



Universidade de Aveiro
2008

Departamento de Engenharia Civil

**ANA CATARINA
LEITÃO SILVA
ABRANTES**

**PROBLEMAS DE CONSOLIDAÇÃO NA
CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE
SOLOS MOLES**



**ANA CATARINA
LEITÃO SILVA
ABRANTES**

**PROBLEMAS DE CONSOLIDAÇÃO NA
CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE
SOLOS MOLES**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Dra. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

O júri

presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático da Universidade de Aveiro

Prof^a Doutora Maria de Lurdes da Costa Lopes

Prof^a Associada com Agregação da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof^a Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Prof^a Auxiliar da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Expresso o meu profundo agradecimento à Professora Dra. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes (orientadora) pela disponibilidade, apoio e incentivo que sempre me dispensou. Agradeço ao Professor Fernando Alcino Borges Bonito por todo o empenho. Foram ambos incansáveis em levarmos este trabalho a bom porto.

O meu sincero obrigado ao Engenheiro Nuno Ramos que atenciosamente realizou, no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, os ensaios necessários para a caracterização do solo utilizado neste estudo.

Ao meu colega e irmão Joaquim agradeço a ajuda prestada. Também ele se encontra a prestar prova de Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e compartilhou parte do trabalho realizado para a elaboração desta tese.

Contei com o amparo e a compreensão de meus pais e irmãos. Um obrigado especial à minha mãe que nos momentos mais difíceis e até de algum desânimo me deu confiança para continuar este desafio.

A todos eles manifesto a minha gratidão.

palavras-chave

Solos moles, consolidação, drenos, geossintéticos

resumo

As transformações do mundo moderno exigem da Engenharia inovação nas técnicas utilizadas e nos materiais a empregar nas diversas obras. É propósito deste trabalho estudar as diferentes possibilidades de resolução dos problemas de consolidação associados à construção de aterros sobre solos moles. Apresentam-se várias metodologias de aceleração da consolidação de solos moles. Para caracterizar o solo mole em análise foram realizados ensaios edométricos e triaxiais.

Os assentamentos devidos à consolidação processam-se de modo progressivo ao longo do tempo. O facto de os assentamentos por consolidação serem diferidos no tempo é um aspecto importante a ter em conta na avaliação da segurança de uma construção. É necessário, por isso, em algumas obras, aplicar processos de melhoramento do solo ou que acelerem a consolidação e os assentamentos do solo.

Neste trabalho foi estudado um problema típico de consolidação, usando métodos tradicionais e modelação numérica através de elementos finitos, simulou-se ainda numericamente a utilização de drenos geossintéticos para acelerar a consolidação.

keywords

Soft soil, consolidation, drains, geosynthetics

abstract

The transformations of the modern world require innovation in the engineering techniques and materials to be used in various works.

This work presents different possibilities for solving the problems associated with the consolidation of construction of embankments on soft soil. There are several methods to accelerate the consolidation of soft soils. To characterize the soft soil under analysis oedometer and triaxial tests were performed.

The settlements due to the consolidation take place gradually over time. The fact that the settlements be deferred over time is important to take into account when assessing the safety of a structure. Therefore, in some works it is necessary to implement procedures to improve the soil or to speed up the consolidation and settlement of the soil.

In this work a typical problem of consolidation was studied, using traditional methods and numerical simulations with finite elements, the use of drains in geosynthetic to accelerate the consolidation process was also simulated numerically.

ÍNDICE

Introdução	18
1.- Consolidação de solos moles.....	19
1.1.- Os solos moles	19
1.1.1.- Definição	19
1.1.2.- Principais propriedades	19
1.1.3.- Interacção água – argilas	20
1.2.- Consolidação	22
1.2.1.- Definição	22
1.2.2.- Teoria da consolidação de Terzaghi.....	23
1.3.- Ensaios laboratoriais para caracterização do comportamento tensão-deformação e resistência ao corte, em condições não drenadas de argilas.....	27
1.3.1.- Ensaio edométrico.....	28
1.3.2.- Ensaio triaxial não drenado (ck_{0u}).....	36
1.3.3.- Ensaio de corte directo simples (dss).....	41
1.3.4.- Determinação da envolvente de Mohr-Coulomb, tendo em conta os resultados dos ensaios triaxial e de corte simples.....	44
2.- Aceleração da consolidação	48
2.1.- Técnicas de aceleração da consolidação	48
2.1.1.- Pré-carga.....	48
2.1.1.1.- Pré-carga usando vácuo	49
2.1.1.2.- Pré-carga usando tubos insufláveis e vácuo.....	50
2.1.2.- Drenagem electro-osmótica	51
2.1.3.- Drenos verticais.....	53
2.2.- Aceleração da consolidação de solos moles, usando drenos verticais em material geossintético	56
2.2.1.- Os geossintéticos	56
2.2.2.- Metodologia de dimensionamento.....	60

2.2.3.- Pormenores construtivos.....	67
2.3.- Caso de estudo.....	72
3.- Problema teórico-prático	86
3.1.- Caracterização do solo em estudo	86
3.1.1.- Análise granulométrica	86
3.1.2.- Limites de consistência	86
3.1.3.- Ensaio triaxial	87
3.1.4.- Ensaio edométrico.....	90
3.2.- Modelação numérica	96
3.2.1.- Modelação no programa de elementos finitos.....	98
3.2.2.- Cenários de cálculo	101
3.2.2.1.- Exercício teórico.....	102
3.2.2.2.- Etapa 1	114
3.2.2.3.- Etapa 2.....	123
3.2.2.4.- Etapa 3.....	132
Considerações finais	148
Bibliografia.....	150
Anexo A - Análise granulométrica e limites de consistência	153
Anexo B - Construção de Casagrande	154
Anexo C - Construção de Schmertmann	155
Anexo D - Ensaio edométrico: resultados	156

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Interação entre as moléculas de água e as moléculas de argila [Nagaraj e Miura (2001)].	21
Figura 2- Esquema da Teoria de Terzaghi [Fernandes (2006)].....	25
Figura 3 - Esquema simplificado do ensaio edométrico [Fernandes (2006)].....	29
Figura 4 - Variação do índice de vazios do solo com a tensão efectiva vertical e durante o ciclo de carga e descarga [Head (1982)].....	30
Figura 5 - Comparação da curva “in-situ” com a curva laboratorial obtida pelo ensaio edométrico [Fernandes (2006)].....	31
Figura 6 - Parâmetros que definem a compressibilidade do solo: a) diagrama $\log(\sigma'_v)$ - e; b) diagrama σ'_v - e; c) diagrama σ'_v - ϵ_{vol} [Fernandes (2006)].	33
Figura 7 - Esquema do equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial [Fernandes (2006)]...	37
Figura 8 - Forças aplicadas à amostra de solo durante o ensaio triaxial não-drenado.	38
Figura 9 - Variação da tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_2$) e do excesso de tensão neutra (Δu) com as deformações axiais (ϵ_a) de amostras de argila [Fernandes (2006)].	41
Figura 10 - Esquema do equipamento de ensaio de corte directo simples [P. W. R. C. G. (1987)].....	42
Figura 11 - Ensaio de corte directo simples: esquema simplificado da célula de ensaio; b) estado de tensão existente numa amostra submetida ao ensaio de corte directo simples [Fernandes (2006)].	43
Figura 12 - Envolvente de Mohr-Coulomb (adaptado de [Fernandes (2006)]).	45
Figura 13 - Diagrama s-t (adaptado de [Fernandes (2006)]).	45
Figura 14 - Diagrama σ - τ supondo que o corte ocorre numa faceta horizontal (adaptado de [Fernandes (2006)]).	46
Figura 15 - Diagrama σ - τ supondo que o corte ocorre numa faceta que não a faceta horizontal (adaptado de [Fernandes (2006)]).	47
Figura 16 - Envolvente de Mohr-Coulomb para argilas normalmente consolidadas (NC) e sobreconsolidadas (SC) (adaptado de Fernandes (2006)).....	47

Figura 17 - Esquema do processo de consolidação por pré-carga usando vácuo [Nagaraj e Miura (2001)].	49
Figura 18 - Esquema de aplicação de pré-carga usando tubos insufláveis e vácuo [Nagaraj e Miura (2001)].	51
Figura 19 - Fluxo de água resultante do processo de electro-osmose [Nagaraj e Miura (2001)]......	52
Figura 20 - Expulsão da água do solo saturado por meio do geossintético condutor eléctrico cátodo [Nascimento, Neto e Palmeira (2006)]......	53
Figura 21 - Variação dos assentamentos do solo ao longo do tempo: a) com e sem pré-carga; b) Com e sem drenos verticais [Nagaraj e Miura (2001)]......	55
Figura 22 - Tipos de geossintéticos (adaptado de [1] e [3]).	57
Figura 23 - Tipo de escoamento no interior da zona de influência de um dreno e pormenor da célula de Rowe para determinação do coeficiente de consolidação radial [Fernandes (2006)].	62
Figura 24 - Gráfico factor tempo - grau de consolidação médio [Fernandes (2006)]......	63
Figura 25 - Distribuição dos drenos verticais: a) distribuição quadrangular; b) distribuição triangular [Nagaraj e Miura (2001)]......	67
Figura 26 - Equipamento que instala os drenos sintéticos [Fernandes (2006)]....	69
Figura 27 - Esquema de um aterro com drenos aceleradores de consolidação (adaptado de [Sandroni (2006)]).	71
Figura 28 - Geomalhas: fibra de coco e fibra de juta (adaptado de [1]).	72
Figura 29 - Esquema do dreno natural, circular [Jang <i>et al.</i> (2001)]......	73
Figura 30 - Esquema do dreno natural, em faixa [Jang <i>et al.</i> (2001)]......	73
Figura 31 - Esquema do dreno plástico de geossintético, em faixa [Jang <i>et al.</i> (2001)]......	74
Figura 32 - Esquema do equipamento de ensaio do teste de capacidade de descarga [Jang <i>et al.</i> (2001)]......	75
Figura 33 - Variação da capacidade de descarga com a pressão lateral [Jang <i>et al.</i> (2001)].	76
Figura 34 - Esquema do aparelho de ensaio do teste de consolidação [Jang <i>et al.</i> (2001)]......	77

Figura 35 - Consolidação vs tempo [Jang <i>et al.</i> (2001)].	79
Figura 36 - Deformação dos drenos no final do ensaio de consolidação: FD1, FD2 e PD, respectivamente [Jang <i>et al.</i> (2001)].	80
Figura 37 - Comparação do tempo de consolidação obtido pelo teste de consolidação com o alcançado no modelo numérico [Jang <i>et al.</i> (2001)].	82
Figura 38 - Malha do dreno no ensaio de consolidação vista em planta e da secção transversal para (a) - FD1 e (b) - FD2 e PD [Jang <i>et al.</i> (2001)].	83
Figura 39 - Malha do dreno no modelo numérico vista em planta e da secção transversal para (a) - FD1 e (b) - FD2 e PD [Jang <i>et al.</i> (2001)].	84
Figura 40 - Tempo de alcance de um grau de consolidação de 90% para diferentes profundidades [Jang <i>et al.</i> (2001)].	85
Figura 41- Gráfico (s' ; $t_{máx}$)	89
Figura 42 - Variação do índice de vazios no carregamento de uma argila quando o acréscimo de tensão ultrapassa a tensão de pré-consolidação.	94
Figura 43 - Perfil geológico em estudo.	97
Figura 44 - Geometria modelada do problema em estudo.	98
Figura 45 - Perfil geológico confinado.	100
Figura 46 - Estado inicial do perfil geológico.	101
Figura 47 - Esquema do Perfil geológico em estudo.	102
Figura 48 - Exercício Teórico: distribuição de tensões no solo em situação de repouso.	108
Figura 49 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo imediatamente após a construção do aterro.	110
Figura 50 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo no final da consolidação.	111
Figura 51 - Solução da equação de consolidação ao longo da espessura do estrato (Fernandes, 2006).	113
Figura 52 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo seis meses após a construção do aterro.	114
Figura 53 - Etapa 1: Assentamentos verticais do perfil geológico ao longo do tempo, a) Fases 1 e 2 e b) Fase 3.	117

Figura 54 - Etapa 1: Assentamentos verticais do perfil geológico ao longo do tempo (escala logarítmica) nas Fases 1 e 2.....	119
Figura 55 - Etapa 1: Variação em profundidade da Pressão neutra do solo nas fases 1 e 2.....	120
Figura 56 - Etapa 1: Variação do excesso de pressão neutra do solo ao longo do tempo no ponto médio da camada de argila, a) fase 2 e b) fase 3.....	122
Figura 57 - Etapa 2: Deformada do solo após a construção da primeira parte do aterro.....	125
Figura 58 - Etapa 2: Deformada do solo após a construção da segunda parte do aterro.....	125
Figura 59 - Etapa 2: Assentamentos no solo (direcção vertical) em função do tempo nas fases 1, 2, 3 e 4.	126
Figura 60 - Etapa 2: Assentamentos no solo (direcção vertical) em função do tempo nas fases 5 e 6.	127
Figura 61 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 1, 2 e 3.	129
Figura 62 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 1, 2, 3 e 4.	130
Figura 63 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 5 e 6. .	131
Figura 64 - Conversão do Modelo 3D para o modelo 2D (adaptado de Indraratna <i>et al</i> , 2005).	136
Figura 65 - Esquema da modelação 2D dos drenos verticais, no programa de elementos finitos.	140
Figura 66 - Etapa 3: Deformada do solo 180 dias após a construção do aterro.	141
Figura 67 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção vertical) com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.....	142
Figura 68 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção vertical) com o decorrer de 180 dias depois de construído o aterro. ...	143
Figura 69 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção horizontal) com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.....	144
Figura 70 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: evolução do excesso de pressão neutra com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.	146

Figura 71 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: evolução do excesso de pressão neutra com o decorrer do tempo na fase 3..... 147

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Correspondência entre o modelo de Terzaghi e o carregamento de um estrato confinado de argila [Fernandes (2006)].....	26
Quadro 2 - As várias fases do ensaio triaxial não-drenado [Fernandes (2006)]...	40
Quadro 3 - Solução da equação de consolidação radial [Fernandes (2006)].....	65
Quadro 4 - Valores iniciais e finais da altura da amostra de argila, do seu índice de vazios e da percentagem de água do solo [Jang <i>et al.</i> (2001)].	78
Quadro 5 - Valores de condutividade hidráulica e de coeficiente de armazenamento obtidos nos ensaios [Jang <i>et al.</i> (2001)].	81
Quadro 6 - Índices de compressibilidade e de recompressibilidade do solo em estudo.	95
Quadro 7 - Características dos solos a considerar.....	97
Quadro 8 - Classificação do solo (adaptado de Fernandes, 2006).	103
Quadro 9 - Valores de I_s considerando um meio elástico com fronteira rígida à profundidade H (adaptado de Fernandes, 2006).....	105
Quadro 10 - Tensões no solo em situação de repouso.....	108
Quadro 11 - Tensões no solo imediatamente após a construção do aterro.	109
Quadro 12 - Tensões no solo no final da consolidação.....	111
Quadro 13 - Tensões no solo seis meses após a construção do aterro.....	114
Quadro 14 - Características do dreno vertical [4].....	132
Quadro 15 - Equivalência de parâmetros nos modelos 3D e 2D.....	137

LISTA DE SÍMBOLOS

- α – ângulo que define a inclinação da linha k_f .
- α – compressibilidade do esqueleto sólido do solo.
- β – Compressibilidade da água.
- $\Delta\sigma'_v$ – acréscimo da tensão efectiva vertical.
- Δe – variação do índice de vazios.
- Δh – variação da altura da amostra.
- Δq_s – acréscimo de carga associado à construção do aterro.
- ε_{vol} – variação volumétrica.
- ϕ – ângulo de atrito do solo.
- ϕ' – ângulo de atrito efectivo do solo.
- $\gamma_{sat,0}$ – peso volúmico saturado inicial do solo.
- γ_w – peso volúmico da água: $9,81\text{kN/m}^3$.
- φ – inclinação da envolvente de rotura.
- σ – tensão normal total.
- σ'_0 – tensão efectiva inicial do solo.
- σ'_{v0} – tensão efectiva vertical inicial do solo.
- σ'_p – tensão de pré-consolidação do solo.
- σ_3 – pressão radial.
- σ_1 – pressão axial.
- σ_{vf} – tensão vertical na rotura.
- τ – tensão tangencial ou de corte.
- τ_{vf} – tensão de corte num plano horizontal na rotura.
- ν – coeficiente de Poisson.
-
- A – secção transversal do dreno.
- a – ordenada na origem da linha k_f .
- a_v – coeficiente de compressibilidade.
- B – largura da área carregada à superfície.
- c – coesão do solo.

c' – coesão efectiva do solo.

c_c – índice de compressibilidade do solo.

c_h – coeficiente de consolidação radial.

c_r – índice de recompressibilidade do solo.

c_u – resistência não drenada.

c_v – coeficiente de consolidação vertical.

E – módulo edométrico.

E – módulo de Young ou módulo de deformabilidade.

e_0 – índice de vazios inicial.

e_i – índice de vazios em cada escalão de carga.

G_s – densidade das partículas de solo.

H – máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação.

h_0 – altura inicial da amostra de solo.

h_0 – espessura do estrato de argila.

$h_{f,i}$ – espessura da amostra no final de cada escalão de carga.

h_s – fracção da altura da amostra correspondente à parte sólida do solo.

i – gradiente hidráulico.

l_s – parâmetro adimensional.

k – coeficiente de permeabilidade.

k_h – coeficiente de permeabilidade normal ao plano do dreno.

k_v – coeficiente de permeabilidade vertical.

k_x – condutividade hidráulica do solo na direcção x .

k_y – condutividade hidráulica do solo na direcção y .

k_z – condutividade hidráulica do solo na direcção z .

m_h – coeficiente de compressibilidade volumétrica radial.

m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical.

n – porosidade do solo.

n – razão dos raios de drenos verticais.

OCR – “overconsolidation ratio”, grau de sobreconsolidação do solo.

q – aumento ou decréscimo de água.

Q – caudal, volume de água por unidade de tempo.

Q_w – capacidade de descarga dos drenos.
 R – raio de influência do dreno.
 r_w – raio do dreno.
 s – espaçamento entre drenos.
 s' – semi-soma das maior e menor tensões efectivas principais.
 s – semi-soma das maior e menor tensões totais principais.
 s_c – assentamento por consolidação.
 $s_c(t)$ – assentamento por consolidação num dado instante t .
 $s_{f,i}$ – assentamento da amostra de solo no final de cada escalão de carga.
 s_i – assentamento do provete de solo no instante i .
 S_s – coeficiente de armazenamento.
 t – número de anos correspondentes ao grau de consolidação médio.
 t – tensão deviatória (semidiferença da maior e da menor tensão principal).
 $t_{máx}$ – tensão deviatória máxima.
 T_{50} – factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%.
 t_{50} – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.
 T_{90} – factor tempo correspondente ao grau de consolidação médio (\bar{U}) de 90%.
 t_{90} – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.
 T_R – factor tempo radial.
 T_V – factor tempo vertical.
 u – tensão da água nos poros do solo (poro-pressão ou pressão neutra).
 \bar{U}_R – grau de consolidação médio radial.
 $\bar{U}(t)$ – grau de consolidação médio num dado instante t .
 \bar{U}_z – grau de consolidação médio vertical.
 $U_z(t)$ – grau de consolidação médio vertical num dado instante t .
 v – velocidade de percolação da água.
 w_0 – teor em água inicial.
 z – ponto médio do estrato de argila (corresponde a metade da altura do provete de solo).

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento célere dos centros urbanos criou a necessidade de ocupação de zonas do território cujas propriedades geológicas do solo não favorecem a construção de obras de engenharia.

Os solos moles apresentam valores reduzidos de resistência e permeabilidade e índices de deformabilidade elevados. As características inerentes aos solos moles indicam uma necessidade extra nas preocupações que o projectista deve ter no que toca à segurança da construção de aterros sobre este tipo de solos.

Com o decorrer dos tempos, foram desenvolvidas inúmeras técnicas de melhoramento do solo de modo a evitar ou a minimizar os problemas que estão associados à construção sobre solos moles.

É indispensável conhecer as características geotécnicas do solo, bem como as propriedades dos materiais utilizados para melhorar o seu comportamento.

De um modo geral, se os solos forem devidamente compactados, exibem uma elevada resistência a esforços de compressão e corte e uma baixa resistência a esforços de tracção.

O comportamento do solo pode ser melhorado acelerando a consolidação do mesmo. Ao acelerar a consolidação dos solos moles, antecipam-se os assentamentos sofridos por estes.

Das várias técnicas e materiais utilizados na aceleração da consolidação dos solos moles aborda-se neste trabalho, com maior ênfase, o uso de materiais geossintéticos. Os geossintéticos são aplicados em obras geotécnicas, em substituição ou melhoramento de técnicas usuais de engenharia. A aplicação de geossintéticos no melhoramento das características dos solos possibilita a execução de projectos originais e criativos, com elevada durabilidade e a custos reduzidos.

1.- CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS MOLES

1.1.- OS SOLOS MOLES

1.1.1.- DEFINIÇÃO

Os solos moles existentes em Portugal são depósitos aluvionares silto-argilosos contendo, por vezes, um teor elevado de matéria orgânica (lodos). Estes solos encontram-se, em geral, abaixo do nível freático estando, por isso, num estado saturado ou próximo do saturado.

O comportamento dos solos argilosos é controlado pelas partículas que o formam que, por apresentarem a forma de lâminas ou placas, possuem uma superfície específica elevada.

1.1.2.- PRINCIPAIS PROPRIEDADES

A segurança de uma estrutura geotécnica depende das características do solo que a constitui. Se o solo não apresentar as propriedades adequadas para desempenhar as funções que lhe são destinadas, a construção que este sustenta vai experimentar efeitos inesperados, podendo mesmo ocorrer o colapso da estrutura.

Para evitar este tipo de situações, é necessário que o solo em que a construção vai ser implantada possua: resistência, compressibilidade e permeabilidade adequadas.

Segundo Nagaraj e Miura (2001), os problemas geotécnicos referentes às argilas estão relacionados com os valores de compressibilidade, permeabilidade e resistência ao corte destes solos. Os solos moles são solos que possuem uma compressibilidade elevada e uma resistência reduzida.

Existem inúmeras propriedades que influenciam o comportamento dos solos moles. Não é objectivo deste trabalho relatar com pormenor as referidas

propriedades. Uma informação mais detalhada pode ser encontrada em diversas publicações, de entre as quais: Fernandes (2006) e Nagaraj e Miura (2001).

De seguida, mencionam-se algumas propriedades de solos argilosos moles propostas por diversos autores e compiladas por Borges (1995):

- O peso volúmico dos solos moles encontra-se entre os 14 kN/m³ e os 18 kN/m³.

- O índice de vazios varia de 1,2 a 3.

- Os solos argilosos possuem uma permeabilidade reduzida. O coeficiente de permeabilidade é inferior a 10⁻⁸ m/s.

- A resistência ao corte não drenada é reduzida e apresenta valores inferiores a 40 kPa.

- O índice de compressibilidade traduz a variação da compressibilidade do solo com o aumento ou a diminuição da tensão. Nos solos argilosos este parâmetro situa-se entre os 0,4 e 1,5 (é elevado o efeito da diminuição da compressibilidade do solo com o aumento da tensão de consolidação). O índice de compressibilidade pode atingir valores superiores a 5, no caso de argilas com elevado teor de matéria orgânica. O índice de compressibilidade aumenta com o limite de liquidez e com o teor em água.

- O valor do ângulo de atrito interno encontra-se entre 20° e 35°, diminuindo com o aumento da plasticidade do solo, devido ao facto dos solos moles apresentarem valores elevados de deformabilidade e valores reduzidos de permeabilidade. Estes apresentam propensão a sofrer assentamentos de elevada grandeza que vão ocorrendo ao longo do tempo e à medida que se efectua o escoamento da água intersticial (consolidação).

1.1.3.- INTERACÇÃO ÁGUA – ARGILAS

A afinidade que os solos moles exibem face à presença de água condiciona o seu comportamento. O parâmetro que determina o comportamento das argilas é o seu teor em água, pois é esta a propriedade que estabelece a disposição das

partículas que constituem a argila e, logo, o seu índice de vazios e a sua consistência (Borges, 1995).

As partículas de argila possuem carga eléctrica negativa nas faces e as moléculas de água são bipolares, ou seja, possuem carga eléctrica negativa (aniões) e carga eléctrica positiva (catiões). É por este facto que surge uma interacção entre as partículas de argila e as partículas de água (Fernandes, 2006).

A água liga-se às partículas de argila através de ligações de hidrogénio nas quais o hidrogénio pertencente às moléculas de água é atraído às unidades de oxigénio ou hidroxilo presentes na superfície das partículas de argila. As moléculas de água unem-se às partículas existentes no solo através de uma atracção electrostática.

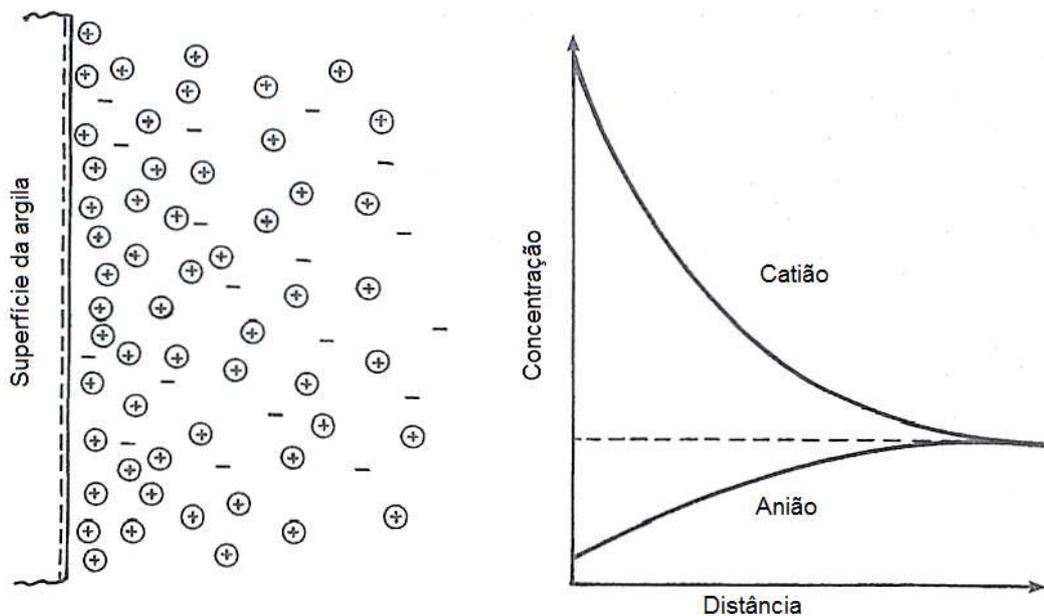


Figura 1 - Interação entre as moléculas de água e as moléculas de argila [Nagaraj e Miura (2001)].

Da relação que as argilas apresentam face à presença das moléculas de água resulta um afastamento dos iões da superfície da argila, de modo a compensar a atracção electrostática. A concentração de catiões que são atraídos para junto da

superfície da argila diminui com o aumento da distância à face do solo e existe, em simultâneo, um aumento na concentração de íões (Nagaraj e Miura, 2001).

As argilas apresentam valores de teor em água e índices de vazios elevados o que possibilita a estes solos reduções volumétricas (compressibilidade) elevadas.

A redução de volume dos solos argilosos ocorre devido à expulsão da água que estes contêm. Em solos pouco permeáveis, como é o caso dos solos moles, a expulsão de água é demorada a processar-se, pelo que a redução de volume ocorre ao longo do tempo.

1.2.- CONSOLIDAÇÃO

1.2.1.- DEFINIÇÃO

A água vai sendo progressivamente expulsa do solo argiloso o que gera uma diminuição da espessura do estrato (devido à redução do teor em água e do índice de vazios) e, logo, um assentamento da superfície do terreno. À medida que o solo sofre os assentamentos, ocorre um aumento da tensão efectiva e uma redução da tensão neutra do solo (Fernandes, 2006).

O parâmetro que permite saber o estado de consolidação de um solo é o grau de sobreconsolidação, OCR (“overconsolidation ratio”). O grau de sobreconsolidação traduz a razão entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efectiva vertical em repouso, sendo que a tensão de pré consolidação é a máxima tensão efectiva que um solo já experimentou.

Existem solos sobreconsolidados ($OCR > 1$), normalmente consolidados ($OCR = 1$) e subconsolidados ($OCR < 1$). Os solos sobreconsolidados são solos que já experimentaram tensões superiores à tensão que agora possuem, os solos normalmente consolidados são solos que nunca estiveram submetidos a uma tensão superior à que agora estão (em geral, maciços recentes) e os solos subconsolidados são aqueles em que a consolidação ainda não terminou, pois existe excesso de tensão neutra por dissipar, uma vez que o peso do maciço

sobrejacente não está ainda completamente instalado no esqueleto sólido da argila (situação pouco frequente porque a deposição de novas camadas é lenta).

1.2.2.- TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI

O solo é formado por uma fase sólida (esqueleto sólido do solo), por uma parte líquida (água existente nos poros do solo) e por uma parte gasosa (ar presente nos poros do solo). Os solos argilosos em estudo estão, em geral, saturados pelo que os vazios do solo encontram-se totalmente preenchidos com água.

O assentamento que o solo sofre ao longo do tempo devido ao fenómeno da consolidação tem origem na percolação da água presente no solo (Head, 1982).

Após a expulsão da água do solo, os assentamentos por consolidação não cessam. Os assentamentos por consolidação secular (a consolidação secular ocorre devido à fluência do esqueleto sólido do solo e do reajustamento da água adsorvida) dão-se a uma velocidade reduzida pelo que se prolongam ao longo do tempo e só são significativos em depósitos recentes e/ou com um elevado teor de matéria orgânica.

Para melhor se entender o comportamento do solo quando este está sujeito ao processo de consolidação, pode-se recorrer à Teoria da Consolidação de Terzaghi.

O modelo analógico de Terzaghi, que a seguir é exposto, só é válido para as seguintes hipóteses (Fernandes, 2006):

- o solo é homogéneo e encontra-se saturado;
- a compressibilidade da água e das partículas de solo é desprezável;
- as deformações que o solo sofre bem como o escoamento da água ocorrem apenas na direcção vertical;
- o escoamento da água do solo obedece à lei de Darcy;

$$v = k \times i \tag{1}$$

- o estado de tensão e o estado de deformação são uniformes, independentemente da secção horizontal ou do instante de tempo que se está a considerar;

- não há fluência do esqueleto sólido do solo, pois o índice de vazios e a porosidade num determinado ponto do maciço dependem apenas da tensão efectiva;

- o coeficiente de permeabilidade (k), o coeficiente de compressibilidade (a_v) e o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) possuem um valor constante, para um intervalo reduzido de tensões e de deformações;

- todos os efeitos e fenómenos, assim como o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais, podem ser extrapolados para elementos de dimensões semelhantes às de um maciço verdadeiro.

Nota: Lei de Darcy: $v = k \times i$. Onde: v – é a velocidade de percolação da água, k – é o coeficiente de permeabilidade, i – é o gradiente hidráulico.

O modelo de Terzaghi considera um estrato de solo confinado, carregado à superfície. Um estrato confinado é aquele que está impedido de se deformar lateralmente (maciço carregado à superfície por uma carga uniformemente distribuída numa área infinita).

Neste modelo, Terzaghi assemelha o comportamento do solo ao de um conjunto de elementos formado por um recipiente cheio de água, uma tampa perfurada e uma mola.

Considera-se um recipiente com água e uma mola no seu interior. O recipiente é tapado à superfície da água por um disco com um orifício. O peso do disco vai ser equilibrado pela mola. Sobre o sistema anteriormente descrito é bruscamente pousado um objecto.

No sistema que serve de base à analogia de Terzaghi e que está esquematicamente representado na Figura 2, cada elemento do sistema corresponde a um elemento ou propriedade do solo:

- a mola é o esqueleto sólido do solo;
- a água simula a água presente nos poros do solo;
- o disco representa os estratos subjacentes ao estrato de argila;
- o objecto desempenha as funções da construção que é implantada à superfície do terreno;

- as dimensões do orifício existente no disco simulam a permeabilidade do solo.

A carga aplicada ao “solo” pelo objecto vai inicialmente ser suportada pela água, uma vez que o comprimento da mola permanece constante. Com o avançar do tempo e à medida que a água percola, a carga vai passar de uma forma lenta a ser suportada pela mola. No final a água deixa de percolar ou seja, a água deixa de escoar através do orifício e a carga é totalmente suportada pela mola (parte sólida do solo); atingiu-se um equilíbrio de tensões (Fernandes, 2006).

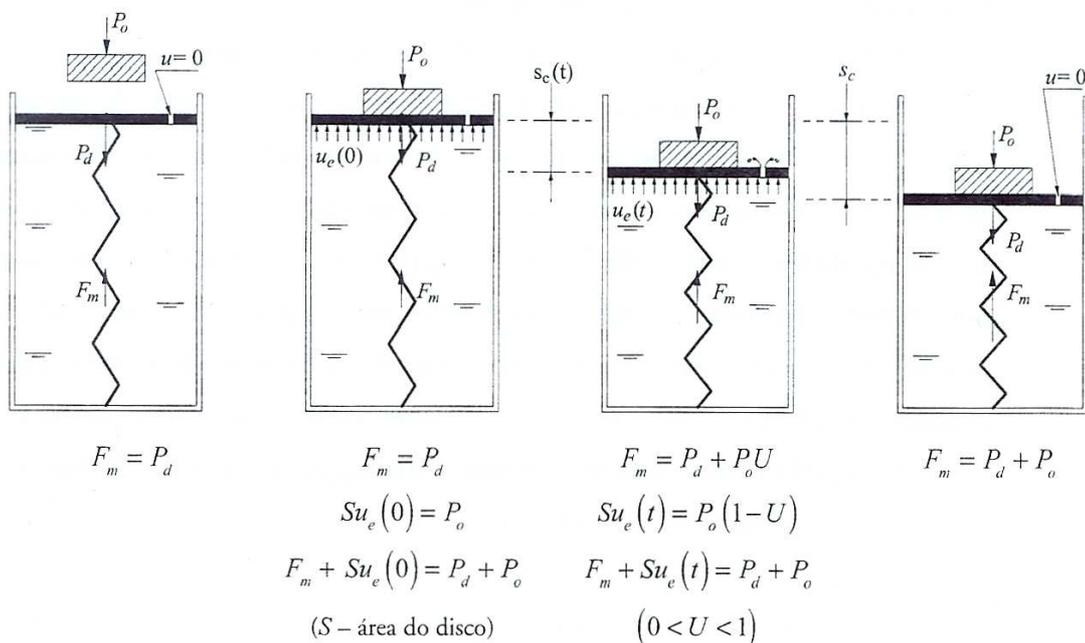


Figura 2- Esquema da Teoria de Terzaghi [Fernandes (2006)].

Na Figura 2 pode-se observar, de forma sucinta, o comportamento do solo em termos de tensões, forças e deslocamentos durante a consolidação. Para uma melhor compreensão do comportamento do solo expõe-se, de seguida, no Quadro 1, o paralelismo entre o modelo de Terzaghi e o carregamento de um estrato confinado.

Quadro 1 - Correspondência entre o modelo de Terzaghi e o carregamento de um estrato confinado de argila [Fernandes (2006)].

	Modelo de Terzaghi	Carregamento de um estrato confinado
Componentes	Mola	Esqueleto sólido do solo
	Água	Água dos poros do solo
	Disco	Estratos subjacentes ao estrato de argila
	Objecto	Obra construída à superfície do terreno
	Dimensões do orifício	Permeabilidade da argila
Tensões ou forças	Força na mola, F_m	Tensão efectiva
	Pressão na água, u	Pressão nos poros / pressão neutra
	Sobrepresão na água, u_e	Excesso de pressão neutra
	Peso do disco, P_d	Tensão efectiva de repouso
	Peso do objecto, P_o	Sobrecarga aplicada à superfície
Deslocamentos	Altura que o disco desceu até ao instante t , $s_c(t)$	Assentamento por consolidação no instante t
	Altura que o disco desceu no final do processo, s_c	Assentamento por consolidação (final)

Resumidamente:

No momento do carregamento ($t=0$):

- 1) O peso do disco iguala a força na mola.
- 2) O disco sofre um ligeiro assentamento. Ocorre no solo um assentamento denominado por assentamento imediato. Esse assentamento deve-se às deformações volumétricas de camadas cujo valor de permeabilidade é, em muito, superior ao da argila (falamos, por exemplo, de um estrato de areia).

Neste instante o estrato de argila não sofreu ainda deformações volumétricas. A tensão efectiva da argila mantém-se, havendo um acréscimo de pressão neutra (u_e).

Com o decorrer do tempo (t):

- 1) Inicia-se o escoamento da água pelo orifício presente no disco que se desenrola de forma progressiva.
- 2) O peso do disco é contrabalançado pela água e pela mola (a parte do peso do disco que é suportada pela mola (U) situa-se entre zero e a unidade).

3) O disco exhibe assentamentos por consolidação ($s_c(t)$) crescentes ao logo do tempo. Há um aumento de tensão efectiva e uma redução no valor da tensão neutra.

No fim da consolidação:

1) O peso do disco é inteiramente suportado pela mola ($U=100\%$) e deixa de existir percolação da água.

2) O excesso de pressão neutra dissipou-se totalmente (atingiu o valor zero) e o solo encontra-se consolidado.

3) A velocidade de consolidação do solo está ligada: à permeabilidade, à espessura e às condições de drenagem do estrato de argila.

1.3.- ENSAIOS LABORATORIAIS PARA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CORTE, EM CONDIÇÕES NÃO DRENADAS DE ARGILAS

Os ensaios apresentados neste ponto têm por objectivo simular, o mais fielmente possível, as solicitações impostas ao terreno. Por esse motivo, tanto a preservação dos testemunhos da amostragem, como o conhecimento das condições de carregamento e drenagem do solo, são fundamentais para uma melhor reprodução das condições “in situ” em ensaios de laboratório.

Para caracterizar o comportamento de um solo é indispensável conhecer os seus elementos fundamentais de resistência: a coesão e adesão entre as partículas de solo, a resistência friccional ao escorregamento entre as partículas sólidas e a ligação entre as partículas sólidas.

É difícil definir estes elementos de forma separada e a relação existente entre estes e as variáveis que os influenciam levam à clarificação desta dificuldade quando ocorrem transformações das condições naturais ou impostas como: as mudanças do teor em água, a pressão neutra, as mudanças da flutuação do nível freático, o movimento da água subterrânea, a história geológica, entre outros.

Vão ser abordados três tipos de ensaios laboratoriais. O primeiro que caracteriza o estado de confinamento do solo ou seja as tensões de consolidação (ensaio de consolidação unidimensional ou ensaio edométrico) e os dois últimos que permitem controlar a resistência ao corte de um solo (ensaios de corte directo e triaxial, respectivamente).

1.3.1.- ENSAIO EDMÉTRICO

Idealmente, a amostra ao ser colhida deve apenas sofrer alterações a nível do estado de tensão. A amostra estava, inicialmente, em profundidade ou seja a uma tensão mais elevada. Por isso, é necessário tentar repor as condições de origem, nomeadamente o coeficiente de impulso em repouso (razão entre a tensão efectiva horizontal e a tensão efectiva vertical). Para restabelecer o estado de tensão efectiva da amostra procede-se à consolidação da amostra.

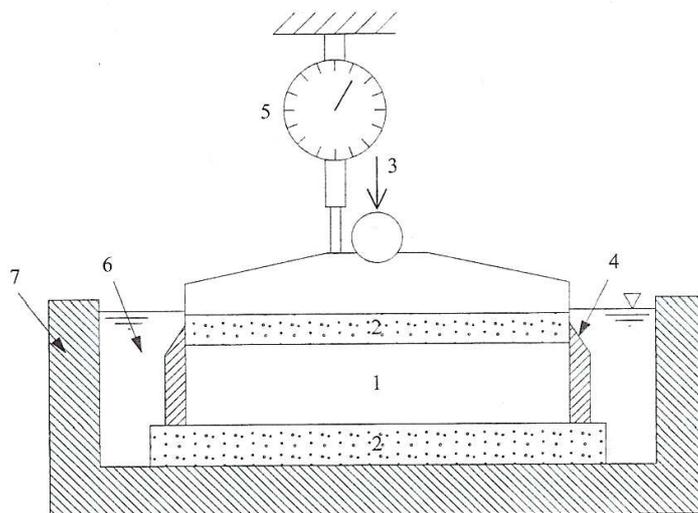
Os ensaios edométricos, também designados por ensaios de consolidação unidireccional, simulam as condições de carregamento, deformação e drenagem existentes em estratos confinados de argila. Com a realização destes ensaios é possível conhecer alguns parâmetros que caracterizam o comportamento, tais como: a permeabilidade, o coeficiente de consolidação, a compressibilidade, as características de fluência e a tensão de pré-consolidação (Borges, 1995).

O ensaio edométrico consiste, de forma sucinta, na aplicação de uma sucessão de cargas verticais a uma amostra de solo lateralmente confinada. A amostra a ensaiar é cilíndrica e a sua altura é aproximadamente um quarto do seu diâmetro (Head, 1982).

A amostra cilíndrica de solo é colocada num anel metálico. Este anel rígido não possibilita a drenagem lateral da amostra e impede que esta sofra deformações laterais. Assim, a consolidação obtida neste ensaio é unidireccional (Fernandes, 2006).

Depois de confinada no anel metálico, é colocado um elemento drenante no topo e outro na base do provete que permitem a drenagem livre do solo argiloso. Visto este ensaio ser um ensaio não-drenado, a célula edométrica é

completamente preenchida com água, como se pode observar no esquema simplificado do aparelho utilizado no ensaio edométrico (edómetro), presente na Figura 3.



- 1 - Amostra indeformada e saturada
- 2 - Pedras porosas
- 3 - Carga (aplicada por escalões)
- 4 - Anel rígido (impede deformações laterais)
- 5 - Transdutor (mede deslocamentos verticais)
- 6 - Água
- 7 - Contentor

Figura 3 - Esquema simplificado do ensaio edométrico [Fernandes (2006)].

A amostra de solo argiloso é carregada através da aplicação de uma carga vertical (N) paralela ao eixo da amostra e os assentamentos que o solo sofre ao longo do tempo são registados.

Como foi referido, a amostra é sujeita a carregamentos progressivos em que cada carga é mantida por, pelo menos, 24 horas e a deformação vertical da amostra é medida ao longo do tempo. Quando se realiza o carregamento da amostra com cargas sucessivas, a carga seguinte é, em geral, o dobro da anterior. As cargas aplicadas devem ser capazes de simular as gamas de tensões presentes no solo “in situ”.

Efectua-se em geral, pelo menos, uma fase de descarga após a tensão de pré-consolidação ser ultrapassada, em que a carga vai sendo reduzida até ao valor da

carga anterior dividida por quatro. No processo de descarga, as deformações obtidas são mais reduzidas do que as verificadas no carregamento.

Na Figura 4 mostra-se a variação do índice de vazios (e) do solo com a tensão efectiva vertical em escala logarítmica ($\log(\sigma'_v)$) durante o ciclo de carga e descarga.

A deformação que a amostra sofre devido à consolidação durante o processo de carga não é totalmente recuperada no processo de descarga. Este incremento (deformação residual) verifica-se em argilas sobreconsolidadas que possuem livre acesso à água durante o processo de descarga (como é o caso dos ensaios não-drenados). Devido à afinidade das argilas com a água aquando da descarga, gera-se uma tensão de sucção no esqueleto sólido do solo. Esta atracção da água aos poros do solo leva ao aumento do índice de vazios e a uma expansão do solo. Este aumento do índice de vazios pode ocasionar a desintegração do solo (Head, 1982).

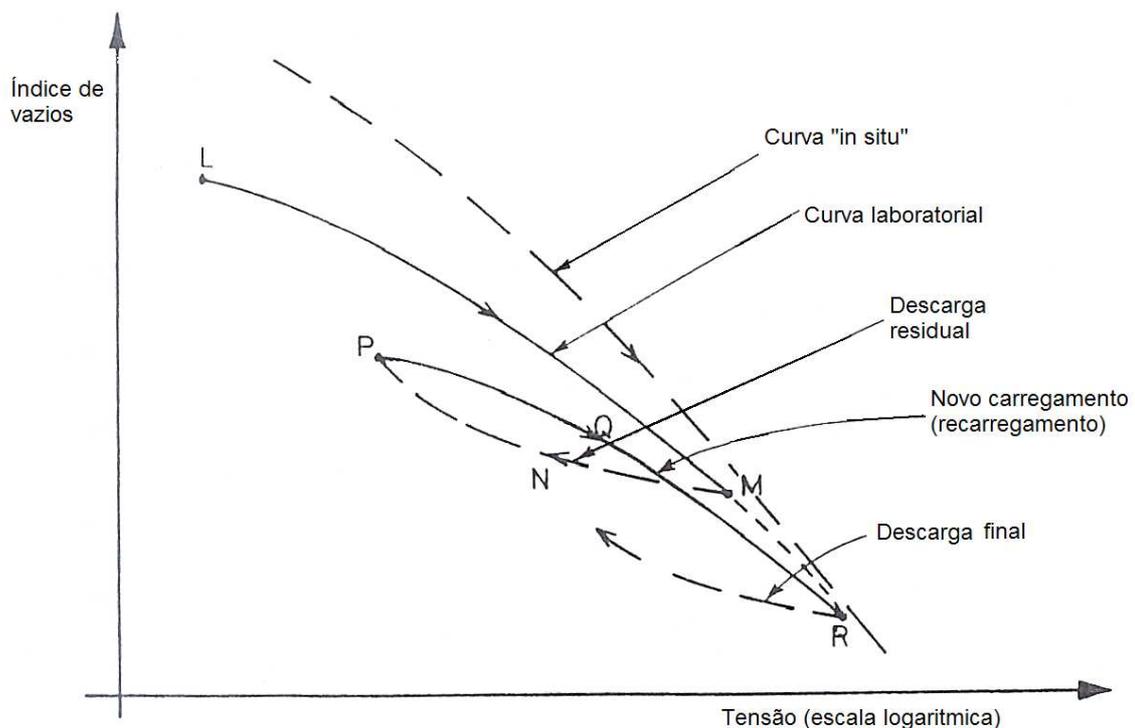


Figura 4 - Variação do índice de vazios do solo com a tensão efectiva vertical e durante o ciclo de carga e descarga [Head (1982)].

A deformação residual pode ser evitada através do constrangimento da amostra que impede o aumento de volume da amostra de solo argiloso.

Informação mais detalhada sobre o ensaio edométrico pode ser encontrada em diversas publicações. A título de exemplo a norma ISO/TS 17892-5:2004(E).

Na Figura 5 é possível comparar o comportamento do solo argiloso retirado do ensaio edométrico com o comportamento do mesmo solo “in situ”.

Os pontos referidos na Figura 5 representam:

- 1 – Situação “in situ”;
- 2 – Início do ensaio;
- 3 – Ensaio quando a tensão efectiva vertical (σ'_v) iguala a tensão efectiva vertical em repouso (σ'_{v0});
- 4 – Convergência das curvas laboratorial e “in situ”.

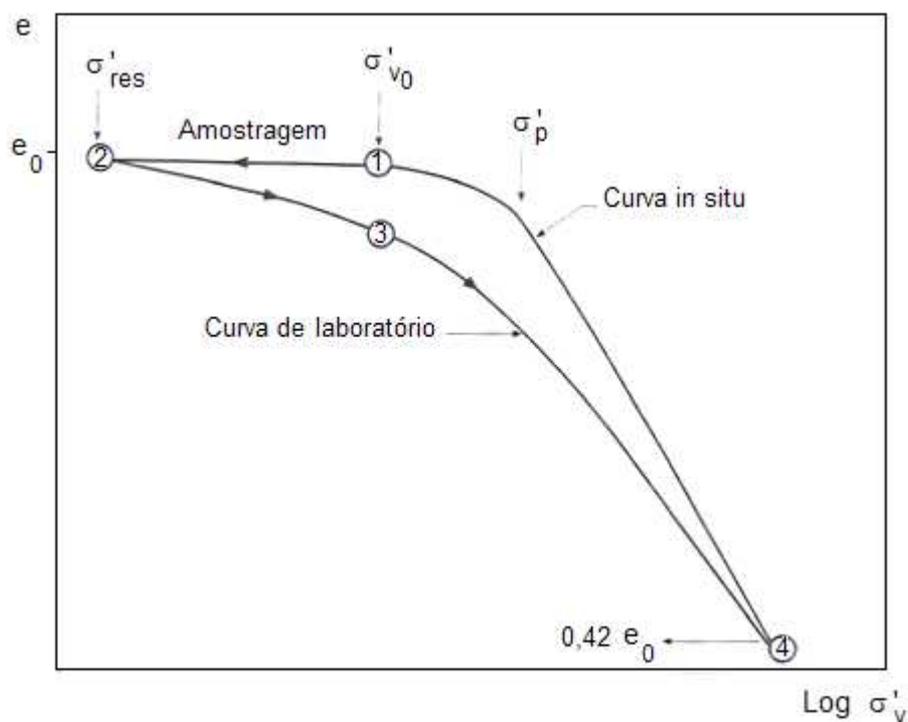


Figura 5 - Comparação da curva “in-situ” com a curva laboratorial obtida pelo ensaio edométrico [Fernandes (2006)].

Do ponto 1 para o ponto 2 está representado o processo de amostragem em que a amostra deve permanecer indeformada (manter o teor em água e o índice de vazios).

Do ponto 2 para o ponto 3 mostra-se o comportamento da amostra quando esta é colocada no aparelho de ensaio edométrico e o solo readquire as tensões efectivas em repouso. A amostra está sobreconsolidada, mas apresenta ainda deformações.

No ponto 3 verifica-se um valor mais reduzido do índice de vazios na amostra de solo comparativamente com o solo “in situ” (nunca se consegue manter por completo as tensões de repouso, mesmo quando a amostragem é feita com muito rigor).

Com a evolução do ensaio e do carregamento da amostra, a curva laboratorial tende a unir-se à curva “in situ”. Esta junção ocorre para um índice de vazios de cerca de 42 % do índice de vazios verificado no estado natural da argila (e_0).

As curvas fornecidas pelo ensaio edométrico, como a ilustrada na Figura 6, permitem definir alguns parâmetros do solo (Fernandes, 2006):

- o índice de compressibilidade do solo;
- o índice de recompressibilidade;
- o índice de expansibilidade;
- o coeficiente de compressibilidade;
- o coeficiente de compressibilidade volumétrica;
- a tensão de pré-consolidação;
- o coeficiente de consolidação.

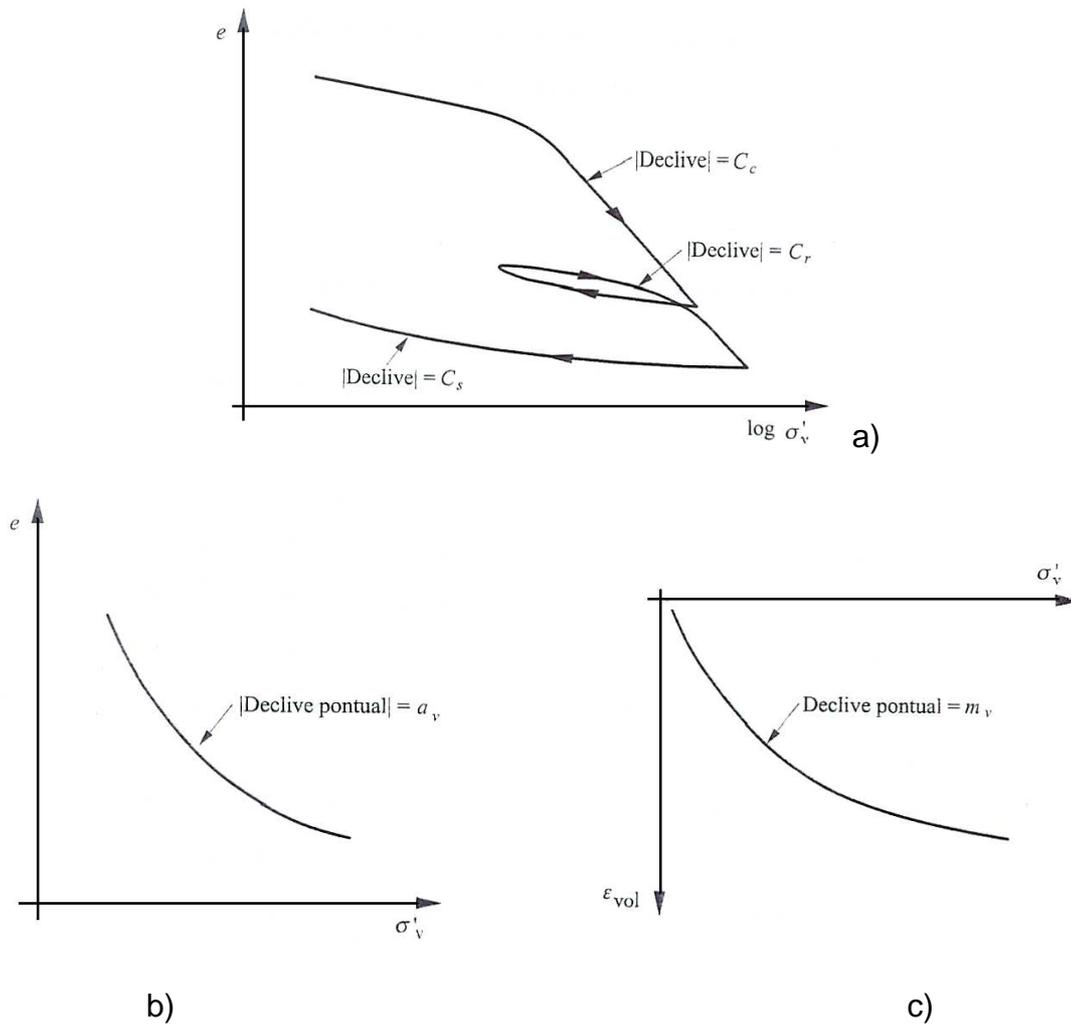


Figura 6 - Parâmetros que definem a compressibilidade do solo: a) diagrama $\log(\sigma'_v) - e$; b) diagrama $\sigma'_v - e$; c) diagrama $\sigma'_v - \epsilon_{vol}$ [Fernandes (2006)].

O Índice de compressibilidade do solo (c_c) é o declive do ramo virgem da curva, em módulo. É a razão entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão efectiva vertical do solo.

O Índice de recompressibilidade (c_r) é o declive do ramo de recompressão, em módulo.

O Índice de expansibilidade (c_s) é o declive, em módulo, do ramo que representa a expansividade da argila devido ao aumento do índice de vazios do solo e à diminuição da sua tensão efectiva.

Os três índices mencionados são grandezas adimensionais. Os valores dos índices de recompressibilidade e de expansibilidade do solo são, em geral, de valor idêntico e o valor do índice de compressibilidade é cerca de cinco a dez vezes inferior ao valor de C_r e C_s .

O coeficiente de compressibilidade (a_v) é a variação do índice de vazios por unidade de aumento de tensão, também em módulo.

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (2)$$

O coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) é a razão entre a deformação volumétrica e a variação da tensão efectiva do solo.

$$m_v = \frac{\varepsilon_{vol}}{\Delta \sigma'_v} (\text{kPa}^{-1}) \text{ ou } m_v = \frac{1}{1 + e_0} a_v (\text{kPa}^{-1}) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta h}{h_0} (\%) \quad (4)$$

Onde:

- h_0 - é a altura inicial da amostra de solo;
- Δh - é a variação da altura da amostra.

A tensão de pré-consolidação (σ'_p) é a máxima tensão vertical a que o solo já esteve sujeito. O seu valor pode ser alcançado pela construção de Casagrande que consiste em:

- 1) Localizar na curva $\log(\sigma'_v) - e$ o ponto com menor raio de curvatura;
- 2) Traçar nesse ponto uma recta horizontal (c) e outra recta tangente (B) à curva;
- 3) Traçar a bissetriz do ângulo formado pelas duas rectas anteriores;
- 4) Prolongar a parte recta da curva de consolidação. A abcissa do ponto de intersecção desta com a bissetriz corresponde ao valor da tensão de pré-consolidação.

O coeficiente de consolidação (C_v) é o parâmetro que determina o tempo de consolidação do solo.

Em cada ensaio edométrico de cada carregamento resulta uma curva $\Delta h - t$, ou seja, a variação da espessura da amostra (Δh) com o tempo (t).

O coeficiente de consolidação pode ser encontrado através de dois métodos:

1) O método de Taylor (baseado na curva $\Delta h - \sqrt{t}$);

$$C_v = \frac{T_{90} \times H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times H^2}{t_{90}} \text{ (m}^2 \text{ / s)} \quad (5)$$

Onde:

T_{90} – é o factor tempo correspondente ao grau de consolidação médio (\bar{U}) de 90%;

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

t_{90} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.

2) O método de Casagrande (baseado na curva $(\Delta h - t)$).

$$C_v = \frac{T_{50} \times H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \times H^2}{t_{50}} \text{ (m}^2 \text{ / s)} \quad (6)$$

Onde:

T_{50} – é o factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%;

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

t_{50} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.

Nota: Os valores 0,848 e 0,197 consideram uma altura inicial da amostra igual a $2H$, ou seja, estas soluções correspondem a admitir a existência de duas

fronteiras drenantes na amostra de solo argilosos, materializadas pelas pedras porosas.

Estes dois métodos não são assim tão lineares como foi apresentado. O assunto irá ser abordado mais adiante.

1.3.2.- ENSAIO TRIAXIAL NÃO DRENADO (CK_0U)

Um ensaio triaxial não-drenado é um ensaio rápido e de deformação controlada. A amostra é levada à rotura com variações volumétricas nulas.

O ensaio triaxial não-drenado permite saber: a resistência não drenada, as características de deformabilidade e os parâmetros de geração das pressões neutras (Borges, 1995).

As amostras de solo ensaiadas apresentam, normalmente, uma forma cilíndrica cujo diâmetro varia entre os 38 e os 100 milímetros. A amostra de solo deve ser indeformada, isto é, não deve apresentar distorções nem variações de volume ou de teor em água mantendo, tanto quanto possível, a estrutura do solo do qual foi retirada. Como foi referido anteriormente, a amostra de solo deve ser consolidada, de modo a reinstalar na amostra o estado de tensão efectiva em repouso.

Fernandes (2006) refere que no ensaio triaxial a amostra a ensaiar é protegida com uma membrana impermeável. A amostra é colocada na câmara da célula triaxial, de modo a que os eixos da amostra e da câmara fiquem coincidentes. Nas bases superior e inferior da amostra são colocadas duas pedras porosas (Fernandes, 2006). A Figura 7 esquematiza um equipamento de ensaio triaxial.

Após a colocação da amostra na célula triaxial, procede-se à introdução de água na célula de forma a preencher os vazios e a confinar a amostra. Antes de iniciar a carga sobre a amostra é preciso saturá-la, pois o ar pode criar problemas no aparelho de medição (transdutores de pressão) contudo, se for introduzida água em demasia, a amostra pode ser destruída. A amostra estará saturada quando a razão entre o incremento de tensão neutra e a tensão total for igual à

unidade. O valor da pressão neutra da amostra é regulado por uma ligação existente a um actuador hidráulico (ligação “c” da Figura 7).

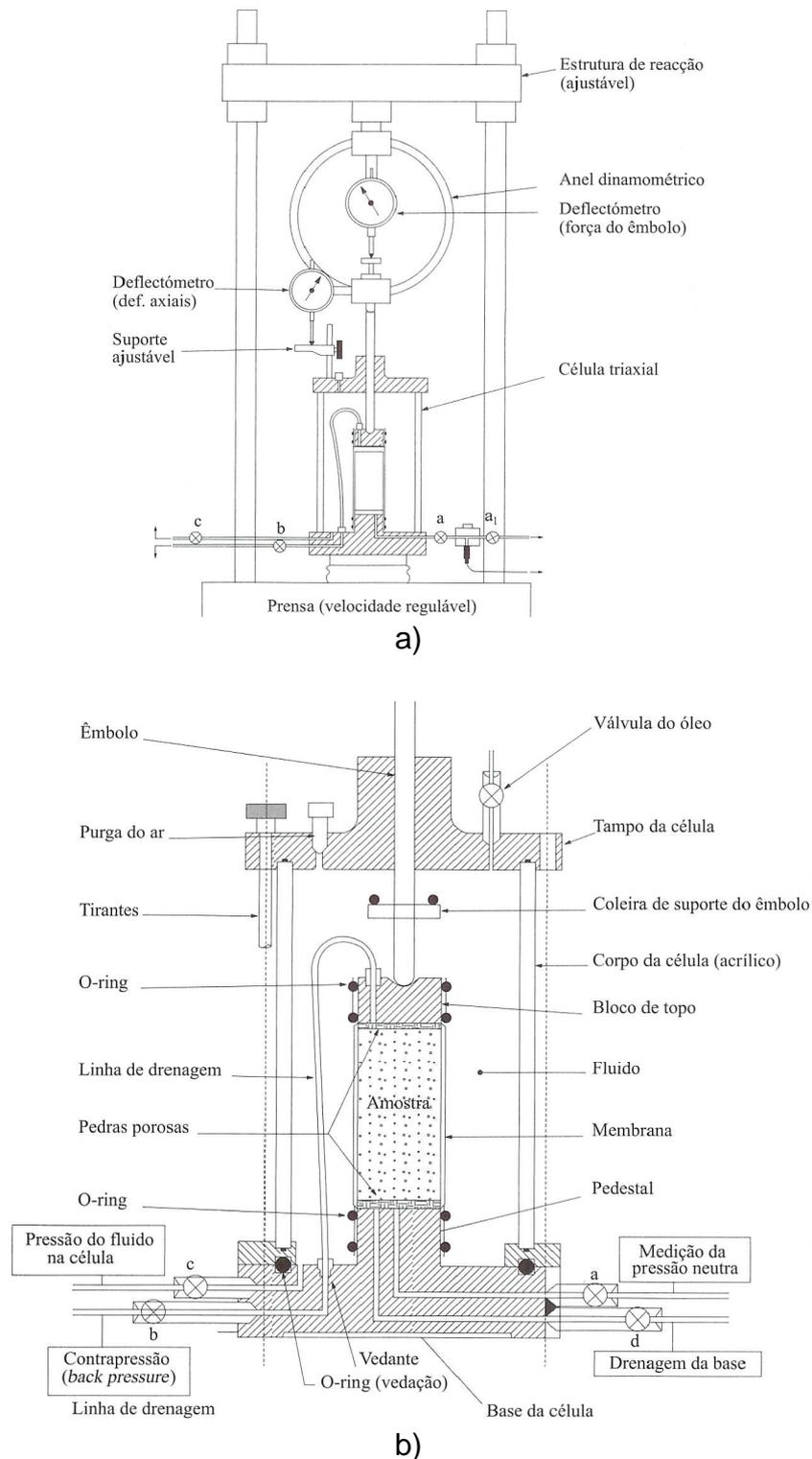


Figura 7 - Esquema do equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial [Fernandes (2006)].

Mantendo constante a tensão na câmara, a amostra é carregada através de um êmbolo. A força aplicada pelo êmbolo é medida através de um anel dinamométrico, de um transdutor de força ou de células de carga submersíveis, este último em aparelhos mais modernos.

No Figura 8 estão representadas as forças aplicadas à amostra de solo.

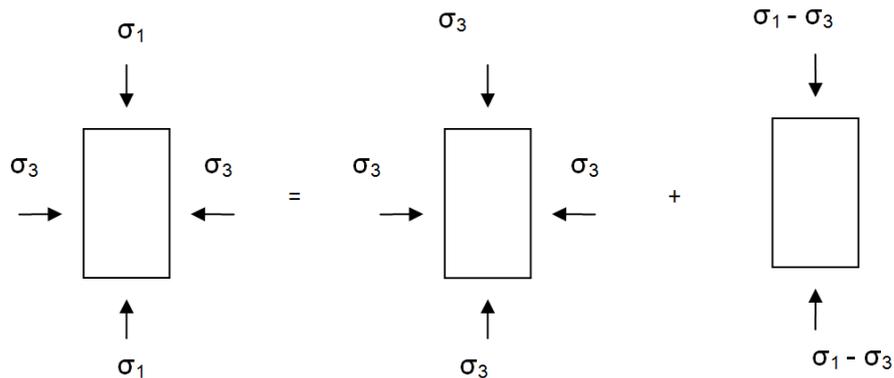


Figura 8 - Forças aplicadas à amostra de solo durante o ensaio triaxial não-drenado.

Onde: σ_3 : é a tensão da água contida na câmara triaxial.
 σ_1 : é a tensão axial aplicada.
 $\sigma_1 - \sigma_3$: é a tensão vertical que realmente é aplicada (correntemente designada por tensão de desvio).

Para simular o comportamento não-drenado (sem variação do teor em água) do solo argiloso, todas as ligações da água dos poros da amostra de solo ao exterior devem ser fechadas e assim mantidas durante o ensaio.

Fernandes (2006) afirma ainda que a pressão da água existente nos poros da amostra de solo é medida com o auxílio de um transdutor de pressão que está colocado no aparelho de ensaio em uma das ligações exteriores (ligação “a” da Figura 7). A pressão da referida água pode ser imposta por intermédio da ligação a um compressor (ligação “b” da Figura 7).

O excesso de pressão neutra dá origem ao processo de consolidação (o excesso de pressão neutra dissipa-se e a água dos poros da amostra recupera as

condições de equilíbrio). Se o processo de consolidação não ocorrer por completo durante a fase de carregamento da amostra, destacam-se duas fases: fase de carregamento não drenado (existe excesso de tensão neutra (u) sem que ocorra variação do teor em água do solo) e fase de dissipação do excesso de tensão neutra.

À medida que ocorre o carregamento triaxial, as deformações triaxiais que as amostras de solo sofrem são medidas por meio de um deflectómetro ou um transdutor de deslocamentos ligado ao êmbolo. As deformações da amostra podem ser medidas, de forma mais rigorosa, utilizando transdutores que são ligados (por colagem) à superfície lateral da membrana impermeável que rodeia a amostra (“instrumentação interna do provete”).

Existem várias formas de deformar a amostra até à rotura: mantendo a tensão na célula eleva-se ou reduz-se a tensão axial e mantendo a tensão axial aumenta-se ou diminui-se a tensão na célula triaxial.

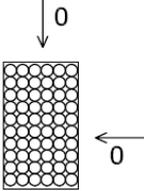
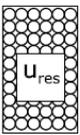
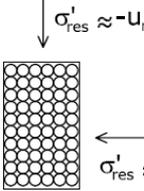
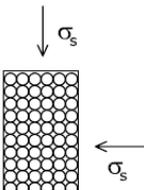
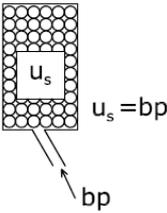
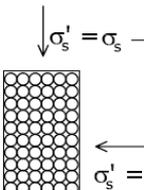
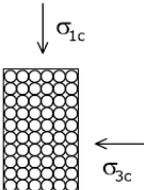
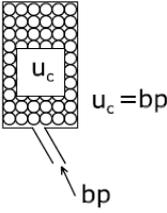
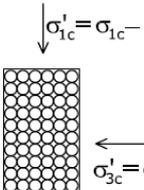
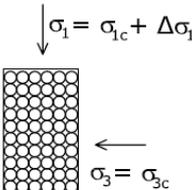
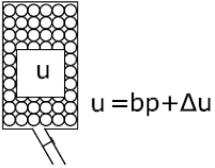
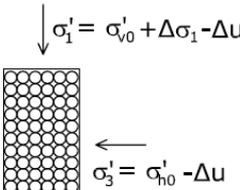
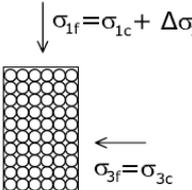
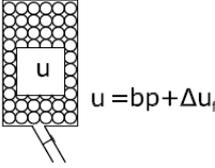
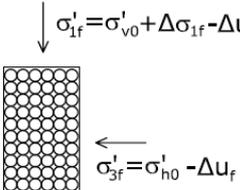
Podem-se designar por ensaios de compressão triaxial os ensaios em que se mantém inalterável a tensão na célula e se eleva a tensão axial ou se reduz a tensão na câmara mantendo a tensão axial constante. Ensaios de extensão triaxial são aqueles em que se mantém inalterável a tensão na célula e se reduz a tensão axial ou se aumenta a tensão na câmara mantendo-se constante a tensão axial.

No Quadro 2 encontram-se resumidas as várias fases do ensaio triaxial não-drenado.

Na Figura 9a mostra-se a relação entre as deformações axiais e a tensão de desvio para amostras normalmente consolidadas (NC) e sobreconsolidadas (OC). Na Figura 9b representa-se a relação entre as deformações axiais da argila e o excesso de tensão neutra.

Amostras normalmente consolidadas apresentam excessos de tensão neutra positivos, pois estas têm tendência a contrair (dilatância negativa), enquanto que amostras sobreconsolidadas tendem a expandir, o que leva a excessos de tensão neutra negativos.

Quadro 2 - As várias fases do ensaio triaxial não-drenado [Fernandes (2006)].

Fase	Tensões totais	Pressão neutra	Tensões efectivas	Observações
Obtenção, preparação e montagem da amostra	 <p>↓ 0 ← 0</p>	 <p>u_{res}</p>	 <p>↓ $\sigma'_{res} \approx -u_{res}$ ← $\sigma'_{res} \approx -u_{res}$</p>	u_{res} - Pressão neutra residual de origem capilar
Saturação	 <p>↓ σ_s ← σ_s</p>	 <p>$u_s = bp$</p>	 <p>↓ $\sigma'_s = \sigma_s - bp$ ← $\sigma'_s = \sigma_s - bp$</p>	<p>bp - Contrapressão variável (crescente).</p> <p>σ_s - Tensão isotrópica variável, um pouco superior a bp.</p>
Consolidação tipo K_0	 <p>↓ σ_{1c} ← σ_{3c}</p>	 <p>$u_c = bp$</p>	 <p>↓ $\sigma'_{1c} = \sigma_{1c} - bp = \sigma'_{v0}$ ← $\sigma'_{3c} = \sigma_{3c} - bp = \sigma'_{h0}$</p>	bp - Valor final da contrapressão da fase anterior.
Corte não drenado	 <p>↓ $\sigma_1 = \sigma_{1c} + \Delta\sigma_1$ ← $\sigma_3 = \sigma_{3c}$</p>	 <p>$u = bp + \Delta u$</p>	 <p>↓ $\sigma'_1 = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_1 - \Delta u$ ← $\sigma'_3 = \sigma'_{h0} - \Delta u$</p>	<p>$\Delta\sigma_1$ - Tensão de desvio incremental.</p> <p>σ_3 - Tensão horizontal total, constante.</p> <p>Δu - Excesso de pressão neutra.</p>
Rotura (failure)	 <p>↓ $\sigma_{1f} = \sigma_{1c} + \Delta\sigma_{1f}$ ← $\sigma_{3f} = \sigma_{3c}$</p>	 <p>$u = bp + \Delta u_f$</p>	 <p>↓ $\sigma'_{1f} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{1f} - \Delta u_f$ ← $\sigma'_{3f} = \sigma'_{h0} - \Delta u_f$</p>	<p>$\Delta\sigma_{1f}$ - Tensão de desvio incremental na rotura.</p> <p>Δu_f - Excesso de pressão neutra.</p>

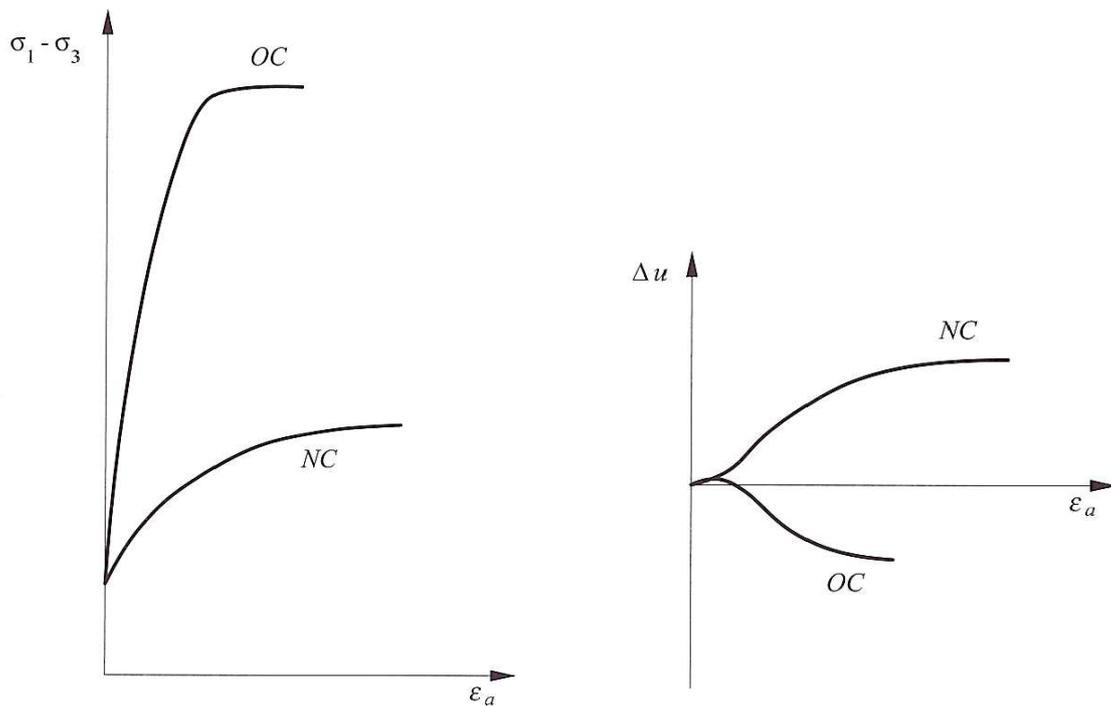


Figura 9 - Variação da tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_2$) e do excesso de tensão neutra (Δu) com as deformações axiais (ϵ_a) de amostras de argila [Fernandes (2006)].

A resistência ao corte das amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas após o valor de pico não tende para o mesmo valor, devido ao facto de não existir variação do teor em água nem do índice de vazios do solo.

O equipamento de ensaio triaxial da Universidade de Aveiro é detalhado em Bonito (2005).

1.3.3.- ENSAIO DE CORTE DIRECTO SIMPLES (DSS)

Com o ensaio de corte directo simples pode-se saber as características de deformabilidade e a resistência, em condições não-drenadas, dos solos moles.

Neste ensaio usa-se uma amostra cilíndrica envolvida por uma membrana de borracha que controla as tensões neutras e o escoamento da água. Esta

membrana encontra-se cercada por vários anéis de aço sobrepostos, que têm como função evitar as deformações laterais sem coagir a distorção da amostra (P. W. R. C. G., 1987).

A amostra é colocada na caixa de corte entre duas placas porosas. Para que este ensaio seja não drenado, a amostra tem que estar no estado saturado durante todo o ensaio.

Apresenta-se, na Figura 10, um esquema do equipamento de ensaio de corte directo simples.

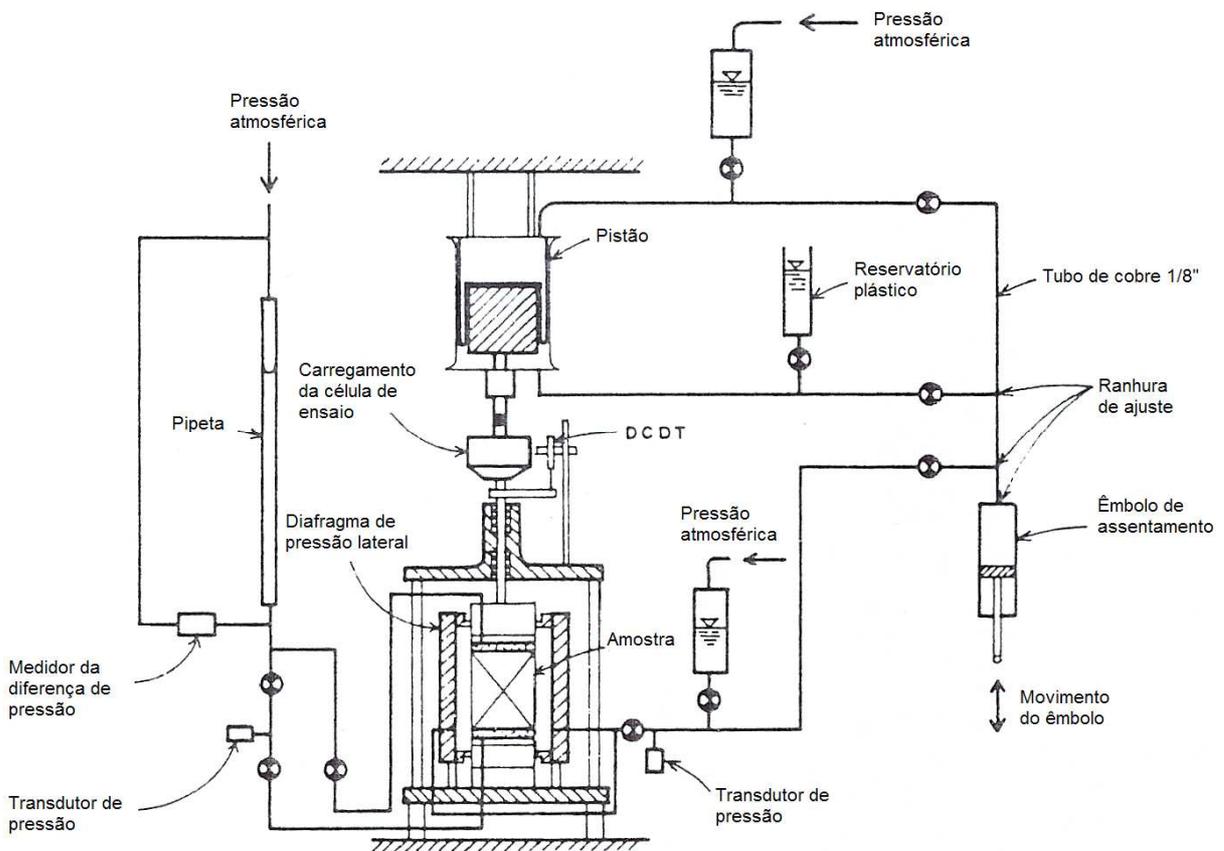


Figura 10 - Esquema do equipamento de ensaio de corte directo simples [P. W. R. C. G. (1987)].

A amostra de solo pode ser consolidada aplicando, sobre o topo da amostra, uma força normal (N) que é mantida constante ao longo do tempo em que se dá o corte da amostra. O corte da amostra realiza-se através da aplicação de uma força tangencial (T) crescente, com uma certa velocidade que corresponde a uma determinada taxa de deformação (Fernandes, 2006). A rotura dá-se quando o

valor da tensão de corte diminui ou se mantém constante. A tensão tangencial (τ) obtém-se dividindo a força de corte (T) pela área da secção de corte (A) e a tensão normal (σ) resulta da divisão da força normal aplicada (N) pela área referida anteriormente.

Na Figura 11 é apresentado um esquema simplificado da célula utilizada no ensaio e outro onde consta o estado de tensão numa amostra submetida ao ensaio de corte directo simples.

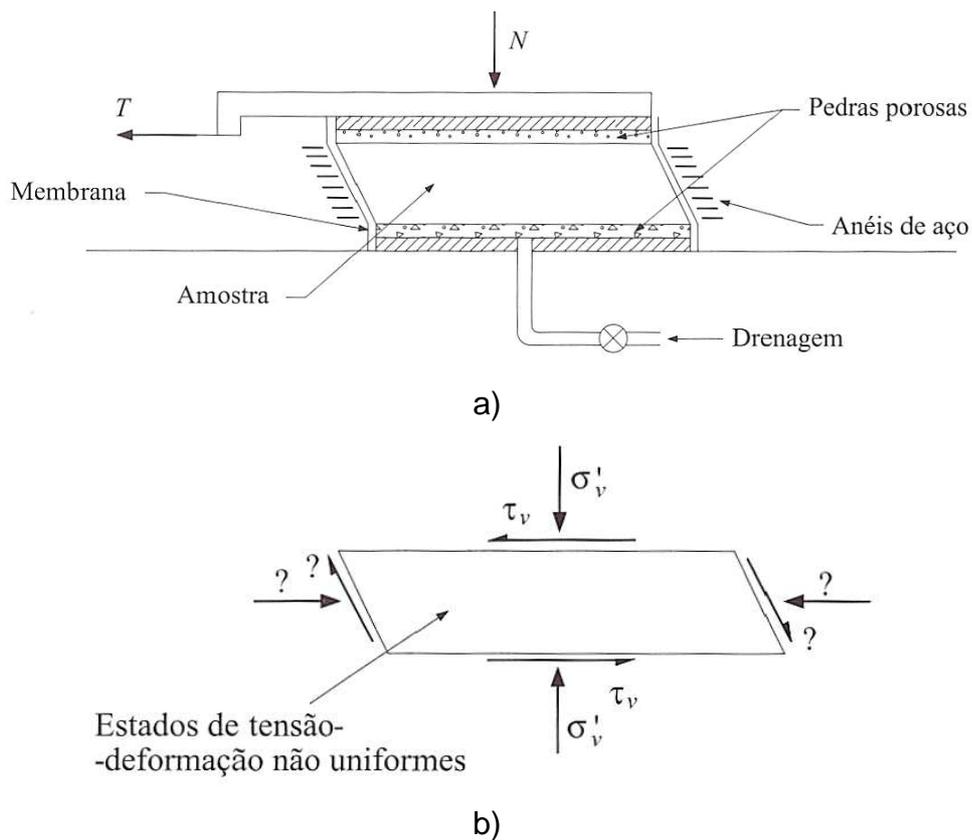


Figura 11 - Ensaio de corte directo simples: esquema simplificado da célula de ensaio; b) estado de tensão existente numa amostra submetida ao ensaio de corte directo simples [Fernandes (2006)].

Fernandes (2006) salienta que o corte que a amostra sofre não é verdadeiramente um corte simples, pois as tensões tangenciais (τ_v) que são mobilizadas nas faces laterais da amostra não igualam as tensões tangenciais (τ_v). Apesar de não serem medidas no ensaio, pode dizer-se que, em princípio, τ_v

apresentarão valores superiores aos valores de τ_h . Se fosse um corte simples, os estados de tensão e de deformação seriam uniformes (Fernandes, 2006).

Porque as tensões resultantes variam ao longo dos vários pontos da amostra, não é possível a representação das tensões do solo em apenas um círculo de Mohr. Há a notar que, após o ensaio, conhece-se apenas o valor médio das tensões nas faces da amostra.

O ensaio de corte directo simples é muito usado no estudo da anisotropia dos solos moles. Por serem solos anisotrópicos, a resistência ao corte das argilas depende da orientação das tensões principais de corte aquando da rotura. Os ensaios de corte directo simples conseguem orientações intermédias das tensões principais, enquanto que o ensaio triaxial só permite aplicar tensões verticais (ensaio de compressão) ou horizontais (ensaio de extensão).

1.3.4.- DETERMINAÇÃO DA ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB, TENDO EM CONTA OS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAL E DE CORTE SIMPLES

A determinação da envolvente de Mohr-Coulomb permite conhecer parâmetros de resistência do solo como a coesão (c) e o ângulo de atrito (ϕ).

No ensaio triaxial pode-se alcançar o valor destes parâmetros de duas formas:

- através da circunferência de Mohr correspondente ao estado de tensões de rotura e sua envolvente;
- usando o diagrama s, s' - t . Gráfico que representa as trajectórias das tensões desde o repouso (final da consolidação) até ao final da actuação das tensões de corte.

Quando se recorre à circunferência de Mohr (Figura 12), a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb tem a equação seguinte:

$$\tau = c + \sigma \times \tan(\phi) \quad (7)$$

O sistema de eixos s, s' - t permite representar o estado de tensão de um ponto de solo de forma alternativa. Assim, cada circunferência de Mohr é reduzida a um

ponto. Neste sistema de eixos a equação da envolvente de rotura (Figura 13) é definida pela Equação 8, geralmente designada por linha K_f :

$$t = a + s \times \tan(\alpha) \quad (8)$$

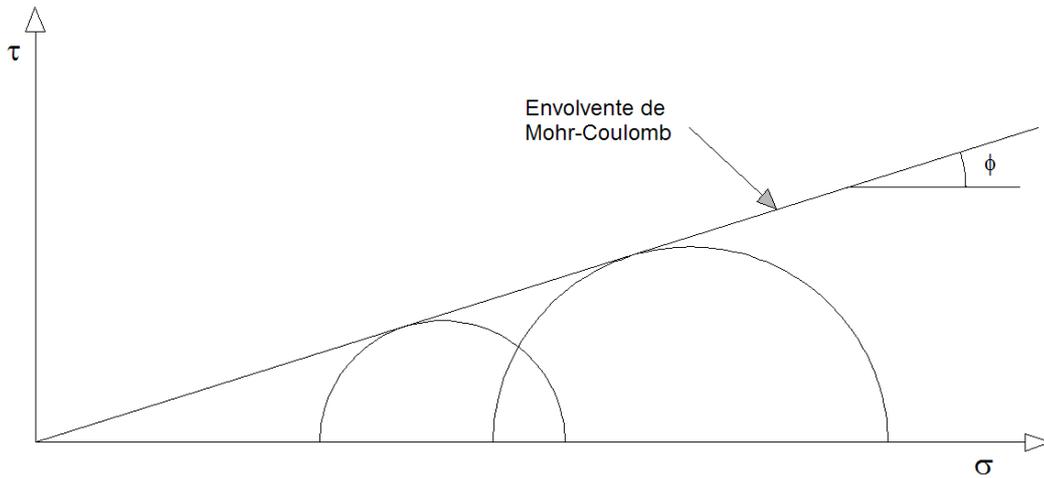


Figura 12 - Envolvente de Mohr-Coulomb (adaptado de [Fernandes (2006)]).

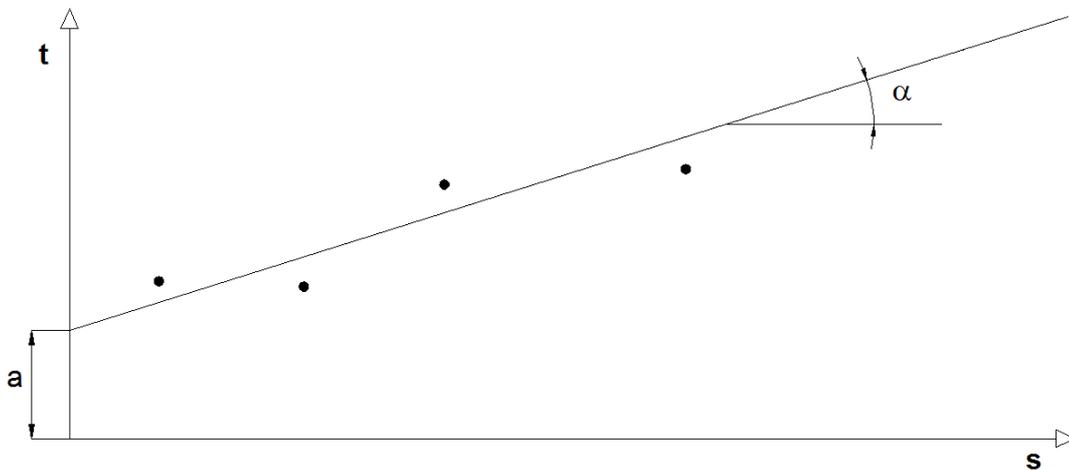


Figura 13 - Diagrama s-t (adaptado de [Fernandes (2006)]).

Nas Equações 9 e 10 apresentam-se as relações entre os parâmetros que definem a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb e os parâmetros que definem a linha k_f .

$$- c = \frac{a}{\cos(\phi)} \quad (9)$$

$$- \phi = \arcsin(\tan(\alpha)) \quad (10)$$

No que respeita ao ensaio de corte directo simples, a determinação dos parâmetros de resistência é realizada através do conhecimento da tensão tangencial horizontal máxima (τ_{\max}). Esta tensão vai ser determinada para diferentes valores da tensão normal (σ). Com estes valores e usando uma regressão linear, chega-se a uma recta denominada de envolvente. É de notar que pode existir alguma divergência entre a recta obtida e a envolvente de Mohr-Coulomb. Esta desigualdade pode ficar a dever-se ao facto da recta em causa, Figura 14, ser obtida supondo que a rotura se dá numa faceta horizontal. A rotura pode ocorrer ou não numa faceta horizontal.

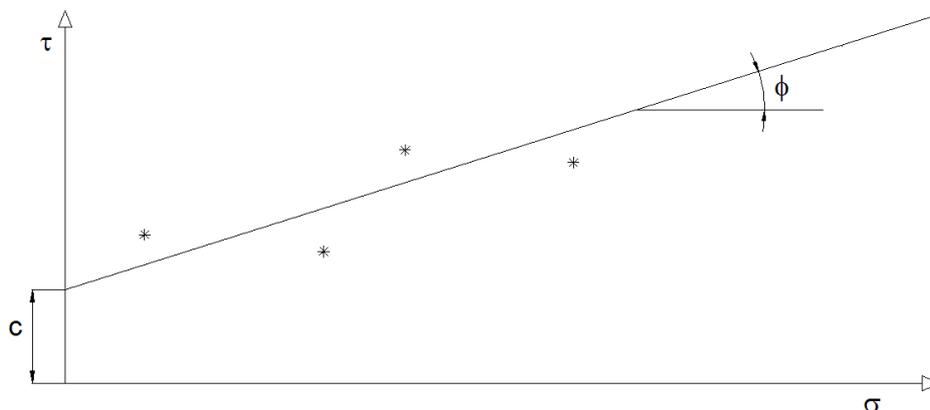


Figura 14 - Diagrama $\sigma - \tau$ supondo que o corte ocorre numa faceta horizontal (adaptado de [Fernandes (2006)]).

Se o corte acontecer numa faceta horizontal: $\varphi = \phi$. Ocorre quando σ_{1f} faz, com a vertical, um ângulo de $(\pi/4) + (\phi/2)$ rad.

Se o corte ocorrer numa faceta que não a horizontal: $\varphi \neq \phi$ (caso da Figura 15). Nestes casos φ é ligeiramente menor que o ângulo de atrito ϕ e tem que se levar em linha de conta a Equação 11:

$$\tan(\phi) = \frac{\tau_{vf}}{\sigma_{vf}} \quad (11)$$

Há uma diferença clara entre a representação da envolvente de Mohr-Coulomb para argilas normalmente consolidadas (NC) e sobreconsolidadas (SC). Numa argila normalmente consolidada, há ainda ligações iónicas entre as partículas de solo e logo a coesão é nula.

A Figura 16 expressa esse facto:

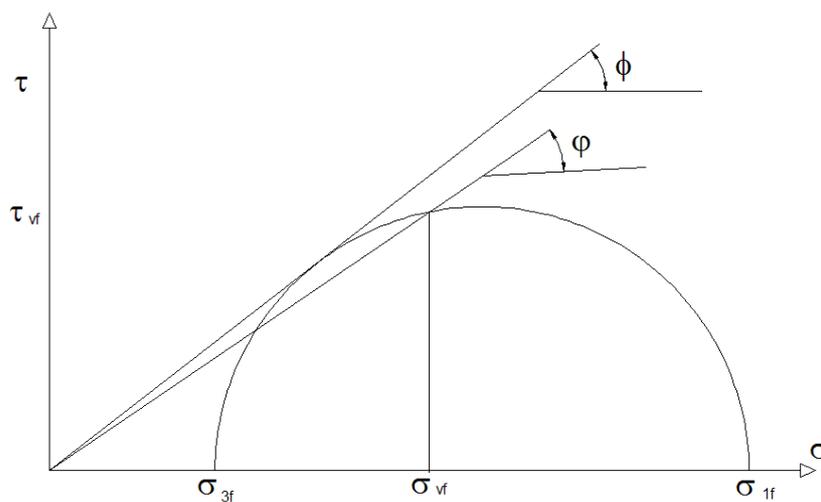


Figura 15 - Diagrama $\sigma - \tau$ supondo que o corte ocorre numa faceta que não a faceta horizontal (adaptado de [Fernandes (2006)]).

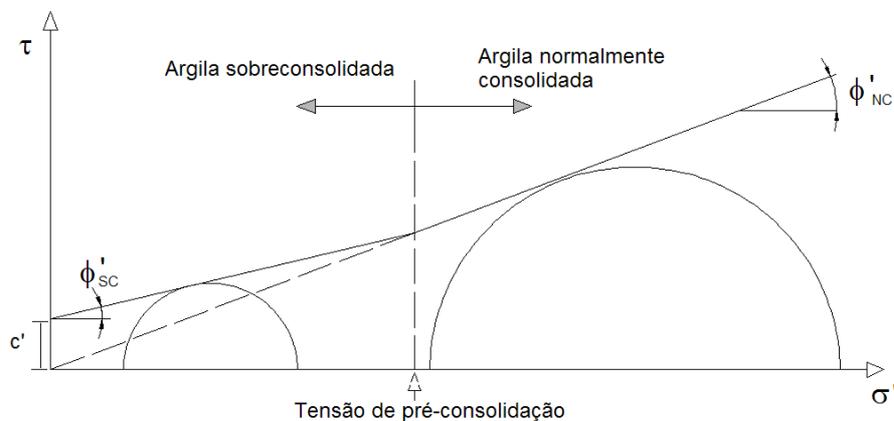


Figura 16 - Envolvente de Mohr-Coulomb para argilas normalmente consolidadas (NC) e sobreconsolidadas (SC) (adaptado de Fernandes (2006)).

2.- Aceleração da consolidação

A aceleração da consolidação do solo leva a uma estabilização da estrutura do solo o que aumenta a sua resistência ao corte.

A aceleração da consolidação de solos moles passa por aumentar a velocidade de dissipação do excesso de tensão neutra. A velocidade de dissipação do excesso de tensão neutra depende: da permeabilidade da argila, da espessura do estrato de argila e das condições de drenagem nas fronteiras do estrato.

A aceleração da consolidação pode ser conseguida por diversos métodos, descritos nas secções seguintes. Todos os métodos têm em comum uma necessidade constante de monitorização, de forma a controlar todos os riscos inerentes a intervenções no solo.

2.1.- TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO

2.1.1.- PRÉ-CARGA

A aplicação de pré-carga ou pré-carregamento é um dos processos mais antigos utilizados na aceleração da consolidação do solo, ou seja, na aceleração dos assentamentos do solo.

A pré-carga é aplicada ao solo antes da construção, mas, em alguns casos, esta pode ser também aplicada em estados intermédios da construção.

O aumento da capacidade de carga e a redução da compressibilidade de solos moles é alcançado colocando, na superfície do solo, cargas superiores àquelas que vão estar presentes depois da construção da estrutura. Em geral, realiza-se sobre o solo um aterro que lhe transmite uma carga superior àquela a que o solo vai estar sujeito na fase definitiva (Nagaraj e Miura, 2001).

Depois de ocorrerem os assentamentos de grandeza semelhante aos previsíveis para o valor de carga da obra que vai ser construída sobre o solo, a carga em excesso é retirada. O facto de se retirar a carga em excesso não significa que o processo de consolidação terminou.

Quando se retira a carga, os assentamentos estão já estabilizados, pois as deformações volumétricas que ocorrem nas várias regiões do estrato argiloso tendem a compensar-se entre si.

A eficiência do processo de pré-carregamento do solo aumenta, se for acompanhado por dispositivos de drenagem.

2.1.1.1.- PRÉ-CARGA USANDO VÁCUO

Para melhorar os resultados de aplicação de pré-carga aplicam-se geodrenos que são instalados no solo mole antes do pré-carregamento.

Na Figura 17 pode-se ver esquematicamente este processo de aceleração da consolidação.

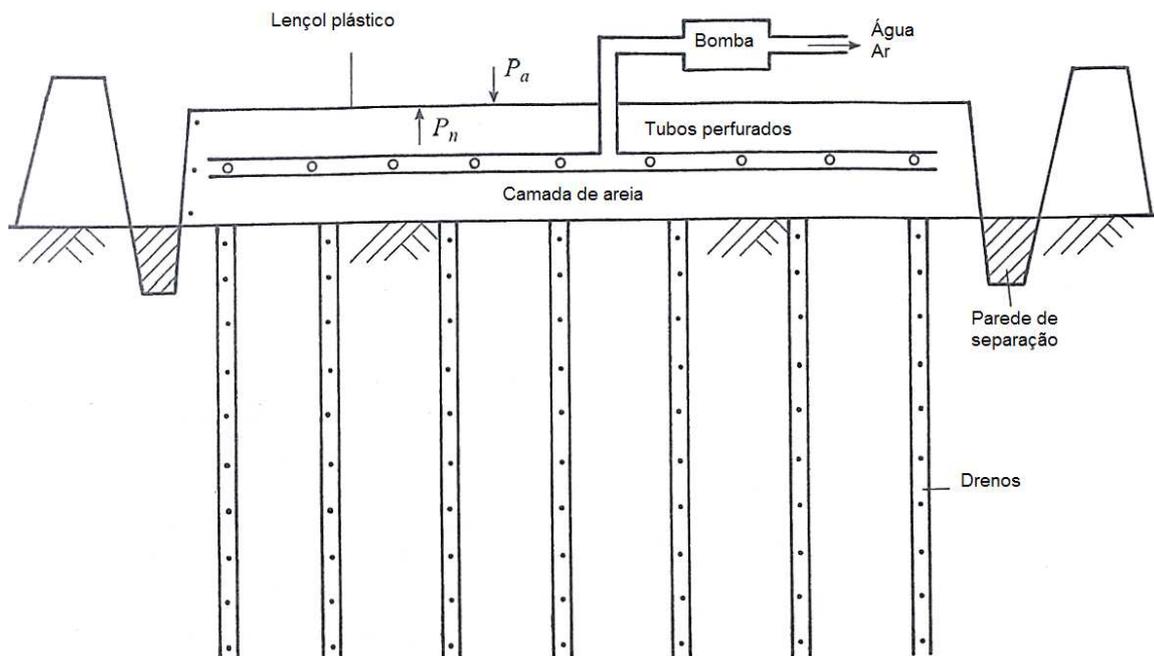


Figura 17 - Esquema do processo de consolidação por pré-carga usando vácuo [Nagaraj e Miura (2001)].

É enterrada uma lâmina, um material plástico com características de estanquidade ao ar (hermeticamente fechado) na zona circundante à parede de separação. De seguida, o ar e a água são retirados dos drenos de areia através

de um sistema de tubos perfurados e com o auxílio de uma bomba (Nagaraj e Miura, 2001).

Quando o ar e a água são bombeados e retirados do solo estabelece-se uma diferença de pressão na superfície de separação, o que vai induzir a compressão da argila. A diferença de pressão entre as duas faces da superfície de separação é a sobrecarga de pressão a que se refere o grau de vácuo.

2.1.1.2.- PRÉ-CARGA USANDO TUBOS INSUFLÁVEIS E VÁCUO

Neste processo de aplicação de pré-carga, além da aplicação dos drenos, são utilizados tubos verticais revestidos de borracha, que são colocados em zonas previamente identificadas do maciço. Os referidos tubos enchem-se de ar para que se gerem, na argila, pressões laterais (Nagaraj e Miura, 2001).

Na Figura 18 mostra-se um esquema da aplicação de pré-carga usando tubos insufláveis e vácuo.

Na zona superior do aterro coloca-se uma geomembrana impermeável, para que a água não passe.

O vácuo é instalado e mantido com o auxílio de uma bomba de vácuo industrial. Nesta técnica, o solo mole que se encontra entre os tubos insufláveis é forçado a deslocar-se verticalmente para cima, o que torna importante o espaçamento entre tubos insufláveis. Os tubos devem ser colocados com um espaçamento que permita a formação de uma tensão neutra uniforme por toda a massa de solo.

Após a consolidação, os tubos flexíveis são retirados do solo e os orifícios que estes deixam no terreno são preenchidos com material granular. Este material granular vai conferir ao solo uma estabilidade adicional e uma nova trajectória de drenagem de água.

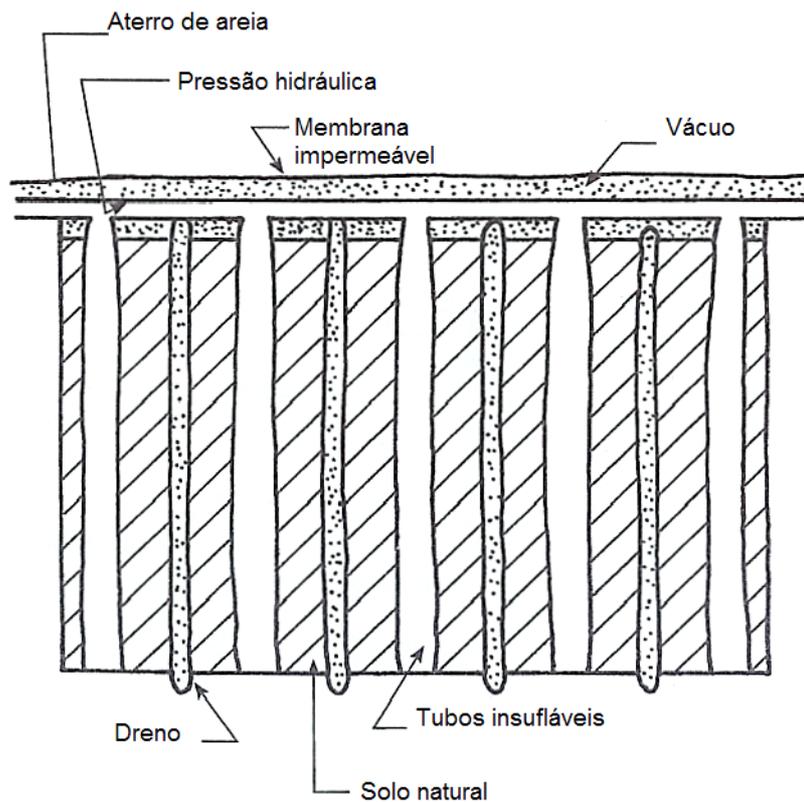


Figura 18 - Esquema de aplicação de pré-carga usando tubos insufláveis e vácuo [Nagaraj e Miura (2001)].

2.1.2.- DRENAGEM ELECTRO-OSMÓTICA

A drenagem electro-osmótica é um processo dispendioso no qual o movimento da água presente no solo se dá através de uma corrente eléctrica que cria uma diminuição do teor em água do solo, bem como do seu índice de vazios. Ou seja, este processo reduz a compressibilidade do solo e melhora as suas características mecânicas e de resistência (Nagaraj e Miura, 2001).

Aplicam-se campos eléctricos no solo (Figura 19) para que a água migre através dos poros do eléctrodo positivo (ânodo) para o negativo (cátodo). A água é colectada no cátodo e depois é bombeada para fora do solo.

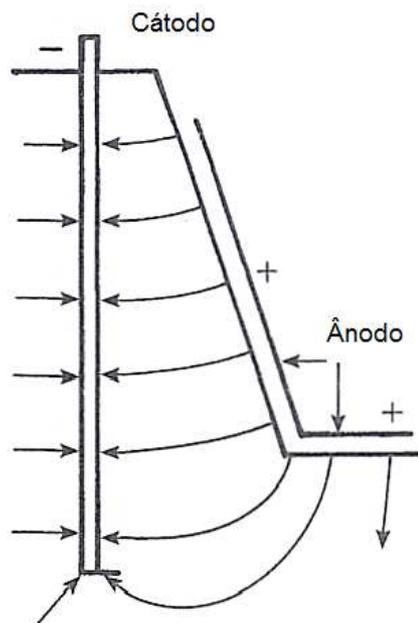


Figura 19 - Fluxo de água resultante do processo de electro-osmose [Nagaraj e Miura (2001)].

Por existir de forma contínua disponibilidade de água no ânodo, não há redução da água contida na argila. A consolidação só é conseguida, se a água que é removida pelo cátodo não voltar ao ânodo.

A drenagem electro-osmótica impõe uma direcção ao movimento da água no solo e permite a sua extracção do solo.

A eficiência da drenagem por electro-osmose varia consoante o material que é utilizado como eléctrodo (conductor por onde a corrente eléctrica entra ou sai). A eficiência aumenta, caso se opte por alumínio em vez de aço.

Actualmente, é comum utilizar-se condutores eléctricos compostos por materiais geossintéticos designados por geossintético electro-cinético, geossintético condutor eléctrico ou dreno vertical condutor.

Na Figura 20 mostra-se a expulsão de água de um solo saturado através de um geossintético condutor eléctrico cátodo.

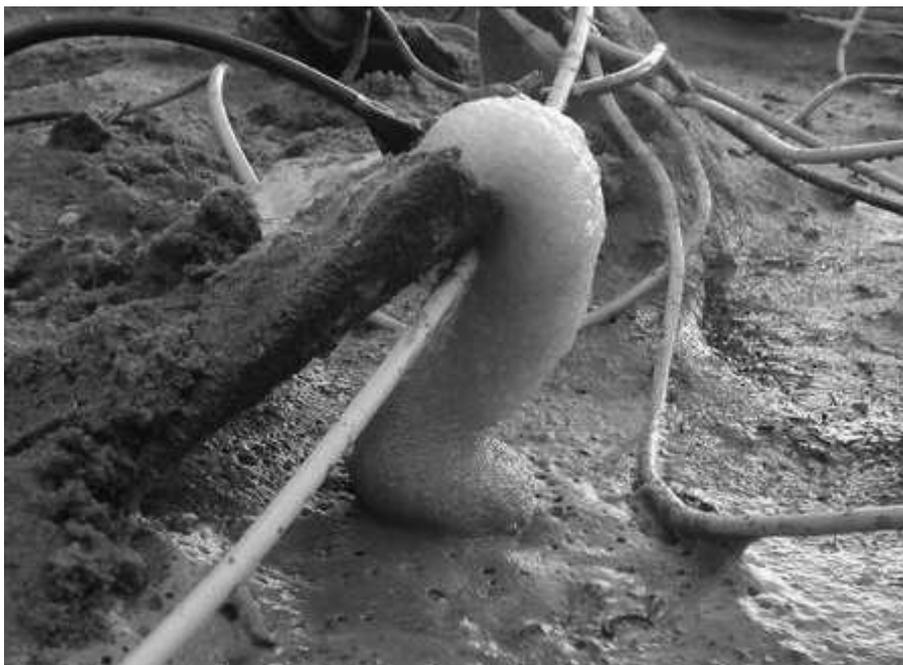


Figura 20 - Expulsão da água do solo saturado por meio do geossintético condutor eléctrico cátodo [Nascimento, Neto e Palmeira (2006)].

2.1.3.- DRENOS VERTICAIS

Este processo de aceleração da consolidação baseia-se na colocação de drenos verticais constituídos por materiais de elevada permeabilidade no solo que se pretende consolidar (Fernandes, 2006). Coloca-se uma malha de drenos no solo ao longo de uma extensão que corresponde à área de influência do aterro (prolonga-se um pouco para lá dos limites do aterro). Os drenos ligam-se a uma camada drenante, na base do aterro, de modo a facilitar a drenagem da água.

Os drenos verticais são normalmente aplicados em parceria com o processo de pré-carregamento. Estes aceleram os assentamentos do solo, no entanto, não reduzem a grandeza dos assentamentos para uma dada carga.

Depois de instalados os drenos, o solo é pré-carregado de modo a que a força exercida iguale a carga da construção que vai ser implantada no local.

A utilização de drenos verticais na aceleração da consolidação é, em geral, mais benéfica em solos com coeficiente de consolidação (C_v) próximos de $9,46 \text{ m}^2/\text{ano}$ (Nagaraj e Miura, 2001). Os drenos verticais são particularmente eficazes

em depósitos de argila que possuem camadas finas de areia ou silte, uma vez que facilitam a drenagem do maciço (Nagaraj e Miura, 2001).

Há, fundamentalmente, dois tipos de drenos que se podem utilizar neste processo de aceleração da consolidação do solo argiloso: drenos de areia e drenos pré-fabricados (ou geodrenos).

Segundo Borges (1995), os drenos que inicialmente eram usados na aceleração da consolidação eram os drenos de areia. Estes possuem um diâmetro compreendido entre 160 e 500 milímetros e o espaçamento entre estes varia entre 1 e 6 metros.

O mesmo autor refere ainda que os drenos pré-fabricados são mais económicos e fáceis de aplicar. São constituídos por um núcleo de material plástico envolvido em material geotêxtil que tem a função de filtro. Este elemento irá limitar a entrada de partículas sólidas no dreno propriamente dito, de forma a que este não fique colmatado. Na secção 2.2. aborda-se, com maior detalhe, a aplicação de drenos pré-fabricados em material geossintético.

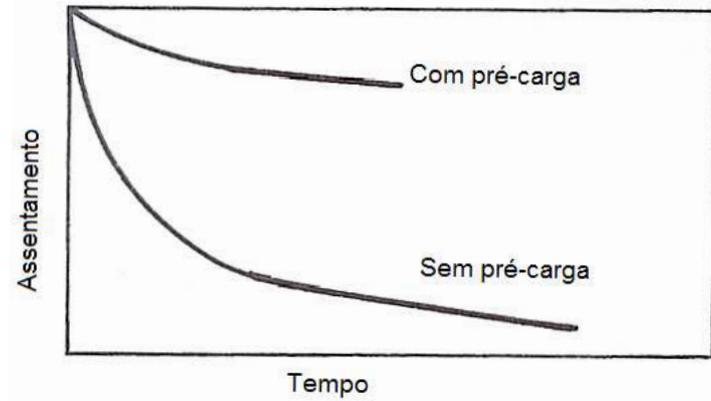
Na Figura 21 mostra-se, de forma esquemática, a evolução dos assentamentos do solo ao longo do processo de consolidação em quatro situações distintas: com pré-carga e sem pré-carga, com drenos verticais e sem drenos verticais.

Como se pode observar, quando se utiliza pré-carregamento, a grandeza dos assentamentos é mais elevada. A utilização de drenos verticais não garante um nível de assentamentos mais elevado do que o alcançado sem a utilização de drenos, mas os referidos assentamentos atingem-se num menor espaço de tempo.

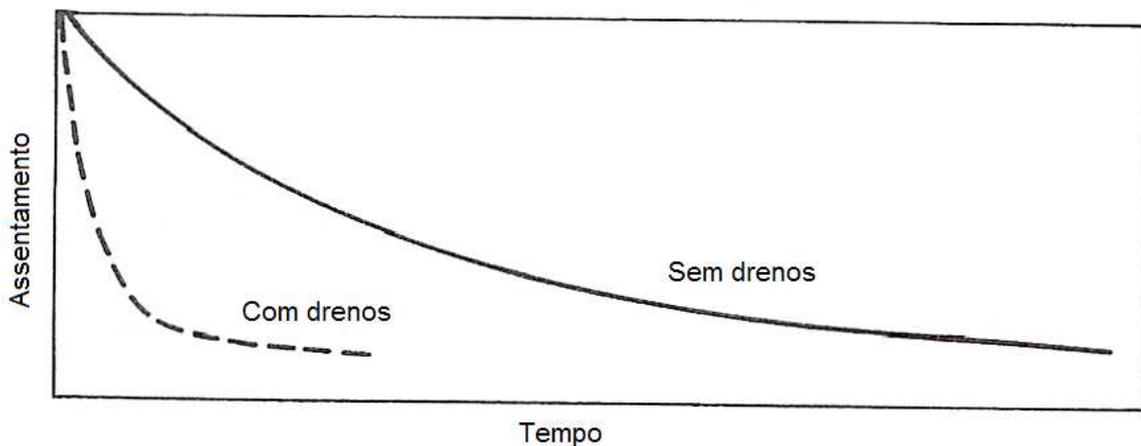
Segundo Fernandes (2006), a utilização dos drenos verticais apresenta inúmeras vantagens, tais como:

- existe um escoamento vertical para as fronteiras drenantes do maciço e um escoamento radial para os drenos;
- o escoamento para os drenos é horizontal e, por esse motivo, realiza-se a uma velocidade superior ao escoamento vertical, já que, em geral, o coeficiente de permeabilidade horizontal dos solos argilosos é superior ao coeficiente de permeabilidade vertical;
- o percurso da água no estrato de argila é reduzido;

- é um processo que se adapta facilmente às necessidades de aceleração da consolidação do solo e não está limitado pela resistência do terreno.



a)



b)

Figura 21 - Variação dos assentamentos do solo ao longo do tempo: a) com e sem pré-carga; b) Com e sem drenos verticais [Nagaraj e Miura (2001)].

2.2.- ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS MOLES, USANDO DRENOS VERTICAIS EM MATERIAL GEOSSINTÉTICO

2.2.1.- OS GEOSSINTÉTICOS

Inicialmente, o termo geossintético era usado para denominar, de forma indiferenciada, todos os novos produtos que eram aplicados em obras geotécnicas. Um geossintético é um material polimérico, natural ou sintético, que é utilizado em contacto com o terreno (solo ou rochas).

Os geossintéticos são constituídos por materiais plásticos, mais concretamente por termoplásticos. Os termoplásticos são formados por monómeros que, através de vários processos químicos, formam polímeros. Os polímeros mais utilizados na manufactura de geossintéticos são: poliéster, poliamida, polipropileno, polietileno, entre outros (Borges, 1995).

Existem diversos tipos de geossintéticos de onde se destacam:

- os geotêxteis que são geossintéticos planos e permeáveis. Consoante o seu processo de fabrico podem dividir-se em: tecidos, não tecidos e tricotados.

- as geogrelhas que são materiais planos formados por uma malha aberta de vários elementos ligados e entrelaçados. As aberturas da malha são maiores que as aberturas dos elementos que as formam. As geogrelhas podem ser: extrudidas, tecidas e soldadas a laser. Os tipos de geogrelhas definem-se de acordo com a forma de ligação dos elementos que as constituem.

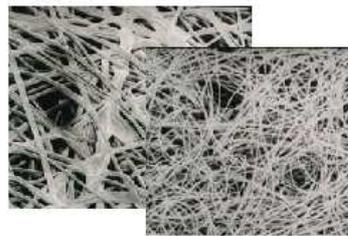
- as georredes são, também, geossintéticos planos. São formadas por elementos que se encontram ligados entre si compondo uma malha densa e regular. O modo como são manufacturadas define o tipo de georrede, os elementos que as formam podem ser ligados por nós ou por extrusão.

À semelhança das geogrelhas, as aberturas das georredes são maiores que as aberturas dos elementos sólidos que as compõem.

- as geomembranas ou barreiras geossintéticas poliméricas são impermeáveis e o seu processo de fabrico pode ser: por extrusão, por calandragem ou por espalhamento superficial.

- os geocompósitos resultam da ligação entre diferentes materiais em que pelo menos um é um geossintético. Os geocompósitos classificam-se de acordo com a função que vão exercer: geocompósitos bentoníticos, geocompósitos de drenagem, geocompósitos de reforço, entre outros.

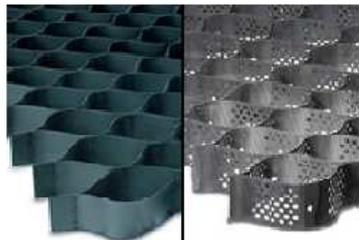
Na Figura 22 estão ilustrados alguns tipos de geossintéticos.



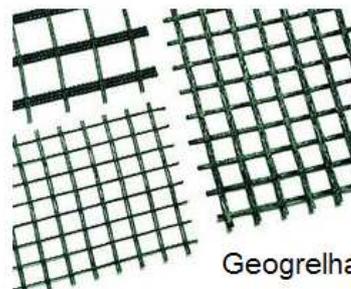
Geotêxtil não tecido



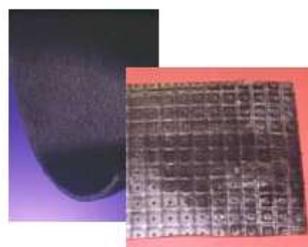
Geotêxtil tecido



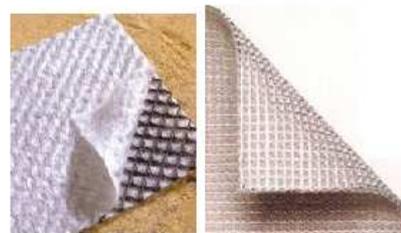
Geocélulas



Geogrelhas



Geomembranas



Geocompósitos



Geomalhas



Georredes

Figura 22 - Tipos de geossintéticos (adaptado de [1] e [3]).

Os diversos tipos de geossintéticos podem desempenhar várias funções dependendo do objectivo com que são aplicados. Um geossintético pode desempenhar mais do que uma função em simultâneo.

A escolha de um geossintético depende do tipo de obra e solo em que este vai ser aplicado, das características e modo de aplicação dos geossintéticos, entre outros factores (Borges, 1995).

As principais funções dos geossintéticos são:

- *Drenagem*

A função de drenagem consiste em recolher e transportar águas pluviais, águas freáticas e/ou outros fluidos ao longo do plano de um geossintético.

- *Filtragem*

Consiste na passagem dos fluidos perpendicularmente ao plano dos geossintéticos evitando, ao mesmo tempo, a passagem de partículas do solo no sentido do escoamento.

- *Separação*

Os geossintéticos são colocados entre dois solos distintos para evitar que estes se misturem.

- *Reforço*

No desempenho desta função os geossintéticos são colocados no interior do maciço de modo a melhorar o comportamento global do solo ou de outros materiais e construção.

- *Protecção*

Os geossintéticos funcionam como limitadores de danos no elemento que estão a proteger. Os geossintéticos redistribuem e uniformizam as tensões e as deformações impostas ao elemento a proteger.

- *Controlo da erosão superficial*

Consiste em evitar ou limitar os movimentos de solo ou outras partículas na superfície do solo (taludes, por exemplo) face às acções, por exemplo, do vento e da água.

- *Barreira de fluidos*

Como o próprio nome indica, os geossintéticos funcionam como um obstáculo à passagem dos fluidos.

Das funções mencionadas, a drenagem e a filtragem são aquelas que mais influenciam a aceleração da consolidação dos solos. Os geossintéticos que, em geral, são utilizados nestas funções são: os geotêxteis, os geocompósitos de drenagem e as georredes. É ainda muito comum a utilização de geossintéticos como elementos de reforço na base de aterros sobre solos moles.

Um processo muito utilizado na aceleração da consolidação dos solos moles é a aplicação de drenos verticais em geossintético, como foi referido anteriormente. O geocompósito de drenagem é constituído por um núcleo de drenagem rodeado por um filtro em geotêxtil. O filtro possibilita o fluxo livre da água, evitando a fuga das partículas de solo e o núcleo drenante recolhe e transporta a água para fora do solo. Em geral, estes elementos de drenagem são drenos em fita.

Uma característica importante em qualquer material que pretendemos aplicar numa obra é a durabilidade desse material, pois é ela que garante o desempenho correcto do material durante o tempo de vida útil do mesmo. Os geossintéticos estão sujeitos a diversos agentes agressores, de entre os quais: a luz (raios UV), a temperatura, a humidade, os microorganismos e as tensões mecânicas e eléctricas.

A durabilidade de um geossintético é a aptidão que este tem em conservar as suas propriedades fundamentais, mesmo na presença de agentes agressores.

As principais propriedades dos geossintéticos são:

- *As propriedades hidráulicas* sendo as mais relevantes: a dimensão e distribuição das aberturas, a permeabilidade normal (perpendicular) ao plano do geossintético (permissividade) e a permeabilidade paralela (transversal) ao plano do geossintético (transmissividade).

- *As propriedades mecânicas* como a resistência: à tracção, à compressão, ao punçoamento e ao rasgamento do geossintético.

- *As propriedades físicas* de onde se destacam: a densidade relativa dos polímeros, a massa por unidade de área dos geossintéticos e a espessura dos geossintéticos.

Muito mais haveria a referir sobre os geossintéticos, mas não é objectivo deste trabalho abordar em pormenor a temática dos geossintéticos. Mais informação

pode ser colhida em diversa literatura como, por exemplo, em português, Pinho Lopes (2006), Vertematti (2004), Borges (1995).

2.2.2.- METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO

Os geossintéticos, por possuírem um custo relativamente baixo e serem de fácil aplicação, são utilizados em diversas obras: obras hidráulicas, obras marítimas, vias de comunicação, obras de engenharia ambiental, entre outras.

No processo de aceleração da consolidação de solos moles utilizam-se drenos verticais em geossintético. Os drenos podem diminuir muito a distância que a água tem que percorrer para escapar do solo, reduzindo assim o tempo necessário para que a consolidação do solo aconteça.

O dimensionamento de geossintéticos é efectuado tendo em conta a função que estes vão desempenhar em obra. É necessário, no dimensionamento, ter em linha de conta alguns pontos (Borges, 1995):

- 1) identificar a função ou funções do geossintético em obra;
- 2) analisar as condições geotécnicas do local onde a obra vai ser implantada;
- 3) identificar as propriedades dos geossintéticos que estão ligadas ao desempenho das funções que são requeridas ao geossintético e quantificar as referidas propriedades através de, por exemplo, ensaios laboratoriais;
- 4) análise das diversas possibilidades de aplicação dos geossintéticos e pré-dimensionamento de algumas dessas soluções;
- 5) comparar as diversas soluções e determinar a que melhor se adapta à situação em estudo;
- 6) escolher o método de instalação do geossintético e detalhar todo o processo de instalação;
- 7) avaliar os agentes ambientais a que o geossintético vai estar sujeito de forma a estabelecer os critérios de durabilidade a que o geossintético deve obedecer;
- 8) realizar memórias descritivas e peças desenhadas devidamente detalhadas e de simples compreensão;

9) estabelecer as especificações a que o geossintético deve estar sujeito durante o processo de selecção dos materiais, de modo a que o geossintético cumpra as exigências de funcionalidade ao longo do tempo de vida útil da obra e as exigências operacionais de manuseamento, armazenagem e implantação em obra;

10) garantir que, sempre que necessário, a obra é devidamente monitorizada durante o período de construção e ao longo do período de utilização.

No dimensionamento dos drenos verticais algumas propriedades dos geossintéticos devem ser tidas em conta (Nagaraj e Miura, 2001):

- *Características hidráulicas* (permeabilidade do filtro, capacidade de descarga, entre outras).

- *Propriedades mecânicas* (resistência à tracção da parte central do dreno e do filtro, durabilidade do geossintético, encurvadura, entre outras).

Após escolher o tipo de dreno a aplicar é necessário proceder-se ao seu dimensionamento. Apresenta-se, de seguida, a metodologia utilizada no dimensionamento de drenos verticais proposta por Fernandes (2006):

A) Determinar os parâmetros associados à compressibilidade e consolidação do solo.

- Coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v):
(já referido na secção 1.3.1 deste trabalho)

- Coeficiente de consolidação vertical (c_v)
(já referido na secção 1.3.1 deste trabalho)

- Coeficiente de consolidação radial (c_h)

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_w \times m_h} \quad (12)$$

Onde:

k_h é o coeficiente de permeabilidade normal ao plano do dreno.

m_h é o coeficiente de compressibilidade volumétrica radial.

γ_w é o peso volúmico da água ($\approx 9,8 \text{ kN/m}^3$).

Na Figura 23 está ilustrado o tipo de escoamento na vizinhança de um dreno vertical e de que forma pode ser determinado o coeficiente de consolidação radial

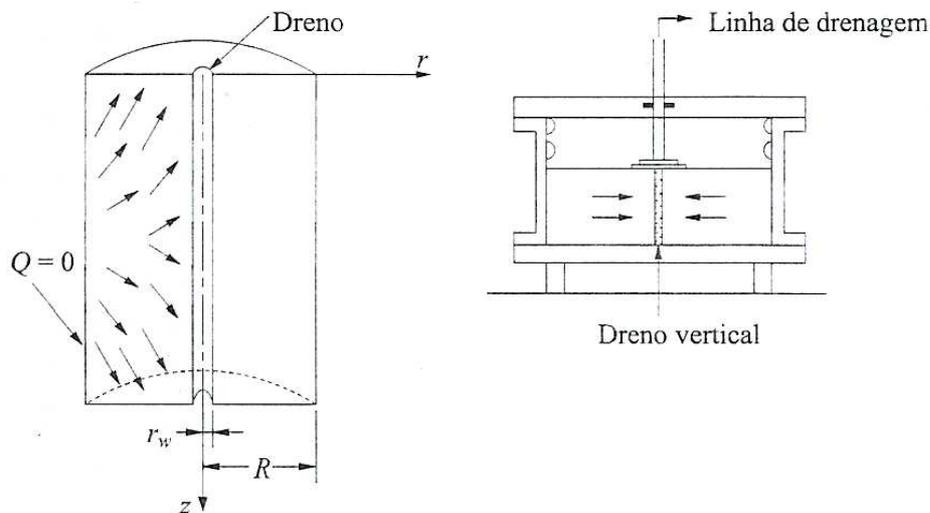


Figura 23 - Tipo de escoamento no interior da zona de influência de um dreno e pormenor da célula de Rowe para determinação do coeficiente de consolidação radial [Fernandes (2006)].

B) Definir o grau de consolidação médio (\bar{U}_z) a atingir com a aceleração da consolidação.

Dado que a velocidade de consolidação diminui com o tempo, para que se verificasse um grau de consolidação de 100% seria necessário um tempo infinito. Por esta razão, segundo Fernandes (2006), em termos práticos, o fim da consolidação é tomado muitas vezes para um grau de consolidação médio $\bar{U}_z = 90\%$.

- C) Determinar o factor tempo vertical (T_v) correspondente ao grau de consolidação médio (\bar{U}_z).

Através da análise da Figura 24 retira-se, para o grau de consolidação médio considerado na alínea B), o valor do factor tempo vertical.

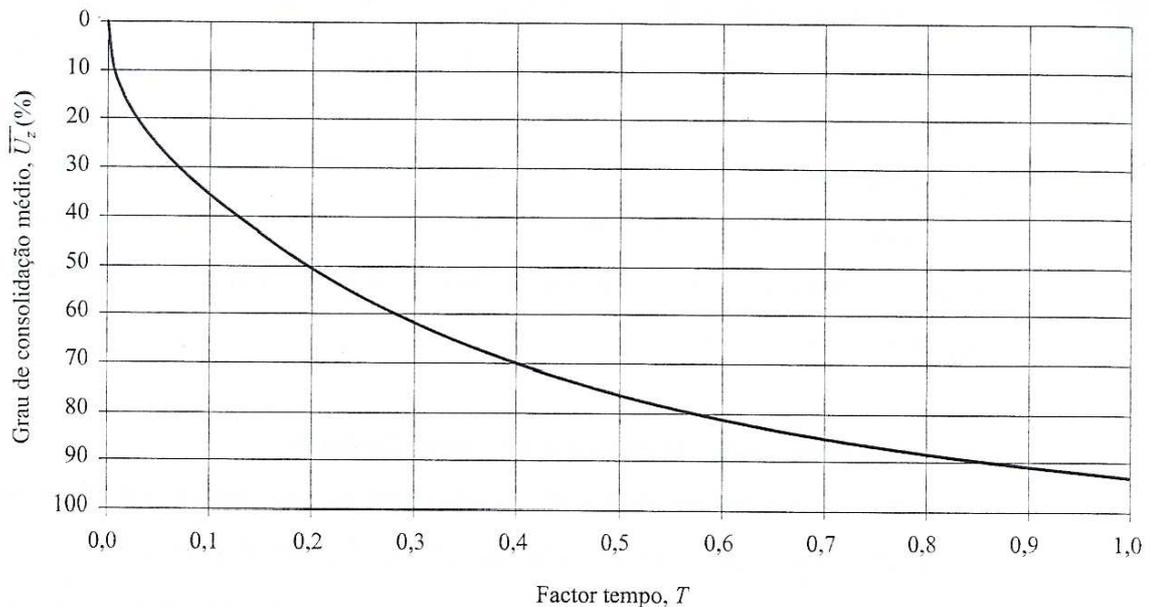


Figura 24 - Gráfico factor tempo - grau de consolidação médio [Fernandes (2006)].

- D) Calcular o grau de consolidação vertical (U_z) correspondente ao factor tempo vertical (T_v), no instante de tempo (t).

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} \quad (13)$$

Onde:

c_v é o coeficiente de consolidação vertical.

t é o número de anos correspondentes ao grau de consolidação médio considerado.

H é a maior distância que uma partícula de água tem que percorrer para abandonar o estrato compressivo.

Sabendo o factor tempo vertical pode determinar-se o grau de consolidação através da Figura 24.

E) Adopção de um valor de “R”

R é o raio de influência do dreno e traduz-se por: $R = n \times r_w$ (r_w é o raio do dreno e n é a razão dos raios).

F) Determinar o factor tempo radial (T_R) em função do raio de influência dos drenos (R).

$$T_R = \frac{c_h \times t}{R^2} \quad (14)$$

Onde:

C_h é o coeficiente de consolidação radial.

t é o número de anos correspondentes ao grau de consolidação que estamos a considerar.

R é o raio de influência do dreno

G) Determinar o grau de consolidação médio radial (\bar{U}_R).

O grau de consolidação médio radial é função do factor tempo radial. O valor de \bar{U}_R pode ser obtido pelo Quadro 3.

Quadro 3 - Solução da equação de consolidação radial [Fernandes (2006)].

\bar{U}_r (%)	Factor tempo, T_r											
	$\frac{R}{r_w}$	5	10	15	20	25	30	40	50	60	90	100
Grau de consolidação médio												
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,024	0,040	0,051	0,058	0,063	0,068	0,075	0,081	0,086	0,090	0,093	0,093
10	0,049	0,083	0,104	0,119	0,130	0,140	0,155	0,167	0,176	0,184	0,191	0,191
15	0,076	0,128	0,160	0,183	0,201	0,216	0,239	0,257	0,272	0,284	0,295	0,295
20	0,104	0,176	0,220	0,251	0,276	0,296	0,328	0,353	0,373	0,390	0,405	0,405
25	0,135	0,227	0,284	0,324	0,356	0,382	0,423	0,455	0,481	0,503	0,523	0,523
30	0,167	0,281	0,352	0,402	0,441	0,474	0,525	0,564	0,597	0,624	0,648	0,648
35	0,202	0,340	0,425	0,485	0,533	0,572	0,634	0,681	0,721	0,754	0,782	0,782
40	0,239	0,403	0,503	0,576	0,632	0,678	0,751	0,808	0,854	0,894	0,928	0,928
45	0,280	0,472	0,589	0,674	0,740	0,794	0,879	0,946	1,000	1,046	1,086	1,086
50	0,325	0,547	0,683	0,781	0,858	0,920	1,019	1,096	1,159	1,213	1,259	1,259
55	0,374	0,630	0,787	0,900	0,988	1,060	1,174	1,263	1,336	1,397	1,450	1,450
60	0,429	0,723	0,903	1,033	1,134	1,216	1,348	1,449	1,533	1,603	1,664	1,664
65	0,492	0,828	1,035	1,183	1,299	1,394	1,544	1,661	1,756	1,837	1,907	1,907
70	0,564	0,950	1,187	1,357	1,490	1,598	1,771	1,904	2,014	2,107	2,187	2,187
75	0,649	1,094	1,366	1,562	1,715	1,840	2,039	2,193	2,319	2,426	2,518	2,518
80	0,754	1,270	1,586	1,814	1,991	2,137	2,367	2,546	2,692	2,816	2,923	2,923
85	0,888	1,497	1,870	2,138	2,347	2,519	2,790	3,001	3,173	3,319	3,446	3,446
90	1,078	1,817	2,269	2,595	2,849	3,057	3,386	3,642	3,852	4,029	4,182	4,182
95	1,403	2,364	2,953	3,376	3,706	3,977	4,406	4,739	5,011	5,242	5,441	5,441
99	2,156	3,634	4,539	5,190	5,698	6,114	6,773	7,285	7,703	8,058	8,365	8,365
100	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

H) Estimar o grau de consolidação médio no instante considerado ($\bar{U}(t)$).

O valor do grau de consolidação médio num dado instante é dado pela expressão:

$$\bar{U}(t) = 1 - [(1 - \bar{U}_z) \times (1 - \bar{U}_R)] \quad (15)$$

Onde:

$\bar{U}(t)$ é o grau de consolidação médio num dado instante t .

\bar{U}_z é o grau de consolidação médio vertical (alínea D).

\bar{U}_R é o grau de consolidação médio radial (alínea G).

I) Verificação

O valor do grau de consolidação médio calculado na alínea H) deve apresentar um valor próximo do grau de consolidação médio definido na alínea B). Nesta comparação de valores admite-se que é aceitável, no máximo, um erro associado de 10%. Isto é:

$$\left(\frac{\bar{U}(t)_{(\text{alínea B})} - \bar{U}(t)_{(\text{alínea H})}}{\bar{U}(t)_{(\text{alínea H})}} \right) \times 100 \leq 10\%$$

Este é um cálculo iterativo. Caso não se verifique a expressão anterior, é necessário aumentar ou diminuir o valor de “R” (raio de influência dos drenos) de modo a atenuar o erro associado ao valor do grau médio de consolidação.

Nota: Se $\bar{U}(t)_{(\text{alínea H})} < \bar{U}(t)_{(\text{alínea B})}$ deve reduzir-se o valor de “R”.

Se $\bar{U}(t)_{(\text{alínea H})} > \bar{U}(t)_{(\text{alínea B})}$ deve aumentar-se o valor de “R”.

J) Cálculo do espaçamento entre drenos (s).

O espaçamento entre drenos (s) é obtido através das expressões:

1) Para uma distribuição de drenos quadrangular (Figura 25a), em planta.

$$s = \frac{R}{0,564} \quad (16)$$

2) Para uma distribuição de drenos triangular (Figura 25b), em planta.

$$s = \frac{R}{0,525} \quad (17)$$

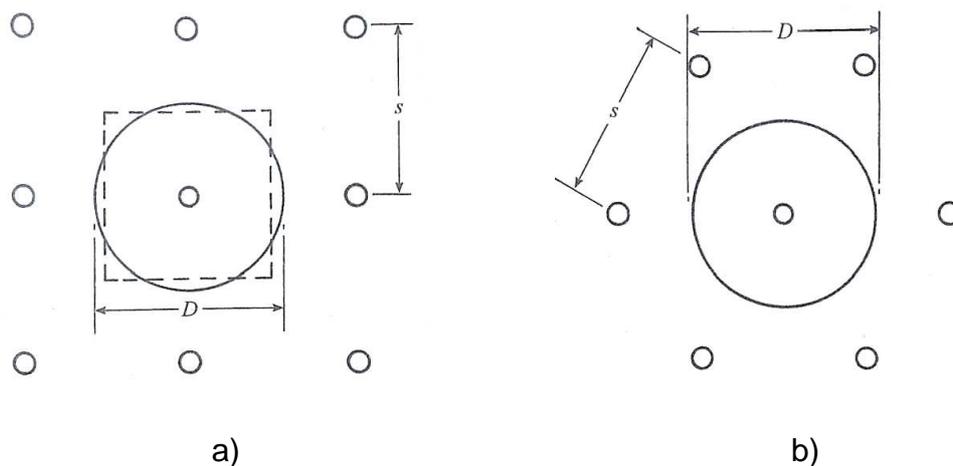


Figura 25 - Distribuição dos drenos verticais: a) distribuição quadrangular; b) distribuição triangular [Nagaraj e Miura (2001)].

Na escolha do conjunto dreno + filtro é necessário ter presente três conceitos básicos relativos ao dimensionamento do filtro (Pinho Lopes, 2006):

- a dimensão da maior abertura, do maior poro do filtro, deve ser inferior à maior dimensão das partículas de solo. O geossintético deve permitir a passagem da água e evitar o atravessamento das partículas de solo;

- caso as aberturas do geossintético permitam a passagem das partículas de solo, ainda que sejam as partículas mais finas de solo, o geossintético irá ficar obstruído deixando de exercer a sua função de filtragem e drenagem ou irá realizá-la de forma deficitária;

- para evitar que a função do geossintético deixe de ser cumprida por este, o geossintético deve possuir um grande número de aberturas. Assim, mesmo que exista a obstrução de algumas aberturas, o fluxo de evacuação da água do solo não cessará.

2.2.3.- PORMENORES CONSTRUTIVOS

A colocação dos geossintéticos em obra deve ser definida previamente e encontrar-se devidamente detalhada. Os detalhes de colocação devem constar

em peças escritas e desenhadas. Tudo deve ser tido em conta, desde a granulometria e limpeza do solo onde os geossintéticos vão ser colocados até aos equipamentos utilizados na instalação dos drenos.

Na instalação dos drenos geossintéticos em obra é fundamental ter em atenção alguns critérios e pormenores construtivos.

Para o correcto funcionamento do sistema dreno + filtro, os materiais geossintéticos devem respeitar quatro critérios, sendo os três primeiros relativos aos geossintéticos utilizados na manufactura do filtro e o quarto válido para qualquer geossintético (Holtz *et al*, 1998):

- Critério de retenção

O geossintético deve reter o solo, impedindo que as partículas de solo passem através do material.

- Critério de permeabilidade

O geossintético deve permitir a passagem do fluxo de água.

- Critério de resistência à obstrução

A passagem da água pelo geossintético não deve ser impedida pela obstrução das aberturas do geossintético.

- Critério de durabilidade

O geossintético deve resistir a todo o processo de instalação para que as suas propriedades não sejam alteradas e o desempenho das suas funções não fique comprometido. O geossintético deve ainda manter os valores das suas propriedades funcionais acima dos limites definidos, ao longo de toda a sua vida útil.

A forma como os drenos são instalados depende da profundidade de instalação (Nagaraj e Miura, 2001):

- Para profundidades de instalação até 12 a 15 metros

A instalação pode ser realizada com o auxílio de uma escavadora que vai colocar os drenos no local determinado no processo de dimensionamento dos drenos. Os drenos podem ser cravados com um mandril liso, com uma área externa de aproximadamente 70 cm^2 (16 cm x 12 cm).

- Para profundidades superiores a 20 metros

É necessário utilizar equipamento especial de instalação. A título de exemplo: utilização de colunas de metal cravadas no solo que servem de transportador para os drenos serem colocados no solo.

Dependendo das condições do solo e do local onde os drenos vão ser instalados, a velocidade de instalação pode variar entre os 0,5 m/s e 1,3 m/s (Nagaraj e Miura, 2001).

Na Figura 26 mostra-se um equipamento utilizado na instalação de drenos verticais.



Figura 26 - Equipamento que instala os drenos sintéticos [Fernandes (2006)].

Os cuidados a tomar ao longo do processo de instalação dos drenos verticais passam por (Holtz *et al*, 1998, Sandroni, 2006 e Vertematti, 2006):

- 1) Enquanto aguardam pelo processo de instalação, os drenos em geossintético devem ser armazenados de forma cuidadosa. Devem ser protegidos de todos os elementos que possam degradar o material.
- 2) Se os drenos forem contaminados ou degradados durante o processo de instalação, estes devem ser removidos e substituídos por outros que se encontrem em boas condições.
- 3) Os drenos verticais devem ser colocados no solo de acordo com a disposição determinada no processo de dimensionamento. A instalação dos drenos deve ser efectuada ao longo de toda a camada de solo compressível, se não for possível, os drenos devem ser instalados na camada de solo com menor coeficiente de compressibilidade.
- 4) Os drenos devem ser colocados em contacto com o solo de modo a que não existam espaços vazios na interface solo-geossintético, para assim evitar quebras na passagem do fluxo de água do solo para o dreno em geossintético.
- 5) Se existir a necessidade de sobrepor o material geossintético (por exemplo, se for necessário sobrepor verticalmente dois drenos em geossintético para aumentar a profundidade de aplicação do dreno), os drenos colocados de forma subsequente, na vertical, devem estar sobrepostos em cerca de 0,3 a 0,6 metros.

Se o fluxo de água for elevado, o comprimento de sobreposição dos drenos deve ser aumentado.
- 6) É necessário tomar precauções relativamente à exposição do geossintético à luz solar. A zona do dreno geossintético que fica à superfície deve ser coberta com no mínimo 0,3 metros de material de solo, colocado de forma livre, sem ser compactado.
- 7) A água captada pelos drenos deve circular livremente até à superfície. A velocidade de captação pode ser aumentada com a realização de um tapete drenante (composto por material granular (areia ou brita)) na superfície do solo. A eficiência do sistema drenante é ampliada com a instalação de poços de bombeamento que removem a água captada pelos drenos.

Na utilização de tapetes drenantes é necessário ter em atenção que a distância máxima percorrida pela água no tapete não deve ser superior a 10 metros (o que obriga a um espaçamento entre drenos inferior a 20 metros).

O tapete drenante, de forma a não retardar o funcionamento do sistema drenante (dreno + tapete), deve possuir propriedades geotécnicas e geométricas que permitam uma capacidade de vazão igual ou superior à apresentada pelos drenos verticais.

Pode-se observar, na Figura 27, um esquema da utilização de drenos verticais de modo a acelerar a consolidação do solo.

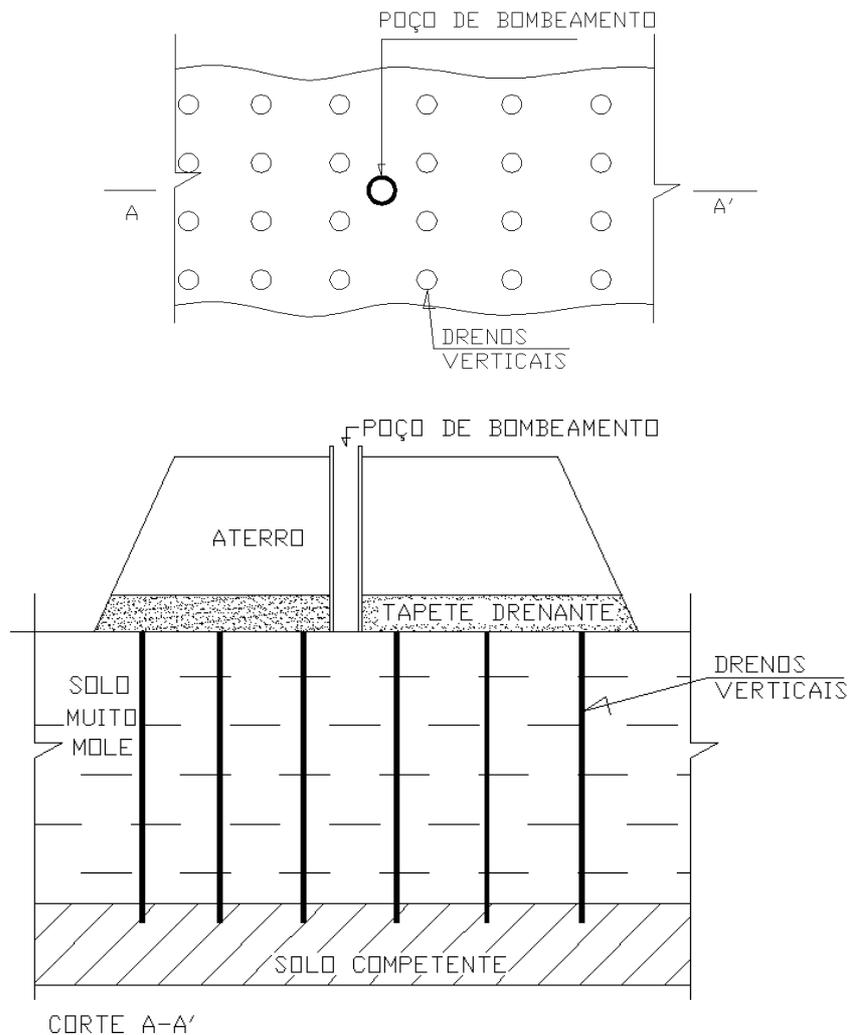


Figura 27 - Esquema de um aterro com drenos aceleradores de consolidação (adaptado de [Sandroni (2006)]).

2.3.- CASO DE ESTUDO

Mostra-se, neste ponto, um estudo técnico realizado em 2001.

O estudo referido tem por tema “A eficiência da utilização de drenos em geossintético compostos por materiais naturais e plásticos na aceleração da consolidação”.

Jang *et al.* (2001) apresentam resultados do estudo da aceleração da consolidação utilizando drenos compostos por materiais naturais e drenos realizados em material geossintético. Estes autores realizaram, em simultâneo, uma análise por ensaios laboratoriais e outra através de uma modelação numérica tridimensional.

Drenos em estudo:

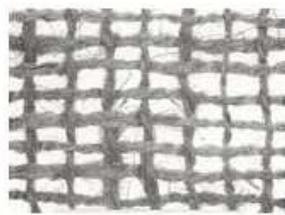
Utilizaram-se, na análise, três tipos de drenos:

- FD1: dreno natural, circular.
- FD2: dreno natural, em faixa.
- PD: dreno plástico geossintético, em faixa.

Os drenos naturais são realizados com fibras orgânicas de juta e coco (Figura 28).



Fibra de coco



Fibra de juta

Figura 28 - Geomalhas: fibra de coco e fibra de juta (adaptado de [1]).

O dreno natural circular (FD1) possui um diâmetro de 32,4 milímetros (área da secção transversal: $8,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2$). O núcleo deste dreno é composto por três

pequenos fios de coco que, ao serem torcidos, formam um cordão. A Figura 29 mostra, esquematicamente, a composição do FD1.

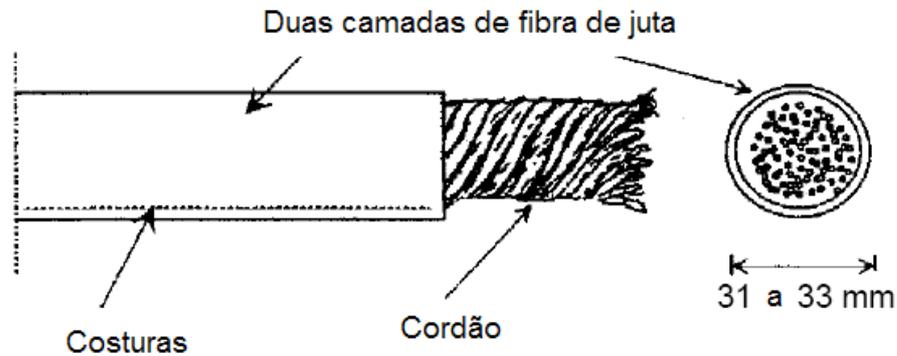


Figura 29 - Esquema do dreno natural, circular [Jang *et al.* (2001)].

O dreno natural em faixa (FD2) tem uma seção transversal de $8,15 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, cujas dimensões são $7,5 \times 108$ milímetros. O núcleo deste dreno é formado por três pequenos fios de coco colocados separadamente em três partes do filtro (Figura 30).

Os filtros de juta aplicados em FD1 e FD2 têm massas por unidade de área entre 550 e 600 g/m^2 .

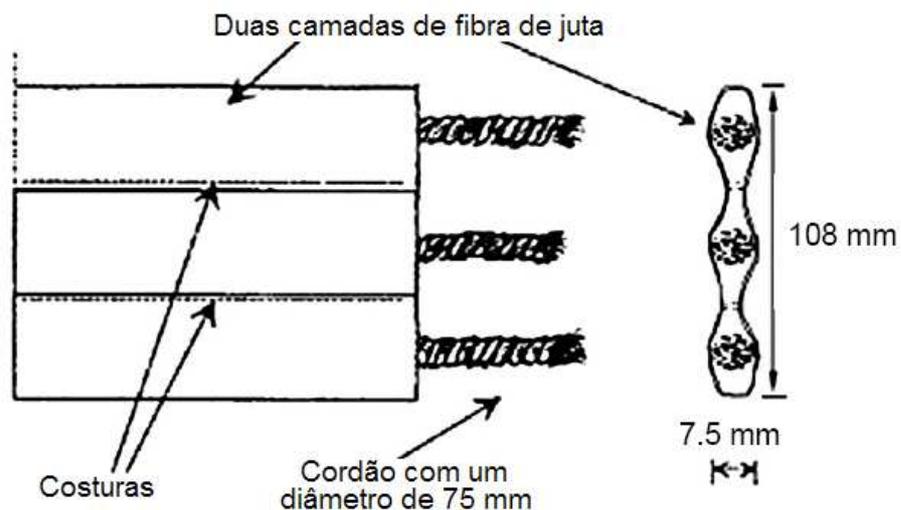


Figura 30 - Esquema do dreno natural, em faixa [Jang *et al.* (2001)].

O dreno plástico de geossintético, em fita (PD), apresenta uma secção transversal de 4 x 100 milímetros ($4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$) e o seu núcleo não está fixo ao filtro e é formado por um geocomposto (Figura 31).

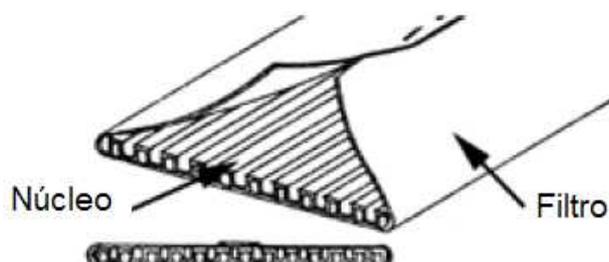


Figura 31 - Esquema do dreno plástico de geossintético, em faixa [Jang *et al.* (2001)].

Ensaio laboratoriais:

Realizaram-se dois tipos de ensaios laboratoriais: teste de capacidade de descarga e teste de consolidação (ensaio edométrico).

Teste de capacidade de carga:

O equipamento utilizado neste ensaio (Figura 32) é composto por um cilindro transparente com 0,2 metros de diâmetro e 0,5 metros de altura. O cilindro encontra-se preenchido com água.

O dreno é instalado entre as faces superior e inferior do cilindro e dentro de uma membrana de látex.

São aplicadas pressões neutras laterais de 50, 100, 200 e 300 kPa e o fluxo de água circula através do dreno, desde a face inferior até à face superior, com um gradiente hidráulico de 0,5.

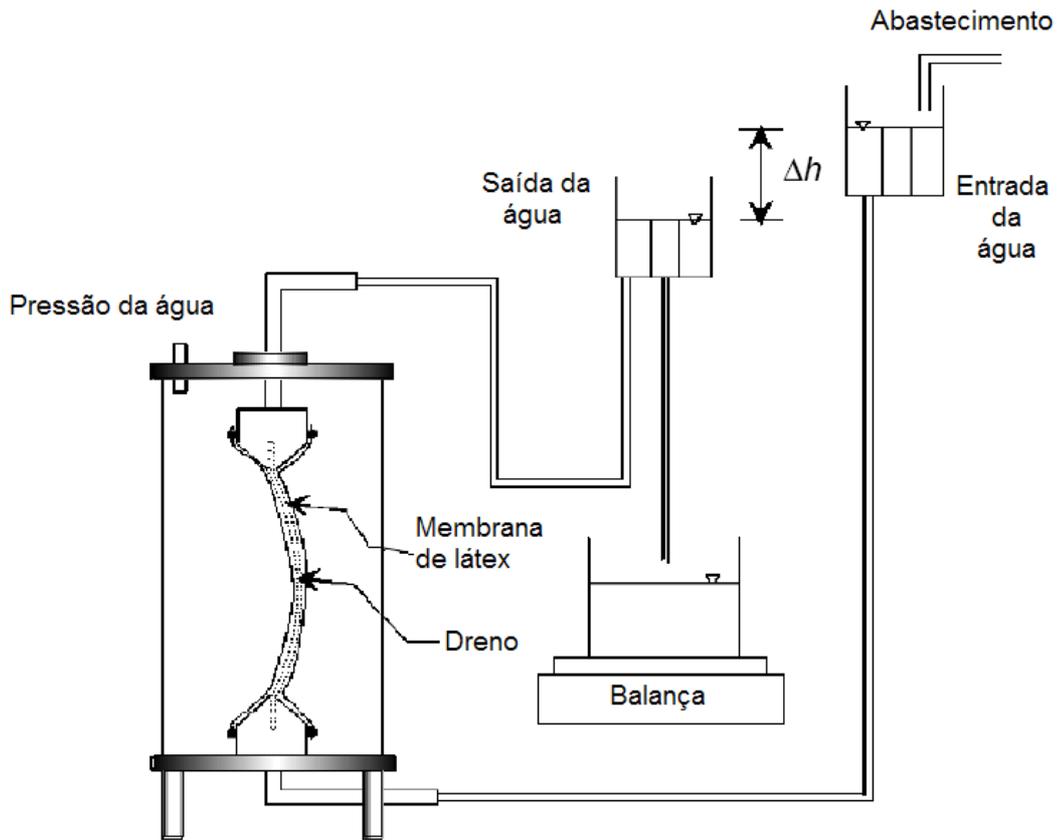


Figura 32 - Esquema do equipamento de ensaio do teste de capacidade de descarga [Jang *et al.* (2001)].

A capacidade de descarga dos drenos (Q_w) é calculada pela expressão:

$$Q_w = \frac{Q}{i} = k \times A \quad (18)$$

Onde:

Q - Volume de água por unidade de tempo;

i - Gradiente hidráulico;

k - Condutividade hidráulica do dreno (transmissividade);

A - Secção transversal do dreno.

Na Figura 33 podemos observar a variação da capacidade de descarga, para os diferentes drenos, em função das várias pressões neutras laterais.

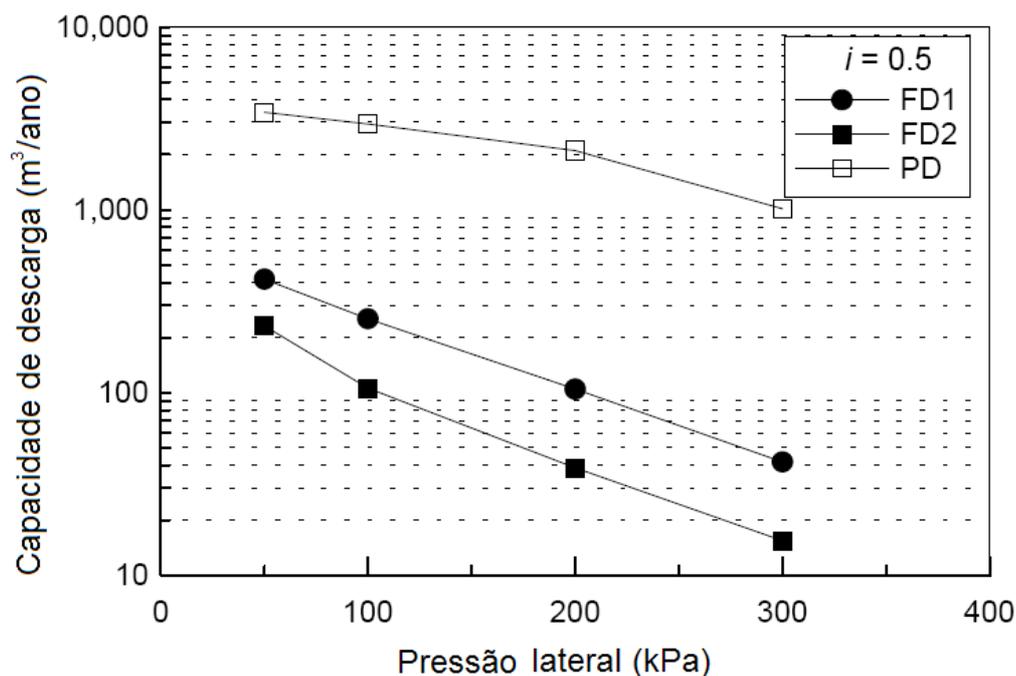


Figura 33 - Variação da capacidade de descarga com a pressão lateral [Jang *et al.* (2001)].

Verifica-se uma diminuição da capacidade de descarga dos drenos com o aumento da pressão lateral. Este facto justifica-se pela diminuição que a secção transversal do dreno sofre aquando do aumento de pressão. Uma das propriedades importantes dos drenos é a deformação em compressão, de curto e longo prazo.

O dreno em geossintético apresenta uma maior capacidade de descarga, comparativamente com os drenos naturais. A capacidade de descarga do dreno natural circular é o dobro da apresentada pelo dreno natural em faixa.

Ensaio de consolidação:

O aparelho de ensaio é formado por um cilindro com um diâmetro interno de 0,235 metros, um diâmetro externo de 0,25 metros e uma altura de 0,5 metros (Figura 34).

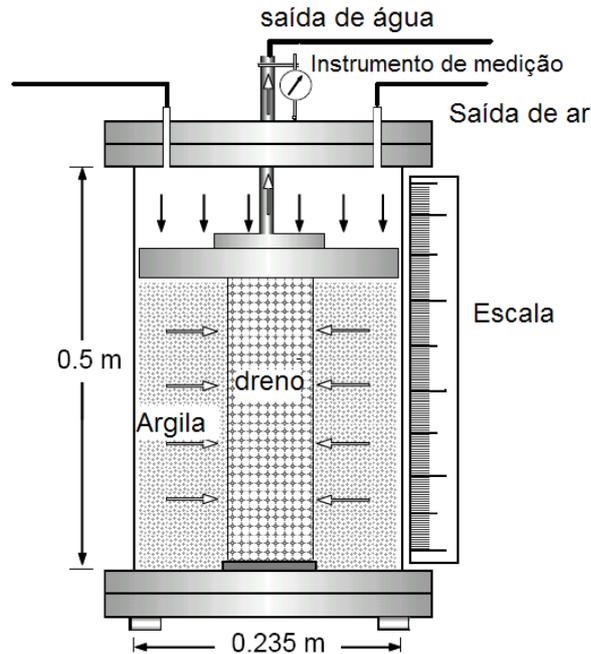


Figura 34 - Esquema do aparelho de ensaio do teste de consolidação [Jang *et al.* (2001)].

Inicialmente, o dreno é fixo no centro da face inferior do cilindro. Depois é injectada, na célula de ensaio, uma mistura de água e argila semilíquida.

A argila é uma argila marinha com as seguintes características:

- Limite de liquidez (w_L): 61%
- Limite de plasticidade (w_P): 25%
- Índice de plasticidade (I_P): 36%
- Grau de saturação: 100%
- Densidade das partículas: 2,70

A argila foi previamente consolidada a uma tensão de 50kPa.

Ao longo da consolidação, os assentamentos da amostra de argila foram mais elevados no caso em que se utilizou o dreno geossintético. Contudo, a amostra que foi ensaiada com o dreno geossintético possuía menor percentagem de água e menor índice de vazios e a altura da amostra de argila era, também, mais reduzida.

O passo seguinte é colocar, na secção superior da célula, um prato em aço e aplicar uma pressão vertical, ao prato, que representa as tensões neutras “in situ” de 100, 200 e 250 kPa.

O índice de vazios e a percentagem de água da amostra de solo são medidos no final do carregamento. Os resultados são apresentados no Quadro 4.

Quadro 4 - Valores iniciais e finais da altura da amostra de argila, do seu índice de vazios e da percentagem de água do solo [Jang *et al.* (2001)].

	<i>FD1</i>	<i>FD2</i>	<i>PD</i>	
<i>Altura inicial da amostra, H₀ (m)</i>	0,346	0,331	0,296	Após 50 kPa
<i>Altura final da amostra, H_f (m)</i>	0,276	0,270	0,255	Após 250 kPa
<i>Percentagem inicial de água, w₀ (%)</i>	56,97	55,37	49,25	Após 50 kPa
<i>Percentagem final de água, w_f (%)</i>	37,96	38,10	37,30	Após 250 kPa
<i>Índice de vazios inicial, e₀</i>	1,54	1,50	1,33	Após 50 kPa
<i>Índice de vazios final, e_f</i>	1,02	1,03	1,01	Após 250 kPa

A variação do grau de consolidação das amostras ao longo do tempo e para os diferentes níveis de tensão está exposta na Figura 35.

Para incrementos de tensão até 200 kPa, o comportamento dos três tipos de drenos é semelhante.

Para o incremento de tensão de 200 kPa e 250 kPa, a consolidação da amostra com o dreno geossintético é mais lenta que nas amostras de argila que possuem drenos naturais.

O dreno geossintético em fita rompe quando se atinge 250 kPa de tensão, devido à elevada deformação longitudinal que impede a passagem do fluxo de água pelo dreno. Por outro lado, os drenos naturais mantêm os níveis de drenagem até ao momento em que dobram devido à deformação que sofrem durante o ensaio. Na Figura 36 mostra-se a deformação que os drenos apresentavam no final do ensaio.

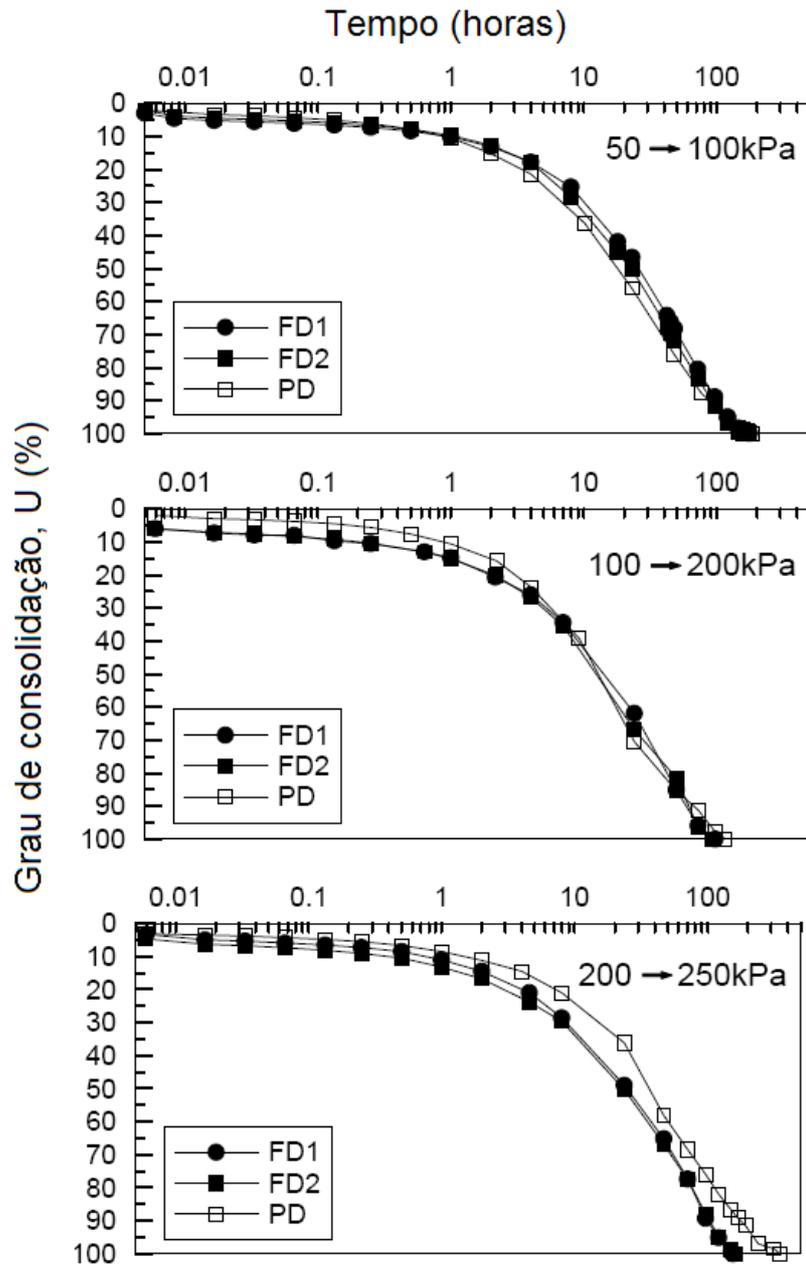


Figura 35 - Consolidação vs tempo [Jang *et al.* (2001)].

Os autores do estudo reconheceram que a rigidez apresentada pelo dreno geossintético o tornava mais frágil quando comparada com a flexibilidade dos drenos naturais.

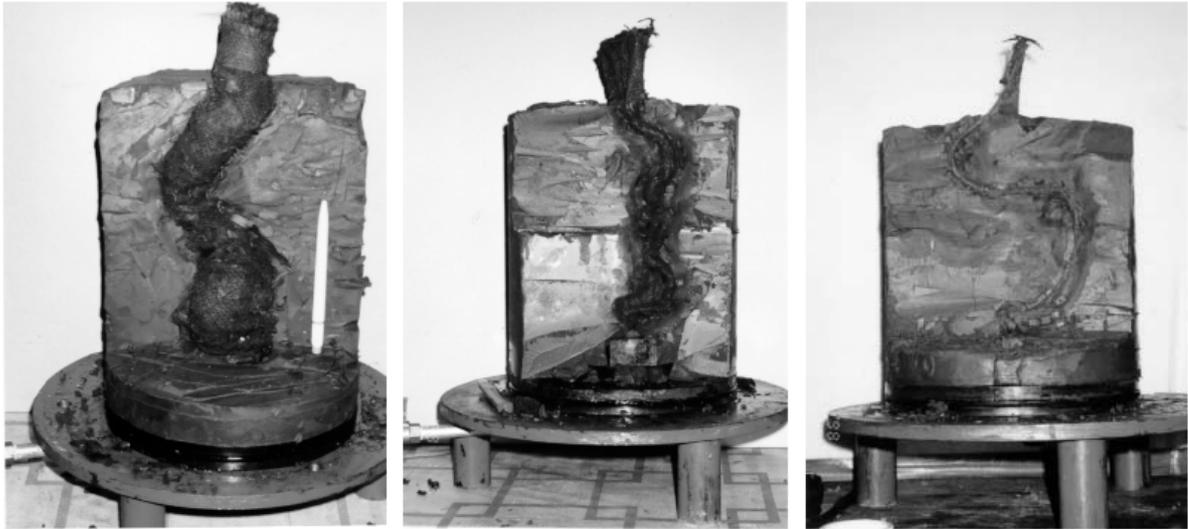


Figura 36 - Deformação dos drenos no final do ensaio de consolidação: FD1, FD2 e PD, respectivamente [Jang *et al.* (2001)].

Modelo numérico:

Jang *et al.* (2001) utilizaram o programa informático 3D “MODFLOW” para analisar o fluxo descontínuo da água através do dreno e do solo argiloso, na célula de ensaio de consolidação.

O programa baseia-se na equação:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) \pm q = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (19)$$

Onde:

- k_x , k_y e k_z - Condutividade hidráulica da argila nas três direcções x, y e z;
- q - aumento ou decréscimo de água;
- S_s - Coeficiente de armazenamento.

O coeficiente de armazenamento representa a compressibilidade do esqueleto sólido da água do solo. É expresso por:

$$S_s = \gamma_w (\alpha + n\beta) \quad (20)$$

Onde:

- γ_w - Peso volúmico da água ($\approx 9,8 \text{ kN/m}^3$);
- α - Compressibilidade do esqueleto sólido do solo;
- β - Compressibilidade da água;
- n - porosidade do solo.

Na análise da consolidação da argila considerou-se a teoria de consolidação de Terzaghi.

O coeficiente de consolidação vertical (c_v) é dado por:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} \approx \frac{k}{\gamma_w \alpha} \quad (21)$$

No modelo numérico utilizaram-se:

- Valores de condutividade hidráulica na direcção longitudinal (k_h) obtidos nos ensaios de capacidade de descarga.
- Valores de condutividade hidráulica (k) e de coeficiente de armazenamento (S_s) obtidos nos ensaios de consolidação.

Quadro 5 - Valores de condutividade hidráulica e de coeficiente de armazenamento obtidos nos ensaios [Jang *et al.* (2001)].

Tensão (kPa)	FD1	FD2	PD	Argila na célula de ensaio	
	$k_{axial} \text{ (m/s)}$			$k \text{ (m/s)}$	$S_s \text{ (l/m)}$
100	0,0097	0,0041	0,233	$1,65 \times 10^{-9}$	0,0250
200	0,0040	0,0015	0,169	$1,67 \times 10^{-9}$	0,0067
250	0,0024	0,0009	0,097	$3,34 \times 10^{-10}$	0,0047

Na Figura 37 pode observar-se a variação do tempo de consolidação das três amostras de solo, para os diferentes níveis de tensão. Comparando os resultados dos ensaios laboratoriais com os resultados do modelo numérico.

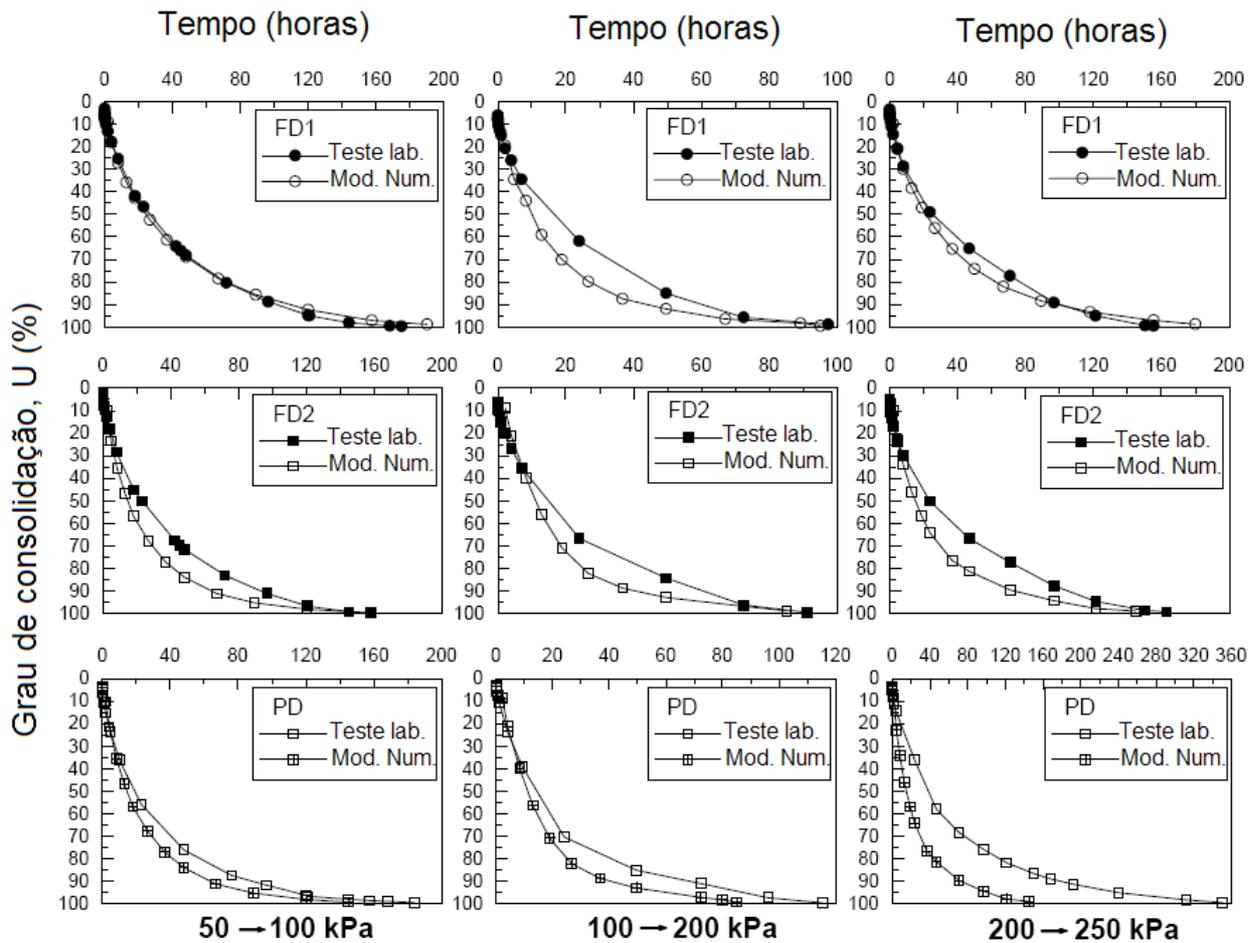


Figura 37 - Comparação do tempo de consolidação obtido pelo teste de consolidação com o alcançado no modelo numérico [Jang *et al.* (2001)].

No caso dos drenos naturais, obtém-se um grau de consolidação de 100%, aproximadamente, no mesmo instante, nos ensaios laboratoriais e no modelo numérico.

No caso dos drenos plásticos em geossintético, para uma carga de 250 kPa observa-se uma diferença significativa no tempo que a amostra demora para alcançar um grau de consolidação de 100% nos ensaios laboratoriais e no modelo numérico. Atinge-se mais rapidamente no modelo numérico um grau de consolidação de 100%.

A Figura 38 e a Figura 39 mostram a vista em planta e a secção transversal da malha representativa dos drenos, para o ensaio de consolidação e para o modelo numérico.

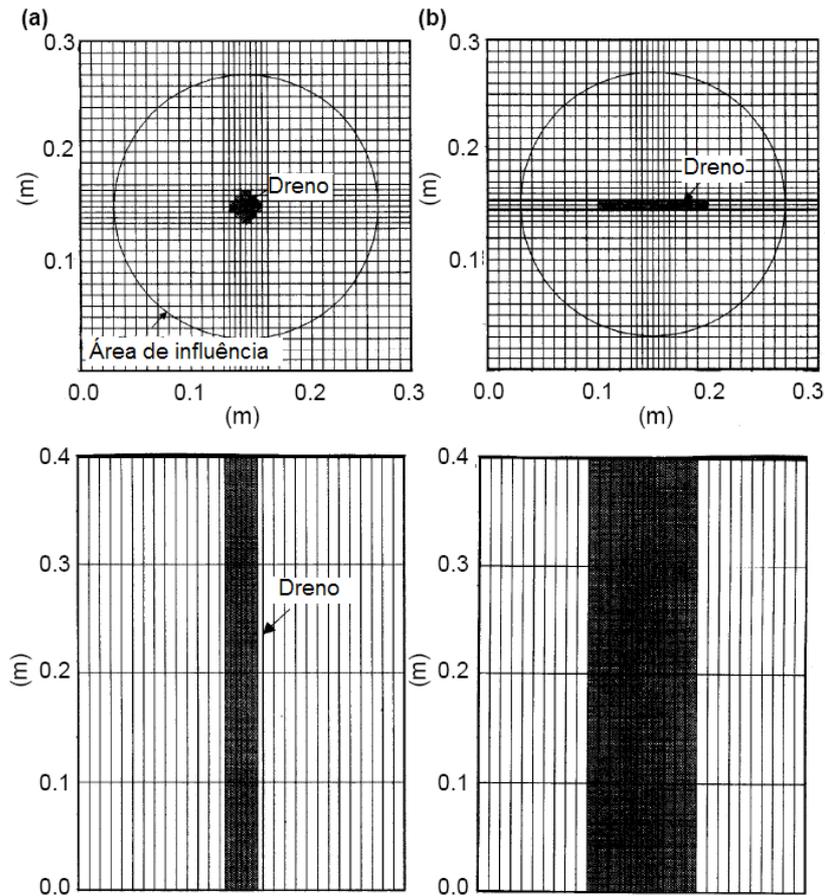


Figura 38 - Malha do dreno no ensaio de consolidação vista em planta e da secção transversal para (a) - FD1 e (b) - FD2 e PD [Jang *et al.* (2001)].

Foi também analisada a variação do fluxo de drenagem dos drenos naturais e plástico com a profundidade de instalação.

Na Figura 40 apresenta-se o tempo que demoram as diferentes amostras de solo a alcançar um grau de consolidação de 90% para diferentes profundidades de instalação.

O comportamento dos drenos naturais com o aumento da profundidade de instalação é semelhante. Contudo, para os drenos FD1 a consolidação ocorre mais rapidamente.

No caso do dreno PD, o grau de consolidação de 90% é alcançado de forma mais rápida ao longo da profundidade de instalação dos drenos. O grau de consolidação de 90% é conseguido num período de tempo mais curto.

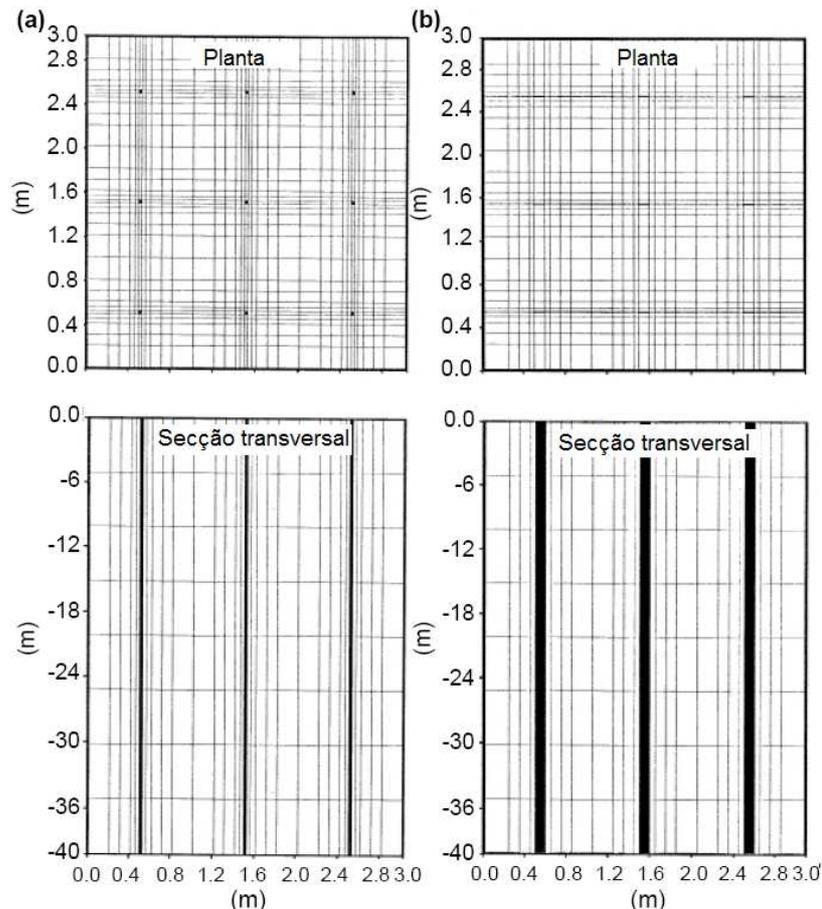


Figura 39 - Malha do dreno no modelo numérico vista em planta e da secção transversal para (a) - FD1 e (b) - FD2 e PD [Jang *et al.* (2001)].

Jang *et al.* (2001) retiraram as seguintes conclusões:

- os drenos em geossintético apresentam uma maior capacidade de descarga em relação aos drenos naturais. A capacidade de descarga de drenos naturais circulares é o dobro da apresentada pelos drenos naturais em faixa.
- os ensaios laboratoriais podem ser representados através de modelos numéricos, pois os resultados são muito semelhantes.
- no caso dos drenos geossintéticos em faixa sujeitos a uma tensão de 250 kPa, a consolidação ocorre num período de tempo mais curto quando consideramos o modelo numérico, pois o geossintético, no ensaio laboratorial, rompe durante o processo de deformação e consolidação da argila.
- O tempo necessário para que o solo alcance um grau de consolidação de 90% aumenta com o aumento da profundidade de instalação.

Este efeito é importante quando se pretendem melhorar maciços de argila de grande extensão, usando pré-carregamento e drenos com capacidade de descarga reduzida.

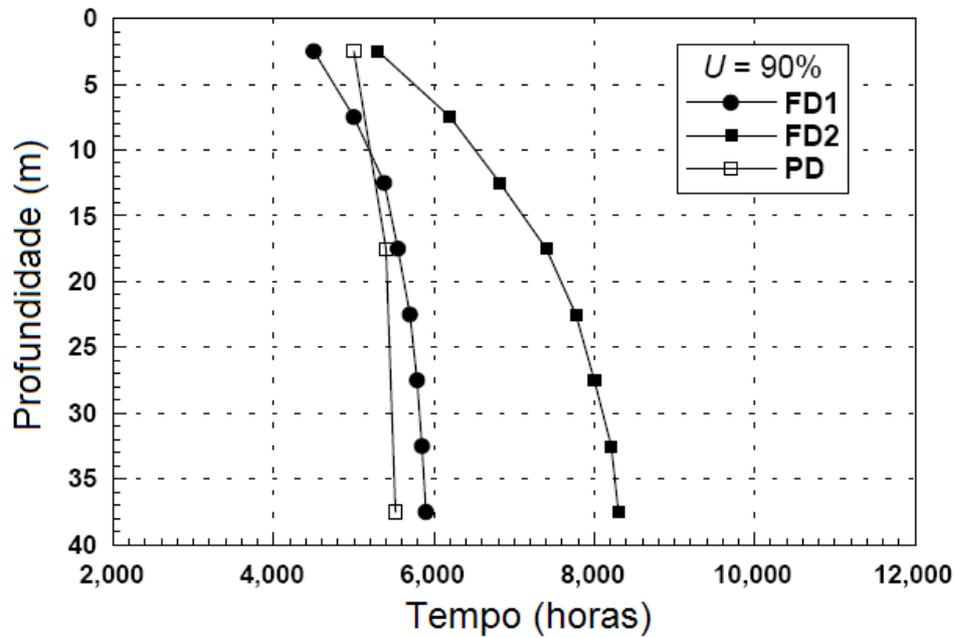


Figura 40 - Tempo de alcance de um grau de consolidação de 90% para diferentes profundidades [Jang *et al.* (2001)].

O estudo apresentado e outros semelhantes realizados por todo o mundo demonstram que o comportamento dos solos, neste caso dos solos moles, pode ser representado e estudado com um elevado grau de fiabilidade através de modelação numérica.

3.- PROBLEMA TEÓRICO-PRÁTICO

3.1.- CARACTERIZAÇÃO DO SOLO EM ESTUDO

Realizaram-se, no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, diversos ensaios laboratoriais de forma a caracterizar o solo a estudar no problema teórico-prático, exposto neste ponto.

3.1.1.- ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica do solo foi realizada em duas fases.

Na primeira fase analisou-se cerca de 40% da amostra de solo através de um processo de peneiração. Como resultado deste ensaio identificou-se um solo arenoso com fragmentos de conchas.

Na segunda fase examinou-se a restante amostra de solo que corresponde à parte argilosa do solo em estudo.

A análise granulométrica do solo foi realizada segundo a Norma E 196 (1966) - LNEC.

Nota: Apresenta-se, no anexo A, a folha laboratorial descritiva do ensaio.

3.1.2.- LIMITES DE CONSISTÊNCIA

A determinação dos limites de consistência realizou-se segundo a norma NP 143 (1969).

Testaram-se 4 provetes pelo método da Concha de Casagrande de modo a alcançar o limite de liquidez do solo.

Para conhecer o limite de plasticidade do solo, testaram-se em laboratório 3 provetes de solo.

Os ensaios foram realizados com a amostra de solo no seu estado natural e os resultados foram os seguintes:

- limite de liquidez: 38
- limite de plasticidade: 31
- índice de plasticidade: 7

Nota: Apresenta-se, no anexo A, a folha laboratorial descritiva do ensaio.

3.1.3.- ENSAIO TRIAXIAL

Ensaíram-se 3 amostras de solo e obtiveram-se valores para as seguintes variáveis, em função do tempo (t, em segundos):

- pressão radial, em kPa - σ_3
- poro-pressão ou pressão neutra, em kPa - u
- deformação radial, em % - ε_a
- pressão axial, em kPa - σ_1

Os provetes ensaiados possuíam uma tensão de consolidação (σ'_c) de 43 kPa, 83 kPa e 208 kPa, respectivamente para o provete 1, 2 e 3.

Tratamento dos resultados do ensaio triaxial:

■ Determinação da resistência não drenada do solo (c_u)

Tendo em conta que a resistência não drenada corresponde a metade da tensão deviatória máxima, o procedimento foi o seguinte:

1) determinação, para cada provete, dos pontos correspondentes à trajectória de tensões (s, s'-t);

$$s' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - u \quad (22)$$

$$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (23)$$

2) obtenção da resistência não drenada de cada provete.

$$c_u = \frac{q_{m\acute{a}x}}{2} = t_{m\acute{a}x} \quad (24)$$

Alcançaram-se os valores, abaixo expostos, de resistência não drenada:

<i>Provete</i>	c_u (kPa)
1	43,64
2	55,90
3	98,69

■ Traçar as trajectórias das tensões (espaço s , $s' - t$)

1) com os pontos atrás alcançados de s' e t (considerando os referidos pontos até ao ponto $(s'; t_{m\acute{a}x})$) traça-se um gráfico, para cada provete.

Pontos $(s'; t_{m\acute{a}x})$:

<i>Provete</i>	$(s'; t_{m\acute{a}x})$ (kPa)
1	(75,33; 43,64)
2	(90,49; 55,90)
3	(181,49; 98,69)

2) com os pontos $(s'; t_{m\acute{a}x})$ de cada provete, traça-se a linha de rotura (linha k_f), ou seja, a linha de tendência dos referidos pontos.

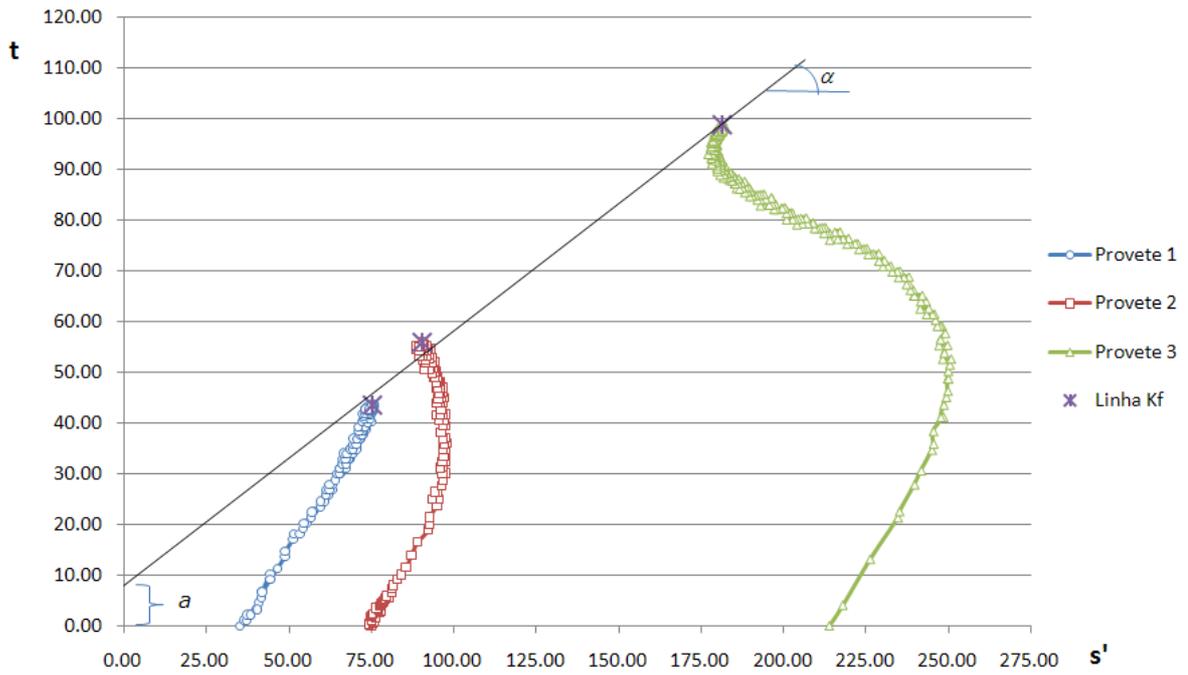


Figura 41- Gráfico (s' ; $t_{\text{máx}}$)

▣ Retirar do gráfico os valores de a , α , ϕ , c'

1) a ordenada na origem da linha k_f (a) corresponde à intersecção da linha k_f com o eixo dos t e toma o valor de 8 kPa.

2) α é o ângulo de inclinação da linha k_f e toma o valor de $26,64^\circ$.

$$\alpha = \arctan(\text{declive da linha } k_f) \quad (25)$$

3) ϕ é o ângulo de atrito do solo. O ângulo de atrito do solo é de $30,11^\circ$.

$$\phi' = \arcsin(\tan(\alpha)) \quad (26)$$

4) a coesão do solo é de 9,25 kPa.

$$c' = \frac{a}{\cos(\phi)} \quad (27)$$

3.1.4.- ENSAIO EDMÉTRICO

Ensaíram-se 2 amostras de solo. Uma das amostras foi recolhida de modo a realizar-se uma análise às características do solo na direcção vertical e a outra amostra foi extraída de forma a observar as características do solo na direcção horizontal.

Para os ensaios em cima mencionados, estavam disponíveis os seguintes dados iniciais dos provetes:

<i>Dados do provete</i>	<i>Ensaio edométrico</i>	
	<i>Vertical</i>	<i>Horizontal</i>
Altura inicial, h_0 (mm)	20	20
Teor em água inicial, w_0 (%)	18	18
Teor em água final, w_f (%)	29	33
Densidade das partículas de solo	2,78	2,78
Peso volúmico inicial, γ_0 (kN/m ³)	14,5	14,14

Os escalões de carga a que os provetes estiveram sujeitos variaram de acordo com o ensaio realizado.

Para o ensaio edométrico vertical, os escalões de carga foram: 0-6 kPa, 6-12 kPa, 12-25 kPa, 25-50 kPa, 50-100 kPa, 100-200 kPa, 200-400 kPa, 400-800 kPa, 800-1600 kPa, 800-400 kPa, 400-200 kPa, 200-100 kPa, 100-50 kPa, 50-25 kPa, 25-12 kPa e 12-6 kPa.

No ensaio edométrico horizontal, o provete esteve sujeito aos seguintes escalões de carga: 0-6 kPa, 6-12 kPa, 12-25 kPa, 25-50 kPa, 50-100 kPa, 100-200 kPa, 200-400 kPa, 400-800 kPa, 800-400 kPa, 400-200 kPa, 200-100 kPa, 100-50 kPa, 50-25 kPa e 25-6 kPa.

Em ambos os ensaios, foram registados os assentamentos do provete ao longo do tempo (t). Os registos foram para os instantes de tempo: 0; 0,1; 0,33; 0,5; 0,67; 0,83; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480; 1440; 2880 minutos.

Os resultados dos ensaios foram tratados, em ambos os casos, utilizando a linha de raciocínio de seguida descrita.

Tratamento dos resultados do ensaio edométrico:

■ Obtenção da curva $\sqrt{t} - \Delta h$

1) para cada escalão de carga, tendo em conta o assentamento do provete em cada instante, traça-se a curva $\sqrt{t} - \Delta h$. Sendo \sqrt{t} a raiz quadrada de cada instante de tempo, em minutos e Δh , em milímetros, a altura do provete após o assentamento, a cada instante t .

$$\Delta h = h_0 - s_i \quad (28)$$

■ Cálculo do coeficiente de consolidação vertical (c_v) e horizontal (c_h), pelo Método de Taylor, para cada escalão de carga.

1) traçar uma recta tangente ao troço inicial da curva $\sqrt{t} - \Delta h$. A recta tangente ($y=mx+b$) foi obtida com a seguinte metodologia:

- escolher três pontos (x ; y) no troço inicial da curva $\sqrt{t} - \Delta h$;
- determinar o declive (m) da recta tangente (recta essa que é também tangente aos três pontos escolhidos);
- considerando o ponto intermédio dos três pontos escolhidos, tira-se o valor da ordenada na origem ($b=y-mx$);
- a recta tangente é formada pelos seguintes pontos:

$$\begin{cases} x'=\sqrt{t} \\ y'=mx'+b \end{cases}$$

2) traçar a recta cujas ordenadas são 1,15 vezes as ordenadas da recta tangente. A recta é formada pelos seguintes pontos:

$$\begin{cases} x_2=1,15x' \\ y_2=y' \end{cases}$$

Tendo os pontos da recta calcula-se o seu declive (m_2) e a sua ordenada na origem (b_2).

3) do gráfico retiram-se as ordenadas do ponto de intersecção da segunda recta desenhada com a curva $\sqrt{t} - \Delta h$. O referido ponto corresponde ao ponto instante em que o grau de consolidação médio é de 90% e possui as ordenadas $(\sqrt{t}_{90} - \Delta h_{90})$. Ordenadas do ponto:

$$\begin{cases} \sqrt{t}_{90} = \text{retira-se por análise visual do gráfico (min)} \\ \Delta h_{90} = m_2 \times \sqrt{t}_{90} + b_2 \text{ (mm)} \end{cases}$$

4) cálculo do coeficiente de consolidação vertical pela Equação 5 (ponto 1.3.1), o cálculo do coeficiente de consolidação horizontal segue a mesma linha de raciocínio.

■ Cálculo da tensão efectiva inicial do solo (σ'_0)

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 \quad (29)$$

$$\gamma_{\text{sat},0} = \gamma \times (1 + w) \quad (30)$$

O solo em estudo (tendo em linha de conta o perfil geológico que se pretende analisar e que é apresentado no ponto 3.2) possui uma tensão efectiva inicial de 56,2 kPa (apresenta-se o cálculo mais detalhado no ponto 3.2.2.1).

■ Obtenção dos valores da tensão de pré-consolidação (σ'_p) do solo nas direcções vertical e horizontal, utilizando o Método de Casagrande.

A metodologia de Casagrande para obtenção da tensão de pré-consolidação está presente em diversa literatura (por exemplo, Fernandes (2006)) pelo que não vai ser exposta neste trabalho.

Apresenta-se o raciocínio utilizado para alcançar o valor das variáveis necessárias à aplicação do método.

1) traçar a curva $\log(\sigma'_v) - e$

- a abcissa da referida curva obtém-se, para cada escalão de carga (i), igualando $\sigma'_{v,i}$ (kPa) à carga máxima aplicada em cada escalão.

- a ordenada retira-se da Equação 31.

$$e_i = \frac{h_{f,i} - h_s}{h_s} \quad (31)$$

$$h_s = \frac{h_0}{1 + e_0} \quad (32)$$

$$h_{f,i} = h_0 - s_{f,i} \quad (33)$$

2) índice de vazios inicial (e_0)

$$e_0 = w_0 \times G_s \quad (34)$$

A equação anterior é válida para solos saturados e leva a um valor do índice de vazios inicial de 0,5, para os dois ensaios edométricos realizados.

3) Obtiveram-se os seguintes valores de tensão de pré-consolidação do solo: 128,57 kPa e 63,00 kPa para a direcção vertical e horizontal, respectivamente.

Nota: Apresentam-se, no anexo B, os gráficos com a Construção de Casagrande para as duas direcções (vertical e horizontal).

■ Cálculo, para cada escalão de carga, do módulo de compressibilidade edométrico (m_v e m_h)

O módulo de compressibilidade edométrico é obtido, para cada escalão de carga, pela Equação 3 (ponto 1.3.1).

Os parâmetros do solo a ter em conta são os registados para os níveis de tensão que representam os níveis de tensão do solo "in situ". Para o solo em estudo os escalões de carga a considerar são: 50kPa-100kPa ($\sigma'_0=56,20\text{kPa}$) e 100kPa-200kPa ($\sigma'_{\text{final}}=120,20\text{kPa}$). A tensão efectiva final resulta da soma da tensão efectiva inicial (em repouso) com o acréscimo de carga (64kPa). Apresenta-se o cálculo mais pormenorizado no ponto 3.2.2.1.

Para os dois níveis de tensão tem-se:

$$50\text{kPa}-100\text{kPa} \rightarrow m_{v1}=0,009366\text{kPa}^{-1} \text{ e } m_{h1}=0,009276\text{kPa}^{-1}$$

$$100\text{kPa}-200\text{kPa} \rightarrow m_{v1}=0,006311\text{kPa}^{-1} \text{ e } m_{h2}=0,006303\text{kPa}^{-1}$$

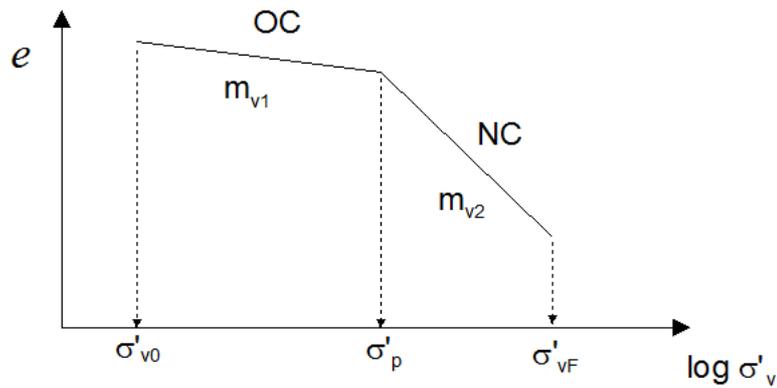


Figura 42 - Variação do índice de vazios no carregamento de uma argila quando o acréscimo de tensão ultrapassa a tensão de pré-consolidação.

Através de uma média ponderada dos valores apresentados (tendo em conta a Figura 42) para o solo em estudo, tem-se que:

$$m_v=0,009013\text{kPa}^{-1}$$

$$m_h=0,007443\text{kPa}^{-1}$$

- Cálculo do coeficiente de permeabilidade (k_v e k_h), para cada escalão de carga

$$k_v = c_v \times m_v \times \gamma_w \text{ (m/s)} \quad (35)$$

A mesma equação é válida para o coeficiente de permeabilidade do solo na direcção horizontal (k_h), com as adaptações necessárias.

O coeficiente de permeabilidade do solo obtém-se pela média ponderada dos coeficientes dos dois escalões de carga que abrangem as tensões inicial e final do solo (raciocínio idêntico ao utilizado para a cálculo do módulo de compressibilidade). Obtiveram-se valores de $5,63 \times 10^{-8}$ m/s na direcção vertical e de $6,36 \times 10^{-8}$ m/s na direcção horizontal.

■ Cálculo do módulo edométrico (E),

$$E = \frac{1}{m_v} (\text{kPa}) \quad (36)$$

A Equação 36 é válida quando a amostra é confinada lateralmente (não existindo deformação nessa direcção). Substituindo m_v por m_h obtém-se o módulo edométrico na direcção horizontal.

Assim: $E_v=110,95\text{kPa}$

$E_h=134,45\text{kPa}$

■ Cálculo dos índices de compressibilidade (c_c) e de recompressibilidade (c_r), pelo Método de Schmertmann

O Método de Schmertmann encontra-se em várias publicações (por exemplo [Fernandes (2006)]).

Para os ensaios edométricos obtiveram-se os valores expostos no Quadro 6:

Quadro 6 - Índices de compressibilidade e de recompressibilidade do solo em estudo.

Ensaio Edométrico - direcção	Vertical	Horizontal
C_c	0,180	0,200
C_r	0,015	0,028

Nota: apresentam-se, no anexo C, os gráficos com o método de Schmertmann para as direcções vertical e horizontal. No anexo D estão presentes os resultados dos ensaios edométricos vertical e horizontal, bem como tabelas resumo com os parâmetros obtidos para cada escalão de carga após o tratamento dos resultados.

3.2.- MODELAÇÃO NUMÉRICA

A utilização de uma análise por elementos finitos permite simular o comportamento (geomecânico) do solo e a sua reacção aos elementos nele colocados de forma a melhorar o seu comportamento.

Realizou-se uma análise numérica do comportamento do solo argiloso em estudo e simulou-se o seu comportamento face à construção de um aterro e à cravação de drenos verticais. A análise foi realizada com o auxílio do programa de cálculo de elementos finitos PLAXIS 8.2.

Nesta análise pretende-se observar as melhorias que podem ser alcançadas através de uma correcta drenagem do solo.

O objectivo desta análise consistiu em efectuar, no programa de cálculo, um modelo do perfil geológico em estudo e, posteriormente, introduzir no solo modelado drenos geossintéticos de modo a acelerar a consolidação do solo argiloso.

Realizou-se uma primeira análise ao perfil geológico em estudo utilizando para o solo compressível um modelo denominado no programa de elementos finitos por “Mohr-Coulomb Model”. A utilização desta análise teve o propósito de efectuar uma primeira abordagem ao comportamento do perfil geológico. Este modelo considera que a espessura da camada de solo se mantém inalterada (valor constante). Esta abordagem não será explicitada.

Tendo já uma noção de qual será o comportamento do solo, considerou-se para a argila em estudo um modelo denominado de “Soft Soil Model” (Modelo de solos moles). Nesta modelação o programa considera que as tensões do solo variam em função da espessura da camada e que o comportamento do solo, na rotura, segue os critérios de Mohr-Coulomb.

O modelo em estudo é formado por duas camadas de solo e um aterro. O perfil geológico em estudo mostra-se na Figura 43.

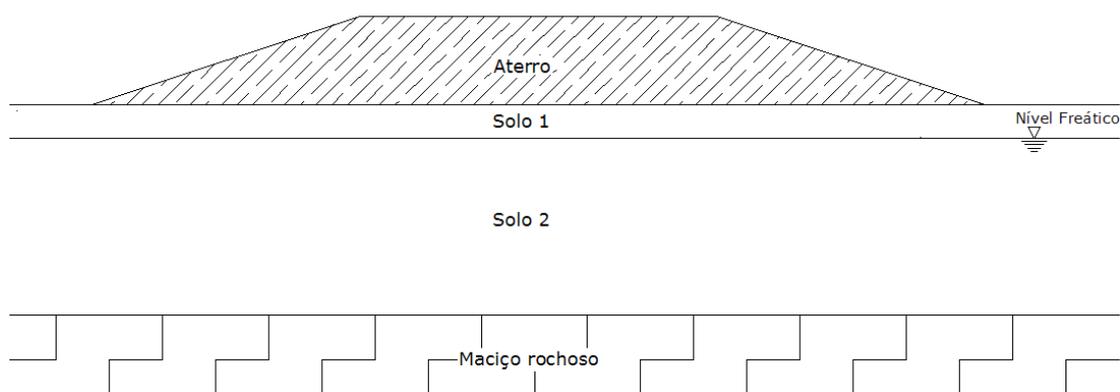


Figura 43 - Perfil geológico em estudo.

O perfil geológico é formado por: uma camada de solo aluvionar lodoso de Aveiro com 8 metros de espessura, uma camada de 1,5 metros de uma areia média e um aterro de areia com 4 metros de altura máxima.

As características consideradas no programa de cálculo dos solos do perfil geológico em estudo estão presentes no Quadro 7.

Quadro 7 - Características dos solos a considerar.

Grandeza	Unidade	Solo 1	Solo 2	Aterro
Descrição	-	<i>Areia média</i>	<i>Solo aluvionar lodoso de Aveiro</i>	<i>Areia</i>
h_i	<i>m</i>	1,5	8,0	4,0
γ_{sat}	<i>kN/m³</i>	19,00	17,11	20,00
γ_{unsat}	<i>kN/m³</i>	18,00	14,50	16,00
Modelo	-	Mohr-Coulomb	Soft soil	Mohr-Coulomb
k_v	<i>m/dia</i>	1,00E-03	4,86E-03	1,00
k_h	<i>m/dia</i>	1,00E-03	5,50E-03	1,00
c'	<i>kPa</i>	1	9,25	1
φ'	<i>°</i>	30,000	30,109	30,000
E	<i>MPa</i>	25-30	-	3
v	-	0,3-0,35	-	0.3
c_c	-	-	0,180	-
c_s	-	-	0,015	-
e₀	-	-	0,500	-

3.2.1.- MODELAÇÃO NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Neste ponto enumeram-se, de forma breve, os passos realizados no programa PLAXIS aquando da introdução do perfil geológico em análise.

1) Configuração do programa para a introdução do perfil geológico. Escolha do tipo de modelo a utilizar, neste caso usou-se o modelo de deformação plana ("Plane strain"), com elementos triangulares de 15 nós. Definição das dimensões necessárias à geometria do perfil (altura do perfil 13,5 metros e extensão de 40 metros), determinação das unidades de comprimento (metros), força (kN) e tempo (dias) a considerar na modelação. São algumas das definições consideradas no programa.

2) Traçado da geometria do perfil geológico em análise. A geometria considerada mostra-se na Figura 44. Por ser um perfil simétrico, considerou-se apenas metade do perfil. A camada de aterro foi dividida em duas partes para, posteriormente, se poder considerar a construção do aterro em duas fases.

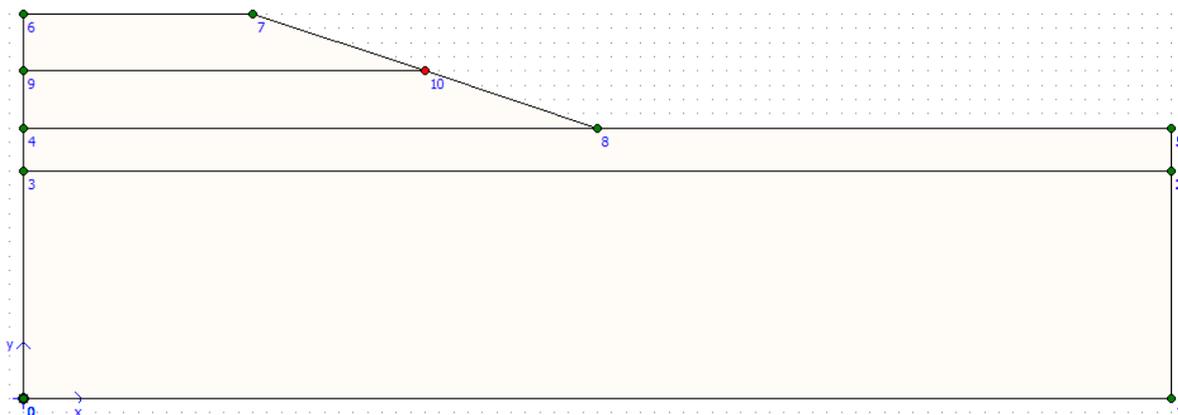


Figura 44 - Geometria modelada do problema em estudo.

3) Identificação dos materiais de cada camada do perfil geológico. As características das três camadas de solo foram já mencionadas no Quadro 7.

Depois de definidas as propriedades dos solos, realiza-se a correspondência de cada solo à respectiva camada.

Introduziu-se ainda o valor de OCR do solo 2 que corresponde a 2.29 (cálculo apresentado no ponto 3.2.2.1).

Considerando o modelo “soft soil” para o solo argiloso em estudo, o programa PLAXIS considera dois parâmetros do solo que ainda não foram mencionados.

Esses parâmetros são o índice de compressão modificado (λ^*) e o índice de recompressão modificado (κ^*) e estão relacionados com os valores dos índices de compressibilidade (c_c) e de recompressibilidade (c_r) e com o índice de vazios (e).

$$\lambda^* = \frac{c_c}{2,3 \times (1 + e)} \quad (37)$$

$$\kappa^* = \frac{2 \times c_r}{2,3 \times (1 + e)} \quad (38)$$

Substituindo pelos respectivos valores, obtém-se:

$$\lambda^* = 0,29 \times c_c$$

$$\kappa^* = 0,58 \times c_c$$

4) Definição das condições de fronteira do problema. Esta função do programa permite simular o estado de confinamento do solo. Considera-se que, em termos de fronteiras laterais, existe apenas deformação na direcção vertical, a deformação lateral do solo é nula. Na fronteira inferior, interface com o estrato rígido, ambas as deformações (verticais e horizontais) são impedidas.

Na Figura 45 apresenta-se a geometria do perfil geológico já com a definição dos solos (representados na figura por cores distintas) e a imposição de condições fronteira que confinam o perfil (apresentadas na figura sob a forma de traços a cor verde).

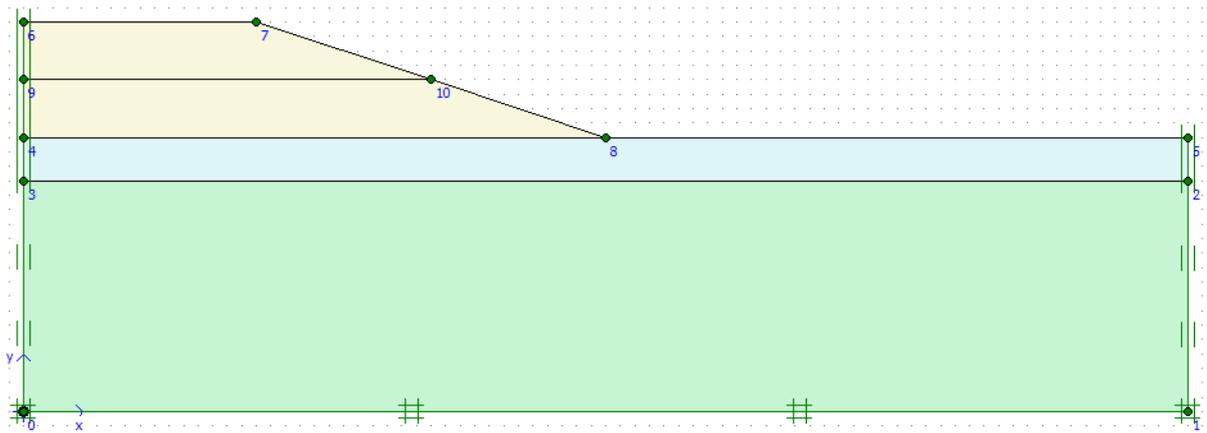


Figura 45 - Perfil geológico confinado.

5) Geração da malha de cálculo. Ao gerar a malha, a geometria do perfil geológico decompõe-se em elementos finitos (triângulos com 15 nós) que vão possibilitar os cálculos posteriores. Para maximizar os resultados obtidos, procedeu-se a um refinamento da malha de elementos finitos.

6) Determinação do estado de tensão inicial do solo. Neste passo, especifica-se qual o estado de tensão inicial do solo, gerando-se, nomeadamente, a tensão inicial da água nos poros do solo. Considerou-se um peso volúmico da água de 9.8 kN/m^3 e impôs-se a posição do nível freático (representado por uma linha e a palavra "General") como se apresenta na Figura 46.

7) Consideração de barreiras laterais de consolidação. Estas barreiras são barreiras impermeáveis que impedem o fluxo de água. Permite modelar o comportamento do solo sob condições não drenadas.

As barreiras de consolidação adoptadas são visíveis na Figura 46 como linhas de cor laranja, posicionadas nos lados esquerdo e direito da geometria do perfil de solo.

A recriação através de uma modelação numérica e a respectiva análise de resultados dos três cenários de cálculo são expostas nos pontos que se seguem.

No segundo, terceiro e quarto pontos apresenta-se a modelação da Etapa 1, da Etapa 2 e da Etapa 3, respectivamente.

Expõe-se, no Primeiro ponto, a resolução de um exercício teórico. Optou-se por esta metodologia para melhor se entender o programa numérico utilizado e assim controlar os resultados obtidos.

Pretende-se comparar os resultados da modelação numérica com os alcançados no exercício teórico, nomeadamente no que diz respeito às grandezas obtidas e à sua evolução ao longo do tempo.

3.2.2.1.- EXERCÍCIO TEÓRICO

O perfil geológico que serviu de base a este exercício foi já apresentado nos pontos 3.2 e 3.2.1, pelo que se apresenta aqui apenas um esquema desse perfil.

Optou-se, com o intuito de facilitar a interpretação deste exercício, por apresentar um rol de perguntas e respostas referentes ao comportamento do perfil geológico.

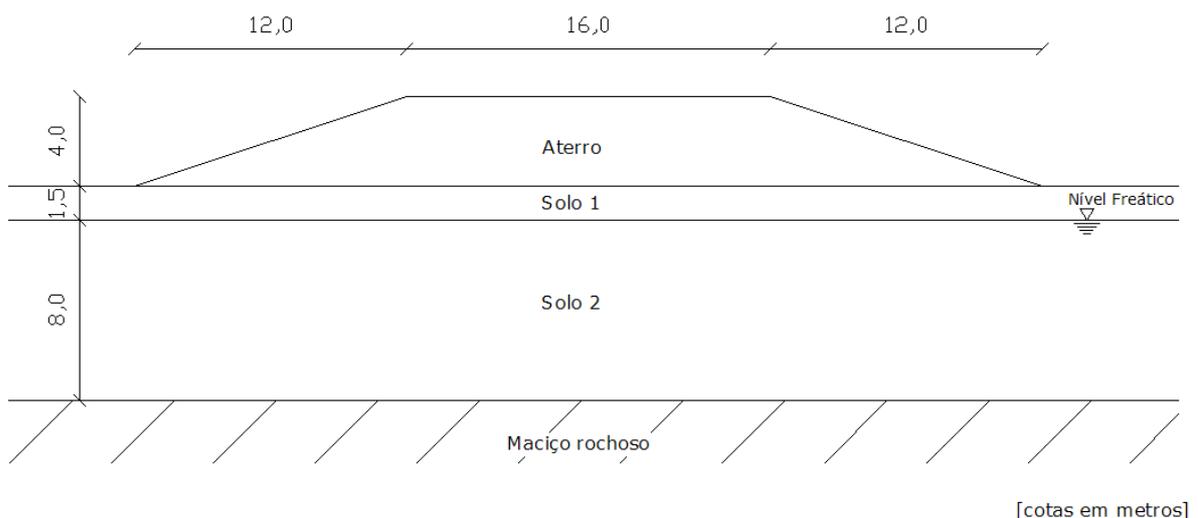


Figura 47 - Esquema do Perfil geológico em estudo.

Nesta análise considerou-se que a espessura do estrato compressível é constante ao longo do tempo.

1) Estado de consolidação da camada compressível.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (39)$$

Tendo em conta as Equações 29 e 30:

$$\gamma_{\text{sat},0} = 14,50 \times (1 + 0,18) = 17,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_0 = (18,00 \times 1,5 + 17,11 \times 4,00) - (9,81 \times 4,00) = 56,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_p = 128,57 \text{ (kPa)} \rightarrow \text{Método Casagrande}$$

$$\text{Assim: } \text{OCR} = \frac{128,57}{56,20} = 2,29$$

Pelo Quadro 8 pode classificar-se a argila como mediamente sobreconsolidada.

Quadro 8 - Classificação do solo (adaptado de Fernandes, 2006).

OCR	Classificação do solo
<i>aproximadamente 1</i>	normalmente consolidado
<i>de 1 e 2</i>	ligeiramente sobreconsolidado
<i>de 2 e 5</i>	mediamente sobreconsolidado
<i>superior a 5</i>	fortemente sobreconsolidado

R.: A argila que compõe o perfil geológico é uma argila mediamente sobreconsolidada.

2) Assentamentos associados à construção do aterro.

- Assentamentos imediatos (s_i).

Os assentamentos imediatos são característicos dos solos arenosos e podem ser determinados a partir da Equação 40.

$$s_i = \Delta q_s \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times I_s \quad (40)$$

Onde:

s_i é o assentamento imediato;

Δq_s é o acréscimo de carga associado à construção do aterro;

B é a largura da área carregada à superfície;

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

E é o módulo de Young ou módulo de deformabilidade;

I_s é um parâmetro adimensional (valor retirado do Quadro 9).

O valor do acréscimo de carga no solo inerente à execução do aterro (Δq_s) tem origem no produto da altura do aterro pelo seu peso volúmico.

$$\Delta q_s = 4,0 \times 16,00 = 64,00 \text{ kPa}$$

Tendo em conta a geometria do aterro, as características do solo expostas no Quadro 7 e o valor de I_s retirado do Quadro 9 ($H/B=4/40=0,1$), tem-se:

$$s_i = 64,00 \times (12,0 + 16,0 + 12,0) \times \frac{1 - 0,3^2}{25000} \times 0,09 = 0,004516 \text{ m} = 4,52 \text{ mm}$$

R.: O assentamento imediato do perfil geológico tem o valor de 4,52mm.

Quadro 9 - Valores de I_s considerando um meio elástico com fronteira rígida à profundidade H (adaptado de Fernandes, 2006).

H/B	Círculo Diâmetro = B	Rectângulo					
		L/B=1	L/B=1,5	L/B=2	L/B=3	L/B=5	L/B=10
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,1	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
0,25	0,24	0,24	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
0,5	0,48	0,48	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47
1,0	0,70	0,75	0,81	0,83	0,83	0,83	0,83
1,5	0,80	0,86	0,97	1,03	1,07	1,08	1,08
2,5	0,88	0,97	1,12	1,22	1,33	1,39	1,40
3,5	0,91	1,01	1,19	1,31	1,45	1,56	1,59
5,0	0,94	1,05	1,24	1,38	1,55	1,72	1,82
∞	1,00	1,12	1,36	1,52	1,78	2,10	2,53

- Assentamentos por consolidação (s_c).

Os assentamentos por consolidação vão ser calculados pela Equação 41:

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \times \left(c_r \times \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + c_c \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_p}\right) \right) \quad (41)$$

$$\left. \begin{array}{l} h_0 = 8,0\text{m} \\ e_0 = 0,5004 \\ \sigma'_p = 128,57\text{kPa} \\ \sigma'_{v0} = 56,20\text{kPa} \\ c_r = 0,015 \\ c_c = 0,180 \\ \Delta q_s = 64,00\text{kPa} \end{array} \right\} s_c = 0,000686\text{m} = 0,686\text{mm}$$

R.: O assentamento por consolidação é igual a 0,686mm.

3) Tempo necessário para que ocorra 90% do assentamento por consolidação e sua grandeza.

Pela Equação 13, referida no ponto 2.2.2. deste trabalho, temos que:

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} \Leftrightarrow t = \frac{T_v \times H^2}{c_v}$$

O Factor Tempo Vertical (T_v) toma o valor de 0,848 para um grau de consolidação médio de 90%. Valor que pode ser retirado da Figura 24 (ponto 2.2.2) .

O coeficiente de consolidação vertical, c_v , é obtido por:

$$c_v = \frac{k_v}{\gamma_w \times m_v} \quad (42)$$

$$\left. \begin{array}{l} k_v = 4,86 \times 10^{-3} \text{ m/dia} = 5,63 \times 10^{-8} \text{ m/s} \\ \gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3 \\ m_v = 0,009013 \text{ kPa}^{-1} \end{array} \right\} c_v = 6,368 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

Dado que o perfil geológico apresenta apenas uma fronteira drenante, a maior distância que uma partícula de água tem que percorrer para abandonar o estrato compressivo é igual à espessura da camada de argila ($H=8,0\text{m}$).

$$\text{Assim, } t_{90\%} = \frac{0,848 \times 8,0^2}{6,368 \times 10^{-7}} = 8,52 \times 10^7 \text{ seg} = 2,703 \text{ anos} \approx 32,44 \text{ meses}$$

O assentamento por consolidação num determinado instante ($s_c(t)$) é dado por:

$$s_c(t) = s_c \times U_z(t) \quad (43)$$

$$\text{Pelo que, } s_c(32,46 \text{ meses}) = 0,686 \times 0,90 = 0,617 \text{ mm}$$

R.: São necessários 32,44 meses para que o solo atinja um grau de consolidação médio de 90%. O assentamento por consolidação no final desse tempo é de 0,617mm.

4) Grau de consolidação médio 6 meses após a construção do aterro.

O Factor tempo Vertical no fim de 6 meses ($1,5552 \times 10^7$ seg) é de, aproximadamente, 0,155.

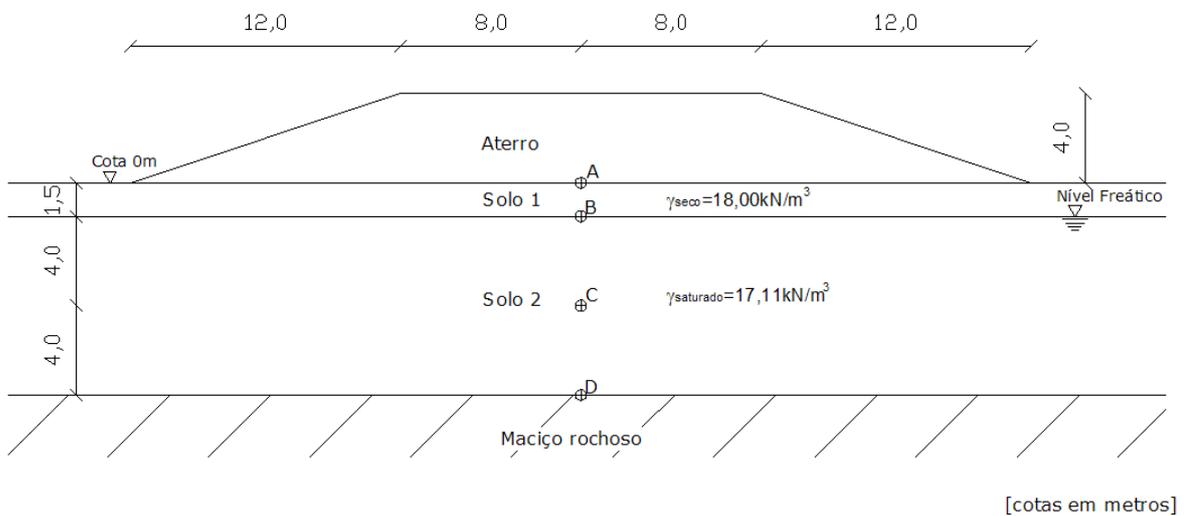
$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} = \frac{6,368 \times 10^{-7} \times 1,56 \times 10^7}{8,0^2} = 0,155$$

Analisando a Figura 24, obtém-se o valor do Grau de Consolidação médio em função do Factor Tempo Vertical (T_v).

$$U_z = f(T_v) = f(0,155) \cong 44,36\%$$

R.: Seis meses depois da construção do aterro, o estrato compressível apresenta um grau de consolidação médio de 44,36%.

4) Distribuição, em profundidade, do excesso de tensão neutra (u), da tensão efectiva vertical (σ') e da tensão total (σ).



a) Em repouso (antes da construção do aterro).

$$u_0 = h_w \times \gamma_w \text{ (kPa)} \tag{44}$$

$$\sigma_0 = d \times \gamma \text{ (kPa)} \tag{45}$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 \text{ (kPa)} \tag{46}$$

Onde:

u_0 - tensão da água nos poros do solos em situação de repouso;

h_w - altura de água no ponto em análise;

γ_w - peso volúmico da água: $9,81\text{kN/m}^3$;

σ_0 - tensão total inicial do solo;

γ - peso volúmico da camada de solo em consideração;

d - espessura da camada de solo em consideração;

σ'_0 - tensão efectiva inicial do solo.

Quadro 10 - Tensões no solo em situação de repouso.

Pontos	Altura da água h_w (m)	Distância do ponto à cota 0m d (m)	Peso volúmico do solo γ (kN/m^3)	Tensão neutra u_0 (kPa)	Tensão efectiva vertical σ'_0 (kPa)	Tensão total vertical σ_0 (kPa)
A	0,0	0,0	-	0,00	0,00	0,00
B	0,0	1,5	18,00	0,00	27,00	27,00
C	4,0	5,5	17,11	39,24	56,20	95,44
D	8,0	9,5	17,11	78,48	85,40	163,88

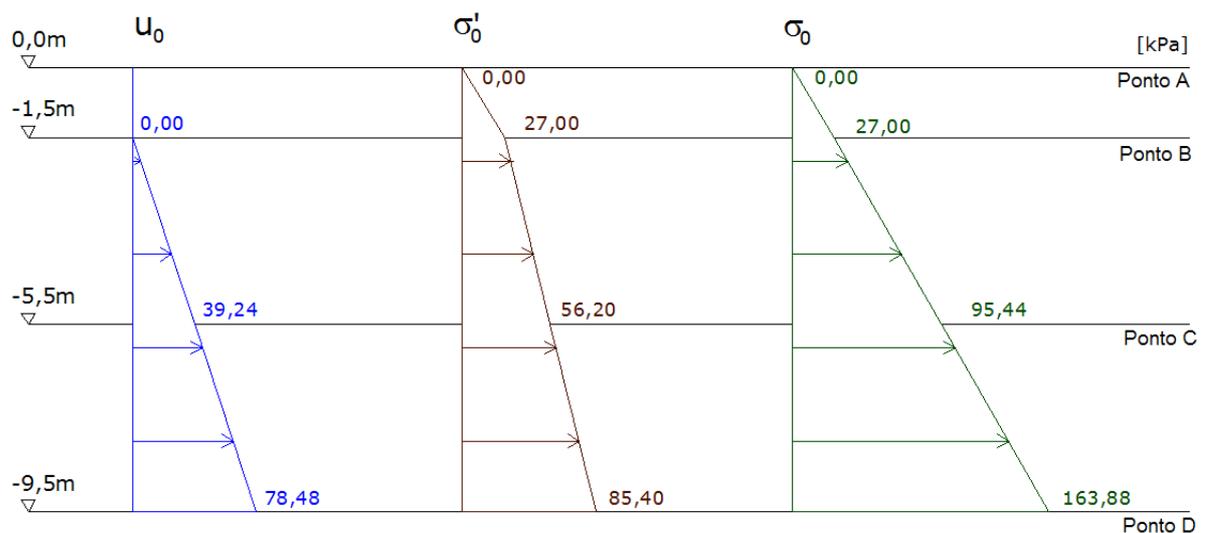


Figura 48 - Exercício Teórico: distribuição de tensões no solo em situação de repouso.

b) *Imediatamente após a construção do aterro.*

Segundo a Teoria de Terzaghi, no instante em que se aplica uma carga ao solo esta é totalmente suportada pela água. Não há acréscimo de tensões efectivas.

Na camada de solo 1 as tensões mantêm-se inalteradas. O solo 1 é uma areia, pelo que os assentamentos são imediatos.

$$u_1 = \sigma_1 - \sigma'_1 \text{ (kPa)} \quad (47)$$

$$\sigma_1 = \sigma'_0 + \Delta_{qs} \text{ (kPa)} \quad (48)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 \text{ (kPa)} \quad (49)$$

Onde:

u_0 - tensão da água nos poros do solo em situação de repouso;

σ_0 - tensão total inicial do solo;

σ'_0 - tensão efectiva inicial do solo.

u_1 - tensão da água nos poros do solo em situação de repouso;

σ_1 - tensão total do solo após a construção do aterro;

σ'_1 - tensão efectiva do solo após a construção do aterro;

Δ_{qs} - acréscimo de carga associado à construção do aterro.

Quadro 11 - Tensões no solo imediatamente após a construção do aterro.

<i>Pontos</i>	<i>Tensão neutra em repouso</i> $u_0 \text{ (kPa)}$	<i>Excesso de tensão neutra</i> $u_1 \text{ (kPa)}$	<i>Tensão efectiva</i> $\sigma'_1 \text{ (kPa)}$	<i>Tensão total</i> $\sigma_1 \text{ (kPa)}$
<i>A</i>	0,00	0,00	0,00	0,00
<i>B</i>	0,00	64,00	27,00	91,00
<i>C</i>	39,24	103,24	56,20	159,44
<i>D</i>	78,48	142,48	85,40	227,88

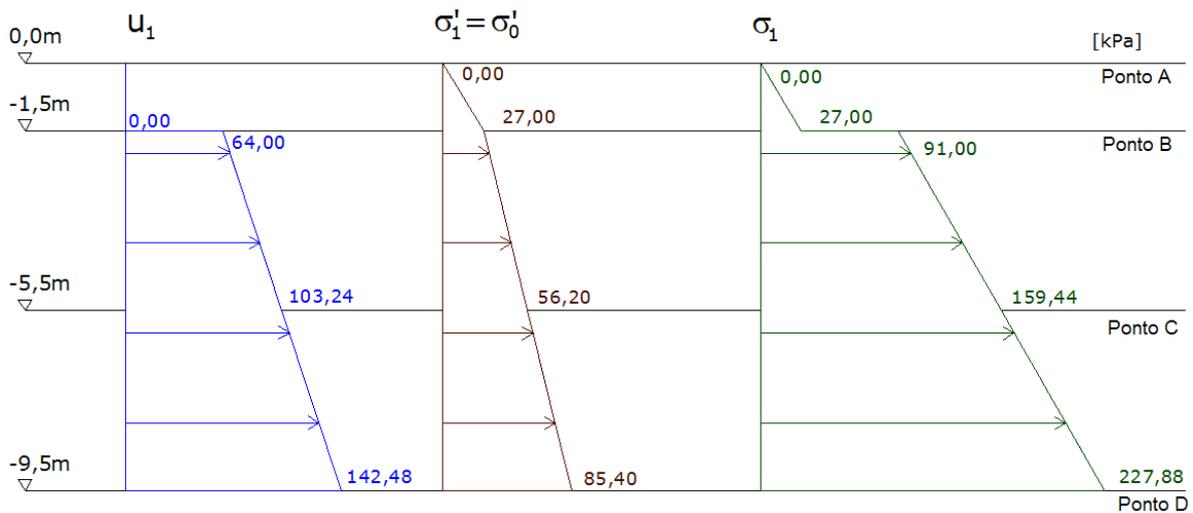


Figura 49 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo imediatamente após a construção do aterro.

c) No final da consolidação.

Pela Teoria de Terzaghi, no final da consolidação os excessos de pressões neutras já foram completamente dissipados. A pressão neutra toma os valores registados para o solo em repouso. O acréscimo de tensão transmitido pelo aterro é suportado, em exclusivo, pelas partículas sólidas, pelo que se trata de um acréscimo de tensão efectiva do solo.

A tensão total do solo é constante ao longo do processo de consolidação do estrato.

$$u_2 = u_0 \text{ (kPa)} \quad (50)$$

$$\sigma_2 = \sigma'_2 + u_2 = \sigma_1 \text{ (kPa)} \quad (51)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_0 + \Delta_{qs} \text{ (kPa)} \quad (52)$$

Onde:

u_0 - tensão da água nos poros do solos em situação de repouso;

σ'_0 - tensão efectiva inicial do solo.

σ_1 - tensão total do solo após a construção do aterro;

σ'_1 - tensão efectiva do solo após a construção do aterro;

- u_2 - tensão da água nos poros do solo no final da consolidação;
- σ'_2 - tensão efectiva do solo no final da consolidação;
- σ_2 - tensão total do solo no final da consolidação;
- Δ_{qs} - acréscimo de carga associado à construção do aterro.

Quadro 12 - Tensões no solo no final da consolidação.

Pontos	Tensão efectiva de repouso σ'_0 (kPa)	Excesso de tensão neutra u_2 (kPa)	Tensão efectiva no fim da consolidação σ'_2 (kPa)	Tensão total no fim da consolidação σ_2 (kPa)
A	0,00	0,00	0,00	0,00
B	27,00	0,00	91,00	91,00
C	73,56	39,24	120,20	159,44
D	120,12	78,48	149,40	227,88

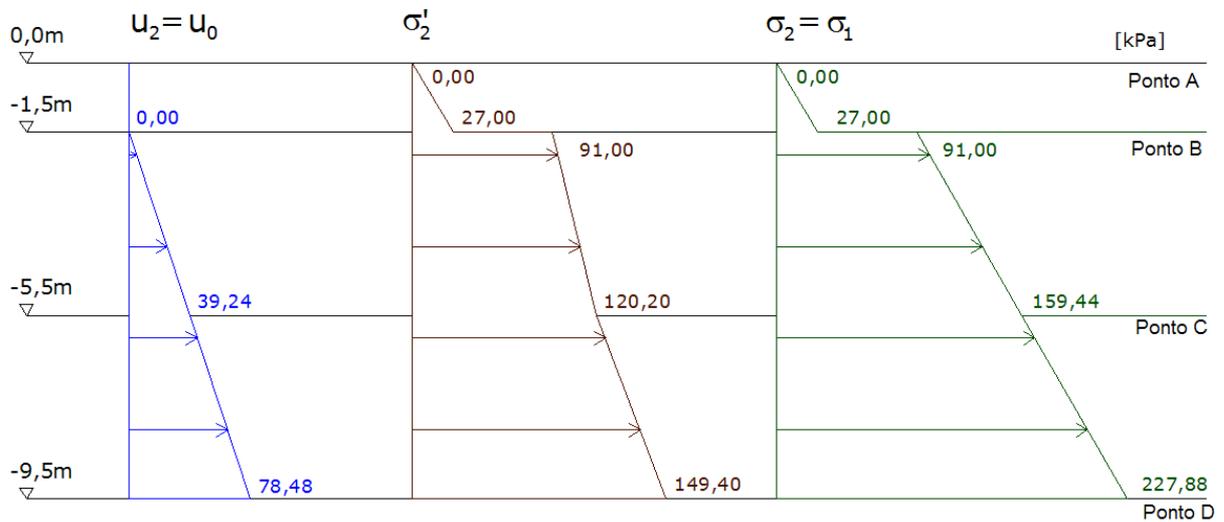


Figura 50 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo no final da consolidação.

d) Seis meses após a construção do aterro.

$$u_3 = u_0 + u_e(6 \text{ meses})(\text{kPa}) \quad (53)$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1 (\text{kPa}) \quad (54)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u_3 (\text{kPa}) \quad (55)$$

Onde:

u_0 - tensão da água nos poros do solos em situação de repouso;

σ_1 - tensão total do solo após a construção do aterro;

σ_2 - tensão total do solo no final da consolidação;

$u_e(6 \text{ meses})$ - acréscimo de tensão da água nos poros do solo seis meses após a construção do aterro;

u_3 - tensão da água nos poros do solo seis meses após a construção do aterro;

σ'_3 - tensão efectiva do solo seis meses após a construção do aterro;

σ_3 - tensão total do solo seis meses após a construção do aterro;

Δ_{qs} - acréscimo de carga associado à construção do aterro.

- Cálculo de $u_e(t)$:

Tendo em conta os valores:

$$T_v(6 \text{ meses}) = 0,155$$

$$Z(\text{ponto C}) = \frac{z}{H} = \frac{4}{8} = \frac{1}{2}$$

$$Z(\text{ponto D}) = \frac{z}{H} = \frac{8}{8} = 1$$

Nota: Z é o factor de profundidade e z é a distância do ponto que se está a considerar ao topo da camada compressível (H foi definido anteriormente).

Retira-se da Figura 51:

$$1 - \frac{u_e(6 \text{ meses})}{u_e(0)} [\text{Ponto C}] \cong 0,42$$

$$1 - \frac{u_e(6 \text{ meses})}{u_e(0)} [\text{Ponto D}] \cong 0,19$$

Assim:

$$u_e(6 \text{ meses}) [\text{Ponto C}] = (1 - 0,42) \times 64,00 = 37,12 \text{ kPa}$$

$$u_e(6 \text{ meses}) [\text{Ponto D}] = (1 - 0,19) \times 64,00 = 51,84 \text{ kPa}$$

Nota: $u_e(t) = \Delta q_s$, para $t \neq 0$. Logo: $u_e(6 \text{ meses}) = 64,00 \text{ kPa}$

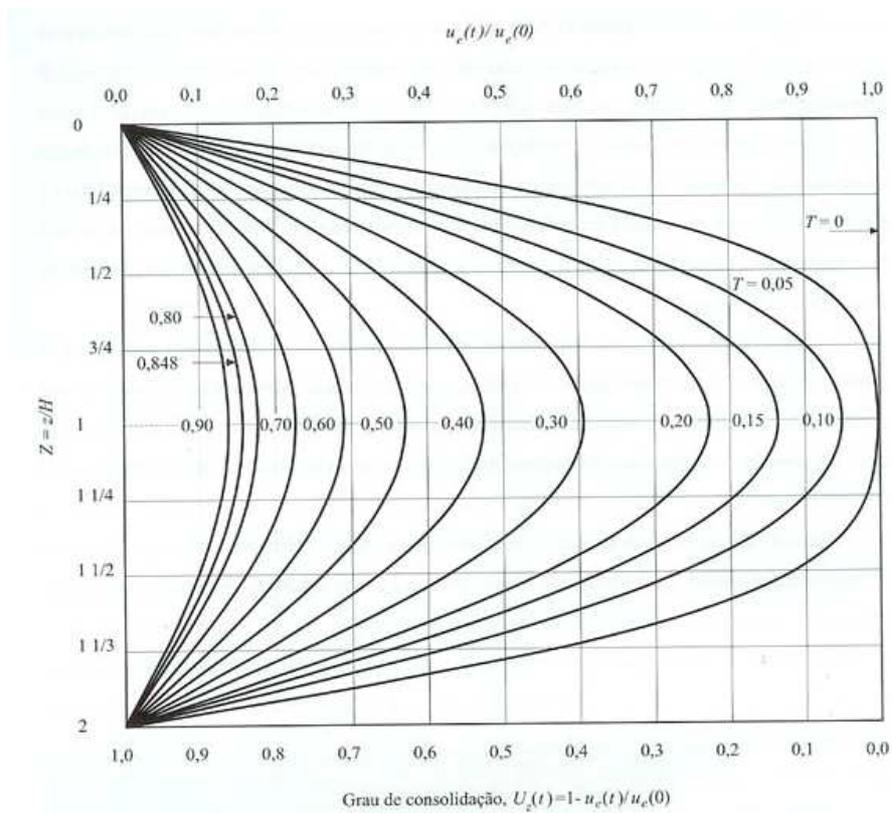


Figura 51 - Solução da equação de consolidação ao longo da espessura do estrato (Fernandes, 2006).

Quadro 13 - Tensões no solo seis meses após a construção do aterro.

Pontos	Acréscimo de tensão neutra $u_e(6 \text{ meses})$ (kPa)	Tensão neutra em repouso u_0 (kPa)	Excesso de tensão neutra u_3 (kPa)	Tensão efectiva σ'_3 (kPa)	Tensão total σ_3 (kPa)
A	-	0,00	0,00	0,00	0,00
B	-	0,00	0,00	91,00	91,00
C	37,12	39,24	76,36	83,08	159,44
D	51,84	78,48	130,32	97,56	227,88

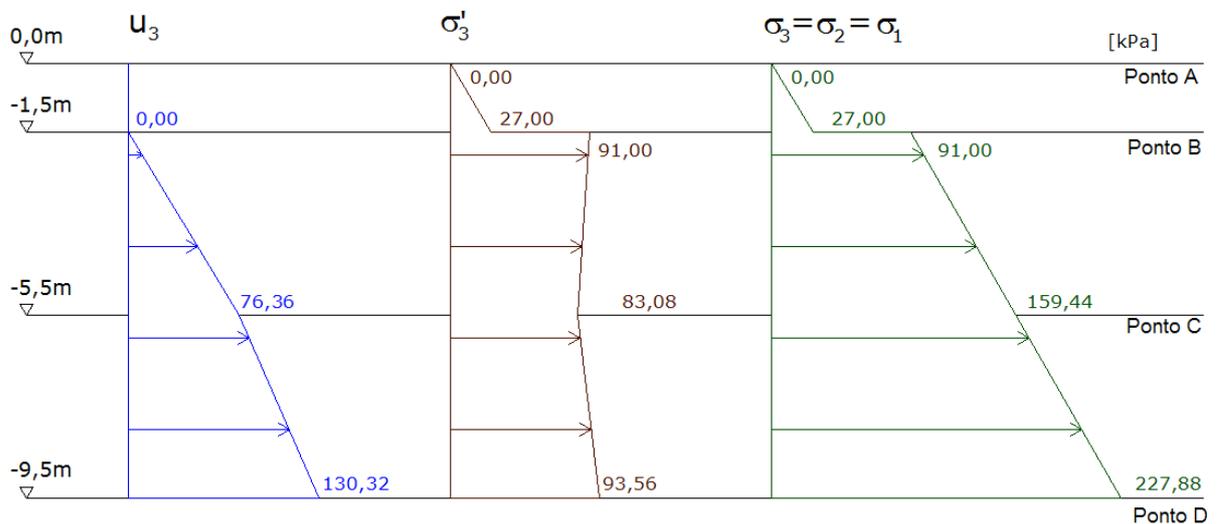


Figura 52 - Exercício Teórico: distribuição das tensões no solo seis meses após a construção do aterro.

3.2.2.2.- ETAPA 1

Nesta etapa pretende-se simular o comportamento do perfil geológico, considerando que o aterro é construído de uma só vez (tempo de construção de zero dias). Para isso, no programa de modelação de elementos finitos, Plaxis, foram introduzidas 3 fases de cálculo.

Fase 1:

Esta fase tem como ponto de partida a fase 0. A fase 0 é automaticamente introduzida pelo programa e representa o solo no seu estado de repouso.

A fase 1 corresponde à fase imediatamente após a construção do aterro. As duas partes que constituem o aterro são construídas em simultâneo, num período de tempo de 0,01 dias (valor próximo de zero, pois o programa não permite, neste item, a introdução do valor zero).

Fase 2:

A fase 1 é o ponto de partida para esta fase. Esta fase permite uma análise do comportamento do solo para um valor mínimo de pressão neutra. Foi considerado como valor mínimo de pressão neutra 1kPa. A fase 2 simula o processo de consolidação do solo desde o seu início (logo após a construção do aterro) até ao seu término (quando o excesso de pressão neutra é totalmente dissipado).

Fase 3:

Esta fase tem início na fase 1 (fase de construção do aterro) e pretende simular a consolidação do estrato argiloso durante um período de 6 meses (180 dias) após a construção do aterro.

É importante entender que as fases 2 e 3 são totalmente independentes entre si. Enquanto que a fase 2 apresenta a evolução do comportamento do solo ao longo da sua consolidação, a fase 3 analisa a consolidação do solo durante um período de 6 meses após o seu início (após a construção do aterro), ou seja, a fase 3 representa apenas uma parte da fase 2.

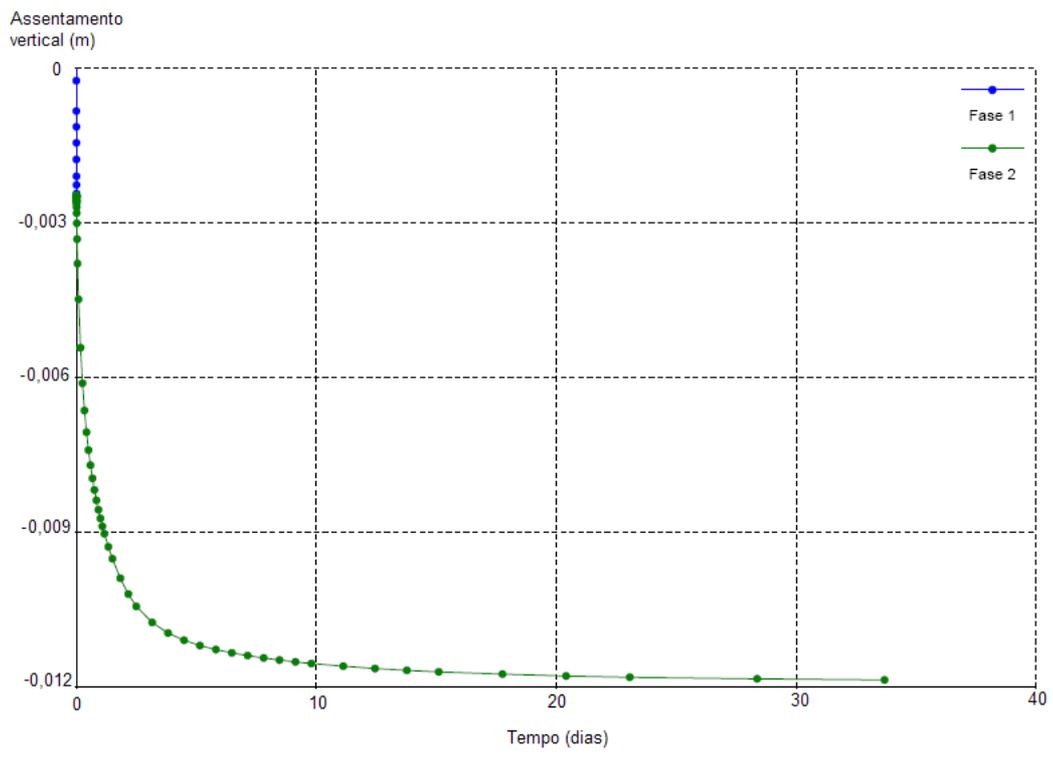
Na análise do perfil geológico tomou-se especial atenção ao ponto médio do estrato do solo compressível, ponto denominado no exercício teórico por ponto C (os resultados apresentados daqui para a frente referem-se a esse ponto).

Apresentam-se os resultados considerados como mais relevantes:

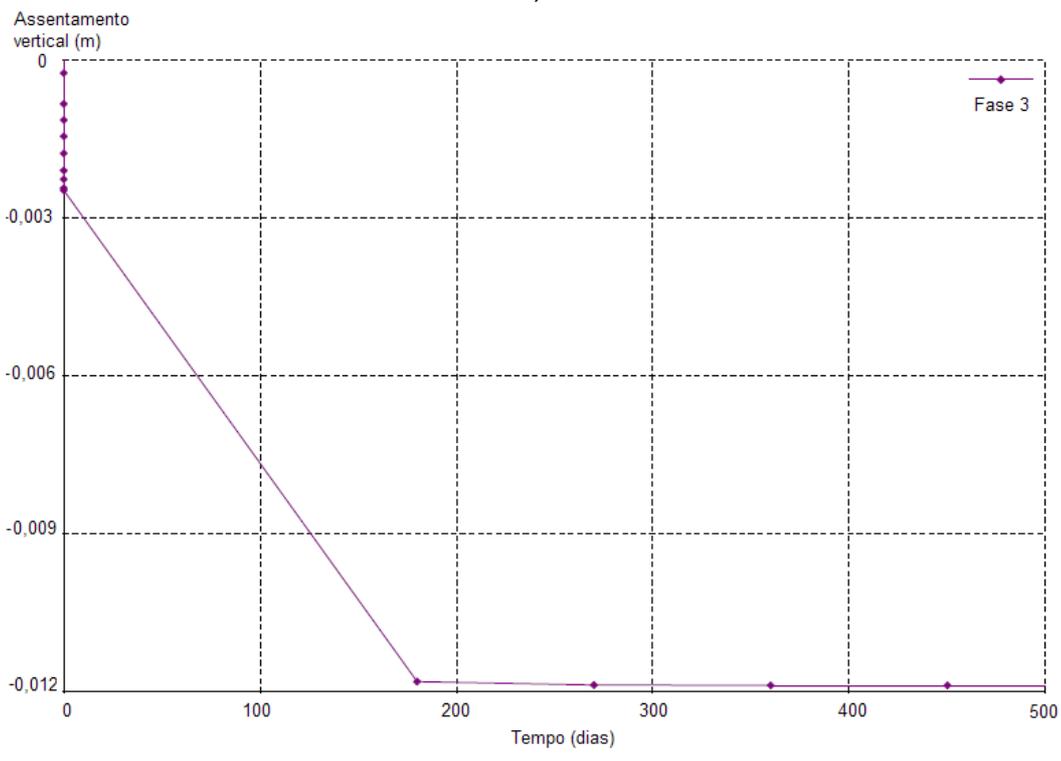
A Figura 53 apresenta a evolução dos assentamentos do solo ao longo do tempo.

Pela observação da Figura 53a verifica-se que os assentamentos crescem de forma mais rápida até aos 3 a 4 dias, aproximadamente, e de seguida tendem, de modo mais lento, para o assentamento máximo registado. No instante de tempo 0,01 dias (que corresponde ao instante em que o aterro é construído) o perfil regista um assentamento de 2,518 mm ($2,518 \times 10^{-3}$ m), o assentamento de cerca de 12 mm é o máximo alcançado para o período de tempo em estudo e ocorre perto dos 34 dias.

Na Figura 53b está presente a evolução dos assentamentos ao longo de 180 dias depois de o aterro ser construído. Pode observar-se o crescimento do valor do assentamento e a sua estabilização a partir dos 180 dias no valor máximo alcançado (12 mm, aproximadamente).



a)



b)

Figura 53 - Etapa 1: Assentamentos verticais do perfil geológico ao longo do tempo, a) Fases 1 e 2 e b) Fase 3.

Como era de esperar, os assentamentos crescem ao longo do tempo e com o decorrer da consolidação do solo.

A curva tempo-assentamento apresenta as três componentes do assentamento:

- O assentamento imediato (s_i) é o assentamento que ocorre em simultâneo com a aplicação da carga no maciço e toma, neste caso, o valor de 2,518 mm (Figura 53a). O assentamento imediato está relacionado com os assentamentos sofridos pelas camadas arenosas.

- O assentamento por consolidação primária (s_c) é o assentamento que surge devido à dissipação do excesso de pressão neutra, quando o grau de consolidação está próximo de 100%. Este assentamento apresenta o valor de 9,482 mm ($12-2,518=9,482\text{mm}$) (Figura 53a).

- O assentamento por consolidação secundária ou por fluência (s_d) é um assentamento que é diferido no tempo (estende-se ao longo de períodos elevados de tempo) e cujo valor não é muito relevante face à ordem de grandeza dos assentamentos anteriormente apresentados. O assentamento por consolidação secundária não é visível na Figura 53, no entanto, na Figura 53b pode observar-se que o assentamento continua a evoluir ainda que sem grande variação.

De modo a realçar o atrás referido mostra-se na Figura 54 a evolução dos assentamentos do solo ao longo do tempo, apresentando-se o eixo das abcissas em escala logarítmica ($\log(\text{tempo})$) .

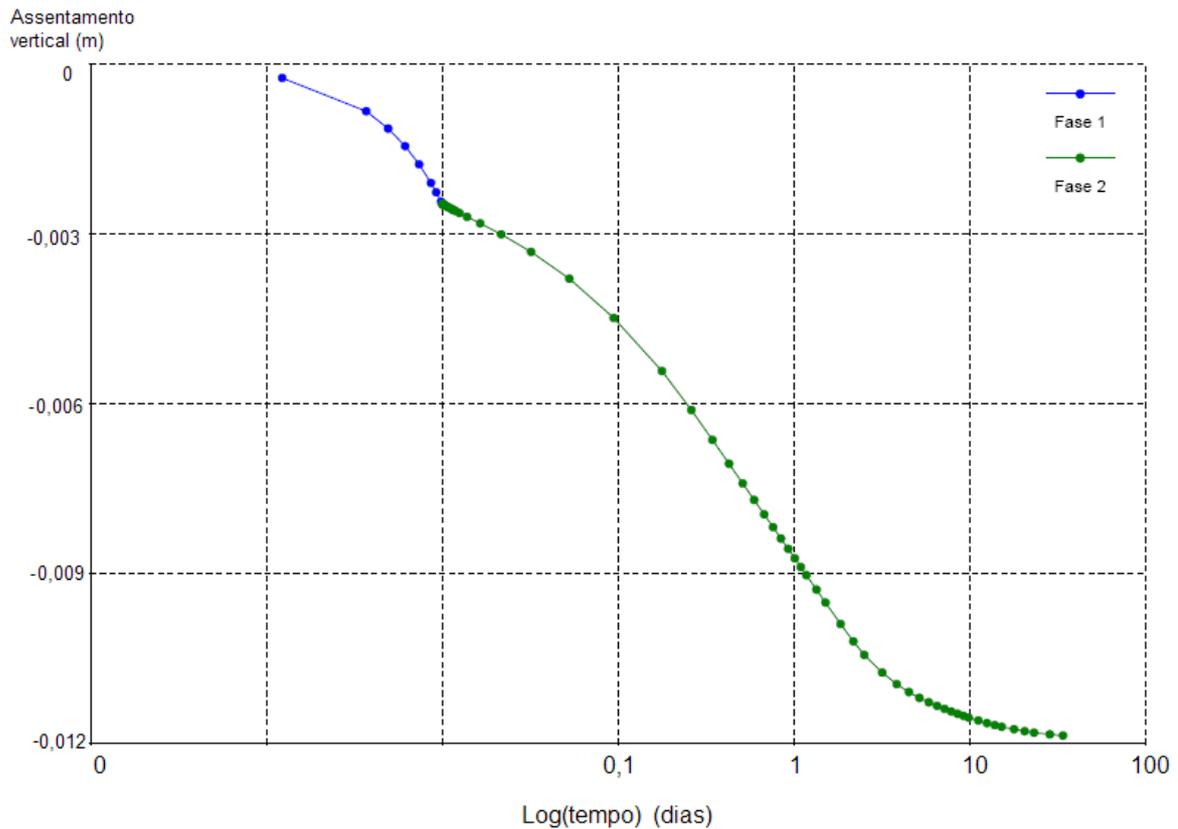


Figura 54 - Etapa 1: Assentamentos verticais do perfil geológico ao longo do tempo (escala logarítmica) nas Fases 1 e 2

A Figura 55 mostra, através de uma gradação de cores, a variação da pressão neutra do solo ao longo da profundidade do perfil geológico, logo após a construção do aterro.

Verifica-se, após a construção do aterro, a existência de uma concentração dos valores máximos da pressão neutra na base da camada de argila que se situa logo abaixo do centro do aterro. A pressão neutra toma o valor máximo de 122,12 kPa.

Sendo a pressão neutra (u) directamente proporcional à altura de água (z) no ponto em análise ($u = \gamma_w \times z$, válido se o nível freático estiver na superfície da camada de solo) entende-se que o valor máximo de pressão neutra, em situação de repouso, seja atingido no ponto em que a altura da água é maior, ou seja, na base da camada de argila, para o caso em estudo. A pressão neutra após a construção do aterro é dada pela soma da pressão neutra em repouso com o acréscimo de carga que corresponde à aplicação do aterro, pelo que se

compreende que após a construção do aterro, o valor máximo de pressão neutra se registre no ponto em que a altura de água é maior.

Não pode esquecer-se que o solo em análise se encontra em condições não-drenadas. Ao aplicar-se uma carga ao maciço, a água presente no solo tem tendência a deslocar-se. Como o maciço se encontra confinado, a água vai alojar-se, inicialmente, junto à base do maciço provocando valores elevados de pressão neutra nesse local (a fronteira inferior é não drenante). Verifica-se na Figura 55 que após a construção do aterro a distribuição do excesso de pressão neutra é heterogéneo no interior do maciço. Com o avançar do processo de consolidação, os valores de pressão neutra diminuem (o valor máximo regressa a um valor próximo do registado em repouso), pois o excesso de pressão neutra foi dissipado e ficam mais uniformemente distribuídos ao longo das camadas de solo que compõem o maciço.

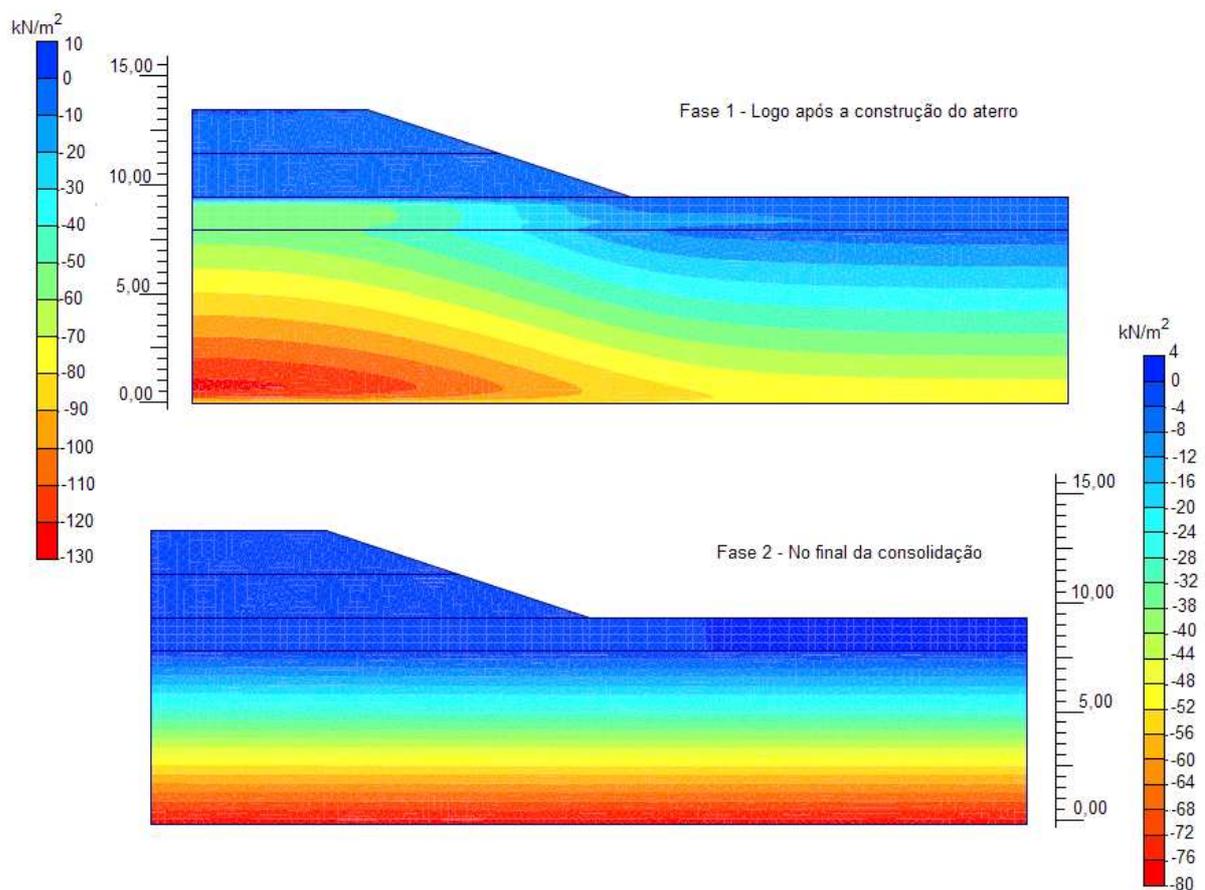


Figura 55 - Etapa 1: Variação em profundidade da Pressão neutra do solo nas fases 1 e 2.

A Figura 56 mostra a variação do excesso de pressão neutra no perfil geológico em estudo com o passar do tempo, no ponto médio do solo compressível (ponto C).

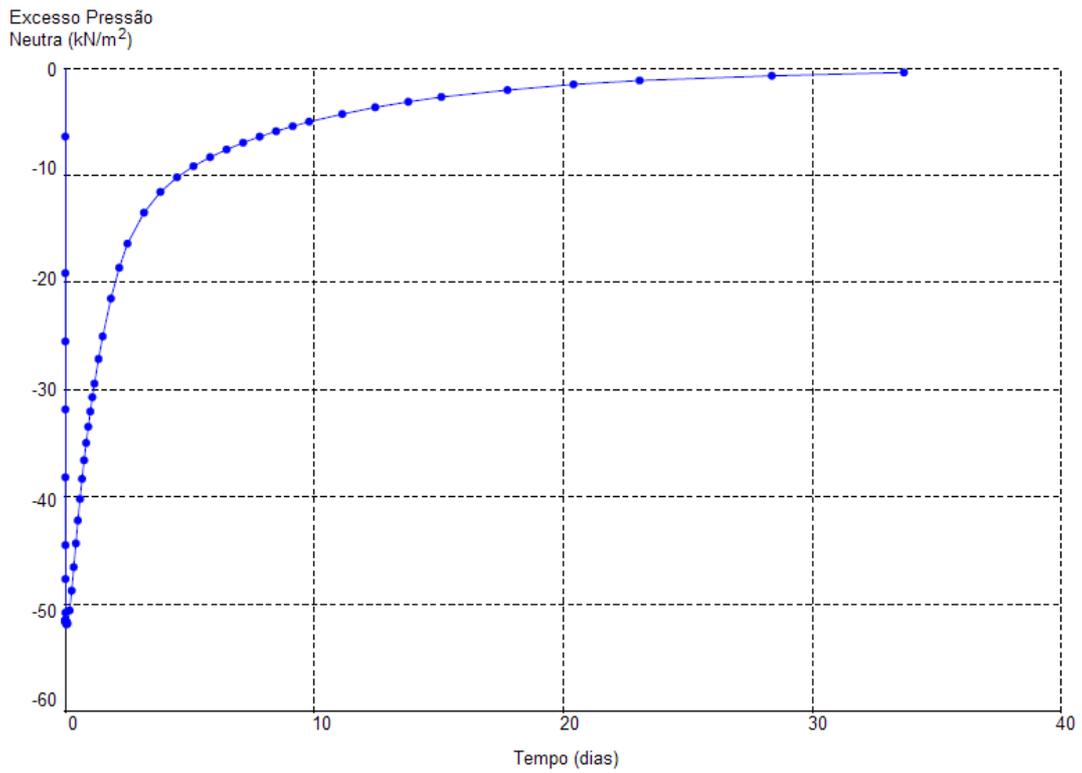
Representa-se a variação do excesso de pressão neutra em duas fases: fase 2, impondo um valor mínimo de 1kPa (Figura 56a) e fase 3, decorrer dos 6 meses após a construção do aterro (Figura 56b).

No instante em que o aterro é construído (ponto de partida para as duas fases representadas), o excesso de pressão neutra no ponto C toma o valor de 51,6 kPa.

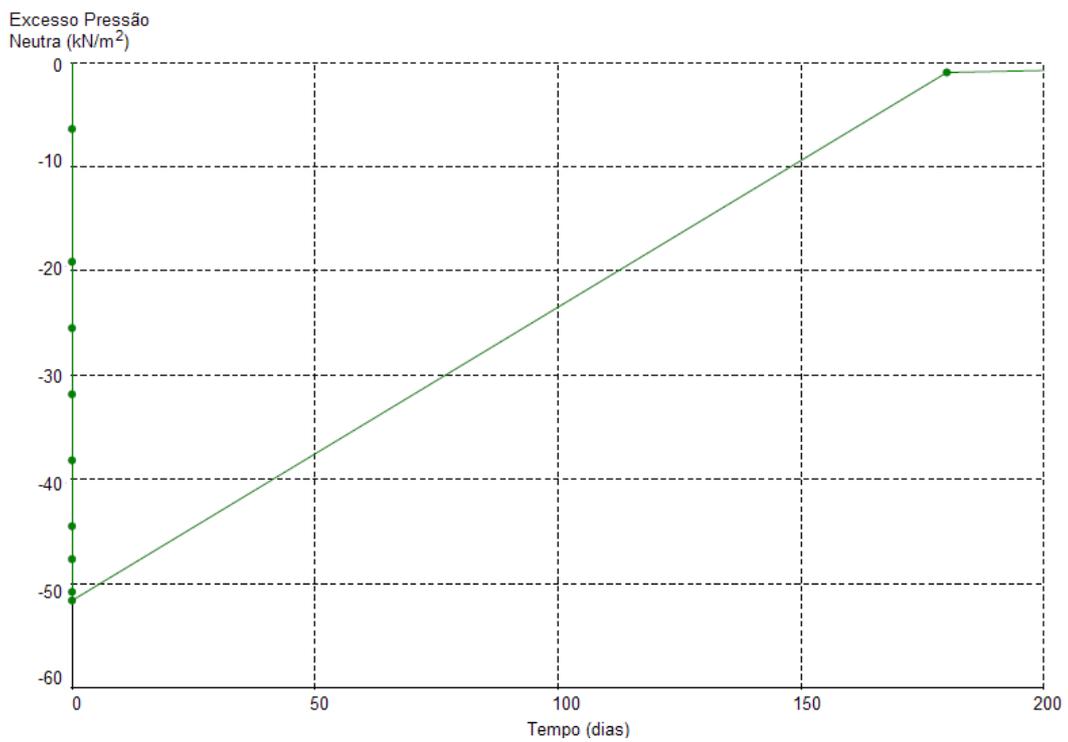
Analisando a fase 2 verifica-se que o excesso de pressão neutra apresenta uma variação logarítmica. O excesso de pressão neutra diminui de forma brusca até perto dos 4 dias e meio, momento em que regista o valor de 10,19 kPa. Neste período a variação do excesso de pressão neutra, no ponto em análise, varia de forma praticamente linear.

A partir desse instante de tempo (4,5 dias) o excesso de pressão neutra continua com uma tendência de diminuir o seu valor, mas essa diminuição é agora mais demorada, há uma diminuição da taxa de variação do excesso de pressão neutra. Esta variação volta a ser aproximadamente linear entre os 17 e os 34 dias, aproximadamente. A fase 2 termina perto dos 34 dias com um valor de excesso de pressão neutra de cerca de 0,423 kPa.

Por sua vez, na fase 3 a variação do excesso de pressão neutra no ponto C apresenta um traçado linear. A proporção do excesso de pressão neutra e do tempo decorrido é maior no intervalo de tempo entre a construção do aterro e os 180 dias. A variação observada é linear e tem um declive de cerca de 0,28. A partir desse instante o excesso de pressão neutra diminui mais lentamente.



a)



b)

Figura 56 - Etapa 1: Variação do excesso de pressão neutra do solo ao longo do tempo no ponto médio da camada de argila, a) fase 2 e b) fase 3.

Apesar de não se encontrar representado na Figura 56 nem se encontrar dentro do período de tempo em análise (180 dias), ao instante de tempo 990 dias (33 meses) observa-se um excesso de pressão neutra de $2,945 \times 10^{-5}$ kPa (valor próximo de zero). Foca-se este instante de tempo pelo facto de, pelo exercício teórico (apresentado na secção 3.2.2.1), aos 32,44 meses se atingir 90% da consolidação.

Atingindo-se 90% da consolidação considera-se que a camada compressível está já consolidada, pelo que o excesso de pressão neutra no solo foi dissipado. Como se referiu aquando da apresentação da teoria de Terzaghi (ponto 1.2.2), quando o solo é carregado há um acréscimo de pressão neutra, pois o peso do aterro é suportado, em grande parte, pela água presente no solo. Com o decorrer do tempo o acréscimo de carga é transferido para as partículas de solo, o que leva a um aumento da tensão efectiva do solo e a uma diminuição do excesso de pressão neutra.

Pode então concluir-se que existe uma boa aproximação, em termos da evolução da consolidação, entre os resultados obtidos no exercício teórico e os resultados obtidos com o programa PLAXIS (ou seja, com recurso a ferramentas numéricas sofisticadas).

3.2.2.3.- ETAPA 2

Como foi já referido, na Etapa 2 o aterro é construído em duas partes. A segunda parte do aterro é construída 5 dias após a construção da primeira. Nesta Etapa foram consideradas 6 fases de cálculo.

Fase 1:

A fase 1 inicia-se a partir da fase 0 (estado de repouso). Nesta fase a primeira parte do aterro é construída. O tempo de construção é igual a 0,01 dias (mais

uma vez, devido a imposições do programa, não é permitido o valor zero e assume-se um valor próximo de zero).

Fase 2:

Esta fase está inserida no intervalo de tempo em que o aterro é construído. O ponto de partida para esta fase é a fase 1 e, nesta fase de cálculo, estipula-se o espaçamento temporal (em dias) entre a primeira e a segunda fase de construção do aterro. Assumiu-se um intervalo de tempo de 5 dias.

Nesta fase de cálculo o solo apresenta já alguma consolidação, uma vez que está já sujeito a carregamento (está a suportar a primeira parte do aterro).

Fase 3:

É a fase seguinte à fase 2 e a última fase de construção do aterro. Na fase 3 é construída a segunda parte do aterro. À semelhança da fase 1, e pelas razões já apresentadas, foi tomado um tempo de construção de 0,01 dias.

Fase 4:

A fase 3 é o ponto de partida para esta fase de cálculo. Esta fase é semelhante à fase 2 da Etapa 1.

Fase 5:

A fase 5 tem como ponto de partida a fase 1 (fase em que a construção do aterro se inicia) e, à semelhança da fase 3 da etapa 1, simula o comportamento do solo para um tempo de consolidação de 6 meses (180 dias), após a construção do aterro (contabiliza a construção da primeira parte do aterro).

De forma sucinta, nesta fase o comportamento do perfil geológico é modelado como se fosse aplicada ao solo apenas a primeira parte do aterro e analisa-se a evolução dos parâmetros do solo ao longo de 6 meses.

Fase 6:

Esta fase é idêntica à fase 5 com a diferença que a fase 6 tem como ponto de partida a fase 3 da etapa 2 (fase de construção da segunda parte do aterro), ou seja, analisa-se a consolidação associada à construção das duas partes do aterro, existindo um espaço de tempo de 5 dias entre a construção da primeira parte e a construção da segunda parte do aterro.

Os resultados expostos referem-se, de forma semelhante ao realizado para a Etapa 1, ao ponto médio da camada de argila (ponto C).

As Figura 57 e Figura 58 referem-se à massa total de solo e mostram a malha deformada do perfil geológico em estudo, em duas fases distintas.

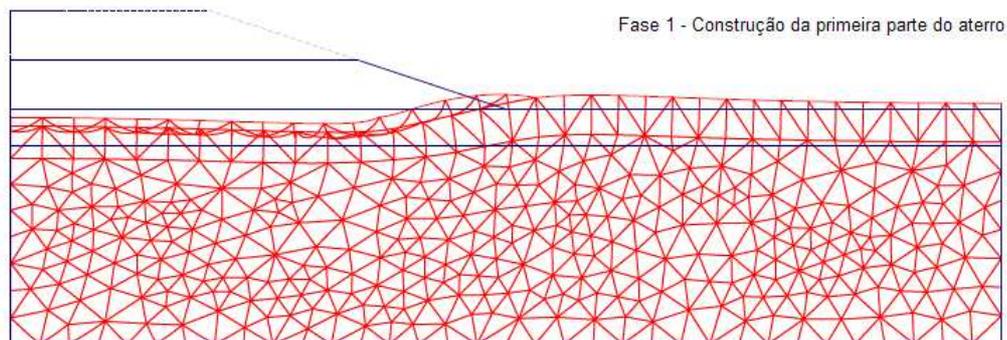


Figura 57 - Etapa 2: Deformada do solo após a construção da primeira parte do aterro.

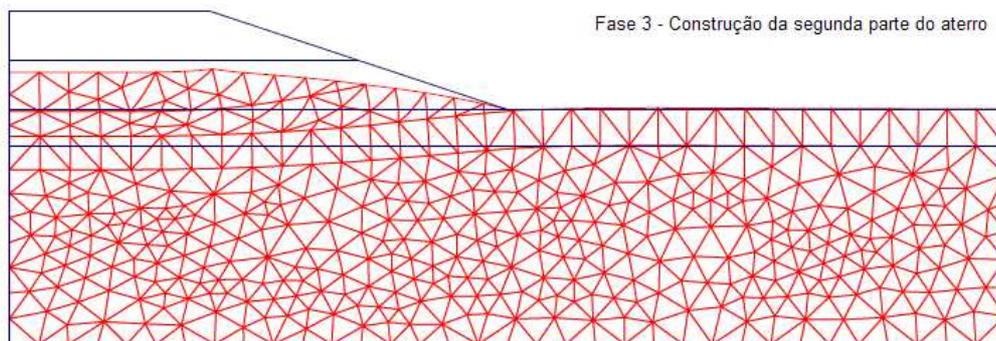


Figura 58 - Etapa 2: Deformada do solo após a construção da segunda parte do aterro.

A Figura 57 representa a deformada do solo aquando da construção da primeira parte do aterro (fase 1) e a Figura 58 ilustra a deformada do solo após a construção da segunda parte do aterro (fase 3). É necessário referir que o programa de cálculo apresenta uma malha deformada cuja escala vertical é notoriamente exagerada.

Na fase 1 denota-se, na malha deformada, a existência de uma movimentação de solo. Existe um assentamento do solo imediatamente abaixo do aterro que provoca o movimento do solo junto ao “pé” do aterro. Nesta fase o assentamento toma o valor máximo de 13,85mm.

Na fase 3 (a notar que há um período de 5 dias entre a construção da primeira e segunda partes do aterro) a movimentação de solo traduz-se no assentamento das camadas na região do perfil geológico situada abaixo da base do aterro. O valor máximo do assentamento nesta fase é de 49,97mm.

As Figuras 59 e 60 mostram a evolução do assentamento vertical do solo ao longo do tempo, para as diferentes fases da etapa 2.

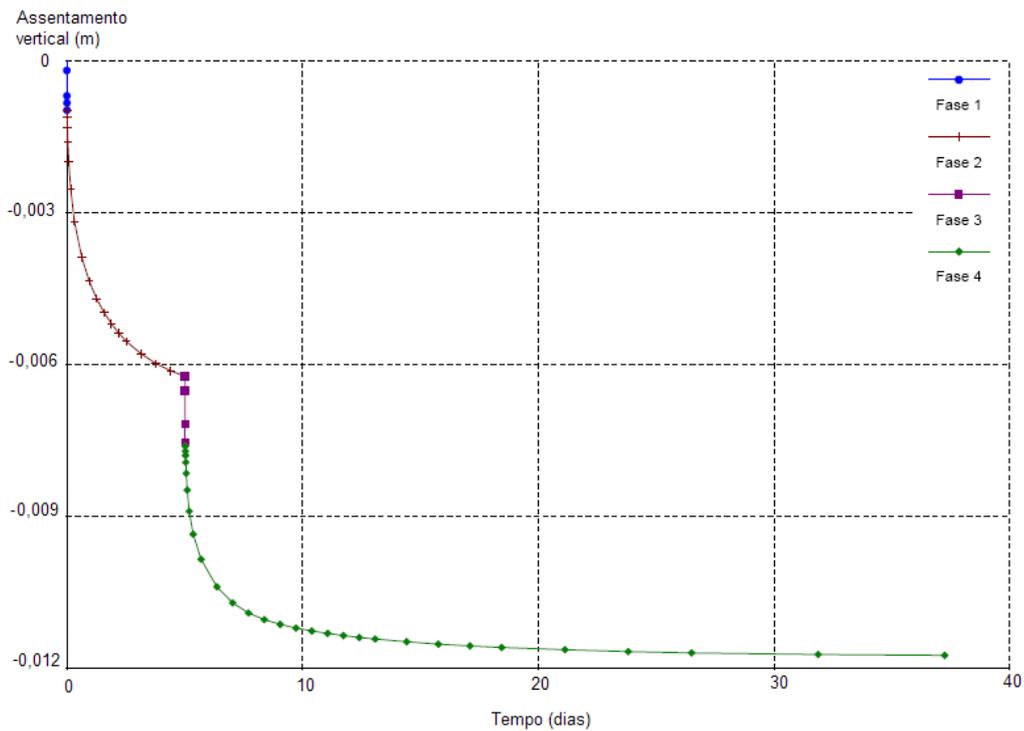


Figura 59 - Etapa 2: Assentamentos no solo (direcção vertical) em função do tempo nas fases 1, 2, 3 e 4.

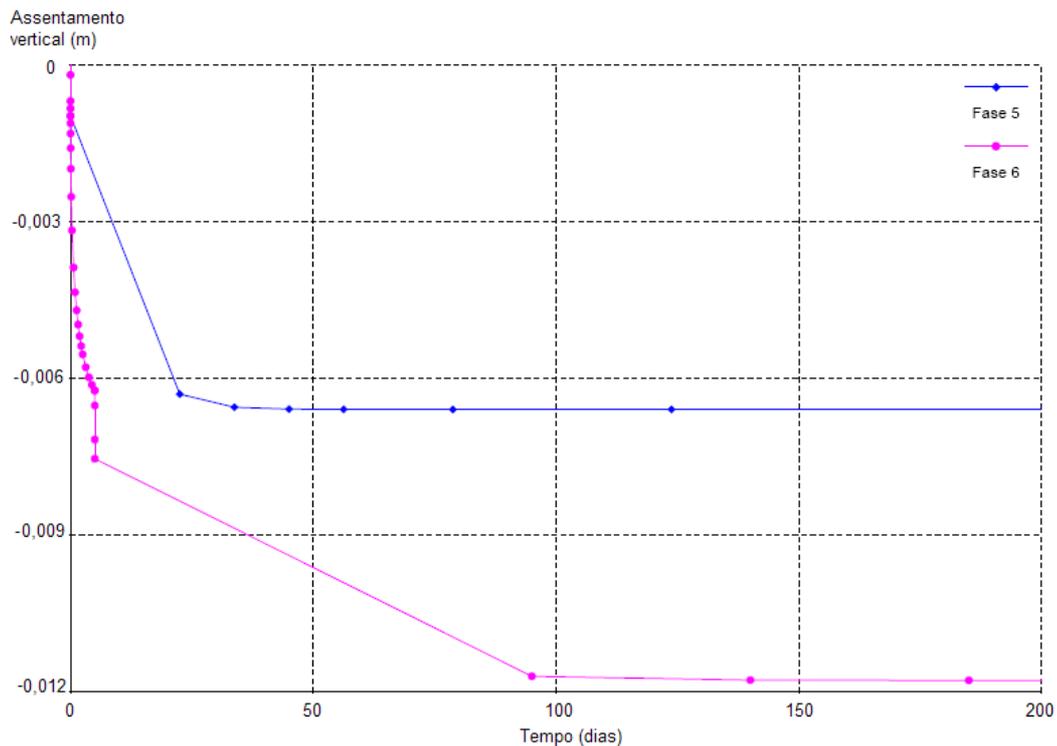


Figura 60 - Etapa 2: Assentamentos no solo (direcção vertical) em função do tempo nas fases 5 e 6.

Com o primeiro carregamento (construção da primeira parte do aterro) o solo regista um assentamento máximo de $9,874 \times 10^{-4}$ m (0,9874 mm). No período de 5 dias que decorrem até ao início do segundo carregamento (construção da segunda parte do aterro), o assentamento do solo vai progredindo até atingir o valor de 6,23 mm. Após a construção da segunda parte do aterro, o assentamento do solo cresce até perto dos 12 mm, valor registado aos 37 dias, aproximadamente (Figura 59).

Analisando o troço da modelação (Figura 60) do comportamento do solo nos 6 meses após a construção da primeira parte do aterro (fase 5), verifica-se que aos 22,50 dias o assentamento é de 6,30 mm. Este valor cresce até cerca dos 78 dias para o valor de 6,598 mm. Após os 78 dias da construção da primeira parte do aterro, o assentamento do solo não sofre qualquer oscilação de valor.

Considerando a fase 6 da modelação, verifica-se que o assentamento de 12 mm (assentamento máximo registado na fase 4) é alcançado aos 95 dias e, a

partir desse instante de tempo, o valor do assentamento mantém-se aproximadamente constante, tendo em conta o período de tempo em análise.

Observando os assentamentos do solo no período de seis meses e comparando a sua evolução, se for só construída a primeira parte do aterro (fase 5), ou se for construído todo o aterro (fase 6), nota-se, como era de esperar, que para um nível de carregamento superior, o valor do assentamento é mais elevado.

Apesar de na fase 6 o valor máximo do assentamento alcançado ser cerca de 1,8 vezes superior ao valor do assentamento na fase 5, na fase 6 os assentamentos evoluem mais rapidamente, isto é, o valor máximo do assentamento na respectiva fase de cálculo é alcançado num período de tempo menor. Na fase 5 o assentamento com o valor máximo (6,598 mm) ocorre 22,50 dias após a construção da primeira parte do aterro e na fase 6 o assentamento máximo (12 mm) surge 90 dias depois de a segunda parte do aterro ser construída.

A Figura 61 mostra a evolução do excesso de pressão neutra, no ponto médio da camada de argila (ponto C), ao longo do período de construção do aterro desde a construção da primeira parte do aterro (fase 1), à construção da segunda parte do aterro (fase 3).

Na fase 1, fase em que a primeira parte do aterro é construída, o excesso de pressão neutra apresenta um valor próximo dos 28,10 kPa. Ao longo da fase 2 que corresponde ao período de 5 dias de espera entre a construção das duas partes do aterro, o excesso de pressão neutra vai-se dissipando, atingindo ao quinto dia o valor de 3,29 kPa. Aquando da construção da segunda parte do aterro (fase 3) há, novamente, um acréscimo brusco de pressão neutra no solo, o excesso de pressão neutra alcança os 27,05 kPa.

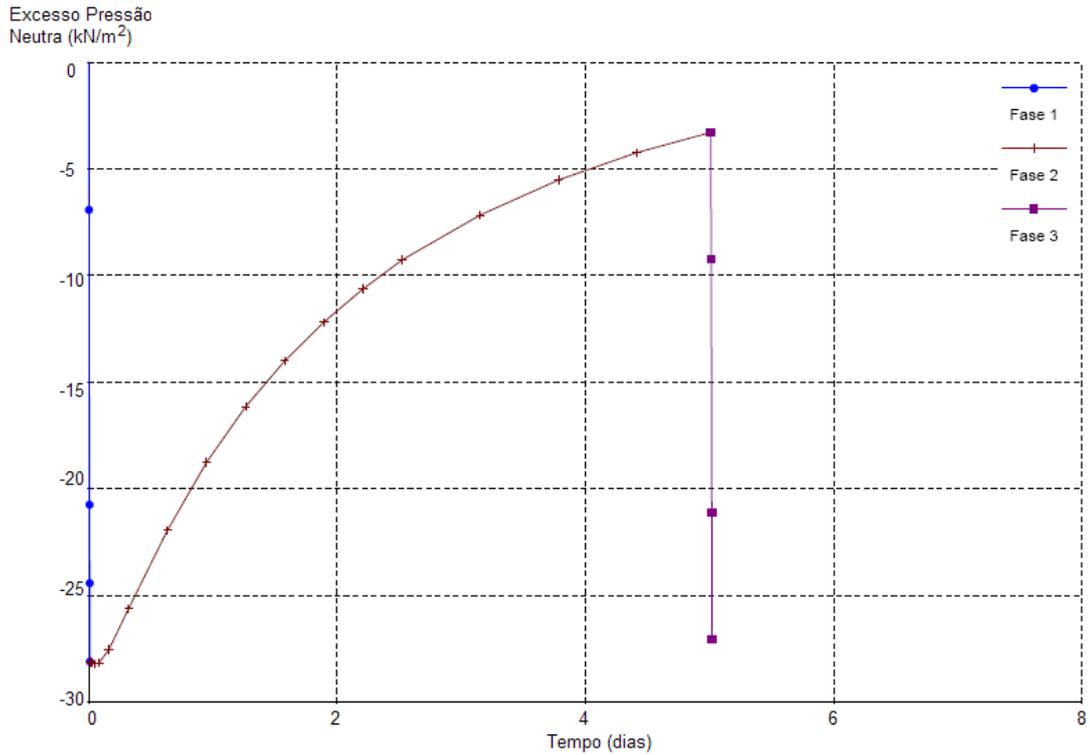


Figura 61 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 1, 2 e 3.

Observa-se, na Figura 62, a evolução do excesso de pressão neutra, no ponto em análise (ponto C), ao longo das fases 1 a 4.

O trecho representado na Figura 62, com a cor verde, exibe a dissipação do excesso de pressão neutra no ponto C do solo depois de toda a carga ter sido aplicada (construção das duas partes do aterro), considerando que a pressão neutra apresenta um valor mínimo de 1 kPa. A fase 2 termina perto dos 37 dias para um valor de excesso de pressão neutra de 0,44 kPa.

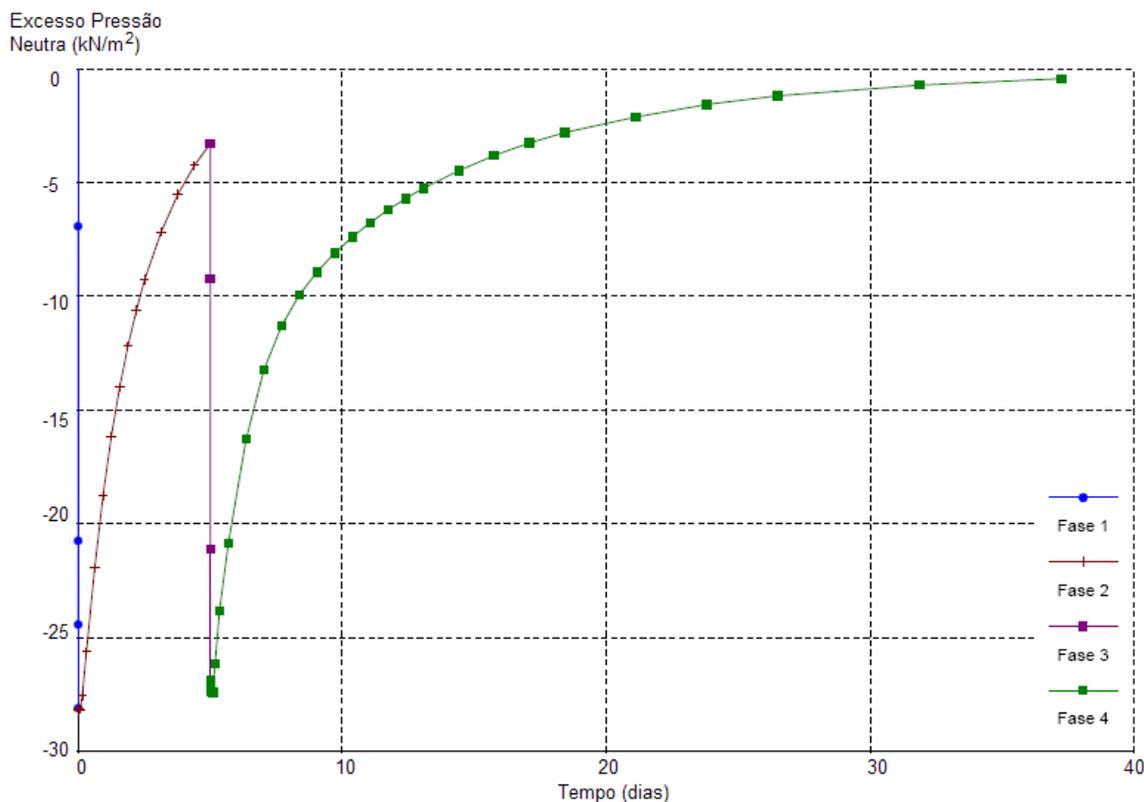


Figura 62 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 1, 2, 3 e 4.

A Figura 63 mostra a variação do excesso de pressão neutra no ponto médio da camada compressível (ponto C).

Analisando a fase 5, fase que simula o comportamento do solo ao longo de 6 meses após o início da construção da primeira parte do aterro (fase 2), verifica-se que, perto dos 22,50 dias, o excesso de pressão toma o valor de 2,494 kPa e, à medida que os dias passam, o excesso de pressão neutra vai-se dissipando. Aos 45 dias, aproximadamente, assume o valor de 0,057 kPa. A partir desse instante, a curva tende, lentamente, para 0 (zero) pelo que o processo de consolidação está praticamente completo.

Quanto à fase 6, o excesso de pressão neutra é, aos 95 dias, de 1,232 kPa. Com o passar do tempo e à semelhança do que se passa na fase 5, o excesso de pressão neutra vai-se dissipando. Perto dos 140 dias o excesso de pressão neutra é de 0,233 kPa e aos 185 dias, aproximadamente, (6 meses após o fim da fase 3) o excesso de pressão neutra atinge o valor 0,065 kPa (Pode dizer-se que

o processo de consolidação primária terminou), mantendo a partir desse instante a tendência da curva representada para, com o passar do tempo, se aproximar do valor 0 (zero).

Da análise da Figura 63 observa-se, ainda, que quando se aplica apenas a primeira camada de aterro (fase 5) o excesso de pressão neutra dissipa-se num menor período de tempo do que quando se constrói a primeira parte do aterro, aguarda-se 5 dias (período durante o qual a consolidação já está a decorrer) e constrói-se a segunda parte do aterro (Fase 6). Na fase 5, apesar de se aplicar ao solo um carregamento de menor valor (carga aplicada de uma só vez), o processo de consolidação primária termina mais rapidamente do que quando se realiza um carregamento faseado (apesar da carga aplicada ser superior à realizada na fase 5).

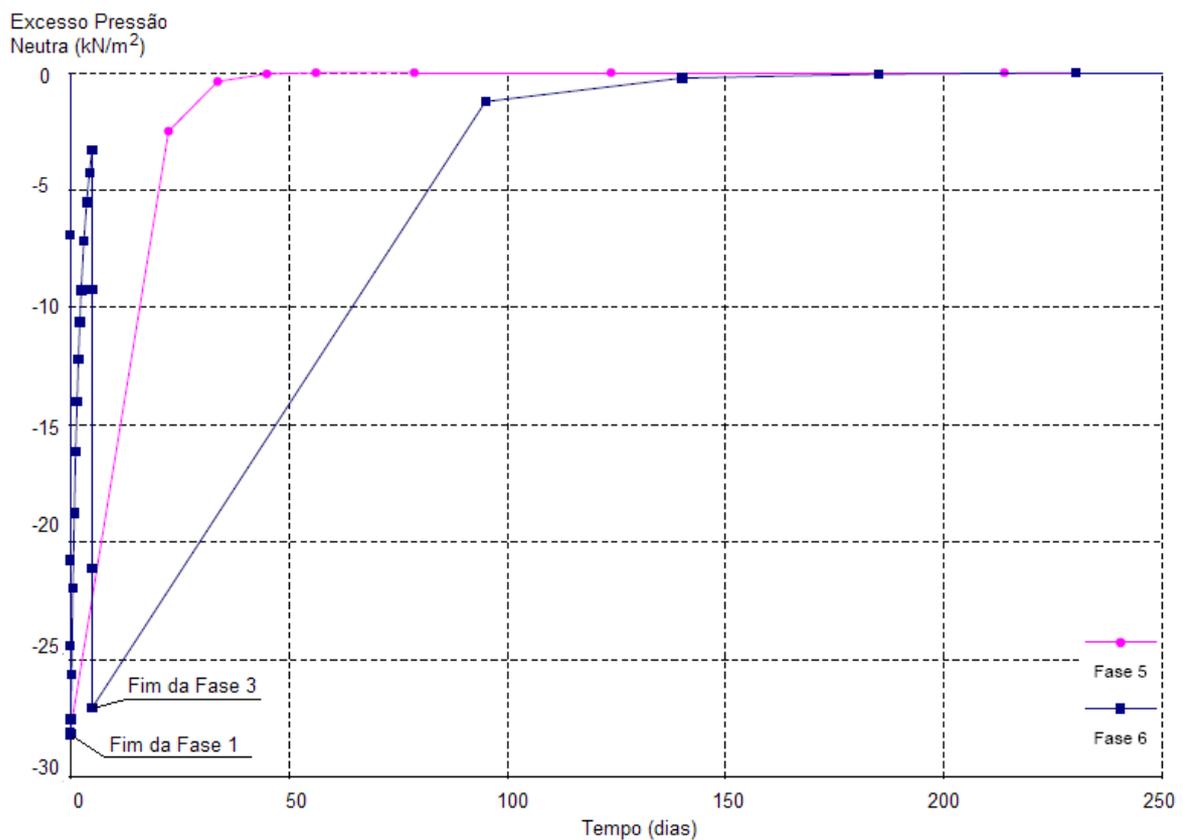


Figura 63 - Etapa 2: Variação do excesso de pressão neutra nas fases 5 e 6.

3.2.2.4.- ETAPA 3

Pretende-se acelerar a consolidação do estrato compressível que constitui o perfil geológico anteriormente apresentado e modelado no programa de elementos finitos PLAXIS.

Para acelerar o processo de consolidação do solo 6 meses após a construção do aterro, optou-se pela colocação de drenos verticais em geossintético no solo.

Os drenos em geossintético utilizados possuem as seguintes características referidas no Quadro 14.

Quadro 14 - Características do dreno vertical [4].

Dreno Vertical – Tecdren® 40 C						
Propriedade	Drenagem Vertical	Capacidade Drenante para várias inclinações				
Propriedade Hidráulica: Vazão [l/s.m]						
Pressão / Gradiente →	1,0	0,50	0,10	0,05	0,025	0,01
20 kPa	1,72	1,17	$3,88 \times 10^{-1}$	$2,40 \times 10^{-1}$	$1,56 \times 10^{-1}$	$1,20 \times 10^{-1}$
50 kPa	1,61	1,12	$3,58 \times 10^{-1}$	$2,28 \times 10^{-1}$	$1,49 \times 10^{-1}$	$1,04 \times 10^{-1}$
100 kPa	1,52	1,05	$3,39 \times 10^{-1}$	$2,15 \times 10^{-1}$	$1,37 \times 10^{-1}$	$8,92 \times 10^{-2}$
200 kPa	1,36	$9,15 \times 10^{-1}$	$2,87 \times 10^{-1}$	$1,81 \times 10^{-1}$	$1,20 \times 10^{-1}$	$8,30 \times 10^{-2}$
300 kPa	1,22	$7,96 \times 10^{-1}$	$2,48 \times 10^{-1}$	$1,55 \times 10^{-1}$	$1,06 \times 10^{-1}$	$7,52 \times 10^{-2}$
Propriedades Físicas e Apresentação do Tecdren®						
Massa por unidade de comprimento [g/m]	75					
Espessura do Núcleo [mm]	5					
Largura / Comprimento	100 mm / 200 m					
Forma do Núcleo	Maciço com pequenos canais nas duas faces					
Polímero do Núcleo	Polietileno					
Propriedades Mecânicas						
Resistência à Tração em Faixa Larga [kN/m]	20					
Geotêxtil						
<i>Tipo e Polímero</i>						
Polímero	Poliéster					
Tipo	Não-tecido					

Definidos os parâmetros que caracterizam os drenos e o material com que são fabricados é necessário, num próximo passo, identificar os locais onde os drenos devem ser instalados, isto é, calcular o espaçamento que os drenos devem ter entre si.

No cálculo do espaçamento entre drenos seguiu-se a metodologia apresentada no ponto 2.2.2..

Tendo em linha de conta que a metodologia de cálculo foi exposta anteriormente e que alguns dos parâmetros necessários foram calculados aquando do exercício teórico, apresenta-se, de forma sucinta, o dimensionamento do espaçamento entre os drenos verticais.

A) Determinar os parâmetros associados à compressibilidade e consolidação do solo.

Os valores dos parâmetros do solo foram já apresentados e resultaram dos ensaios laboratoriais realizados.

B) Definir o grau de consolidação médio (\bar{U}_z) a atingir com a aceleração da consolidação.

Considerou-se um grau de consolidação médio de 90%.

C) Determinar o factor tempo vertical (T_v) correspondente ao grau de consolidação médio (\bar{U}_z).

$$T_v = f(\bar{U}_z=90\%) = 0,848$$

D) Calcular o grau de consolidação vertical (U_z) correspondente ao factor tempo vertical (T_v), no instante de tempo t .

Para $t = 6$ meses = $1,56 \times 10^7$ segundos, $c_v = 6,367 \times 10^{-7}$ m²/s e $H = 8,0$ metros:

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} = \frac{6,367 \times 10^{-7} \times 1,56 \times 10^7}{8,0^2} = 0,155$$

$$\text{Logo, } \bar{U}_z = f(0,155) = 44,36\%$$

E) Adopção de um valor de “R”.

O raio do dreno equivalente (uma vez que apresenta uma secção rectangular) do dreno pré-fabricado é dado pela Equação 56.

$$r_w = \frac{1}{2} \times \frac{a+b}{2} \quad (56)$$

Onde:

r_w - raio do dreno pré-fabricado;

a - espessura do dreno pré-fabricado;

b - largura do dreno pré-fabricado.

O raio do dreno (r_w) toma o valor de 0,026 metros, aproximadamente.

$$r_w = \frac{1}{2} \times \frac{a+b}{2} = \frac{1}{2} \times \frac{5+100}{2} = 26,25\text{mm} = 0,02625\text{m}$$

Adoptou-se um valor de R de 1,5 metros. (valor alcançado por um processo iterativo)

F) Determinar o factor tempo radial (T_R) em função do raio de influência dos drenos (R).

Para $t = 6$ meses = $1,56 \times 10^7$ segundos, $c_h = 8,710 \times 10^{-7}$ m²/s e R = 1,5 metros:

$$T_R = \frac{c_h \times t}{R^2} = 1,5 = 6,021$$

G) Determinar o grau de consolidação médio radial (\bar{U}_R).

$$\bar{U}_R = f(6,021) \approx 87,56\%$$

H) Estimar o grau de consolidação médio no instante considerado ($\bar{U}(t)$).

$$\bar{U}(t) = 1 - [(1 - \bar{U}_z) \times (1 - \bar{U}_R)] = 1 - [(1 - 0,4436) \times (1 - 0,8756)] = 0,931 = 93,1\%$$

I) Verificação

$$\left(\frac{\bar{U}(t)_{(\text{alínea B})} - \bar{U}(t)_{(\text{alínea H})}}{\bar{U}(t)_{(\text{alínea H})}} \right) \times 100 = \left(\frac{0,90 - 0,931}{0,931} \right) \times 100 = 3,33\% \leq 10\%$$

J) Cálculo do espaçamento entre drenos (s).

Para uma distribuição de drenos quadrangular:

$$s = \frac{R}{0,564} = \frac{1,5}{0,564} = 2,66\text{m}$$

Para uma distribuição de drenos triangular:

$$s = \frac{R}{0,525} = \frac{1,5}{0,525} = 3,85\text{m}$$

Optou-se por uma distribuição de drenos quadrangular. Espaçamento entre drenos de 2,60 metros.

A aceleração da consolidação com drenos é um modelo tridimensional. Para modelar a colocação de drenos no solo com o programa de elementos finitos PLAXIS em duas dimensões é necessário transformar um problema de deformação em condições axissimétricas (3D) para condições de deformação plana (2D).

A transição do modelo 3D para um modelo 2D foi realizada com base nas considerações de equivalência presentes em Indraratna *et al* (2005).

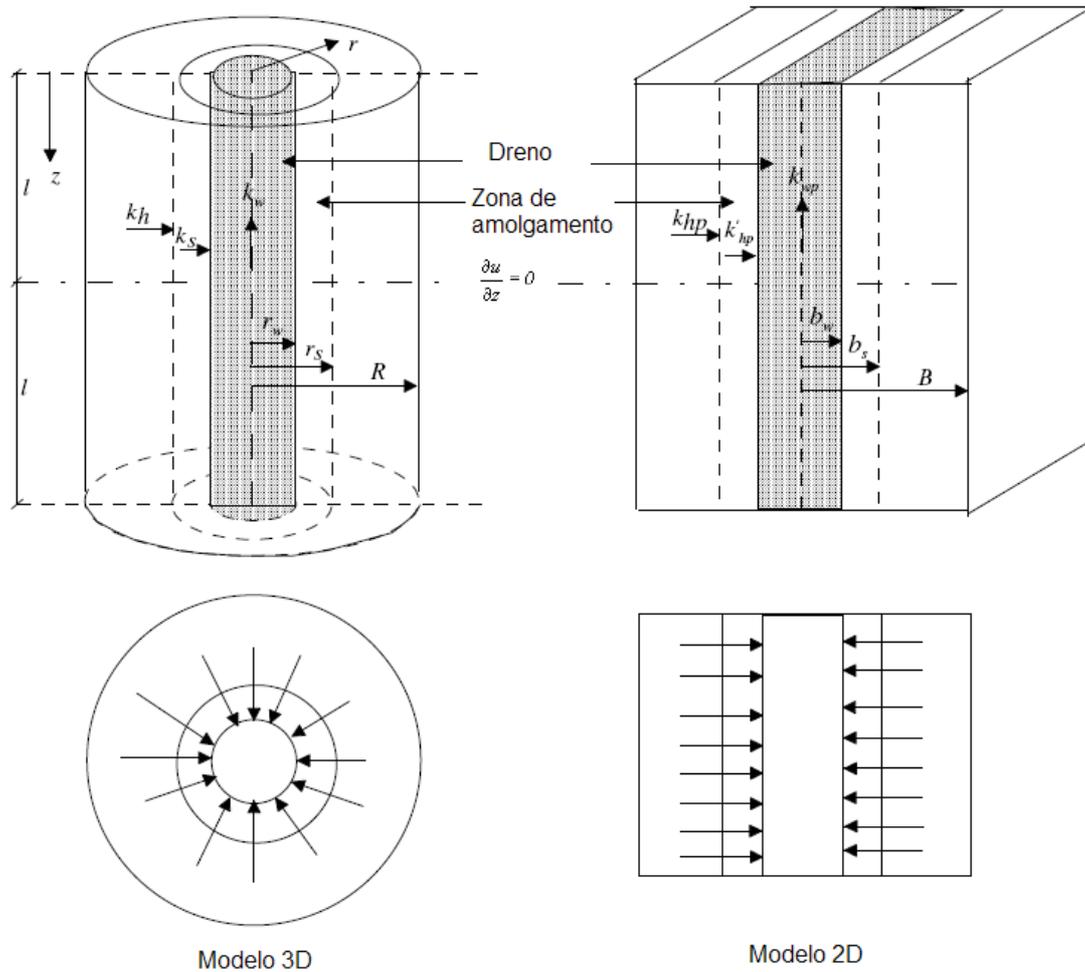


Figura 64 - Conversão do Modelo 3D para o modelo 2D (adaptado de Indraratna *et al*, 2005).

A zona de amolgamento (em Inglês, “*smear zone*”) referida na Figura 64 e no texto que se segue corresponde à região em redor do dreno que, aquando da cravação do dreno no solo, é amolgada. O amolgamento do solo compressível diminui a permeabilidade horizontal do solo (Vertematti, 2004).

No Quadro 15 mostra-se a equivalência de parâmetros do modelo 3D para o modelo 2D.

Quadro 15 - Equivalência de parâmetros nos modelos 3D e 2D.

Denominação	3D		2D	
coeficiente de permeabilidade vertical	k_v (m/s)	$5,630 \times 10^{-8}$	k_{vp} (m/s)	$1,130 \times 10^{-8}$
coeficiente de permeabilidade horizontal	k_h (m/s)	$6,360 \times 10^{-8}$	k_{hp} (m/s)	$1,293 \times 10^{-8}$
raio do dreno	r_w (m)	0,02625	b_w (m)	0,02625
raio da zona amolgada	r_s (m)	0,13125	b_s (m)	0,13125
raio de influência do dreno	R (m)	1,5	B (m)	1,5
coeficiente de permeabilidade horizontal na zona de amolgamento	k'_h (m/s)	$5,559 \times 10^{-8}$	k'_{hp} (m/s)	$1,130 \times 10^{-8}$
coeficiente de permeabilidade vertical na zona de amolgamento	k'_v (m/s)	$5,630 \times 10^{-8}$	k'_{vp} (m/s)	$1,130 \times 10^{-8}$
razão dos raios	n	57,14	n	57,14
espaçamento entre drenos	s (m)	2,60	s (m)	2,60

Os parâmetros apresentados no Quadro 15 foram obtidos da seguinte forma:

- Parâmetros 3D

1) Os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal (k_v e k_h) resultam dos ensaios edométricos realizados e o seu cálculo foi já apresentado (Ponto 3.1.4).

2) O raio do dreno (r_w), neste caso, o raio equivalente, pois o dreno apresenta uma secção rectangular ($a \times b$), foi calculado na alínea E) do dimensionamento do espaçamento entre os drenos verticais anteriormente apresentado.

3) Segundo Vertematti (2004) o diâmetro da zona amolgada (d_s) depende do diâmetro do mandril (d_m) utilizado na cravação dos drenos ($d_s=2 \times d_m$). O diâmetro do mandril está relacionado com as características geométricas do mandril e, obviamente, depende das dimensões dos drenos a cravar.

Na análise realizada por Indraratna *et al* (2005) apresenta-se a seguinte relação entre o raio da zona de amolgamento (r_s) e o raio do dreno (r_w): $r_s=5 \times r_w$.

4) O valor do raio de influência do dreno (R) foi adoptado aquando do cálculo do espaçamento entre drenos, assim como o valor da razão dos raios (n). O espaçamento entre drenos (s) foi apresentado anteriormente.

5) O coeficiente de permeabilidade horizontal correspondente à zona de amolgamento (k'_h) foi calculado segundo a Equação 57 [Vertematti, 2004]:

$$\frac{k_h}{k'_h} = \frac{k_h}{k_v} \quad (57)$$

A razão $k_h/k_v=r_k$ foi alcançada pela média dos valores obtidos nos ensaios edométricos para os escalões de carga comuns aos ensaios vertical e horizontal.

Escalão de carga (kPa)	K_h (m/s)	K_v (m/s)	$r_k=k_h/k_v$
0 - 6	$1,54 \times 10^{-7}$	$1,31 \times 10^{-7}$	1,18
6 - 12	$1,20 \times 10^{-7}$	$7,01 \times 10^{-8}$	1,71
12 - 25	$1,27 \times 10^{-7}$	$1,28 \times 10^{-7}$	1,00
25 - 50	$1,38 \times 10^{-7}$	$1,09 \times 10^{-7}$	1,27
50 - 100	$3,13 \times 10^{-8}$	$5,71 \times 10^{-8}$	0,55
100 - 200	$5,88 \times 10^{-8}$	$5,06 \times 10^{-8}$	1,16
200 - 400	$3,54 \times 10^{-8}$	$3,93 \times 10^{-8}$	0,90
400 - 800	$2,36 \times 10^{-8}$	$1,70 \times 10^{-8}$	1,38
		Valor médio	1,14

Assim, o coeficiente de permeabilidade horizontal da zona de amolgamento resulta da expressão: $k'_h = \frac{k_h}{1,14}$.

6) O coeficiente de permeabilidade vertical da zona de amolgamento (k'_v) apresenta o mesmo valor que o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v).

- Parâmetros 2D

1) O raio do dreno, o raio da zona de amolgamento e o raio de influência do dreno mantêm o seu valor no modelo 2D ($r_w= b_w$, $r_s=b_s$ e $R=B$).

2) O coeficiente de permeabilidade horizontal no modelo 2D (k_{hp}) resulta da Equação 58 (Indraratna *et al*, 2005). Esta é uma equação simplificada pelo que não considera alguns parâmetros importantes como, por exemplo, o efeito do amolgamento do solo na região junto ao dreno.

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{0,67}{[\ln(n) - 0,75]} \quad (58)$$

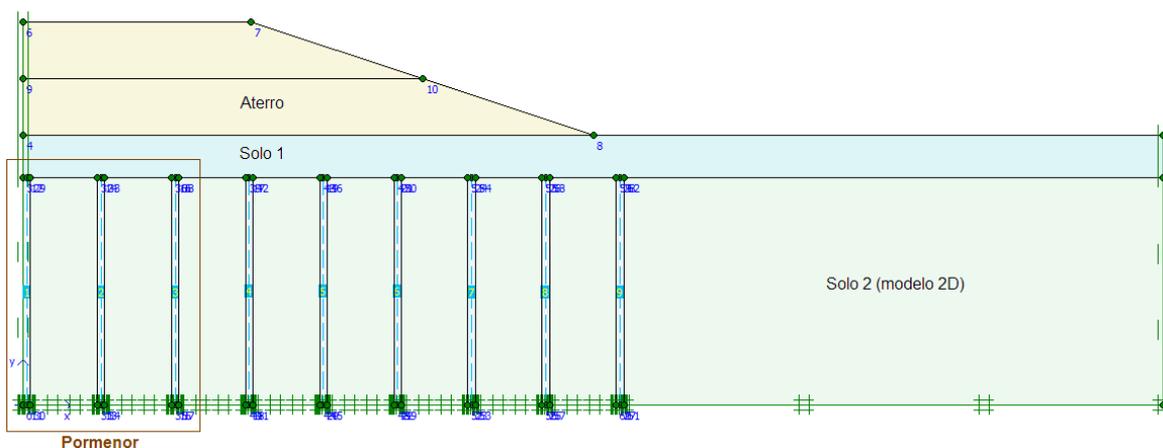
3) O coeficiente de permeabilidade horizontal na zona de amolgamento (k'_{hp}) resulta, à semelhança do que ocorreu para o modelo 3D, da Equação 57.

4) Segundo Indraratna *et al* (2005), a razão entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical na zona de amolgamento é igual à unidade ($k'_h/k'_v=1,0$). Da relação apresentada retira-se o valor do coeficiente de permeabilidade vertical na zona de amolgamento.

5) Como no modelo 3D, a igualdade entre os valores do coeficiente de permeabilidade vertical (k_{vp}) e do coeficiente de permeabilidade vertical da zona de amolgamento (k'_{vp}) mantém-se no modelo 2D.

Para modelar a cravação de drenos verticais no solo em 2D, considerou-se o esquematizado na Figura 65. Os solos “Zona de amolgamento” e “solo 2 (modelo 2D)” possuem as mesmas características do solo 2 das etapas 1 e 2, mas com valores diferentes dos coeficientes de permeabilidade nas direcções vertical e horizontal (Quadro 15), de forma a efectuar a equivalência do modelo 2D ao modelo 3D.

É necessário salientar que, no programa Plaxis, o "Dreno" (enquanto elemento num modelo 2D) é apenas um elemento geométrico que possui uma permeabilidade elevada.



Pormenor - Detalhe da modelação dos drenos verticais (modelo 2D)

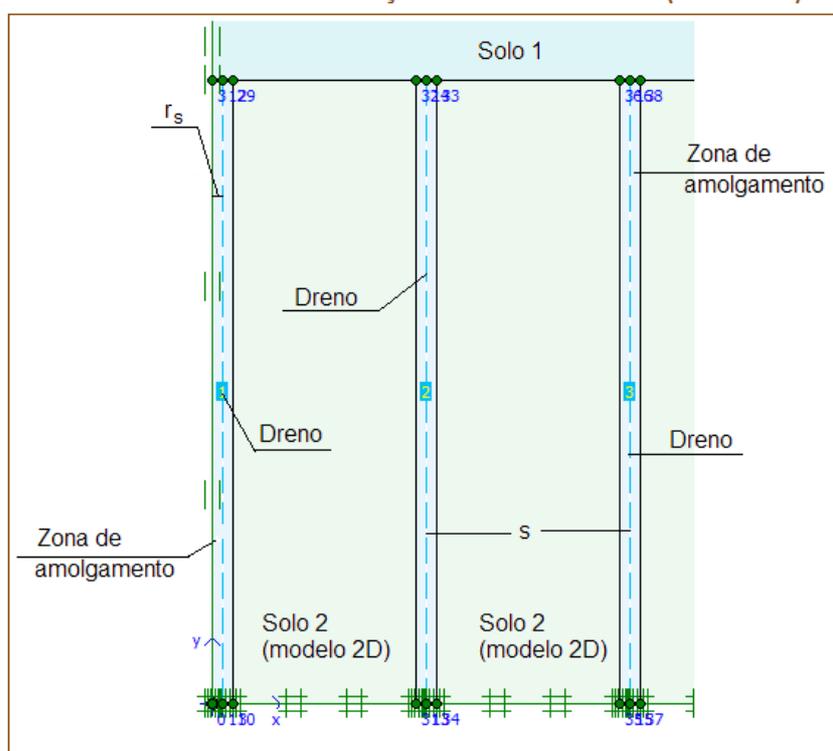


Figura 65 - Esquema da modelação 2D dos drenos verticais, no programa de elementos finitos.

Nesta etapa de cálculo foram modeladas as mesmas fases que na etapa 2 (exposta no ponto 3.2.2.3), motivo pelo qual não se descrevem novamente neste ponto.

Na análise dos resultados da etapa 3 optou-se por realizar uma comparação com os resultados registados na etapa 1. A escolha da etapa 1 prende-se com o facto de o aterro ser construído de uma só vez, ou seja, a carga é aplicada ao

solo no seu valor máximo. A utilização de drenos (no caso, drenos pré-fabricados) não garante, por si só, a saída da água do solo, é necessário conjugar a aplicação dos drenos com a aplicação de uma outra técnica de aceleração da consolidação, como foi exposto no ponto 2.1. No estudo apresentado conjugou-se a utilização de drenos verticais pré-fabricados com a aplicação de pré-carga. A aplicação de pré-carga coincide com a construção do aterro.

À semelhança das etapas anteriores, os resultados expostos referem-se ao ponto médio do estrato compressível que corresponde ao ponto C do perfil referido no exercício teórico (ponto 3.2.2.1).

Na Figura 65 mostra-se a forma da deformada do solo passados 6 meses da construção do aterro sem a aplicação dos drenos (etapa 1) e com a utilização dos drenos (etapa 3). A deformada do solo na análise realizada não varia de forma significativa com a aplicação dos drenos. O assentamento máximo registado nas duas etapas é semelhante e ronda os 44 mm.

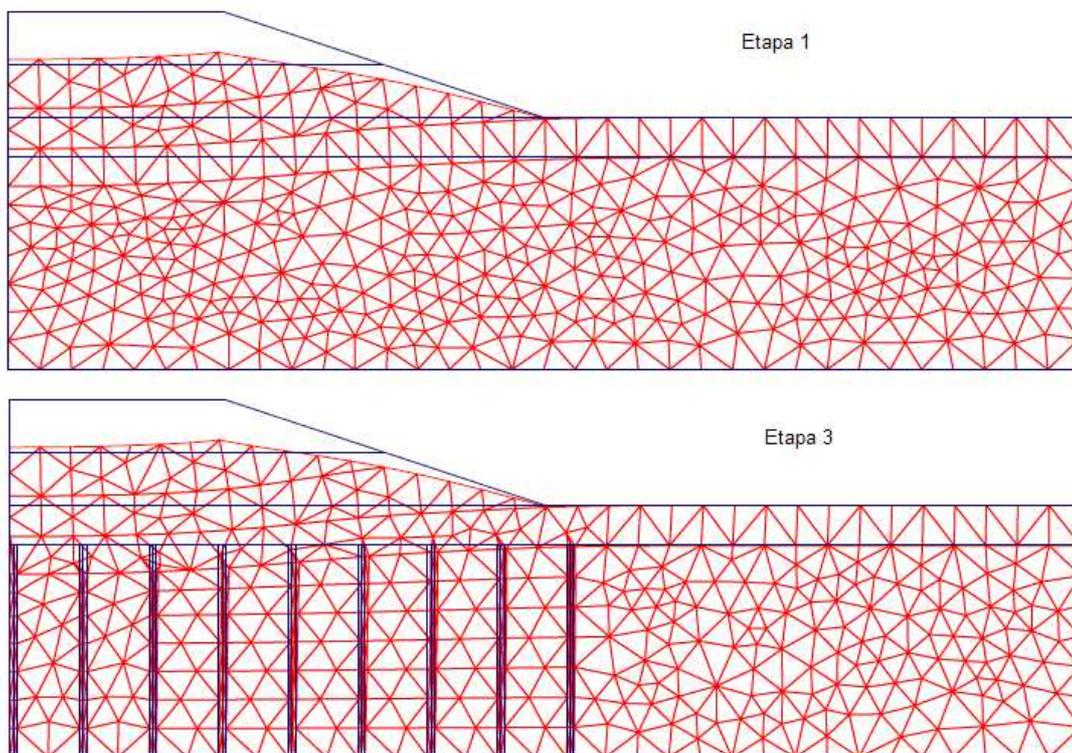


Figura 66 - Etapa 3: Deformada do solo 180 dias após a construção do aterro.

As Figuras 66 e 67 mostram a evolução do valor do assentamento vertical do ponto médio da camada de argila (ponto C) em função do tempo. Compara-se a evolução do assentamento no solo com e sem a utilização de drenos verticais.

Pela análise da figura 66 verifica-se que, como era de esperar, a aplicação de drenos não aumenta o valor do assentamento máximo registado, contudo, ao contrário do que seria de esperar, na etapa 1 (sem drenos) o valor máximo do assentamento é alcançado num menor espaço de tempo. Como se pretendia, foi possível acelerar a consolidação através da aplicação de pré-carga.

Enquanto que na etapa 1 o assentamento vertical máximo (aproximadamente, 12 mm) durante o período de consolidação (fase 2 da modelação) é alcançado aos 34 dias, na etapa 3 esse valor regista-se aos 79 dias.

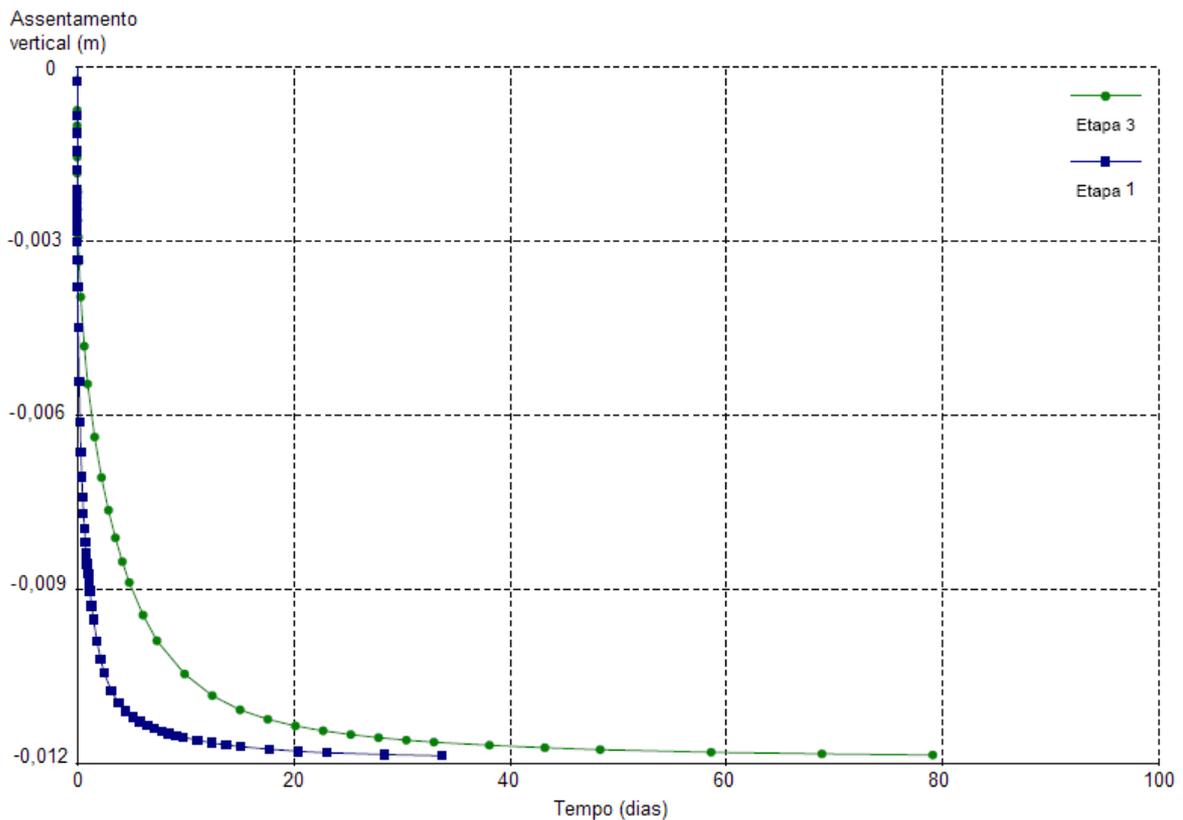


Figura 67 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção vertical) com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.

No decorrer de 6 meses (180 dias) após a construção do aterro, o comportamento do solo e no que diz respeito aos assentamentos verticais (Figura 67) é em tudo semelhante ao já referido na análise da Figura 66.

A evolução do assentamento é semelhante com (etapa 3) e sem (etapa 1) drenos. Ao fim de 180 dias o assentamento que corresponde à etapa 1 é ligeiramente superior ao registado na etapa 3.

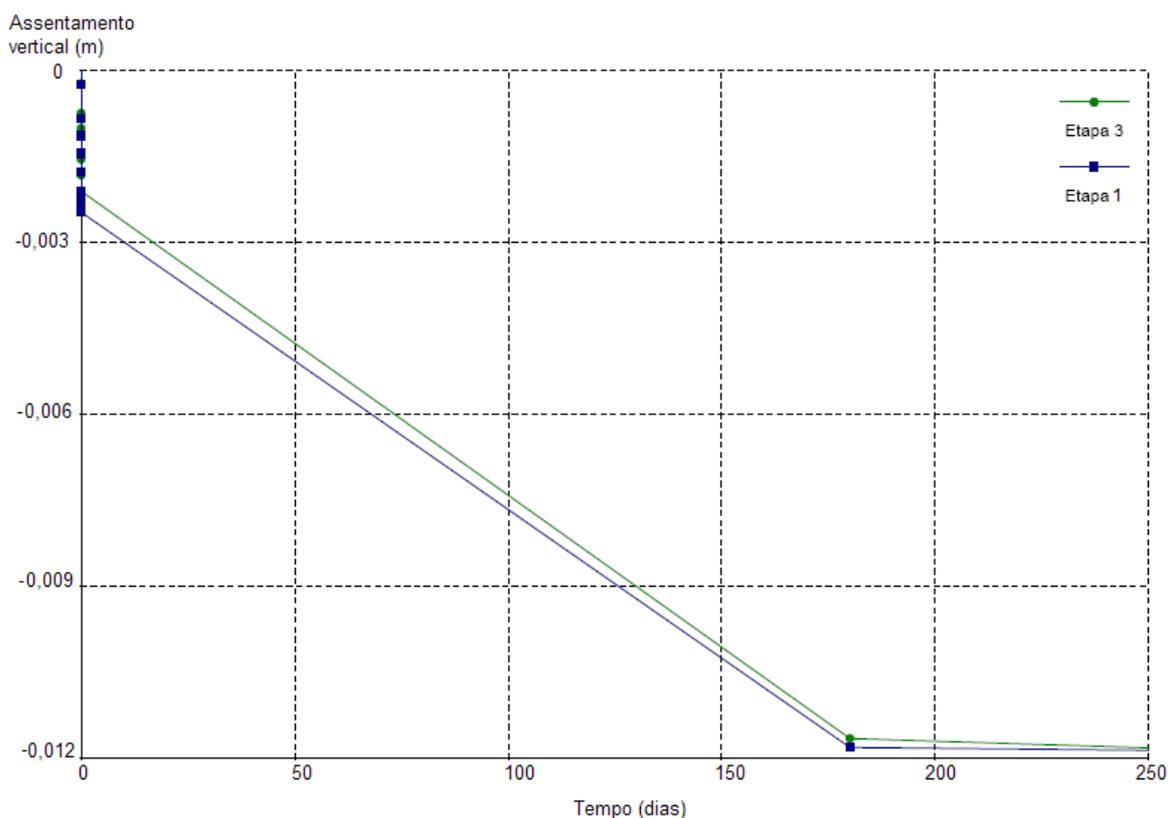


Figura 68 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção vertical) com o decorrer de 180 dias depois de construído o aterro.

Quanto aos assentamentos na direcção horizontal (no ponto C) estes são apresentados na Figura 69.

Na etapa 1 o valor registado para os assentamentos horizontais é nulo, uma vez que o fluxo de água no solo é predominantemente vertical. Na etapa 3 registam-se, como esperado, assentamentos na direcção horizontal, contudo o seu valor é diminuto (valor máximo registado de 0,025 mm).

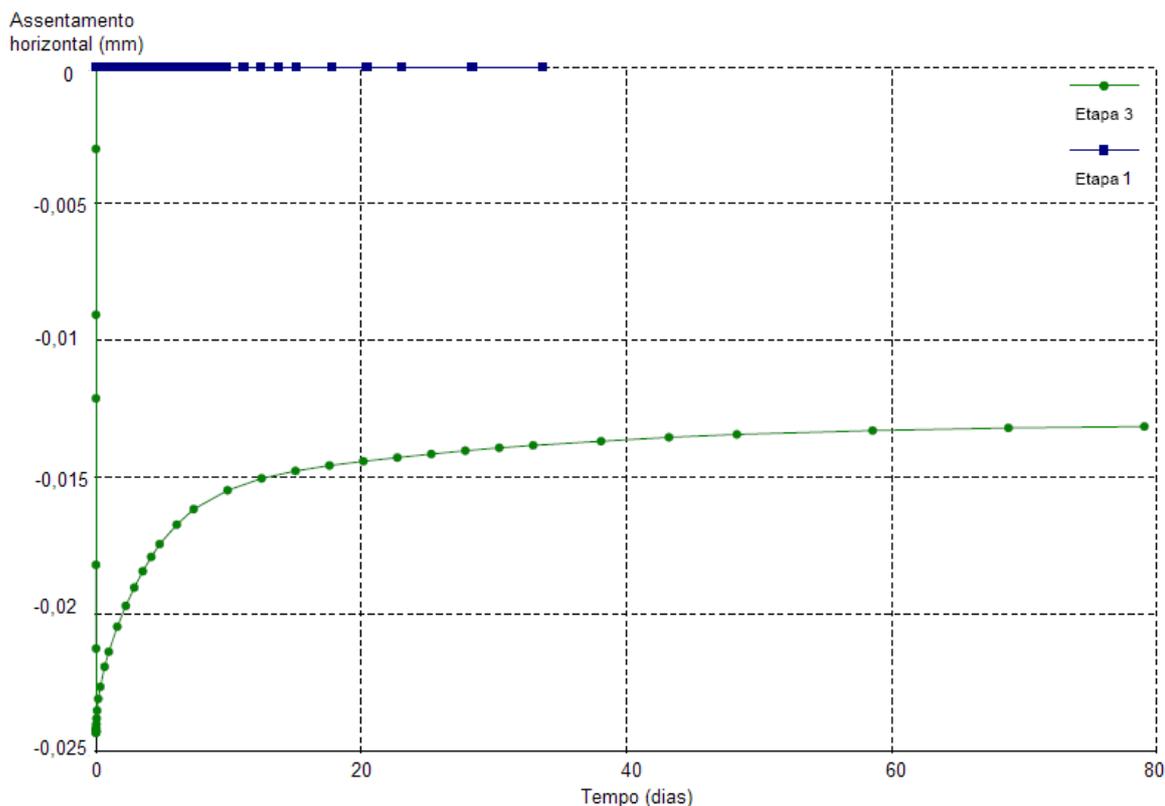


Figura 69 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: Assentamentos no solo (direcção horizontal) com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.

Os resultados referentes aos assentamentos com a aplicação de drenos ou sem a sua utilização não foram os esperados.

Relativamente aos assentamentos verticais não se registaram melhorias com a aplicação dos drenos pré-fabricados. Os drenos pré-fabricados, ao contrário de drenos em brita, não rigidificam o solo. Da aplicação dos drenos pré-fabricados resulta a aceleração da consolidação do solo.

Com o emprego de drenos verticais, em teoria, o fluxo de água passa de predominantemente vertical para predominantemente horizontal. Este facto não se regista no modelo realizado no programa de elementos finitos.

Os assentamentos horizontais registados com a aplicação de drenos no solo são, em muito, inferiores aos assentamentos verticais do solo.

Enquanto que o assentamento máximo na direcção horizontal é de, aproximadamente, 0,025mm (valor registado após a construção do aterro) na direcção vertical o assentamento toma o valor máximo de 12mm (valor atingido

perto dos 6 meses após a construção do aterro). Analisando este cenário para um mesmo instante de tempo, instante logo após a construção do aterro, o assentamento horizontal é de cerca de 0,025mm e o assentamento vertical aproxima-se dos 3mm.

Pode observar-se, na Figura 70 e na Figura 71, a evolução do excesso de pressão neutra no ponto C (ponto médio da camada de argila) ao longo do processo de consolidação para as etapas 1 e 3.

Verifica-se, pela análise da Figura 70, que o excesso de pressão neutra logo após a construção do aterro possui o mesmo valor, sensivelmente, para as duas etapas de cálculo (com e sem drenos).

Com o decorrer do tempo e da consolidação do maciço, o excesso de pressão dissipa-se mais rapidamente na etapa 1 (sem a colocação de drenos) que na etapa 3 (com a aplicação dos drenos). A evolução do excesso de pressão neutra no solo tende mais rapidamente para valores próximos de zero na etapa 1. Considerando que a consolidação é acelerada utilizando apenas a aplicação da carga (peso do aterro) no solo, o excesso de pressão neutra é praticamente dissipado na totalidade aos 34 dias, enquanto que, se se considerar a aplicação conjunta de pré-carga e de drenos verticais, o excesso de pressão neutra é dissipado perto dos 79 dias, ou seja, 45 dias depois do registado na etapa 1.

Na análise do comportamento do solo 180 dias depois da construção do aterro (Figura 71) denota-se que o excesso de pressão neutra no solo ao fim dos 6 meses é de 0,971 kPa na etapa 1 e de 2,822 kPa na etapa 3.

Os resultados expostos não se ajustam ao que era esperado. A utilização de drenos verticais acelera a consolidação do solo compressível, facto que não se verificou nesta modelação.

Alguns parâmetros do solo foram alterados de forma a criar uma equivalência entre o modelo 3D e o modelo 2D, por exemplo, o valor dos coeficientes de permeabilidade do solo nas direcções vertical e horizontal foi reduzido na passagem dos parâmetros do solo de uma modelação em condições axissimétricas para uma modelação em condições de deformação plana.

Ao modelar a zona de amolgamento de cada dreno com um material diferente do solo compressível (solo 2, modelo 2D) impõem-se ao solo várias fronteiras. Estas fronteiras (verticais) apresentam alguma rigidez o que, provavelmente, reduz o assentamento do solo.

Este ajuste dos parâmetros do solo e da geometria do perfil geológico pode originar limitações nos resultados gerados no modelo 2D e justificar as incoerências registadas.

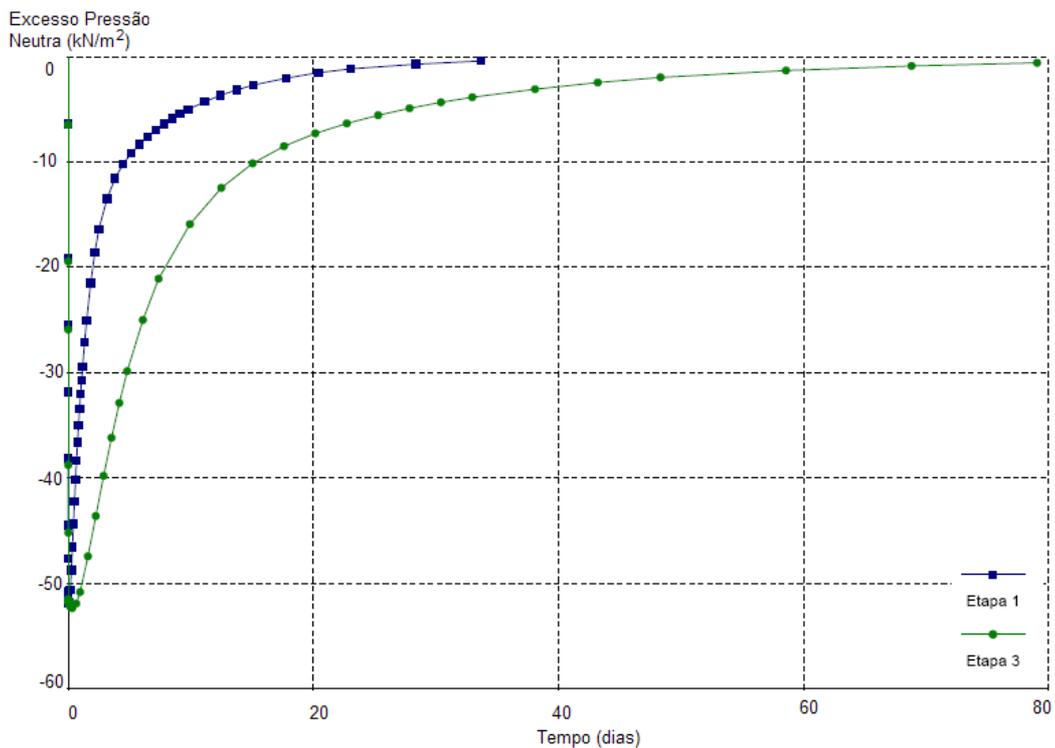


Figura 70 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: evolução do excesso de pressão neutra com o decorrer do tempo nas fases 1 e 2.

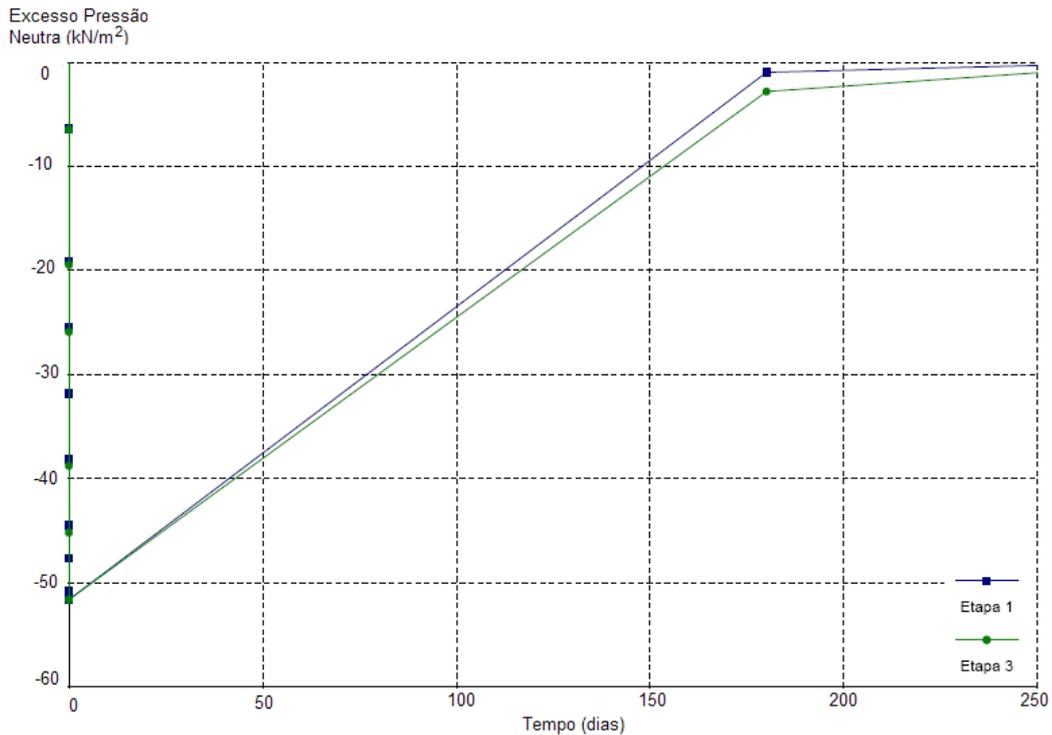


Figura 71 - Comparação da Etapa 3 com a Etapa 1: evolução do excesso de pressão neutra com o decorrer do tempo na fase 3.

É de notar que, para a modelação dos drenos em 2D, houve a necessidade de alterar os parâmetros que definem o solo compressível em análise, pelo que a comparação entre a etapa 1 e 3 não pode ser vista linearmente como a comparação entre a consolidação de um maciço utilizando o processo de pré-carregamento e a consolidação do mesmo maciço utilizando, em simultâneo, com o pré-carregamento, drenos verticais pré-fabricados.

Como foi já referido, os resultados apresentados são pouco razoáveis e podem resultar da limitação do modelo 2D.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O solo é um elemento relevante em construção civil. A implantação de estruturas sobre um solo que não tem capacidade para receber a carga correspondente pode acarretar danos materiais e humanos irreversíveis. Antes da construção de qualquer estrutura, o solo deve ser devidamente analisado e caracterizado.

No decorrer desta tese foi assinalada a importância da utilização de métodos de aceleração da consolidação do solo.

Depois de apresentadas as considerações teóricas sobre o tema, procedeu-se à análise do comportamento de um perfil geológico composto por uma camada de solo aluvionar lodoso de Aveiro, um colchão drenante formado por uma areia média e um aterro de areia, usando um programa numérico baseado no método de elementos finitos. Estudou-se o comportamento de um solo confinado.

O estudo empreendido focou-se na melhoria da evolução da consolidação de um estrato de solo compressível, utilizando o método da pré-carga e a cravação de drenos verticais em geossintético pré-fabricados.

Quando o solo é carregado geram-se excessos de pressão neutra. Com o passar do tempo e à medida que o processo de consolidação do solo decorre, os excessos de pressão neutra dissipam-se. Quando o excesso de pressão neutra presente no solo é totalmente dissipado, a consolidação primária do solo terminou. Este facto pode ser constatado nas etapas 1 e 2 anteriormente apresentadas.

A utilização conjunta da aplicação de pré-carga e da cravação de drenos verticais no solo acelera a consolidação do solo, diminuindo o tempo em que o assentamento máximo é alcançado. O valor do assentamento registado com a aplicação de drenos não é superior ao registado quando se aplica apenas o método de pré-carregamento, mas o assentamento é atingido num menor período de tempo. Na etapa 3 foi apresentada a modelação do perfil geológico com drenos verticais pré-fabricados, cravados segundo uma geometria quadrangular, no entanto os resultados alcançados não foram os esperados.

Analisando os resultados obtidos verifica-se que, de um modo global, estes estão de acordo com as considerações teóricas expostas.

Fazendo uma retrospectiva de todo o trabalho realizado, e apesar dos frutos obtidos ao longo destes meses, fica a certeza de que muito permanece por explorar.

Na convicção de que o aqui exposto pode evoluir no sentido de otimizar os resultados registados, nomeadamente no que diz respeito à modelação de drenos verticais em condições de deformação plana (2D), a dissertação apresentada é apenas uma porção de solo que pode traçar o caminho para trabalhos futuros.

BIBLIOGRAFIA

Bonito, F., Cardoso, C., Maranhão, H., Guerra, F., “O ensaio triaxial no laboratório de geotecnia da Universidade de Aveiro”, art.º 5.18 do 4º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia // 1º Congresso de Engenharia de Moçambique, 2005.

Borges, J. M. L., “Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos - Análise e dimensionamento”, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, 1995.

Fernandes, M. M., “Mecânica dos Solos – Conceitos e princípios fundamentais”, Volume I, Edições FEUP, 2006.

Head, K. H., “Manual of Soil Laboratory Testing”, Volume 2: “Permeability, Shear Strength and Compressibility tests”, Engineering Laboratory Equipment Limited, Pentech Press, London, 1982.

Holtz., R. D., Christopher, B. R., Berg, R. R., “Geosynthetic Design and Construction Guidelines”, Participant Notebook, NHI - National Highway Institute, 1998.

Indraratna *et al*, “Analytical and numerical solutions for soft clay consolidation using geosynthetic vertical drains with special reference to embankments”, 2005.

[ISO/TS 17892-5:2004(E)] - “Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil, Part 5: Incremental loading oedometer test”, Technical Specification ISO/TS 17892-5, 2004.

Jang, Y. S., Kim, Y. W., Park, J. Y., “Consolidation Efficiency of Natural and Plastic Geosynthetic Band Drains”, Technical Paper in Geosynthetics International, Volume 8, Número 4, 2001.

Nagaraj, T. S., Miura, N., "Soft Clay Behaviour – Analysis and Assessment", A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001.

Nascimento, A. J. P., Neto, P. M. S., Palmeira, E. M., "Consolidação Eletro-Osmótica com Drenos", Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, COBRAMSEG'2006 - XIII Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, 2006.

Pinho Lopes, M. J. F., "Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos", Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., p. 693, Porto, 2006.

[P. W. R. C. G. (1987)] - "Embankments on soft clays", Special publication – Bulletin of the Public Works Research Center of Greece, Ministry of Environment, Physical Planning and Public Works, 1987.

Sandroni, S. S., "Sobre a Prática Brasileira de Projecto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles", Geoprojetos Engenharia Ltda, Rio de Janeiro, COBRAMSEG'2006 - XIII Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, 2006.

Vertematti, J. C., "Manual Brasileiro de Geossintéticos", ABINT - Associação Brasileira das Industrias de Nãotecidos e Tecidos Técnicos, Editora Edgard Blücher Ltda., Brasil, 2004.

[1] - Apontamentos da Disciplina Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil, Professora Dr^a. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, ano lectivo 2006/2007.

[2] - Manuais do programa de modelação numérica Plaxis, versão 8: "Material Models Manual", "Scientific Manual", "Tutorial Manual" e "Validation Manual".

[3] - www.tenax.net

[4] - www.engepol.com

ANEXO A - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA E LIMITES DE CONSISTÊNCIA



Universidade de Aveiro

Laboratório de Mecânica dos Solos e Vias de Comunicação

Análise granulométrica

E 196 (1966) - LNEC

Obra:

Processo n.º: 05.08

Sondagem n.º: Aveiro A2

Data do ensaio: 06-02-2008

Entidade requerente: UA - Mestrado

Amostra n.º: S - A3

Prof. amostragem:

Descrição da amostra: ver obs.

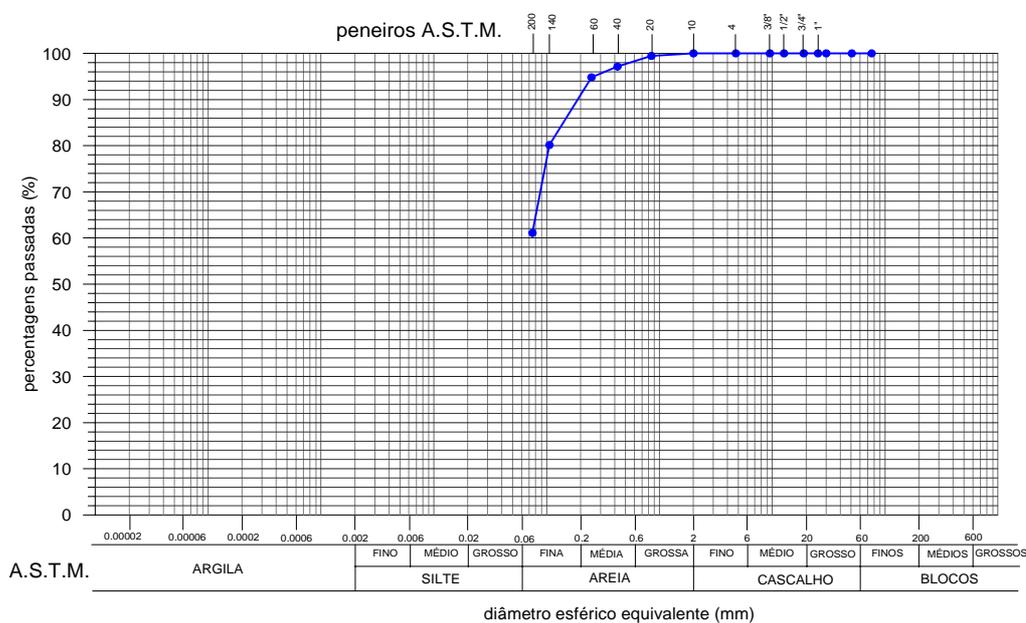
PENEIRO DE LAVAGEM (0,075mm)

Massa do recipiente = 389,59 g Massa do recipiente + solo seco após lavagem = 446,41 g
 Massa do recipiente + solo inicial = 526,71 g Massa solo > 0,075mm após lavagem = 56,82 g
 Massa do solo inicial = 137,12 g Perda na lavagem = 80,30 g

PENEIRAÇÃO

	n.º	Abertura da malha (mm)	Massa retida (g)	Percentagem retida (%)	Percentagem retida acumulada (%)	Percentagem passada acumulada (%)
FRACÇÃO GROSSA	3"	76,10	0,00	0,00	0,00	100,00
	2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
	1 1/2"	30,10	0,00	0,00	0,00	100,00
	1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
	3/4"	19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	1/2"	12,70	0,00	0,00	0,00	100,00
	3/8"	9,51	0,00	0,00	0,00	100,00
	4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00
FRACÇÃO FINA	10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	20	0,850	0,73	0,53	0,53	99,47
	40	0,425	3,17	2,31	2,84	97,16
	60	0,250	3,20	2,33	5,18	94,82
	140	0,106	20,09	14,65	19,83	80,17
	200	0,075	26,15	19,07	38,90	61,10
Fundo			3,48	2,54	41,44	58,56
TOTAL			56,82			

CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA



Observações: A amostra arenosa com fragmentos de conchas.

Ensaiou: Eng.º Nuno Ramos	Direcção técnica: Eng.º Fernando Bonito	Conselho directivo
Universidade de Aveiro DECivil - Departamento de Engenharia Civil Campus Universitário de Santiago 3810 - 193 - Aveiro Telefone: 234 370 049 Fax: 234 234 370094		

Os resultados apresentados referem-se apenas à amostra ensaiada. Este boletim só é válido depois de assinado e carimbado



Universidade de Aveiro

Laboratório de Mecânica dos Solos e Vias de Comunicação

Determinação dos Limites de Consistência

NP 143 (1969)

Obra:

Processo n.º: 05.08

Sondagem n.º: Aveiro A2

Data do ensaio: 28-01-2008

Entidade requerente: UA - Mestrado

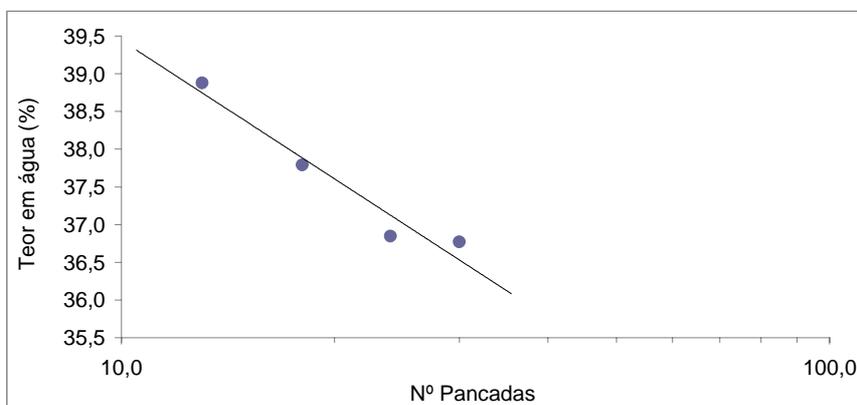
Amostra n.º: S-A3

Prof. amostragem:

Descrição da amostra: ver obs.

Limite de liquidez Concha CasaGrande

	Provete 01	Provete 02	Provete 03	Provete 04
Recipiente n.º	13	14	15	16
Massa do Recipiente =	4,82 g	4,83 g	4,82 g	4,83 g
Massa do Recipiente + solo =	13,39 g	12,67 g	14,30 g	14,36 g
Massa do Recipiente + solo seco =	11,09 g	10,56 g	11,70 g	11,69 g
Massa do solo seco =	6,27 g	5,73 g	6,88 g	6,86 g
Massa da água =	2,30 g	2,11 g	2,60 g	2,67 g
Teor em água (%) =	36,77	36,85	37,79	38,88
Nº Pancadas =	30,0	24,0	18,0	13,0



limite de liquidez, $w_L = 38$
limite de plasticidade, $w_P = 31$

índice de plasticidade, $I_P = 7$

Limite de plasticidade

	Provete 01	Provete 02	Provete 03
Recipiente n.º	V1	V2	V3
Massa do Recipiente =	14,15 g	12,90 g	12,87 g
Massa do Recipiente + solo =	17,32 g	16,53 g	16,15 g
Massa do Recipiente + solo seco =	16,56 g	15,68 g	15,39 g
Massa do solo seco =	2,41 g	2,78 g	2,52 g
Massa da água =	0,75 g	0,85 g	0,76 g
Teor em água (%) =	31,16	30,67	30,32

Observações: Ensaio realizado com a amostra no seu estado natural

Ensaiou:

Direcção técnica:

Conselho directivo

Eng.º Nuno Ramos

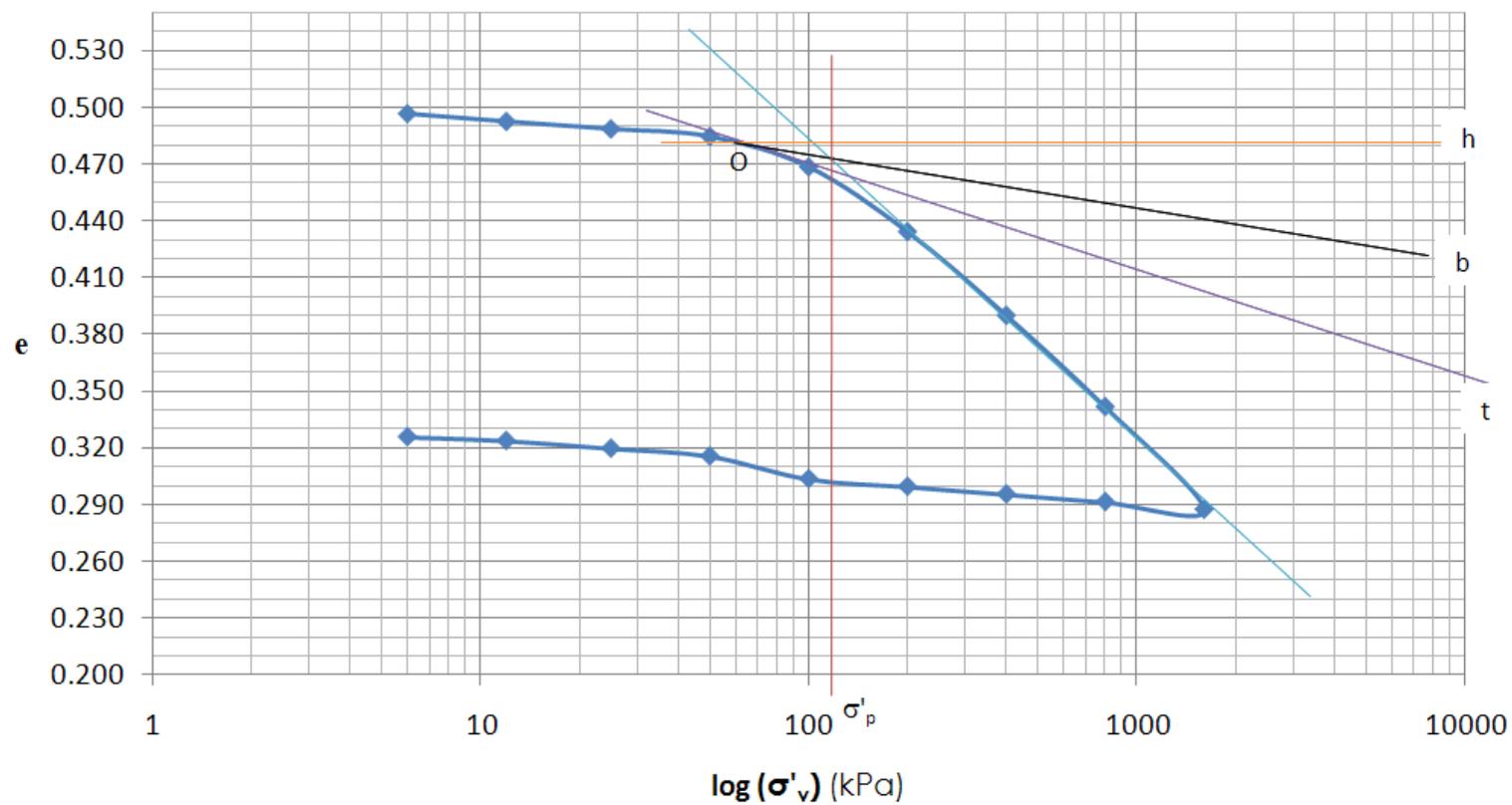
Eng.º Fernando Bonito

DECivil - Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
Campus Universitário de Santiago
3810 - 193 - Aveiro
Telefone: 234 370 049 Fax: 234 234 370094

Os resultados apresentados referem-se apenas à amostra ensaiada. Este boletim só é válido depois de assinado e carimbado.

ANEXO B - CONSTRUÇÃO DE CASAGRANDE

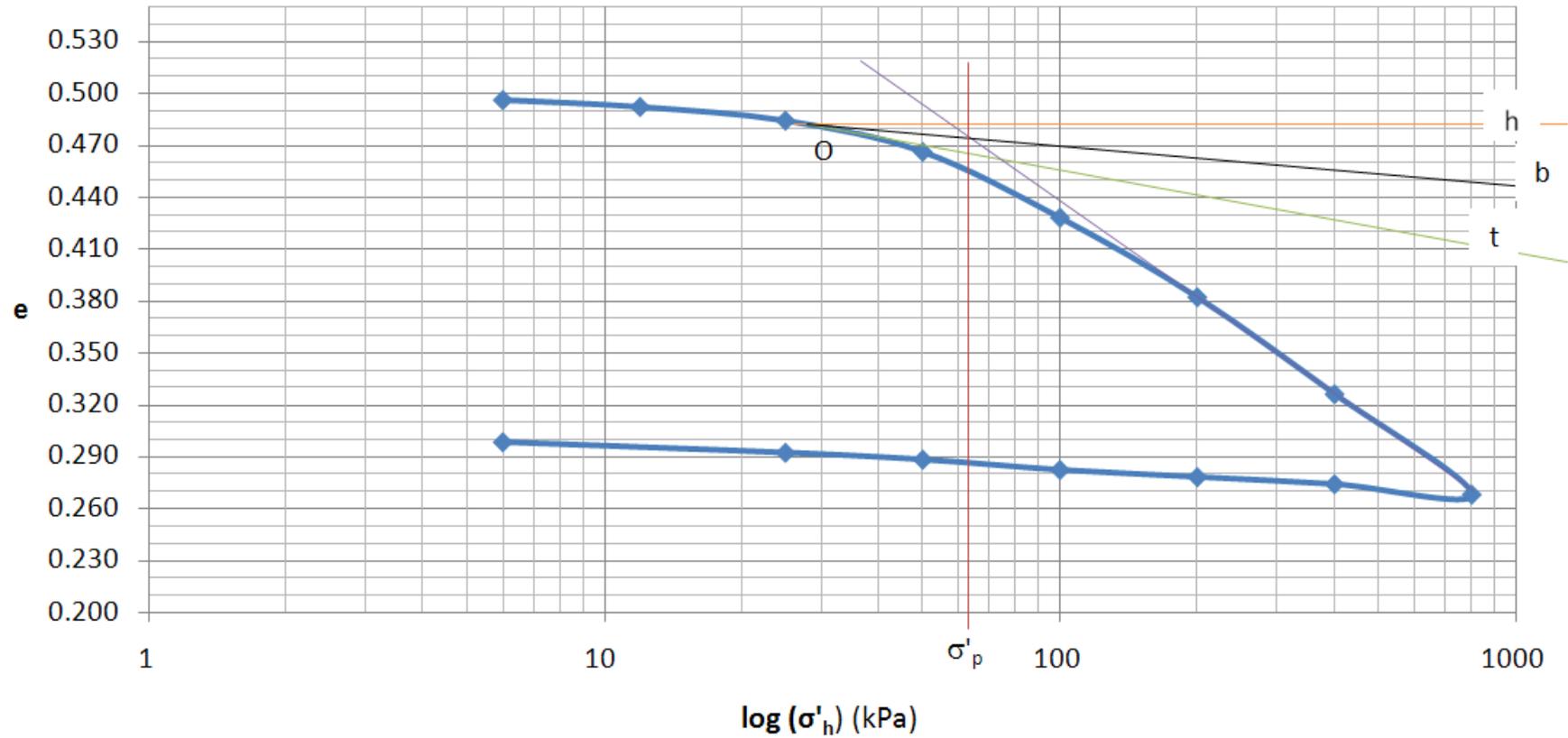
MÉTODO CASAGRANDE - Direcção Vertical



LEGENDA:

- O - Ponto de menor raio de curvatura
- h - Linha horizontal que intercepta a curva no ponto O
- t - Linha tangente à curva no ponto O
- b - Linha bissetriz do ângulo formado pelas linhas horizontal e tangente

MÉTODO CASAGRANDE - Direcção Horizontal

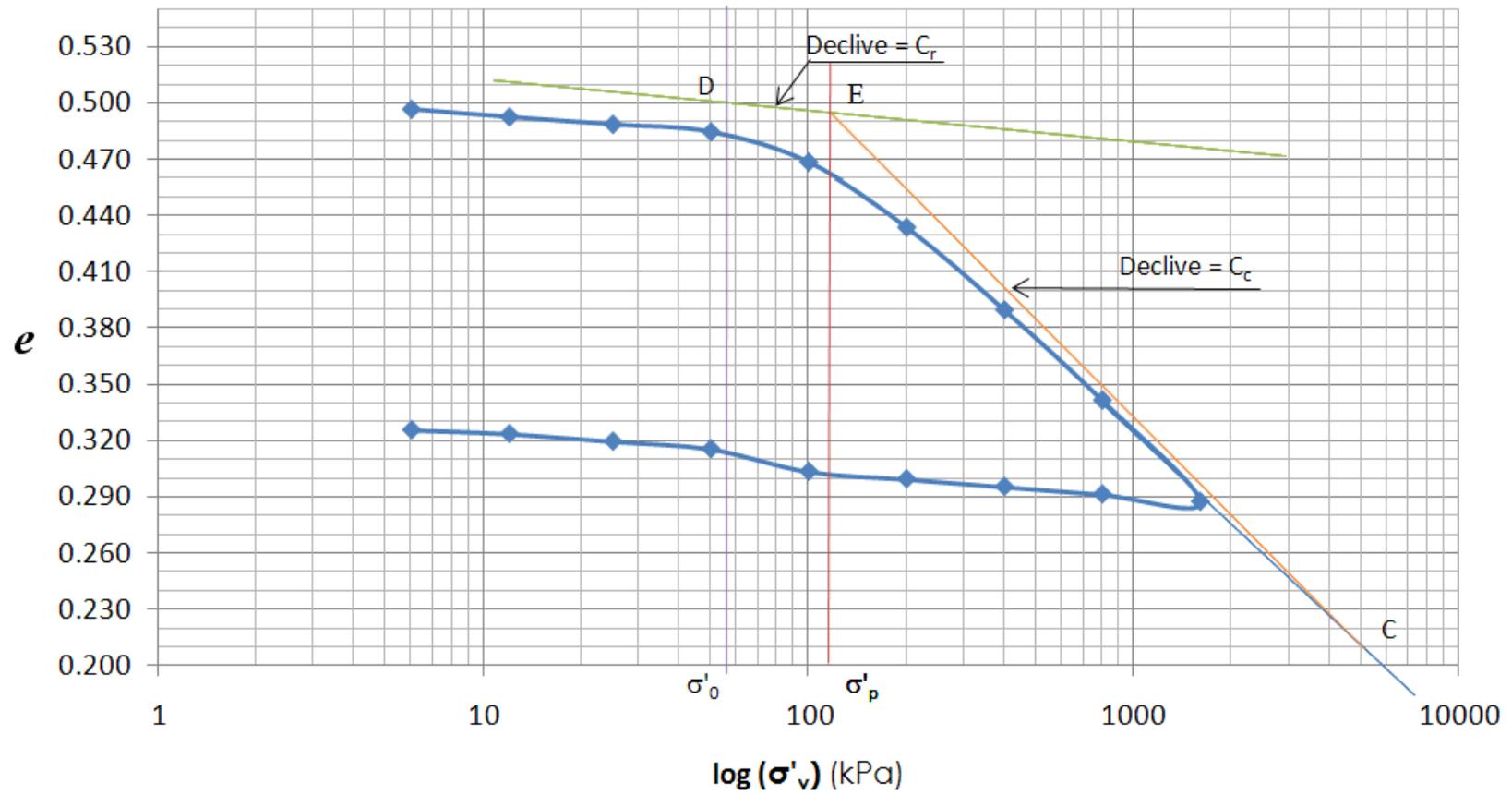


LEGENDA:

- O - Ponto de menor raio de curvatura
- h - Linha horizontal que intercepta a curva no ponto O
- t - Linha tangente à curva no ponto O
- b - Linha bissetriz do ângulo formado pelas linhas horizontal e tangente

ANEXO C - CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN

CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN - Direcção Vertical

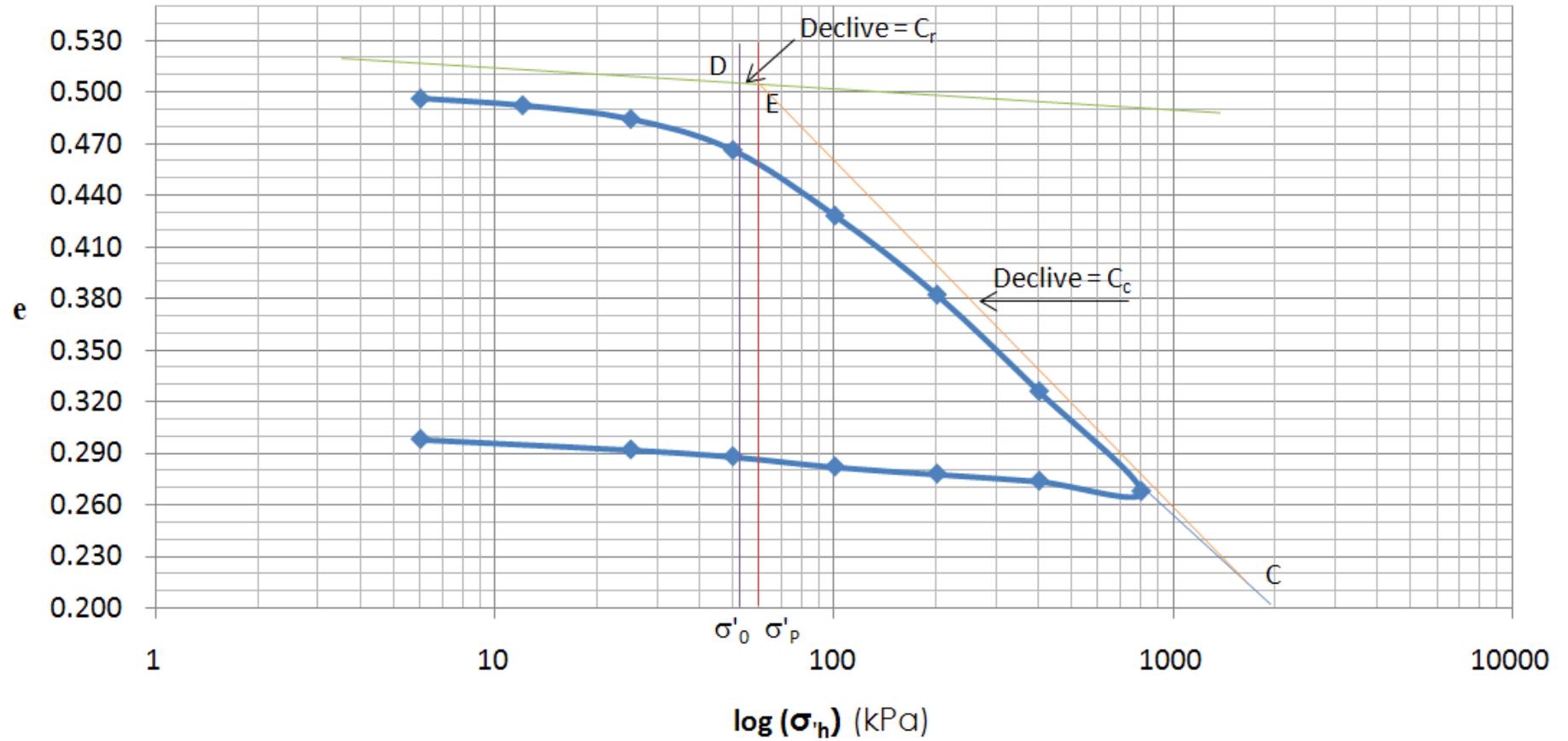


RESULTADOS:

$C_c = 0,180$

$C_r = 0,015$

CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN - Direcção Horizontal



RESULTADOS:

$C_c = 0,200$

$C_r = 0,028$

ANEXO D - ENSAIO EDOMÉTRICO: RESULTADOS

Resultados do Ensaio Edométrico Vertical

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 2/2

tempo decorrido (minutos)	1600 - 800 (kPa)	800 - 400 (kPa)	400 - 200 (kPa)	200 - 100 (kPa)	100 - 50 (kPa)	50 - 25 (kPa)	25 - 12 (kPa)	12-6 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	-0.01	-0.012	-0.008	-0.009	-0.018	-0.012	-0.008	-0.008
0.33	-0.02	-0.022	-0.015	-0.018	-0.038	-0.02	-0.012	-0.012
0.5	-0.025	-0.026	-0.022	-0.028	-0.068	-0.025	-0.017	-0.013
0.67	-0.033	-0.035	-0.028	-0.032	-0.098	-0.028	-0.022	-0.014
0.83	-0.039	-0.04	-0.035	-0.036	-0.122	-0.033	-0.027	-0.015
1	-0.042	-0.042	-0.044	-0.04	-0.125	-0.034	-0.033	-0.016
2	-0.044	-0.044	-0.046	-0.046	-0.128	-0.035	-0.039	-0.017
4	-0.046	-0.046	-0.05	-0.05	-0.134	-0.038	-0.044	-0.018
8	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.134	-0.04	-0.046	-0.02
15	-0.051	-0.051	-0.051	-0.051	-0.136	-0.043	-0.048	-0.022
30	-0.053	-0.053	-0.053	-0.053	-0.14	-0.046	-0.052	-0.023
60	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.148	-0.048	-0.052	-0.024
120	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.154	-0.05	-0.053	-0.025
240	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.052	-0.054	-0.026
480	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054	-0.054	-0.027
1440	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054	-0.054	-0.027
2880	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054	-0.054	-0.027

Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 1/2

tempo decorrido (minutos)	0 - 6 (kPa)	6 - 12 (kPa)	12 - 25 (kPa)	25 - 50 (kPa)	50 - 100 (kPa)	100 - 200 (kPa)	200 - 400 (kPa)	400 - 800 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.008	0.004	0.02	0.05	0.079	0.1	0.105	0.085
0.33	0.01	0.007	0.038	0.098	0.115	0.177	0.18	0.154
0.5	0.014	0.011	0.046	0.108	0.14	0.204	0.21	0.274
0.67	0.019	0.015	0.05	0.122	0.175	0.255	0.29	0.361
0.83	0.02	0.018	0.054	0.127	0.198	0.298	0.325	0.42
1	0.026	0.021	0.059	0.13	0.23	0.333	0.452	0.4906
2	0.029	0.026	0.064	0.134	0.267	0.374	0.51	0.534
4	0.03	0.029	0.068	0.15	0.294	0.401	0.59	0.561
8	0.036	0.033	0.072	0.156	0.321	0.454	0.63	0.588
15	0.039	0.036	0.077	0.16	0.348	0.481	0.68	0.641
30	0.045	0.042	0.08	0.175	0.374	0.481	0.687	0.641
60	0.048	0.044	0.087	0.187	0.401	0.507	0.69	0.668
120	0.052	0.047	0.09	0.2	0.428	0.561	0.695	0.748
240	0.053	0.053	0.095	0.208	0.428	0.588	0.721	0.721
480	0.053	0.053	0.105	0.214	0.455	0.614	0.748	0.748
1440	0.054	0.054	0.106	0.241	0.508	0.615	0.749	0.775
2880	0.055	0.055	0.107				0.75	

Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 2/2

tempo decorrido (minutos)	800 - 400 (kPa)	400 - 200 (kPa)	200 - 100 (kPa)	100 - 50 (kPa)	50 - 25 (kPa)	25 - 6 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	-0.009	-0.008	-0.007	-0.008	-0.006	-0.01
0.33	-0.012	-0.013	-0.015	-0.012	-0.012	-0.022
0.5	-0.018	-0.018	-0.022	-0.018	-0.017	0.028
0.67	-0.022	-0.022	-0.024	-0.022	-0.02	-0.036
0.83	-0.029	-0.026	-0.028	-0.027	-0.022	-0.042
1	-0.034	-0.03	-0.033	-0.031	-0.024	-0.046
2	-0.039	-0.035	-0.037	-0.036	-0.026	-0.05
4	-0.044	-0.038	-0.04	-0.043	-0.03	-0.056
8	-0.05	-0.042	-0.043	-0.045	-0.031	-0.06
15	-0.054	-0.045	-0.047	-0.051	-0.033	-0.066
30	-0.06	-0.047	-0.047	-0.056	-0.035	-0.07
60	-0.066	-0.05	-0.052	-0.062	-0.036	-0.076
120	-0.07	-0.052	-0.053	-0.068	-0.042	-0.077
240	-0.077	-0.054	-0.054	-0.071	-0.046	-0.079
480	-0.08	-0.055	-0.055	-0.079	-0.05	-0.08
1440	-0.08	-0.055	-0.055	-0.079	-0.053	-0.081
2880	-0.084	-0.055	-0.055	-0.08	-0.053	-0.081

Resultados do Ensaio Edométrico Vertical
 - Parâmetros obtidos para cada escalão de carga -

Escalão de Carga (kPa)	σ'_v (kN/m ²)	$\delta_v = \Delta_h$ (mm)	h_F (mm)	Δe	e	$\Delta\sigma'_v$ (kN/m ²)	m_v (kPa ⁻¹)	K_v (m/s)
0 - 6	6	0.081	19.95	0.006	0.496	6	0.016044	1.31E-07
6 - 12	12	0.054	19.89	0.004	0.492	6	0.014642	7.01E-08
12 - 25	25	0.053	19.84	0.004	0.488	13	0.014430	1.28E-07
25 - 50	50	0.053	19.79	0.004	0.484	25	0.012297	1.09E-07
50 - 100	100	0.215	19.57	0.016	0.468	50	0.009366	5.71E-08
100 - 200	200	0.456	19.12	0.034	0.434	100	0.006311	5.06E-08
200 - 400	400	0.590	18.53	0.044	0.390	200	0.003861	3.93E-08
400 - 800	800	0.644	17.88	0.048	0.341	400	0.002143	1.70E-08
800 - 1600	1600	0.724	17.16	0.054	0.287	800	0.001135	7.74E-09
1600 - 800	800	-0.054	17.21	-0.004	0.291	800	0.001171	1.09E-08
800 - 400	400	-0.054	17.27	-0.004	0.295	400	0.002196	2.52E-08
400 - 200	200	-0.054	17.32	-0.004	0.299	200	0.003911	3.65E-08
200 - 100	100	-0.054	17.37	-0.004	0.303	100	0.006418	5.99E-08
100 - 50	50	-0.161	17.53	-0.012	0.315	50	0.009477	1.09E-07
50 - 25	25	-0.054	17.59	-0.004	0.319	25	0.012336	1.42E-07
25 - 12	12	-0.054	17.64	-0.004	0.324	13	0.014474	1.29E-07
12-6	6	-0.027	17.67	-0.002	0.326	6	0.016090	2.23E-07

Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal
 - Parâmetros obtidos para cada escalão de carga -

Escalão de Carga (kPa)	σ'_h (kN/m ²)	$\delta_h = \Delta h$ (mm)	h_F (mm)	Δe	e	$\Delta\sigma'_h$ (kN/m ²)	m_h (kPa ⁻¹)	K_h (m/s)
0 - 6	6	0.053	19.95	0.004	0.496	6	0.016056	1.54E-07
6 - 12	12	0.053	19.89	0.004	0.492	6	0.014645	1.20E-07
12 - 25	25	0.106	19.79	0.008	0.484	13	0.014404	1.27E-07
25 - 50	50	0.241	19.55	0.018	0.466	25	0.012234	1.38E-07
50 - 100	100	0.508	19.04	0.038	0.428	50	0.009276	3.13E-08
100 - 200	200	0.614	18.43	0.046	0.382	100	0.006303	5.88E-08
200 - 400	400	0.748	17.68	0.056	0.326	200	0.003822	3.54E-08
400 - 800	800	0.775	16.90	0.058	0.268	400	0.002139	2.36E-08
800 - 400	400	-0.080	16.98	-0.006	0.274	400	0.002197	6.04E-09
400 - 200	200	-0.055	17.04	-0.004	0.278	200	0.003909	3.77E-08
200 - 100	100	-0.055	17.09	-0.004	0.282	100	0.006412	7.37E-08
100 - 50	50	-0.080	17.17	-0.006	0.288	50	0.009431	9.12E-08
50 - 25	25	-0.053	17.23	-0.004	0.292	25	0.012333	1.15E-07
25 - 6	6	-0.081	17.31	-0.006	0.298	19	0.013336	2.00E-08