solo, após a perda de água contida nos poros. Apesar de não ter a designação de consolidação hidrodinâmica, nesta também ocorre expulsão de água, devido obviamente a um excesso de pressão neutra e de gradientes hidráulicos que, embora pequenos, favorecem a ocorrência de fluxo de água. Este movimento hidrodinâmico faz-se a uma velocidade muito baixa e já não se rege pela Lei de Darcy.

O assentamento por consolidação secundária, tem particular relevância em depósitos recentes de argila, com uma plasticidade muito elevada e/ou com um teor de matéria orgânica muito elevado.



6.4.1. Expressões de Cálculo

Para determinar a consolidação secular pode recorrer-se, tal como na primária, à construção de uma curva teórica, onde se relacione a magnitude do assentamento (Δh) com o tempo que os mesmos demoram a ocorrer. A partir da mesma poderão conhecer-se os parâmetros necessários ao cálculo pretendido.

Varição do índice de vazios (Δe):

$$\Delta e = -C\alpha * \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Onde $C\alpha$ representa o *coeficiente de consolidação secundária*, t_2 é o momento em que se pretende determinar o assentamento e t_1 corresponde ao final da consolidação primária.

Coeficiente de consolidação secundária ($C\alpha$):

Acerca de $C\alpha$ é necessário salientar que este representa uma grandeza adimensional e que pode ser determinada a partir do ensaio edométrico. A sua obtenção é no entanto morosa e difícil, uma vez que a aplicação de carga leva longos períodos de tempo (mais do que as 24h, habitualmente utilizadas na consolidação primária). Para além do tempo que leva, as amostras devem ter muito boa qualidade.

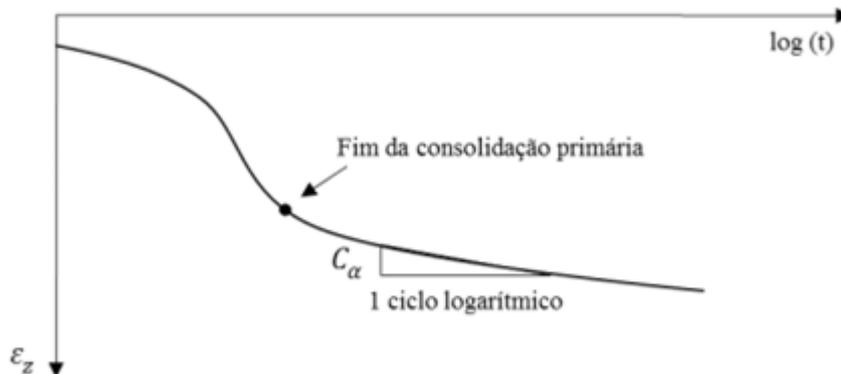


Figura 49- Gráfico para determinação do Coeficiente de Consolidação Secundária (Soares Mendes, 2011)



$$C\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

Assentamento por consolidação secundária (S_d):

$$S_d = \frac{h}{1 + e} * C\alpha * \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

Para classificar a consolidação secundária pode recorrer-se à seguinte tabela:

Tabela 27- Classificação da consolidação secundária (João Mota dos Santos, 2011)

$\frac{C\alpha}{1 + e_0}$	CLASSIFICAÇÃO
<0.002	Muito Baixa
0.004	Baixa
0.008	Média
0.016	Alta
0.032	Muito Alta
0.064	Extremamente Alta

Antes de encerrar este capítulo, é necessário salientar que se admitiram sempre válidas as hipóteses de Terzaghi, o que faz com que a aplicação da metodologia proposta possua limitações. Se pretendermos determinar o assentamento para condições de carregamento não-confinado, temos que considerar que o escoamento deixa de ser feito apenas na direcção vertical passando a fazer-se a duas ou três dimensões. Para tal pode recorrer-se à Teoria de Biot. Esta, proposta em 1942, considera que o esqueleto sólido do solo possui comportamento elástico-linear e admite as seguintes hipóteses (R. Kochen, Decio de Zagottis, 1983):

- Ocorrem pequenas deformações no esqueleto do solo e pequenas velocidades no fluido;
- É válida a Lei de Darcy;
- O solo encontra-se saturado;
- É válido o Princípio da Tensão Efectiva;
- Há uma relação elástica-linear entre as tensões efectivas e as deformações.



Embora as hipóteses referidas sejam também admitidas por Terzaghi, é possível aplicar à Teoria de Biot o Método dos Elementos Finitos de modo a tornar possível, considerar que o esqueleto sólido possui comportamento elastoplástico (Consultar a bibliografia).

A solução para o assentamento tridimensional é muito complexa, por isso, vulgarmente o que se faz é um estudo de casos mais simples e extrapolam-se os resultados para a situação real.

Em última análise, as partículas sólidas que compõem um solo estão confinadas umas pelas outras e ao estudar o comportamento global de um maciço tendo por base uma amostra pequena, é frequente utilizarem-se as expressões descritas anteriormente.



7. Caso de Estudo: Kampala Northern Bypass, Kyebando

Até aqui foram apresentados conceitos e formulações acerca do comportamento mecânico dos solos. Tal exposição servirá de suporte teórico aos cálculos e comentários que serão efectuados a propósito do caso em estudo.

A empresa Mota-Engil encontra-se no presente a executar uma obra no Uganda, mais propriamente na cidade de Kampala (Uganda). Essa obra consiste, grosso modo, no alargamento de uma via circular pré-existente, Northern Bypass, construída com o propósito de retirar o trânsito do centro da cidade. Ao longo da mesma, serão executados seis viadutos que irão passar por cima de zonas de rotunda e, cujas extremidades estarão assentes em aterros. Essas mesmas rotundas também serão intervencionadas no sentido de aumentar o número de faixas e saídas. O Bypass contorna Kampala pelo norte, tem início aproximadamente 11 km a Este da cidade e termina 8 km a Oeste da mesma, na região de Busega.



Figura 50- Localização do Northern Bypass (Google Maps)

O caso em estudo localizado no Kyebando, visa determinar qual a magnitude dos assentamentos e tempo de ocorrência dos mesmos nos solos que irão receber os aterros situados nos encontros do viaduto, sendo que esses solos correspondem a materiais maioritariamente argilosos. A determinação de soluções viáveis para acelerar a consolidação e consequentemente os assentamentos, será o objectivo final desta exposição.



7.1. Enquadramento Geográfico

O Uganda é um país situado no centro Este africano, tem coordenadas 1° 00' N, 32° 00' E e é atravessado pela linha imaginária do equador. Não possui mar mas fica na região dos grandes lagos africanos, sendo que é banhado a SE por uma parte do Lago Vitória.

Este país faz fronteira com outros 5: Sudão do Sul (a norte), Quênia (a este), Tanzânia (a sul), Ruanda (a sudoeste) e República Democrática do Congo (a oeste). A área continental encontra-se coberta por zonas de selva tropical mas também por savanas. Possui ainda um número elevado de rios e lagos de dimensão inferior ao Vitória.

Do conjunto de países africanos que não possuem zona costeira, este é o segundo com maior população.

A população tem vindo a aumentar gradualmente e em 2016 já chegou a 40 252 194 habitantes (countrysmeters.info).

A capital do Uganda é a cidade de Kampala. Esta possui coordenadas 0° 19' N, 32° 35' E, 1.659.600 habitantes, densidade populacional 8510,8 /km², situa-se a uma altitude de 1207 m e o clima é tropical.

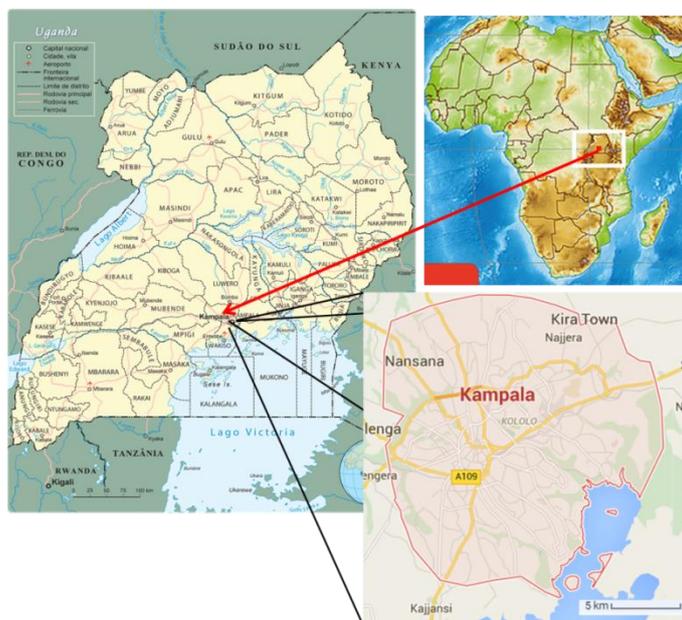


Figura 51- Posicionamento geográfico da cidade de Kampala



Quanto à zona do Kyebando, onde ocorre o caso de estudo, situa-se cerca de 5,5 km a nordeste do centro de negócios de Kampala e possui coordenadas: $0^{\circ} 21' 22.0''N$, $32^{\circ} 34' 48.0''E$. Esta região fica numa colina que atinge a altitude de 1240 m acima do nível do mar, encontra-se urbanizada e a sua ocupação tem vindo a aumentar.



Figura 52- Localização do Kyebando em relação a Kampala (Google Maps)



7.2. Enquadramento Geológico

No contexto do caso em estudo, faz sentido cingirmo-nos à descrição geológica da zona do Kyebando. Esta é uma região de pântanos permanentes e, em termos geológicos, possui as características presentes na tabela que vem em seguida.

Tabela 28- Descrição geológica do Kyebando (portal.onegeology.org)

Formação	Idade	Tipo de Rocha	Descrição
BUGANDA-TORO	Pré-Câmbrico	Metamórfica	Argilitos (Filitos e Xistos) com quartzitos e localmente com anfibolitos
BASEMENT COMPLEX	Pré-Câmbrico	Metamórfica	Gneisses indiferenciados e, a Norte, rochas de fácies granulítica



Figura 53- Mapa Geológico do Kyebando (portal.onegeology.org)



7.3. Propriedades Geológicas e Geotécnicas

Para conhecer o solo em profundidade, foram realizados ensaios SPT e DPSH. O seu modo de execução já foi referido anteriormente nesta tese, contudo, estas foram as características específicas da sua realização neste caso de estudo.

Relativamente ao ensaio SPT:

- Martelo com massa de 65 kg;
- Altura de queda livre = 76 cm;
- Amostrador com diâmetros interno e externo de 35 mm e 50 mm, respectivamente;
- Distância alcançada no solo: 45 cm, a cada 1,5 m;
- Desprezou-se o número de pancadas para penetrar os primeiros 15 cm no solo.

Relativamente ao ensaio DPSH:

- Martelo com massa 63,5 kg;
- Altura de queda = 76 cm;
- Penetração feita por um cone com área 20 cm²;
- Penetração no solo = 20 cm;
- O ensaio termina quando são ultrapassadas as 100 pancadas para penetrar os 20 cm.

Nas tabelas que se seguem é feita a descrição geral do solo em termos de N_{SPT} , N_{20} e N_{SPT} equivalente, obtidos para os SPTs e DPSHs executados na área onde os aterros reforçados estão representados.



Tabela 29- Informação obtida através de ensaios SPT (Mota-Engil)

	BH1					BH2			
	Profundidade (m)	Unidades do solo	NSPT	Nível Freático (m)		Profundidade (m)	Unidades do solo	NSPT	Nível Freático (m)
Perfil 1	0,0-0,5	Material orgânico	...	2,05	Perfil 2	0,0-3,0	Silte	5-10	1,85
	0,5-2,2	Silte (Material orgânico aos 2,0-2,2m)	5-10			3,0-7,5	Argila (Material orgânico a 6,0-6,5 m)	4-8	
	2,2-6,0	Argila	8-15			7,5-9,0	Argila	8-15	
	6,0-12,0	Areia	30-60			9,0-15,0	Silte	30-60	
	>12,0	Areia	>60			>15,0	Silte	>60	

Tabela 30- Resultados dos ensaios DPSH

Perfil	DPSH1			
	Profundidade (m)	Unidades do solo	N20	NSPT
Perfil 1	0,0-4,0	Silte	3-7	5-10
	0,0-4,0	Silte	3-7	5-10
	4,0-5,5	Argila	6-10	8-15
	5,5-7,5	Areia	20-40	30-60
	>7,5	Areia	>40	>60
	DPSH2			
	Profundidade (m)	Unidades do solo	N20	NSPT
Perfil 2	0,0-3,0	Silte	7-20	10-30
	3,0-5,2	Argila	3-5	4-8
	5,2-7,2	Argila	20-40	30-60
	>7,2	Argila	>40	>60

Os resultados revelam alguma heterogeneidade geológica e geotécnica.

- O Perfil 1 mostra uma unidade compressível de 6m, constituída por argila e material orgânico, que sobrepõe uma camada de areia compacta a muito compacta.



- No Perfil 2 encontra-se a mesma unidade compressível mas esta possui uma camada de silte com 3m de espessura sobre ela. Este perfil representa o pior cenário, quer em termos de capacidade de carga quer de assentamento.
- Enquanto no Perfil 1, existe uma camada de areia que irá permitir a saída de água da argila quando esta for carregada, no Perfil 2 isso já não se passa. O silte possui uma permeabilidade baixa, ou seja, este não pode ser considerado uma fronteira drenante mas sim um entrave à saída da água.
- Os resultados N_{SPT} revelam que a consistência das argilas presentes é *mole* à superfície, ganhando estatuto de muito rija a dura apenas nas camadas mais profundas.

Já foi exposto anteriormente neste trabalho, que a consolidação das argilas está inteiramente relacionada com a expulsão da água nos poros e, a sua permanência nos mesmos, devido à ausência de fronteiras drenantes quando se exerce carga, dificulta e atrasa o processo de consolidação. Podemos então considerar que **o Perfil 2 corresponde ao perfil crítico desta zona.**

O número de pancadas obtidos nos ensaios referidos anteriormente e a análise visual possibilitada pelo SPT permitiram retirar conclusões acerca da consistência das argilas e da compacidade das areias. Para além desta relação, as amostras colhidas e levadas para o laboratório, possibilitaram a determinação dos seguintes parâmetros:

- a) Teor de humidade (%)
- b) Densidade das partículas sólidas (Gs)
- c) Peso húmido unitário (kN/m^3)
- d) Peso seco unitário (kN/m^3)



Na tabela que se segue, estão sumarizados os referidos parâmetros.

Tabela 31- Informação retirada dos ensaios laboratoriais

Zona	Furo	Profundidade (m)	Camadas	Teor de humidade (%)	Densidade das partículas (Gs)	Peso Volúmico (kN/m ³)	Peso Volúmico (kN/m ³)
Kyebando	BH1	0.0-2.0	Siltes soltos	23.4	2.6	20.7	16.8
		2.0-6.0	Argilas duras	15.5-35.0	2.5-2.6	17.8-18.6	13.2-16.1
		6.0-12.0	Areias compactas	7.8-30.8	2.6	17.7-20.2	13.5-18.2
		>12.0	Areias muito compactas	14.6-17.1	2.9-3.0	22.0-22.4	19.2-19.3
	BH2	0.0-3.0	Siltes soltos	22.8	2.7	19.6	15.95
		3.0-6.5	Argilas moderadamente consistentes	24.8-37.2	2.6-2.7	17.0-19.2	12.4-15.4
		6.5-8.5	Argilas duras	28.0-34.7	2.4-2.6	17.2-17.9	13.3-13.6
		>8.5	Areias medianamente compactas	23.5-37.8	2.8-2.9	17.2-21.1	12.5-17.1

O teor de humidade foi determinado fazendo:

$$\frac{\text{Peso húmido} - \text{Peso seco}}{\text{Peso Seco}} * 100$$

A densidade das partículas sólidas corresponde ao quociente entre o peso volúmico das partículas sólidas e o peso volúmico da água, onde recorde-se, o primeiro vem dado pela fórmula:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$



Após a determinação das grandezas básicas, passou-se à realização de ensaios de consolidação. Para tal, utilizaram-se amostras não perturbadas, cuja localização se encontra na tabela:

Tabela 32- Localização e identificação das amostras não perturbadas

Localização	Fonte da amostra		Camada		
	Furo	Profundidade (m)	Profundidade (m)	Unidade de solo	N _{SPT}
Kyebando	BH1	4.0-4.5	2.0-6.0	Argila	8-15
	BH2	5.5-6.0	3.0-7.0	Argila	4-8

Os ensaios de consolidação realizaram-se segundo a norma BS 1377: Part 5: 1990. Neste contexto, foi colocada na célula edométrica um espécime de dimensão:

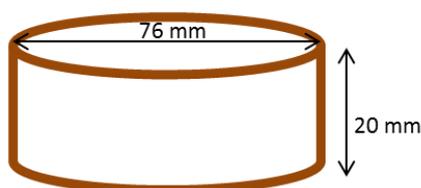


Figura 54- Dimensões da amostra utilizada no ensaio edométrico

A partir do ensaio edométrico e das curvas geradas, obteve-se a seguinte informação:

Tabela 33- Sumario da informação obtida nos ensaios de consolidação (Mota-Engil)

Localização	Fonte da Amostra	Profundidade (m)	Índices de compressão e de recompressão. C_c/C_r	e_0	e_p	σ'_p (kPa)	OCR	Coefficiente de consolidação C_v (m ² /day)
								320 kPa
Kyebando	BH1	4.0-4.5	0.113/0.030	0.619	0.557	90	1.81	0.005
	BH2	5.5-6.0	0.233/0.106	0.967	0.925	140	2.50	0.002



Para além dos dados resultantes dos ensaios, veja-se ainda os parâmetros geotécnicos utilizados para análise da capacidade de carga:

- Peso volúmico das camadas
- Coesão não drenada
- Ângulo de atrito
- Coesão efectiva

Tabela 34- Parâmetros Geotécnicos (Mota-Engil)

Estrato	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	Φ' (°)	Análises drenadas (Argilas)	
				c' (kPa)	Φ' (°)
Aterro (solo)	20	...	35
Rockfill	21	...	40
Argila NSPT (4-8)	15	20	...		20
Areia NSPT (5-10)	17	...	30
Argila NSPT (8-15)	17	60	...		30
Areia NSPT (10-30)	18	...	32
Silte NSPT (>30)	19	...	35

O estudo da capacidade de carga terá revelado, segundo dados facultados pelo relatório geotécnico, que em condições não drenadas, o terreno de fundação não revela estabilidade enquanto em condições drenadas a estabilidade fica garantida.

Tabela 35- Resultado da análise da capacidade de carga, Factor de Segurança (Mota-Engil)

Perfil	Frontal	Lateral
Análise não drenada	1.00	1.23
Análise drenada	1.52	1.89



7.4. Geometria do Problema

Para melhor compreender o problema que se pretende estudar e resolver, veja-se a figura que se segue.

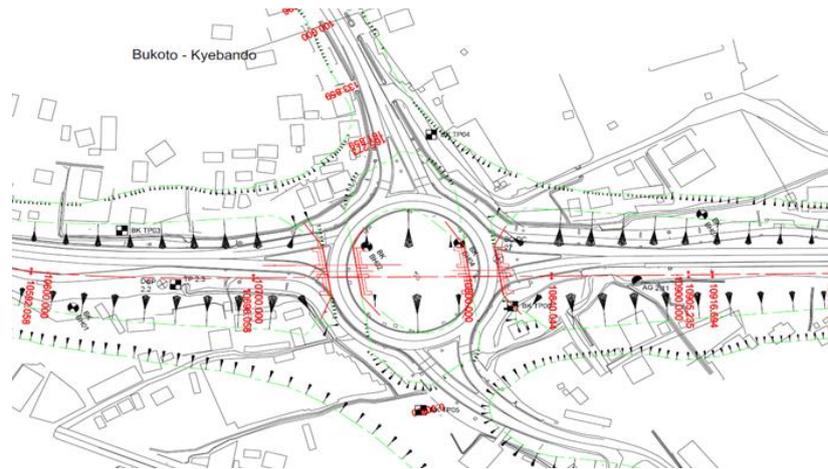


Figura 55- Localização da rotunda e dos aterros em terra armada do Kyebando (Mota-Engil)

Na figura, é possível ver o traçado actual da rotunda que será intervencionada e, sobre a qual existirá o viaduto. As linhas vermelhas revelam o posicionamento dos muros em terra armada. São estes que irão reforçar os aterros que servirão de suporte às extremidades do viaduto. Os muros em terra armada são elementos de reforço que não serão alvo de estudo nesta tese.

Note-se que a actual via está inserida numa zona residencial, o que trás problemas acrescidos à obra.

Para ver de que forma é que os aterros se encontram instalados sobre os solos cuja consolidação pretendemos estudar e como é que estão dispostas as camadas de solo, vejam-se as figuras seguintes. Nelas podemos ver o perfil geológico-geotécnico, o sistema de reforço dimensionado para o aterro ilustrado, bem como uma das fundações do viaduto.

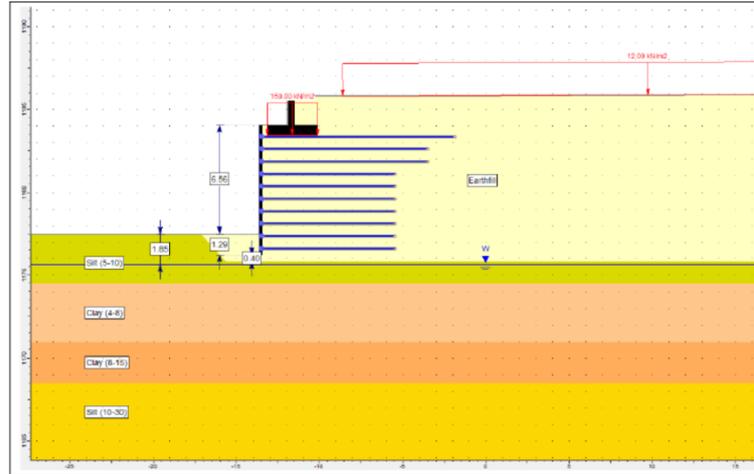


Figura 56- Secção frontal do perfil crítico (Mota-Engil)

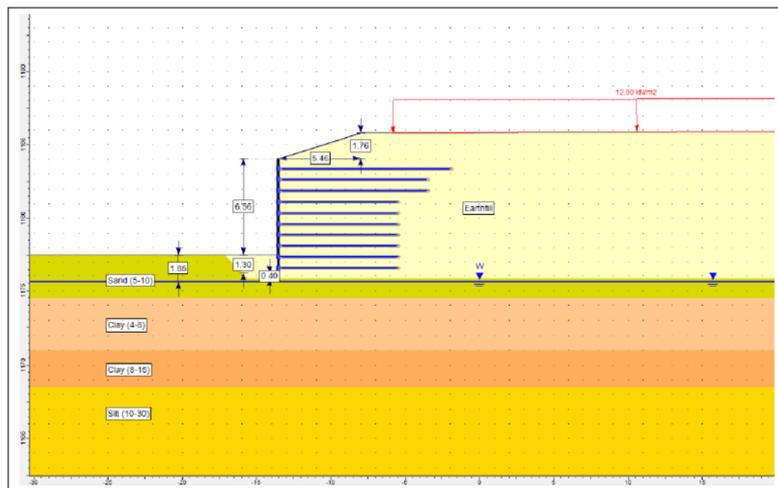


Figura 56.1- Secção lateral do perfil crítico (Mota-Engil)

O perfil crítico nesta zona de rotunda foi denominado por B301-B302, onde os aterros de terra armada são mais altos (8.3m).



7.5. Consolidação Induzida Pelos Aterros

Uma vez que a argila é um material impermeável, a saída da água tem que ser forçada porque, caso contrário, se as condições assim o permitirem, isso pode nunca acontecer ou acontecer de uma forma muitíssimo lenta. Quando carregamos a argila, o que acontece é que vai haver um aumento significativo na pressão da água dos poros, que a obriga a sair dos mesmos, para zonas de pressão inferior.

A consolidação pode ser determinada através dos modelos de Terzaghi, como já foi referido anteriormente.

Vulgarmente, a consolidação pode ser dada por “terminada” quando se atinge um grau de 95%. Contudo, há casos em que, embora ainda não se tenha atingido tal grau, pode-se verificar que a magnitude dos assentamentos é muito pequena e ocorrerá de forma muito lenta.

O cálculo da consolidação devido ao peso dos aterros entra em conta com os seguintes parâmetros:

- A espessura do estrato problemático (argiloso);
- O peso volúmico do solo, necessário para o cálculo do incremento da tensão vertical provocada pela altura do aterro;
- Índice de compressibilidade;
- Índice de recompressibilidade;
- Índice de vazios inicial e de pré-consolidação;
- Tensão efectiva vertical inicial, de pré-consolidação e final;
- Coeficiente de consolidação vertical
- Altura do aterro

Na tabela que se segue, encontram-se sumarizados os parâmetros descritos anteriormente, necessários ao cálculo que virá adiante e dos quais foi necessário calcular o incremento de tensão vertical e a tensão efectiva final.



$$\Delta\sigma_v \text{ (KPa)} = \text{Altura do aterro (m)} \times \gamma \text{ ((kN/m}^3\text{)}$$

$$\Delta\sigma_v \text{ (KPa)} = 8,32 \times 17$$

$$\Delta\sigma_v \text{ (KPa)} = 141,44$$

$$\sigma'f \text{ (KPa)} = \sigma'v_0 \text{ (KPa)} + \Delta\sigma_v \text{ (KPa)}$$

$$\sigma'f \text{ (KPa)} = 45 + 141,44$$

$$\sigma'f \text{ (KPa)} = 186,44$$

Tabela 36- Dados utilizados para realizar o cálculo do assentamento total (Mota-Engil)

Estrato	Espessura (m)	γ (kN/m ³)	$C_c/(1+e_p)$	$C_r/(1+e_0)$	e_0	e_p	$\sigma'v_0$ (Kpa)	$\sigma'p$ (Kpa)	C_v (m ² /dia)	Altura do aterro (m)	$\Delta\sigma_v$ (Kpa)	$\sigma'f$ (Kpa)
Solos argilosos (BH1)	3,8	17	0,073	0,018	0,62	0,056	45	90	0,005	8,32	141,44	186,44
Solos argilosos (BH2)	6	17	0,121	0,054	0,97	0,93	45	90	0,002	8,32	141,44	186,44
Média ponderada	5,15	17	0,10	0,04	45	90	0,003	...	141,44	186,44

Utilizando os valores que se encontram na tabela, é possível aplicar a seguinte expressão para o cálculo do assentamento:

$$S_c = H \left[\left(\frac{C_r}{1 + e_0} \right) \text{Log} \left(\frac{\sigma'p}{\sigma'v_0} \right) + \left(\frac{C_c}{1 + e_p} \right) \text{Log} \left(\frac{\sigma'vf}{\sigma'p} \right) \right]$$

Onde H corresponde à espessura do estrato argiloso, que é 3,8 m no caso menos problemático e 6 m no perfil crítico. Os restantes membros já foram explicados anteriormente nesta tese.

Substituindo os valores na fórmula, obteve-se para os dois estratos, um valor aproximado do assentamento esperado:

$$\text{BH1: } S_c = 3,8 \left[(0,018) \text{Log} \left(\frac{90}{45} \right) + (0,073) \text{Log} \left(\frac{186,44}{90} \right) \right] = 0,11 \text{ (m)}$$

$$\text{BH2: } S_c = 6 \left[(0,054) \text{Log} \left(\frac{90}{45} \right) + (0,121) \text{Log} \left(\frac{186,44}{90} \right) \right] = 0,32 \text{ (m)}$$



Tendo o valor global do assentamento, resta agora saber ao final de quanto tempo é que o mesmo estará finalizado. Para isso utilizaram-se as seguintes expressões de cálculo:

$$Tv = \frac{cvt}{H^2}$$

Tv é o factor tempo, necessário para fazer a interpolação utilizada para determinar o grau de consolidação (U_z) que virá mais adiante, c_v é o factor de consolidação vertical, t é o tempo real e H é a maior distância que a partícula de água leva a percorrer para abandonar a camada impermeável.

Em relação ao tempo real (t), o mesmo foi determinado através da fórmula:

$$t(\text{real}) = t(\text{após construção}) + \left(\frac{1}{2}\right) * t(\text{construção})$$

E contempla o tempo de execução do aterro, que no caso se prevê que seja de um mês e meio, bem como o tempo que irá decorrer após a finalização do mesmo. O tempo real vem expresso em meses.

Quanto ao H utilizado, no caso menos problemático, uma vez que existem camadas permeáveis em cima e abaixo o estrato argiloso, este corresponde a metade da espessura da camada, (3,8/2). Para o perfil crítico, considera-se que H corresponde à espessura total da camada (6 m) uma vez que é limitado inferiormente por um estrato de baixa permeabilidade.

Anteriormente foi referido que o grau de consolidação é obtido através de uma interpolação. A mesma é feita com recurso ao valor calculado de Tv e com consulta de uma tabela para determinação do grau de consolidação só pelo peso do aterro (Matos Fernandes, 2012), que poderá ser encontrada em Anexo. U_{z1} e U_{z2} são os graus de consolidação, que correspondem aos Tv_1 e Tv_2 , que limitam o Tv calculado. O U_z calculado vem da interpolação que utiliza os referidos valores:

$$U_z = U_{z1} + \left[\frac{Tv - Tv_1}{Tv_2 - Tv_1} * (U_{z2} - U_{z1})\right]$$

Os resultados obtidos para o assentamento ao longo do tempo, encontram-se na tabela seguinte.



Tabela 37- Cálculo da consolidação dos estratos de argila (pelo peso do aterro)

Furo	t (após construção) (meses)	t (construção) (meses)	t(real)	t (dias)	Tv	Tv1	Tv2	Uz1	Uz2	Uz	Quantidade de assentamento (m)
BH1	6	1,5	6,75	202,5	0,280471	0,250	0,300	56,22	61,32	59,328033	0,064271
	7	1,5	7,75	232,5	0,322022	0,300	0,350	61,32	65,82	63,301994	0,068576
	8	1,5	8,75	262,5	0,363573	0,350	0,400	65,82	69,79	66,897729	0,072471
	12	1,5	12,75	382,5	0,529778	0,500	0,600	76,40	81,56	77,936565	0,084430
	15	1,5	15,75	472,5	0,654432	0,600	0,700	81,56	85,59	83,753615	0,090731
	18	1,5	18,75	562,5	0,779086	0,700	0,800	85,59	88,74	88,081205	0,095419
	21	1,5	21,75	652,5	0,90374	0,900	1,00	91,20	93,13	91,272175	0,098876
	24	1,5	24,75	742,5	1,028393	0,100	1,500	93,13	98,00	96,359483	0,104387
	27	1,5	27,75	832,5	1,153047	0,100	1,500	93,13	98,00	96,793100	0,104857
BH2 (CRÍTICO)	6	1,5	6,75	202,5	0,01125	0,008	0,012	10,09	12,36	11,934375	0,039045
	7	1,5	7,75	232,5	0,012917	0,012	0,020	12,36	15,96	12,772500	0,041787
	8	1,5	8,75	262,5	0,014583	0,012	0,020	12,36	15,96	13,522500	0,044241
	12	1,5	12,75	382,5	0,02125	0,020	0,028	15,96	18,88	16,416250	0,053708
	15	1,5	15,75	472,5	0,02625	0,020	0,028	15,96	18,88	18,241250	0,059679
	18	1,5	18,75	562,5	0,03125	0,028	0,036	18,88	21,40	19,903750	0,065118
	24	1,5	24,75	742,5	0,04125	0,036	0,048	21,40	24,72	22,852500	0,074765
	36	1,5	36,75	1102,5	0,06125	0,060	0,072	27,64	30,28	27,915000	0,091328
	48	1,5	48,75	1462,5	0,08125	0,072	0,083	30,28	32,51	32,155227	0,105201
	60	1,5	60,75	1822,5	0,10125	0,100	0,125	35,68	39,89	35,890500	0,117421
	120	1,5	120,75	3622,5	0,20125	0,200	0,250	50,41	56,22	50,555250	0,165399
	240	1,5	240,75	7222,5	0,40125	0,400	0,500	69,79	76,40	69,872625	0,228599
	360	1,5	360,75	10822,5	0,60125	0,600	0,700	81,56	85,59	81,610375	0,267001
	480	1,5	480,75	14422,5	0,80125	0,800	0,900	88,74	91,20	88,770750	0,290427
	600	1,5	600,75	18022,5	1,00125	1,000	1,500	93,13	98,00	93,142175	0,304729
	720	1,5	720,75	21622,5	1,20125	1,000	1,500	93,13	98,00	95,090175	0,311102
840	1,5	840,75	25222,5	1,40125	1,000	1,500	93,13	98,00	97,038175	0,317475	

A representação gráfica do Grau de Consolidação, assentamento ocorrido e a ocorrer, encontram-se abaixo apresentados.

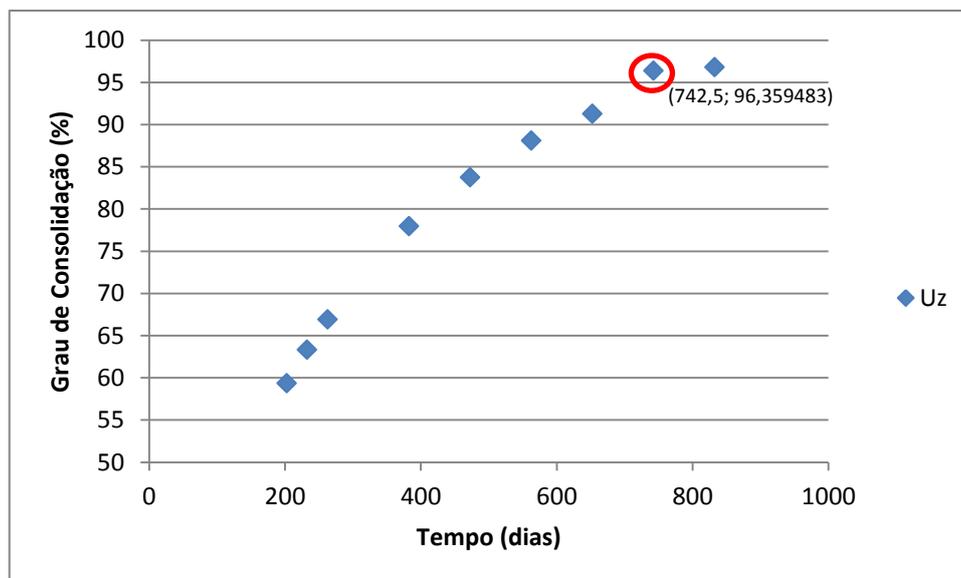


Gráfico 1- Grau de consolidação ao longo do tempo

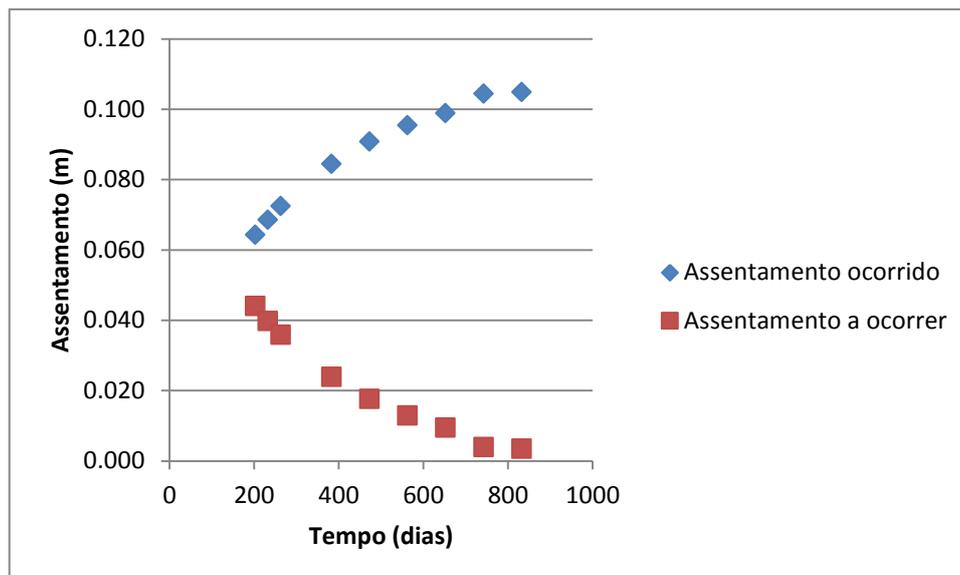


Gráfico 2- Assentamento ao longo do tempo (ocorrido e em falta)

Note-se que no caso mais fácil, a consolidação ultrapassa os 95% apenas ao final de dois anos. Para o perfil crítico, seria necessário esperar sessenta anos até que se atingisse esse mesmo grau.

Com os resultados calculados, pode justificar-se a necessidade de escolher um método adequado para acelerar a consolidação do solo uma vez que, em qualquer dos casos, o tempo de espera necessário é inaceitável para a obra.

7.6. Hipóteses Para Acelerar a Consolidação

Vulgarmente, em obra, é necessário acelerar a consolidação para que seja possível respeitar o prazo estabelecido pelo Projecto de modo a poupar tempo e dinheiro. O objectivo da consolidação ser feita antes da execução de uma infraestrutura é conferir estabilidade ao solo que irá receber as fundações.

Existem diferentes métodos para acelerar a consolidação, ou seja, para ajudar à expulsão da água. Deste trabalho constam apenas algumas técnicas:

- Pré-Carga
- Drenos Verticais: Geodrenos e Estacas de Brita



É normal e frequente que os dois métodos referidos acima sejam utilizados em simultâneo. Quando o terreno possui baixa permeabilidade e necessitamos de acelerar o assentamento hidrodinâmico pode utilizar-se a solução mista.

Idealmente, a melhor solução de todas seria substituir integralmente a camada problemática. Contudo, tal não é economicamente viável e, portanto, essa hipótese fica automaticamente excluída.

7.6.1. Pré-Carga

A pré-carga ou sobrecarga temporária é uma forma de acelerar a consolidação, que consiste em colocar sobre o terreno um volume adicional de solo que lhe faça peso, aumentando desta forma a pressão na água dos poros e provocando uma saída mais rápida da mesma.

Veja-se a figura seguinte onde se ilustra o comportamento do solo perante este método de aceleração da consolidação:

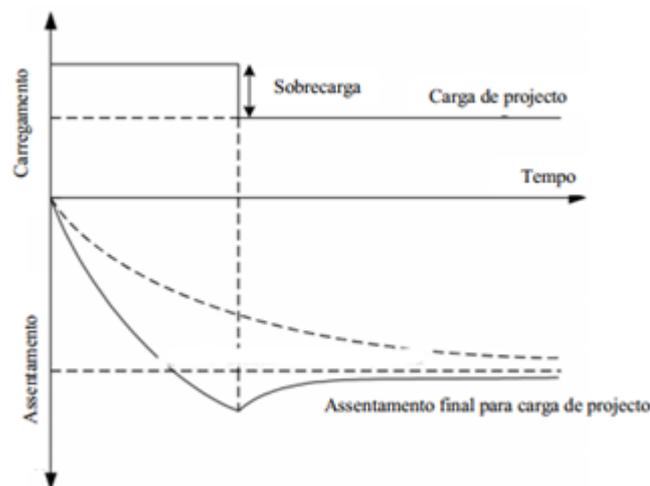


Figura 57- Assentamento devido a sobrecarga (Ricardo Alves, 2011)

Numa primeira fase, correspondente ao período de construção, ocorre o assentamento imediato. Após o assentamento imediato segue-se a consolidação primária, dependente da espessura da camada argilosa, bem como da sua permeabilidade e das fronteiras drenantes.



Por fim, a uma tensão constante e velocidade lenta, ocorrerá a consolidação secular (ou secundária).

Antes se escolher qual ou quais as soluções mais eficientes para acelerar a consolidação, determina-se qual o valor para o assentamento total. A pré-carga, tal como outro método de aceleração da consolidação, faz com que esse valor seja atingido mais cedo.

A pré-carga irá actuar até que se atinja a consolidação estimada. Esse controlo é feito pela topografia que vai fazendo medidas do terreno. Quando a consolidação é dada por terminada o excesso de solo, é removido.

Embora este seja um método de execução relativamente fácil, ele possui uma grande desvantagem. Em certos solos, de permeabilidade demasiado baixa, aguardar o final da consolidação só devido ao peso da pré-carga pode ser demasiado moroso. Contudo, muitas vezes esta técnica é suficiente para provocar os assentamentos necessários dentro de um tempo admissível.



7.6.2. Drenos Verticais

Uma das formas de promover a saída de água de um estrato de baixa permeabilidade, é introduzir no mesmo um material drenante, que permita que o escoamento deixe de se fazer somente na direcção vertical, no sentido das camadas drenantes naturais e, passe também a fazer-se na direcção horizontal.

Nas argilas, a permeabilidade horizontal é normalmente mais elevada do que a vertical e, quando se introduz um dreno, para além de estarmos a encurtar o caminho que a água tem que percorrer até encontrar uma fronteira drenante, estamos também a promover um escoamento mais rápido. A capacidade de descarga de um dreno vertical pode ser determinada pela aplicação da seguinte expressão proposta por Terzaghi:

$$q_w = \pi * r_w^2 * k_w$$

Onde r_w é o raio do dreno e k_w é o coeficiente de permeabilidade do dreno.

Os drenos verticais podem ser sintéticos ou podem ser constituídos por inertes como areia ou brita. Os primeiros possuem somente a função de drenar o maciço, ao passo que os segundos, para além do escoamento da água, servem ainda de reforço.

7.6.2.1. Geodrenos

Os Geodrenos são drenos artificiais ou sintéticos, pré-fabricados, cravados no terreno com o objectivo de torná-lo mais permeável.

Actualmente a maioria é constituída por um núcleo PEAD e revestido por um filtro geotêxtil (Carmo Cardoso, 2013).

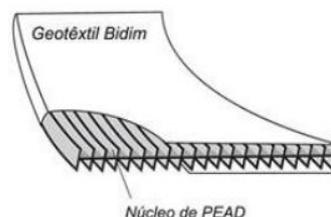


Figura 58- Representação esquemática de um geodreno com núcleo PEAD (Carmo Cardoso, 2013).



A saída da água da camada de baixa permeabilidade será mais rápida e, conseqüentemente, os assentamentos também levarão menos tempo a ocorrer.

Apesar de aumentar a velocidade de consolidação, os geodrenos não resolvem o problema da capacidade de carga. Tal acontece porque, apesar de extremamente resistentes, estes são maleáveis e não suportam sobre si o peso das construções sobrejacentes.

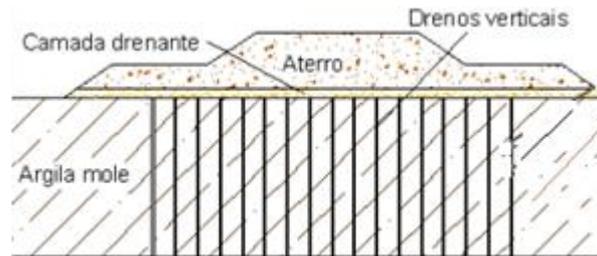


Figura 59- Geodrenos (Custódio Nascimento, 2009)

Como se ilustra na figura acima, entre o topo dos drenos e a construção, neste caso um aterro, espalha-se material drenante. O objectivo desta camada é que a água que é conduzida até à superfície tenha esta zona por onde se pode espriar, sem que seja o aterro a recebê-la. Se a água que sai da camada de argila fosse parar directamente ao aterro, a estabilidade do mesmo ficaria comprometida, podendo mesmo gerar-se espaços vazios no seu interior que conduziriam ao abatimento.

A implantação é feita por cravação estática ou vibratória. Durante a mesma, o terreno sofre pequenos deslocamentos na zona envolvente ao dreno. O processo pára quando se atinge uma camada arenosa ou sã abaixo do estrato impermeável.

Embora de aspecto frágil e, apesar dos cuidados a ter no seu manuseamento e implementação, os geodrenos possuem uma elevada resistência mecânica. Com um núcleo em plástico e revestidos por um material geossintético, estes são capazes de suportar a cravação sem romper ou partir e ainda, as solicitações por parte dos movimentos resultantes das deformações, vertical e horizontal, sofridas pelo maciço contemporâneas da consolidação. Na ponta do geodrenos existe uma espécie de âncora metálica que, durante a descida, impede a entrada de solo no mesmo e, depois de cravados, fixa-o à profundidade desejada.

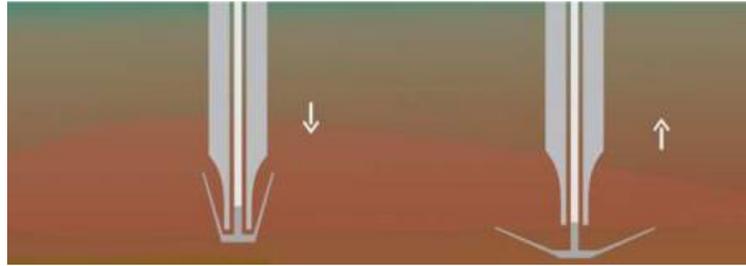


Figura 59.1- Detalhe da cravação do geodrenos (Nuno Salsa, 2015)

Algumas das vantagens da utilização deste método são:

- Baixo custo;
- Rápida instalação;
- Controlo de qualidade;
- Amigos do ambiente;
- Diminuição do percurso que a água percorre até abandonar o estrato impermeável.

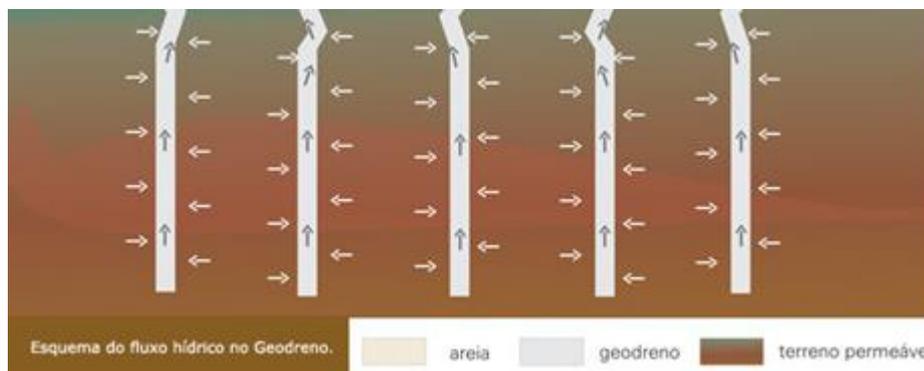


Figura 59.2- Geodrenos (fundesp, 2009)

A cravação dos geodrenos, o número de elementos cravados e a dimensão dos mesmos não é aleatória. É necessário dimensionar primeiro e construir depois.

Os geodrenos possuem secção rectangular. Para saber qual a área da secção a utilizar, os cálculos são feitos em termos de diâmetro equivalente.

Assim, o diâmetro equivalente (d_w) de um geodreno com largura “a” e espessura “b” pode ser, segundo Stapelfeldt e Vepsäläinen (2007), determinado pela expressão:



$$dw = \frac{2(a + b)}{\pi}$$

A capacidade de drenagem ao longo do tempo pode ser, segundo os mesmos autores, condicionada pelos seguintes factores:

- A pressão que o terreno exerce sobre o dreno pode levar a que este se deforme, reduzindo desta forma a sua eficiência;
- O resultado da consolidação pode conduzir a assentamentos elevados que dobrem o geodreno;
- Degradação do dreno, ao longo do tempo, causada pela actividade física e química em profundidade, podem conduzir à diminuição do caudal de escoamento.

7.6.2.2. Estacas de Brita

A utilização de estacas de brita é uma técnica de melhoramento dos solos que já vem a ser utilizada desde os anos de 1950. No princípio, esta era aplicada em solos soltos granulares com o objectivo de os fortalecer por aumento da compactação lateral e da rigidez, só posteriormente é que começou a ser aplicada em solos moles. Este método consiste em introduzir no terreno material granular como a brita, formando uma coluna de elevada permeabilidade. A introdução das colunas de brita pode ser realizada por métodos vibratórios ou não vibratórios.

→ **Métodos Vibratórios**

Métodos vibratórios ou de vibrosubstituição os mais utilizados quando se pretende compactar ou densificar o solo em torno do dreno.

Esta técnica consiste em:

- a) Introdução de uma sonda com um vibrador de baixa frequência no solo. Esta pode ser acompanhada de um fluido de injeção (wet process), de ar (dry process) ou de nenhum dos dois;



- b) Descida promovida essencialmente pelo peso do dispositivo e pelos movimentos oscilatórios e abertura do furo;
- c) Quando atinge a profundidade pretendida, inicia-se a vibrosubstituição, colocando-se o material de enchimento no furo (por cima ou através de um tubo paralelo à sonda) e a sonda vai subindo e descendo para compactar a brita até que o processo termine;
- d) Obtém-se assim uma coluna cilíndrica de brita

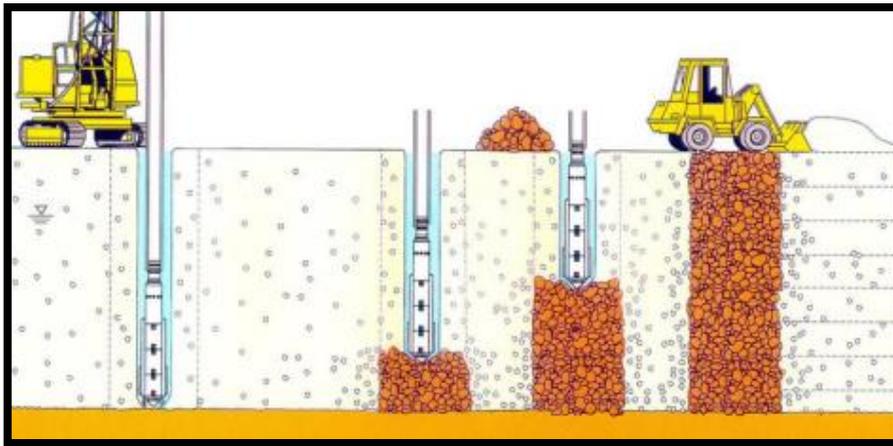


Figura 60- Método de vibro-compactação de colunas de brita (André Sampaio, 2014)

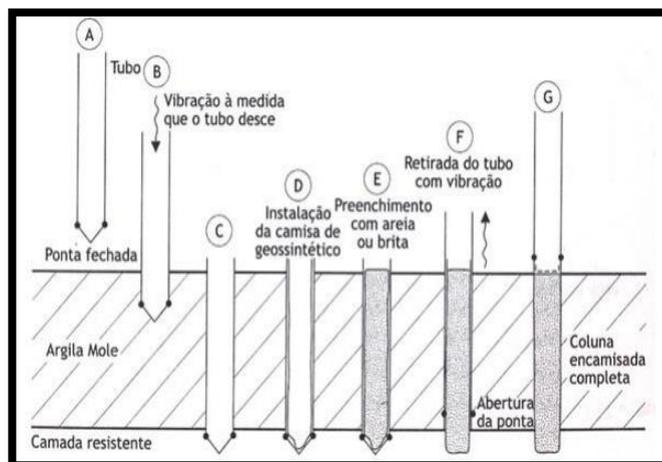


Figura 60.1- Esquema de colunas encamisadas (Maria Cardoso, 2013)



→ **Métodos não vibratórios**

Os métodos não vibratórios podem ter diferentes modos de execução.

Uma das formas de realização de uma coluna pode ser:

- a) Abertura de um furo;
- b) Encamisamento do furo;
- c) Enchimento com brita até um dado patamar;
- d) Retirada parcial do encamisamento;
- e) Compactação com um pilão;
- f) Retoma-se do ponto c) até chegar ao topo do furo.

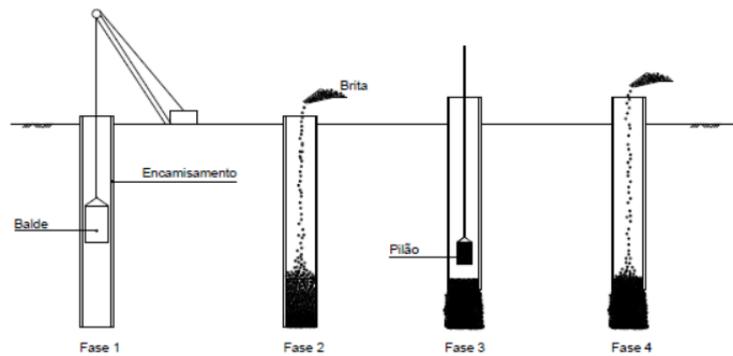


Figura 61- Execução de uma coluna de brita pelo método tradicional (Tiago Domingues, 2006)

Um método mais recente e mais utilizado:

- a) Execução de furo por rotação com um trado;
- b) Colocação da brita através de um tubo existente no interior do trado.

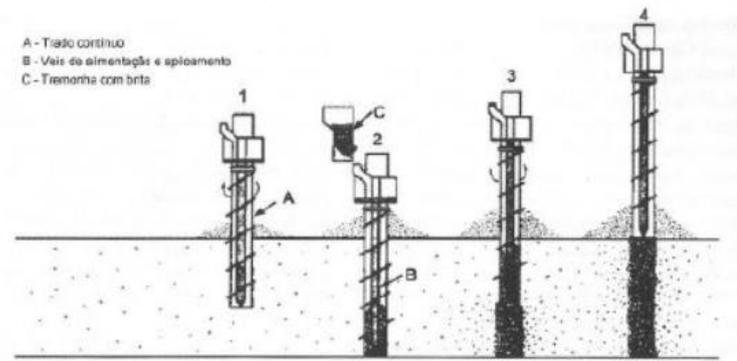


Figura 61.1- Execução de uma coluna de brita com trado (Tiago Domingues, 2006)

Vulgarmente esta técnica, tal como a anterior (geodrenos), é utilizada em simultâneo com a pré-carga e, possui maior interesse quando estamos na presença de solos moles que precisam ser reforçados.

→ Avaliação da carga admissível de uma estaca de brita

As estacas de brita funcionam frequentemente como suporte das construções, sendo elas a suportar sobre si as tensões que seriam transferidas ao solo.

Para uma distribuição mais uniforme da carga pelas colunas de brita, é frequente colocar-se à superfície do terreno, antes da construção nomeadamente de aterros, mantas geotêxteis ou geogrelhas.

Por vezes, a capacidade que uma coluna de brita possui para suportar as tensões impostas pelas construções não é suficiente e, esta acaba por sofrer deformações irreversíveis que comprometem as estruturas por elas suportadas.

A aplicabilidade dos drenos verticais nem sempre se verifica. O solo que se pretende reforçar deve possuir uma resistência não drenada de pelo menos 15 kPa, pois caso contrário, o confinamento da coluna não está garantido.

Veja-se a figura seguinte, onde estão ilustradas tensões actuantes numa estaca rígida e numa coluna de brita.

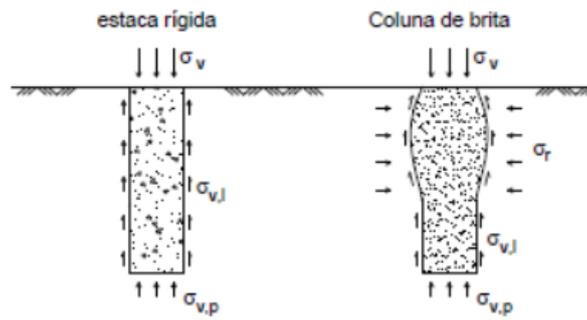


Figura 62- Estaca rígida versus coluna de brita (Tiago Domingues, 2006)

No caso da estaca rígida, o peso que lhe é transferido pela carga é transmitido para o maciço por atrito lateral ($\sigma_{v,l}$) ou pela ponta ($\sigma_{v,p}$). Quanto à coluna de brita, que possui tendência para se expandir radialmente devido a acção da carga, a acção da carga é contrariada pela tensão de confinamento radial (σ_r).

- **Método empírico de Thorburn**

Em meados da década de 70, Thorburn e Mac Vicar propuseram uma regra para avaliar a capacidade de carga admissível de uma coluna de brita, válida para colunas realizadas por vibradores tipo “Keller”. Segundo a regra imposta, para colunas inseridas em grupos, “*assume-se que toda a solicitação é integralmente resistida pela coluna, sem participação do solo.*” (Tiago Domingues, 2006)

A proposta de Thorburn para determinar o diâmetro das colunas é:

$$d (m) \cong 1,13 - 0,0116 C_u (kPa)$$

Sendo c_u a coesão não drenada.

Quando aplicável, a introdução das estacas no estrato problemático vai conduzir a diversas vantagens:

- Redução do tempo de consolidação
- Aumento da capacidade de carga do solo



- Promoção do escoamento radial que se dá a maior velocidade porque a permeabilidade é maior na direcção horizontal
- O percurso que a água percorre até abandonar o estrato é menor
- Diminuição da magnitude dos assentamentos

→ **Dimensionamento**

A determinação do diâmetro e do espaçamento entre drenos verticais é descrita de várias formas por diferentes autores. O método que se segue foi o utilizado no dimensionamento do caso em estudo.

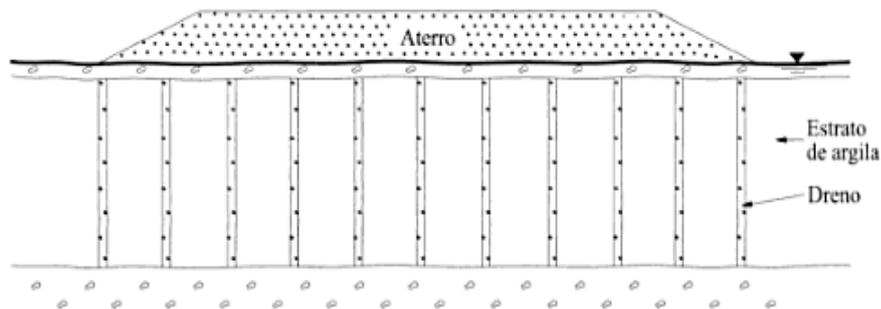


Figura 63- Esquema de um estrato com drenos verticais e aterro por cima (Matos Fernandes 2012)

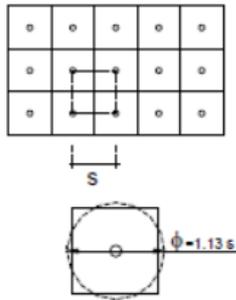
Os drenos verticais podem ter diferentes disposições no terreno. As mesmas relacionam-se com o objectivo pretendido. Vulgarmente, as malhas utilizadas são a quadrangular e triangular. Existe uma terceira que, por ser mais difícil executar não se utiliza tanto, que é a malha hexagonal.

A escolha da malha pode ser feita por tentativas, isto é, podem ser feitas várias simulações de modo a chegar a um resultado que seja eficiente e o menos dispendioso possível.

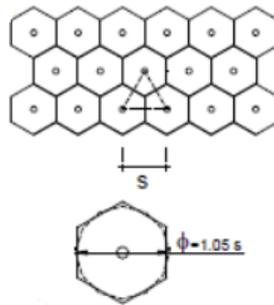
Vejam-se as ilustrações que se seguem onde se observa o espaçamento entre drenos e o diâmetro de influência.



Malha quadrangular



Malha triangular



Malha hexagonal

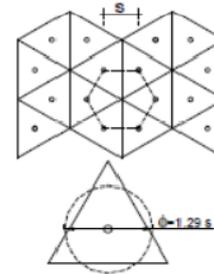


Figura 64- Tipos de malhas (Matos Fernandes, 2012)

Tabela 38- Áreas de influência dos diferentes tipos de malhas (Ballam e Poulos, 1983)

	Malha triangular	Malha quadrada	Malha hexagonal
$\frac{\phi_{inf.}}{s}$	1.05	1.13	1.29
Área de influência	$A = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot s^2$	$A = s^2$	$A = \frac{3\sqrt{3}}{4} s^2$



7.7. Solução Escolhida

Para o caso em estudo decidiu-se escolher as estacas de brita como a solução mais aprazível. A razão da escolha tem a ver com o facto dos solos que se pretende consolidar serem pouco resistentes (argilas moles), como se pôde verificar pelos ensaios geotécnicos e, estas servem, para além de drenos, como suporte/reforço. Num caso como o que se apresenta, em que os aterros servirão de suporte às extremidades do viaduto, é de suma importância reduzir o risco de ocorrência de abatimentos após a construção do mesmo.

A implementação de estacas em brita vai aumentar a resistência do terreno pois o peso do aterro passará a distribuir-se pelas colunas e não tanto pelo solo.

Cada estaca deverá ser cravada até atravessar na totalidade a camada problemática.

Uma vez que a implantação das estacas no solo acarreta gasto de tempo, dinheiro e recursos humanos, é necessário fazer um bom dimensionamento do espaçamento que deve existir entre cada estaca e determinar qual o diâmetro que as mesmas devem possuir.

7.7.1. Apresentação de Resultados

Para fazer o dimensionamento mais vantajoso para o caso de estudo, fizeram-se simulações, variando o espaçamento entre estacas e o diâmetro das mesmas, de modo a verificar qual a malha que se adequa.

Para fazer este estudo, do assentamento ao longo do tempo com introdução de estacas, houve alguns parâmetros que mudaram. Uma vez que agora se está a promover o escoamento na direcção horizontal, em vez de utilizar o coeficiente de consolidação vertical (c_v) passa a utilizar-se o horizontal (c_h). Assim como, passa-se a ter em conta o factor tempo radial (T_r) em vez do T_v mencionado anteriormente.

O valor de c_h considerado foi $2c_v$. Isto porque o escoamento horizontal nas argilas é mais rápido do que o vertical, devido à forma lamelar das partículas.

O factor tempo para a consolidação radial é determinado a partir da fórmula:



$$T_r = \frac{c_h t}{R^2}$$

Em que R corresponde ao raio de influência dos drenos.

De modo análogo ao que acontecia na determinação do grau de consolidação sem estacas, também para determinar o grau de consolidação radial (U_r), é necessário recorrer a uma interpolação. Esta utiliza o T_r calculado e o Tr_1 e Tr_2 , que balizam o primeiro. Aos valores Tr_1 e Tr_2 correspondem diferentes valores de n . Esses valores podem ser encontrados no Anexo numa tabela que relaciona o T_r com n , que é o quociente entre R e r_w (r_w - raio do dreno).

A interpolação utilizada para o cálculo do grau de consolidação U_r , foi:

$$U_r = \left[\frac{n_2 - n}{n_2 - n_1} * (Tr_1, n_1) + \frac{n - n_1}{n_2 - n_1} * (Tr_1, n_2) \right] * \frac{Tr_2 - Tr_1}{Tr_2 - Tr_1} + \left[\frac{n_2 - n}{n_2 - n_1} * (Tr_2, n_1) + \frac{n - n_1}{n_2 - n_1} * (Tr_2, n_2) \right] * \frac{Tr - Tr_1}{Tr_2 - Tr_1}$$

Onde n é calculado pela expressão:

$$n = \frac{R}{r_w}$$

Antes de passar às simulações, pode recorrer-se à proposta de Thorburn para determinar o diâmetro mínimo das estacas, para uma coesão não drenada de 20 kPa:

$$d (m) \cong 1,13 - 0,0116 C_u (kPa)$$

$$d (m) = 1,13 - 0,0116 \times 20$$

$$d (m) = 0,898 (m)$$

Assim, sabe-se que não é necessário fazer simulações para diâmetros inferiores a este.



Na tabela que se segue, estão os dados considerados para fazer uma simulação de cálculo.

Determinou-se um modelo para malha quadrada e outro para malha triangular.

Para a malha quadrada:

Tabela 39- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha quadrada

		Espaçamento	Raio de influência	Raio do dreno		
Assentamento Total (m)	ch (m ² /dia)	s (m)	R (m)	r _w (m)	n=R/r _w	Tempo de construção (dias)
0,32	0,004	1,5	0,846	0,5	1,692	45

Tabela 40- Determinação da consolidação com recurso a uma malha quadrada 1,5m x 1,5m

MALHA QUADRADA						
t (após o fim da construção, dias)	t (dias)	t (real)	Tr	U(z)	Assentamento (m)	Assentamento a ocorrer (m)
7	52	29,5	0,163814697	83,05	0,26576	0,05424
15	60	37,5	0,208239022	88	0,2816	0,0384
30	75	52,5	0,291534631	95	0,304	0,016
90	135	112,5	0,624717067	99,9	0,31968	0,00032
180	225	202,5	1,12449072	100	0,32	0
210	255	232,5	1,291081938	100	0,32	0
360	405	382,5	2,124038026	100	0,32	0

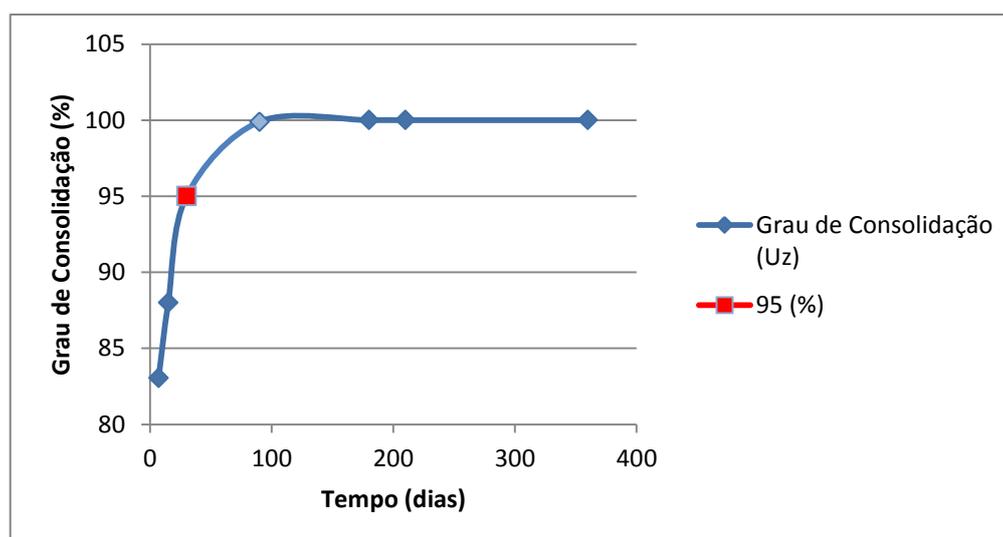


Gráfico 3- Representação gráfica do Grau de Consolidação (malha quadrada 1,5 x 1,5)

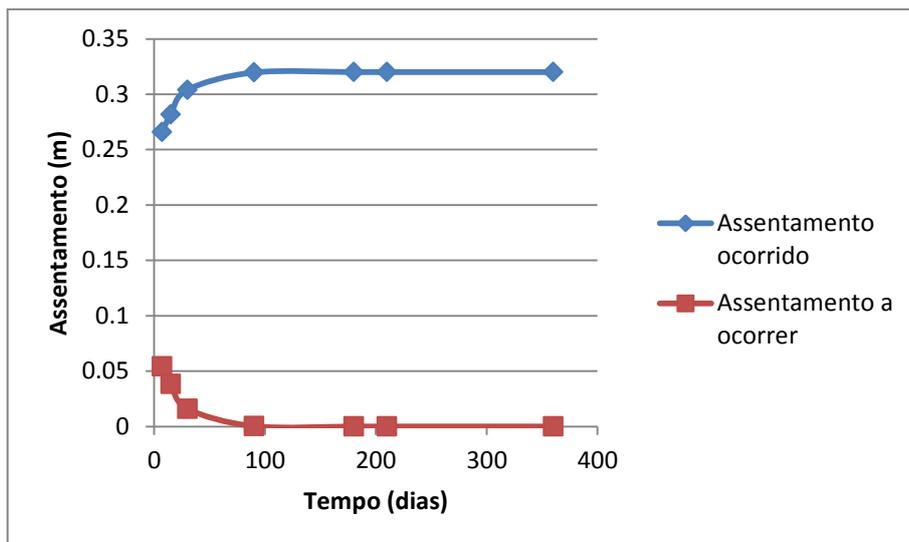


Gráfico 4- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha quadrada 1,5 x 1,5

Com uma malha quadrada, drenos espaçados de 1,5 m e 1m de diâmetro, foi atingido um grau de consolidação de 95% ao final de 30 dias.

Para a malha triangular:

Tabela 41- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha triangular (1,5m de espaçamento)

		Espaçamento	Raio de influencia	Raio do dreno		
Assentamento Total (m)	ch (m ² /dia)	s (m)	R (m)	r _w (m)	n=R/r _w	Tempo de construção (dias)
0,32	0,004	1,5	0,7875	0,5	1,575	45

Tabela 42- Determinação da consolidação com recurso a uma malha triangular

MALHA TRIANGULAR						
t (após o fim da construção, dias)	t (dias)	t (real)	Tr	U(z)	Assentamento (m)	Assentamento a ocorrer (m)
7	52	29,5	0,189056871	82,5	0,264	0,056
15	60	37,5	0,240326531	92,5	0,296	0,024
30	75	52,5	0,336457143	95,5	0,3056	0,0144
90	135	112,5	0,720979592	99,9	0,31968	0,00032
180	225	202,5	1,297763265	100	0,32	0
210	255	232,5	1,49002449	100	0,32	0
360	405	382,5	2,451330612	100	0,32	0

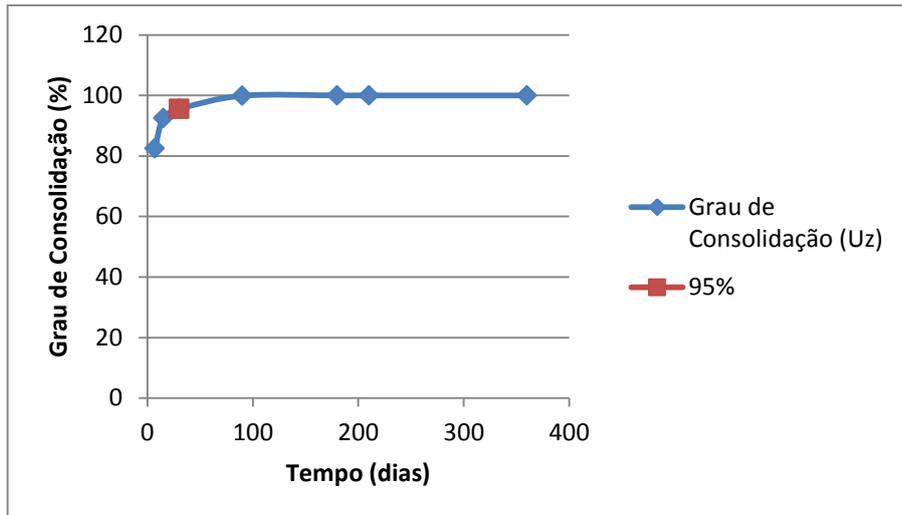


Gráfico 5- Representação gráfica do Grau de Consolidação

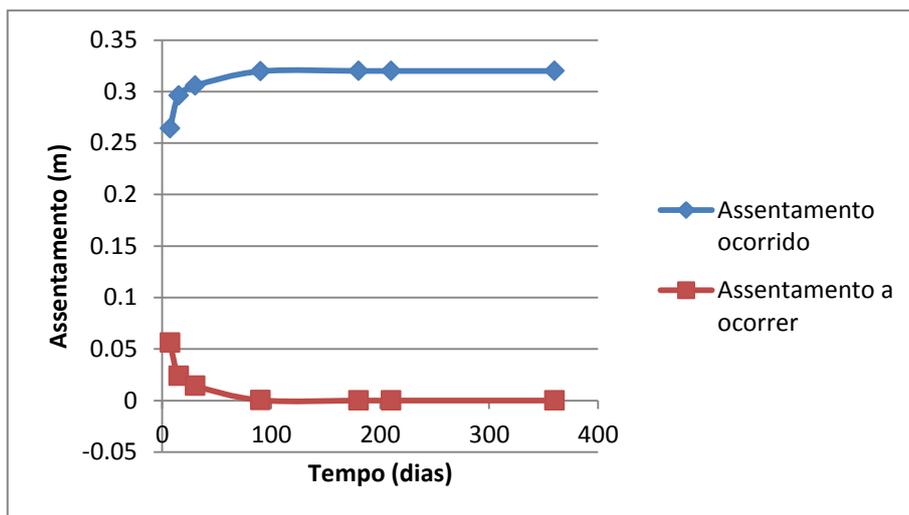


Gráfico 6- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha triangular

Com uma malha triangular, o espaçamento de 1,5 m e diâmetro de 1 m também se revelou eficiente, sendo que ao final de 30 dias já se ultrapassam os 95% de consolidação.

Apesar dos resultados obtidos já se revelarem satisfatórios, veja-se uma nova simulação, desta vez encurtando o espaçamento entre estacas para 1m. Tal como anteriormente, seguem os resultados para a malha quadrada e para a triangular, respectivamente.



Para a malha quadrada:

Tabela 43- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha quadrada

		Espaçamento	Raio de influencia	Raio do dreno		
Assentamento Total (m)	ch (m ² /dia)	s (m)	R (m)	rw (m)	n=R/rw	Tempo de construção (dias)
0,32	0,004	1	0,564	0,5	1,128	45

Tabela 44- Determinação da consolidação com recurso a uma malha quadrada 1 m x 1 m

MALHA QUADRADA						
t (após o fim da construção, dias)	t (dias)	t (real)	Tr	U(z)	Assentamento (m)	Assentamento a ocorrer (m)
7	52	29,5	0,36858307	99,95	0,32	0
15	60	37,5	0,4685378	99,99	0,32	0
30	75	52,5	0,65595292	100	0,32	0
90	135	112,5	1,4056134	100	0,32	0
180	225	202,5	2,53010412	100	0,32	0
210	255	232,5	2,90493436	100	0,32	0
360	405	382,5	4,77908556	100	0,32	0

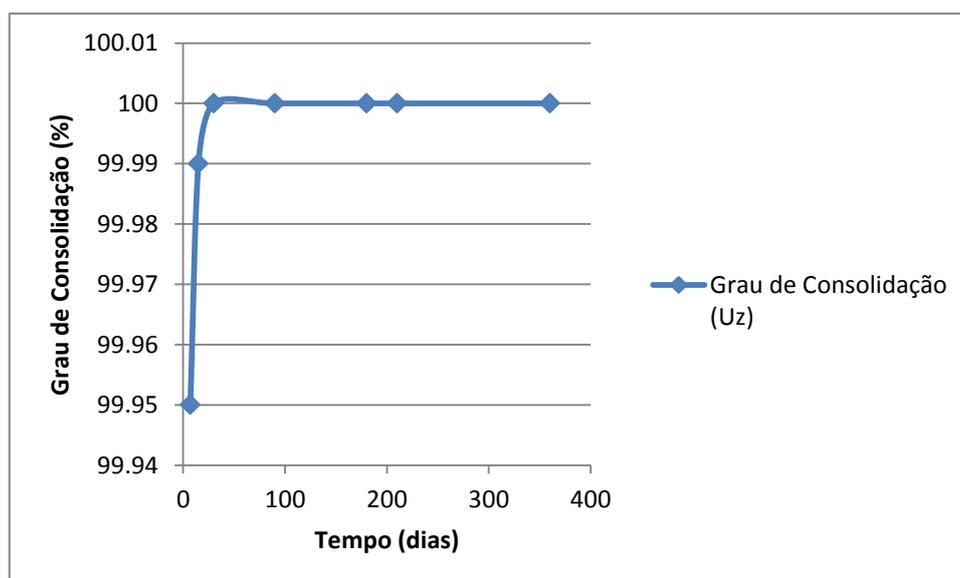


Gráfico 7- Representação gráfica do Grau de Consolidação

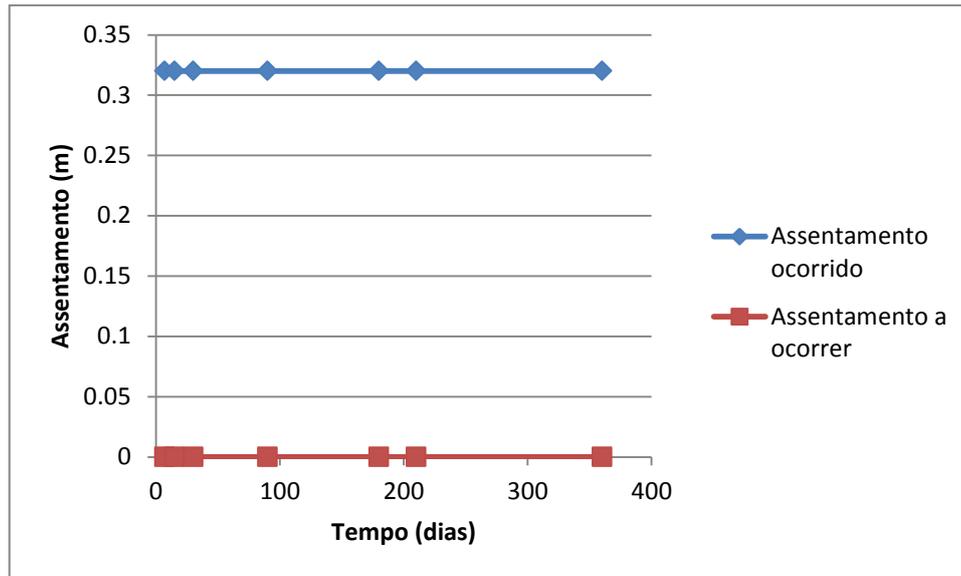


Gráfico 8- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha quadrada

Com a malha quadrada, ao encurtar o espaçamento entre drenos, mesmo mantendo o raio, a consolidação termina no final da construção.

Para a malha triangular:

Tabela 45- Dados utilizados na simulação de cálculo de uma malha triangular

		Espaçamento	Raio de influencia	Raio do dreno		
Assentamento Total (m)	ch (m ² /dia)	s (m)	R (m)	rw (m)	n=R/rw	Tempo de construção (dias)
0,32	0,004	1	0,525	0,5	1,05	45



Tabela 46- Determinação da consolidação com recurso a uma malha triangular com drenos espaçados 1 m

MALHA TRIANGULAR						
t (após o fim da construção, dias)	t (dias)	t (real)	Tr	U(z)	Assentamento (m)	Assentamento a ocorrer (m)
7	52	29,5	0,425377959	99,98	0,32	0
15	60	37,5	0,540734694	100	0,32	0
30	75	52,5	0,757028571	100	0,32	0
90	135	112,5	1,622204082	100	0,32	0
180	225	202,5	2,919967347	100	0,32	0
210	255	232,5	3,352555102	100	0,32	0
360	405	382,5	5,515493878	100	0,32	0

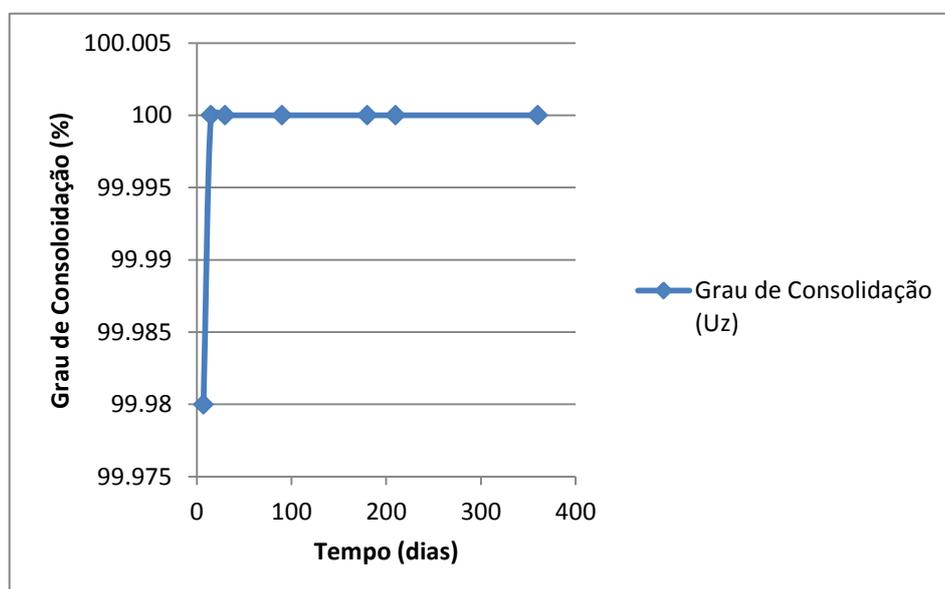


Gráfico 9- Grau de Consolidação ao longo do tempo

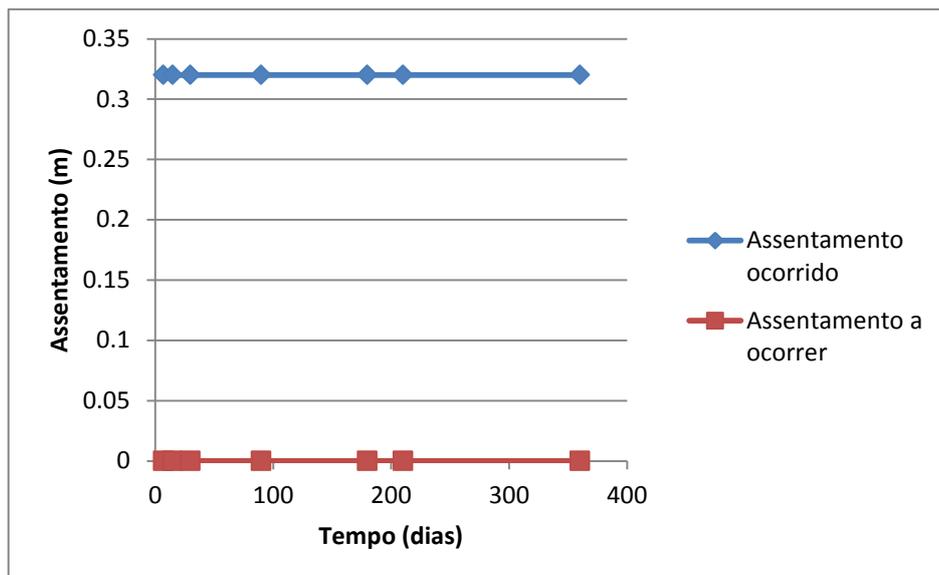


Gráfico 10- Representação gráfica o assentamento ao longo do tempo com uma malha triangular

Com uma malha triangular, é possível verificar que também não é necessário aguardar tempo nenhum após o final da construção.

7.7.2. Malha Escolhida

Para o problema de Kyebando todas as soluções apresentadas são satisfatórias, embora com uma malha triangular haja uma eficiência ligeiramente maior.

Apesar de, com um espaçamento 1 m x 1 m, não ser necessário aguardar tempo nenhum após a construção, julgo que com a malha 1,5 m x 1,5 m, o problema fica resolvido. Note-se que para esta última, ao final de 15 dias após execução da obra, já só falta ocorrer 3,8 cm com uma malha quadrada e apenas 2,4 cm com a triangular. Portanto, com uma malha triangular, com drenos de 1 m de diâmetro espaçados de 1,5 m, a consolidação fica garantida num tempo comportável para a obra.



8. Conclusões

Esta tese foi realizada com o objectivo de resolver um caso de consolidação de uma camada argilosa na zona do Kyebando (Uganda). Pôde constatar-se que, apesar da sua execução prática ter sido relativamente curta, foi necessário percorrer uma série de conceitos acerca da mecânica dos solos e da geotecnia, que nos permitissem compreender para o que é que estávamos a olhar e de que forma poderíamos agarrar o problema. Verificou-se que a consolidação das argilas em causa seria demasiado lenta quando comparada com as necessidades da obra e que, apenas devido ao peso do aterro, não conseguiríamos obter estabilidade em tempo útil. Assim, aprenderam-se diferentes métodos para acelerar a saída de água da argila (sobrecarga e drenos verticais).

Intervencionar um solo, de modo a torná-lo estável, será um processo dispendioso, contudo necessário.

Cada estaca deverá atravessar a totalidade da camada impermeável de modo a maximizar a sua eficiência e a garantir a estabilidade do aterro. Deve sempre ter-se em mente que este sistema de drenagem irá servir também de suporte, recebendo o peso da construção.

Ao longo deste trabalho, fez-se uma breve mas abrangente abordagem acerca dos solos, do seu comportamento e dos ensaios de caracterização dos mesmos. Ainda antes de se chegar ao caso prático, entre os vários ensaios referidos ao longo deste trabalho, deu-se particular relevância ao SPT e DPSH, utilizados na caracterização da zona em estudo. Pôde verificar-se que estes são métodos que se complementam e que, apesar de possuírem, tal como qualquer outro mecanismo, fragilidades, são e serão essenciais neste tipo de trabalho.



9. Referências Bibliográficas

Akgüner, Cem (2007). Elastic Analysis of Axial Load-displacement Behavior of Single Driven Piles. Tese de Doutorado – Universidade do Texas, Austin.

Ameratunga, Jay; Sivakugan, Nagaratnam; M. Das, Braja (2015). Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering, 1ª Edição, Springer

Camelo, Cristian Yair Soriano (2014). Capilaridade nos solos e suas implicações na Engenharia Civil, em <http://pt.slideshare.net/cristiansorianoc/capilaridade-nos-solos>. Universidade do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil

Cardoso, Maria do Carmo Gomes (2013). Análise de Soluções de Projeto de Aterros Sobre Solos Moles, em <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395146020803/CarmoCardoso-65816-Dicerta%C3%A7%C3%A3o.pdf>. Dissertação de Mestrado - Técnico de Lisboa

Cavalcante, Erinaldo Hilário (2006). Mecânica dos Solos II. Notas de Aula. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Sergipe

Caputo, Homero Pinto (1988). Mecânica dos Solos e Suas Aplicações, 6ª edição, Volume 1, LTC Editora

Costa, Carlos Nunes da (2006/2007). Disciplina de Fundamentos de Geotecnia, em http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoos/S_Geotecnia/Fundamentos_Geotecnia/2_introducao.pdf



Cruz (2010). Modelling Geomechanics of Residual Soils With DMT Tests. Tese de Douturamento- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP)

Davies, Michael C. R. ; Schlosser, François. Ground Improvement Geosystems: Densification and Reinforcement: Proceedings of the Third International Conference on Ground Improvement Geosystems, London, 3-5 June 1997

Domingues, Tiago Sabino; Borges, José Leitão; Cardoso, António Silva (2009). Aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita. Análise pelo método dos elementos finitos. Congresso Geotecnia

Dominoni, Cláudia Martins Bhering (2011). Análise de estabilidade e compressibilidade de um aterro sobre solo mole no porto de Suape, região metropolitana do recife, em <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006703.pdf>. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro

Fang, Hasai-yang (1991). Foundation Engineering Handbook, 2ª Edição, Springer US

Félix, Marcelo (2012). Melhoramento do solo com colunas de brita, em <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/187/artigo286953-1.aspx>. Edição 187

Honjo, Kusakabe, Matsui, Kouda & Pokharel (2002). Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design, A. A. Balkema Publishers Lisse/Abingdon/Exton (PA)/Tokyo

Lambe, T. William; Whitman, Robert V. (1969). Soil Mechanics. Instituto de Tecnologia de Massachusetts



Luz, José; Lima, Rosa (2001). Análise granulométrica por técnicas que se baseiam na sedimentação gravitacional: Lei de Stokes, em http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0370-44672001000200014.

Marangon, M. (2009). Geotecnia de Fundações, em http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid02.1GeotFund-AterroSolosMoles.pdf. Mecânica dos Solos II, Faculdade de Engenharia- NuGeo

Marangon, M. (2009). Compressibilidade e Adensamento dos Solos, em http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid03.pdf. Mecânica dos Solos II, Faculdade de Engenharia- NuGeo

Matos Fernandes, Manuel (2012). Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais- 3ª Edição, Volume 1, FEUP Edições

Matos Fernandes, Manuel (2011). Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica-1ª Edição, Volume 2, FEUP Edições

Meira, João M. L. (2001). “Argilas: O que são, suas propriedades e classificações.”, em http://www.visaconsultores.com/pdf/VISA_com09.pdf. Comunicações Técnicas, Visa Consultores

Mendes, Maria Matilde de Sousa Cabral Soares (2011). Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno, em <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/395143521374/Tese%20-%20Matilde%20Mendes%20-58779.pdf>. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

Normas, em <https://www.ua.pt/decivil/pagetext.aspx?id=14498>



Ribeiro, Jorge Manuel Carvalho Ribeiro (2011). Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico, em file:///C:/Users/%C3%82ngela/Downloads/DM_JorgeRibeiro_2011_MEGG.pdf.

Dissertação de Mestrado. Instituto Politécnico do Porto. Instituto Superior de Engenharia do Porto

Rocha, Cláudia de Jesus Thompson da (2012). Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo, em https://run.unl.pt/bitstream/10362/8739/1/Rocha_2012.pdf. Dissertação de Mestrado.

Universidade Nova de Lisboa

Souzal, Cristiano Márcio Alves de; Rafulll, Leidy Zulys Leyva; Vieirall, Luciano Baião (2000). Determinação do limite de liquidez em dois tipos de solo, utilizando-se diferentes metodologias, em http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1415-43662000000300024. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Print version ISSN 1415-4366 On-line version ISSN 1807-1929

Skempton, A. W. (1984). Selected Papers on Soil Mechanics by A. W. Skempton. Thomas Telford Limited, Londres

Tomaz, Plínio (2013). Remoção de sedimentos em BMPs, em http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livros/livro_remocao/capitulo08.pdf.

Capítulo 8

Veiga, Anabela Quintela Nunes (2011). Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leiria, em

<file:///C:/Users/%C3%82ngela/Downloads/Tese%20v42%20final.pdf>. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Departamento de Ciências da Terra, Universidade de Coimbra



Wesley, D. Laurance (2010). Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils. John Wiley & Sons, inc

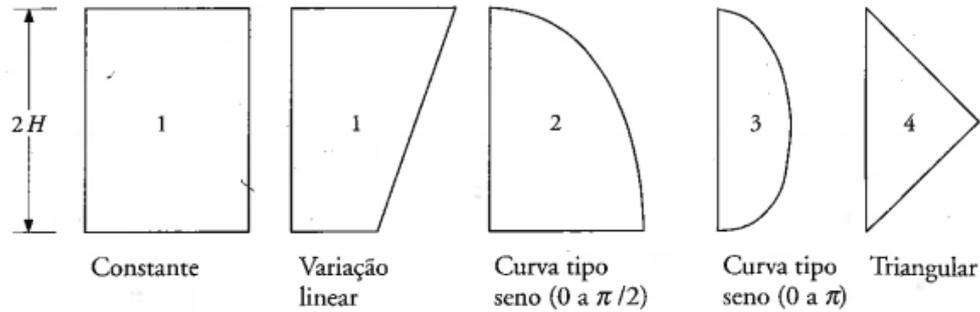




ANEXO – Tabelas consultadas para o cálculo dos assentamentos



a) Tabela para determinação do Grau de consolidação só pelo peso do aterro (Matos Fernandes, 2012)



T	Grau de consolidação médio, \bar{U}_z (%)				\bar{U}_z (%)	Fator tempo, T			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
0,004	7,14	6,49	0,98	0,80	0	0	0	0	0
0,008	10,09	8,62	1,95	1,60	5	0,0020	0,0030	0,0208	0,0250
0,012	12,36	10,49	2,92	2,40	10	0,0078	0,0111	0,0427	0,0500
0,020	15,96	13,67	4,81	4,00	15	0,0177	0,0238	0,0659	0,0753
0,028	18,88	16,38	6,67	5,60	20	0,0314	0,0405	0,0904	0,101
0,036	21,40	18,76	8,50	7,20	25	0,0491	0,0608	0,117	0,128
0,048	24,72	21,96	11,17	9,60	30	0,0707	0,0847	0,145	0,157
0,060	27,64	24,81	13,76	11,99	35	0,0962	0,112	0,175	0,187
0,072	30,28	27,43	16,28	14,36	40	0,126	0,143	0,207	0,220
0,083	32,51	29,67	18,52	16,51	45	0,159	0,177	0,242	0,255
0,100	35,68	32,88	21,87	19,77	50	0,197	0,215	0,281	0,294
0,125	39,89	36,54	26,54	24,42	55	0,239	0,257	0,324	0,336
0,150	43,70	41,12	30,93	28,86	60	0,286	0,305	0,371	0,384
0,175	47,18	44,73	35,07	33,06	65	0,342	0,359	0,425	0,438
0,200	50,41	48,09	38,95	37,04	70	0,403	0,422	0,488	0,501
0,250	56,22	54,17	46,03	44,32	75	0,477	0,495	0,562	0,575
0,300	61,32	59,50	52,30	50,78	80	0,567	0,586	0,652	0,665
0,350	65,82	64,21	57,83	56,49	85	0,684	0,702	0,769	0,782
0,400	69,79	68,36	62,73	61,54	90	0,848	0,867	0,933	0,946
0,500	76,40	76,28	70,88	69,95	95	1,129	1,148	1,214	1,227
0,600	81,56	80,69	77,25	76,52	100	∞	∞	∞	∞
0,700	85,59	84,91	82,22	81,65					
0,800	88,74	88,21	86,11	85,66					
0,900	91,20	90,79	89,15	88,80					
1,00	93,13	92,80	91,52	91,25					
1,500	98,00	97,90	97,53	97,45					
2,000	99,42	99,39	99,28	99,26					



b) Tabela para determinação do grau de consolidação radial (Universidade de Coimbra- Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil)

\bar{U}_r – grau de consolidação média por consolidação radial (%)

T_r \ n	1,5	2	3	4	5	7	10	15	20	30	40	60	100
0,004	8,42	3,32	1,55	1,07	0,85	0,64	0,51	0,41	0,35	0,30	0,27	0,24	0,21
0,008	16,13	6,54	3,07	2,13	1,69	1,28	1,01	0,81	0,71	0,60	0,54	0,48	0,41
0,012	23,19	9,84	4,56	3,17	2,53	1,91	1,51	1,21	1,06	0,90	0,81	0,71	0,62
0,02	36,58	15,55	7,49	5,23	4,18	3,17	2,50	2,01	1,76	1,50	1,35	1,19	1,03
0,028	46,98	21,07	10,33	7,25	5,80	4,41	3,49	2,80	2,45	2,09	1,89	1,66	1,44
0,036	54,69	25,23	13,08	9,22	7,40	5,63	4,46	3,59	3,14	2,68	2,42	2,13	1,85
0,048	65,20	33,34	17,06	12,10	9,74	7,44	5,90	4,75	4,17	3,55	3,21	2,83	2,46
0,06	73,27	39,77	20,83	14,89	12,03	9,21	7,32	5,91	5,18	4,42	4,00	3,52	3,06
0,072	79,47	45,58	24,45	17,59	14,25	10,95	8,72	7,04	6,19	5,28	4,78	4,21	3,67
0,088	84,91	51,85	28,46	20,83	16,78	12,94	10,32	8,35	7,35	6,27	5,68	5,01	4,36
0,1	88,91	57,04	32,25	23,56	19,23	14,88	11,90	9,65	8,49	7,26	6,57	5,80	5,05
0,125	93,60	65,22	38,53	28,53	23,43	18,24	14,65	11,91	10,50	8,99	8,15	7,20	6,28
0,15	96,31	71,85	44,23	33,17	27,41	21,47	17,31	14,12	12,46	10,68	9,70	8,58	7,49
0,175	97,87	77,21	49,40	37,51	31,18	24,57	19,89	16,27	14,38	12,35	11,22	9,93	8,68
0,2	98,77	81,55	54,10	41,57	34,76	27,54	22,39	18,37	16,26	13,98	12,72	11,27	9,85
0,25	99,59	87,91	62,22	48,92	41,37	33,15	27,15	22,40	19,90	17,16	15,63	13,88	12,16
0,3	99,86	92,07	68,90	56,34	47,31	38,32	31,62	26,24	23,37	20,23	18,45	16,42	14,41
0,35	99,95	94,80	74,40	60,95	52,64	43,10	35,82	29,89	26,70	23,17	21,18	18,88	16,60
0,4	99,98	96,59	78,93	65,85	57,44	47,50	39,76	33,36	29,88	26,01	23,81	21,27	18,74
0,5	100,00	98,54	85,72	73,91	65,62	55,31	46,93	39,79	35,63	31,35	28,82	25,84	22,85
0,6	100,00	99,37	90,33	80,05	72,23	61,96	53,25	45,60	41,28	36,36	33,60	30,14	26,75
0,7	100,00	99,73	93,45	84,75	77,57	67,62	58,81	50,85	46,27	40,98	37,87	34,19	30,45
0,8	100,00	99,88	95,56	88,35	81,89	72,44	63,71	55,99	50,83	45,26	41,96	38,01	33,98
0,9	100,00	99,95	96,99	91,09	85,37	76,54	68,03	59,87	55,01	49,23	45,77	41,61	37,30
1	100,00	99,98	97,96	93,19	88,18	80,03	71,84	63,74	58,83	52,92	49,34	45,00	40,47
1,25	100,00	100,00	99,23	96,52	93,07	88,65	79,48	71,87	67,02	61,00	57,26	52,63	47,71
1,5	100,00	100,00	99,71	98,22	95,94	91,08	85,05	78,17	73,58	67,69	63,94	59,21	54,07
1,75	100,00	100,00	99,89	99,09	97,62	94,03	89,11	83,06	78,84	73,24	69,58	64,87	59,66
2	100,00	100,00	99,96	98,54	96,60	93,01	88,07	82,88	78,05	72,83	68,33	63,75	58,66
2,5	100,00	100,00	99,99	99,88	99,52	98,22	95,79	92,09	89,12	84,79	81,73	77,56	72,88
3	100,00	100,00	100,00	99,97	99,83	99,20	97,77	95,23	93,02	89,56	87,00	83,38	78,91
3,5	100,00	100,00	100,00	99,99	99,94	99,64	98,81	97,13	95,52	92,84	90,74	87,66	83,72
4	100,00	100,00	100,00	100,00	99,98	99,84	99,37	98,27	97,13	95,09	93,41	90,85	87,44
5	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,97	99,62	99,37	98,82	97,69	96,68	94,97	92,52
6	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,99	99,95	99,77	99,51	98,91	98,31	97,23	95,55
7	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,99	99,92	99,80	99,49	99,14	98,48	97,35
8	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,97	99,92	99,76	99,57	99,16	98,42
9	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,99	99,97	99,89	99,78	99,54	99,06
10	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,99	99,95	99,89	99,75	99,44