



Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno

Ricardo Manuel Monteiro Alves

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil no Perfil de Geotecnia pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa no âmbito do convénio de cooperação entre a *UNL* e o *LNEC*

Presidente:

Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Orientadores:

Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

Vogal:

Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão

Junho de 2011

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

**Estudo de modelação da consolidação acelerada por
drenos verticais tomando em consideração
a fluência do terreno**

Ricardo Manuel Monteiro Alves

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil
para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil no Perfil de Geotecnia
pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
no âmbito do convénio de cooperação entre a *UNL* e o *LNEC*

Orientadores:

Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

e

Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

2011

Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração
a fluência do terreno

“Copyright” Ricardo Manuel Monteiro Alves, da FCT/UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Agradeço à Eng.^a Ana Vieira a disponibilidade em me arranjar um tema e em ser a minha orientadora nesta dissertação. Agradeço ainda todo o apoio, empenho, rigor e compreensão demonstrados durante a execução deste trabalho.

Agradeço ao Eng.^o Bilé Serra a sua disponibilidade na co-orientação, o apoio, incentivos e apreciação crítica deste trabalho. Queria agradecer também o interesse demonstrado desde início e a disponibilização de todos os meios necessários à realização desta dissertação.

Agradeço ao *LNEC*, nas pessoas do seu Presidente Professor Carlos Pina e da Directora do Departamento de Geotecnia Professora Laura Caldeira as excelentes condições de trabalho proporcionadas, materiais e humanas, com especial referência e agradecimento ao Sr. Fernando e Sr. Cardoso pela disponibilidade na montagem e acompanhamento dos ensaios realizados.

Agradeço ao colega Bruno Mendes toda a ajuda disponibilizada no melhoramento deste trabalho.

Admito, finalmente, a importância das pessoas que me são mais queridas - pais, irmã e restante família, namorada e amigos - que de uma maneira ou de outra sempre me orientaram e incentivaram a atingir os meus objectivos.

Resumo

O assentamento de aterros em solos moles é frequentemente acelerado pelo uso de um sistema de drenos verticais. A utilização de sobrecargas associadas a este sistema reduz as deformações a longo prazo. Existem, porém, dúvidas no que se refere ao tempo que estas cargas devem ser mantidas para reduzir as deformações por fluência. O projecto de drenos verticais é geralmente baseado em soluções analíticas da equação de consolidação e raramente tem em consideração a não linearidade da rigidez e a fluência do terreno.

No presente trabalho efectua-se um estudo numérico que modela a drenagem vertical e radial de um perfil de solo na zona de influência de um sistema de drenagem. No estudo são tidas em conta as diferenças de rigidez e de permeabilidade do terreno, assim como a consolidação primária e a fluência do terreno. Para suporte dos estudos de modelação procede-se à caracterização laboratorial de uma argila mole por meio de ensaios edométricos tradicionais (com drenagem axial) e de ensaios com drenagem exclusivamente radial.

Com a finalidade de perceber a importância da fluência na argila em questão, é feito um estudo comparativo da modelação de um ensaio edométrico tradicional usando o modelo *Soft Soil* (SS) e o modelo *Soft Soil Creep* (SSC). Por último, procede-se ao estudo do comportamento de um perfil de solo submetido a um tratamento com pré-carga com base nos resultados da caracterização efectuada. A equivalência do problema axissimétrico para o problema em estado plano de deformação (EPD) é efectuada por via de relações existentes na bibliografia.

Palavras-Chave: modelação da consolidação acelerada por drenos verticais, fluência, modelo *Soft Soil*, modelo *Soft Soil Creep*.

Abstract

The settlement of embankments in soft soils is frequently accelerated by the use of vertical drains. Surcharges associated to vertical drains reduce the long-term deformations. However there are doubts regarding to the time that this surcharges should be maintained to reduce the creep deformations. A vertical drain's project is usually based in analytical solutions from the equation of consolidation and, rarely, has in consideration the non linearity of stiffness and creep.

In this work is done a numerical study that models the vertical and radial drainage of a soil deposit in the vicinity area of a drainage system. In the study are also taken into account the differences in stiffness and permeability of the soil as well as primary consolidation and creep deformations. To support the modelling studies a laboratory characterization of a soft clay by means of oedometer tests with axial and radial drainage is done.

In order to understand the importance of creep in the studied soft clay, a comparative study modelling a typical oedometer test using the Soft Soil (*SS*) and the Soft Soil Creep (*SSC*) models is made. Finally, it is studied the behaviour of an embankment using the parameters obtained from the laboratory characterization. The equivalence of the axissimetric problem to the plane strain state is performed by relationships existing in the bibliography.

Key-Words: modeling of accelerated consolidation using vertical drains, creep, Soft Soil model, Soft Soil Creep model.

Lista de símbolos e abreviaturas

a_v	Coeficiente de compressibilidade;
b_w	Metade da largura da parede drenante;
B	Largura da célula em Estado Plano de Deformação (<i>EPD</i>);
c_r	Coeficiente de consolidação para drenagem horizontal, numa célula axissimétrica;
c_{hp}	Coeficiente de consolidação para drenagem horizontal, numa célula em <i>EPD</i> ;
c_v	Coeficiente de consolidação para drenagem vertical;
C_c	Coeficiente de compressibilidade da consolidação primária;
C_e	Coeficiente de descarga/recarga da consolidação primária;
C_α	Coeficiente de compressibilidade da consolidação secundária;
dq_r	Variação do caudal afluente ao dreno/parede drenante;
dq_z	Variação do caudal vertical no dreno/parede drenante;
d_w	Diâmetro equivalente de um geodreno;
e	Índice de vazios;
e_0	Índice de vazios inicial;
ε	Deformação vertical;
ε_{vol}	Deformação volumétrica;
k_r	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona não perturbada numa célula axissimétrica;
k_{hp}	Coeficiente de permeabilidade horizontal numa célula em <i>EPD</i> ;
k'_{hp}	Coeficiente de permeabilidade horizontal da zona equivalente numa célula em <i>EPD</i> ;
k_{shp}	Coeficiente de permeabilidade horizontal da zona perturbada numa célula em <i>EPD</i> ;
k_{sr}	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada (<i>smear zone</i>) numa célula axissimétrica;
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical na zona não perturbada;
k_w	Coeficiente de permeabilidade vertical do dreno/parede drenante;
l_w	Máxima distância de drenagem;
κ^*	Coeficiente de recompressibilidade modificado;
λ^*	Coeficiente de compressibilidade modificado;
μ^*	Coeficiente de compressibilidade secundária modificado;
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrica;
n	Porosidade;
n_r	Rácio r_e/r_w de uma célula axissimétrica;
p_p	Tensão de pré-consolidação isotrópica;
q_w	Capacidade de descarga do dreno vertical;
q_{wp}	Capacidade de descarga da parede drenante;

r_e	Raio da célula axissimétrica;
r_s	Raio da zona perturbada numa célula axissimétrica;
r_w	Raio equivalente do dreno vertical;
s_r	Rácio r_s/r_w de uma célula axissimétrica;
t_c	tempo da consolidação primária;
σ_v	Tensão total vertical;
σ'_p	Tensão de pré-consolidação;
σ'_v	Tensão efectiva vertical;
t_c	Tempo da consolidação primária;
T_r	Factor tempo para a drenagem horizontal numa célula axissimétrica;
T_{hp}	Factor tempo para a drenagem horizontal numa célula em <i>EPD</i> ;
u'	Excesso de pressão intersticial;
u_{ref}	Pressão intersticial de referência (pressão hidrostática);
\bar{U}_h	Grau de consolidação médio horizontal;
U_r	Grau de consolidação radial;
U_z	Grau de consolidação vertical em profundidade.

Subscrito

ac	Depois da consolidação primária;
c	Consolidação primária;
e	Tensão;
f	final;
h	Horizontal;
i	Inicial;
$méd$	Média;
r	Radial;
s	Zona perturbada;
t	Tempo;
v	Vertical;
vol	Volumétrico;
w	Dreno;
z	Profundidade.

Supra escrito

cr	visco-plasticidade (fluência);
e	elástico;

Índice

1	Introdução	1
2	Técnicas de melhoramento do terreno. A utilização de pré-carga conjugada com drenos verticais	3
2.1	Considerações gerais	3
2.2	Principais técnicas de melhoramento do terreno.....	3
2.2.1	<i>Grouting</i>	3
2.2.2	Colunas de Brita.....	5
2.2.3	Compactação.....	7
2.2.4	Consolidação por vácuo.....	8
2.2.5	Consolidação por electro-osmose.....	10
2.2.6	Rebaixamento do nível freático.....	10
2.2.7	Congelamento do solo	10
2.3	Pré-carga associada a drenos verticais	12
2.3.1	Consolidação por aplicação de uma sobrecarga.....	12
2.3.2	Tipos de drenos e influência no terreno envolvente	14
3	Modelação matemática e numérica da fluência e da consolidação acelerada por drenos verticais	21
3.1	Considerações Gerais	21
3.2	Teoria de consolidação de Terzaghi.....	21
3.3	Fluência em modelos unidimensionais.....	24
3.4	Soluções analíticas da consolidação de uma célula axissimétrica com dreno vertical central.....	27
3.5	Adaptação para o <i>EPD</i> das soluções analíticas da consolidação de uma célula axissimétrica com dreno vertical central.....	30
3.6	Modelação numérica da consolidação com fluência.....	34
3.6.1	Programa <i>PLAXIS</i> e os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i>	34
3.6.2	Comparação dos modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> na modelação de um ensaio edométrico genérico.....	39
4	Estudo de caracterização laboratorial e numérico da consolidação de um solo mole.....	47

4.1	Considerações gerais.....	47
4.2	Ensaio de identificação e classificação do solo ensaiado	47
4.3	Descrição dos ensaios	48
4.3.1	Ensaio edométrico com drenagem axial e dupla fronteira drenante.....	48
4.3.2	Ensaio edométrico com dreno vertical central.....	50
4.4	Apresentação e discussão dos resultados	51
4.4.1	Curvas de compressão	51
4.4.2	Tensão de pré-consolidação (σ'_p), grau de sobreconsolidação (OCR) e coeficientes de compressibilidade (C_c e C_e).....	56
4.4.3	Coefficientes de consolidação (c_v , c_r e C_α).....	57
4.4.4	Coefficientes de permeabilidade (k_v e k_r).....	59
4.4.5	Resumo dos resultados dos ensaios edométricos	61
4.5	Modelação numérica.....	62
4.5.1	Plano de cargas e parâmetros a aplicar nos modelos SS e SSC	62
4.5.2	Apresentação e discussão dos resultados.....	66
5	Modelação em EPD de um aterro sobre as argilas da Ota com recurso a um sistema de drenos verticais	71
5.1	Considerações gerais.....	71
5.2	Pré-dimensionamento da malha de geodrenos e caracterização do estrato argiloso e do aterro	71
5.2.1	Coefficientes de permeabilidade (k_v e k_r) e coeficientes de consolidação (c_v e c_r) do estrato de argila	71
5.2.2	Pré-dimensionamento da malha de geodrenos.....	72
5.2.3	Conversão dos coeficientes de permeabilidade axissimétricos para EPD	72
5.2.4	Resumo dos parâmetros.....	73
5.3	Condições iniciais	74
5.3.1	Geometria do modelo	74
5.3.2	Condições iniciais. Distribuição da tensão efectiva média, da pressão intersticial e do grau de sobreconsolidação (OCR) no estrato de argila	75
5.4	Faseamento construtivo do aterro	77
5.4.1	Altura máxima de aterro sem que ocorra rotura do estrato argiloso	77

5.4.2	Resumo do faseamento construtivo	79
5.5	Importância da fluência na construção de um aterro.....	79
5.5.1	Análise de segurança	79
5.5.2	Evolução das pressões intersticiais no modelo no decurso da análise.....	80
5.5.3	Evolução do grau de sobreconsolidação (<i>OCR</i>) no decurso da análise	82
5.5.4	Deslocamentos	87
5.6	Influência da zona perturbada (<i>smear zone</i>).....	89
6	Conclusões finais e desenvolvimentos futuros	91
	Bibliografia	95
	ANEXO A.....	99
	ANEXO B.....	103
	ANEXO C.....	125

Índice de Quadros

Quadro 2.1 - Tipos de drenos verticais.	19
Quadro 3.1 - Valores de C_a / C_c para diversos solos (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).....	26
Quadro 3.2 - Parâmetros de uma argila mole genérica.	40
Quadro 3.3 - Esquema de cálculo (Plano de Cargas).....	40
Quadro 4.1 - Resumo das características da amostra 2977.	48
Quadro 4.2 - Resumo dos resultados do Provede n° 2 (Axial).	52
Quadro 4.3 - Características iniciais do Provede n° 2 (Axial).....	52
Quadro 4.4 - Resumo dos resultados do Provede n° 17 (Axial).	53
Quadro 4.5 - Características iniciais do Provede n° 17 (Axial).	53
Quadro 4.6 - Resumo dos resultados do Provede n° 11 (Radial).....	54
Quadro 4.7 - Características iniciais do Provede n° 11 (Radial).....	54
Quadro 4.8 - Resumo dos resultados do Provede n° 12 (Radial).....	55
Quadro 4.9 - Características iniciais do Provede n° 12 (Radial).....	55
Quadro 4.10 - Resumo dos valores de σ'_p e OCR para cada provede.	56
Quadro 4.11 - Resumo dos coeficientes de compressibilidade (C_c e C_e)	57
Quadro 4.12 - Resumo dos coeficientes de consolidação (c_v , c_r e C_u).	59
Quadro 4.13 - Resumo dos coeficientes de permeabilidade (k_v e k_r).	60
Quadro 4.14 - Relação $k_{r,méd} / k_{v,méd}$	60
Quadro 4.15 - Resultados dos ensaios edométricos.	61
Quadro 4.16 - Designação da qualidade de amostras de ensaios edométricos (Bartlett e Lee, 2004). ..	62
Quadro 4.17 - Valores (s' , t) da amostra 3038.	63
Quadro 4.18 - Parâmetros dos modelos SS e SSC para os ensaios edométricos com drenagem axial e radial.	65
Quadro 4.19 - Esquema de cálculo (Plano de cargas).....	65
Quadro 5.1 - Parâmetros resistentes e coeficientes de permeabilidade do estrato argiloso e do aterro. 73	
Quadro 5.2 - Parâmetros de compressibilidade dos modelos SS/SSC (argila) e Mohr-Coulomb (aterro).	73
Quadro 5.3 - Faseamento Construtivo (Esquema de Cálculo).....	79
Quadro 5.4 - Factores de Segurança ao longo da construção do aterro nos modelos SS e SSC	80

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Utilização do <i>jet grouting</i> em túneis (funcionamento tipo casca) (Fransson <i>et al.</i> , 2010). . .	4
Figura 2.2 - Sequência no método do <i>jet grouting</i> (Nikbakhtan e Morteza, 2009).....	5
Figura 2.3 - Método da vibro-compactação de colunas de brita (Hans-Georg e Berhane, 2006).....	6
Figura 2.4 - Efeito de arco sentido num solo reforçado com colunas de brita (Deb, 2010).....	7
Figura 2.5 - Pormenor da aplicação da compactação profunda recorrendo a queda de grandes massas (Dynamic Compaction, 2011).	8
Figura 2.6 - Princípio da consolidação por vácuo (Chai <i>et al.</i> , 2008).....	9
Figura 2.7 - (a) Propagação do vácuo com uma fronteira drenante. (b) Propagação do vácuo com dupla fronteira drenante (Chai <i>et al.</i> , 2010).....	9
Figura 2.8 - Tensões de compressão e de tracção numa areia congelada (Jessberger, 1981).....	11
Figura 2.9 - Assentamento devido à sobrecarga (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).....	13
Figura 2.10 - Diagrama que ilustra a consolidação de uma camada de argila entre duas fronteiras drenantes (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).	14
Figura 2.11 - Consolidação por aplicação de sobrecarga conjugada com drenos verticais (Saowapakpiboon <i>et al.</i> , 2010).	15
Figura 2.12 - Padrão triangular de instalação de drenos verticais (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).	16
Figura 2.13 - Perfil transversal de um geodreno (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).....	19
Figura 3.1 - Componentes da velocidade de descarga nas seis faces de um elemento de solo (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).....	22
Figura 3.2 - Comportamento da consolidação primária e da fluência no ensaio edométrico (Neher <i>et al.</i> , 2000).	27
Figura 3.3 - Conversão de uma célula Axissimétrica para uma célula em Estado Plano de Deformação. (a) Célula em estado plano de deformação com zona perturbada. (b) Célula axissimétrica. (c) Célula em estado plano de deformação sem zona perturbada (Tran e Mitachi, 2008).	33
Figura 3.4 - Fatia correspondente à secção transversal de uma célula em Estado Plano de Deformação sem zona perturbada (Tran e Mitachi, 2008).....	33
Figura 3.5 - Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão efectiva média (Plaxis, b.v., 2002).	35
Figura 3.6 - Superfícies de rotura e de cedência nos modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> no plano p' - q (Neher <i>et al.</i> , 2000).....	36
Figura 3.7 - Superfícies de rotura e de cedência no espaço triaxial de tensões efectivas principais dos modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> (Plaxis, b.v., 2002).....	37
Figura 3.8 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva média incluindo fluência (Neher <i>et al.</i> , 2000).....	38
Figura 3.9 - Geometria e malha do ensaio edométrico genérico modelado.	41

Figura 3.10 – Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto <i>B</i>) e da tensão efectiva (Ponto <i>D</i>) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> [1º dia do plano de cargas].....	42
Figura 3.11 - Evolução dos assentamentos no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> [Plano de cargas completo].....	42
Figura 3.12 - Relação entre tensão efectiva vertical e deformação nos modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> (Ponto <i>D</i>).	43
Figura 3.13 - Relação logarítmica entre tensão efectiva vertical e deformação nos modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> (Ponto <i>D</i>)......	43
Figura 3.14 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto <i>B</i>) e da deformação vertical (Ponto <i>D</i>) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> [$\Delta\sigma_v = 10 \text{ kPa}$].....	45
Figura 3.15 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto <i>B</i>) e da deformação vertical (Ponto <i>D</i>) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> [$\Delta\sigma_v = 50 \text{ kPa}$].....	45
Figura 3.16 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto <i>B</i>) e da deformação vertical (Ponto <i>D</i>) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos <i>Soft Soil</i> e <i>Soft Soil Creep</i> [$\Delta\sigma_v = 500 \text{ kPa}$].....	46
Figura 4.1 - Curva granulométrica.....	48
Figura 4.2 - Montagem dos provetes: Colocação do anel na amostra 2977.....	49
Figura 4.3 - Montagem completa: Leitura inicial.	49
Figura 4.4 – Montagem dos provetes. (a) Furação e colocação de película impermeável nos ensaios com drenagem radial. (b) Colocação da areia no furo. (c) Colocação dos provetes nos respectivos aparelhos.	50
Figura 4.5 - Curva de compressão do Provede <i>nº 2</i> (Axial).....	52
Figura 4.6 - Curva de compressão do Provede <i>nº 17</i> (Axial).....	53
Figura 4.7 - Curva de compressão do Provede <i>nº 11</i> (Radial).....	54
Figura 4.8- Curva de compressão do Provede <i>nº 12</i> (Radial).	55
Figura 4.9 – Valores individuais dos coeficientes de permeabilidade nos diversos escalões.	60
Figura 4.10 - Evolução da média dos coeficientes de permeabilidade vertical e radial com a tensão efectiva de consolidação.	61
Figura 4.11 – Relação entre o ângulo de atrito interno de argilas (ϕ') e o índice de plasticidade (<i>IP</i>) (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996).....	63
Figura 4.12 - Envolvente de rotura (<i>s', t</i>).	64
Figura 4.13 - Geometria e malha do ensaio edométrico com drenagem radial.	66
Figura 4.14 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem axial para o carregamento de <i>624,7 kPa</i> (Modelo <i>Soft Soil Creep</i>).....	68

Figura 4.15 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem radial para o carregamento de $624,7.kPa$ (Modelo <i>Soft Soil Creep</i>).....	68
Figura 4.16 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem axial para o carregamento de $624,7.kPa$ (Modelo <i>Soft Soil</i>).....	69
Figura 4.17 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem radial para o carregamento de $624,7.kPa$ (Modelo <i>Soft Soil</i>).....	69
Figura 4.18 - Relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios no ensaio edométrico com drenagem axial (Resultados de laboratório versus Resultados da modelação).....	70
Figura 4.19 - Relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios no ensaio edométrico com drenagem radial (Resultados de laboratório versus Resultados da modelação).....	70
Figura 5.1 - Geometria do aterro com drenos verticais.....	74
Figura 5.2 - Malha inicial.....	74
Figura 5.3 - Distribuição das pressões intersticiais iniciais.....	76
Figura 5.4 - Distribuição das tensões efectivas médias iniciais do solo.....	76
Figura 5.5 - Distribuição do grau de sobreconsolidação inicial do solo.....	77
Figura 5.6 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de $1 m$ de aterro.....	78
Figura 5.7 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de $2 m$ de aterro.....	78
Figura 5.8 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de $3 m$ de aterro.....	78
Figura 5.9 - Excesso de pressões intersticiais na 1ª Fase de construção do aterro.....	80
Figura 5.10 - Excesso de pressões intersticiais na 2ª Fase de construção do aterro.....	81
Figura 5.11 - Excesso de pressões intersticiais na 3ª Fase de construção do aterro.....	81
Figura 5.12 - Excesso de pressões intersticiais na 4ª Fase de construção do aterro.....	82
Figura 5.13 - Evolução do valor de <i>OCR</i> na camada de argila usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (Condições Iniciais).....	84
Figura 5.14 - Evolução do valor de <i>OCR</i> na camada de argila usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (1ª Fase).....	84
Figura 5.15 - Evolução do valor de <i>OCR</i> na camada de argila usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (2ª Fase).....	85
Figura 5.16 - Evolução do valor de <i>OCR</i> na camada de argila usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (3ª Fase).....	85
Figura 5.17 - Evolução do valor de <i>OCR</i> na camada de argila usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (4ª Fase).....	86
Figura 5.18 - Evolução da tensão de pré-consolidação ao longo da construção do aterro usando o modelo <i>SSC</i>	86
Figura 5.19 - Evolução dos assentamentos e das pressões intersticiais usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i> (Ponto A).....	88
Figura 5.20 - Deslocamentos horizontais na secção <i>B-B'</i> usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i>	88
Figura 5.21 - Deslocamentos horizontais na secção <i>C-C'</i> usando os modelos <i>SS</i> e <i>SSC</i>	89

Figura 5.22 - Comparação da evolução do excesso de pressões intersticiais nos modelos com e sem zona perturbada (Modelo <i>SS</i>).	90
Figura 5.23 - Comparação da evolução do excesso de pressões intersticiais nos modelos com e sem zona perturbada (Modelo <i>SSC</i>).	90
Figura A.1 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 2).	101
Figura A.2 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 17).	101
Figura A.3 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 11).	102
Figura A.4 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 12).	102
Figura B.1 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	105
Figura B.2 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	105
Figura B.3 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	106
Figura B.4 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	106
Figura B.5 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	107
Figura B.6 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	107
Figura B.7 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	108
Figura B.8 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).	108
Figura B.9 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	109
Figura B.10 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	109
Figura B.11 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	110
Figura B.12 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	110
Figura B.13 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	111
Figura B.14 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	111
Figura B.15 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	112
Figura B.16 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).	112

Figura B.17 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	113
Figura B.18 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	113
Figura B.19 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	114
Figura B.20 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	114
Figura B.21 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	115
Figura B.22 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	115
Figura B.23 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	116
Figura B.24 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	116
Figura B.25 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	117
Figura B.26 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	117
Figura B.27 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	118
Figura B.28 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	118
Figura B.29 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	119
Figura B.30 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	119
Figura B.31 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	120
Figura B.32 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).....	120
Figura B.33 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	121
Figura B.34 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	121
Figura B.35 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	122
Figura B.36 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	122
Figura B.37 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	123
Figura B.38 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	123
Figura B.39 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	124
Figura B.40 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).....	124
Figura C.1 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	127
Figura C.2 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).....	127
Figura C.3 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	128
Figura C.4 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).....	128

Figura C.5 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Proвете n° 11).	129
Figura C.6 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Proвете n° 11).	129
Figura C.7 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Proвете n° 12).	130
Figura C.8 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Proвете n° 12).	130

1 Introdução

De todas as áreas da engenharia o melhoramento de solos é provavelmente uma das mais antigas, sendo seguramente uma das mais intrigantes do ponto de vista técnico. O melhoramento dos solos já era praticado há mais de 3000 anos na construção dos templos da Babilónia e, na China, também na mesma época, a madeira e o bambu eram usados como materiais de reforço (Van Impe, 1989). As técnicas construtivas evoluíram da simples inclusão de materiais naturais ou de substituição de terreno, para técnicas com a mesma base teórica mas cujos meios de aplicação são mais sofisticados. Hoje em dia continuam a ser adicionados materiais ao solo com o intuito de melhorar as suas características sendo, no entanto, mais evoluídos os meios de os aplicar assim como os próprios materiais. São exemplos a compactação dinâmica, a vibrocompactação, a pré-carga, as injeções ou o *jet grouting*. No entanto as novas fronteiras da ciência permitem ir um pouco mais além e hoje em dia são aplicadas técnicas que seriam impossíveis de concretizar no passado. São exemplo os tratamentos térmicos, que têm um carácter provisório, ao contrário das restantes técnicas referidas anteriormente que são tratamentos de carácter definitivo.

No caso de solos argilosos moles o recurso a técnicas de melhoramento recorrendo a sistemas de pré-carga é frequente. Para acelerar o processo de consolidação recorre-se geralmente à instalação de drenos verticais de elevada permeabilidade associados a estes sistemas de pré-carga. As técnicas de melhoramento do terreno recorrendo a pré-carga e a um sistema de drenos verticais vão aumentar a resistência ao corte do solo, reduzir a sua compressibilidade e permeabilidade antes da construção de uma determinada obra, de modo a evitar grandes assentamentos ou assentamentos diferenciais potencialmente danosos às estruturas.

Aos processos de carregamento de solos moles estão associados grandes assentamentos. Estes assentamentos resultam da consolidação primária e da consolidação secundária (fluência). No entanto, nem sempre o comportamento viscoso do solo é tido em consideração neste tipo de obras geotécnicas. O programa *PLAXIS* dispõe de modelos representativos deste tipo de solos, como são o modelo *Soft Soil* e o modelo *Soft Soil Creep*. Este último tem em conta o efeito conjunto da consolidação e da fluência ao contrário do primeiro modelo que tem apenas em consideração a consolidação hidrodinâmica.

O principal objectivo deste trabalho é o de avaliar a importância da consideração da consolidação hidrodinâmica e da fluência no comportamento ao longo do tempo de solos moles submetidos a um tratamento de pré-carga associado a um sistema de drenos verticais.

O trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos para além do presente capítulo introdutório, onde são apresentadas algumas considerações relativas ao âmbito e objectivo do trabalho, assim como à sua estrutura.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica das tecnologias de melhoramento de terrenos, quer seja em solos argilosos quer em solos arenosos, com especial destaque para as técnicas de pré-carga sobre as quais incide o estudo desenvolvido neste trabalho.

No Capítulo 3 apresenta-se uma revisão da formulação da teoria da consolidação e das expressões que têm em conta a fluência do terreno, assim como das equações governativas da consolidação com drenos verticais que consideram o escoamento radial e vertical. São em seguida apresentadas propostas da conversão do problema axissimétrico para o problema em estado plano de deformação, existentes na bibliografia. É feita ainda neste capítulo uma descrição dos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* do programa *PLAXIS*. Como complemento é modelado um ensaio edométrico corrente, usando estes dois modelos.

De seguida, no Capítulo 4, é apresentado o estudo laboratorial efectuado no âmbito deste trabalho. Deste estudo consta uma série de quatro ensaios edométricos realizados numa argila mole da zona da Ota. Dois são ensaios tradicionais. Outros dois ensaios realizam-se inserindo um dreno vertical no seu centro, sendo apenas permitido o fluxo na direcção radial a fim de se determinar a permeabilidade horizontal da argila. Procede-se à reprodução do comportamento dos ensaios com base nos modelos constitutivos anteriormente referidos.

No Capítulo 5 é efectuado um estudo de modelação da consolidação de um estrato de solo mole submetido a um sistema de pré-carga, acelerada pela introdução de drenos verticais. Neste estudo são utilizados os parâmetros resultantes da caracterização laboratorial anteriormente obtida. São tomadas em consideração as diferenças de permeabilidade vertical e horizontal, a fluência do material argiloso e a existência de zona perturbada em torno de cada dreno. A conversão do problema axissimétrico para um problema equivalente em estado plano de deformação é efectuada recorrendo a expressões apresentadas no Capítulo 3.

O Capítulo 6 é reservado às conclusões finais do trabalho desenvolvido.

2 Técnicas de melhoramento do terreno. A utilização de pré-carga conjugada com drenos verticais

2.1 Considerações gerais

As tecnologias de melhoramento variam de solos argilosos para solos arenosos, existindo no entanto técnicas que funcionam relativamente bem para ambos os tipos de solo. Segundo Van Impe (1989), estas técnicas podem ser divididas em três categorias. Existem as técnicas temporárias de melhoramento de solos, cujo período de acção está limitado à duração da obra, e as técnicas de melhoramento permanentes com, ou sem, adição de materiais. No entanto, estas técnicas podem ser agregadas de maneira distinta, seja por acelerarem a consolidação, por reforçarem o terreno ou pelo efeito que utilizam no seu melhoramento (efeitos químicos, físicos, mecânicos, térmicos, estruturais, etc.).

O reforço do solo consiste na introdução de elementos que aliviem as tensões no solo pela sua capacidade de absorver forças de tracção, compressão ou de corte. São exemplos, a inclusão de estacas, colunas de brita, terra reforçada com mantas geotexteis, pregagens, ancoragens, etc. O conceito de estabilização do solo é ligeiramente diferente. A estabilização de terrenos de fundação consiste em tratamentos cujo efeito sobre o solo seja de ordem física ou química como são exemplos o congelamento do terreno, o *Jet Grouting*, electro-osmose, colunas de solo com adição de agentes químicos, a pré-carga, etc. (Rathmayer e Saari, 1983). A pré-carga, apesar de não adicionar nenhum tipo de material que altere as características do maciço, produz alterações de ordem física já que provoca um aumento das tensões efectivas instaladas no terreno, que por sua vez melhora as suas características mecânicas e de resistência.

Neste capítulo será feita uma breve revisão das principais técnicas de melhoramento de terreno, sejam eles argilosos ou arenosos. No entanto será dada maior atenção às técnicas que utilizam a pré-carga e a inclusão de drenos verticais na aceleração da consolidação de solos moles

2.2 Principais técnicas de melhoramento do terreno

2.2.1 *Grouting*

A tecnologia do *Grouting* pode ser usada no tratamento de solos ou rochas fracturadas. Resume-se à injeção de misturas de materiais, por exemplo calda de cimento, que penetram nos poros do solo, juntas ou fissuras de maciços rochosos e que melhoram as características físicas e mecânicas do material. As permeabilidades e as deformações do material diminuem mas por outro lado, devido às características aderentes dos materiais injectados, as capacidades resistentes aumentam (Nikbakhtan *et al.*, 2010).

Neste grupo podem ser identificadas várias técnicas como são o *compacting grouting*, *permeation grouting*, *hydraulic fracture grouting* e também o *jet grouting*, sendo esta última, uma das tecnologias mais usadas hoje em dia.

O *jet grouting* é frequentemente utilizado na construção de túneis e no melhoramento de terrenos de fundação de qualquer tipo. Na construção de túneis pode ser aplicado como solução geral de tratamento do maciço ou para estabilização da frente de escavação. Neste último caso, o *jet grouting* é aplicado segundo alinhamentos sub-horizontais, regra geral no contorno exterior da escavação. Com isto pretende-se criar uma superfície com um funcionamento tipo casca (Figura 2.1) reforçando-se assim a frente e protegendo-a também da afluência de água para o interior da escavação (efeito “guarda chuva”).



Figura 2.1 - Utilização do *jet grouting* em túneis (funcionamento tipo casca) (Fransson *et al.*, 2010).

A técnica do *jet grouting* consiste na injeção controlada de calda de cimento a alta pressão em maciços terrosos. A injeção é realizada a partir de um tubo com um determinado número de orifícios, colocado previamente no terreno. De seguida, é aplicado um movimento rotacional ao mesmo tempo que o tubo vai sendo lentamente retirado. É então injectada a calda de cimento. Com as elevadas pressões aplicadas, o esqueleto do solo é destruído, obrigando à mistura das partículas de solo com a calda originando um elemento, aproximadamente cilíndrico, de solo reforçado com cimento (Figura 2.2) (Nikbakhtan e Morteza, 2009; Nikbakhtan *et al.*, 2010).

Existem três sistemas de aplicação do *jet grouting*. No sistema de um único fluido, é injectada calda de cimento e é usada principalmente em aplicações horizontais e sub-horizontais. No sistema de dois fluidos são injectados ar e calda de cimento, o que resulta numa maior quantidade de solo remexido. Existe um terceiro sistema em que para além da calda e do ar é também injectada água. Este sistema é mais eficaz no remeximento do solo. Os primeiros dois sistemas devem ser usados em solos arenosos soltos, enquanto o terceiro pode ser usado na maioria dos solos (Nikbakhtan e Morteza, 2009; Nikbakhtan *et al.*, 2010).

Nikbakhtan e Morteza (2009) observaram que o *jet grouting* provoca um substancial aumento na capacidade resistente à compressão uniaxial e na resistencia ao corte do maciço.

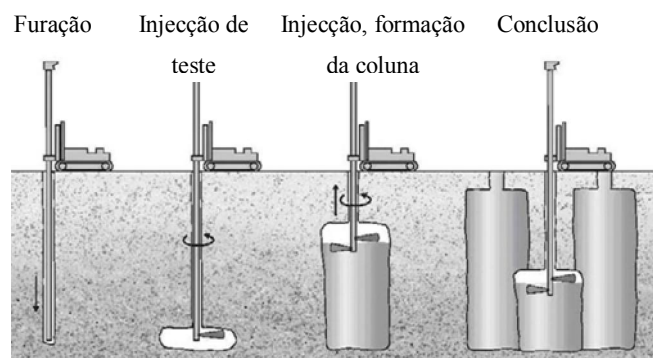


Figura 2.2 - Sequência no método do jet grouting (Nikbakhtan e Morteza, 2009).

2.2.2 Colunas de Brita

Esta tecnologia é normalmente usada no reforço de terrenos de fundação para suportar estruturas que transmitam ao solo carregamentos relativamente moderados como são exemplos os aterros rodoviários. Baseia-se na substituição de colunas de solo mole por brita compactada (Figura 2.3) (Gniel e Bouazza, 2010).

As colunas de brita foram originalmente aplicadas em solos soltos e granulares. O melhoramento do terreno consistia, por um lado, na compactação lateral do solo e, por outro, no aumento de rigidez axial que as colunas conferiam ao terreno (Rathmayer e Saari, 1983). Hoje em dia são também aplicadas no tratamento de solos moles. Nestes casos, o melhoramento do comportamento das camadas moles é baseado também em dois factores. Comparando com o melhoramento em areias, têm em comum o facto de se aumentarem as resistências devido à inclusão de colunas de materiais com melhores características resistentes. No entanto a densificação dos solos moles não é conseguida por compactação, tal como acontece nos solos arenosos, mas sim por consolidação uma vez que a vibro-compactação das colunas de brita impõe pressões laterais que consequentemente fazem aumentar as pressões intersticiais. A consolidação é uma consequência do processo de dissipação do excesso de pressão da água nos poros (Guetif *et al.*, 2007). Para além do melhoramento das características resistentes, as colunas de brita reduzem os assentamentos totais resultantes da aplicação de uma qualquer carga. Funcionam também como drenos verticais devido às grandes diferenças de permeabilidade (Lo *et al.*, 2010).

A utilização desta tecnologia no reforço de uma fundação para construção de um aterro envolve mecanismos de interacção muito complexos. O peso do aterro é distribuído pelas colunas e pelo solo mole, sendo que as cargas suportadas por cada parcela são função da sua rigidez relativa. Depois de construído o aterro, a curto prazo as cargas serão na sua maioria suportadas pela água existente nos poros, o que leva a um aumento das pressões intersticiais. Com o desenrolar do processo de consolidação vão ocorrer assentamentos na camada mole, sendo o peso do aterro progressivamente transferido para as colunas (efeito de arco - Figura 2.4). Durante este processo, as colunas vão-se deformar axialmente e radialmente. No entanto, o estrato mole continua ainda a receber uma parte das cargas o que conduz a um aumento das tensões efectivas ajudando também ao incremento da tensão de

confinamento. Resumindo, este mecanismo envolve a interacção das colunas de brita com a dissipação das pressões intersticiais, o que implica a consolidação do solo envolvente. O comportamento das colunas é assim dependente do tempo (Lo *et al.*, 2010).

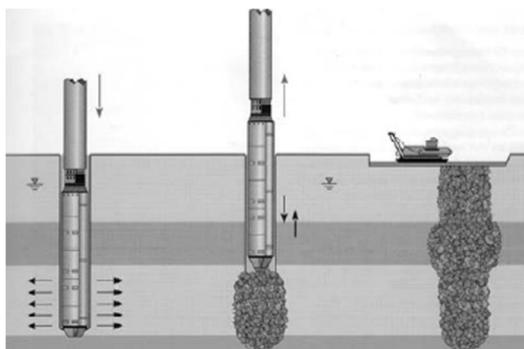


Figura 2.3 - Método da vibro-compactação de colunas de brita (Hans-Georg e Berhane, 2006).

Algumas adaptações têm sido feitas a esta tecnologia com a finalidade de melhorar os seus desempenhos. São normalmente aplicadas mantas geotexteis à superfície do terreno para proporcionar uma distribuição mais uniforme das cargas aplicadas. Foi verificado que esta aplicação dos geotexteis reduz o desenvolvimento do efeito de arco na construção de aterros. Este efeito é apenas sentido para graus de consolidação superiores a 20 % e pode ser potenciado por vários factores. Maiores alturas de aterro e maior rigidez das colunas fazem aumentar o efeito de arco, no entanto menores capacidades resistentes dos solos moles também contribuem para o mesmo efeito (Deb, 2010).

A previsão dos assentamentos nem sempre é conseguida. Oh *et al.* (2007), referido em Lo *et al.* (2010), acompanharam a construção de um aterro sobre solos moles com reforço de colunas de brita. Observaram que a diferença de assentamentos entre uma zona reforçada com colunas e outra sem qualquer reforço não foi muito significativa, apesar de na zona reforçada os assentamentos terem sido ligeiramente inferiores. A explicação deste fenómeno baseou-se no abaulamento das colunas devido às baixas pressões de confinamento. A resistência e rigidez de uma coluna de brita são muito dependentes do grau de confinamento que é atingido na compactação da mesma no processo de instalação.

Embora esta tecnologia seja normalmente aplicada em terrenos com resistência ao corte não drenada superior a 15 kPa, já foi também usada em solos ainda mais moles. Têm-se assim os problemas de confinamento e de assentamentos referidos no parágrafo anterior. Uma evolução desta tecnologia tem sido adoptada com sucesso na Europa e na América do Sul. Consiste no encamisamento das colunas com materiais geosintéticos (GECs) com o objectivo de conferir às colunas o confinamento necessário ao seu bom funcionamento (Gniel e Bouazza, 2010).

No entanto, existem algumas limitações neste processo. As formas irregulares dos agregados que constituem as colunas podem danificar o encamisamento de geotextil. Conforme Gniel e Bouazza (2010), Alexiew *et al.* (2005) mostraram que para se mobilizarem forças de confinamento nas colunas encamisadas são necessárias deformações circunferenciais que variem entre 1 e 4%, o que pode levar a

expansões radiais excessivas e conseqüentemente assentamentos durante o carregamento. Deste modo outras actualizações têm sido levadas a cabo no melhoramento desta técnica como é exemplo a substituição das mantas geotexteis por grelhas geosintéticas.

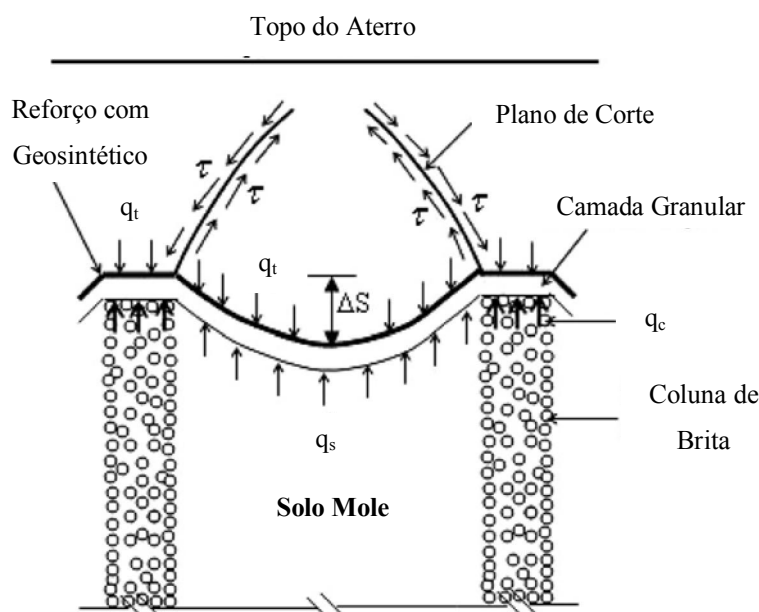


Figura 2.4 - Efeito de arco sentido num solo reforçado com colunas de brita (Deb, 2010).

2.2.3 Compactação

Existem várias técnicas de compactação e podem ser diferenciadas técnicas de compactação superficial (rolos lisos, rolos de pés de carneiro, rolos pneumáticos, compactadores manuais) e de compactação profunda (Van Impe, 1989). A compactação profunda pode ser conseguida por aplicação de cargas estáticas e/ou dinâmicas. Nas cargas dinâmicas são conhecidas as técnicas de Vibroflutuação (*Vibroflotation*), compactação com uso de explosivos e compactação com uso a queda de grandes massas (*Tamping Compaction*) (Rathmayer e Saari, 1983).

A compactação que recorre à queda de grandes massas (*Tamping Compaction*) é talvez a tecnologia usada há mais tempo dentro deste grupo e é por excelência uma técnica de melhoramento de solos granulares. Consiste na expulsão da água ou ar existentes nos poros por aplicação de uma energia de compactação. Estes materiais granulares possuem coeficientes de permeabilidade elevados pelo que a aplicação de uma carga instantânea provoca aumentos das pressões intersticiais que são rapidamente dissipados, permitindo que a água e o ar sejam expulsos dos vazios. Tem-se, conseqüentemente, um rearranjo das partículas de solo e uma redução do índice de vazios. Para cada energia de compactação existe um teor de água óptimo. Para se estimar esse teor em água para um determinado solo e para uma determinada energia de compactação devem ser realizados ensaios Proctor (Van Impe, 1989). Deixam-se cair pesos com várias toneladas de alturas que podem ir dos 10 m aos 40 m (Figura 2.5) (Van Impe, 1989). Dependendo das condições do local e do solo, é definido o número de pancadas num determinado ponto com um tempo definido entre as mesmas. É

atribuído a cada ponto de queda, uma área de influência podendo assim definir uma grelha de pontos nos quais se vai aplicar a queda do peso. Uma adequada distribuição dos pontos de queda permite uma compactação progressiva das camadas desde as profundidades mais elevadas até à superfície. Maiores distâncias são aplicadas para compactar camadas profundas do terreno e à medida que as distâncias vão encurtando vão sendo consequentemente afectadas as camadas mais superficiais (Van Impe, 1989).

A compactação por explosivos consiste na detonação de cargas explosivas que aplicam ondas longitudinais e transversais ao terreno. São perfurados buracos até à profundidade desejada, estabilizados por lamas bentoníticas ou por colocação de um encamisamento (tubos de *PVC*), colocando de seguida a carga explosiva. A detonação é realizada sequencialmente, com intervalos de tempo entre explosões pré-determinados. Os valores elevados das pressões intersticiais provocados pela explosão tornam possível a suspensão das partículas de areia, permitindo assim o reajustamento do esqueleto sólido do terreno. Esta técnica de compactação pode ser executada com custos reduzidos quando comparada com outras técnicas de compactação profunda. No entanto as densidades relativas não são tão altas como as obtidas pelo método da vibroflutuação (Rathmayer e Saari, 1983).

A vibroflutuação consiste na liquefacção de um solo puramente atrítico por aplicação de frequências de vibração, vertical ou horizontal, permitindo a compactação profunda do terreno (Rathmayer e Saari, 1983).



Figura 2.5 - Pormenor da aplicação da compactação profunda recorrendo a queda de grandes massas (Dynamic Compaction, 2011).

2.2.4 Consolidação por vácuo

A consolidação por vácuo foi pela primeira vez proposta por Kjellman em 1952 (Chai *et al.*, 2008). O vácuo faz diminuir as pressões intersticiais mantendo constantes as tensões totais. O escoamento da água dos poros dá-se devido ao gradiente hidráulico criado pelo vácuo. Obtêm-se, assim, tensões efectivas maiores e consequente melhoramento das características resistentes do solo. A técnica original, desenvolvida por Kjellman, consistia na colocação de uma membrana impermeável à superfície selando as pontas da mesma no terreno, aplicando de seguida o vácuo sob a membrana (Figura 2.6). A eficiência deste método depende na sua maioria da capacidade da bomba de vácuo e também do bom funcionamento da membrana de selagem colocada à superfície não devendo

ser danificada de maneira a que as pressões de vácuo não sejam anuladas. A sua utilização é favorável em solos moles, onde a aplicação de uma sobrecarga pode causar instabilidade da fundação (Rathmayer e Saari, 1983).

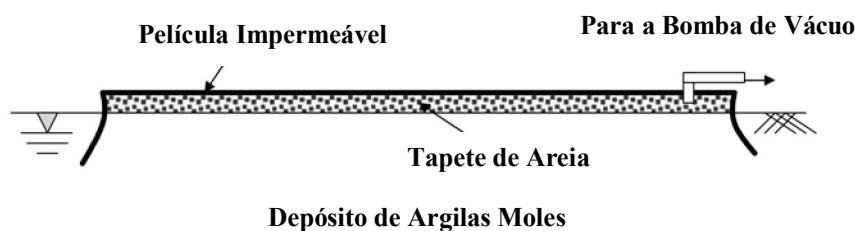


Figura 2.6 - Princípio da consolidação por vácuo (Chai *et al.*, 2008).

Esta técnica pode ser complementada com a introdução de drenos verticais e/ou com a aplicação de uma sobrecarga. Recentemente tem sido desenvolvida uma nova técnica que combina a aplicação do vácuo com geodrenos verticais (*CPVDs*). Os novos geodrenos *CPVDs* (*cap-drains*) são a combinação de um geodreno *PVD* com um tubo, existindo ainda uma membrana que os une denominada por *cap*. Nesta técnica o vácuo é directamente aplicado aos geodrenos criando-se assim um campo de pressões diferente do campo produzido pela técnica original como se mostra na Figura 2.7 (a) e (b), para os casos de um estrato com uma fronteira drenante e com dupla fronteira drenante, respectivamente.

Em casos onde existam intercaladas camadas de areia, as zonas dos geodrenos (*CPVDs*) em contacto com essas camadas devem ser seladas de modo a evitar perdas de pressão. Uma das vantagens deste avanço tecnológico em comparação com a metodologia antiga é a de que permite consolidar camadas de solos moles que se encontrem submersas, o que era muito difícil de acontecer no método tradicional (Chai *et al.*, 2008).

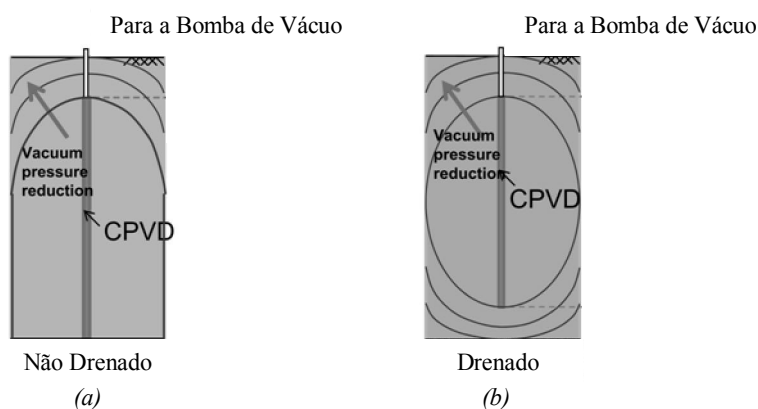


Figura 2.7 - (a) Propagação do vácuo com uma fronteira drenante. (b) Propagação do vácuo com dupla fronteira drenante (Chai *et al.*, 2010).

2.2.5 Consolidação por electro-osmose

O conceito por detrás da electro-osmose consiste na aplicação de uma corrente eléctrica a um determinado solo que provoca o arraste das partículas de água (Van Impe, 1989).

As partículas de argila estão naturalmente carregadas com uma carga negativa que é equilibrada pelas cargas positivas da água. Ao fazer-se passar uma corrente eléctrica pelo solo, os iões da água (OH^- e H^+) são atraídos para os eléctrodos com cargas opostas, *i.e.*, os iões OH^- são atraídos para o ânodo e os iões H^+ para o cátodo, arrastando as partículas livres de água. No entanto, cria-se um movimento de água no sentido do cátodo que é drenada ao atingir este ponto. O processo de consolidação desenvolve-se no sentido do ânodo para o cátodo (Chew *et al.*, 2004).

Uma nova técnica desenvolvida pela Universidade de Singapura utiliza a electro-osmose associada a uma área tecnológica relativamente recente. Tal como acontece na consolidação por vácuo, esta tecnologia também é conjugada com a inclusão no solo de geodrenos verticais. Nestes casos faz-se passar a corrente eléctrica por geodrenos condutores (*EVDs*). Comparando com os métodos que usam os geodrenos clássicos (*PVDs*) a electro-osmose é potencialmente mais efectiva uma vez que nos geodrenos verticais convencionais são usados apenas gradientes hidráulicos provocados por cargas externas para expulsar a água dos poros (Chew *et al.*, 2004).

2.2.6 Rebaixamento do nível freático

É uma técnica usada normalmente em obras temporárias, em particular em escavações. A sua aplicação depende muito da permeabilidade do material. Regra geral, este método é usado para solos com permeabilidades superiores a 10^{-8} m/s (Van Impe, 1989).

O rebaixamento do nível freático é conseguido pela bombagem de água por poços adjacentes à obra ou então mesmo no local da escavação. À medida que o nível de água vai baixando, diminuem as pressões intersticiais e aumentam as tensões efectivas.

Em centros urbanos onde existe uma grande concentração de edifícios a utilização desta técnica pode desenvolver assentamentos indesejáveis nos edifícios vizinhos.

2.2.7 Congelamento do solo

Esta é uma técnica de melhoramento de carácter provisório e foi pela primeira vez aplicada na construção do túnel *Brunkeberg* em Estocolmo no ano de 1884 (Van Impe, 1989). Desde então a construção de túneis é uma das áreas da construção civil em que o congelamento do solo é com mais frequência utilizado. Trata-se de um efeito puramente físico (Rathmayer e Saari, 1983) e consiste no congelamento das partículas de água existentes no solo, gerando-se um novo material com características melhoradas. É uma técnica usada principalmente no controlo de água subterrâneas e no suporte de escavações. Um bom exemplo da aplicação prática desta técnica é o projecto *Aquarius*, desenvolvido numa mina de ouro em Timmins na província canadiana de Ontario. Trata-se de uma

mina com nível freático elevado e a solução adoptada consistiu na criação de uma barreira de solo congelado em todo o perímetro da mina, permitindo uma exploração segura sem intrusão de água (Aquarius Project, 2011).

O congelamento permite melhorar substancialmente tanto as propriedades mecânicas como físicas do solo. A permeabilidade do material diminui drasticamente passando a ser praticamente nula independentemente do seu valor inicial. A resistência ao corte e à compressão uniaxial aumentam consideravelmente. É ainda possível obter aumentos de resistência à tracção que em condições normais seria reduzida, no entanto continua a ser baixa quando comparada com os valores da resistência à compressão uniaxial (Figura 2.8). A resistência não drenada e a resistência ao corte são dependentes da granulometria do material, sendo possível verificar que as areias congeladas possuem maiores resistências que as de um silte congelado (Rathmayer e Saari, 1983). Outro aspecto importante do congelamento de solos é o seu aumento de volume, que pode ser muito significativo em solos totalmente saturados uma vez que a água ao congelar tem um aumento de volume igual a 9% do seu volume inicial (Van Impe, 1989).

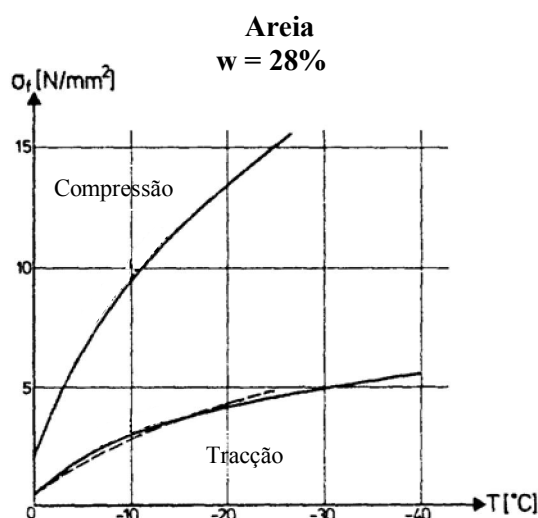


Figura 2.8 - Tensões de compressão e de tracção numa areia congelada (Jessberger, 1981).

O processo de congelamento é levado a cabo por uma bateria de tubos, uns de entrada e outros de saída, instalados lado a lado no terreno. O conceito é simples e resume-se em bombear para o tubo de entrada o meio refrigerador (*p.e.* nitrogénio líquido (*LIN*)) que flui para o tubo de saída. A circulação do líquido pelos tubos retira energia ao terreno acabando por congelá-lo. A sua instalação pode ser feita por cravação ou por colocação num buraco previamente realizado. No caso dos túneis os tubos são colocados horizontalmente na frente de escavação, estabilizando-a.

Duas das desvantagens deste processo são os elevados consumos de energia necessários para congelar o terreno assim como os elevados custos de instalação do sistema.

2.3 Pré-carga associada a drenos verticais

2.3.1 Consolidação por aplicação de uma sobrecarga

A construção em zonas baixas ou aluvionares caracterizadas por camadas espessas de material argiloso de elevada compressibilidade é hoje em dia muito frequente. Com efeito, torna-se necessário aplicar métodos de melhoramento de terrenos que têm como principais objectivos prevenir roturas por falta de capacidade resistente do solo e evitar grandes assentamentos diferenciais, altamente nocivos à estabilidade e funcionalidade de uma estrutura.

A consolidação por aplicação de uma pré-carga será analisada com mais pormenor neste trabalho. Trata-se de uma técnica muito antiga e a filosofia por detrás deste método consiste na aplicação de uma pré-carga com determinada intensidade e geometria, de modo a antecipar parcialmente, ou na totalidade, os assentamentos da fundação. Consiste em transmitir ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva, sendo a carga em excesso retirada apenas quando se verificarem assentamentos da ordem de grandeza semelhantes àqueles que se verificariam com a obra (Figura 2.9).

O progresso da consolidação de uma camada de argila pode ser controlado pela observação da variação das pressões intersticiais (u). Assumindo a variação das tensões verticais totais ($\Delta\sigma_v$) como uma constante, a transferência para tensões efectivas ($\Delta\sigma'_v$) é consequência da variação das pressões intersticiais (Terzaghi *et al.*, 1996).

$$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma'_v + u \quad 2.1$$

Na Figura 2.10 é ilustrado o processo de consolidação de uma camada compressível localizada entre duas camadas de areia. É assumido, neste caso, que o aterro construído é muito grande comparando com a espessura da camada, resultando assim uma distribuição uniforme do incremento de tensão total ($\Delta\sigma_v$) a toda a profundidade. É assumido também que a pressão intersticial pode ser drenada pelas duas fronteiras, superior e inferior, e que o fluxo de água é vertical. É mostrado na mesma figura a evolução das pressões intersticiais em cinco pontos e em dois momentos diferentes (C_1 e C_2). A pressão intersticial de referência (u_{ref}) corresponde à pressão hidrostática com valores $u_{ref,t}$ e $u_{ref,b}$, no topo e na base da camada respectivamente, e representa as pressões da água antes da aplicação da carga e depois da consolidação primária quando as pressões intersticiais são totalmente dissipadas.

A distribuição da pressão intersticial (u) imediatamente após a aplicação da carga corresponde à linha cd e a distribuição do excesso de pressão intersticial inicial (u'_i) é a diferença entre as pressões definidas pelas linhas cd e ab . Depois da aplicação da carga a água nos poros inicia o seu fluxo em direcção às fronteiras drenantes pelo que a pressão intersticial começa lentamente a dissipar-se. A consolidação processa-se a partir das fronteiras drenantes para o interior da camada. Assim, num

estado inicial do processo, as pressões intersticiais no centro encontram-se inalteradas enquanto junto às camadas de areia já foram dissipadas (linha C_1 da Figura 2.10). Num estado mais avançado, as pressões vão baixando progressivamente em profundidade (linha C_2 da Figura 2.10) até que para um tempo $t = t_c$ a distribuição da pressão intersticial volta a corresponder à linha ab (t_c é o tempo total para que se dissipem todas as pressões) (Terzaghi *et al.*, 1996).

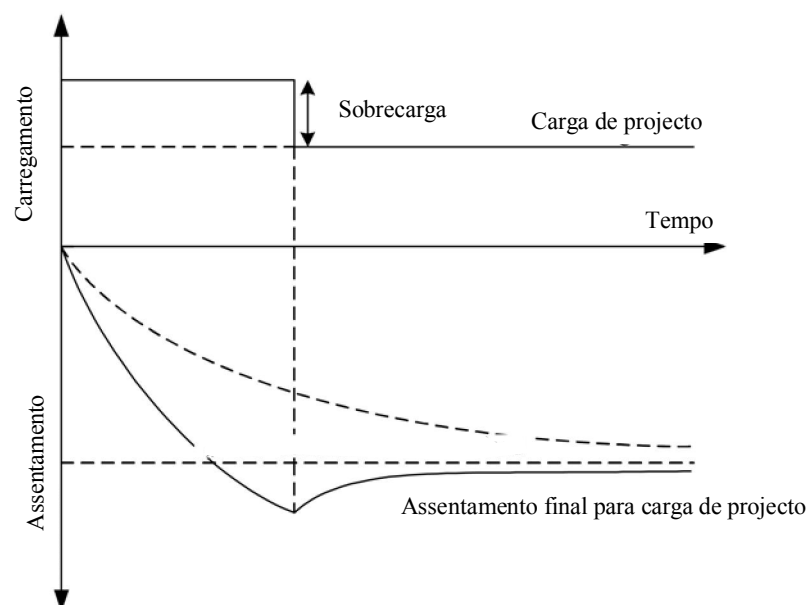


Figura 2.9 - Assentamento devido à sobrecarga (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

Os assentamentos de um solo mole podem ser dividido em três fases:

1^a – Uma fase de assentamento imediato, que ocorre durante o período de construção da obra. Tendo em conta as muito baixas permeabilidades dos solos moles é esperado que este assentamento se desenvolva em condições não drenadas e sem variação de volume;

2^a – Uma fase de assentamento por consolidação primária, que depende da espessura da camada, permeabilidade do solo, da posição das fronteiras drenantes, etc.;

3^a – Uma fase de assentamento por fluência, que ocorre sob tensão efectiva constante é também conhecido por consolidação secundária.

Cada uma destas parcelas contribui para o valor total do assentamento. Os assentamentos por fluência são dependentes da grandeza do carregamento imposto, do grau de sobreconsolidação e do tempo. No entanto, estes assentamentos (consolidação secundária) podem ser reduzidos, aumentando o valor da carga para valores superiores à carga total da obra, tal como foi referido anteriormente. Nestas situações o solo vai estar sobreconsolidado e para estes casos os assentamentos resultantes da consolidação por fluência serão inferiores aos observados em solos normalmente consolidados. As muito baixas capacidades resistentes destes solos tornam o faseamento construtivo muito importante

no projecto de aterros, pois o que se pretende obter são os maiores assentamentos possíveis dentro daquilo que a fundação pode suportar (Rathmayer e Saari, 1983).

A principal desvantagem deste método é o tempo de espera necessário para que se dê todo o processo de consolidação, principalmente devido às permeabilidades reduzidas do material de fundação. Pode ser melhorado, conjugando a aplicação da sobrecarga com a inclusão de drenos verticais que encurtam as distâncias de drenagem, diminuindo assim os tempos de consolidação (Rathmayer e Saari, 1983).

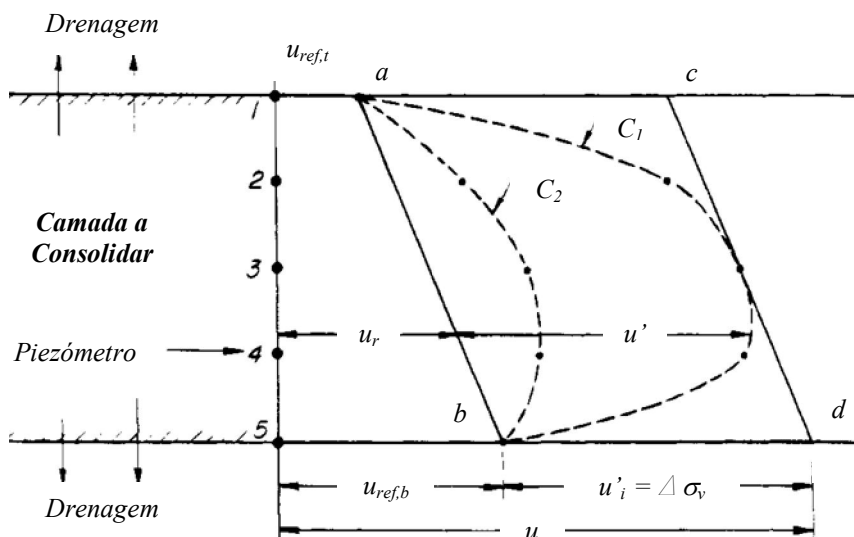


Figura 2.10 - Diagrama que ilustra a consolidação de uma camada de argila entre duas fronteiras drenantes (Terzaghi *et al.*, 1996).

2.3.2 Tipos de drenos e influência no terreno envolvente

As técnicas que usam o princípio da redução das distâncias de drenagem baseiam-se na instalação de drenos verticais no terreno. As características anisotrópicas do solo no que respeita às propriedades drenantes, em especial no caso de possuírem coeficientes de permeabilidade maiores na direcção horizontal que na direcção vertical, potenciam a redução dos tempos de consolidação (Rathmayer e Saari, 1983). Esta técnica é aplicada simultaneamente com a colocação de uma sobrecarga, podendo também ser conjugada com vácuo e até mesmo com a electro-osmose, tal como foi referido nas secções anteriores. Mostra-se na Figura 2.11 o perfil transversal de uma camada argilosa tratada com recurso à introdução de drenos verticais e sobrecarga.

A função de um dreno vertical é recolher a água que aflui radialmente ao seu interior e transportá-la verticalmente na direcção das fronteiras drenantes com o mínimo de resistência hidráulica possível (Terzaghi *et al.*, 1996), mas por outro lado deve ter uma permeabilidade suficientemente pequena para impedir o arraste de finos para o seu interior, o que poderia levar à sua colmatção (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

A capacidade de descarga de um dreno vertical é finita e pode ser expressa da seguinte maneira *cf.* (Terzaghi *et al.*, 1996):

$$q_w = \pi \cdot r_w^2 \cdot k_w \quad 2.2$$

onde r_w é o raio do dreno e k_w o coeficiente de permeabilidade do dreno. Deste modo, o coeficiente de permeabilidade horizontal da camada que vai ser drenada e a máxima distância de drenagem que uma partícula de água tem de percorrer (l_w), vão determinar se o dreno pode escoar a água livremente ou se vai apresentar resistência ao escoamento (*well resistance*). O factor de descarga é definido por:

$$D = \frac{q_w}{k_r \cdot l_w^2} \quad 2.3$$

onde k_r é o coeficiente de permeabilidade horizontal da camada de solo mole, q_w e l_w são características do dreno já referidas. Foi demonstrado por Mesri e Lo (1991), conforme (Terzaghi *et al.*, 1996), que a resistência oferecida pelo dreno ao escoamento pode ser desprezada para valores de D superiores a cinco. Tem-se assim a mínima capacidade de descarga para se poder desprezar a resistência ao escoamento igual:

$$q_w(\min) = 5 \cdot k_r \cdot l_w^2 \quad 2.4$$

No entanto, estes caudais são apenas alcançados no início da consolidação, uma vez que com o passar do tempo os valores de k_r vão diminuindo, resultando num menor caudal de entrada no dreno, pelo que vão sendo obtidos valores de $q_w(\min)$ cada vez menores. Assim, a conjugação dos valores $D = 5$ e k_r iniciais definem o valor máximo de $q_w(\min)$ necessário ao longo do processo de consolidação.

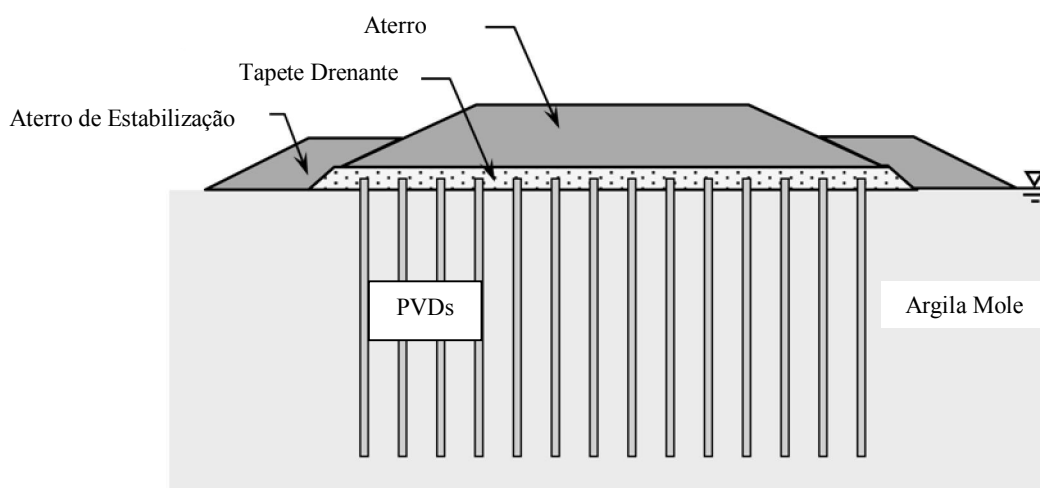


Figura 2.11 - Consolidação por aplicação de sobrecarga conjugada com drenos verticais (Saowapakpiboon *et al.*, 2010).

Os drenos verticais são normalmente aplicados num padrão quadrangular ou triangular. O raio de influência de cada dreno (r_e) é função do espaçamento entre cada dreno (DS) sendo assim uma variável controlada. O raio de influência é determinado igualando a área definida pela disposição dos drenos à área de um círculo de raio r_e (Figura 2.12). No padrão quadrangular a relação entre raio de influência e espaçamento entre drenos é $(r_e / DS) = 0,564$ e no padrão triangular é $(r_e / DS) = 0,525$ (Terzaghi *et al.*, 1996; Tran e Mitachi, 2008). A disposição quadrangular dos drenos tem a vantagem de simplificar a sua aplicação em obra. No entanto, o padrão triangular é o mais utilizado, uma vez que proporciona uma consolidação mais uniforme entre drenos (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

Existem dois tipos de drenos, os drenos de areia e os drenos geosintéticos pré-fabricados, mais conhecidos por geodrenos. Dentro dos drenos de areia podem ser diferenciados três grupos. Os drenos de areia que impõem deslocamentos ao terreno, os que não impõem deslocamentos e os drenos de areia pré-fabricados. A primeira aplicação de drenos verticais de areia foi realizada na Califórnia em 1934 e três anos mais tarde, em 1937, Kjellmann experimentou na Suécia o primeiro protótipo de drenos verticais pré-fabricados denominados *cardboard drain* (Rathmayer e Saari, 1983).

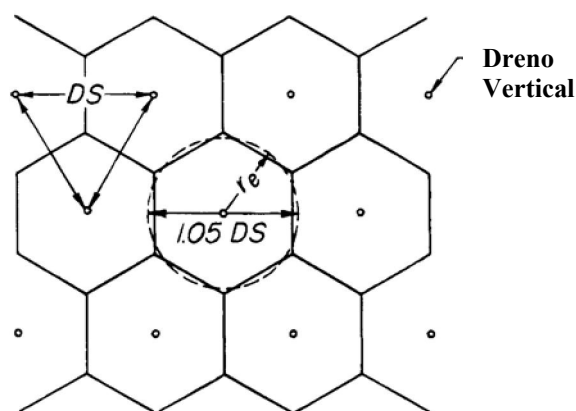


Figura 2.12 - Padrão triangular de instalação de drenos verticais (Terzaghi *et al.*, 1996).

Drenos de areia que não impõem deslocamentos

Na categoria de drenos de areia que não induzem deslocamentos ao terreno envolvente, o material (areia) é colocado por injeção. A zona perturbada nas imediações do dreno é praticamente inexistente, sendo então apropriado aplicar estes drenos em detrimento de outros que provoquem grandes perturbações. No entanto, a sua instalação é bastante complexa existindo ainda problemas quando estes drenos precisam de penetrar camadas de argila rijas ou areia.

Drenos de areia que impõem deslocamentos

Na categoria de drenos que impõem deslocamentos, a areia pode ser colocada em tubos de ponta obturada colocados no terreno por cravação estática ou vibratória, que não são recuperados (Método do Mandril) (Rathmayer e Saari, 1983). Pode também ser colocada em furos abertos no

terreno, executados pela cravação de tubos obturados de ponta perdida por percussão ou vibração. Ao retirar o tubo, o furo é preenchido com areia, tal como é feito na construção de estacas moldadas “*in situ*”. Para além dos dois métodos de construção de drenos de areia supra referidos, existem outros que recorrem ao trado contínuo oco. Nestes casos os deslocamentos impostos ao solo não são tão significativos (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

Drenos de areia pré-fabricados

Os drenos pré-fabricados de areia, mais conhecidos por “*sandwick*”, combinam as tecnologias dos drenos geosintéticos e dos drenos de areia e foram introduzidos para fazer face à dificuldade que existia na construção de drenos de areia com diâmetros inferiores a 250 mm . São constituídos por mangas de geotêxteis, permeáveis ao ar e água, preenchidas por areia. Podem ser instalados por cravação ou vibração, recorrendo a trado contínuo ou trado contínuo oco, pelo que a influência destes drenos no solo envolvente depende da técnica usada, assim como da sua dimensão. Comparando com os drenos de areia, têm a vantagem de serem flexíveis devido à manga geotextil, pelo que se podem adaptar a assentamentos ou a deslocamentos laterais resultantes do processo de consolidação (Bell, 2004).

Existem algumas desvantagens na aplicação de drenos de areia, conforme (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007):

- A permeabilidade horizontal diminui com a aproximação ao dreno. Na zona perturbada (*smear zone*)¹ a anisotropia inicial respeitante às características iniciais de permeabilidade do terreno ($k_h / k_v \approx 2$) deixa de existir, passando o escoamento da água presente nos poros a ser controlada por um novo coeficiente de permeabilidade horizontal correspondente à argila remoldada, que pode ser assumido igual ao coeficiente de permeabilidade vertical da mesma zona;
- Para que estes drenos possuam boas características drenantes, a areia deve ser cuidadosamente escolhida e instalada²;
- Os drenos podem tornar-se descontínuos por erros de instalação ou devido a deslocamentos laterais da camada de argila, resultantes do processo de consolidação³;
- A rigidez axial dos drenos de areia reduz a eficiência do carregamento das camadas de argila com uma sobrecarga².

Apesar destes efeitos desfavoráveis, existem outros favoráveis (Rathmayer e Saari, 1983):

¹ A extensão da *smear zone* varia com a técnica utilizada e com a secção transversal do dreno. A sua dimensão é potencializada por técnicas que usem a cravação e varia proporcionalmente com a área da secção transversal.

² Aplicável a todos os drenos de areia.

³ Aplicável a todos os drenos de areia excepto aos drenos de areia pré-fabricados (“*sandwick*”).

- Na zona alterada de solo envolvente ao dreno vertical (*smear zone*), tendem a abrir-se fendas, contrariando o efeito de redução dos coeficientes de permeabilidade;
- Os deslocamentos laterais resultantes da cravação dos tubos provocam um acréscimo das tensões laterais totais que, associadas à dissipação das pressões intersticiais vão aumentar as tensões efectivas. Tem-se conseqüentemente um incremento da capacidade resistente e um decréscimo da compressibilidade nessa zona.

Drenos geosintéticos pré-fabricados

A escolha de drenos pré-fabricados baseia-se principalmente no facto de a sua instalação ser muito simples e rápida, acartando consigo baixos custos. Associado às boas propriedades hidráulicas como a capacidade de descarga, esta técnica torna-se mais apetecível quando comparada com os drenos verticais de areia.

A sua instalação é feita por cravação estática ou vibratória pelo que são drenos que impõem deslocamentos ao solo envolvente. Apesar disso, e ao contrário do que acontece com os drenos de areia, as perturbações induzidas ao terreno são pequenas devido ao reduzido volume dos drenos. Estes drenos são constituídos por um núcleo de plástico envolvido por um filtro geotextil (Rathmayer e Saari, 1983). Na ponta do geodreno existe uma âncora de metal que tem a dupla função de (1) impedir a entrada de solo no dreno durante a cravação e (2) a de manter o dreno à profundidade desejada. Na Figura 2.13 mostra-se um exemplo de uma secção transversal de um geodreno.

Na teoria da consolidação com drenos verticais é assumido que os drenos são de secção circular, o que não acontece no caso dos drenos geosintéticos pré-fabricados, que têm uma secção transversal rectangular (*band-shaped drains*). Deste modo, a secção rectangular deve ser convertida numa secção circular, o que implica que o diâmetro equivalente (d_w) tem a mesma capacidade de descarga do dreno geosintético pré-fabricado. Segundo Stapelfeldt e Vepsäläinen (2007), Hansbo (1979) sugeriu que era atingido o mesmo grau de consolidação para geodrenos e drenos circulares com a mesma circunferência. Assim, o diâmetro equivalente (d_w) de um geodreno com largura (a) e espessura (b) pode ser expresso da seguinte maneira (Figura 2.13) (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007):

$$d_w = \frac{2(a + b)}{\pi} \quad 2.5$$

A capacidade de descarga de um geodreno pode ser reduzida ao longo do tempo e depende de vários factores (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007):

- A pressão lateral do terreno sobre o geodreno pode levar a que o filtro exterior se deforme e se introduza no núcleo, diminuindo assim a capacidade de descarga por redução da área da secção transversal disponível para o fluxo de água;

- Como resultado do processo de consolidação vão-se produzir elevados assentamentos que vão dobrar o geodreno;
- O fluxo de água para o interior do geodreno arrasta partículas finas das argilas, o que pode levar à colmatção do dreno;
- O envelhecimento do material, possivelmente resultante da actividade química e biológica a que o dreno esteve sujeito ao longo do tempo, pode levar a uma redução do caudal escoado.

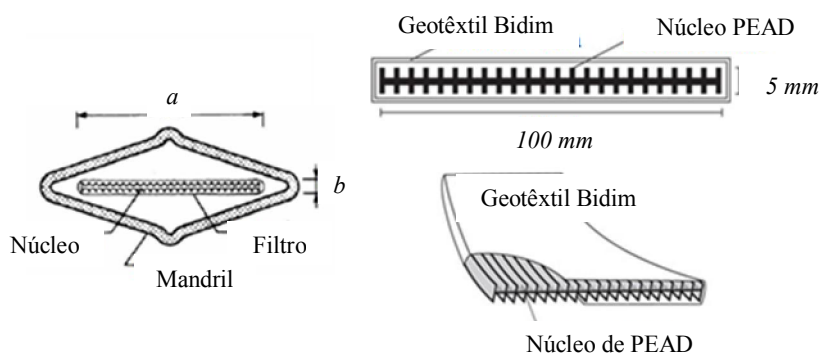


Figura 2.13 - Perfil transversal de um geodreno (Stapelfeldt e Vepsäläinen, 2007).

No Quadro 2.1 são resumidas algumas características de cada tipo de dreno, apontando as suas vantagens e desvantagens.

Quadro 2.1 - Tipos de drenos verticais.

Tipo de dreno	Método de instalação	Influência no solo envolvente	Vantagens	Desvantagens	Diâmetro/ Comprimento [m]
Drenos de areia	Injecção	Não impõe deslocamentos.	→Mantém inalteradas as características iniciais da camada de argila por não impor deslocamentos ao solo envolvente.	→Instalação complexa; →Problema na instalação quando se pretendem penetrar camadas de argila rija ou de areia; →A rigidez axial dos drenos de areia reduz a eficiência do carregamento das camadas de argila com uma sobrecarga (*); →Os drenos podem tornar-se descontínuos por erros de instalação ou devido a deslocamentos laterais da camada de argila, resultantes do processo de consolidação (**).	0,2-0,3/ ≤ 30

Tipo de dreno	Método de instalação	Influência no solo envolvente	Vantagens	Desvantagens	Diâmetro/ Comprimento [m]
Drenos de areia (continuação)	Trado contínuo oco	Impõe pequenos deslocamentos	→Mantém praticamente inalteradas as características iniciais da camada de argila por impor pequenos deslocamentos ao solo envolvente →Penetram sem dificuldades camadas de argila rija ou de areia (‡).	→(*); →(**).	0,3-0,5/ ≤ 35
	Cravação estática ou vibratória de tubos de ponta obturada (Método do mandril) ou de ponta perdida	Impõe grandes deslocamentos	→(‡); →Consolidação do solo envolvente ao tubo devido às pressões laterais desenvolvidas na cravação; → Na zona perturbada tendem a abrir-se fendas, o que contraria a redução de permeabilidade.	→Coeficiente de permeabilidade correspondente à argila remoldada, regra geral, mais reduzido que o coeficiente de permeabilidade vertical inicial; →(*); →(**).	0,15-0,6/ ≤ 30
	Drenos de areia pré-fabricados “sandwick”	Impõem pequenos a grandes deslocamentos	→(‡) →Drenos contínuos em todo o seu comprimento devido à capacidade de se adaptarem a assentamentos e deslocamentos laterais resultantes do processo de consolidação.	→(*).	0,06-0,16/ ≤ 30
Drenos geosintéticos pré-fabricados	Cravação estática ou vibratória	Impõe pequenos deslocamentos ⁴	→Baixos custos associados à instalação; →Boa capacidade de descarga; →(‡)		0,05-0,1 ⁵ / ≤ 60

⁴ Pequenos deslocamentos impostos ao terreno envolvente devido ao reduzido volume dos geodrenos (*band-shaped drains*).

⁵ Diâmetro equivalente.

3 Modelação matemática e numérica da fluência e da consolidação acelerada por drenos verticais

3.1 Considerações Gerais

O estudo do comportamento dos solos é relativamente recente. As bases da engenharia geotécnica e da mecânica dos solos foram lançadas por Karl Terzaghi (1883-1963). Foi em 1912 que se apercebeu do grande vazio que existia entre os conhecimentos científicos sobre materiais de construção e a falta de conhecimentos sobre os materiais de fundação, em particular o solo. Nesse mesmo ano viajou para os Estados Unidos da América para aprender sobre engenharia de fundações. Esta sua primeira viagem acabou por não ser bem sucedida já que acabou por voltar para a Europa antes da Primeira Grande Guerra Mundial para se alistar na Força Aérea, juntamente com von Karman e von Mises. Após o final da guerra mudou-se como investigador para o *American Robert College* em Istambul onde realizou a maioria do seu trabalho de pesquisa sobre as propriedades do solo, pressões do solo, mecanismos de *piping* e ainda sobre o processo de consolidação em argilas. O Professor Skempton escreveu em 1960 sobre a importância do princípio das tensões efectivas desenvolvido por Karl Terzaghi:

“This principle is of primary importance in soil mechanics. Its realization is entirely due to Terzaghi, and is earliest use, in 1923, of the equation $\sigma' = \sigma - u$ marks the beginning of the modern phase of our subject. Preceding work, even by such great engineers as Coulomb, Collin, Rankine, Resal, Bell and Forchheimer was of limited validity, owing to the absence of this fundamental unifying principle” (Rathmayer e Saari, 1983).

Neste capítulo são revistos alguns estudos analíticos realizados sobre a consolidação primária e secundária assim como da consolidação acelerada por inclusão de drenos verticais. É apresentado um resumo dos modelos do programa *PLAXIS* para o comportamento dos solos moles, em particular os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

3.2 Teoria de consolidação de Terzaghi

Antes de introduzir o tema da modelação analítica da consolidação de uma parcela cilíndrica de solo em torno de um dreno vertical, será feita uma introdução à teoria da consolidação desenvolvida por Terzaghi (1923).

A teoria clássica da consolidação unidimensional é baseada nos seguintes pressupostos (Brand e Brenner, 1981):

- Deformação unidimensional das camadas de argila;
- Drenagem unidimensional que segue a lei de Darcy para qualquer gradiente hidráulico;
- Solo homogéneo e totalmente saturado;
- Incompressibilidade das partículas de solo e do líquido nos poros;
- Compressibilidade e coeficientes de permeabilidade constantes;
- Relação linear entre a tensão efectiva e o índice de vazios do solo;
- Deformações e velocidades de escoamento infinitesimal e unidimensional;
- Inexistência de viscosidade ou de compressão secundária, pelo que o tempo da consolidação é consequência das baixas permeabilidades da argila.

A continuidade de um elemento de solo saturado obriga a que o caudal de entrada ou saída do elemento seja igual à variação de volume da água por unidade de tempo. Num elemento de solo infinitesimal com dimensão $dx \, dy \, dz$, o volume de água nos poros é $n(dx \, dy \, dz)$, sendo n a porosidade. O caudal de entrada ou saída é $(\partial v_x/\partial x + \partial v_y/\partial y + \partial v_z/\partial z) \, dx \, dy \, dz$ (Figura 3.1). A equação de continuidade é então expressa pela seguinte expressão (Terzaghi *et al.*, 1996):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \, dx \cdot dy \cdot dz = - \frac{\partial}{\partial t} \, n \, dx \cdot dy \cdot dz \quad 3.1$$

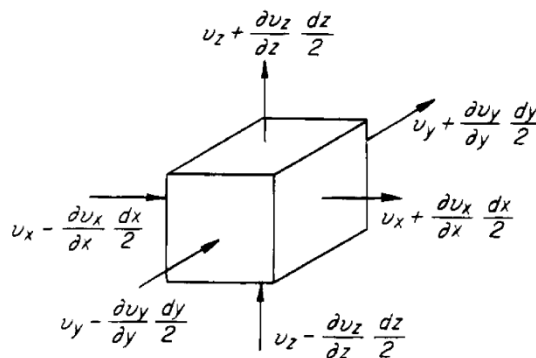


Figura 3.1 - Componentes da velocidade de descarga nas seis faces de um elemento de solo (Terzaghi *et al.*, 1996).

Sendo o escoamento apenas vertical, na Equação 3.1 as parcelas $\partial v_x/\partial x$ e $\partial v_y/\partial y$ anulam-se. Aplicando a lei de Darcy em função do excesso de pressão intersticial (u') à mesma equação e colocando a porosidade (n) em função do índice de vazio (e) obtém-se:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \frac{\partial}{\partial t} \cdot \frac{e}{1+e} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad 3.2$$

onde k_v é o coeficiente de permeabilidade vertical e γ_w é o peso volúmico da água. Assumindo uma variação pequena do índice de vazios durante a consolidação, $(1+e)$ pode ser aproximadamente $(1+e_i)$ sendo e o índice de vazios actual e e_i o índice de vazios inicial. A parcela $(dx \, dy \, dz)/(1+e)$

representa o volume de partículas sólidas do elemento que é independente do tempo e assim a Equação 3.2 pode então ser escrita da seguinte maneira:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \cdot \left(\frac{1}{1+e} \right) \quad 3.3$$

Tem-se assim a equação hidrodinâmica. Para se chegar a esta equação foi tido em consideração que o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) é constante e que as deformações durante a consolidação são pequenas.

A compressão de solos saturados é dependente do tempo porque resulta de dois mecanismos dependentes do tempo. A variação do índice de vazios ao longo do processo de consolidação é expressa pela equação:

$$\frac{de}{dt} = \left(\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \right)_t \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{dt} + \left(\frac{\partial e}{\partial t} \right)_{\sigma'_v} = a_{ve} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + a_{vt} \quad 3.4$$

onde o subscrito e , t e v denotam tensão, tempo e direcção vertical, respectivamente. O primeiro termo é dependente do tempo uma vez que o aumento da tensão efectiva requer tempo devido à baixa permeabilidade que caracteriza os solos moles. O segundo termo representa a viscosidade do material. Depois do incremento na tensão efectiva é necessário tempo para que as forças de interacção entre partículas sejam equilibradas. Na teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi é assumido que o tempo de consolidação é apenas resultante da permeabilidade finita do solo. Assim, da Equação 3.4 $a_{vt} = 0$ e se se assumir ainda que da mesma equação $a_{ve} = -a_v$ igual em toda a profundidade e em todas as fases da consolidação tem-se para a taxa de variação do índice de vazios no tempo a equação:

$$\frac{de}{dt} = -a_{ve} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad 3.5$$

Se a tensão total vertical (σ_v) e a pressão intersticial de referência (u_{ref}) (Figura 2.10) se mantiverem inalteradas durante a consolidação, então $(d\sigma'_v/dt) = -(du'/dt)$, podendo a Equação 3.3 ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1+e} \cdot \frac{\partial u'}{\partial t} \quad 3.6$$

Substituindo $m_v = a_v / (1+e)$ e $c_v = k_v / (\gamma_w m_v)$, obtém-se a equação fundamental da consolidação unidimensional desenvolvida por Terzaghi:

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} = \frac{\partial u'}{\partial t} \quad 3.7$$

onde m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica e c_v é o coeficiente de consolidação para a drenagem vertical. A variável dependente (u') é função das variáveis independentes (z, t) (Terzaghi *et al.*, 1996), o que significa que a dissipação do excesso de pressão intersticial depende da posição (profundidade) e do tempo.

Ao integrar a equação de consolidação de Terzaghi obtém-se a evolução no espaço e no tempo da dissipação do excesso de pressão intersticial. Para isso é necessário fazer algumas mudanças de variáveis tais como:

$$Z = \frac{z}{l_w} \quad 3.8$$

e

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{l_w^2} \quad 3.9$$

Nas expressões 3.8 e 3.9 l_w é a maior distância que uma partícula de água percorre para abandonar o estrato em consolidação.

A teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi serviu de base a melhoramentos, desenvolvidos por outros autores para fazer face a alguns pressupostos menos realistas. Biot foi o primeiro de muitos autores a estudar a problemática da consolidação em solos não saturados. Em 1941 propôs uma teoria de consolidação para solos não saturados com os poros obstruídos por bolhas de ar. Os pressupostos da teoria de Biot eram similares aos da de Terzaghi. Para o caso da consolidação unidimensional chegou a uma equação análoga à Equação 3.7, no entanto, o coeficiente de consolidação vertical (c_v) foi modificado para ter em conta a compressibilidade do fluido nos poros (Fredlund e Rahardjo, 1993).

3.3 Fluência em modelos unidimensionais

A fluência é a deformação ao longo do tempo de um material submetido a uma carga ou tensão constante. Nos solos o conceito é igualmente aplicável. Neste caso a definição de fluência refere-se à ocorrência de deformações ao longo do tempo para tensões efectivas constantes. Embora sejam também referidos como ensaios de fluência, os ensaios triaxiais não drenados de solos saturados sob tensão de corte constante ao longo do tempo não são verdadeiros ensaios de fluência, uma vez que, apesar de a tensão distorcional se manter constante, há uma variação da tensão efectiva média provocada pela variação da pressão intersticial.

Todos os solos exibem comportamento dependente da taxa de deformação em grau variável e, no caso de uma solitação edométrica, a compressão primária é acompanhada por uma certa

quantidade de compressão secundária. Para compreender o efeito da fluência nos solos é necessário perceber como se desenvolvem os assentamentos por consolidação primária e secundária nos ensaios de compressão unidimensional. O ensaio edométrico controlado por tensão aplicada tem várias fases de carregamento, cada uma com a duração (t) de um dia. Para as dimensões correntes deste ensaio verifica-se que o processo de consolidação primária, mesmo em materiais com coeficientes de permeabilidade muito baixos, acaba antes das 24 horas. Depois de concluída esta fase as restantes deformações resultam da compressão secundária.

A expressão geral para o assentamento que resulta da compressão secundária sob a acção de uma pressão final σ'_{vf} é *cf.* (Terzaghi *et al.*, 1996):

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot H_i \quad 3.10$$

com H_i igual à espessura inicial da camada de solo.

É preferível representar o assentamento como função das características de compressibilidade do material. O índice de compressão secundária $C_\alpha = \Delta e / \Delta \log(t)$ define o declive da curva no gráfico e - $\log(t)$. Para um valor constante de C_α entre o final da consolidação primária (t_c) e um tempo qualquer (t) correspondente à compressão secundária, a Equação 3.10 pode ser reescrita:

$$S = \frac{C_\alpha}{1 + e_i} \cdot H_i \cdot \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad 3.11$$

A magnitude do assentamento depende do valor C_α como também de t / t_c . Para qualquer caso, quanto menor o valor de t / t_c , *i.e.*, quanto menos tempo decorrer após o final da consolidação primária, menos significativos são os assentamentos da compressão secundária.

Foi verificado por Mesri e Godlewski (1977) que, para qualquer valor de tensão efectiva (σ'_v , t) durante a consolidação secundária de cada solo, a relação entre a compressibilidade por fluência (com índice de compressibilidade C_α) e a compressibilidade quer na curva de recompressão (com índice de compressibilidade C_e), quer na curva de compressão normal (com índice de compressibilidade C_c), é constante. No Quadro 3.1 são mostrados valores de C_α / C_c para materiais geotécnicos que variam entre 0,01 e 0,07. O conceito de compressibilidade descrito anteriormente é, por questões de simplificação, denominado por $C_\alpha / C_{c/e}$ já que a relação é uma constante no ramo de recompressão como no ramo de compressão normal. De acordo Mesri e Godlewski (1977), a magnitude e o comportamento de C_α estão directamente relacionadas com a magnitude e o comportamento de $C_\alpha / C_{c/e}$ com a tensão efectiva vertical. C_α mantém-se constante, decresce ou cresce com o tempo para um determinado valor de tensão efectiva vertical final (σ'_{vf}), enquanto $C_{c/e}$ evolui no mesmo sentido, *i.e.*, C_α depende de $C_{c/e}$. O posicionamento da tensão efectiva vertical em relação à tensão de pré-consolidação (σ'_p) determina esta evolução. Quando σ'_{vf} está completamente na curva

de recompressão ($\sigma'_{vf} / \sigma'_p < 0,7$), verifica-se que o tempo da consolidação primária (t_c) é pequeno assim como $C_{c/e}$ ($C_{c/e}$ neste caso é C_e) e os assentamentos secundários não serão significativos (Terzaghi *et al.*, 1996). Quando σ'_{vf} se encontra nas proximidades da tensão de pré-consolidação (σ'_p), o tempo da consolidação primária pode também ser pequeno mas como $C_{c/e}$ é uma constante, se $C_\alpha / C_{c/e}$ aumenta (transição de C_e para C_c) então C_α também aumenta, tornando-se assim os assentamentos por compressão secundária significativos (Mesri *et al.*, 1997). Quando σ'_{vf} se encontra na curva de compressão normal os assentamentos por consolidação secundária serão muito significativos uma vez que $C_{c/e}$ é muito elevado (neste caso $C_{c/e}$ é C_c) o que implica que C_α também seja muito elevado (Terzaghi *et al.*, 1996).

Quadro 3.1 - Valores de C_α / C_c para diversos solos (Terzaghi *et al.*, 1996).

Material	C_α / C_c
Solos granulares	0,02±0,01
Xisto e argilito	0,03±0,01
Argilas e siltes inorgânicos	0,04±0,01
Argilas e siltes orgânicos	0,05±0,01
Turfa	0,06±0,01

Diferentes expressões podem ser encontradas na bibliografia para descrever as deformações por fluência.

Buisman (1936) propôs a seguinte equação para descrever a fluência *cf.* (Neher *et al.*, 2000):

$$\varepsilon = \varepsilon_c + C_B \cdot \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad \text{para } t > t_c \quad 3.12$$

onde ε_c é a deformação no final da consolidação primária, t é o tempo desde o início do carregamento, t_c é o tempo da consolidação primária e C_B é uma constante do material. Sabendo que o tempo total da consolidação é a soma das parcelas da consolidação primária e secundária temos $t = t_c + t'$. Assim a expressão pode ser reescrita tomando a seguinte forma:

$$\varepsilon = \varepsilon_c + C_B \cdot \log\left(\frac{t_c + t'}{t_c}\right) \quad \text{para } t' > 0 \quad 3.13$$

Garlanger (1972), baseando-se no trabalho realizado por Bjerrum (1967), propôs a seguinte expressão para a fluência:

$$e = e_c + C_\alpha \cdot \log\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad \text{para } t' > 0 \quad 3.14$$

com $C_\alpha = C_B (1 + e_i)$. As diferenças entre as duas equações anteriores são pequenas. A deformação é substituída pelo índice de vazios e o tempo de consolidação primária t_c é substituído pelo parâmetro τ_c (Figura 3.2). As duas equações são iguais quando $t_c = \tau_c$. Nos casos em que $t_c \neq \tau_c$, as diferenças entre as duas equações vão-se esbatendo quando o tempo da consolidação secundária (t') aumenta.

Butterfield (1979) propôs uma outra maneira de descrever a compressão secundária *cf.* (Neher *et al.*, 2000):

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H + \mu^* \cdot \log \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad \text{para } t' > 0 \quad 3.15$$

onde ε^H é a deformação logarítmica sendo a deformação durante a consolidação primária representada por ε_c^H . O índice de fluência modificado μ^* descreve a compressão secundária por incremento logarítmico de tempo. O supra escrito “H” é usado pois o conceito de deformação logarítmica foi originalmente usado por Hencky. É preciso notar que τ_c não é o tempo de consolidação primária t_c . O tempo τ_c não é um parâmetro do material mas sim um factor que não depende apenas da consolidação mas também da geometria da amostra testada. Janbu (1969) desenvolveu uma construção para avaliar os parâmetros μ^* e τ_c . A diferença entre τ_c e t_c é mostrada na Figura 3.2.

Tanto o método tradicional representado na Figura 3.2 (a), como o método de Janbu na Figura 3.2 (b) podem ser usados para determinar o parâmetro μ^* . No entanto, o método de Janbu é mais atractivo pois também é possível retirar directamente dessa construção o parâmetro τ_c , que corresponde à intercepção da continuação da parcela linear da fluência com o eixo do tempo (não logarítmico). A parcela não linear do gráfico para $t < t_c$ é devida à consolidação primária da amostra.

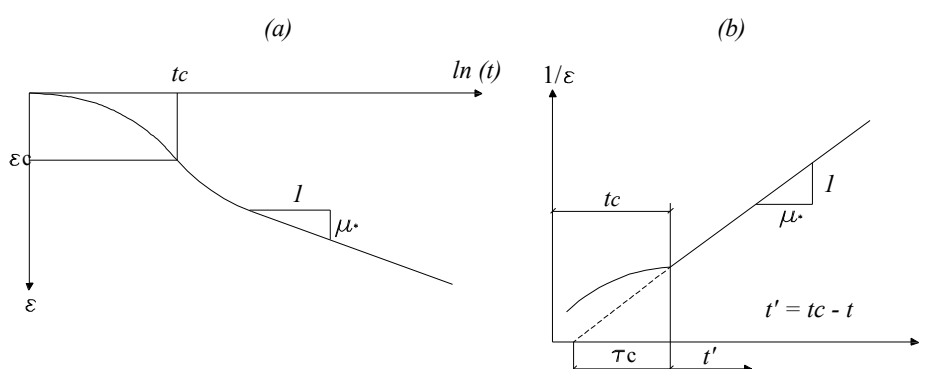


Figura 3.2 - Comportamento da consolidação primária e da fluência no ensaio edométrico (Neher *et al.*, 2000).

3.4 Soluções analíticas da consolidação de uma célula axissimétrica com dreno vertical central

A introdução de drenos verticais obrigou à adaptação das antigas teorias de consolidação axial o que conduziu ao aparecimento de novas soluções analíticas. Sabendo que a introdução de drenos

verticais é normalmente usada no tratamento de solos moles, passa a ser necessário ter em consideração dois factos importantes: (1) passará a haver escoamento radial no sentido dos drenos verticais, para além do escoamento vertical e (2) o escoamento para os drenos verticais é horizontal e com velocidades de escoamento normalmente superiores uma vez que, regra geral, os coeficientes de permeabilidade horizontal são superiores aos coeficientes de permeabilidade vertical nestes solos. Para uma compressão unidimensional em que se conjuguem os fluxos vertical e radial, a Equação 3.7 transforma-se em *cf.* (Terzaghi *et al.*, 1996):

$$c_v \cdot \frac{\partial^2 u'}{\partial z^2} + c_r \cdot \left(\frac{\partial^2 u'}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u'}{\partial r} \right) = \frac{\partial u'}{\partial t} \quad 3.16$$

onde $c_r = k_r / (\gamma_w m_v)$ é o coeficiente de consolidação para drenagem horizontal (radial) de uma célula axissimétrica. A dissipação do excesso de pressão intersticial é assim função do tempo (t) assim como da posição (z) e do raio (r). Segundo Terzaghi *et al.* (1996), Carrillo (1942) demonstrou que a solução da Equação 3.16 podia ser obtida conjugando as soluções de dois problemas distintos: compressão vertical com fluxo vertical e compressão vertical com fluxo radial. O excesso de pressão intersticial e o grau de consolidação, em qualquer momento da consolidação, são:

$$u'_{zr} = \frac{u'_z \cdot u'_r}{u'_i} \quad 3.17$$

e

$$U = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r) \quad 3.18$$

onde u'_z e u'_r são o excesso de pressão intersticial para o fluxo vertical e radial respectivamente e U_z e U_r são os correspondentes graus de consolidação. Na consolidação por drenos verticais o fluxo vertical é normalmente desprezado, apesar de ser significativo para camadas pouco espessas ou quando os raios de influência (r_e) são grandes (Figura 2.12).

Barron (1948) estudou dois casos extremos de consolidação de uma parcela cilíndrica de solo mole em torno de um dreno vertical e demonstrou que para ambos os casos, a consolidação média obtida era praticamente a mesma. As duas hipóteses são as seguintes *cf.* (Ho Seah e Juirnarongrit, 2003):

- “Deformação Vertical Livre” (*Free Vertical Strain*) assume que a carga é uniforme na área de influência circular de cada dreno e que os assentamentos diferenciais que ocorrem nessa área não têm qualquer efeito na redistribuição de tensões;
- “Deformação Vertical Rígida” (*Equal Vertical Strain*) assume que a carga aplicada é rígida pelo que forçosamente se vão desenvolver assentamentos iguais à superfície, *i.e.*, secções horizontais mantêm-se horizontais.

A solução obtida pela hipótese “Deformação Vertical Rígida” é mais simples que a solução da hipótese “Deformação Vertical Livre” pelo que a primeira é mais usada em análises de consolidação radial. Barron (1944) formulou o grau de consolidação tendo em conta os mesmos pressupostos de permeabilidade e compressibilidade de Terzaghi. Assumindo a inexistência de zona perturbada (*smear zone*), a inexistência de resistência à entrada de água no dreno (*well resistance*) e a hipótese “Deformação vertical rígida”, obteve para o grau de consolidação a seguinte expressão (Terzaghi *et al.*, 1996):

$$U_r = 1 - \exp \left[-\frac{2T_r}{\mu_{zr}} \right] \quad 3.19$$

onde U_r é o grau de consolidação para o fluxo exclusivamente radial, $n_r = r_e / r_w$ com r_e e r_w o raio de influência e o raio equivalente do dreno, respectivamente (Secção 2.3.2), $\mu_{zr} = \ln(n_r) - 0,75$ para valores de n_r superiores a dez, e T_r o factor tempo adimensional para a drenagem horizontal de uma célula axissimétrica expresso da seguinte maneira:

$$T_r = \frac{c_r \cdot t}{r_e^2} = \frac{t}{r_e^2} \cdot \frac{k_r}{m_v \cdot \gamma_w} \quad 3.20$$

Estudos posteriores levados a cabo por Barron (1948), Hansbo (1979 e 1981) ou por Zeng e Xie (1989), passaram a incluir o efeito da zona perturbada de raio $r_s = s_r r_w$, o efeito da resistência à entrada de água no dreno e também o efeito da capacidade de drenagem finita dos drenos verticais.

Hansbo (1981) assumiu uma zona perturbada com coeficiente de permeabilidade horizontal (k_{sr}) diferente do coeficiente de permeabilidade horizontal da zona não perturbada k_r *cf.* (Terzaghi *et al.*, 1996). Deste modo, o parâmetro μ_{zr} vai mudar consoante o efeito que se tenha em conta. Nos casos em que se considere apenas o efeito da zona perturbada μ_{zr} é (Indraratna *et al.*, 2005):

$$\mu_{zr} = \ln \left(\frac{n_r}{s_r} \right) + \left(\frac{k_r}{k_{sr}} \right) \cdot \ln(s_r) - 0,75 \quad 3.21$$

e nos casos em que se considere o efeito conjunto da zona perturbada e da resistência ao fluxo de água para os drenos tem-se:

$$\mu_{zr} = \ln \left(\frac{n_r}{s_r} \right) + \left(\frac{k_r}{k_{sr}} \right) \cdot \ln(s_r) - 0,75 + \pi z(2l - z) \cdot \frac{k_r}{q_w} \quad 3.22$$

onde l é o comprimento da célula axissimétrica, z representa a profundidade para $l > z$ e q_w é a capacidade de descarga do dreno. O último termo da Equação 3.22 representa a resistência à entrada de água no dreno, que é função das variáveis referidas anteriormente e varia inversamente com a capacidade de descarga do dreno.

3.5 Adaptação para o EPD das soluções analíticas da consolidação de uma célula axissimétrica com dreno vertical central

O fluxo de água para o interior de um dreno vertical é por natureza axissimétrico. No entanto, a modelação da consolidação de terrenos é normalmente realizada a duas dimensões, *i.e.*, em Estado Plano de Deformação pelo que se torna necessário converter um sistema tridimensional axissimétrico num sistema bidimensional equivalente.

Indraratna e Redana (1997) propuseram uma conversão dos drenos verticais em paredes drenantes, ajustando o afastamento entre paredes e os coeficientes de permeabilidade do terreno (Figura 3.3 (a)). A largura da parede drenante é obtida considerando que a capacidade de descarga nos dois sistemas é igual. Num sistema de drenos espaçados DS (Figura 2.12) e dispostos num padrão quadrangular, os raios da célula axissimétrica são convertidos em larguras da seguinte maneira (Indraratna e Redana, 1997):

$$b_w = \frac{\pi \cdot r_w^2}{2 \cdot DS} \quad e \quad b_s = \frac{\pi \cdot r_s^2}{2 \cdot DS} \quad 3.23$$

onde o subscrito w e s correspondem ao dreno e à zona perturbada, respectivamente. Para uma disposição triangular têm-se as seguintes relações:

$$b_w = \frac{1,143 \cdot \pi \cdot r_w^2}{DS} \quad e \quad b_s = \frac{1,143 \cdot \pi \cdot r_s^2}{DS} \quad 3.24$$

Nos casos em que se considerem a zona perturbada e a resistência à entrada de água no dreno vertical, a proposta de Indraratna e Redana (1997) relaciona o coeficiente de permeabilidade horizontal (axissimétrico) (k_r) com o coeficiente de permeabilidade horizontal em EPD (k_{hp}) da seguinte forma:

$$k_{hp} = \frac{k_h \cdot \left[\alpha + \beta \cdot \frac{k_{hp}}{k_{shp}} + \theta \cdot (2lz - z^2) \right]}{\left[\ln\left(\frac{n_r}{s_r}\right) + \left(\frac{k_r}{k_{sr}}\right) \cdot \ln(s_r) - 0,75 + \pi \cdot (2lz - z^2) \cdot \frac{k_h}{q_w} \right]} \quad 3.25$$

onde α , β e θ são expressos pelas seguintes equações:

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{4b_s^3}{3B^3} + \frac{2b_s^2}{B^2} - \frac{2b_s}{B} \quad 3.26$$

$$\beta = \frac{b_s^2}{B} - \frac{b_s^3}{3B^3} - \frac{2b_w^3}{3B^3} - \frac{2b_w \cdot b_s}{B^2} + \frac{b_w^2}{B^2} + \frac{b_w^2 \cdot b_s}{B^3} \quad 3.27$$

$$\theta = \frac{2k_{hp}^2}{B \cdot q_z} - \frac{2b_w \cdot k_{hp}^2}{B^2 \cdot q_z} \quad 3.28$$

onde q_z corresponde ao caudal vertical na parede drenante em *EPD*. Nos casos em que se despreze a zona perturbada e a resistência à entrada de água no dreno vertical tem-se a seguinte expressão:

$$\frac{k_{hp}}{k_r} = \frac{0,67}{[\ln(n_r) - 0,75]} \quad 3.29$$

Tran e Mitachi (2008) propuseram uma conversão mais simples. O terreno inalterado juntamente com a zona perturbada de uma célula axissimétrica são convertidos num solo equivalente com características homogêneas na conversão para o *EPD* (Figura 3.3 (c) e Figura 3.4) (Tran e Mitachi, 2008). A relação entre os coeficientes de permeabilidade do solo numa célula axissimétrica (k_r e k_{sr}) e o coeficiente de permeabilidade equivalente plano (k'_{hp}) foi obtida tendo em consideração o modelo analítico proposto por Indraratna *et al.* em 2005, para a consolidação de uma célula axissimétrica, e o modelo analítico proposto por Tran e Mitachi (2008), para a consolidação da célula plana referida anteriormente.

A solução analítica proposta por Tran e Mitachi (2008) é obtida considerando uma fatia correspondente a uma secção transversal horizontal da célula plana com espessura dz e largura B (Figura 3.4). A uma qualquer distância x do centro da parede drenante a taxa (cronológica) de variação do caudal horizontal (Figura 3.4 (a)) pode ser definida pela seguinte equação:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{k'_{hp}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \cdot dz \quad 3.30$$

A taxa de variação de volume vertical da fatia entre x e a largura B pode ser expressa pela equação:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot (B - x) \cdot dz \quad 3.31$$

Assumindo que a água é incompressível, as Equações 3.30 e 3.31 são iguais, resultando assim a seguinte expressão:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\gamma_w}{k'_{hp}} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot (B - x) \quad 3.32$$

A variação do caudal vertical na parede drenante desde a face de entrada à face de saída (Figura 3.4 (b)) é expressa da seguinte forma:

$$dq_z = \frac{q_{wp}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \cdot dz \cdot dt \quad 3.33$$

onde q_{wp} é a capacidade de descarga da parede drenante. O caudal horizontal que entra no dreno é expresso pela equação:

$$dq_x = \frac{k'_{hp}}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \cdot dz \cdot dt \quad 3.34$$

A Equação 3.34 é válida para $x = b_w$, onde b_w é metade da largura da parede drenante. Para que haja continuidade no fluxo de água a equação $dq_z = -2dq_x$ e assim resulta:

$$\left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right) = -\left(\frac{2k'_{hp}}{q_{wp}}\right) \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)_{b_w} \quad 3.35$$

Substituindo a Equação 3.32 na Equação 3.35 obtém-se:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{2\gamma_w}{q_{wp}} \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \cdot (B - b_w) \quad 3.36$$

O grau de consolidação horizontal médio é expresso pela Equação 3.19 sendo, no entanto, T_r substituído por T_{hp} e μ_{zr} por μ_{zp} . O factor tempo T_{hp} toma a forma da Equação 3.20, substituindo k_r por k'_{hp} e r_e por B . O parâmetro μ_{zp} que depende da profundidade, da geometria da célula e que tem em conta os efeitos da zona perturbada e da resistência à entrada de água no dreno, tem a seguinte forma:

$$\mu_{zp} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2k'_{hp}}{B \cdot q_{wp}} \cdot (2lz - z^2) \quad 3.37$$

com q_{wp} a capacidade de descarga de parede drenante. Igualando os graus de consolidação da célula axissimétrica e da célula plana obtém-se $(T_r / \mu_{zr}) = (T_{hp} / \mu_{zp})$. Simplificando é possível obter a relação entre as capacidades de descarga entre dreno e parede drenante e a relação entre os coeficientes de permeabilidade:

$$q_{wp} = \frac{2B}{\pi \cdot r_e^2} \cdot q_w \quad 3.38$$

e

$$k'_{hp} = \frac{2B^2}{3r_e^2} \cdot \frac{k_r}{\ln\left(\frac{n_r}{s_r}\right) - \frac{3}{4} + \frac{k_r}{k_{sr}} \cdot \ln(s_r)} \quad 3.39$$

A proposta de Tran e Mitachi (2008) de conversão de uma célula axissimétrica para uma célula plana combina o uso das Equações 3.38 e 3.39.

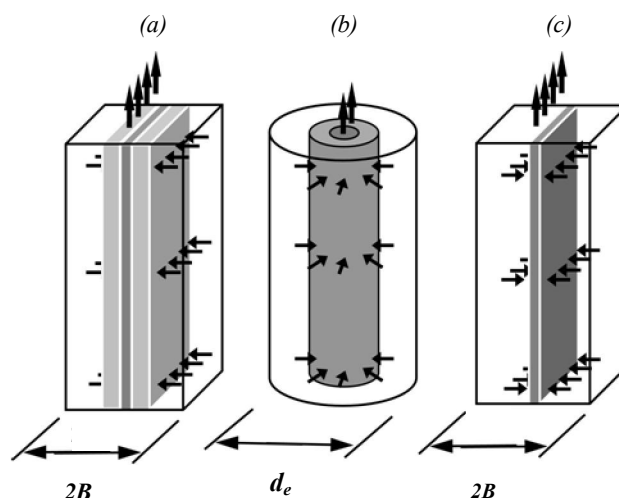


Figura 3.3 - Conversão de uma célula Axissimétrica para uma célula em Estado Plano de Deformação. (a) Célula em estado plano de deformação com zona perturbada. (b) Célula axissimétrica. (c) Célula em estado plano de deformação sem zona perturbada (Tran e Mitachi, 2008).

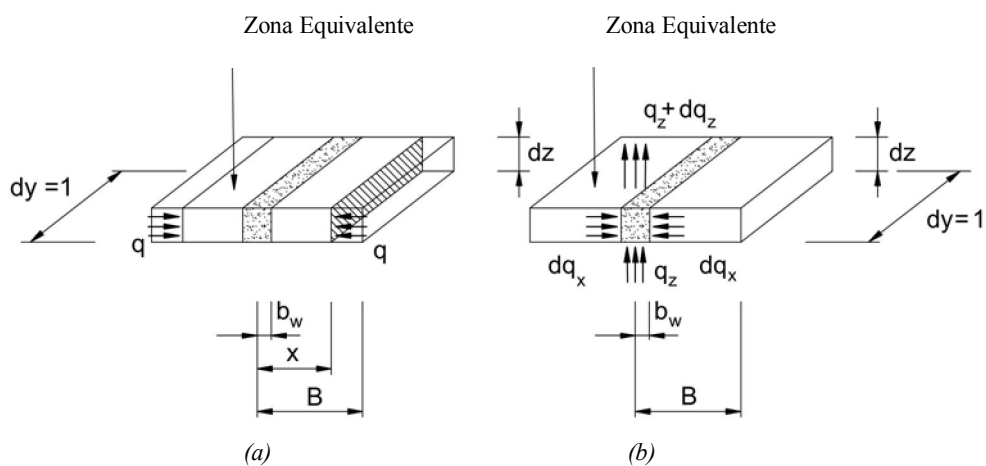


Figura 3.4 - Fatia correspondente à seção transversal de uma célula em Estado Plano de Deformação sem zona perturbada (Tran e Mitachi, 2008).

3.6 Modelação numérica da consolidação com fluência

3.6.1 Programa *PLAXIS* e os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*

O solo é um material constituído por partículas sólidas e por vazios. No caso de os vazios estarem totalmente preenchidos por água diz-se que o solo se encontra saturado e no caso oposto, *i.e.* num solo seco, os vazios estão preenchidos por ar. Apesar de ser um material particulado o solo é tratado na mecânica dos solos como um meio contínuo, o seu comportamento é tratado macroscopicamente agilizandando deste modo a sua modelação.

O programa *PLAXIS* começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade Técnica de *Delft*. O objectivo inicial do programa foi criar um código de elementos finitos bidimensional simples de utilizar, para analisar a construção de aterros sobre solos moles. A primeira versão para o sistema operativo *Windows* foi lançada em 1998 e até aos dias de hoje têm sido feitos melhoramentos com o intuito de disponibilizar uma ferramenta teórica e prática cada vez mais potente na análise de qualquer problema geotécnico (Rao, 2006).

O comportamento mecânico dos solos pode ser modelado tendo em consideração vários graus de precisão e a definição do modelo a usar depende principalmente da complexidade do caso de estudo. O programa *PLAXIS* disponibiliza modelos que caracterizam o comportamento de solos moles. Sendo um dos objectivos deste trabalho a compreensão da importância da fluência neste tipo de solos, da lista de modelos do programa optou-se por usar os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. Os resultados obtidos pelos dois modelos podem ser facilmente comparados já que o modelo *Soft Soil Creep* é uma extensão do modelo *Soft Soil* que tem em consideração o efeito da fluência ao longo do tempo.

O modelo *Soft Soil* é baseado no modelo *Cam Clay* e foi especificamente criado para ser usado nas situações em que exista compressão primária de argilas normalmente, ou ligeiramente, sobreconsolidadas. Em termos gerais, o modelo pode ser caracterizado em quatro pontos: (1) Dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão, (2) distinção entre carregamento primário e descarga/recarga na resposta do solo, (3) possibilidade de consideração da tensão de pré-consolidação e (4) a rotura do material rege-se pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb (Plaxis, b.v., 2002).

Nos estados de tensão e deformação isotrópica é assumida uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica (ε_{vol}) e a tensão efectiva média (p'). A linha de compressão isotrópica virgem é obtida pela seguinte expressão *cf.* (Neher *et al.*, 2000):

$$\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^i = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) \quad 3.40$$

Com o intuito de manter a validade da expressão anterior é assumido um valor mínimo de p' igual à unidade. A resposta do terreno à acção de descarga/recarga é dada pela expressão:

$$\varepsilon_{vol}^e - \varepsilon_{vol}^{ei} = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) \quad 3.41$$

É outra vez assumido um valor mínimo de p' igual à unidade escolhida de tensão. As duas linhas são exemplificadas na Figura 3.5.

Os parâmetros λ^* e κ^* são, respectivamente, os índices de compressibilidade e de descompressão/recompressão modificados. O primeiro determina a compressibilidade do material para um carregamento que se encontre na linha de compressão isotrópica virgem, enquanto o segundo determina a sua compressibilidade na descarga e subsequente recarga. Ambos os coeficientes diferem dos coeficientes λ e κ usados por Burland uma vez que a variação logarítmica da tensão média (p') é relacionada com a deformação volumétrica (ε_{vol}) e não com o índice de vazios (e). No entanto, a relação λ^* / κ^* é igual à relação de Burland λ / κ cf. (Plaxis, b.v., 2002). Estes parâmetros podem ser obtidos a partir de um ensaio de compressão isotrópica que inclua também descarga/recarga isotrópica(s). Aquando da representação gráfica da relação entre a variação logarítmica da tensão média e a deformação volumétrica pode ser obtido o gráfico da Figura 3.5. Pode também ser usado o ensaio edométrico para se determinarem estes parâmetros. Neste caso é necessário usar correlações com os parâmetros deste ensaio (C_c e C_e). Existem também relações entre os parâmetros originais do modelo *Cam-Clay* (λ e κ) e os parâmetros do ensaio edométrico (C_c e C_e).

A resposta do solo nas fases de descarga/recarga é assumida como elástica tal como aparece identificado na Equação 3.41 com o supra escrito e . Sucessivas fases de descarga/recarga correspondem cada uma a um valor de tensão de pré-consolidação isotrópica (p_p). Esta tensão representa o nível mais elevado de tensão experimentado pelo solo. Durante as fases de descarga/recarga o valor da tensão de pré-consolidação mantém-se constante no entanto, na fase de carregamento primário, o valor da tensão aumenta com o nível de tensão aplicado ao terreno, provocando assim deformações volumétricas irreversíveis (plásticas).

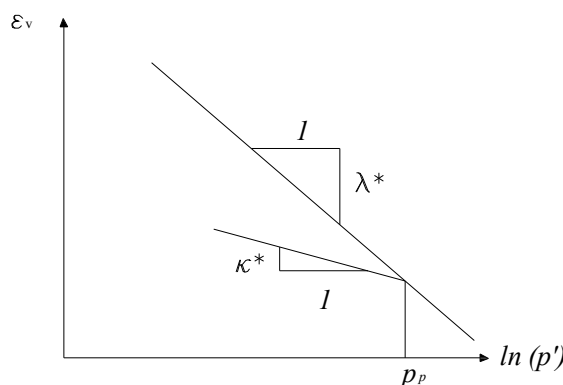


Figura 3.5 - Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão efectiva média (Plaxis, b.v., 2002).

Para estados de tensão com isotropia radial em torno duma direcção principal de tensão (*i.e.* estados de tensão característicos de qualquer tipo de ensaio triaxial), a função de cedência do modelo *Soft Soil* é definida da seguinte maneira cf. (Neher *et al.*, 2000):

$$f = p - p_p \quad 3.42$$

onde p representa o estado de tensão corrente e p_p é o estado equivalente de pré-consolidação que é função da deformação plástica (Figura 3.6). As tensões são expressas pelas seguintes equações:

$$p = \frac{q^2}{M^2 \cdot (p' + c' \cdot \cot g(\phi'))} + (p' + c' \cdot \cot g(\phi')) \quad 3.43$$

e

$$p_p = p_{pi} \cdot \exp \left[\frac{\Delta \varepsilon_{vol}}{\lambda^* - \kappa^*} \right] \quad 3.44$$

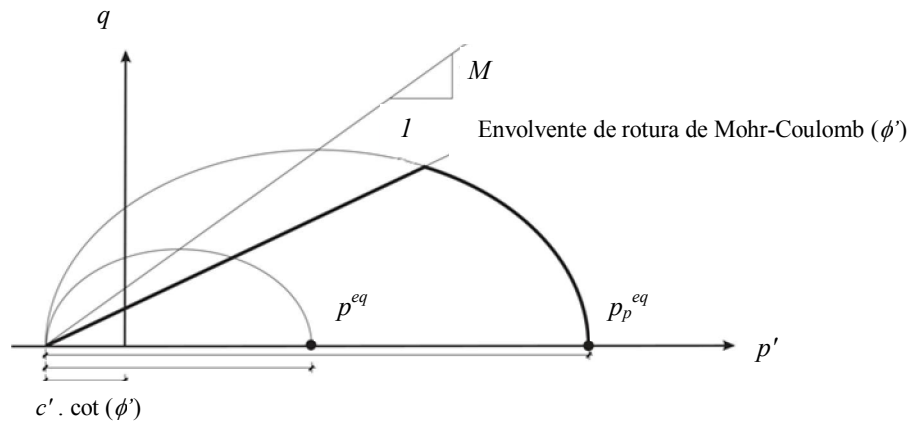


Figura 3.6 - Superfícies de rotura e de cedência nos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* no plano p' - q (Neher *et al.*, 2000).

Tal como foi referido anteriormente a tensão de pré-consolidação isotrópica (p_p) é função da deformação plástica, como expresso na Equação 3.44. A função de cedência f (Equação 3.42) é descrita como sendo uma elipse no plano p' - q cujo semi-eixo menor passa na intersecção com a linha de inclinação M que é um parâmetro relacionado com k_0 . O valor de M é estimado pela seguinte relação (Plaxis, b.v., 2002):

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - k_0^{NC})^2}{(1 + 2k_0^{NC})^2} + \frac{(1 - k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2k_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - k_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad 3.45$$

onde ν_{ur} é o coeficiente de Poisson no ramo da descarga-recarga. O critério de Mohr-Coulomb, com os parâmetros resistentes ϕ' e c' , é usado para descrever a rotura neste modelo. A envolvente de rotura no plano p' - q mostra-se na Figura 3.6 a traço mais marcado que as restantes linhas. Esta fronteira representa também o limite da área elástica. A linha de rotura de Mohr Coulomb é fixa mas a elipse que representa a tensão de pré-consolidação (p_p) pode expandir-se devido à compressão primária. A Figura 3.7 é composta por seis superfícies parcelares, três de cedência por compressão isotrópica e de

três de rotura de Mohr-Coulomb. Representa as fronteiras do volume elástico no espaço triaxial de tensões efectivas principais do modelo *Soft Soil*.

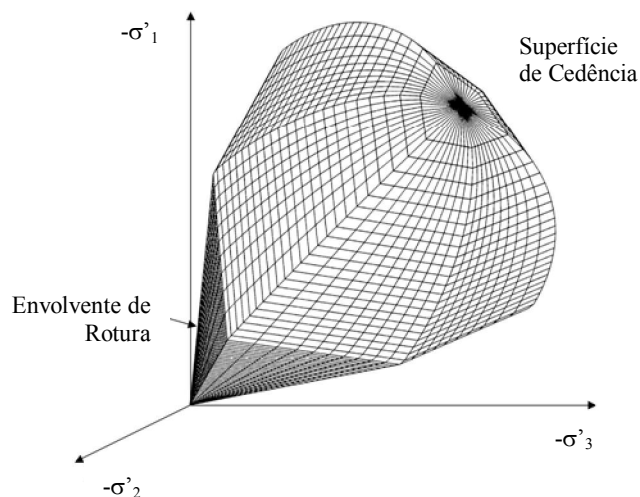


Figura 3.7 - Superfícies de rotura e de cedência no espaço triaxial de tensões efectivas principais dos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* (Plaxis, b.v., 2002).

O modelo *Soft Soil Creep* é uma extensão do modelo *Soft Soil* que inclui o efeito do tempo e da fluência. Deste modo, podem ser comparados com relativa facilidade os resultados obtidos por estes dois modelos. Incluindo a fluência (Equação 3.15) e combinando as Equações 3.40 e 3.41 obtém-se a seguinte expressão para a deformação volumétrica total:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{vol} &= \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^{cr} = \varepsilon_{vol,c}^e + \varepsilon_{vol,c}^{cr} + \varepsilon_{vol,ac}^{cr} \\ &= \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_i}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \cdot \ln\left(\frac{p'_{pc}}{p'_i}\right) + \mu^* \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \end{aligned} \quad 3.46$$

onde ε_{vol} é a deformação volumétrica total devido a um incremento da tensão efectiva média de p'_i para p' num período de tempo $t_c + t'$. A deformação volumétrica total é constituída por duas parcelas. Uma visco-plástica, identificada com o supra escrito *cr*, e uma outra elástica, identificada com o supra escrito *e*. A parcela visco-plástica é por sua vez constituída por outras duas parcelas. Uma que ocorre durante o processo de consolidação primária, identificada com o subscrito *c*, e outra que ocorre após a consolidação primária, identificada com o subscrito *ac* (*after concolidation*). Note-se que a linha de compressão isotrópica não é alcançada no final da consolidação primária mas sim após algumas deformações por fluência terem ocorrido (Figura 3.8).

Esta linha é obtida aplicando um incremento de carga de um dia e assumindo que a consolidação se processa em menos de um dia. A Equação 3.46 é válida para tensões efectivas médias constantes, caso do ensaio edométrico onde são aplicados vários incrementos de carga constantes durante o período de tempo de um dia. Para casos de carregamentos contínuos é necessário formular uma lei constitutiva na forma diferencial. É adoptada a ideia de que todas as deformações inelásticas são dependentes do tempo e, seguindo Bjerrum (1967), é assumido que a tensão de pré-consolidação é

totalmente dependente da quantidade de deformações por fluência acumuladas durante o tempo. Desta maneira, a Equação 3.46 pode ser escrita da seguinte forma *cf.* (Neher *et al.*, 2000):

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{vol}^e + \varepsilon_{vol}^{cr} = \kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p'_{pi}}\right) + (\lambda^* - \kappa^*) \cdot \ln\left(\frac{p'_p}{p'_{pi}}\right) \quad 3.47$$

Combinando as Equações 3.46 e 3.47, tem-se que a parcela das deformações visco-plásticas é uma constante.

$$\varepsilon_{vol}^{cr} = \varepsilon_{vol,c}^{cr} + \varepsilon_{vol,ac}^{cr} \Leftrightarrow (\lambda^* - \kappa^*) \cdot \ln\left(\frac{p'_p}{p'_{pc}}\right) = \mu^* \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad 3.48$$

Da análise da Equação 3.48 e da observação da Figura 3.8 é possível reter o seguinte:

- Não considerando o efeito da fluência, ou seja, se $\mu^* = 0$ obtém-se $(p'_p / p'_{pc}) = 1$ o que significa que o solo responde inicialmente com uma rigidez elástica (κ^*) e posteriormente com uma rigidez plástica (λ^*), comportamento correspondente ao modelo elastoplástico tradicional;
- À medida que μ^* vai ganhando importância, p'_{pc} vai reduzindo até um valor mínimo igual a p'_{pi} . A resposta do solo é inicialmente elástica com rigidez κ^* até à tensão efectiva média p' , seguida apenas de deformações por fluência (deformações para tensão efectiva constante);
- Para valores de μ^* intermédios o solo inicialmente tem uma resposta elástica com rigidez κ^* até à tensão de pré-consolidação inicial média (p'_{pi}). Segue-se uma resposta plástica com rigidez intermédia (entre λ^* e κ^*) até ao final da consolidação primária. Finalmente dão-se as deformações por fluência (deformações para tensão efectiva constante).

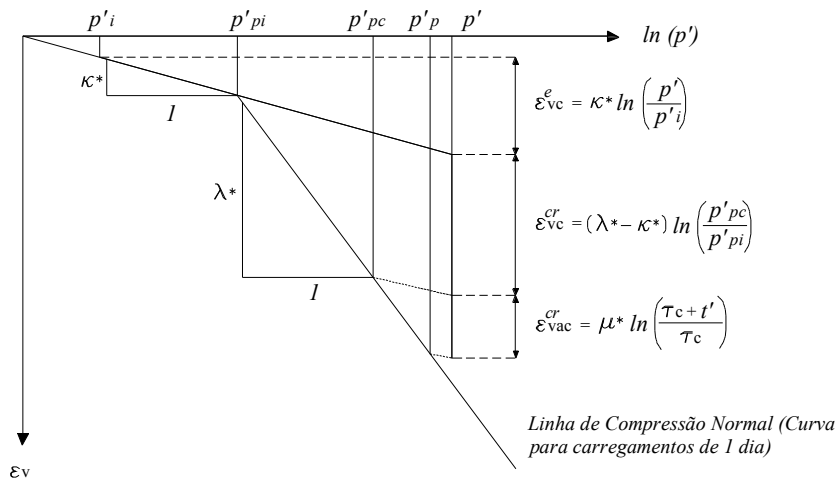


Figura 3.8 - Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva média incluindo fluência (Neher *et al.*, 2000).

No decurso dos cálculos de consolidação do modelo *Soft Soil Creep*, conclui-se que quanto maior o índice de compressão secundária modificado (μ^*), mais rígida é a resposta do solo durante a consolidação primária. A rigidez varia entre λ^* (menos rígido) e κ^* (mais rígido). No entanto, maiores são as deformações para tensões efectivas constantes.

3.6.2 Comparação dos modelos *SS* e *SSC* na modelação de um ensaio edométrico genérico

Foi modelado um ensaio edométrico clássico com dupla fronteira drenante usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. Sabe-se da secção anterior (Secção 3.6.1) que os dois modelos diferem apenas no parâmetro que tem em consideração o efeito da fluência. Esse parâmetro corresponde ao índice de compressão secundária modificado (μ^*) considerado apenas no modelo *Soft Soil Creep*. Neste exercício fez-se variar o valor de μ^* com a finalidade de entender a importância deste parâmetro na resposta do modelo *Soft Soil Creep*.

Para especificar o estado de tensão do solo é necessário definir o coeficiente de impulso em repouso (K_0) e a tensão de pré-consolidação (σ'_p). Este último parâmetro é essencial na determinação da tensão de pré-consolidação isotrópica (p_p) que por sua vez determina a posição da superfície de cedência inicial (Figura 3.6). O programa *PLAXIS* disponibiliza dois tipos de abordagem para modelar a tensão de pré-consolidação. Pode ser usado o grau de sobreconsolidação ($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{vi}$)⁶ ou a tensão de pré-sobrecarga ($POP = \sigma'_p - \sigma'_{vi}$)⁷ (Plaxis, b.v., 2002). Os ensaios edométricos pretendem representar um elemento de solo submetido a um determinado estado de tensão inicial. Devido às reduzidas dimensões deste tipo de ensaios pode ser assumido que a tensão inicial instalada nos provetes é de tal maneira pequena que pode ser desprezada. Desta forma, a melhor maneira de modelar, no programa *PLAXIS*, o estado de tensão inicial de ensaios edométricos é usando a *POP* que, nestes casos, tem um valor igual à tensão de pré-consolidação. Foi modelado um solo orgânico mole ligeiramente sobreconsolidado com uma $POP = 50 \text{ kPa}$. Para definir o coeficiente de impulso em repouso foi usada a expressão $K_0 = 1 - \tan \phi'$ sendo usado para o ângulo de atrito interno o valor de 28° , resultando num valor de $K_0 = 0,531$. A amostra é considerada totalmente saturada. As suas características são resumidas no Quadro 3.2. A condutividade hidráulica deste tipo de material é muito reduzida o que origina comportamentos não drenados a curto prazo. Assim sendo, para reproduzir o mais fielmente possível as condições de um ensaio edométrico, na aplicação instantânea de cada incremento de carga é atribuído ao material um comportamento não drenado, seguindo-se-lhe um cálculo de consolidação. As cargas são aplicadas instantaneamente e, após cada incremento de carga, é permitida uma fase de consolidação. Os carregamentos são mantidos por um dia de maneira a dissipar todo o excesso de pressões intersticiais. Após o último incremento de carga é permitida a consolidação por um período de cem dias. O esquema de cálculo é indicado no Quadro 3.3.

⁶ *Over-Consolidation Ratio*.

⁷ *Pre-Overburden Pressure*.

A amostra tem 2 cm de altura e uma secção transversal de 25 cm² o que resulta num raio aproximadamente igual a 2,8 cm (valor usado para definir o raio do provete). É feita uma análise axissimétrica e são usados elementos de quinze nós. Como o estado de tensão é praticamente uniforme usou-se uma malha relativamente grosseira. Os deslocamentos e as pressões intersticiais foram calculados no ponto B (correspondente à malha de nós) e as tensões e deformações foram calculados no ponto D (correspondente à malha de pontos de integração), como pode ser observado na Figura 3.9. A geometria do modelo e a malha usada no cálculo são mostradas na mesma figura.

Quadro 3.2 - Parâmetros de uma argila mole genérica.

Parâmetro	Símbolo	SS	SSC
Peso volúmico saturado [kN/m ³]	γ_{sat}	17	
Coefficiente de compressibilidade modificado [-]	λ^*	0,025	
Coefficiente de recompressibilidade modificado [-]	κ^*	0,010	
Coefficiente da compressibilidade secundária modificado[-]	μ^*	-	variável
Coesão [kPa]	c	1	
Ângulo de atrito interno [°]	ϕ'	28	
Ângulo de dilatação [°]	ψ	0	
Coefficiente de permeabilidade vertical [m/dia]	k_v	8,64·10 ⁻⁴	
Coefficiente de permeabilidade horizontal [m/dia]	k_r	17,28·10 ⁻⁴	

Quadro 3.3 - Esquema de cálculo (Plano de Cargas).

Fase	Tipo de cálculo	Escalão de carga ⁸ [kPa]	Incremento de tempo [dia]	Tempo acumulado [dia]
1	Plástico	10	0	0
2	Consolidação	10	1	1
3	Plástico	20	0	1
4	Consolidação	20	1	2
5	Plástico	40	0	2
6	Consolidação	40	1	3
7	Plástico	80	0	3
8	Consolidação	80	1	4
9	Plástico	160	0	4
10	Consolidação	160	1	5
11	Plástico	320	0	5
12	Consolidação	320	1	6
13	Plástico	640	0	6
14	Consolidação	640	1	7
15	Consolidação	640	100	107

⁸ Staged Construction.

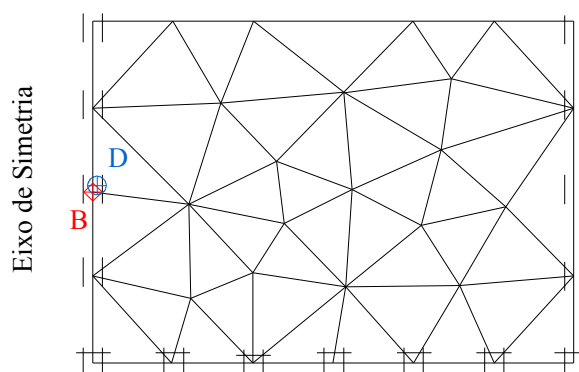


Figura 3.9 - Geometria e malha do ensaio edométrico genérico modelado.

Na Figura 3.10 mostra-se a evolução das pressões intersticiais e das tensões efectivas ao longo do processo de consolidação primária para o primeiro dia do plano de carga. Na Figura 3.11 mostra-se a evolução dos assentamentos ao longo do tempo medidos no ponto *A* no decorrer de todo o ensaio. Nas Figura 3.12 e Figura 3.13 mostra-se a relação entre as tensões efectivas verticais e as deformações verticais nas escalas aritmética e logarítmica, respectivamente.

É possível verificar que o processo de consolidação primária termina quando o excesso de pressão intersticial, resultante da aplicação do primeiro incremento de carga, se dissipa na totalidade. Observa-se a transferência de tensões, inicialmente suportadas pela água nos poros, para as partículas de solo. Os 10 kPa correspondentes ao primeiro carregamento são gradualmente transferidos das pressões intersticiais para as tensões efectivas (Figura 3.10).

Os assentamentos obtidos através do modelo *SS* são os mais reduzidos uma vez que a fluência não é considerada. A partir do momento em que é introduzido o índice de compressão secundária modificado (μ^*) os assentamentos aumentam, sendo tanto maiores quanto maior for o seu valor (Figura 3.11).

É possível observar a influência do índice de compressão secundária na relação das tensões verticais com as deformações verticais. Para índices nulos (modelo *SS*) ou muito reduzidos (modelo *SSC* com $\mu^* = 0,0001$) a resposta do solo às deformações é elastoplástica. Responde inicialmente com uma rigidez elástica (κ^*) e posteriormente com uma rigidez plástica (λ^*). A parcela das deformações por fluência não existe (modelo *SS*) ou é muito reduzida (modelo *SSC* com $\mu^* = 0,0001$), como pode ser observado na Figura 3.12 e Figura 3.13.

Para índices elevados (modelo *SSC* com $\mu^* = 0,01$) a parcela das deformações plásticas durante a consolidação primária é muito reduzida ou quase nula. A resposta do solo é inicialmente elástica com rigidez κ^* , seguida de deformações a tensão efectiva constante. As deformações por fluência são muito elevadas mas dão-se apenas após o processo de consolidação primária (Figura 3.12 e Figura 3.13).

Para índices de compressão secundária intermédios (modelo *SSC* com $\mu^* = 0,001$) o solo tem um comportamento elástico visco-plástico. As deformações no solo são inicialmente elásticas com

rigidez κ^* seguidas de deformações plásticas com rigidez intermédia (entre λ^* e κ^*). Finalmente dão-se as deformações a tensão efectiva constante após o final da consolidação primária (Figura 3.12 e Figura 3.13).

A influência da tensão de pré-consolidação pode ser observada claramente na Figura 3.13. A relação logarítmica entre as tensões efectivas e as deformações permite constatar que são definidos dois ramos, um referente à curva de recompressão e outro referente à curva de compressão normal. Observa-se que a tensão de pré-consolidação ronda os 50 kPa tal como foi especificado.

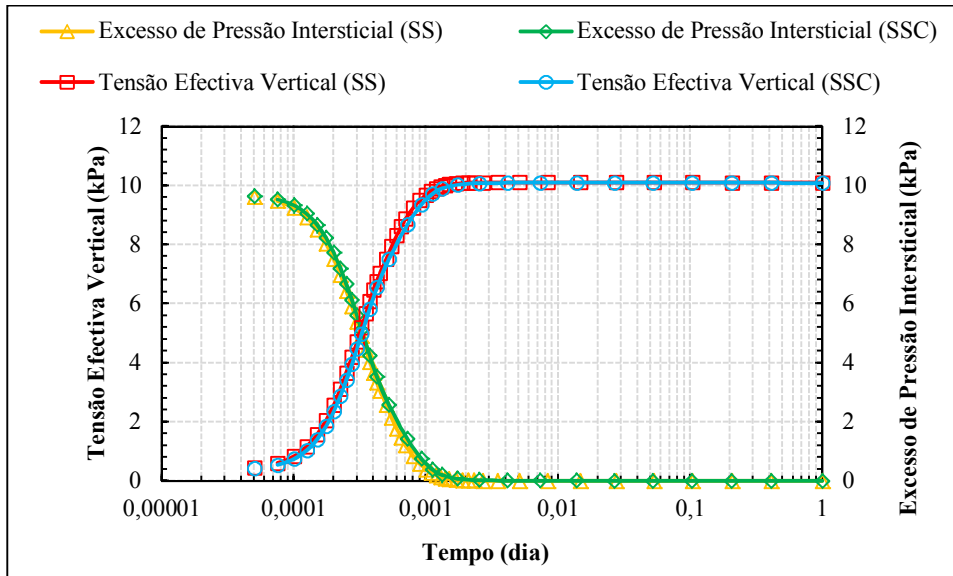


Figura 3.10 – Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto B) e da tensão efectiva (Ponto D) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* [1º dia do plano de cargas].

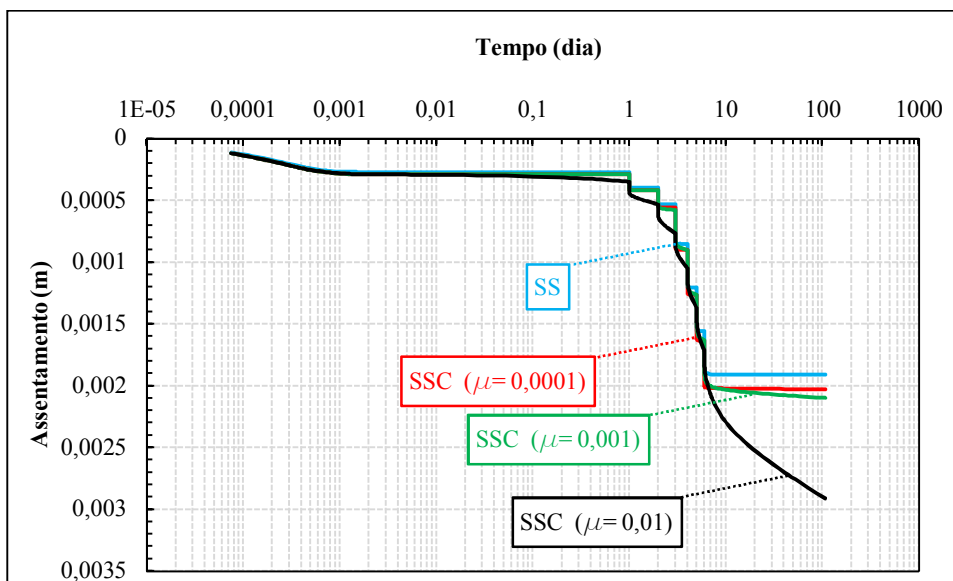


Figura 3.11 - Evolução dos assentamentos no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* [Plano de cargas completo].

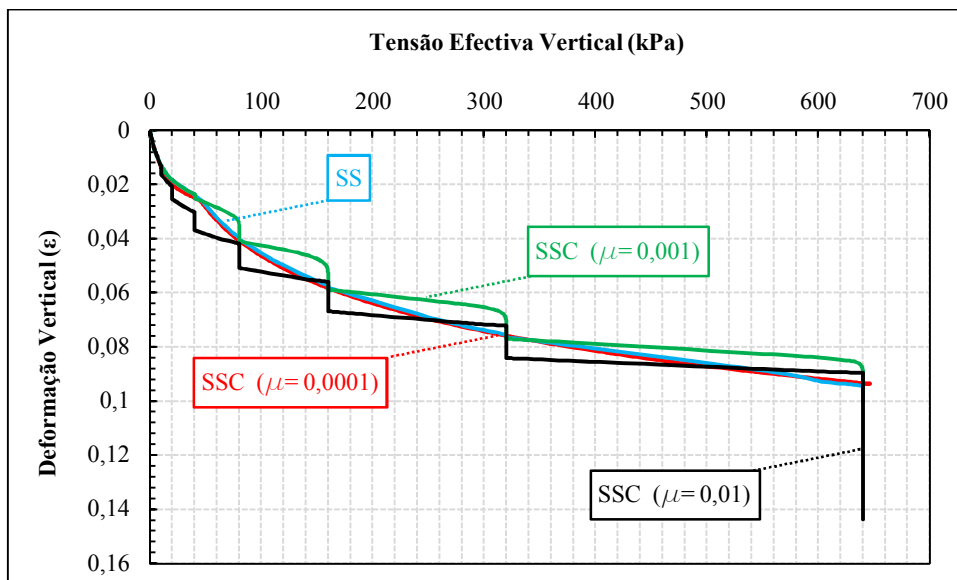


Figura 3.12 - Relação entre tensão efectiva vertical e deformação nos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* (Ponto D).

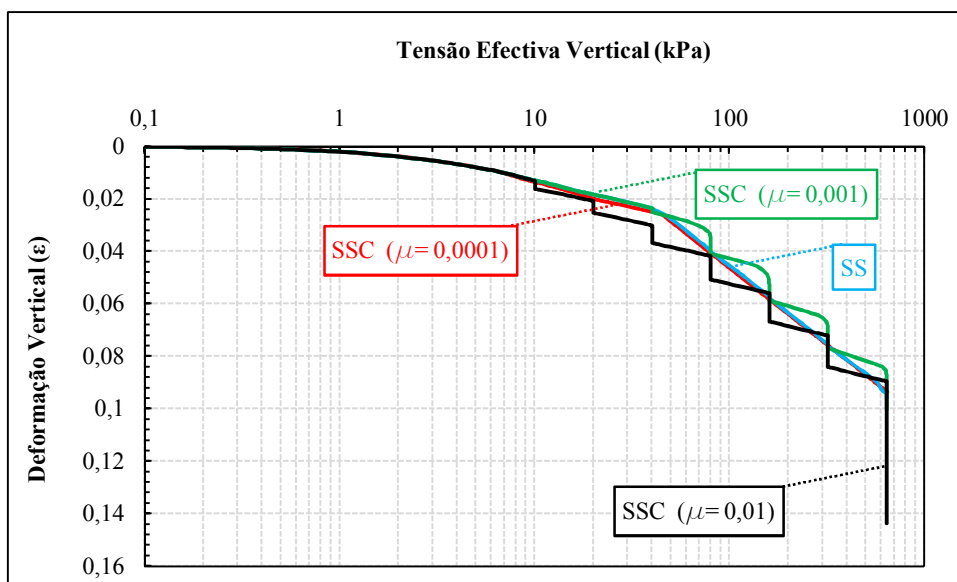


Figura 3.13 - Relação logarítmica entre tensão efectiva vertical e deformação nos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* (Ponto D).

Foi realizado um estudo adicional com o objectivo de analisar o conceito de compressibilidade $C_\alpha / C_{c/e}$ (Mesri e Godlewski, 1977) e de assim perceber qual é o efeito da fluência no modelo *SSC* nas deformações para diferentes níveis de carregamento, com valores de tensão vertical inferiores, na proximidade e superiores à tensão de pré-consolidação (σ'_p). Para isso foi modelado o mesmo ensaio edométrico genérico com as mesmas características mecânicas e de compressibilidade, partindo do mesmo estado de tensão inicial (usou-se $\mu^* = 0,001$).

Nestes cálculos o plano de carregamento consiste na aplicação de apenas uma carga. Foram modelados três ensaios, cada um com um nível de carga diferente. No primeiro ensaio quis-se aplicar um carregamento que se encontrasse na curva de recompressão pelo que foi usado um incremento de carga de 10 kPa . No segundo ensaio quis-se aplicar um carregamento que estivesse nas proximidades da tensão de pré-consolidação, aplicando-se desta maneira um carregamento de 50 kPa . Finalmente no último ensaio quis-se aplicar uma carga que se encontrasse a curva de compressão normal sendo assim usado um incremento de carga de 500 kPa . As cargas foram aplicadas instantaneamente, permitindo a consolidação ao longo de um período de dez dias. Mesri e Godlewski (1977) estudaram o conceito de compressibilidade $C_\alpha / C_{c/e}$ e constataram que C_α depende de $C_{c/e}$, sendo esta relação uma constante tanto na curva de compressão normal como na curva de recompressão, conforme referido na Secção 3.3.

Nas três figuras seguintes mostra-se a evolução do excesso de pressão intersticial e das deformações ao longo do tempo.

A Figura 3.14 corresponde ao carregamento na curva de recompressão onde $C_{c/e}$ é constante e normalmente reduzido. Na realidade, segundo Mesri e Godlewski (1977), a fluência é observada nestes casos sendo no entanto pouco significativa uma vez que o declive desta curva é normalmente reduzida. No entanto, o modelo *Soft Soil Creep* do programa *PLAXIS* assume que o comportamento dos solos neste ramo é elástico e que não existe fluência, comportamento que pode ser observado na figura. Esta simplificação feita pelo programa *PLAXIS* corresponde normalmente a uma boa aproximação da realidade já que os assentamentos por fluência neste ramo são reduzidos.

A Figura 3.15 corresponde ao carregamento nas proximidades da tensão de pré-consolidação. Nestes casos $C_{c/e}$ sofre uma grande variação na passagem da curva de recompressão para a curva de compressão normal. Observa-se na mesma figura um aumento de declive da curva que representa as deformações verticais resultantes da fluência do material ao longo do tempo.

Na Figura 3.16 o carregamento encontra-se claramente na curva de compressão normal. Nestes casos $C_{c/e}$ é constante e normalmente elevado. Deste modo a taxa de variação das deformações resultantes da compressão secundária é constante ao longo do tempo e com um declive elevado, tal como pode ser observado na mesma figura.

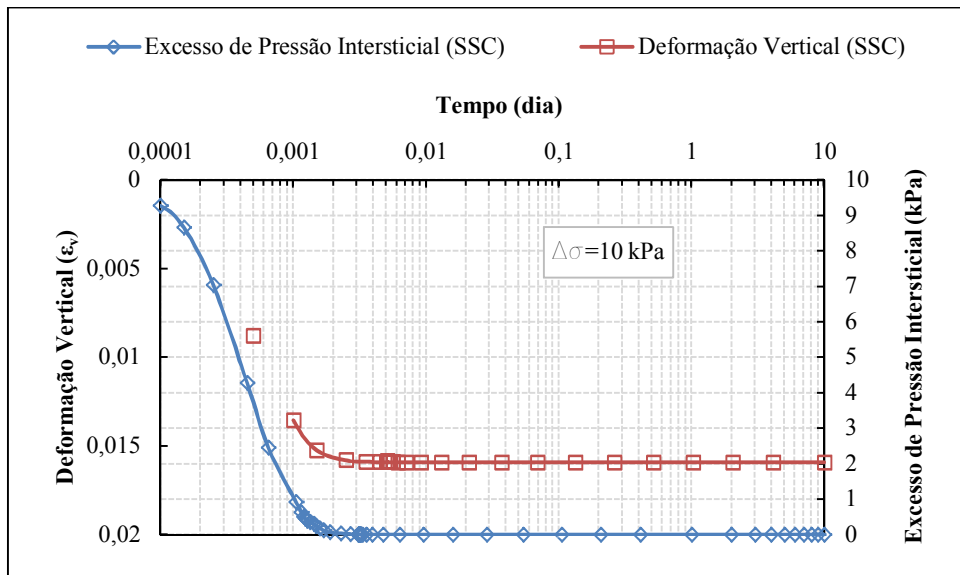


Figura 3.14 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto B) e da deformação vertical (Ponto D) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* [$\Delta\sigma_v = 10 \text{ kPa}$].

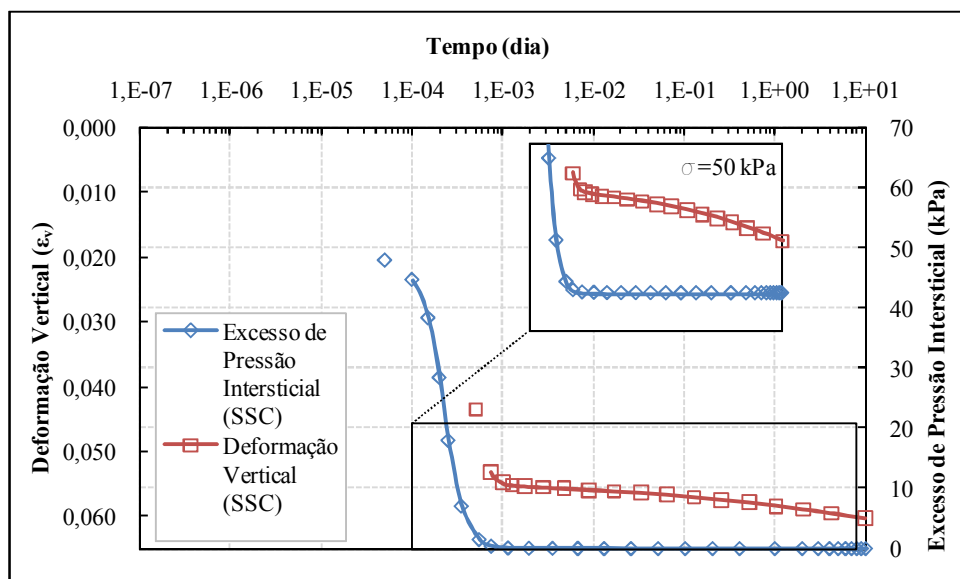


Figura 3.15 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto B) e da deformação vertical (Ponto D) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* [$\Delta\sigma_v = 50 \text{ kPa}$].

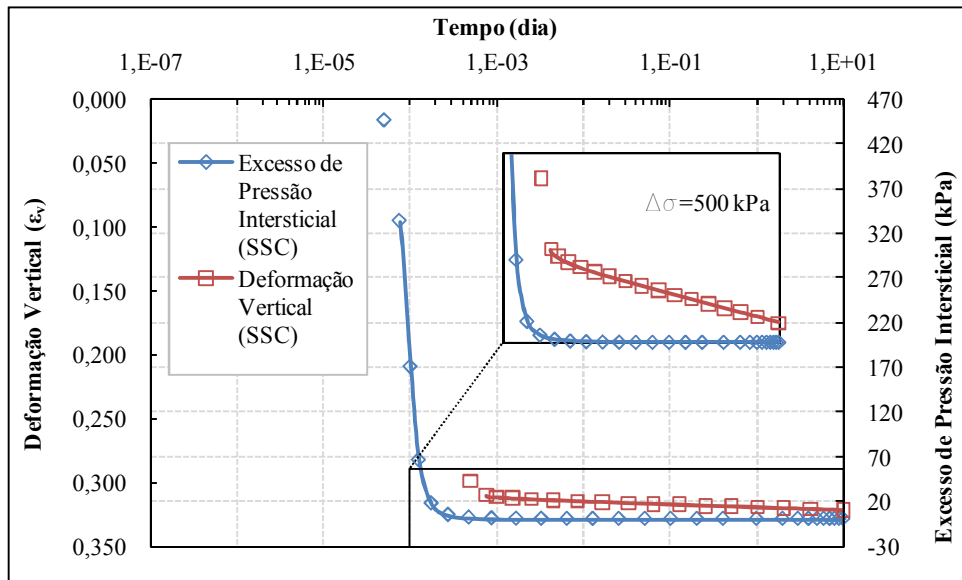


Figura 3.16 - Evolução do excesso de pressão intersticial (Ponto B) e da deformação vertical (Ponto D) no tempo, num ensaio edométrico genérico, usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* [$\Delta\sigma_v = 500$ kPa].

4 Estudo de caracterização laboratorial e numérico da consolidação de um solo mole

4.1 Considerações gerais

No âmbito deste estudo realizou-se uma série de quatro ensaios edométricos, dois ensaios tradicionais e outros dois recorrendo à introdução de um dreno vertical de areia no centro dos provetes. Pretende-se com estes ensaios caracterizar a amostra de solo quanto às permeabilidades, vertical (k_v) e horizontal (k_r), à tensão de pré-consolidação (σ'_p), aos coeficientes de compressibilidade relativos aos ramos de compressão virgem (C_c) e de recompressão (C_e) e ainda ao coeficiente de consolidação secundária (C_α).

4.2 Ensaios de identificação e classificação do solo ensaiado

Foi usado material proveniente das sondagens efectuadas no estudo de caracterização dos terrenos da Ota no âmbito da construção do então designado Novo Aeroporto Internacional de Lisboa. O material usado é referente à amostra 2977 retirada de uma profundidade de 7,5 m, originária da sondagem 28 (Bilé Serra, 2001).

Para caracterizar o material ensaiado procedeu-se à realização de um conjunto de ensaios de identificação correntes. Foi realizada uma análise granulométrica do solo, foram determinados os limites de consistência, o teor de humidade e a densidade das partículas sólidas. Todos os ensaios foram realizados sobre o excedente de solo resultante da montagem dos provetes. O ensaio realizado para determinar a curva granulométrica foi executado segundo a especificação do *LNEC E196-1966* e a respectiva curva é representada na Figura 4.1. Todo o material passou pelo peneiro $n^\circ 200$ pelo que o desenvolvimento da curva foi obtido pela técnica da sedimentação. A determinação da densidade das partículas sólidas foi efectuada segundo a norma portuguesa *NP-83*. Os ensaios para determinar os limites de consistência foram executados usando a norma portuguesa *NP-143*. O teor em água da amostra foi obtido seguindo o procedimento da norma portuguesa *NP-84*. A classificação do solo foi feita seguindo a norma *ASTM D2487-00*.

O índice de consistência foi obtido pela seguinte equação:

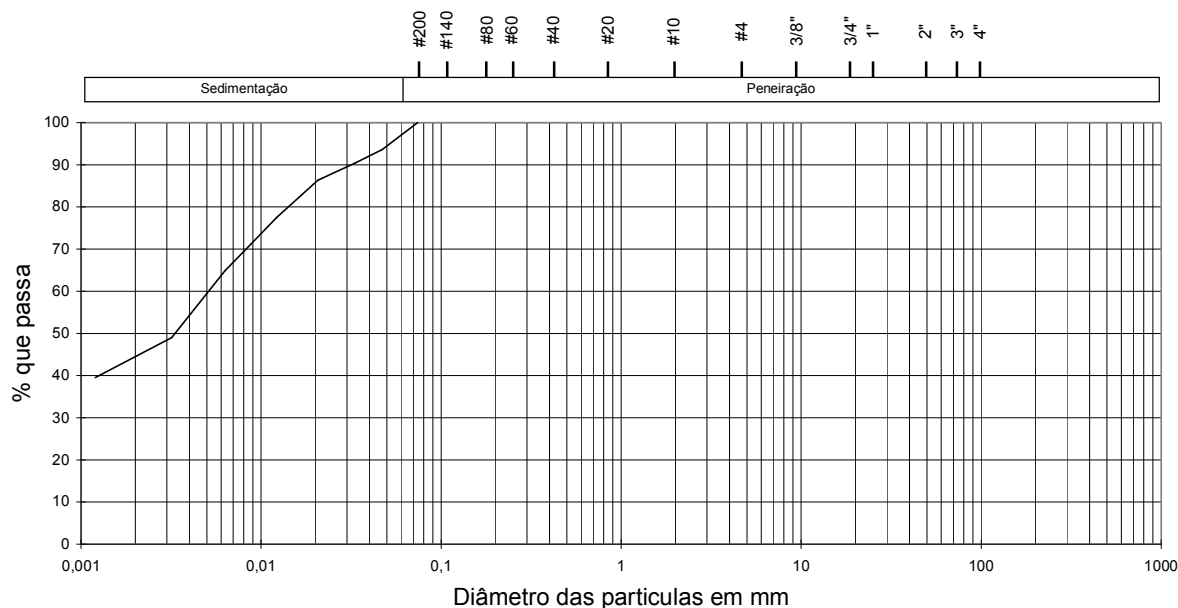
$$I_c = \frac{LL - w}{IP} \quad 4.1$$

O índice de consistência obtido é menor que zero pelo que o material estudado pode ser caracterizado com tendo uma consistência líquida.

No Quadro 4.1 apresentam-se os resultados dos ensaios anteriormente referidos.

Quadro 4.1 - Resumo das características da amostra 2977.

Amostra	w (%)	L.L. (%)	I.P. (%)	G _s	I _c	Classificação Unificada	Descrição
2977	77,9	65,4	32,6	2,72	-0,38	MH	Silte elástico



Agulha	Finos			Médios			Grossos			Finos			Médios	
	Siltos			Areias			Cascalhos			Blocos				

Peneiro	#200	#140	#80	#60	#40	#20	#10	#4	3/8"	3/4"	1"	1.5"	2"
# (mm)	0,074	0,105	0,177	0,250	0,420	0,841	2,00	4,76	9,51	19,00	25,40	38,10	50,80
% passa	100,0												

Figura 4.1 - Curva granulométrica.

4.3 Descrição dos ensaios

4.3.1 Ensaio edométrico com drenagem axial e dupla fronteira drenante

Em cada amostra referida na Secção 4.2 foi introduzido um anel de massa e secção conhecidas de modo a que este, por cravação, ficasse totalmente preenchido por solo (Figura 4.2). O anel tem uma secção transversal e uma altura aproximadamente igual a 25 cm² e 2 cm, respectivamente.

Com uma espátula foram regularizadas as superfícies superior e inferior da amostra, procedendo-se de seguida à pesagem da amostra de solo com o anel.

Foram recolhidas algumas amostras de solo excedente para determinar a densidade das partículas sólidas, do teor em água inicial, dos limites de consistência e análise da composição granulométrica. O teor em água determinado é meramente indicativo já que o verdadeiro valor do teor em água de cada amostra é obtido no final do ensaio por secagem dos provetes e medição da respectiva massa seca, seguindo a norma ASTM D2435-96.



Figura 4.2 - Montagem dos provetes: Colocação do anel na amostra 2977.

Foi colocado papel de filtro no contacto com as superfícies superior e inferior sendo seguidamente posicionadas as pedras porosas. Após a colocação do anel, a câmara do edómetro foi preenchida com água de modo a manter o teor em água inicial do provete. De seguida procedeu-se à leitura inicial (Figura 4.3).



Figura 4.3 - Montagem completa: Leitura inicial.

As cargas aplicadas ao provete foram obtidas por colocação de pesos num sistema de alavanca. Cada escalão de carga é mantido o tempo necessário para permitir a melhor aproximação ao assentamento total referente a esse escalão.

Em alguns escalões de carga foram feitas medições dos assentamentos nos tempos *6 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h* e *24 h* para determinar, posteriormente, os coeficientes de consolidação.

Foram realizados alguns patamares de descarga de maneira a poder determinar os índices de recompressão referentes a cada amostra.

O plano de cargas aplicado aos provetes foi o seguinte: *3,5 kPa, 16,5 kPa, 26,3 kPa, 55,7 kPa, 95 kPa, 16,5 kPa, 95 kPa, 163,6 kPa, 310,8 kPa, 16,5 kPa, 310,8 kPa, 624,7 kPa, 95 kPa* e *3,5 kPa*.

Foram realizadas quatro leituras a tempos nos seguintes primeiros patamares de tensão: *26,3 kPa, 95 kPa, 310,8 kPa* e *624,7 kPa*.

Na determinação dos respectivos coeficientes de consolidação e índices de compressibilidade e recompressibilidade foi seguida a norma *ASTM D2435-96*.

4.3.2 Ensaio edométrico com dreno vertical central

Com um tubo de diâmetro exterior de $5,25\text{ mm}$ foi realizado um furo no centro do provete posteriormente preenchido com areia ligeiramente compactada no topo (Figura 4.4 (a) e (b)). Os provetes foram pesados antes e após a colocação da areia para se determinar a massa do dreno.

As superfícies superior e inferior do provete foram tornadas impermeáveis pela colocação de uma película de celofane de diâmetro igual ao do anel, com uma abertura central circular de diâmetro igual ao do dreno de areia (Figura 4.4 (a)). Deste modo, durante o ensaio a água nos poros drena radialmente até ao dreno vertical após o que se encaminha para o exterior.

Após a colocação das películas impermeáveis foram colocadas as pedras porosas. Depois de se colocar o anel na câmara, a mesma é preenchida com água com o intuito de manter o teor em água inicial do provete. De seguida procedeu-se à leitura inicial (Figura 4.3).

Foi seguido o mesmo plano de cargas usado nos ensaios edométricos com drenagem axial e dupla fronteira drenante.

Para determinar os respectivos coeficientes de consolidação, foi seguida a proposta de Robinson (2009) sobre a análise de resultados provenientes de ensaios de consolidação radial. Na determinação dos índices de compressibilidade e recompressibilidade, foi seguida a norma *ASTM D2435-96*.

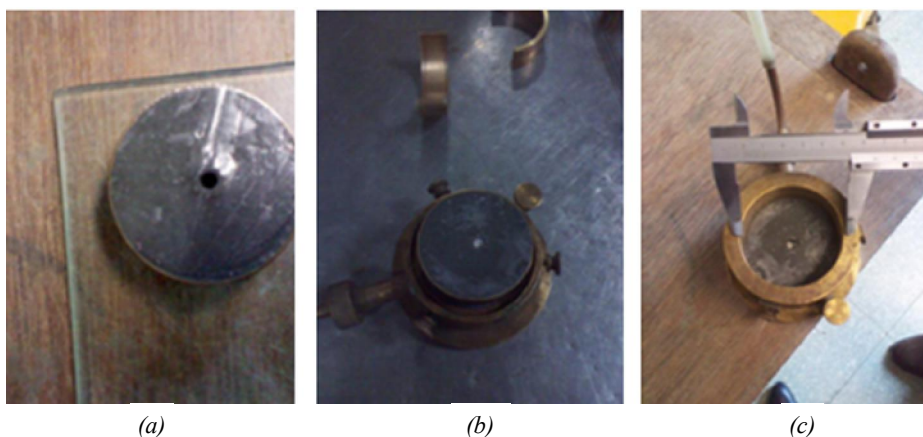


Figura 4.4 – Montagem dos provetes. (a) Furação e colocação de película impermeável nos ensaios com drenagem radial. (b) Colocação da areia no furo. (c) Colocação dos provetes nos respectivos aparelhos.

4.4 Apresentação e discussão dos resultados

4.4.1 Curvas de compressão

Nas figuras seguintes são apresentadas as curvas de compressão para os quatro ensaios edométricos, os respectivos quadros de resumo e as características iniciais de cada provete.

As curvas de compressão e recompressão são representadas num gráfico $e-\log(\sigma'_v)$. A partir do seu traçado é possível estimar os índices de compressibilidade (C_c) e de recompressibilidade (C_e). É também estimada a tensão de pré-consolidação (σ'_p) e o grau de sobreconsolidação (OCR).

A determinação da tensão de pré-consolidação e dos coeficientes de compressão é abordada com mais atenção nos capítulos que se seguem.

(Espaço propositadamente em branco)

Provetes n°2 (Axial)

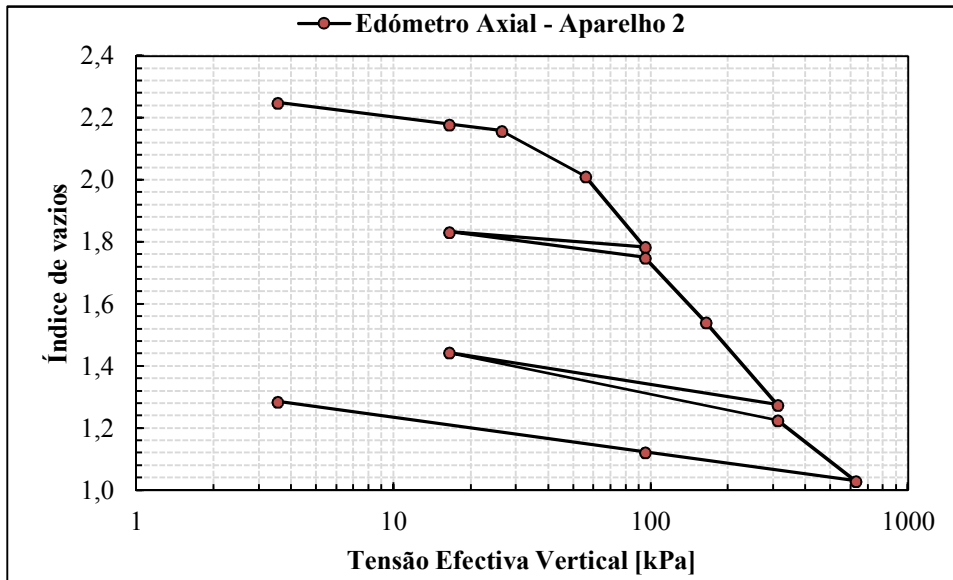


Figura 4.5 - Curva de compressão do Provetes n° 2 (Axial).

Quadro 4.2 - Resumo dos resultados do Provetes n° 2 (Axial).

Tensão [kPa]	Índice de vazios	c_v [m^2/s] (Taylor)	a_v [kPa^{-1}]	k_v [m/s]	t_{90} [min] ⁹
0	2,252				
3,5	2,249				
16,5	2,179				
26,3	2,158	$1,677 \cdot 10^{-7}$	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-9}$	7,84
55,7	2,011				
95	1,784	$1,404 \cdot 10^{-8}$	$5,8 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-10}$	81,00
16,5	1,833				
95	1,750				
163,6	1,541				
310,8	1,275	$1,146 \cdot 10^{-8}$	$1,8 \cdot 10^{-3}$	$6,2 \cdot 10^{-11}$	67,24
16,5	1,443				
310,8	1,226				
624,7	1,030	$1,566 \cdot 10^{-8}$	$6,3 \cdot 10^{-3}$	$3,0 \cdot 10^{-11}$	38,44
95	1,123				
3,5	1,286				

Quadro 4.3 - Características iniciais do Provetes n° 2 (Axial).

w_i [%]	e_i	S [%]	γ [kN/m^3]
81,6	2,252	98,6	14,9

⁹ Método de Taylor.

Provete nº 17 (Axial)

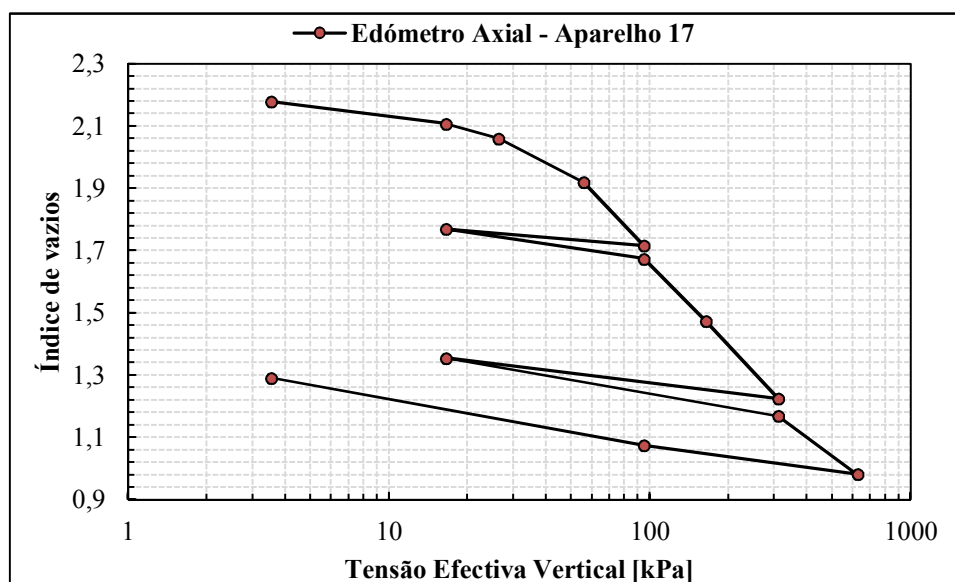


Figura 4.6 - Curva de compressão do Provete nº 17 (Axial).

Quadro 4.4 - Resumo dos resultados do Provete nº 17 (Axial).

Tensão [kPa]	Índice de vazios	c_v [m^2/s] (Taylor)	a_v [kPa^{-1}]	k_v [m/s]	t_{90} [min] ⁹
0	2,180				
3,5	2,178				
16,5	2,107				
26,3	2,061	$6,107 \cdot 10^{-8}$	$4,8 \cdot 10^{-3}$	$9,0 \cdot 10^{-10}$	21,16
55,7	1,919				
95	1,716	$1,213 \cdot 10^{-8}$	$5,2 \cdot 10^{-3}$	$1,9 \cdot 10^{-10}$	90,25
16,5	1,770				
95	1,673				
163,6	1,474				
310,8	1,224	$1,265 \cdot 10^{-8}$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$6,6 \cdot 10^{-11}$	60,00
16,5	1,355				
310,8	1,169				
624,7	0,981	$1,272 \cdot 10^{-8}$	$6,0 \cdot 10^{-4}$	$2,3 \cdot 10^{-11}$	46,26
95	1,074				
3,5	1,291				

Quadro 4.5 - Características iniciais do Provete nº 17 (Axial).

w_i [%]	e_i	S [%]	γ [kN/m^3]
78,8	2,180	98,3	15

Provete nº 11 (Radial)

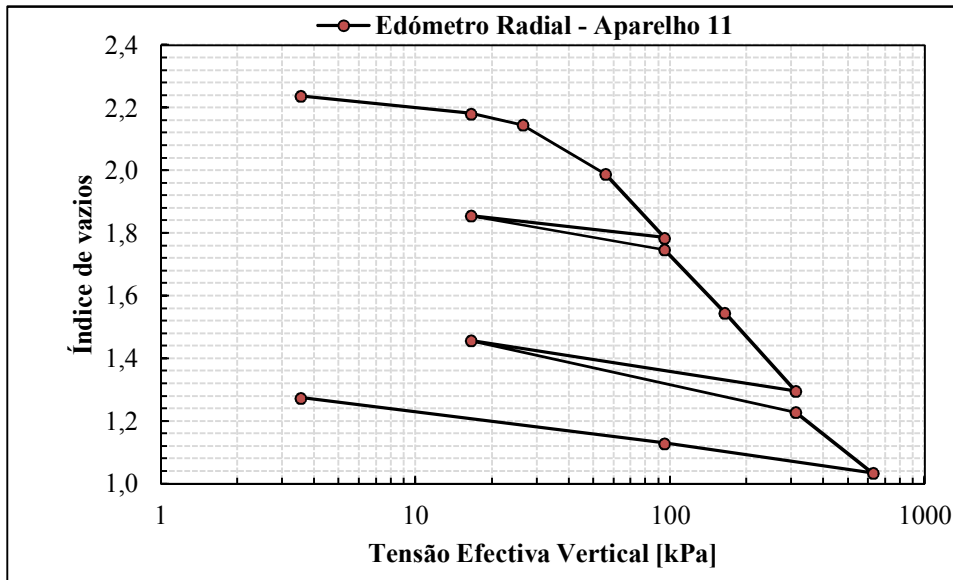


Figura 4.7 - Curva de compressão do Provete nº 11 (Radial).

Quadro 4.6 - Resumo dos resultados do Provete nº 11 (Radial).

Tensão [kPa]	Índice de vazios	c_r [m^2/s]	a_v [kPa^{-1}]	k_r [m/s]	t_{66} [min] ¹⁰
0	2,240				
3,5	2,238				
16,5	2,182				
26,3	2,146	$7,287 \cdot 10^{-8}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$8,1 \cdot 10^{-10}$	154,70
55,7	1,989				
95	1,785	$4,991 \cdot 10^{-8}$	$5,2 \cdot 10^{-3}$	$7,8 \cdot 10^{-10}$	225,88
16,5	1,856				
95	1,747				
163,6	1,546				
310,8	1,296	$6,021 \cdot 10^{-8}$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$3,1 \cdot 10^{-10}$	187,22
16,5	1,457				
310,8	1,229				
624,7	1,034	$8,514 \cdot 10^{-8}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	$1,6 \cdot 10^{-10}$	132,41
95	1,129				
3,5	1,274				

Quadro 4.7 - Características iniciais do Provete nº 11 (Radial).

w_i [%]	e_i	S [%]	γ [kN/m^3]
81,6	2,240	99,1	15

¹⁰ Método de Robinson.

Proвете n° 12 (Radial)

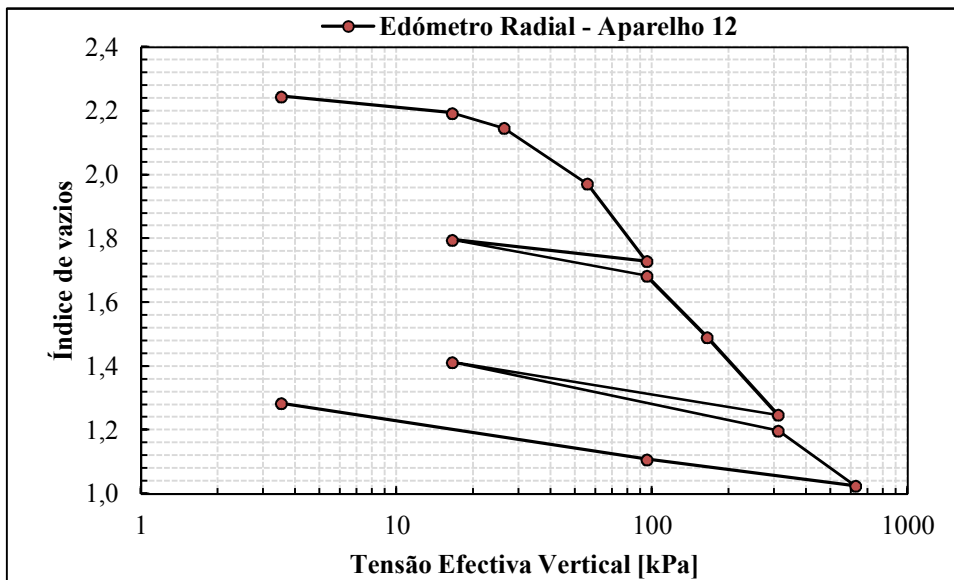


Figura 4.8- Curva de compressão do Proвете n° 12 (Radial).

Quadro 4.8 - Resumo dos resultados do Proвете n° 12 (Radial).

Tensão [kPa]	Índice de vazios	c_r [m^2/s]	a_v [kPa^{-1}]	k_r [m/s]	t_{66} [min] ¹⁰
0	2,246				
3,5	2,246				
16,5	2,194				
26,3	2,147	$2,005 \cdot 10^{-7}$	$4,8 \cdot 10^{-3}$	$2,9 \cdot 10^{-9}$	56,21
55,7	1,972				
95	1,729	$5,921 \cdot 10^{-8}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	$1,1 \cdot 10^{-9}$	190,39
16,5	1,796				
95	1,684				
163,6	1,492				
310,8	1,247	$8,095 \cdot 10^{-8}$	$1,7 \cdot 10^{-3}$	$4,1 \cdot 10^{-10}$	139,27
16,5	1,413				
310,8	1,199				
624,7	1,024	$7,722 \cdot 10^{-8}$	$5,6 \cdot 10^{-4}$	$1,3 \cdot 10^{-10}$	145,98
95	1,108				
3,5	1,283				

Quadro 4.9 - Características iniciais do Proвете n° 12 (Radial).

w_i [%]	e_i	S [%]	γ [kN/m^3]
81,5	2,246	98,7	14,9

4.4.2 Tensão de pré-consolidação (σ'_p), grau de sobreconsolidação (OCR) e coeficientes de compressibilidade (C_c e C_e)

A tensão de pré-consolidação (σ'_p) é definida como sendo a maior tensão efectiva vertical a que o solo já esteve sujeito. Uma boa aproximação deste valor é muito importante para a previsão dos assentamentos a longo prazo. Usou-se o gráfico que relaciona o logaritmo das tensões efectivas e o índice de vazios. A construção gráfica que permitiu determinar a tensão de pré-consolidação baseou-se na proposta de Lebert e Horn (Dias Junior e Pierce, 1995), que ajustam os pontos referentes a cada ramo de compressão a uma recta respectivamente, sendo o ponto de intersecção das duas rectas o ponto que define o valor da tensão de pré-consolidação. Começou-se por traçar uma recta que se ajustasse ao andamento da recompressão correspondente aos primeiros carregamentos do plano de cargas. De seguida, foi traçada uma segunda recta que se aproximasse ao andamento da compressão normal correspondente aos últimos pontos antes da primeira descarga. A intersecção das duas rectas define o ponto em que a sua abcissa representa a tensão de pré-consolidação. No ANEXO A mostram-se as construções gráficas feitas para determinar a tensão de pré-consolidação em cada um dos provetes. No Quadro 4.10 são resumidos esses valores para cada provete, sendo possível obter um valor médio da tensão de pré-consolidação ($\sigma'_{p,méd}$) igual a $39,5 \text{ kPa}$. Usando as construções de Casagrande e de Schmertmann, chegou-se a valores da tensão de pré-consolidação na ordem dos 45 kPa .

Fazendo a média dos pesos volúmicos de cada provete, mostrados na Secção 4.4.1, tem-se um valor representativo para o estrato de solo aproximadamente igual a 15 kN/m^3 . Foi assumido que o nível freático se encontrava próximo da superfície e que o peso volúmico da água é igual a 10 kN/m^3 . Sabendo que as amostras foram recolhidas à profundidade de $7,5 \text{ m}$, pode ser obtido com facilidade a tensão efectiva vertical “*in situ*” (σ'_{vi}). O grau de sobreconsolidação (OCR) é o coeficiente entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efectiva vertical inicial sendo assim facilmente determinado. No Quadro 4.10 são resumidos os resultados obtidos para cada provete.

Quadro 4.10 - Resumo dos valores de σ'_p e OCR para cada provete.

Provete nº	$\gamma \text{ [kN/m}^3\text{]}$	$\sigma'_{vi} \text{ [kPa]}$	$\sigma'_p \text{ [kPa]}$	OCR
2 (Axial)	15	37,5	41,4	1,104
11 (Radial)			37,7	1,005
12 (Radial)			38,4	1,024
17 (Axial)			40,4	1,077

Os valores da tensão de pré-consolidação e da tensão efectiva vertical “*in situ*” estão muito próximos, o que se traduz num grau de sobreconsolidação a rondar a unidade. Deste modo, pode ser assumido que o solo em questão é um solo normalmente consolidado ($OCR_{méd} = 1,05$).

Para determinar os parâmetros de compressibilidade começou-se por marcar o ponto A que corresponde ao ponto de coordenadas ($e_i; \log(\sigma'_p)$). De seguida, foi usado um ponto que estivesse

localizado numa zona em que a linha de compressão normal obtida em laboratório fosse bem definida. O segmento de recta AB representa a curva de compressão virgem “*in situ*” e o seu declive é o índice de compressão normal (C_c). O coeficiente de recompressão foi determinado como sendo o declive médio do ramo descarga/recarga. No ANEXO A é mostrada a construção gráfica usada na determinação dos índices de compressibilidade. No Quadro 4.11 são resumidos os valores obtidos para os coeficientes de compressibilidade (C_c) e de recompressibilidade (C_e). Obtém-se um valor médio do índice de compressibilidade ($C_{c,méd}$) igual a 1,011 e para o índice de recompressibilidade ($C_{e,méd}$) um valor igual a 0,105, correspondendo-lhes uma proporção de 10, valor de acordo com o habitualmente observado (8 a 10) em solos finos. Salienta-se o facto de este quociente ser ligeiramente inferior no caso dos ensaios com drenagem radial central.

Quadro 4.11 - Resumo dos coeficientes de compressibilidade (C_c e C_e)

Provette nº	C_c	C_e
2	1,039	0,088
17	1,008	0,099
11	0,989	0,117
12	1,009	0,117

4.4.3 Coeficientes de consolidação (c_v , c_r e C_α)

A partir dos gráficos que representam a evolução dos assentamentos com o tempo, obtidos nos escalões de carga em que foram feitas leituras a tempos, foi possível determinar o coeficiente de consolidação para cada escalão.

Dois dos métodos mais utilizados para se determinar o coeficiente de consolidação vertical são os métodos propostos por Taylor e por Casagrande. Os dois métodos são descritos na norma *ASTM D2435-96*. O método adoptado neste trabalho para determinar o coeficiente de consolidação vertical (c_v) foi o método de Taylor, sendo aplicado aos provetes $n^\circ 2$ e $n^\circ 17$. A construção de Casagrande também foi realizada para cada leitura a tempos apenas para comparação de resultados. Usando a construção de Casagrande é preciso notar que, para os dois carregamentos mais baixos (26,3 kPa e 95 kPa), a curva referente à compressão secundária não foi bem definida, *i.e.*, estes patamares de carga não foram mantidos o tempo necessário que permitisse a estabilização da curva de compressão secundária. Isto impossibilitou uma boa definição do coeficiente de consolidação (Figura B.17, Figura B.18, Figura B.21 e Figura B.22). Nos casos em que os dois métodos podiam ser aplicados verificou-se que os coeficientes de consolidação obtidos eram semelhantes, exceptuando aqueles obtidos no patamar de carga dos 94,96 kPa. Isto deve-se ao facto de a curva da compressão secundária nestes patamares de carga não ter sido bem definida nos ensaios edométricos (Figura B.18 e Figura B.22).

A construção de Taylor relaciona os assentamentos com a raiz quadrada do tempo e, para a sua aplicação, é necessário determinar d_{90} e t_{90} correspondentes à deformação e tempo para 90% da consolidação primária, respectivamente. A construção de Casagrande relaciona a evolução dos

assentamentos com o logaritmo do tempo e é necessário determinar d_{50} e t_{50} correspondentes à deformação e tempo para 50% da consolidação primária, respectivamente.

Para determinar o coeficiente de consolidação radial (c_r) (Provetes $n^{\circ}11$ e $n^{\circ}12$), foi seguida a proposta de Robinson. Esta proposta relaciona a evolução logarítmica dos assentamentos e a evolução logarítmica do tempo, sendo necessário determinar t_{66} e s_{66} que correspondem ao tempo e ao assentamento para 66% da consolidação primária, respectivamente.

As construções gráficas realizadas para estimar d_{90} , t_{90} , d_{50} , t_{50} , s_{66} e t_{66} para cada provete e em cada patamar de leituras a tempos, são mostradas no ANEXO B.

Depois de determinados os parâmetros anteriormente referidos, os coeficientes de consolidação vertical (c_v) e radial (c_r) são obtidos pelas seguintes expressões *cf.* (ASTM, 1996):

$$c_v = \frac{T_v \cdot l_{w50}^2}{t} \quad 4.2$$

e

$$c_r = \frac{T_r \cdot d_e^2}{t} \quad 4.3$$

onde T_v e T_r são, respectivamente, os factores de tempo adimensionais para a drenagem vertical e radial, t o tempo correspondente a um particular grau de consolidação, l_{w50} é a maior distância de drenagem para 50% da consolidação (no caso de ensaios com dupla fronteira drenante esta distância equivale a metade da altura do provete) e d_e corresponde ao diâmetro de influência do dreno. Para determinar o coeficiente de consolidação vertical (c_v), quando se use o método de Casagrande tem-se $T_v = T_{v,50} = 0,197$ e $t = t_{50}$ e quando se use o método de Taylor tem-se $T_v = T_{v,90} = 0,848$ e $t = t_{90}$. Para determinar o coeficiente de consolidação radial (c_r), quando se use o método de Robinson tem-se $T_r = T_{r,66} = 0,213$ e $t = t_{66}$.

O coeficiente C_α foi determinado apenas para os patamares de carga de 310,8 kPa e 624,7 kPa uma vez que nos patamares correspondentes às cargas de 26,3 kPa e 95 kPa a curva da consolidação secundária não foi bem definida, conforme referido anteriormente. O coeficiente C_α foi determinado usando a seguinte equação:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)} \quad 4.4$$

onde e é o índice de vazios e t_1 e t_2 dois tempos correspondentes a dois pontos que se encontrem na zona da curva correspondente à compressão secundária. No ANEXO C são mostradas as construções gráficas que levaram à determinação do coeficiente de consolidação secundária. No Quadro 4.12 são

resumidos os coeficientes de consolidação da compressão primária e secundária obtidos pelos ensaios edométricos.

Quadro 4.12 - Resumo dos coeficientes de consolidação (c_v , c_r e C_a).

Carga [kPa]	Aparelhos									
	c_v [m^2/s]				c_r [m^2/s]		C_a			
	2		17		11	12	2	17	11	12
	Taylor	Casagrande	Taylor	Casagrande						
26,3	$1,68 \cdot 10^{-7}$	-	$6,11 \cdot 10^{-8}$	-	$7,29 \cdot 10^{-8}$	$2,01 \cdot 10^{-7}$	-	-	-	-
95	$1,40 \cdot 10^{-8}$	$8,60 \cdot 10^{-9}$	$1,21 \cdot 10^{-8}$	$8,80 \cdot 10^{-9}$	$4,99 \cdot 10^{-8}$	$5,92 \cdot 10^{-8}$	-	-	-	-
310,8	$1,15 \cdot 10^{-8}$	$1,07 \cdot 10^{-8}$	$1,26 \cdot 10^{-8}$	$1,31 \cdot 10^{-8}$	$6,02 \cdot 10^{-8}$	$8,09 \cdot 10^{-8}$	0,0370	0,0351	0,0524	0,0553
624,7	$1,57 \cdot 10^{-8}$	$1,43 \cdot 10^{-8}$	$1,27 \cdot 10^{-8}$	$1,33 \cdot 10^{-8}$	$8,51 \cdot 10^{-8}$	$7,72 \cdot 10^{-8}$	0,0272	0,0242	0,0518	0,0279

4.4.4 Coeficientes de permeabilidade (k_v e k_r)

Os coeficientes de permeabilidade vertical e radial foram determinados a partir dos gráficos que relacionam a evolução dos assentamentos com o tempo, obtidos nos patamares de carga em que foram feitas leituras a tempos. Foram determinados de acordo com as seguintes expressões:

$$k_v = \gamma_w \cdot c_v \cdot \frac{a_v}{1 + e_i} \quad 4.5$$

e

$$k_r = \gamma_w \cdot c_r \cdot \frac{a_v}{1 + e_i} \quad 4.6$$

onde c_v e c_r são os coeficientes de consolidação vertical e radial, respectivamente, γ_w é o peso volumico da água (aproximadamente igual a 10 kN/m^3), e_i é o índice de vazios inicial de cada provete e a_v representa a variação do índice de vazios por acréscimo da tensão efectiva vertical. O coeficiente a_v é expresso pela seguinte equação:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad 4.7$$

No Quadro 4.13 são resumidos os coeficientes de permeabilidade obtidos para cada ensaio.

Da observação da Figura 4.9 é possível verificar que todos os provetes sofrem uma redução dos respectivos coeficientes de permeabilidade à medida que se aumenta a tensão vertical, o que significa que existe uma redução significativa das permeabilidades vertical e radial ao longo do processo de consolidação, resultante da redução do índice de vazios. Em média os coeficientes de permeabilidade horizontais ($k_{r,méd}$) são superiores aos coeficientes de permeabilidade verticais ($k_{v,méd}$) e

a sua relação ($k_{r,méd} / k_{v,méd}$) varia entre 1,85 e 5,56 (Quadro 4.14). Segundo Indraratna e Redana (1998) o coeficiente de permeabilidade horizontal das argilas de Banguécoque não saturadas que se encontrem na zona não perturbada é, tipicamente, duas vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical. Na Figura 4.10 mostra-se a evolução dos coeficientes médios de permeabilidade vertical e radial.

Quadro 4.13 - Resumo dos coeficientes de permeabilidade (k_v e k_r).

Carga [kPa]	Aparelhos			
	k_v [m/s]		k_r [m/s]	
	2	17	11	12
26,29	$1,10 \cdot 10^{-9}$	$9,01 \cdot 10^{-10}$	$8,06 \cdot 10^{-10}$	$2,89 \cdot 10^{-9}$
94,96	$2,45 \cdot 10^{-10}$	$1,94 \cdot 10^{-10}$	$7,83 \cdot 10^{-10}$	$1,11 \cdot 10^{-9}$
310,78	$6,25 \cdot 10^{-11}$	$6,63 \cdot 10^{-11}$	$3,10 \cdot 10^{-10}$	$4,06 \cdot 10^{-10}$
624,70	$2,95 \cdot 10^{-11}$	$2,34 \cdot 10^{-11}$	$1,60 \cdot 10^{-10}$	$1,30 \cdot 10^{-10}$
Carga [kPa]	$k_{v,méd}$ [m/s]		$k_{r,méd}$ [m/s]	
26,29	$1,00 \cdot 10^{-9}$		$1,85 \cdot 10^{-9}$	
94,96	$2,20 \cdot 10^{-10}$		$9,47 \cdot 10^{-10}$	
310,78	$6,44 \cdot 10^{-11}$		$3,58 \cdot 10^{-10}$	
624,70	$2,65 \cdot 10^{-11}$		$1,45 \cdot 10^{-10}$	

Quadro 4.14 - Relação $k_{r,méd} / k_{v,méd}$.

Carga [kPa]	$k_{r,méd} / k_{v,méd}$
26,29	1,85
94,96	4,30
310,78	5,56
624,70	5,47

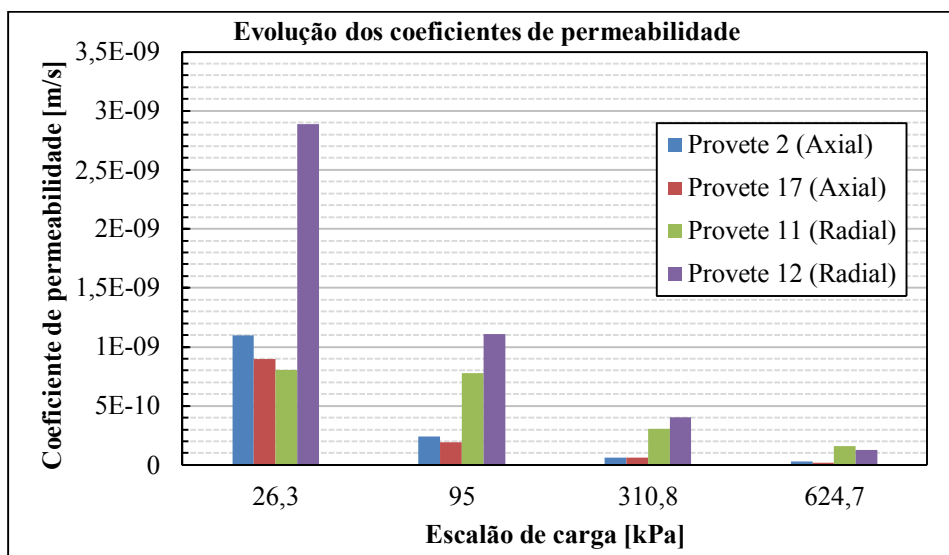


Figura 4.9 – Valores individuais dos coeficientes de permeabilidade nos diversos escalaços.

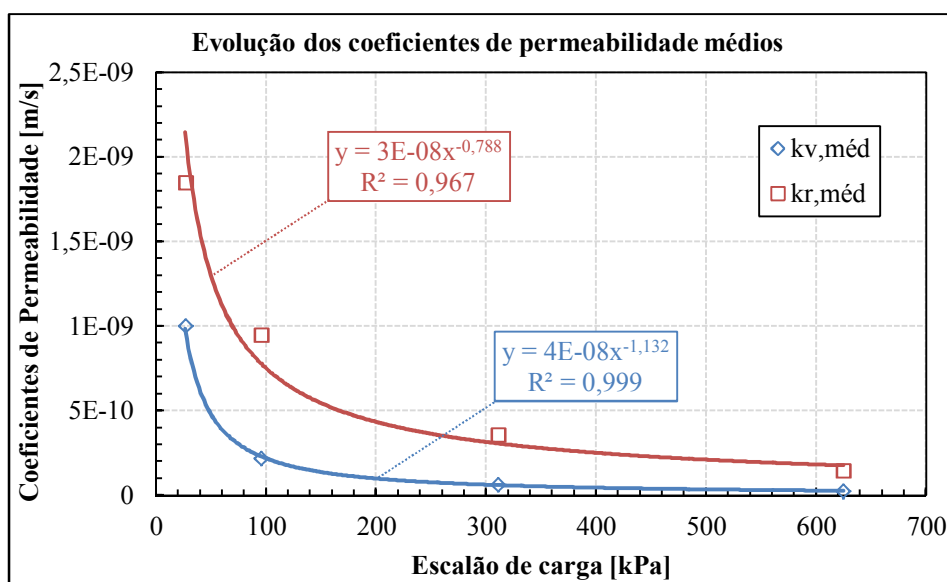


Figura 4.10 - Evolução da média dos coeficientes de permeabilidade vertical e radial com a tensão efectiva de consolidação.

4.4.5 Resumo dos resultados dos ensaios edométricos

No Quadro 4.15 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios edométricos realizados sobre uma amostra de argila proveniente dos terrenos da Ota: peso volúmico, tensão de pré-consolidação, grau de sobreconsolidação, índice de compressibilidade, índice de recompressibilidade, coeficiente de compressão secundária e coeficientes de permeabilidade vertical e radial.

Quadro 4.15 - Resultados dos ensaios edométricos.

Amostra	Prof. [m]	$\gamma_{méd}$ [kN/m^3]	$\sigma'_{p,méd}$ [kPa]	$OCR_{méd}$	$C_{c,méd}$	$C_{e,méd}$	$C_{a,méd}$	$k_{v,méd}$ [m/s]	$k_{r,méd}$ [m/s]
2977	7,5	14,95	39,5	1,05	1,011	0,105	0,040	$6,23 \cdot 10^{-10}$	$1,66 \cdot 10^{-9}$

Pode-se concluir que a amostra de argila recolhida na zona da Ota à profundidade de 7,5 m corresponde a um solo muito mole com um grau de sobreconsolidação a rondar a unidade, *i.e.*, solo normalmente consolidado. A tensão de pré-consolidação varia entre 38 kPa e 41 kPa obtendo-se um valor médio de 39,5 kPa. O índice de compressibilidade C_c tem valores que variam entre 0,989 e 1,038 obtendo-se um valor médio igual a 1,011. Gil Lim Yoon *et al.* (2004) propuseram uma relação entre o índice de compressibilidade (C_c) e o índice de vazios inicial (e_i). Usando a média do índice de vazios resultante de cada ensaio e substituindo na equação proposta pelos autores, é possível obter um valor para o coeficiente de compressibilidade aproximadamente igual a 1,015. A média dos coeficientes de compressibilidade obtidos laboratorialmente é uma boa aproximação dos valores da bibliografia. O índice de recompressibilidade C_e varia entre 0,88 e 0,117 obtendo-se um valor médio igual a 0,105. O coeficiente da compressão secundária varia entre 0,0242 e 0,0553 obtendo-se um valor médio de 0,04 (Secção 4.4.2).

Conforme a Secção 4.4.2, o solo é normalmente consolidado sendo assim possível assumir que a tensão efectiva vertical “*in situ*” é igual à tensão de pré-consolidação. Sendo $\sigma'_{p,méd}$ igual a 39,5 kPa, as permeabilidades vertical e radial resultam da observação da Figura 4.10. Substituindo nas equações, que representam a evolução dos coeficientes de permeabilidade com o carregamento aplicado ao provete, o valor da tensão de pré-consolidação, obtêm-se os coeficientes relativos a esse valor de tensão. Os coeficientes de permeabilidade mostrados no Quadro 4.15 representam os valores a que a amostra estava sujeita no momento em que foi extraída.

Em relação à qualidade das amostras é preciso referir o trabalho realizado por Bartlett e Lee (2004). Segundo os autores, a qualidade das amostras recolhidas é estimada através da deformação vertical obtida nos ensaios edométricos para uma tensão vertical igual à tensão efectiva vertical “*in situ*” (σ'_v). Podendo o solo estudado ser assumido como normalmente consolidado, conforme a Secção 4.4.2, foi observado que as deformações verticais dos provetes ensaiados para este valor de tensão rondam os 6% o que resulta, segundo os autores, em amostras de qualidade “Pobre” (Quadro 4.16).

Como foi explicado na Secção 4.4.3, os valores de C_α foram obtidos para carregamentos que se encontravam na curva de compressão normal cujo declive é expresso por C_c . Como nota final é preciso dizer que nas medições a tempos deveria ter sido efectuada pelo menos mais uma leitura às 48 horas de maneira a permitir uma melhor definição da curva da compressão secundária. Ainda assim a relação C_α / C_c obtida (0,0396) está de acordo com a proposta por Terzaghi *et al.* (1996) para argilas e siltes inorgânicos (Quadro 3.1) pelo que pode ser assumido que os coeficientes da compressão secundária obtidos espelham relativamente bem o comportamento do solo estudado.

Quadro 4.16 - Designação da qualidade de amostras de ensaios edométricos (Bartlett e Lee, 2004).

Deformação vertical (%) para σ'_{v0}	SQD^{11}
<1	Muito Boa a Excelente
1-2	Boa
2-4	Razoável
4-10	Pobre
> 10	Muito Pobre

4.5 Modelação numérica

4.5.1 Plano de cargas e parâmetros a aplicar nos modelos *SS* e *SSC*

A Secção 4.5 é reservada ao estudo numérico de modelação dos dois tipos de ensaios edométricos descritos na Secção 4.4. Dos ensaios realizados, foram obtidos os parâmetros de compressibilidade normalizados que facilmente são ajustados aos parâmetros dos modelos *Soft Soil* e

¹¹ *Sample Quality Designation.*

Soft Soil Creep. Não tendo sido realizados ensaios que determinassem os parâmetros de resistência do solo, foram usados os dados do relatório do *LNEC* para esse fim (Bilé Serra, 2001). Os resultados obtidos nesta secção são usados no Capítulo 5 na modelação da consolidação acelerada de um estrato de argila por introdução de drenos verticais e aplicação de um aterro.

Nas argilas, o ângulo de atrito interno não depende habitualmente do grau de sobreconsolidação (Terzaghi *et al.*, 1996). Regra geral, varia na razão inversa com o índice de plasticidade, conforme sugerido pela Figura 4.11.

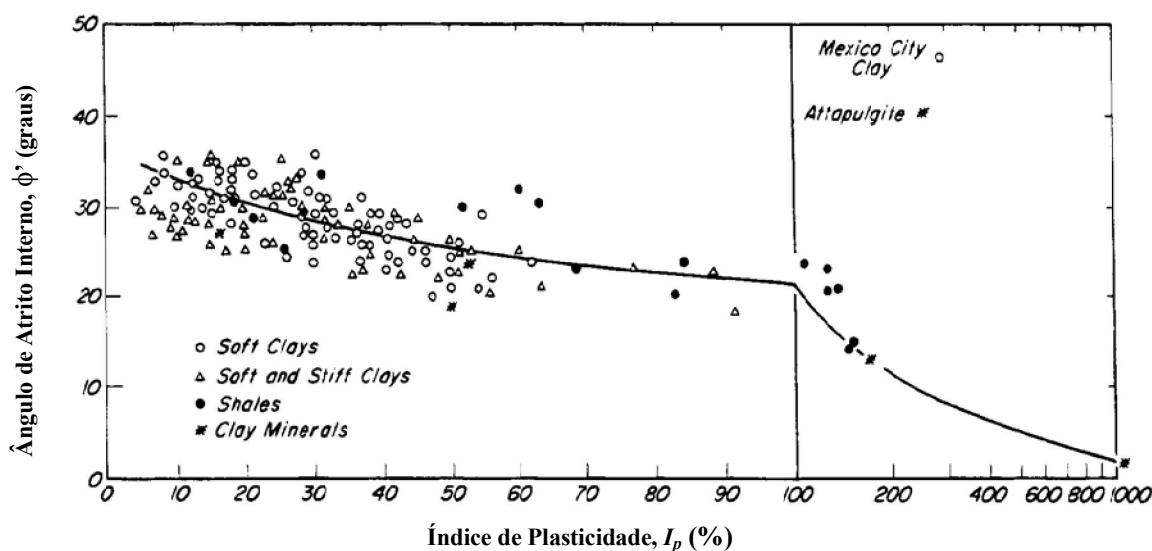


Figura 4.11 – Relação entre o ângulo de atrito interno de argilas (ϕ') e o índice de plasticidade (IP) (Terzaghi *et al.*, 1996).

No estudo referido verificou-se que sobre a amostra 2977 não foram realizados este tipo de ensaios, pelo que foi necessário escolher uma amostra que tivesse características idênticas. Da amostra 3038, proveniente de uma outra sondagem (sondagem 17), foi obtida uma curva granulométrica muito semelhante à da amostra 2977, assim como um valor do índice de plasticidade. Desta maneira, usaram-se os resultados obtidos pelos ensaios triaxiais da amostra 3038 para determinar os parâmetros de resistência do solo.

O critério de rotura usado na análise dos ensaios triaxiais corresponde à máxima tensão média, de onde resultam os três pares de valores (s' , t) na rotura:

Quadro 4.17 - Valores (s' , t) da amostra 3038.

Proвете	s' [kPa]	t [kPa]
1	55,75	27,95
2	87,5	35,6
3	152,9	63,1

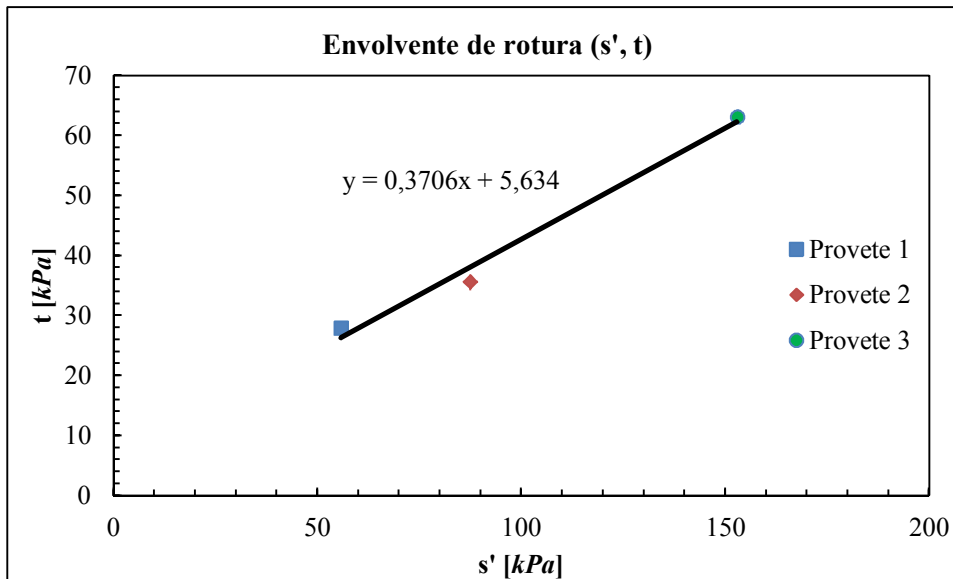


Figura 4.12 - Envoltente de rotura (s', t).

Com base nesta informação, obteve-se a inclinação de 0,371 para a $tg(\alpha)$ e ordenada $a = 5,634$ (Figura 4.12). Sabendo que $sen(\phi') = tg(\alpha)$ e que $c' = a / cos(\phi')$ obteve-se para ϕ' e c' os valores de $21,8^\circ$ e $6,1 \text{ kPa}$ respectivamente.

Os índices de compressibilidade modificados (λ^* , κ^* e μ^*) podem ser relacionados com os parâmetros normalizados (C_c , C_e e C_α). As relações entre os dois conjuntos de parâmetros são cf. (Plaxis, b.v., 2002):

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad \kappa^* \approx \frac{2}{2,3} \cdot \frac{C_e}{(1 + e)} \quad \mu^* = \frac{C_\alpha}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad 4.8$$

Usando os valores médios dos coeficientes de compressibilidade resumidos no Quadro 4.15 e o valor médio do índice de vazios inicial, foram obtidos os coeficientes de compressibilidade modificados. Em relação ao estado de tensão inicial das amostras, foi assumido que antes de serem ensaiadas não existia nenhuma tensão aplicada. Do Quadro 4.15 tem-se uma tensão de pré-consolidação média igual a $39,5 \text{ kPa}$, o que resulta numa POP igual a $39,5 \text{ kPa}$.

No final dos ensaios laboratoriais foi possível observar que os deslocamentos verticais do dreno de areia acompanharam os deslocamentos verticais do provete de argila, fazendo parecer que o dreno pouca influência teve nas deformações dos provetes, resultado do possível preenchimento dos vazios do dreno por argila. Desta maneira, com o intuito de simplificar o modelo, modelou-se o comportamento da areia usando os mesmos parâmetros de compressibilidade e de resistência da argila usados nos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. No entanto, foram consideradas permeabilidades vertical e radial cem vezes superiores às da argila de maneira a representar o efeito do dreno. Os parâmetros dos dois modelos relativos à amostra 2977 são resumidos no Quadro 4.18. No Quadro 4.19 é apresentado o plano de carregamentos usado na modelação dos dois tipos de ensaio.

Na modelação dos ensaios com drenagem radial foi modelado um dreno vertical com 5 mm de diâmetro. A Figura 3.9 mostra-se a malha usada na modelação do ensaio edométrico com drenagem axial. A geometria e a malha usadas na modelação do ensaio edométrico com drenagem radial mostram-se na Figura 4.13. Os deslocamentos e as pressões intersticiais foram calculados no ponto *B* e as tensões e deformações foram calculados no ponto *D*.

Quadro 4.18 - Parâmetros dos modelos SS e SSC para os ensaios edométricos com drenagem axial e radial.

Parâmetro	Símbolo	Argila	Areia
Peso volúmico saturado [kN/m^3]	γ_{sat}	14,95	
Coefficiente de compressibilidade modificado [-]	λ^*	0,136	
Coefficiente de recompressibilidade modificado [-]	κ^*	0,028	
Coefficiente de compressibilidade secundária modificado [-]	μ^*	0,005	
Coesão [kPa]	c'	6,1	
Ângulo de atrito interno [$^\circ$]	ϕ'	21,8	
Ângulo de dilatância [$^\circ$]	ψ	0	
Coefficiente de permeabilidade vertical [m/s]	k_v	$6,23 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-7}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal [m/s]	k_r	$1,66 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-7}$

Quadro 4.19 - Esquema de cálculo (Plano de cargas).

Fase	Tipo de cálculo	Escalão de carga ¹² [kPa]	Incremento de tempo [dia]	Tempo acumulado [dia]
1	Plástico	3,53	0	0
2	Consolidação	3,53	1	1
3	Plástico	16,48	0	1
4	Consolidação	16,48	1	2
5	Plástico	26,29	0	2
6	Consolidação	26,29	1	3
7	Plástico	55,72	0	3
8	Consolidação	55,72	1	4
9	Plástico	94,96	0	4
10	Consolidação	94,96	1	5
11	Plástico	16,48	0	5
12	Consolidação	16,48	1	6
13	Plástico	94,96	0	6
14	Consolidação	94,96	1	7
15	Plástico	163,63	0	7
16	Consolidação	163,63	1	8
17	Plástico	310,78	0	8
18	Consolidação	310,78	1	9
19	Plástico	16,48	0	9
20	Consolidação	16,48	1	10
21	Plástico	310,78	0	10
22	Consolidação	310,78	1	11
23	Plástico	624,70	0	11
24	Consolidação	624,70	1	12

¹² Staged Construction.

Fase	Tipo de cálculo	Escala de carga ¹² [kPa]	Incremento de tempo [dia]	Tempo acumulado [dia]
25	Plástico	94,96	0	12
26	Consolidação	94,96	1	13
27	Plástico	3,53	0	13
28	Consolidação	3,53	1	14

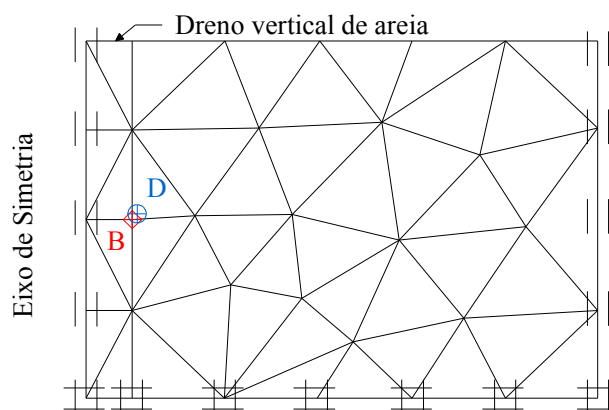


Figura 4.13 - Geometria e malha do ensaio edométrico com drenagem radial.

4.5.2 Apresentação e discussão dos resultados

O cálculo da variação do índice de vazios ao longo dos ensaios foi determinado a partir da variação dos assentamentos obtidos pelo programa *PLAXIS*. Desta maneira, assumindo que os incrementos de carga são uniformes em toda a espessura dos provetes, determinou-se a variação do índice de vazios pela seguinte expressão:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_i} \cdot (1 + e_i) \quad 4.9$$

Foram usados dois índices de vazios iniciais diferentes para cada tipo de ensaio. Dos resultados obtidos laboratorialmente e exibidos na Seção 4.4.1, usaram-se os valores médios de 2,216 para o ensaio edométrico com drenagem axial e 2,243 para o ensaio edométrico com drenagem radial, para determinar a variação do índice de vazios em cada carregamento.

Os deslocamentos resultantes dos dois cálculos foram determinados no ponto *B* e as tensões e deformações foram determinados no ponto *D* (Figura 3.9 para o ensaio edométrico com drenagem axial e Figura 4.13 para o ensaio edométrico com drenagem radial).

Para o carregamento de 624,7 kPa obtêm-se os maiores assentamentos e conseqüentemente os menores valores do índice de vazios. Nos cálculos usando o modelo *Soft Soil Creep*, obtiveram-se os valores máximos de assentamento de 8,74 mm (Figura 4.14) e 8,63 mm (Figura 4.15) na modelação dos ensaios edométricos com drenagem axial e radial, respectivamente. Nos cálculos usando o modelo *Soft Soil*, obtiveram-se os valores máximos de assentamento de 8,43 mm (Figura 4.16) e 8,51 mm (Figura 4.17) na modelação dos ensaios edométricos com drenagem axial e radial, respectivamente.

Sendo a espessura inicial do provete igual a 20 mm tem-se então uma deformação a rondar os 43% , característica de solos muito moles.

Na Figura 4.18 e a Figura 4.19 mostra-se a relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios. São comparados os resultados dos ensaios laboratoriais com os obtidos da modelação. A Figura 4.18 é relativa ao ensaio edométrico com drenagem axial e a Figura 4.19 ao ensaio edométrico com drenagem radial. Dos dois gráficos é possível observar que todos os quatro cálculos não se ajustam na perfeição ao comportamento dos provetes ensaiados. Ainda assim, são os dois cálculos relativos ao modelo *Soft Soil* os que melhor se aproximam dos ensaios realizados em laboratório, apesar de sobrestimarem o assentamento resultante do carregamento de $624,7\text{ kPa}$. O modelo *Soft Soil Creep* não reproduz bem a resposta dos provetes aos carregamentos iniciais ainda antes de ser atingida a tensão de pré-consolidação, o que condiciona todos os assentamentos subsequentes. No entanto é possível observar um bom paralelismo nas curvas de compressão e de recompressão quando se comparam os resultados da modelação com os resultados de laboratório.

De todo o modo, pode ser concluído que a modelação dos dois tipos de ensaio, usando os modelos anteriormente referidos, reproduz relativamente bem o comportamento real dos provetes.

(Espaço propositadamente em branco)

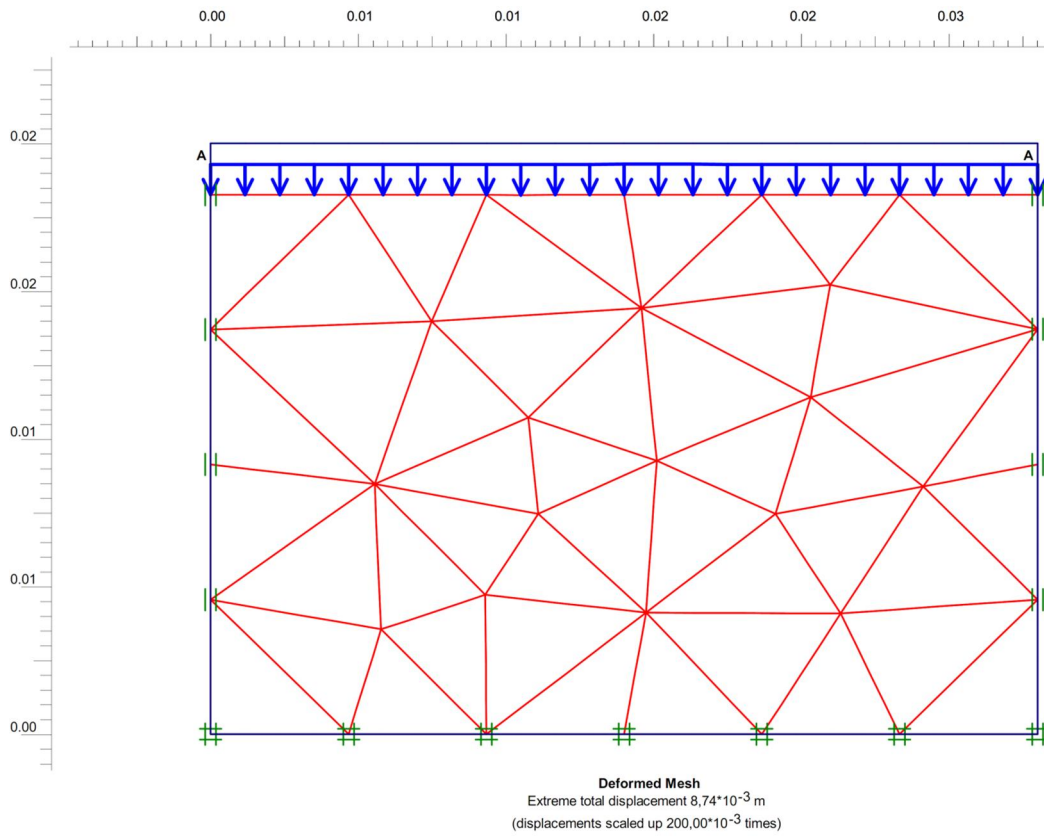


Figura 4.14 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem axial para o carregamento de 624,7 kPa (Modelo *Soft Soil Creep*).

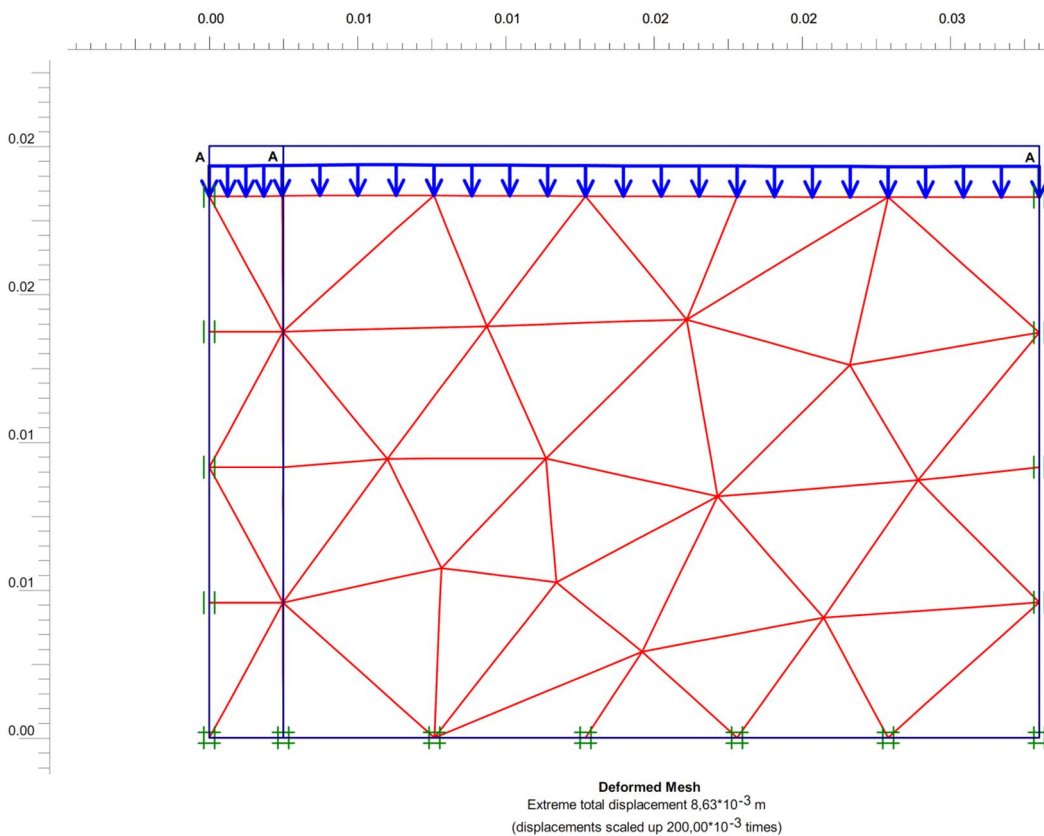


Figura 4.15 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem radial para o carregamento de 624,7 kPa (Modelo *Soft Soil Creep*).

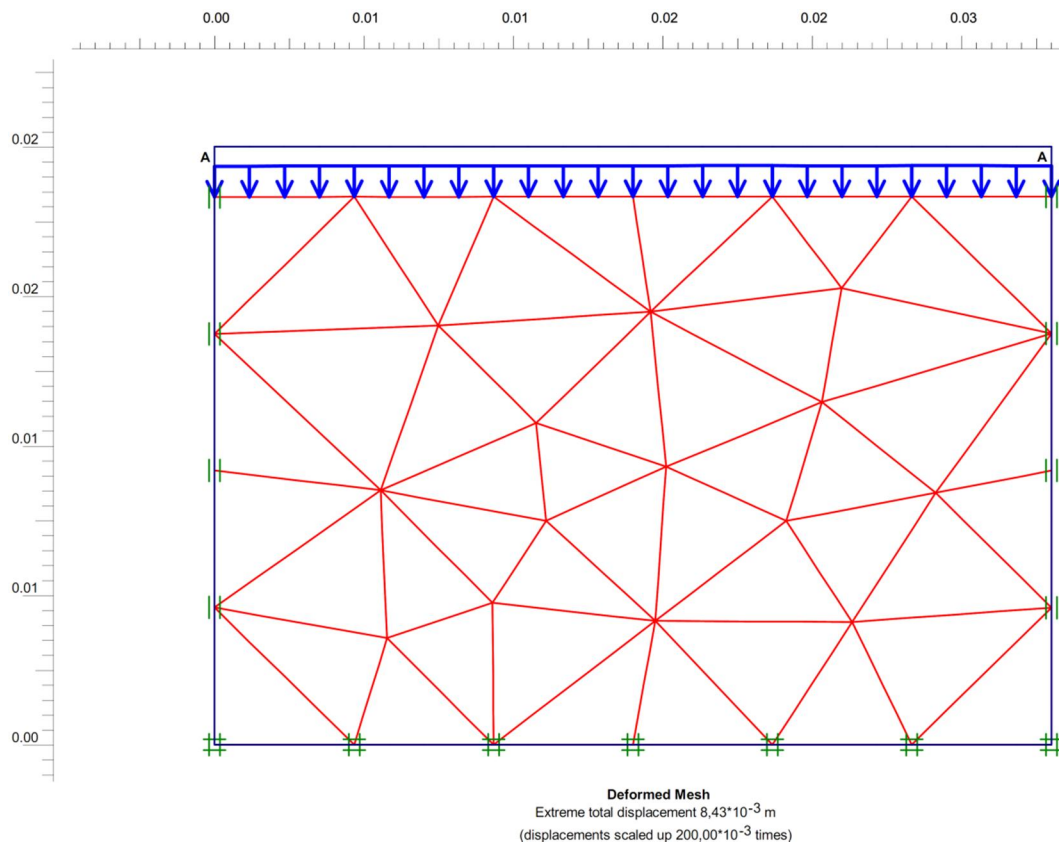


Figura 4.16 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem axial para o carregamento de 624,7 kPa (Modelo *Soft Soil*).

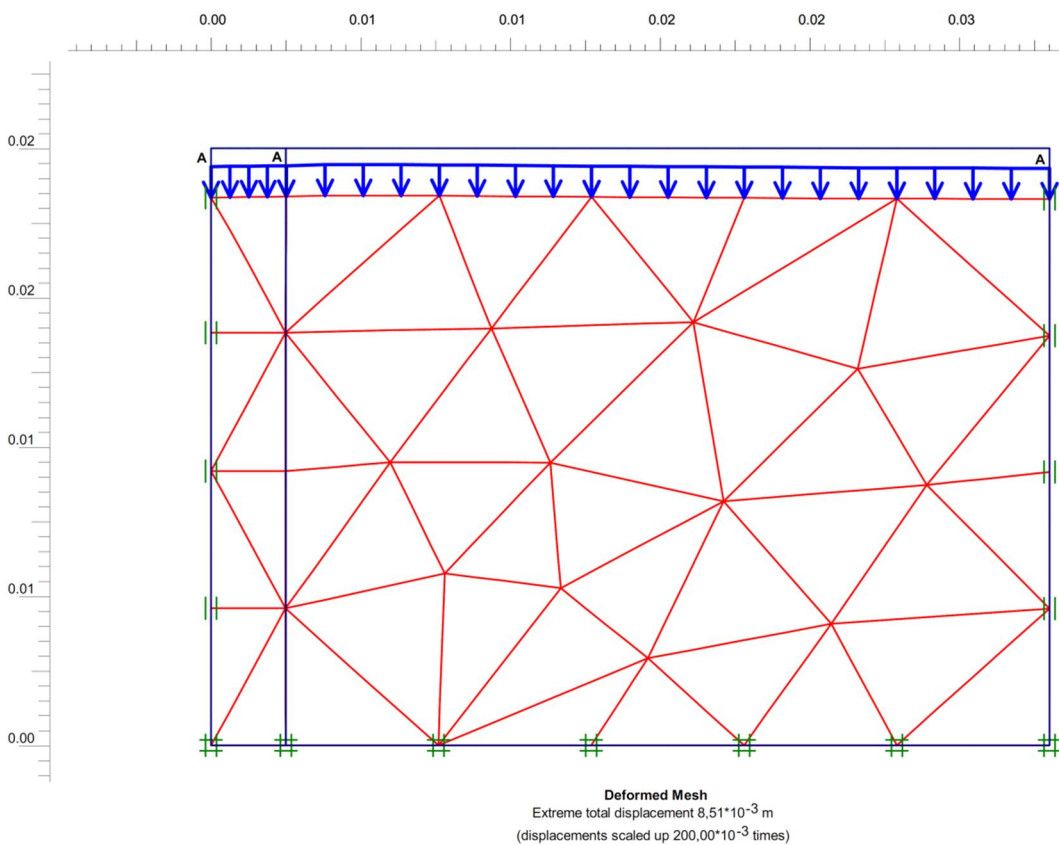


Figura 4.17 - Deformação da malha referente ao ensaio edométrico com drenagem radial para o carregamento de 624,7 kPa (Modelo *Soft Soil*).

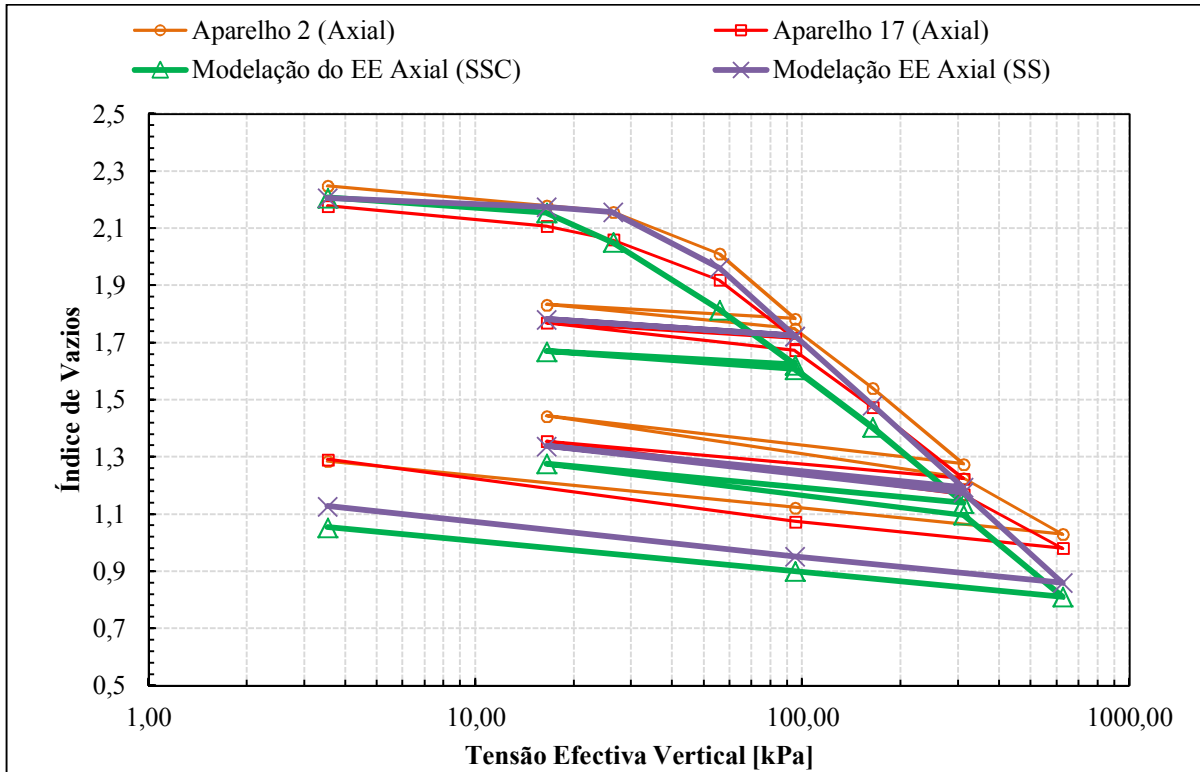


Figura 4.18 - Relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios no ensaio edométrico com drenagem axial (Resultados de laboratório versus Resultados da modelação).

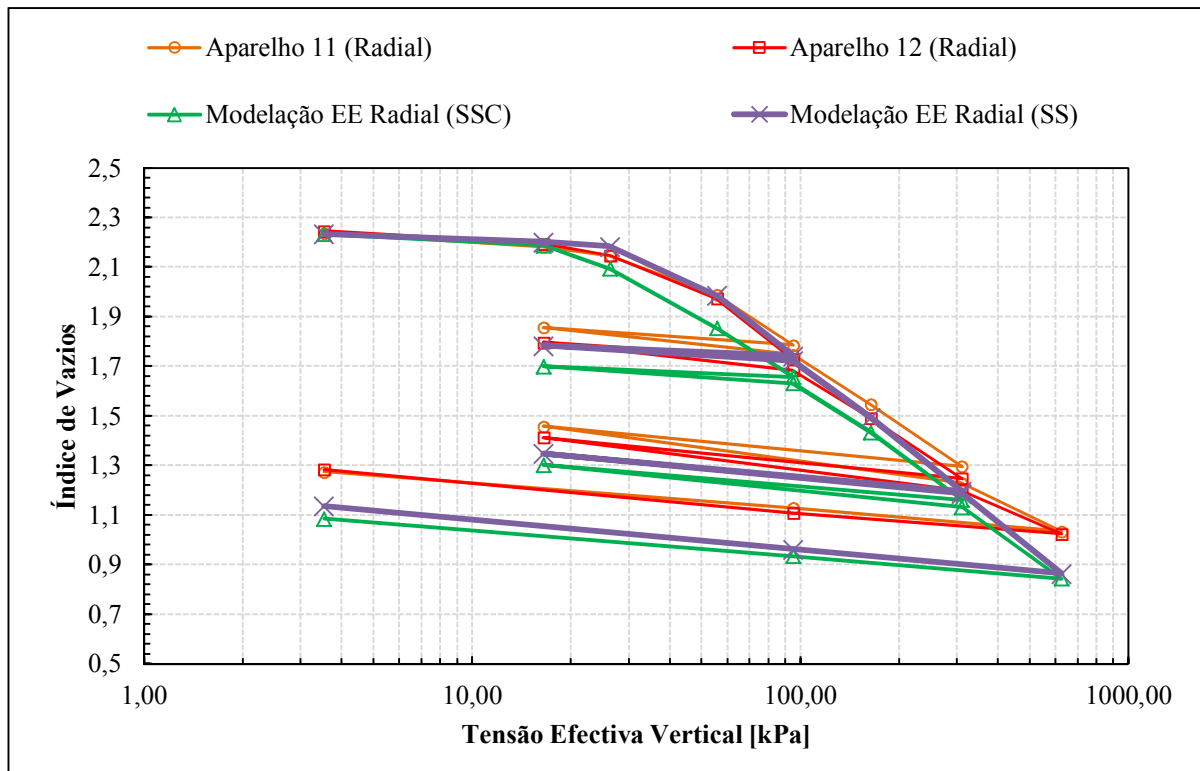


Figura 4.19 - Relação logarítmica entre a tensão efectiva vertical e o índice de vazios no ensaio edométrico com drenagem radial (Resultados de laboratório versus Resultados da modelação).

5 Modelação em *EPD* de um aterro sobre as argilas da Ota com recurso a um sistema de drenos verticais

5.1 Considerações gerais

Neste capítulo é efectuado um estudo numérico em Estado Plano de Deformação do comportamento de um aterro com 4 m de altura, construído faseadamente sobre um depósito de argila mole com 6 m de espessura e nível freático à superfície usando os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. O depósito de argila é tratado com um sistema de drenos verticais. As fronteiras superior e inferior do estrato foram consideradas drenantes. Para caracterizar o estrato argiloso ao nível dos parâmetros de compressibilidade, de resistência e permeabilidade foram usados os parâmetros apresentados no Capítulo 4. Foram analisadas a influência da fluência do material argiloso e da zona perturbada, gerada pela cravação dos drenos, no comportamento do aterro.

Trata-se de uma situação idealizada não sendo realizada nenhuma analogia a casos reais de obra.

5.2 Pré-dimensionamento da malha de geodrenos e caracterização do estrato argiloso e do aterro

5.2.1 Coeficientes de permeabilidade (k_v e k_r) e coeficientes de consolidação (c_v e c_r) do estrato de argila

Como foi referido, o estrato argiloso foi caracterizado tendo por base os resultados obtidos no capítulo anterior.

Para caracterizar o estrato quanto aos coeficientes de consolidação foram utilizados os valores correspondentes ao primeiro escalão de carga onde se realizaram leituras a tempos nos ensaios edométricos, uma vez que o correspondente estado de tensão é o que mais se aproxima da gama de tensões efectivas instaladas inicialmente no depósito de argila. Sabendo que o peso volúmico da argila estudada é igual a $14,95 \text{ kN/m}^3$, o valor de $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ corresponde a um ponto localizado a 5,3 m de profundidade. Os valores médios do coeficiente de consolidação vertical (c_v), obtidos pela construção de Taylor¹³, e do coeficiente de consolidação radial (c_r), obtido pela construção de Robinson, são respectivamente $1,15 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ e $1,37 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

Para caracterizar o estrato em relação aos coeficientes de permeabilidade foi utilizado o mesmo estado de tensão utilizado para estimar os coeficientes de consolidação. Desta maneira, obtém-

¹³ É preciso recordar, tal como foi feito na Secção 4.4.3, que os valores obtidos pela construção de Casagrande serviram apenas para serem comparados com os valores obtidos pela construção de Taylor.

se para o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) o valor médio de $1,00 \cdot 10^{-9}$ m/s e para o coeficiente de permeabilidade radial (k_r) o valor médio de $1,85 \cdot 10^{-9}$ m/s.

5.2.2 Pré-dimensionamento da malha de geodrenos

No caso de não se aplicarem geodrenos para acelerar o processo de consolidação do estrato argiloso, para um grau de consolidação médio de 90% ($T_v \cong 0,85$) (Antão, 2008), obter-se-ia um tempo de consolidação de 2,1 anos. Pode assim concluir-se que a introdução de geodrenos é altamente recomendável.

$$t = \frac{T_v \cdot l_w^2}{c_v} = \frac{0,85 \times 3^2}{1,15 \cdot 10^{-7}} = 6,65 \cdot 10^7 \text{ s} \cong 2,1 \text{ anos}$$

O dimensionamento da malha de geodrenos foi efectuado usando os procedimentos propostos pelo *Bulletin 80/2 da Mebra-Drain*. A capacidade de descarga (q_w) de um dreno *Mebra-Drain* é aproximadamente igual a $1,2 \cdot 10^{-5}$ m³/s o que resulta numa relação k_r / q_w de $1,54 \cdot 10^{-4}$ m², podendo assumir-se, para efeitos de dimensionamento, o valor de $1 \cdot 10^{-4}$ m². Estabelecendo um período de consolidação para a primeira fase de construção do aterro de 2 meses com um grau de consolidação médio de 90%, obtém-se um espaçamento entre drenos (DS) mínimo de 1,1 m, a ser usado para cumprir os requisitos iniciais. Assumindo, ainda, que os drenos são cravados e colocados num padrão triangular cuja relação $(r_e / DS) = 0,525$, obtém-se um raio de influência para cada dreno igual a 0,58 m.

5.2.3 Conversão dos coeficientes de permeabilidade axissimétricos para EPD

Os coeficientes de permeabilidade radial foram obtidos através de ensaios edométricos com drenagem radial, aproximados em termos numéricos por um estado de tensão axissimétrico. Sendo a modelação do aterro realizada em EPD, torna-se necessário proceder à conversão do coeficiente de permeabilidade radial axissimétrico (k_r) para o coeficiente de permeabilidade horizontal em EPD (k_{hp} ¹⁴ ou k'_{hp} ¹⁵).

Foi assumido que o raio de influência axissimétrico (r_e) é igual à distância de influência em EPD (B) (Figura 3.3), que o coeficiente de permeabilidade radial na zona perturbada (k_{sr}) é igual ao coeficiente de permeabilidade vertical na zona não perturbada (k_v), que o diâmetro equivalente de cada dreno é igual a 0,075 m (Quadro 2.1) e que a sua instalação perturba o solo envolvente num raio igual a 2,8 vezes o raio equivalente do dreno *cf.* (Walker e Indraratna, 2006), o que resulta num diâmetro de solo afectado igual a 0,21 m.

No caso em que não se considere o efeito da zona perturbada nem da resistência à entrada de água nos drenos a conversão é feita segundo a Equação.3.29.

¹⁴ No caso de não se considerar o efeito da zona perturbada (*smear zone*) nem da resistência à entrada de água no dreno (*well resistance*);

¹⁵ No caso de se considerar o efeito da zona perturbada (*smear zone*);

$$k_{hp} = \frac{0,67}{\left[\ln\left(\frac{1}{0,075}\right) - 0,75 \right]} \cdot k_r = 0,364 \times 3,58 \cdot 10^{-9} = 1,30 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

No caso em que se considere o efeito da zona perturbada a conversão é feita segundo a Equação.3.39.

$$k'_{hp} = \frac{2}{3} \cdot \frac{3,58 \cdot 10^{-9}}{\ln\left(\frac{1/0,075}{0,21/0,075}\right) - \frac{3}{4} + \frac{3,58 \cdot 10^{-9}}{1,89 \cdot 10^{-9}} \cdot \ln\left(\frac{0,21}{0,075}\right)} = 8,64 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$$

5.2.4 Resumo dos parâmetros

Para reproduzir o comportamento do material arenoso que constitui o aterro foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico representado pelo modelo Mohr-Coulomb. No Quadro 5.1 são resumidos os parâmetros de resistência, coeficientes de permeabilidade e de consolidação que caracterizam tanto o aterro como a argila. No Quadro 5.2 são resumidos os parâmetros de compressibilidade referentes aos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* para caracterizar o comportamento do estrato argiloso e, também, os parâmetros referentes ao modelo Mohr-Coulomb para caracterizar o comportamento do aterro.

Quadro 5.1 - Parâmetros resistentes e coeficientes de permeabilidade do estrato argiloso e do aterro.

Parâmetro	Símbolo	Argila	Aterro
Peso volúmico saturado/ não saturado [kN/m^3]	$\gamma_{sat} / \gamma_{unsat}$	14,95	20 / 16
Coesão [kPa]	c'	6,1	1
Ângulo de atrito interno [$^\circ$]	ϕ'	21,8	30
Ângulo de dilatância [$^\circ$]	ψ	0	0
Coefficiente de permeabilidade vertical [m/s]	k_v	$1,00 \cdot 10^{-9}$	$1,16 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade radial [m/s]	k_r	$1,85 \cdot 10^{-9}$	$1,16 \cdot 10^{-5}$
Coefficiente de permeabilidade horizontal em EPD [m/s]	k_{hp}	$1,30 \cdot 10^{-9}$	-
Coefficiente de permeabilidade horizontal da zona equivalente em EPD [m/s]	k'_{hp}	$8,64 \cdot 10^{-10}$	-
Coefficiente de consolidação vertical [m^2/s]	c_v	$1,15 \cdot 10^{-7}$	-
Coefficiente de consolidação radial [m^2/s]	c_r	$1,37 \cdot 10^{-7}$	-

Quadro 5.2 - Parâmetros de compressibilidade dos modelos SS/SSC (argila) e Mohr-Coulomb (aterro).

Parâmetro	Símbolo	Argila	Aterro
Coefficiente de compressibilidade modificado [-]	λ^*	0,136	-
Coefficiente de recompressibilidade modificado [-]	κ^*	0,028	-
Coefficiente de compressibilidade secundária modificado[-]	μ^*	0,005	-
Coefficiente de elasticidade [kPa]	E	-	3000
Coefficiente de Poisson [-]	ν	-	0,3

5.3 Condições iniciais

5.3.1 Geometria do modelo

Para o estudo deste problema usou-se o programa *PLAXIS*. O cálculo foi realizado em *EPD* e foram usados elementos de quinze nós. O aterro construído sobre o depósito de argila tem 16 m de largura e 4 m de altura com taludes de inclinação $1:3$. O problema é simétrico, pelo que foi modelada apenas metade da sua geometria. Foi assumido que o estrato está assente numa camada de areia muito permeável, sendo assim possível dissipar o excesso de pressões intersticiais pelo topo e pela base. Esta camada permeável foi considerada como infinitamente rígida. O espaçamento mínimo entre drenos para cumprir os requisitos iniciais deve ser de $1,16\text{ m}$. No entanto, por questões de simplificação da geometria, assumiu-se um espaçamento de 1 m . Devido à simetria do problema, o dreno que se encontra mais à esquerda está a $0,5\text{ m}$ do eixo de simetria. Na Figura 5.1 mostra-se a geometria do aterro com drenos verticais. Foram analisados valores dos deslocamentos e das pressões intersticiais nos nó *A* e as tensões e deformações foram calculadas no ponto de integração *D*, como pode ser observado na Figura 5.1. Os valores de *OCR* e dos deslocamentos laterais foram analisados nas secções *A-A'*, *B-B'* e *C-C'*. Nos cálculos efectuados usou-se a malha de elementos finitos mostrada na Figura 5.2.

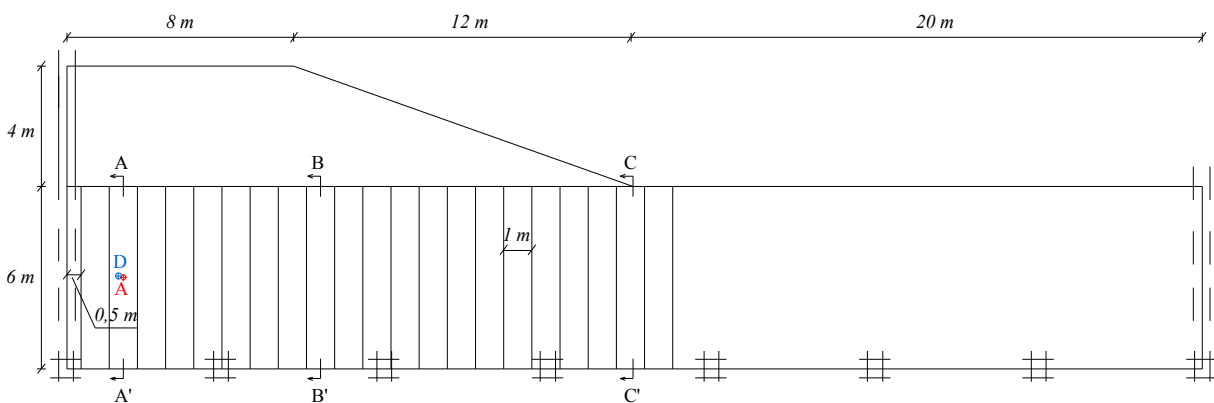


Figura 5.1 - Geometria do aterro com drenos verticais.

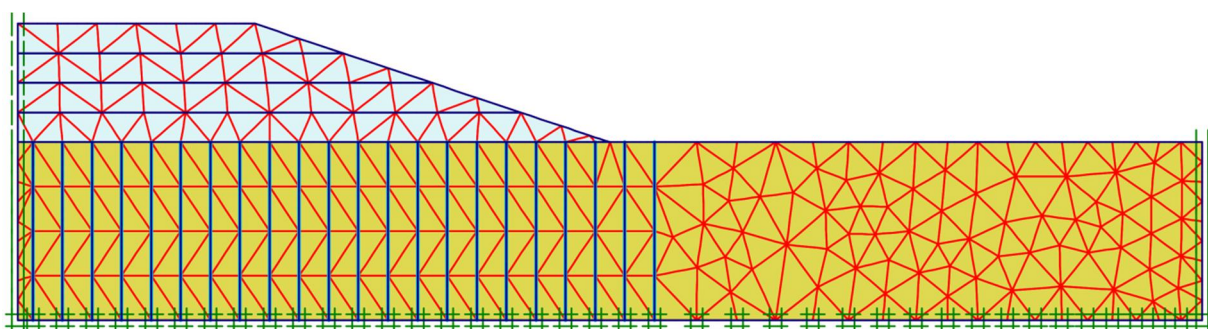


Figura 5.2 - Malha inicial.

5.3.2 Condições iniciais. Distribuição da tensão efectiva média, da pressão intersticial e do grau de sobreconsolidação (*OCR*) no estrato de argila

As pressões intersticiais do estrato de solo mole correspondem ao produto do peso volúmico da água pela altura da coluna de água acima de determinado ponto. Considerando que o nível freático se encontra à superfície, mostra-se na Figura 5.3 a distribuição das pressões intersticiais iniciais neste estrato.

As tensões efectivas horizontais relacionam-se com as tensões efectivas verticais pelo coeficiente de impulso em repouso $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$. Este parâmetro, para um solo normalmente consolidado, pode ser relacionado com o ângulo de atrito interno pela expressão $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$, o que resulta num valor aproximadamente igual a 0,63. Para caracterizar o grau de sobreconsolidação usou-se um valor de *OCR* igual a 1,05 (Secção 4.4.2). Na Figura 5.4 mostra-se a distribuição das tensões médias iniciais (p') no depósito de argila antes da execução do aterro.

O grau de sobreconsolidação representa o estado de tensão a que um determinado estrato está sujeito e a sua evolução varia com o modelo usado. Relaciona a tensão de pré-consolidação (σ'_p) com as tensões verticais “*in situ*” (σ'_{vi}) da seguinte maneira:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vi}} \quad 5.1$$

O solo estudado neste trabalho revelou-se como praticamente normalmente consolidado com um valor médio de $OCR_{med} = 1,05$. Este valor foi imposto como valor inicial para caracterizar todo o estrato de argila. Os contornos iniciais de *OCR* representados no programa *PLAXIS* revelam, no entanto, um grau de sobreconsolidação elevado na camada mais superficial como pode ser observado na Figura 5.5

(Espaço propositadamente em branco)

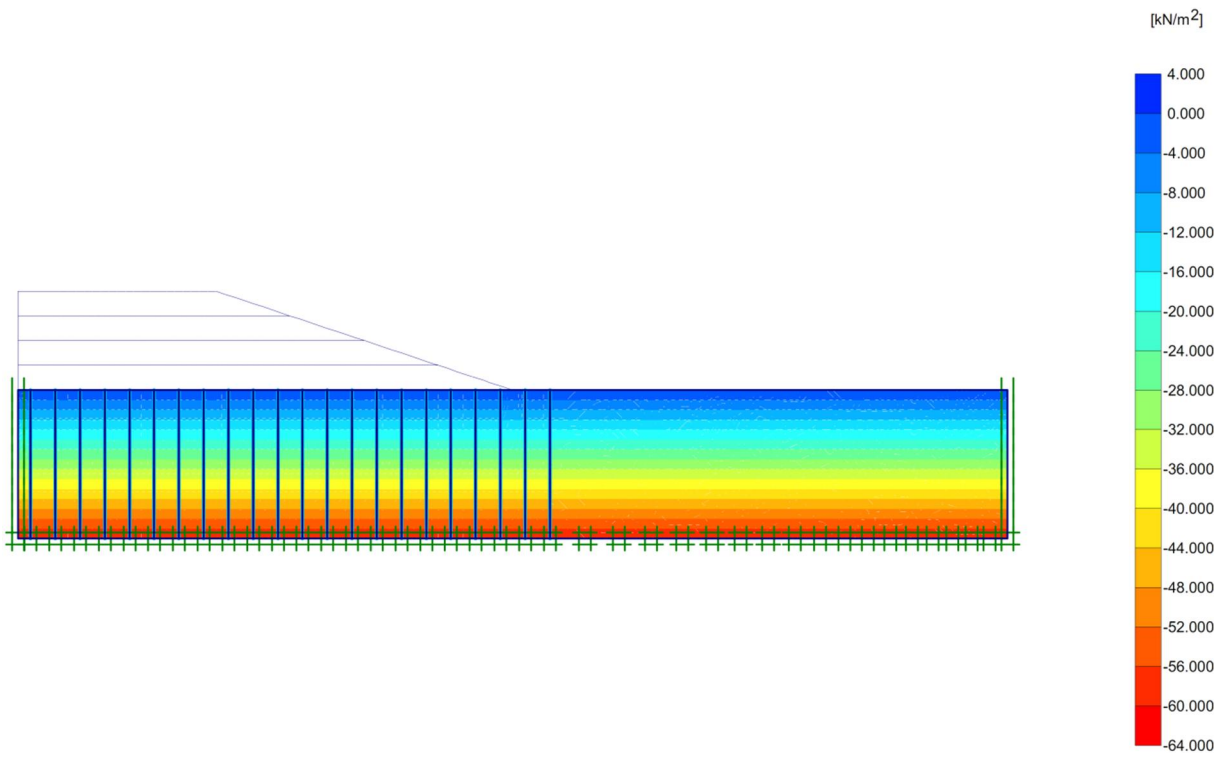


Figura 5.3 - Distribuição das pressões intersticiais iniciais.

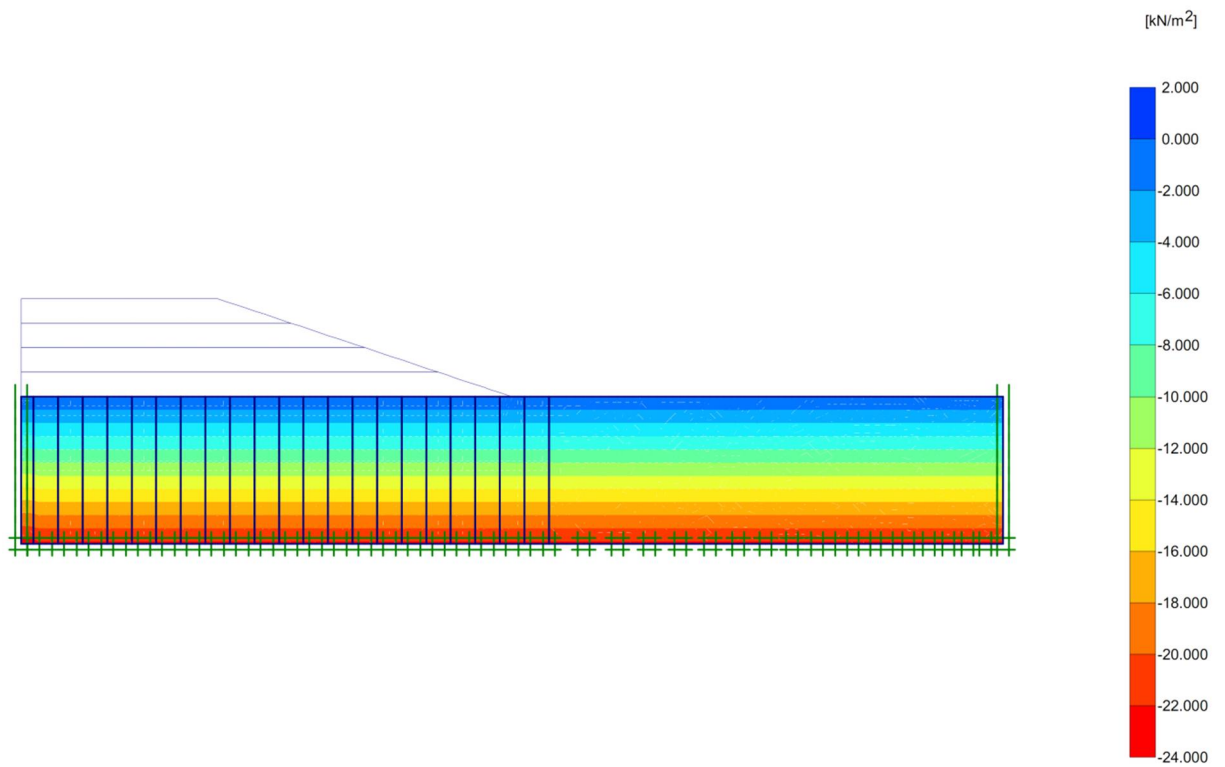


Figura 5.4 - Distribuição das tensões efectivas médias iniciais do solo.

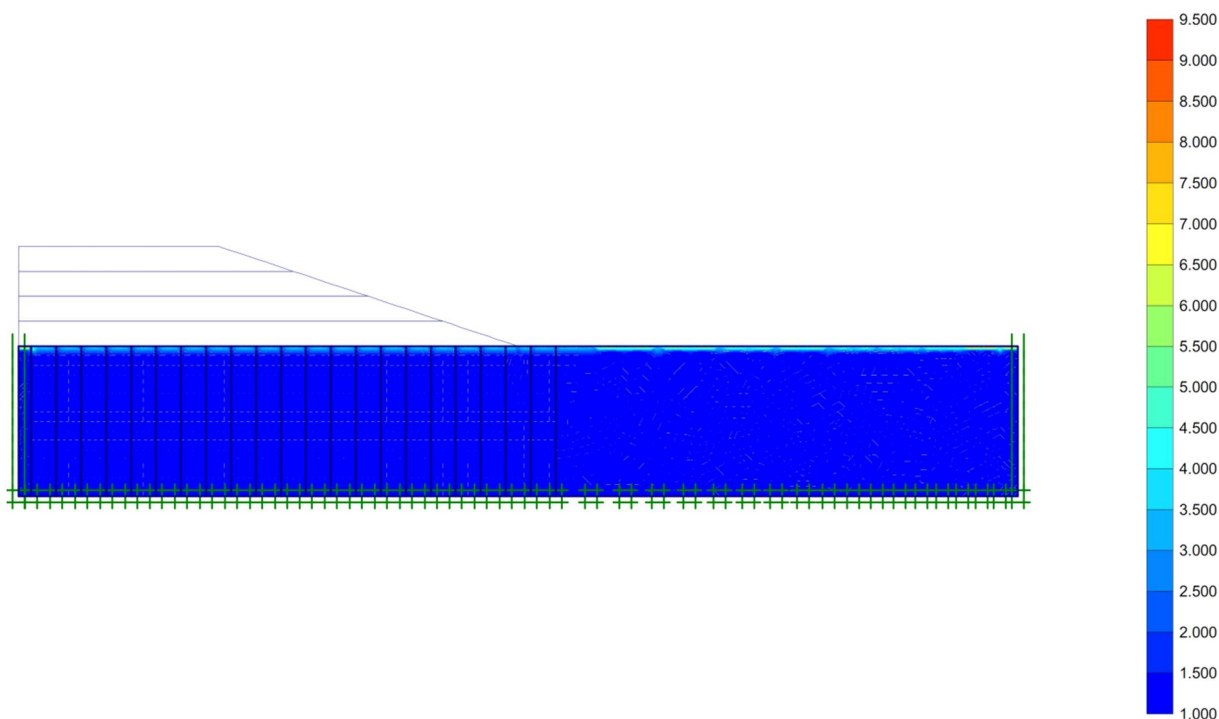


Figura 5.5 - Distribuição do grau de sobreconsolidação inicial do solo.

5.4 Faseamento construtivo do aterro

5.4.1 Altura máxima de aterro sem que ocorra rotura do estrato argiloso

Para definir o faseamento construtivo usou-se o modelo *Soft Soil*. Foram analisados os deslocamentos durante a fase de construção do aterro para alturas de 1 m, 2 m e 3 m em 2 dias, 4 dias e 6 dias, respectivamente. Assumiu-se, pois, uma velocidade de construção do aterro em altura de 0,5 m/dia.

É possível observar na Figura 5.6 e Figura 5.7 que a construção dos dois metros não provoca instabilidade no estrato de argila. A construção, de uma só vez, dos primeiros três metros de aterro, apesar de não provocar o colapso da estrutura geotécnica, resulta em deslocamentos muito elevados logo após a sua colocação como pode ser observado na Figura 5.8. O maior deslocamento observado neste cálculo é na ordem dos 1,1 m. Na mesma figura pode também ser observada a formação de uma superfície de rotura. Verifica-se que o valor do Factor de Segurança (*FS*) diminui com o aumento da altura de aterro construído, tal como seria de esperar.

Desta maneira, para diminuir os riscos de instabilidade no depósito de argila optou-se por uma altura máxima de construção do aterro de 2 m por fase.

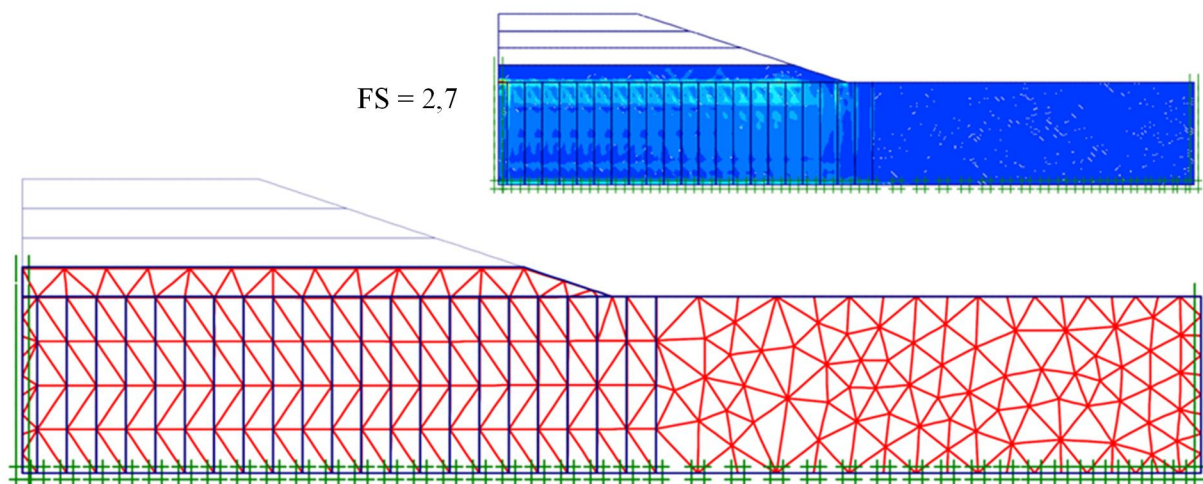


Figura 5.6 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de 1 m de aterro [Malha deformada à escala 1:1].

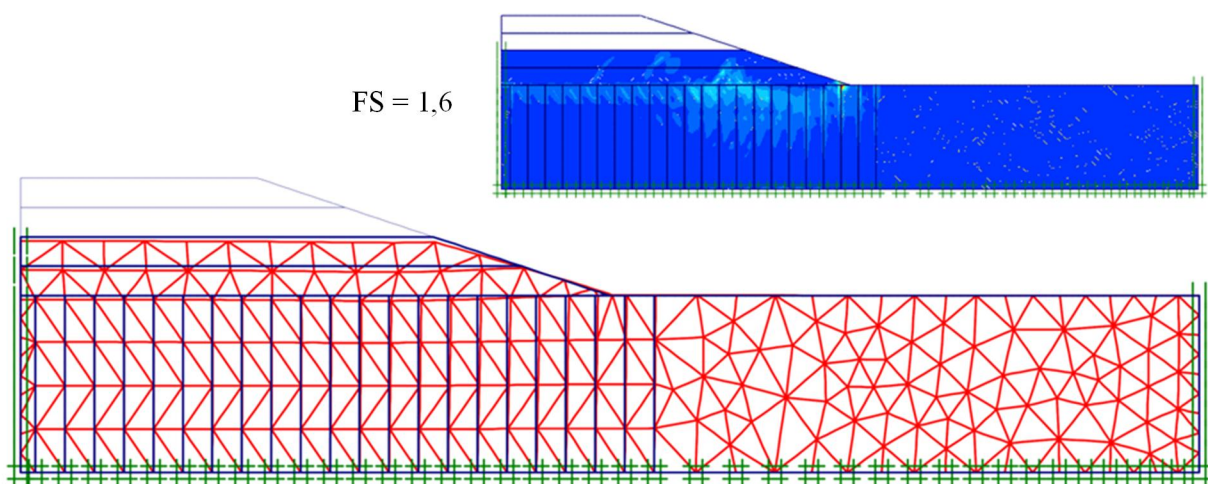


Figura 5.7 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de 2 m de aterro [Malha deformada à escala 1:1].

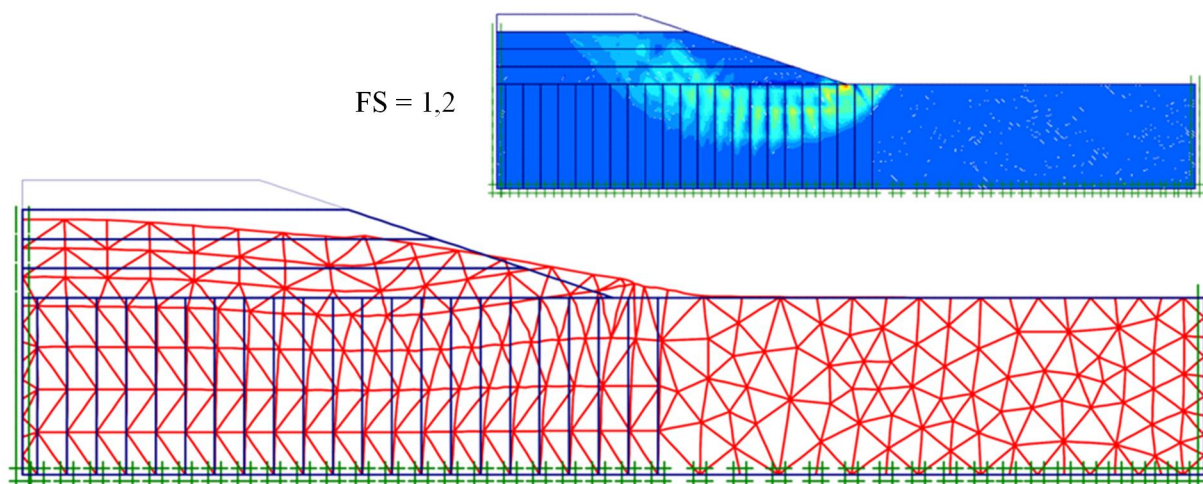


Figura 5.8 - Deslocamentos e deformações de corte incrementais na fase de construção de 3 m de aterro [Malha deformada à escala 1:1].

5.4.2 Resumo do faseamento construtivo

No Quadro 5.3 é resumido o faseamento construtivo adoptado. A primeira fase corresponde à construção de 2 m de aterro, realizada em 4 dias. Após a primeira fase é permitida a consolidação por um período de 60 dias para dissipar parte do excesso de pressão intersticial. De seguida, são construídos os restantes 2 m de aterro sendo permitida, numa outra fase, a dissipação do excesso de pressões intersticiais a um valor residual de 1 kPa.

Quadro 5.3 - Faseamento Construtivo (Esquema de Cálculo).

Fase	Tipo de cálculo	Descrição	Incremento de tempo [dia]
1	Consolidação	Construção dos primeiros 2 m do aterro	4
2	Consolidação	Consolidação por um período de 60 dias	60
3	Consolidação	Construção dos últimos 2 m do aterro	4
4	Consolidação	Consolidação até um valor mínimo de pressão intersticial de 1 kPa	-

5.5 Importância da fluência na construção de um aterro

5.5.1 Análise de segurança

Ao construir um aterro é preciso garantir a estabilidade da estrutura geotécnica na fase final da obra e também durante o seu processo de construção. É importante saber qual é o *FS* global em cada uma das fases. O *FS* neste tipo de obras é, geralmente, mínimo durante a fase de construção (no decurso da colocação do aterro), já que nesta fase não ocorre praticamente nenhum aumento das tensões efectivas, ou seja, não há um significativo aumento da rigidez e/ou da resistência, aumentando estas ao longo do processo de consolidação.

O programa *PLAXIS* permite determinar o *FS* em qualquer fase de cálculo através do designado cálculo *phi-c reduction*. Seleccionando esta opção, são reduzidos os parâmetros *c* e ϕ até que estes atinjam os valores de c_r e ϕ_r (que representam a coesão e o ângulo de atrito em termos residuais, respectivamente) representativos dos valores mínimos para os quais o equilíbrio da estrutura é garantido. O *FS* é então dado por (Plaxis, b.v., 2002):

$$FS = \frac{S_{\text{máximo disponível}}}{S_{\text{necessário para equilíbrio}}} = \frac{c - \sigma_n \cdot \text{tg}(\phi)}{c_r - \sigma_n \cdot \text{tg}(\phi_r)} \quad 5.2$$

onde *S* representa a resistência ao corte e σ_n a tensão normal. Os valores da coesão e a tangente do ângulo de atrito são reduzidos na mesma proporção:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\text{tg}(\phi)}{\text{tg}(\phi_r)} = \Sigma M_{sf} \quad 5.3$$

O valor do FS é definido por ΣMsf obtido na rotura.

Apesar de o faseamento construtivo ter sido determinado com base nos resultados do modelo SS , é interessante perceber quais são as consequências de considerar o parâmetro da fluência no FS . Foram então comparados os dois modelos e o resumo dos resultados em termos de FS é apresentado no Quadro 5.4. É possível observar que os FS obtidos pelo modelo SSC no final de cada fase são sistematicamente superiores aos obtidos usando o modelo SS . Por outro lado, e como seria de esperar, os níveis de segurança mais baixos são obtidos nas duas fases de construção do aterro.

Quadro 5.4 - Factores de Segurança ao longo da construção do aterro nos modelos SS e SSC .

Fase	Modelo SS	Modelo SSC
Construção dos primeiros 2 m do aterro	1,6	1,7
Consolidação por um período de 60 dias	2,0	2,3
Construção dos últimos 2 m do aterro	1,3	1,5
Consolidação até um valor mínimo de pressão intersticial de 1 kPa	1,7	1,8

5.5.2 Evolução das pressões intersticiais no modelo no decurso da análise

Nas Figuras 5.9 a 5.12 mostra-se a evolução dos contornos de pressão intersticial nas quatro fases consideradas. Verifica-se, após as fases de carregamento um acréscimo significativo das pressões na água sob o aterro, notando-se também uma imediata influência dos drenos. Após as fases de consolidação a influência do sistema de drenos é ainda mais acentuada.

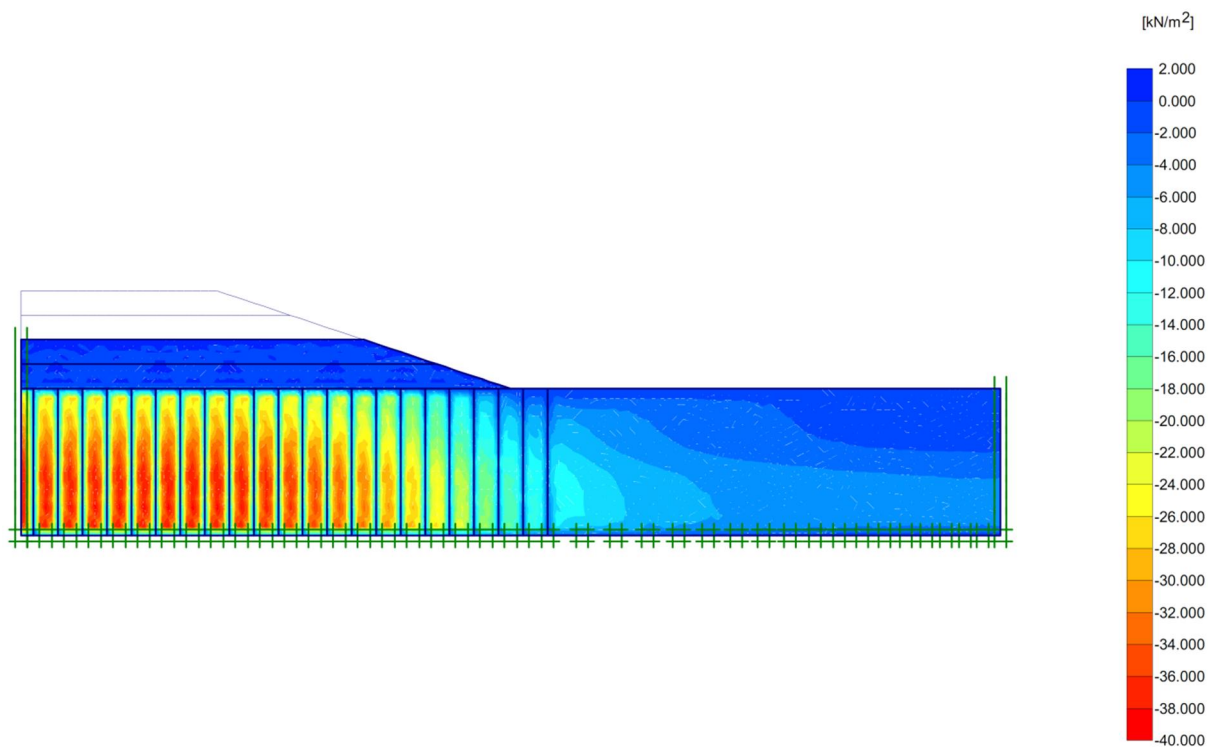


Figura 5.9 - Excesso de pressões intersticiais na 1ª Fase de construção do aterro.

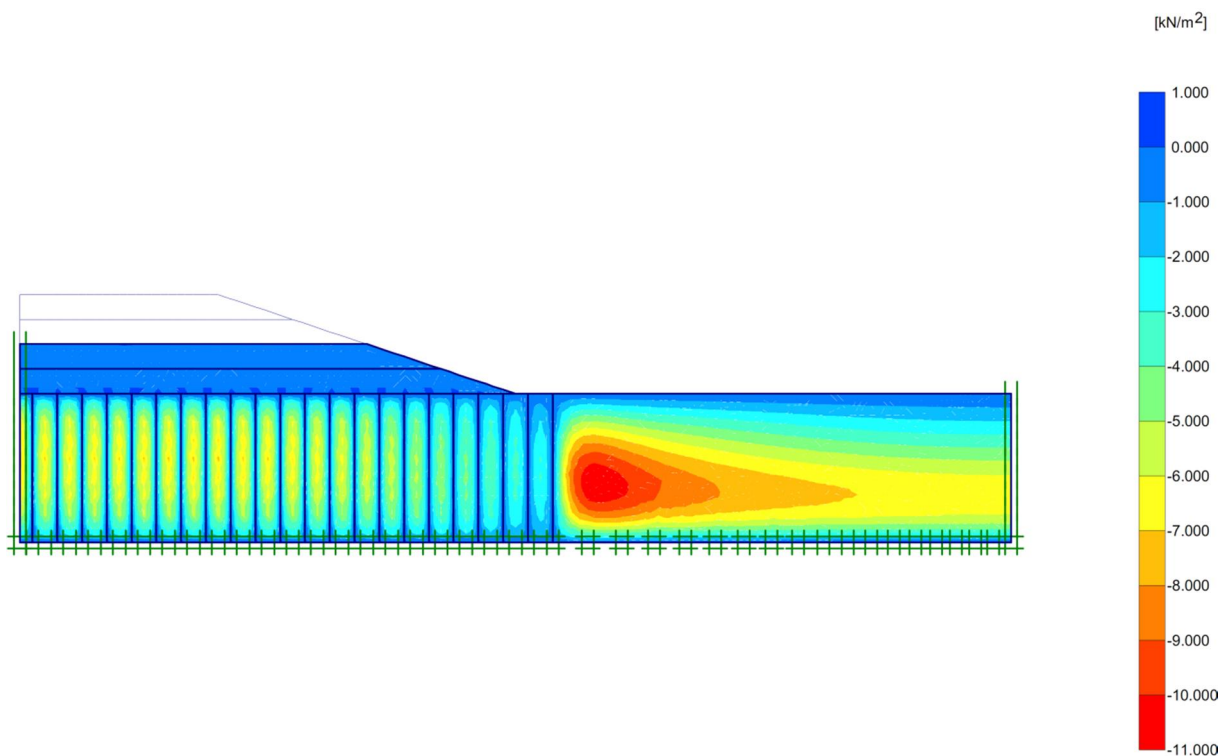


Figura 5.10 - Excesso de pressões intersticiais na 2ª Fase de construção do aterro.

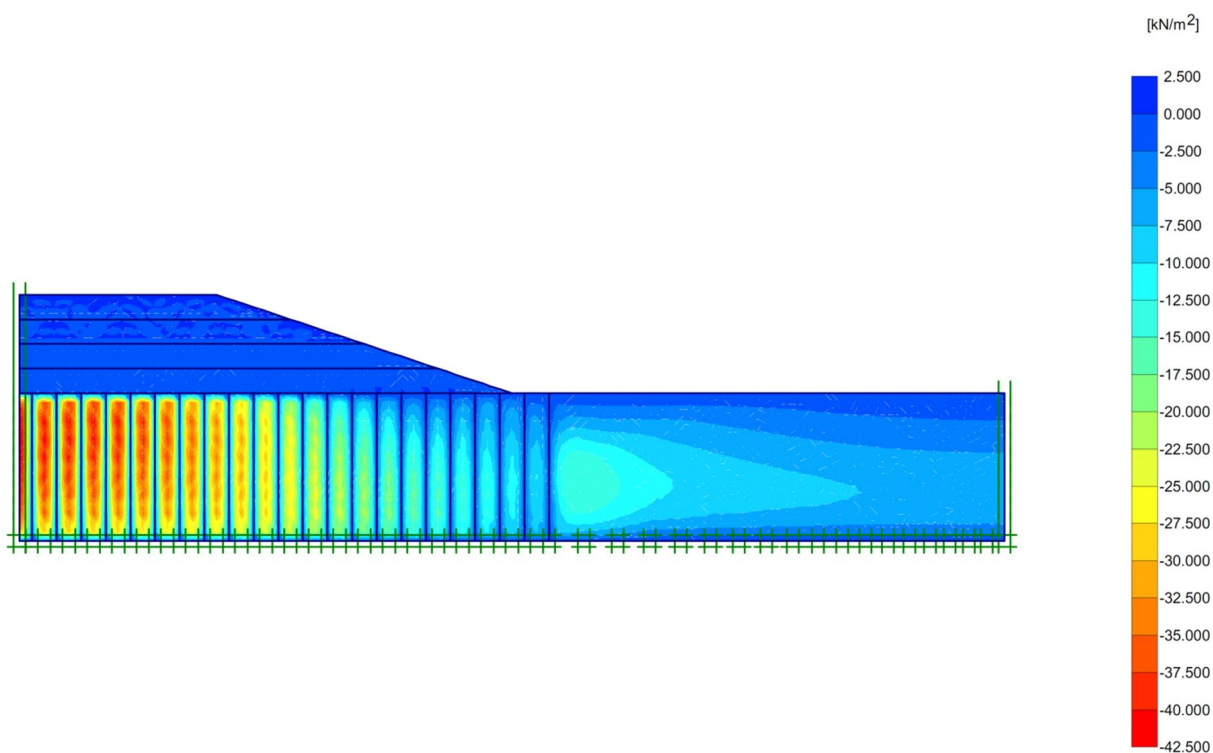


Figura 5.11 - Excesso de pressões intersticiais na 3ª Fase de construção do aterro.

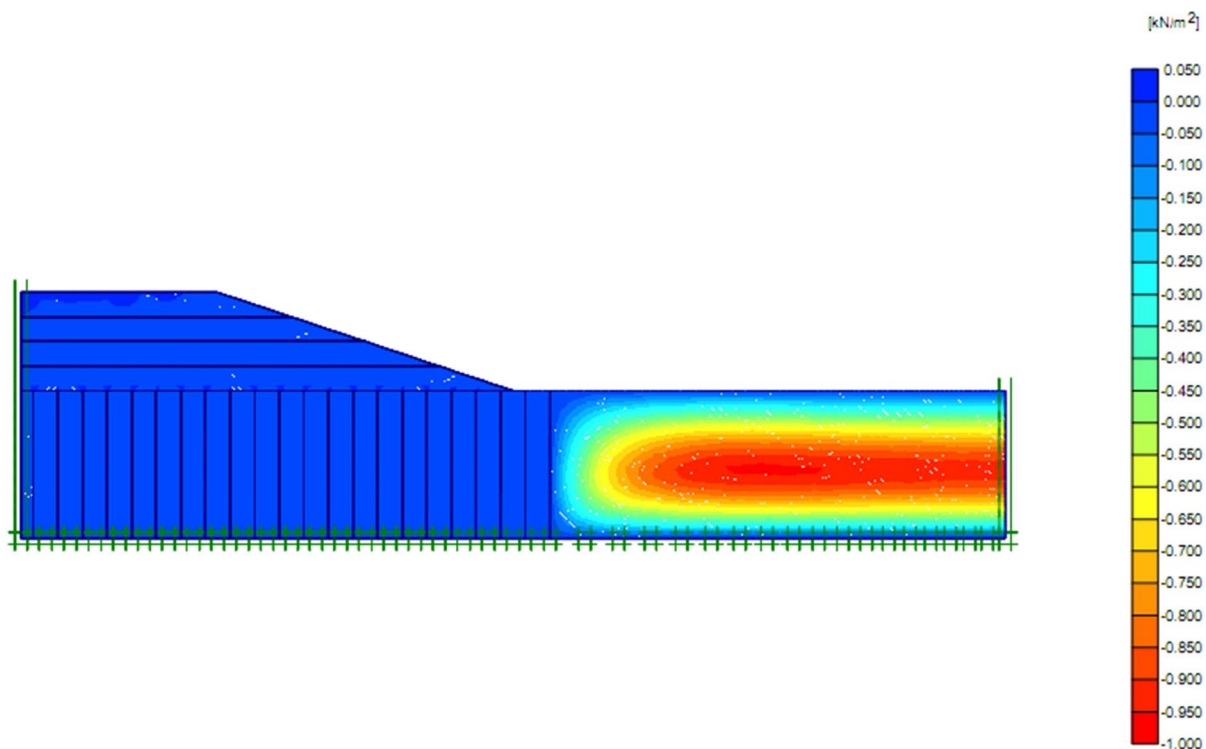


Figura 5.12 - Excesso de pressões intersticiais na 4ª Fase de construção do aterro.

5.5.3 Evolução do grau de sobreconsolidação (*OCR*) no decurso da análise

A evolução do grau de sobreconsolidação ao longo de toda a espessura da camada de argila, nas quatro fases de cálculo, foi analisada na secção *A-A'* (Figura 5.1) para os dois modelos.

Modelo *Soft Soil*

Na sequência do carregamento imposto é expectável que o valor de *OCR* diminua durante o processo de consolidação primária, desde um valor máximo obtido na fase de construção até um valor unitário. Quando *OCR* alcança o valor de 1 significa que o estado de tensão “*in situ*” igualou a tensão de pré-consolidação e o solo está normalmente consolidado. A partir deste momento, qualquer carregamento superior vai ser sempre o carregamento mais elevado a que o solo esteve sujeito e, assim, a tensão instalada vai ser sempre igual à tensão de pré-consolidação resultando num $OCR = 1$. Este comportamento é visível nas figuras seguintes. Durante a construção dos primeiros 2 m de aterro (4 dias) há um aumento do excesso de pressões intersticiais. Nesse período a dissipação é muito pequena apesar de ser observada nas proximidades das fronteiras drenantes. Nos pontos mais interiores do estrato a dissipação é mais lenta, como pode ser observado na Figura 5.9. Desta maneira é também expectável que, nestes pontos interiores, o valor de *OCR* não varie em relação ao seu valor inicial. Observando a Figura 5.14 verifica-se que os pontos mais interiores apresentam valores que rondam a unidade, próximos dos seus valores iniciais. Na mesma figura observa-se uma diminuição dos valores de *OCR* nos pontos mais superficiais resultado da dissipação de algum excesso das

pressões intersticiais. Nas restantes fases verifica-se que a tensão de pré-consolidação já foi atingida e a partir deste momento todos os carregamentos efectuados são o maior carregamento a que o solo já foi sujeito. Na Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17 observa-se que o valor de OCR é sempre igual à unidade em toda a secção.

Modelo *Soft Soil Creep*

Neste modelo elástico visco-plástico é também expectável que o valor de OCR diminua durante o processo de consolidação primária. No entanto, o tempo e o comportamento visco-plástico do material têm influência no aumento da tensão de pré-consolidação e, conseqüentemente, no aumento do valor de OCR (endurecimento por fluência). Quando o valor de $OCR = 1$ significa que a tensão “*in situ*” igualou a tensão de pré-consolidação. Ao contrário do que acontece com o modelo *SS*, carregamentos superiores à tensão de pré-consolidação podem não representar a maior tensão a que o solo já foi sujeito. Este comportamento pode ser observado nas figuras seguintes. Durante a construção dos primeiros dois metros de aterro (4 dias), a resposta do solo com o modelo *SSC* é semelhante àquela do modelo *SS* (Figura 5.14). Após os primeiros 60 dias de consolidação, apesar de ainda não se ter dissipado todo o excesso de pressões intersticiais, verifica-se um aumento da tensão de pré-consolidação (de p'_{pi} para $p'_{p,2^a Fase}$), como pode ser observado na Figura 5.15 onde se nota um crescimento do valor do grau de sobreconsolidação. A construção dos últimos 2 m do aterro (4 dias) provoca um novo aumento das pressões intersticiais (Figura 5.11). Nesse período, algum desse excesso de pressões foi dissipado o que resultou num crescimento das tensões efectivas, aproximando-as da tensão de pré-consolidação resultante do primeiro carregamento ($p'_{p,2^a Fase}$). Esta aproximação traduz-se numa redução do valor de OCR como pode ser observado na Figura 5.16. No topo e na base da camada obteve-se um $OCR = 1$ uma vez que nestas fronteiras a dissipação do excesso de pressões intersticiais é mais rápida. Na última fase permitiu-se a dissipação total das pressões neutras (Figura 5.12), verificando-se um novo aumento da tensão de pré-consolidação (de $p'_{p,2^a Fase}$ para $p'_{p,4^a Fase}$) como pode ser observado na Figura 5.17 onde se nota um aumento do valor do grau de sobreconsolidação. A evolução da tensão de pré-consolidação descrita anteriormente mostra-se na Figura 5.18.

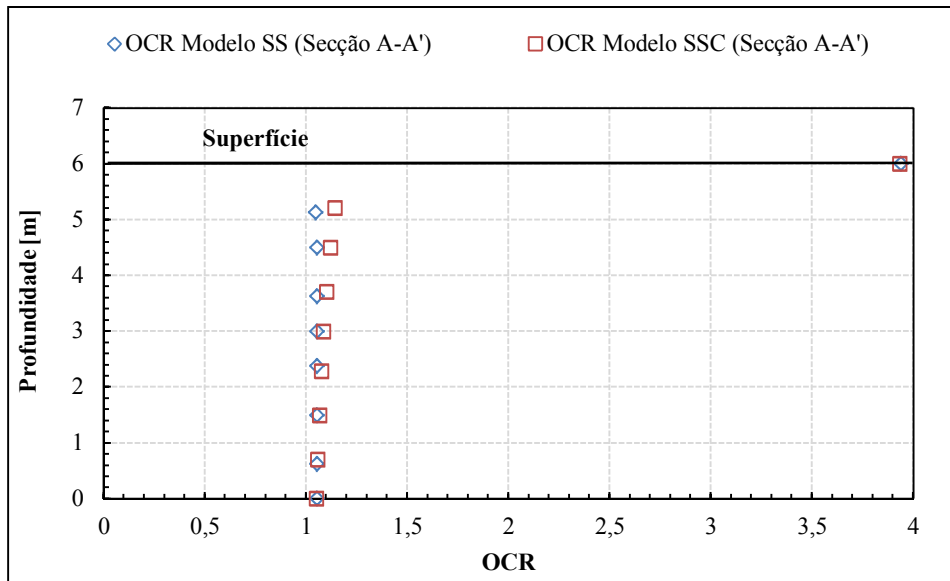


Figura 5.13 - Evolução do valor de *OCR* na camada de argila usando os modelos *SS* e *SSC* (Condições Iniciais).

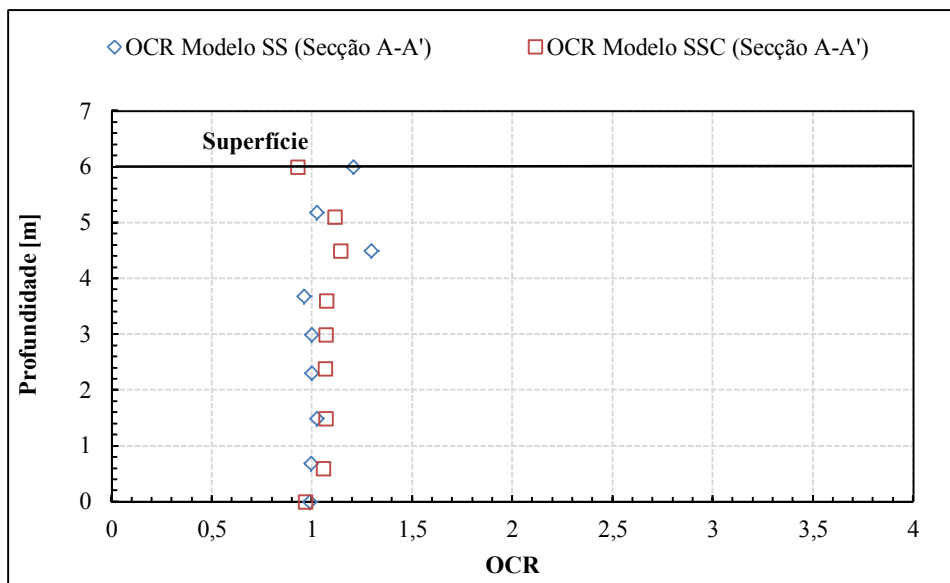


Figura 5.14 - Evolução do valor de *OCR* na camada de argila usando os modelos *SS* e *SSC* (1ª Fase).

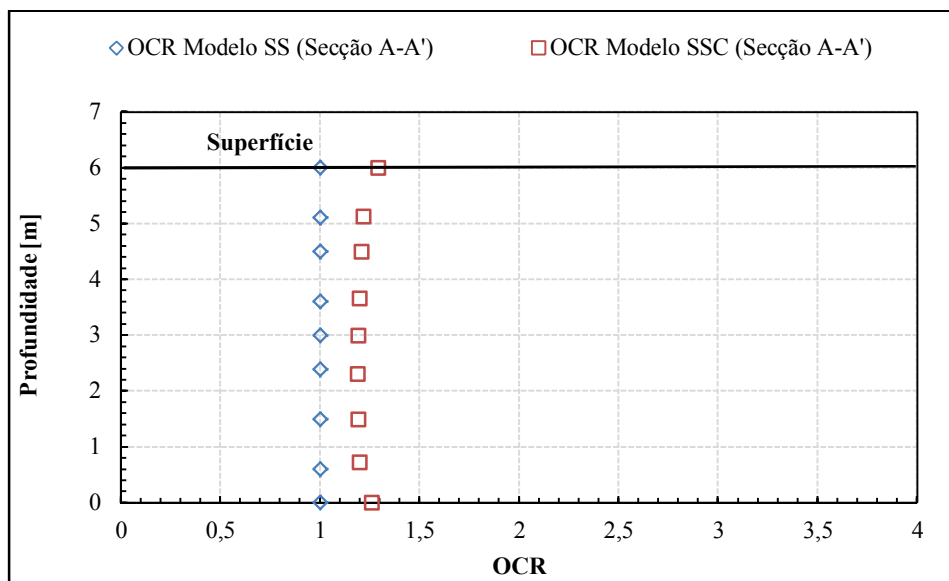


Figura 5.15 - Evolução do valor de *OCR* na camada de argila usando os modelos *SS* e *SSC* (2ª Fase).

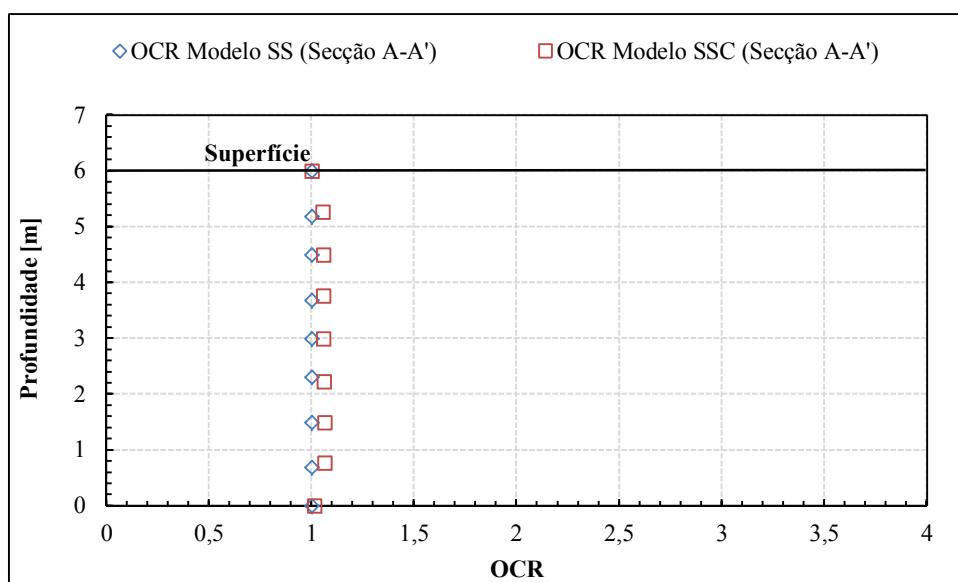


Figura 5.16 - Evolução do valor de *OCR* na camada de argila usando os modelos *SS* e *SSC* (3ª Fase).

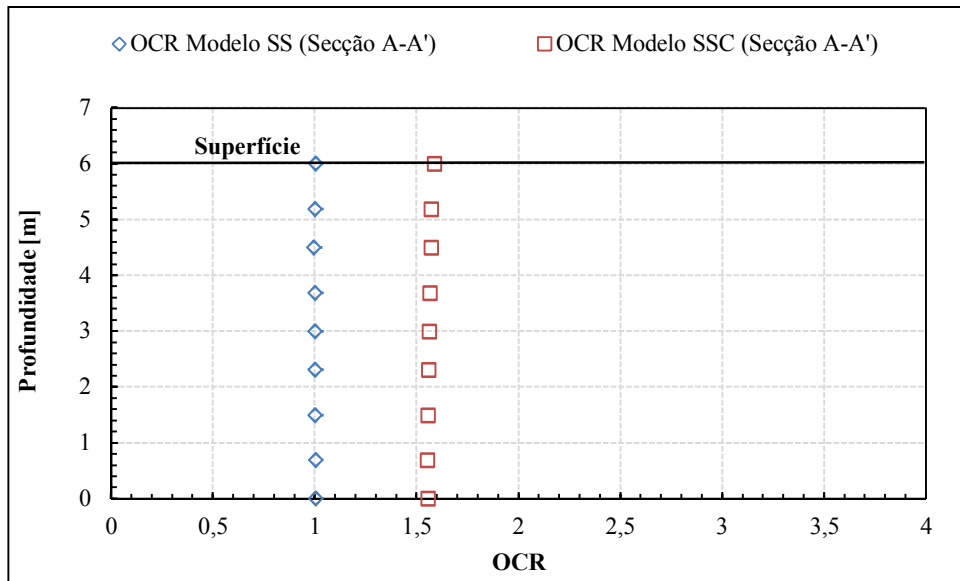


Figura 5.17 - Evolução do valor de *OCR* na camada de argila usando os modelos *SS* e *SSC* (4ª Fase).

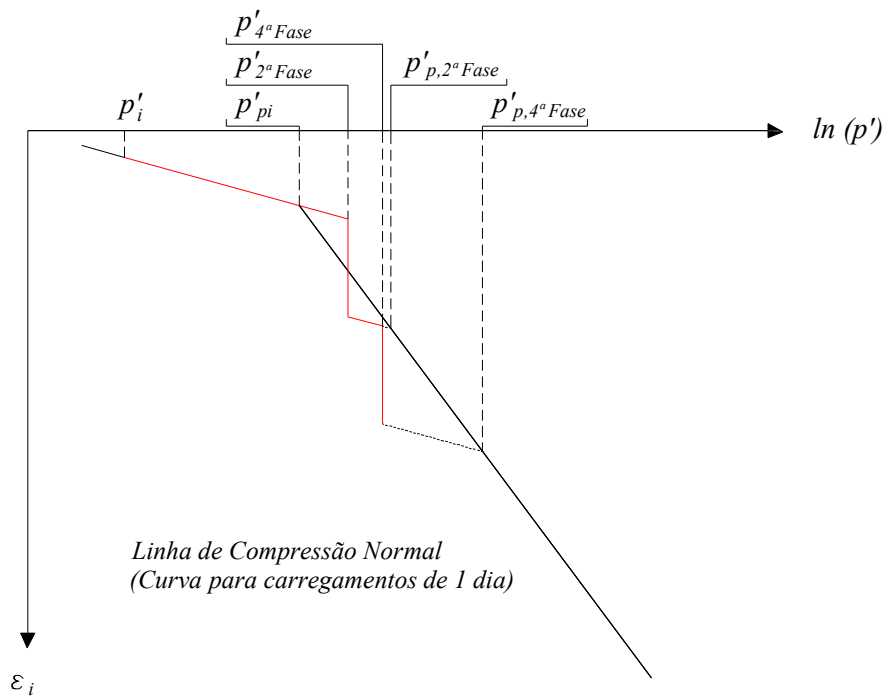


Figura 5.18 - Evolução da tensão de pré-consolidação ao longo da construção do aterro usando o modelo *SSC*.

5.5.4 Deslocamentos

A evolução dos assentamentos e das pressões intersticiais ao longo do tempo foi analisada no ponto *A* (Figura 5.19). A evolução dos deslocamentos horizontais ao longo da construção do aterro foi analisada nas secções *B-B'* (Figura 5.20) e *C-C'* (Figura 5.21) exemplificadas na Figura 5.1.

Assentamentos

No ponto *A* pode ser observado que durante a construção dos primeiros 2 m de aterro nenhum excesso de pressão intersticial é dissipado. No entanto, tanto o modelo *SS* como o *SSC* apresentam assentamentos imediatos nesse ponto. Após os primeiros 60 dias de consolidação, algum do excesso de pressão intersticial é dissipado voltando a aumentar durante a construção dos últimos 2 m de aterro. Finalmente, permite-se a dissipação das pressões a um valor de 1 kPa. Verifica-se que no modelo *SS* os assentamentos estabilizam quando o valor das pressões intersticiais também estabiliza, ao contrário do que acontece no modelo *SSC*, onde os assentamentos continuam a aumentar mesmo depois do excesso de pressões intersticiais se ter dissipado. Observa-se que até aos 1000 dias o modelo *SS* apresenta valores de assentamento superiores aos do modelo *SSC*, resultado da combinação entre o endurecimento por fluência (Secção 5.5.2) e da maior rigidez característica do modelo que considera a fluência (Secção 3.6.1). No entanto, a partir desta altura os deslocamentos verticais são superiores pelo modelo *SSC*.

Deslocamentos Horizontais

Na Figura 5.20 e na Figura 5.21 mostram-se os deslocamentos horizontais nas duas secções referidas. Observa-se, como seria de esperar, que os deslocamentos horizontais aumentam, tanto no modelo *SS* como no modelo *SSC*, à medida que o processo construtivo evolui. Em termos gerais, os deslocamentos horizontais são superiores na secção *C-C'* uma vez que esta se encontra mais próximo do final do aterro, zona de distorções mais elevadas. Na secção *B-B'* (Figura 5.20) o modelo *SSC* apresenta valores de deslocamentos horizontais sistematicamente superiores aos do modelo *SS* em todas as fases construtivas, apesar de no final da primeira fase os deslocamentos serem semelhantes. Na secção *C-C'* (Figura 5.21), os deslocamentos horizontais obtidos pelo modelo *SSC* são sistematicamente superiores aos do modelo *SS* nas últimas três fases de construção. Na primeira fase, o modelo *SS* dá valores de deslocamentos superiores aos do modelo *SSC* nos pontos mais próximos da superfície. No final de todo o processo construtivo, as diferenças entre os dois modelos são bastante significativas e em termos percentuais superiores às apresentadas para os assentamentos no ponto analisado.

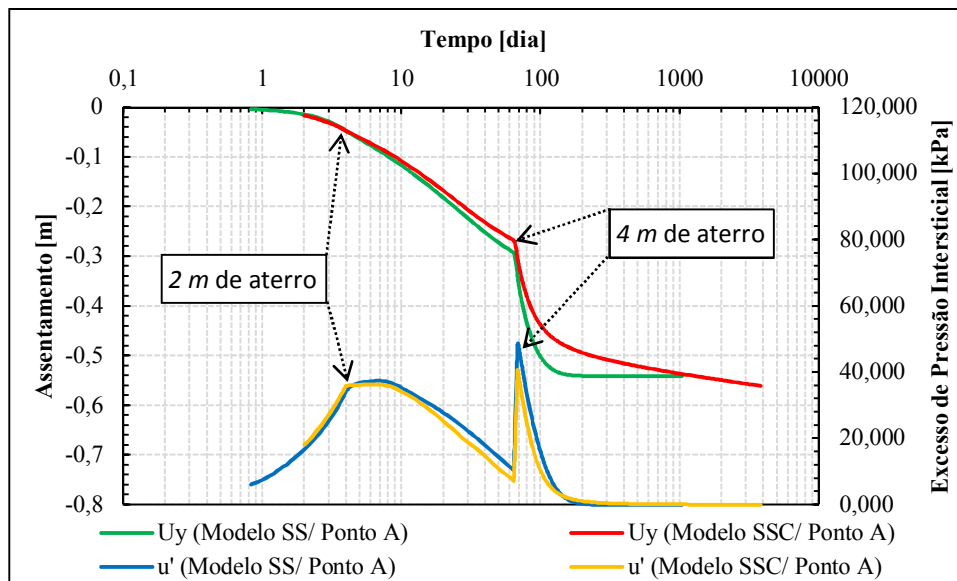


Figura 5.19 - Evolução dos assentamentos e das pressões intersticiais usando os modelos SS e SSC (Ponto A).

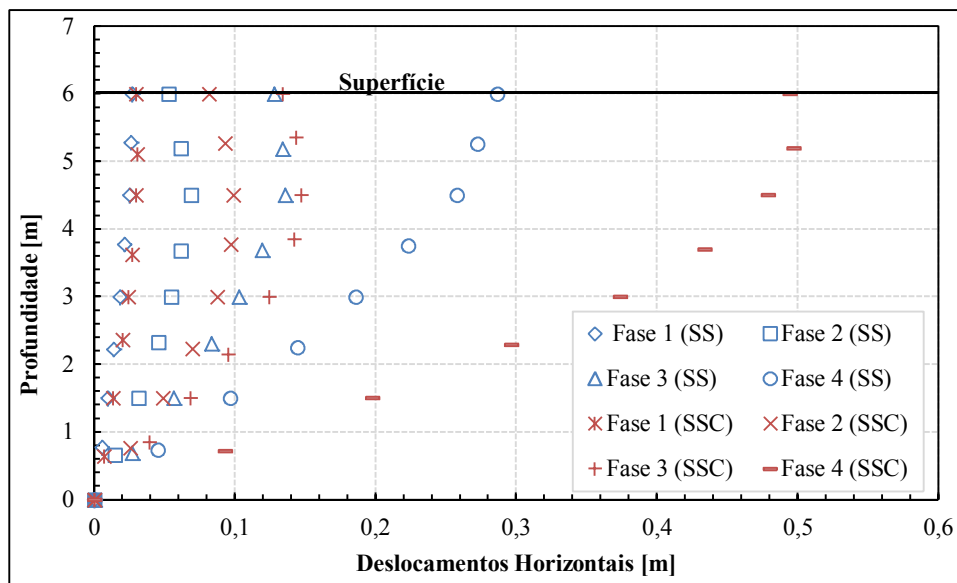


Figura 5.20 - Deslocamentos horizontais na seção B-B' usando os modelos SS e SSC.

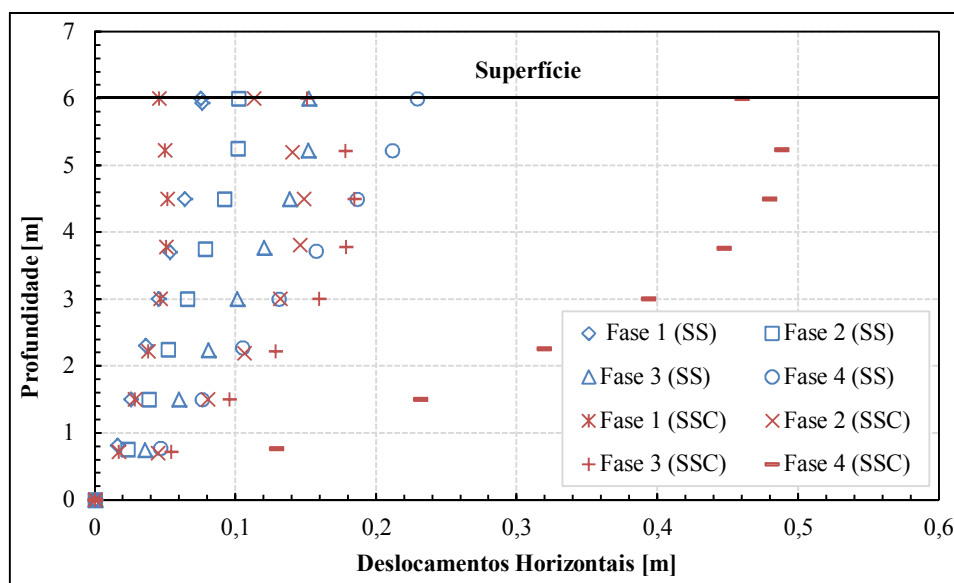


Figura 5.21 - Deslocamentos horizontais na secção C-C' usando os modelos SS e SSC.

5.6 Influência da zona perturbada (*smear zone*)

A proposta de Tran e Mitachi (2008) permite converter a zona não perturbada juntamente com a zona perturbada, resultante da cravação dos drenos, numa zona equivalente com um coeficiente de permeabilidade também equivalente. Na Secção 5.2.3, a conversão dos coeficientes de permeabilidade radiais em coeficientes de permeabilidade em *EPD* foi realizada e como pode ser observado, a consideração da zona perturbada resulta numa redução do valor do coeficiente de permeabilidade horizontal equivalente (Quadro 5.1). No âmbito deste trabalho, foram realizadas análises que tomaram em consideração a influência da zona perturbada com o objectivo de avaliar a sua importância na dissipação do excesso de pressões intersticiais.

O excesso das pressões intersticiais analisou-se também no ponto *A* (Figura 5.1).

Pode ser observado que tanto no modelo *SS* (Figura 5.22) como no modelo *SSC* (Figura 5.23), apesar dos coeficientes de permeabilidade horizontais em *EPD* serem ligeiramente diferentes ($k_{hp} = 1,30 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ e $k'_{hp} = 8,64 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$), a evolução do excesso de pressões intersticiais ao longo de todo o processo construtivo não sofre praticamente nenhuma alteração.

Pode concluir-se que a influência de uma zona perturbada resultante da utilização deste tipo de drenos verticais, para fins de projecto, pode ser desprezada na modelação numérica, quando utilizadas as expressões propostas.

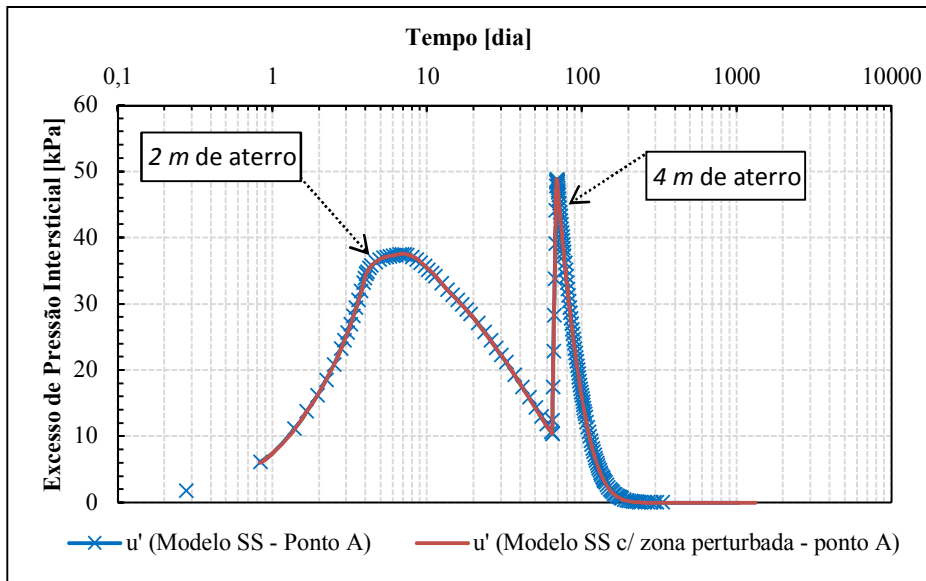


Figura 5.22 - Comparação da evolução do excesso de pressões intersticiais nos modelos com e sem zona perturbada (Modelo SS).

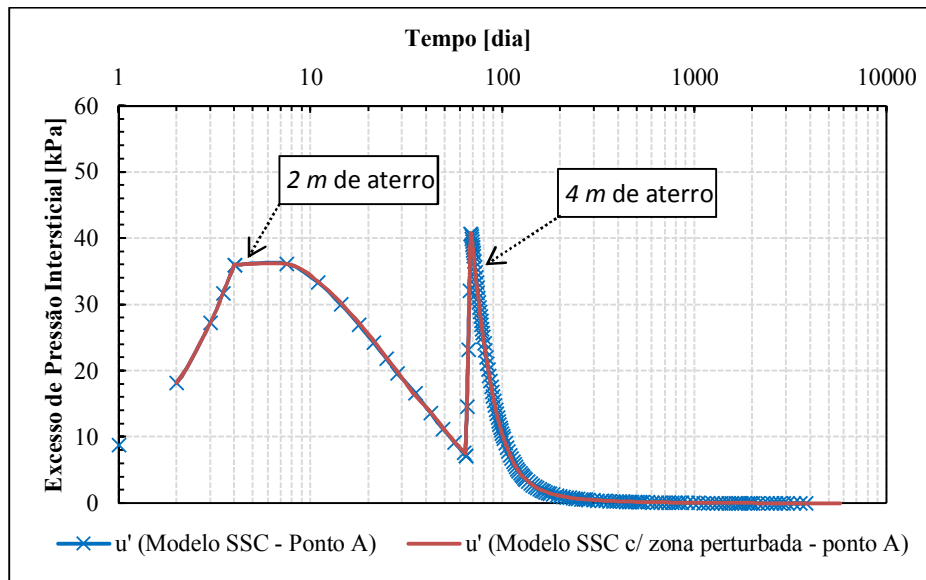


Figura 5.23 - Comparação da evolução do excesso de pressões intersticiais nos modelos com e sem zona perturbada (Modelo SSC).

6 Conclusões finais e desenvolvimentos futuros

Neste trabalho analisou-se o comportamento de um aterro construído sobre um estrato de argila mole tomando em consideração a fluência do terreno. O estudo numérico realizado teve por base uma caracterização laboratorial.

A análise laboratorial permitiu concluir que as amostras de argila recolhidas na zona da Ota a uma profundidade de 7,5 m correspondem a um solo muito mole com um grau de sobreconsolidação a rondar a unidade ($OCR = 1,05$), podendo ser considerado como normalmente consolidado, e com um peso volúmico de $14,95 \text{ kN/m}^3$. A tensão de pré-consolidação varia entre $37,7 \text{ kPa}$ e $41,4 \text{ kPa}$ obtendo-se um valor médio de $39,5 \text{ kPa}$. Para os índices de compressibilidade (C_e) e recompressibilidade (C_c) foram obtidos respectivamente os valores médios de $1,011$ e $0,105$, valores característicos de solos muito compressíveis. O coeficiente da compressão secundária (C_α) varia entre $0,0242$ e $0,0553$ obtendo-se um valor médio de $0,04$. Foram realizadas duas modalidades de ensaios edométricos, ensaios com drenagem radial e axial, que permitiram determinar os coeficientes de permeabilidade na direcção radial e axial, respectivamente. Os valores obtidos evidenciam uma anisotropia de permeabilidades. A relação $k_{r,méd} / k_{v,méd}$ varia entre $1,85$ e $5,56$, sendo uma função do nível de tensão instalado.

É preciso referir que, nas medições a tempos, deveria ter sido efectuada pelo menos mais uma leitura às 48 horas de maneira a permitir uma melhor definição da curva da compressão secundária. Ainda assim a relação C_α / C_c obtida ($0,0396$) está de acordo com a proposta por Terzaghi *et al.* (1996) para argilas e siltes inorgânicos.

A qualidade das amostras foi avaliada como “Pobre” segundo a proposta de Bartlett e Lee (2004), facto que não pode ser ignorado pois poderá, eventualmente, afectar os resultados obtidos laboratorialmente. Interessa, no entanto, referir que a amostragem de solos muito moles se reveste de particulares dificuldades.

Na modelação de um ensaio edométrico genérico constatou-se que, usando o modelo *Soft Soil Creep*, no decurso da consolidação, quanto maior o índice de compressão secundária modificado (μ^*), mais rígida é a resposta do solo durante a consolidação primária. Em função do valor de μ^* em questão, a rigidez varia entre λ^* (menos rígido) e κ^* (mais rígido). No entanto, após a consolidação primária (sob tensão efectiva constante), quanto mais elevado for o parâmetro de fluência, mais elevadas são as deformações alcançadas.

Na modelação dos ensaios edométricos realizados em laboratório usaram-se para os parâmetros modificados λ^* , κ^* e μ^* os valores de $0,136$, $0,028$ e $0,005$ obtidos pelas correlações descritas. Esta modelação permitiu comparar as curvas e - $\log(\sigma'_v)$ e foi possível constatar que os resultados da modelação se aproximaram relativamente bem dos resultados laboratoriais. Desta maneira, pode ser concluído que os parâmetros resistentes e de compressibilidade usados na

modelação numérica reproduzem satisfatoriamente o comportamento real do solo nas trajectórias de tensão estudadas.

Na modelação da construção de um aterro foram comparados os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. As principais conclusões obtidas foram as seguintes:

- Observou-se que os Factores de Segurança obtidos pelo modelo *SSC* no final de cada fase foram sistematicamente superiores aos obtidos usando o modelo *SS*;
- No modelo *SS* a variação do valor do grau de sobreconsolidação (*OCR*) diminui durante o processo de consolidação primária, aproximando-se assim o valor de *OCR* da unidade. A partir do final da segunda fase, o valor de *OCR* é igual à unidade já que a tensão de pré-consolidação é atingida e a partir deste momento todos os carregamentos efectuados são o maior carregamento a que o solo já foi sujeito;
- No modelo *SSC*, apesar de o valor de *OCR* também diminuir durante a consolidação primária, o tempo e o comportamento visco-plástico do material têm influência no aumento da tensão de pré-consolidação e, conseqüentemente, no aumento do valor do grau de sobreconsolidação (endurecimento por fluência);
- Analisando os assentamentos do ponto *A* observa-se que até aos *1000 dias* o modelo *SS* dá valores de assentamento superiores aos do modelo *SSC*, resultado da combinação entre o endurecimento por fluência e da maior rigidez, durante a consolidação primária, característica do modelo que considera a fluência;
- Analisando os deslocamentos horizontais na secção *B-B'*, o modelo *SSC* dá valores de deslocamento sistematicamente superiores aos do modelo *SS* em todas as fases construtivas, apesar de no final da primeira fase os deslocamentos serem semelhantes;
- No que se refere aos deslocamentos horizontais na secção *C-C'* o modelo *SSC* dá valores de deslocamentos horizontais sistematicamente superiores aos do modelo *SS* nas últimas três fases de construção. Na primeira fase o modelo *SS* dá valores de deslocamentos superiores aos do modelo *SSC* nos pontos mais próximos da superfície;
- Os resultados obtidos do estudo sobre a importância da zona perturbada resultante da cravação dos geodrenos conclui-se que, para fins de projecto, esta zona pode ser desprezada na modelação numérica.

Globalmente pode-se concluir que, para o terreno em causa e para o problema geotécnico estudado, a consideração da fluência altera de um modo significativo o padrão de deformação do terreno. As deformações verticais são inicialmente mais reduzidas, aumentando ao longo do tempo. São tanto maiores quanto maior for o coeficiente de compressão secundária modificado (μ^*). As deformações horizontais previstas pelos dois modelos são bastante diferentes. O *FS* em relação à estabilidade do aterro é também diferente nos dois modelos, sendo superior pelo modelo *SSC*, tal dever-se-á essencialmente ao endurecimento causado pela fluência. Pode então concluir-se que, caso

fosse removido o aterro após ter decorrido um determinado período de tempo tomando em conta a fluência do terreno, seriam obtidas menores deformações quando se voltasse a carregar o mesmo estrato.

O modelo *SSC* do programa *PLAXIS* define como constante a parcela das deformações visco-plásticas durante a consolidação primária, o que significa que quanto maior for o coeficiente de fluência, menores são as deformações plásticas e vice-versa. Esta simplificação feita pelo modelo pode não reproduzir fielmente o verdadeiro comportamento do terreno.

Nas análises efectuadas consideraram-se os coeficientes de permeabilidade como constantes ao longo da espessura do estrato e do tempo. No entanto, tal como se verificou nos ensaios edométricos, há uma dependência importante da tensão média que não foi tida em conta. O programa *PLAXIS*, ao longo do processo de consolidação, mantém os valores dos coeficientes de permeabilidade constantes, apesar de se saber que na realidade estes coeficientes diminuem ao longo do tempo.

O estudo realizado permitiu evidenciar a importância da fluência no caso estudado. Como desenvolvimentos futuros preconiza-se a realização de análises paramétricas fazendo variar alguns dos parâmetros do modelo e da sua geometria. A comparação de casos de obra com modelações numéricas com o modelo utilizado, tomando em conta a fluência, permitirão avaliar a capacidade de reprodução deste modelo. Finalmente, a consideração de uma malha adaptativa pode ser importante neste tipo de problemas, podendo, no futuro, ser feitos estudos que a incluam.

Bibliografia

- Antão, A. (2008). *Mecânica de Solos C*.
- Aquarius Project - Artificial Ground Freezing, GROUNDFREEZING TECHNICAL PAPERS*. (s.d.).
Obtido em 10 de Março de 2011, de Web site de Layne Christensen Company:
http://www.groundfreezing.com/aquarius_project.html
- ASTM. (1996). ASTM D2435-96 Standart Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. *American Society for Testing and Materials*, 1-10.
- Barron, R. (1944). *The influence of drain wells on the consolidation of fine-grained soils*. Dissertação, U.S. Engineering Office, Providence, R.I. [Referido em Terzaghi *et al.* (1996)].
- Barron, R. (1948). Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. *Transactions of ASCE*, 113(2346), 718-724. [Referido em Ho Seah e Juirnarongrit (2003)].
- Bartlett, S. F., & Lee, H. S. (2004). *Estimation of compression properties of clayey soils*. University of Utah, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Salt Lake Valley, Utah.
- Bell, F. (2004). *Engineering Geology and Construction*. Londres: Spon Press.
- Bilé Serra, J. P. (2001). *Novo aeroporto na Ota - Ensaios laboratoriais de caracterização geotécnicas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Geotecnia, Lisboa.
- Bjerrum, L. (1967). 7th Rankine lecture: Engineering geology of norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, 17(2), 81-118. [Referido em Neher *et al.* (2000) e em Garlanger (1972)].
- Brand, E., & Brenner, R. (1981). *Soft Clay Engineering*. Amesterdão: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Buisman, K. (1936). Results of long duration settlement tests. *Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, pp. 103-107. Cambridge, Massachusetts. [Referido em Neher *et al.* (2000)].
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on e-log p') (technical note). *Géotechnique*, 29(4), 469-480. [Referido em Neher *et al.* (2000)].
- Carrillo, N. (1942). Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematical Physics*, 21(1), 1-5. [Referido em Terzaghi *et al.* (1996)].
- Chai, J., Hong, Z., & Shen, S. (2010). Vacuum-drain consolidation induced pressure distribution and ground deformation. *Geotextiles and Geomembranes*, 28, 525-535.
- Chai, J., Miura, N., & Bergado, D. (Junho de 2008). Preloading clayey deposit by vacuum pressure with cap-drain: Analyses versus performance. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(3), 220-230.
- Chew, S., Karunaratne, G., Kuma, V., Lim, L., Toh, M., & Hee, A. (2004). A field trial for soft clay consolidation using electric vertical drains. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(1-2), 17-35.

- Deb, K. (Dezembro de 2010). A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported embankment resting on soft foundation soil. *Applied Mathematical Modelling*, 34(12), 3871-3883.
- Dias Junior, M., & Pierce, F. (1995). A simple procedure for estimating preconsolidation pressure from soil compression curves. *Soil Technology*, 8, 139-151.
- Dinamic Compaction*. (s.d.). Obtido em 10 de Março de 2011, de Web site de Brandenburg - Industrial Service Company: <http://cbsink.lfchosting.com/brandenburg/dynamic/suntimes/pic01.html>
- Fransson, A., Tsang, C.-F., Rutqvist, J., & Gustafson, G. (Setembro de 2010). Estimation of deformation and stiffness of fractures close to tunnels using data from single-hole hydraulic testing and grouting. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47(6), 887-893.
- Fredlund, D., & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley-Interscience Publication.
- Garlanger, J. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Géotechnique*, 22(1), 71-78.
- Gil Lim Yoon, B. T. (2004). Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 1213-1221.
- Gniel, J., & Bouazza, A. (Fevereiro de 2010). Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 108-118.
- Guétif, Z., Bouassida, M., & Debats, J. (Março de 2007). Improved soft clay characteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 104-111.
- Hansbo, S. (1979). Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. *Ground Engineering*, 12(5), 16-25. [Referido em Stapelfeldt e Vepsäläinen (2007)].
- Hansbo, S. (1981). Consolidations of fine-grained soils by pre-fabricated drains. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, pp. 677-682. Estocolmo. [Referido em Terzaghi *et al.* (1996) e Zhu e Yin (2004)].
- Hans-Georg, K., & Berhane, G. (2006). *Excavations and foundations in soft soils*. Springer-Verlag.
- Ho Seah, T., & Juirnarongrit, T. (2003). Constant Rate of Strain Consolidation with Radial Drainage. *Geotechnical Testing Journal*, 26(4).
- Indraratna, B., & Redana, I. W. (Maio de 1997). Plane-Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(5), 474-478.
- Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Sathanathan, I., Shahin, M., & Khabbaz, H. (2005). Analytical and numerical solutions for soft clay consolidation using geosynthetic vertical drains with special reference to embankments. *Proceedings of the Fifth International Geotechnical Engineering Conference*, (pp. 55-86). Cairo.
- Janbu, N. (1969). The resistance concept applied to soils. *Proceedings of the 7th ICSMFE*, 1, pp. 191-196. Cidade do México. [Referido em Neher *et al.* (2000) e em Plaxis b.v. (2002)].

- Jessberger, H. (3 de Fevereiro de 1981). Ground Freezing: Mechanical Properties, Processes and Design. A State-of-the-Art report. *Engineering Geology*, 18(1-4), 5-30.
- LNEC. (1965). NP-83 Determinação da densidade das partículas. *Norma Portuguesa Definitiva*, 1-3.
- LNEC. (1965). NP-84 Determinação do teor em água. *Norma Portuguesa Definitiva*, 1-2.
- LNEC. (1966). E196-1966 Análise Granulométrica. *Especificação LNEC*, 1-9.
- LNEC. (1969). NP-143 Determinação dos limites de consistência. *Norma Portuguesa Definitiva*, 1-6.
- Lo, S., Zhang, R., & Mak, J. (Junho de 2010). Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(3), 292-302.
- Mebra-Drain. (s.d.). *Bulletin 80/2 - Designing with the Mebra-Drain system*. Holanda.
- Mesri, G., & Godlewski, P. M. (Maio de 1977). Time- and Stress-Compressibility Interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT5), 417-430.
- Mesri, G., Stark, T. D., Ajlouni, M. A., & Chen, C. S. (Maio de 1997). Secondary Compression of Peat with or without Surcharging. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 123(5), 411-421.
- Neher, H., Wehnert, M., & Bonnier, P. (2000). An evaluation of soft soil models based on trial embankments. In C. Desai, *Computer Methods and Advances in Geomechanics* (pp. 373-379). Roterdão: A.A. Balkema.
- Nikbakhtan, B., & Morteza, O. (Abril de 2009). Effect of grout pressure and grout flow on soil physical and mechanical properties in jet grouting operations. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 46(3), 498-505.
- Nikbakhtan, B., Ahangarik, K., & Rahmani, N. (Maio de 2010). Estimation of jet grouting parameters in Shahriar dam, Irão. *Mining Science and Technology*, 20(3), 472-477.
- Oh, E., Balasubramanniam, A., Bolton, M., Surarak, C., Chai, G., & Huang, M. (2007). Behavior of a highway on stone columns improved estuarine clay. *Proceedings of 16th Southeast Asian Geotechnical Conference*, 1, pp. 567-572. Malásia. [Referido em Lo *et al.* (2010)].
- Plaxis, b.v. (2002). *PLAXIS 2D-Version 8*. (R. Brinkgreve, Ed.) Países Baixos: A.A. Balkema.
- Rao, K. (2006). *Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments*. Dissertação de Mestrado, The University of Texas at Arlington, Faculty of the Graduate School.
- Rathmayer, H., & Saari, K. (Edits.). (1983). Improvement of Ground. *Proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Organized by the Finnish Geotechnical Society*. 3, pp. 973-1399. Helsínquia: A.A.Balkema.
- Robinson, R. (Março de 2009). Analysis of Radial Consolidation Test Data Using a log-log Method. *Geotechnical Testing Journal*, 32(2), 1-7.
- Saowapakpiboon, J., Bergado, D., Youwai, S., Chai, J., Wanthong, P., & Voottipruex, P. (Fevereiro de 2010). Measured and predicted performance of prefabricated vertical drains (PVDs) with and without vacuum preloading. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 1-11.
- Stapelfeldt, T., & Vepsäläinen, P. (2007). *Preloading and vertical drains*. Helsínquia: Helsinki University of Technology.

- Terzaghi, K. (1923). Die Berechnung der Durchlaassigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. *Szber Akademie Wissenschaft Vienna, Math-naturwissenschaft Klasse IIa*, 132, 125-138. [Referido em Brand e Brenner (1981)].
- Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3ª Edição ed.). Wiley-Interscience.
- Tran, A., & Mitachi, T. (Setembro de 2008). Equivalent plane strain modeling of vertical drains in soft ground under embankment combined with vacuum preloading. *Computers and Geotechnics*, 35(5), 655-672.
- Van Impe, W. (1989). *Soil Improvement Techniques and their Evolution*. Roterdão, Países Baixos: A.A. Balkema.
- Walker, R., & Indraratna, B. (2006). Vertical Drain Consolidation with Parabolic Distribution of Permeability in Smear Zone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 936-941.
- Yoon, G. L., Kim, B. T., & Jeon, S. S. (2004). Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(6), 1213-1221.
- Zeng, G., & Xie, K. (1989). New development of the vertical drain theories. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, pp. 1435-1438. [Referido em Zhu e Yin (2004)].
- Zhu, G., & Yin, J.-H. (2004). Consolidation analysis of soil with vertical and horizontal drainage under ramp loading considering smear effects. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(1-2), 63-74.

ANEXO A

Determinação da tensão de pré-consolidação e dos índices de compressibilidade (C_c) e recompressibilidade (C_e)

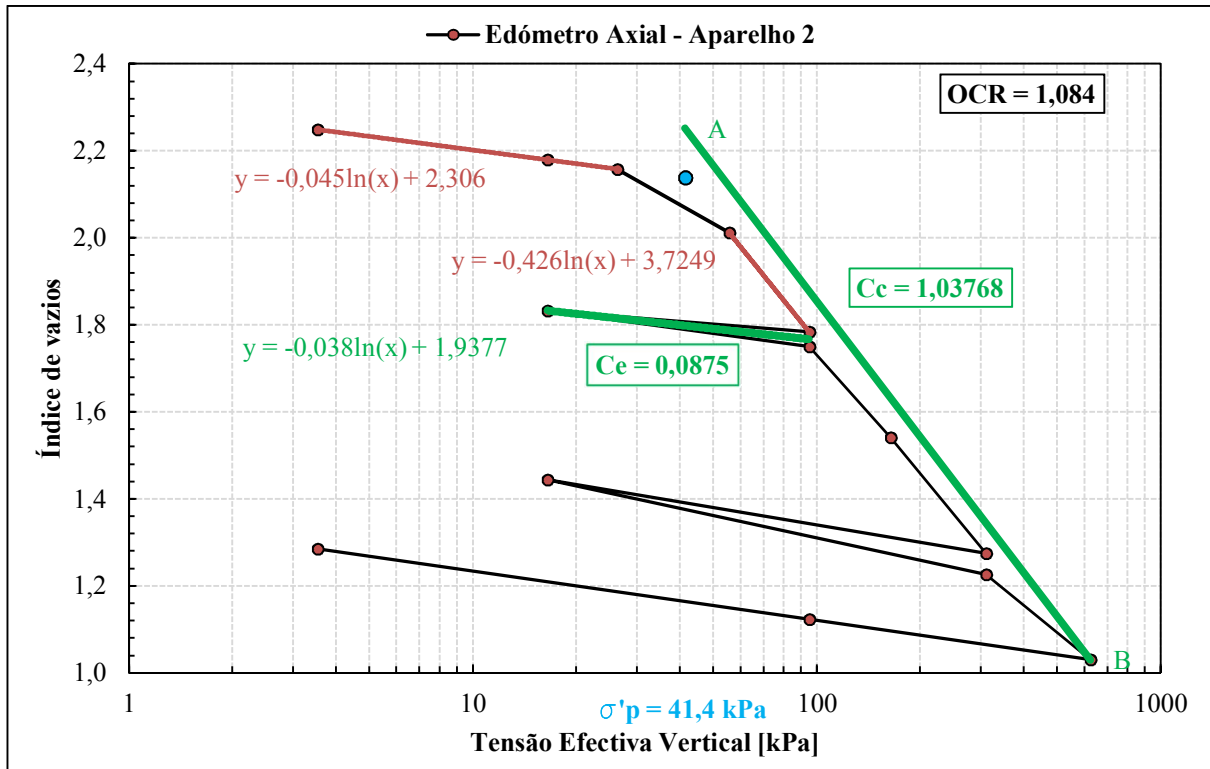
Provete n°2 (Axial)

Figura A.1 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 2).

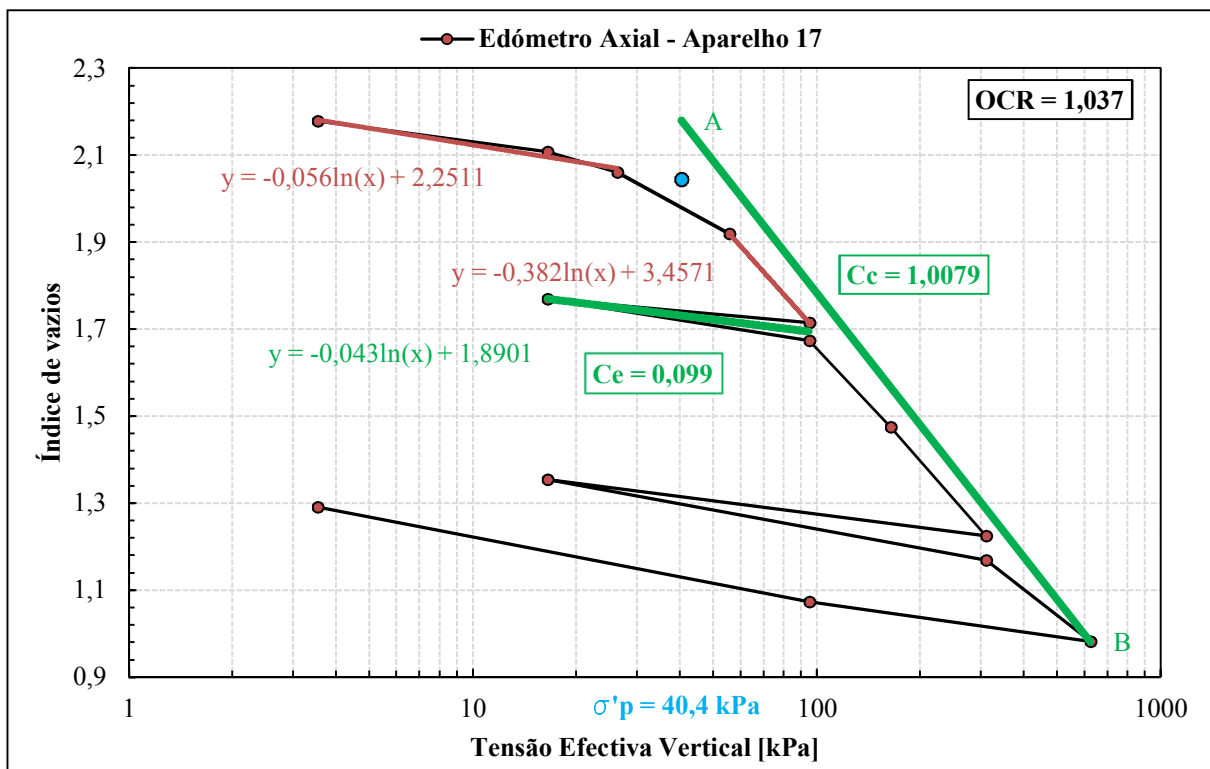
Provete n°17 (Axial)

Figura A.2 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete n° 17).

Provete nº 11 (Radial)

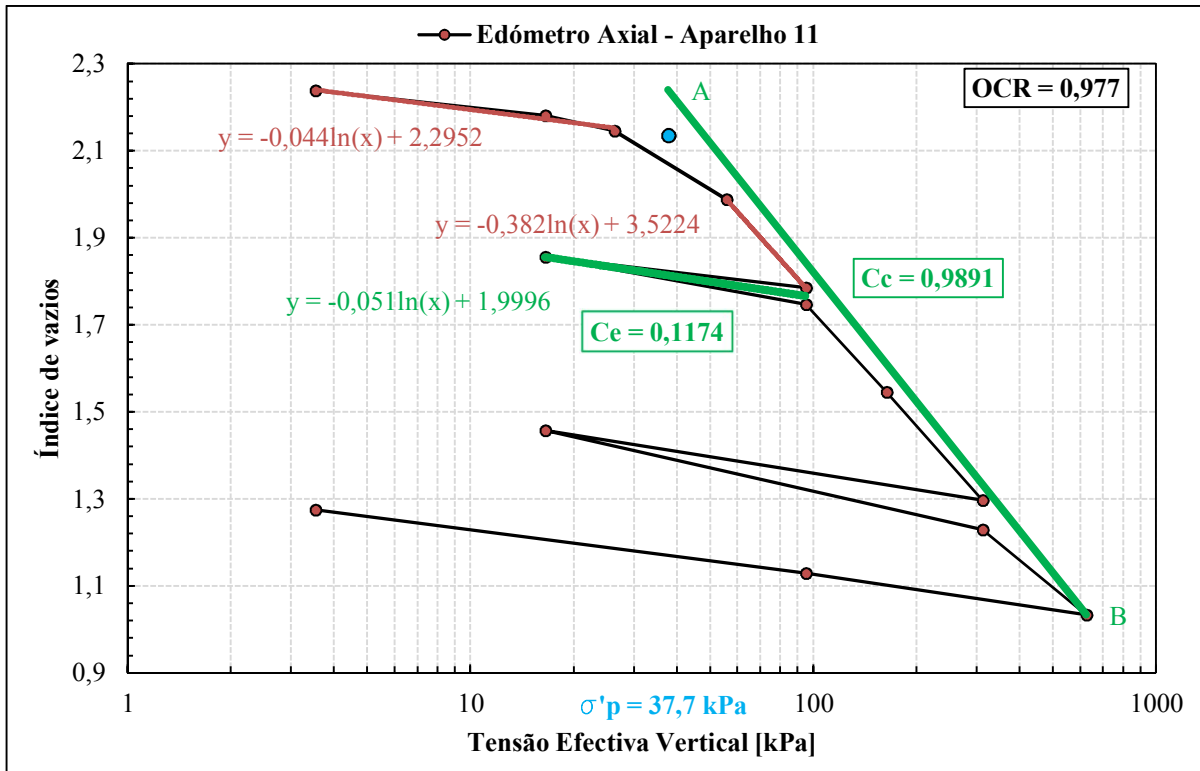


Figura A.3 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete nº 11).

Provete nº 12 (Radial)

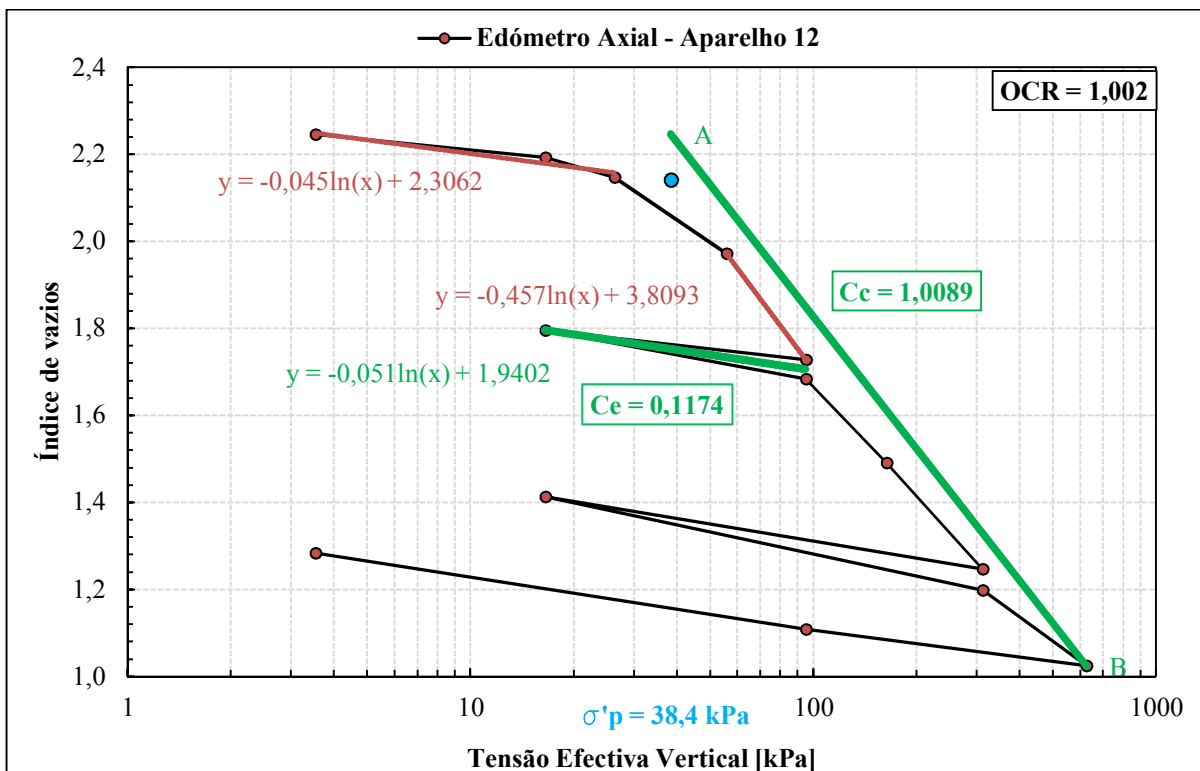


Figura A.4 - Determinação da tensão de pré-consolidação e índices de compressibilidade (Provete nº 12).

ANEXO B

Métodos de Taylor, Casagrande e Robinson

Método de Taylor (c_v)**Provetes n° 2:**

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

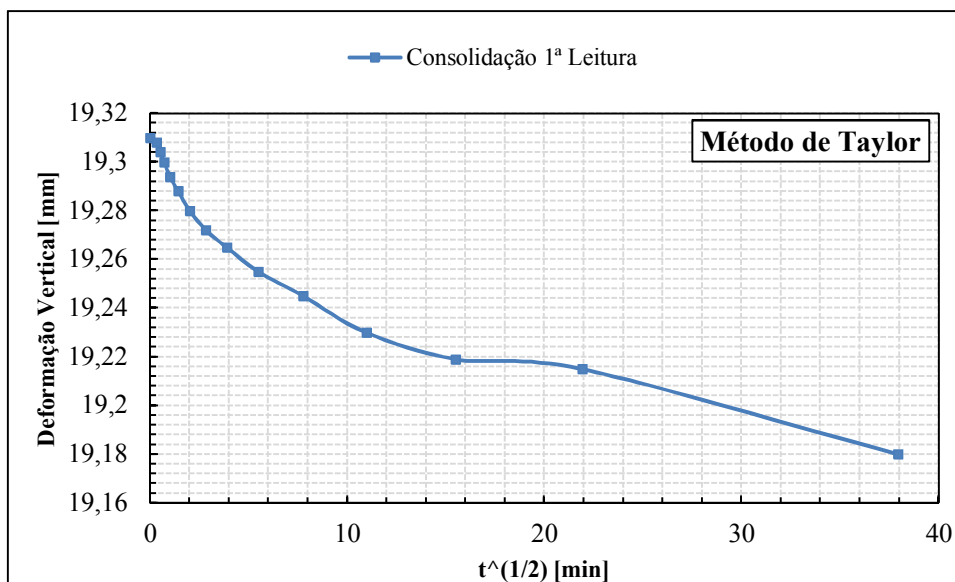


Figura B.1 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provetes n° 2).

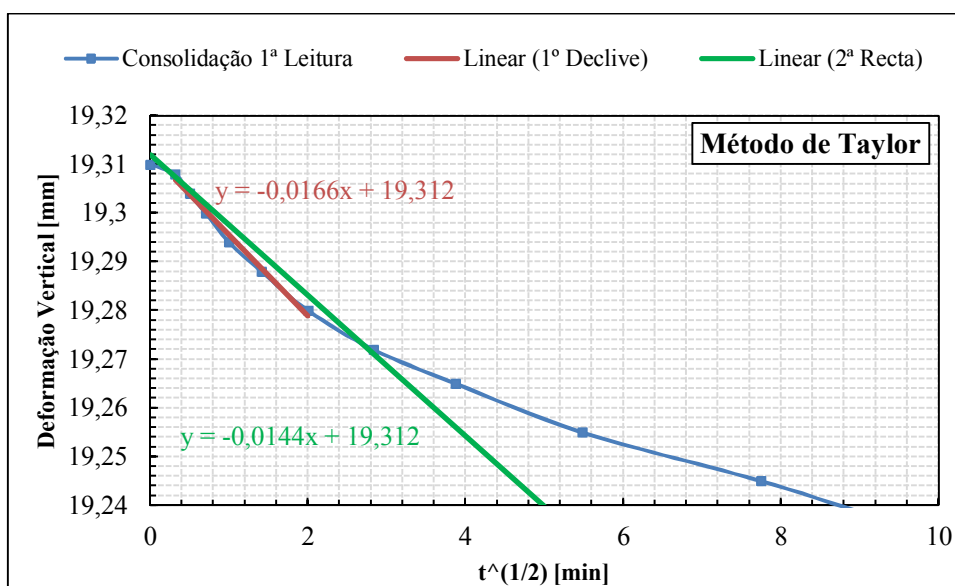


Figura B.2 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provetes n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

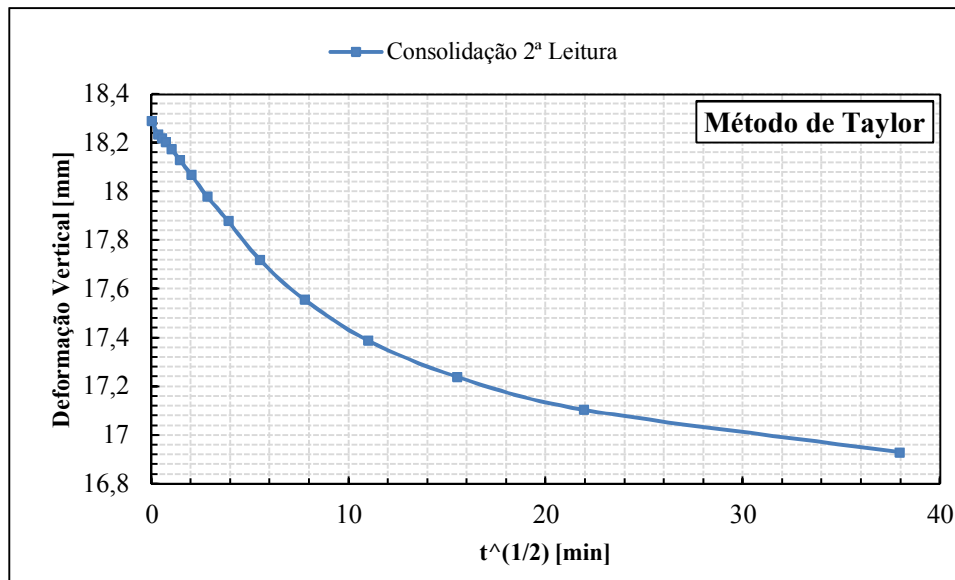


Figura B.3 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

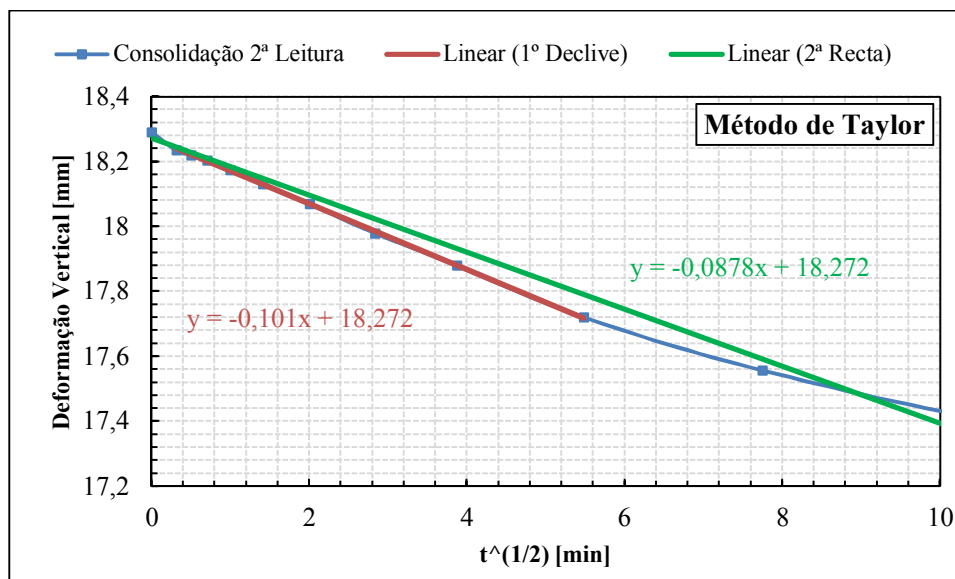


Figura B.4 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

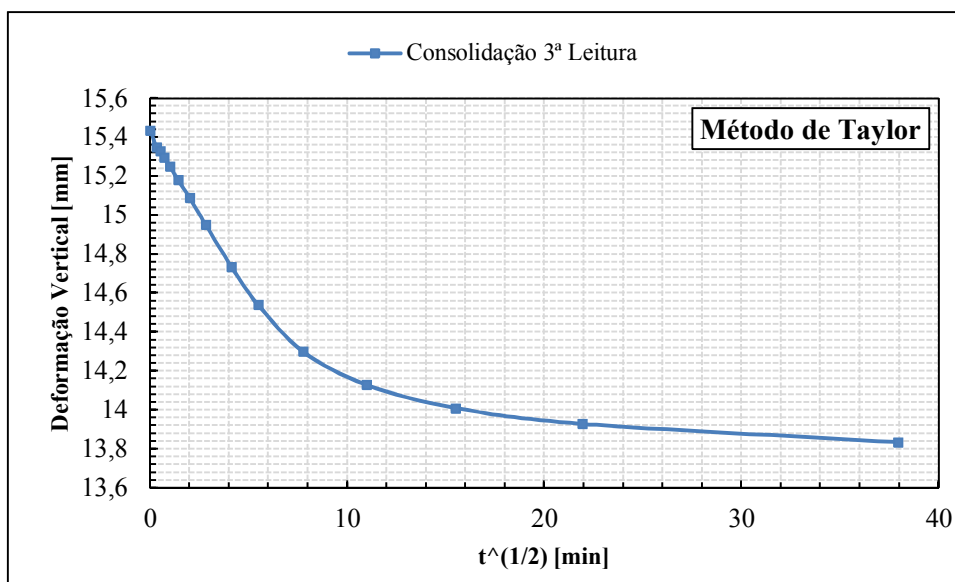


Figura B.5 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

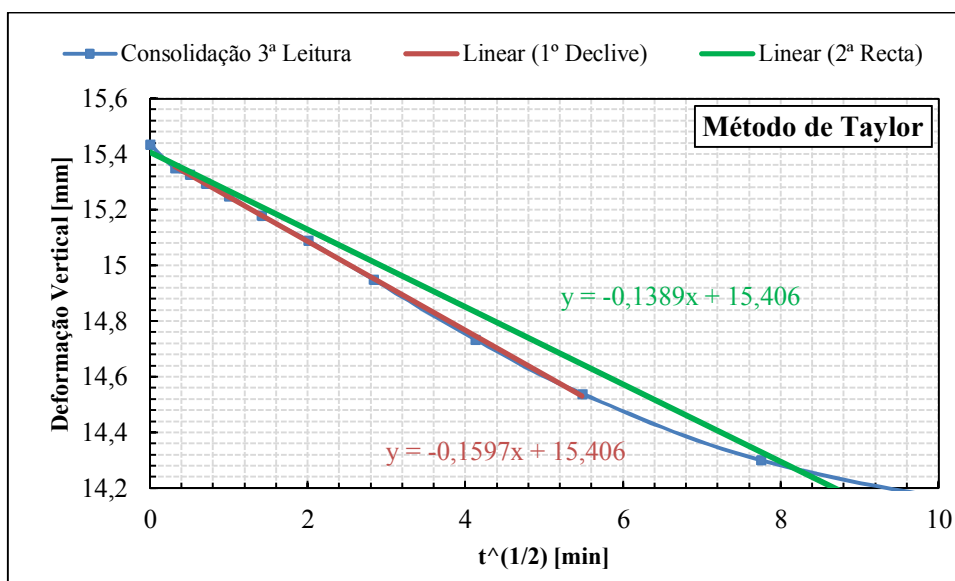


Figura B.6 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

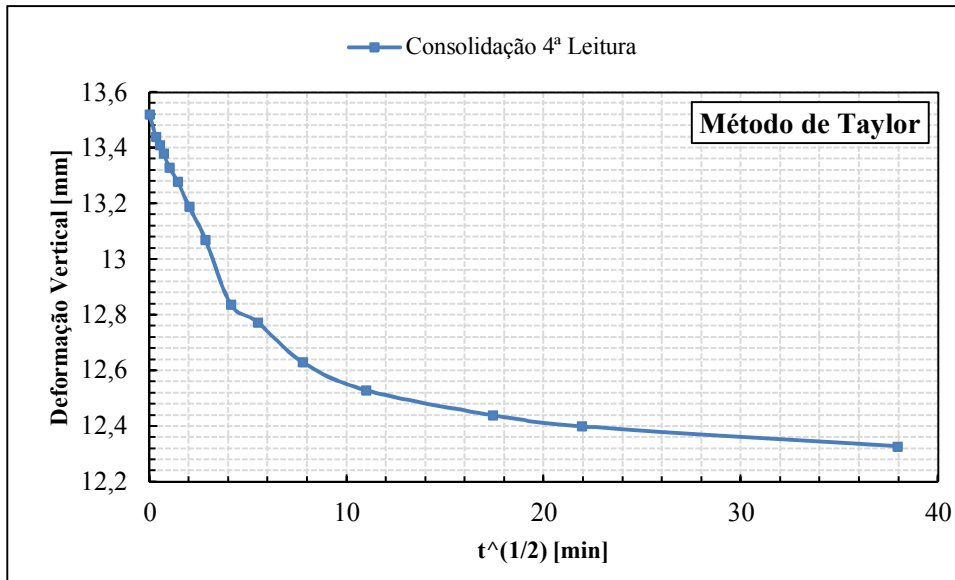


Figura B.7 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

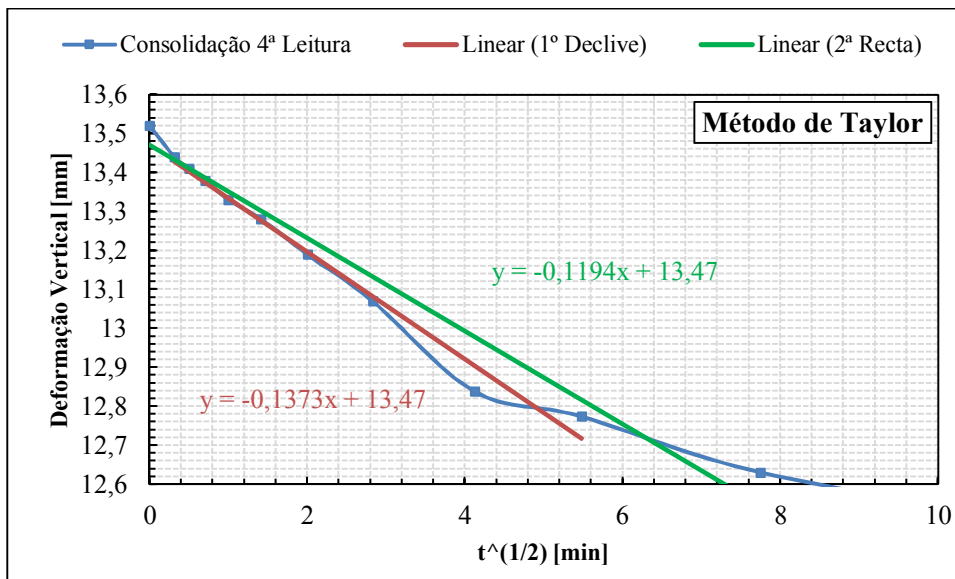


Figura B.8 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Provete nº 17:

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

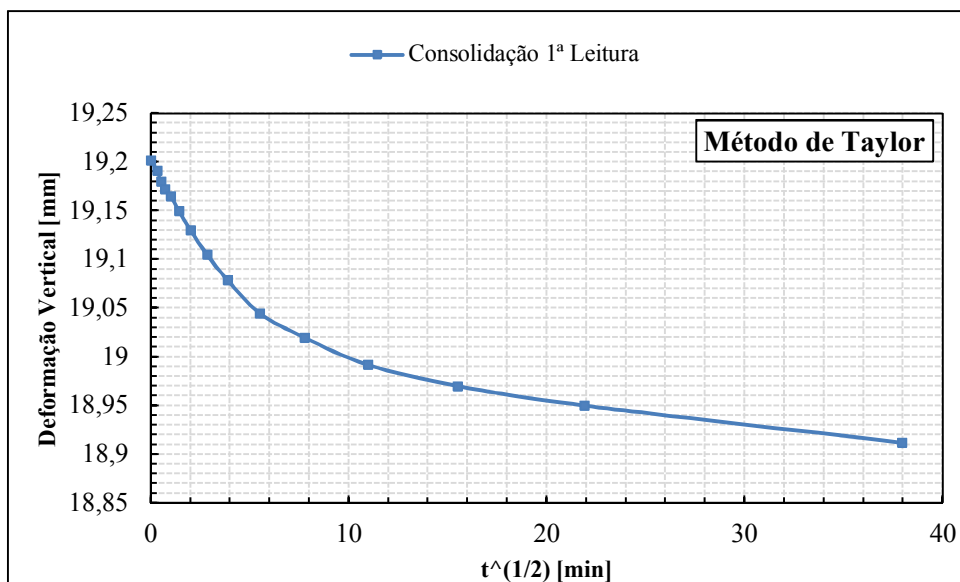


Figura B.9 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

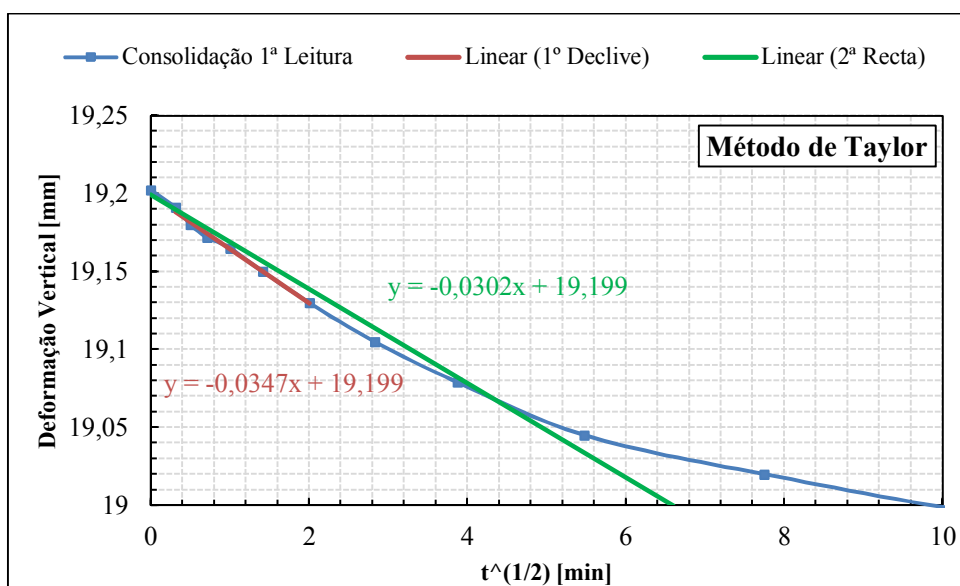


Figura B.10 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

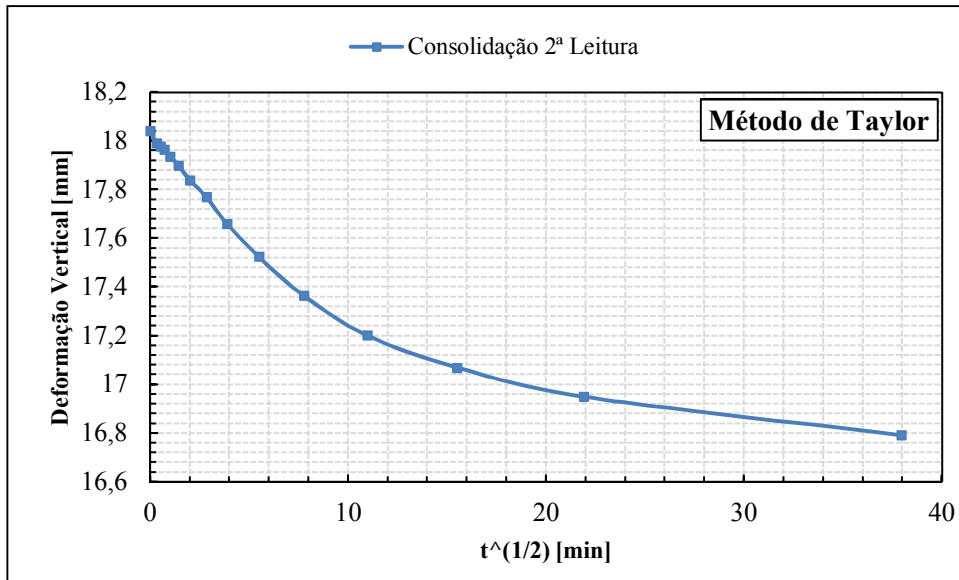


Figura B.11 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

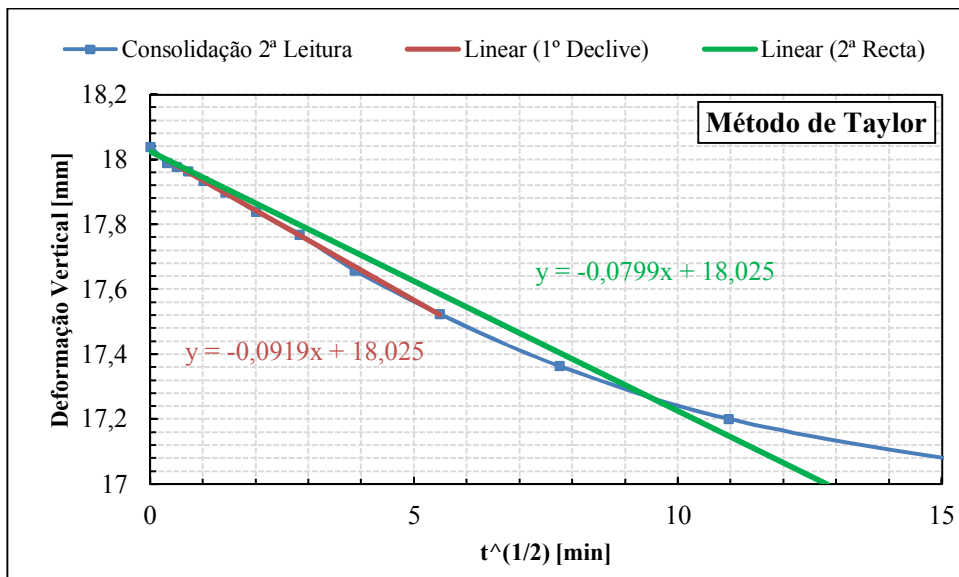


Figura B.12 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

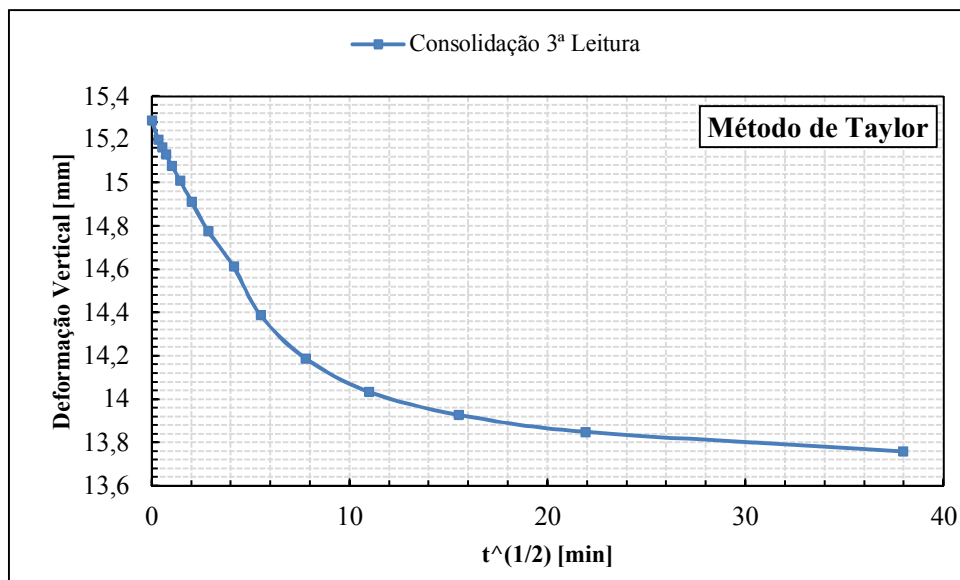


Figura B.13 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

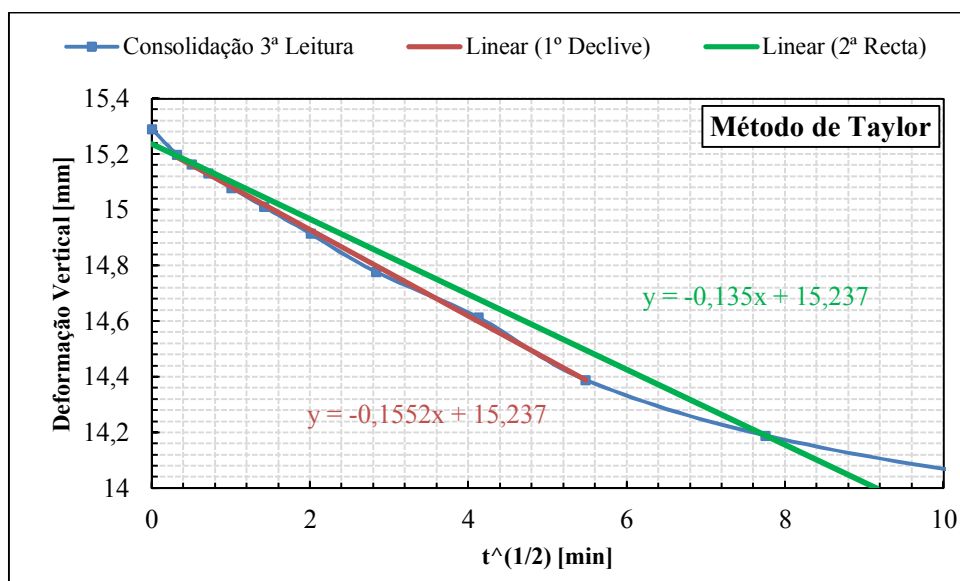


Figura B.14 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

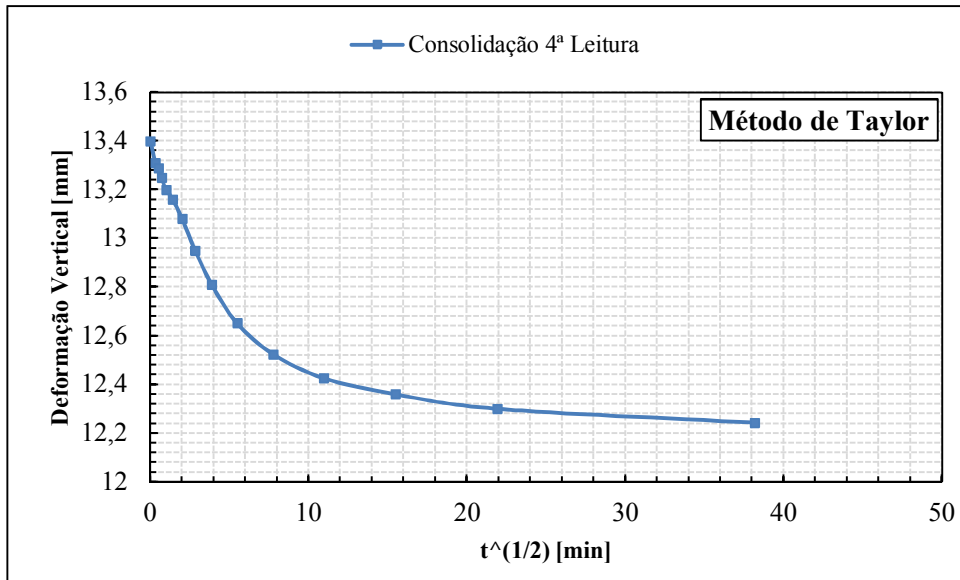


Figura B.15 - Evolução dos assentamentos com a raiz quadrada do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

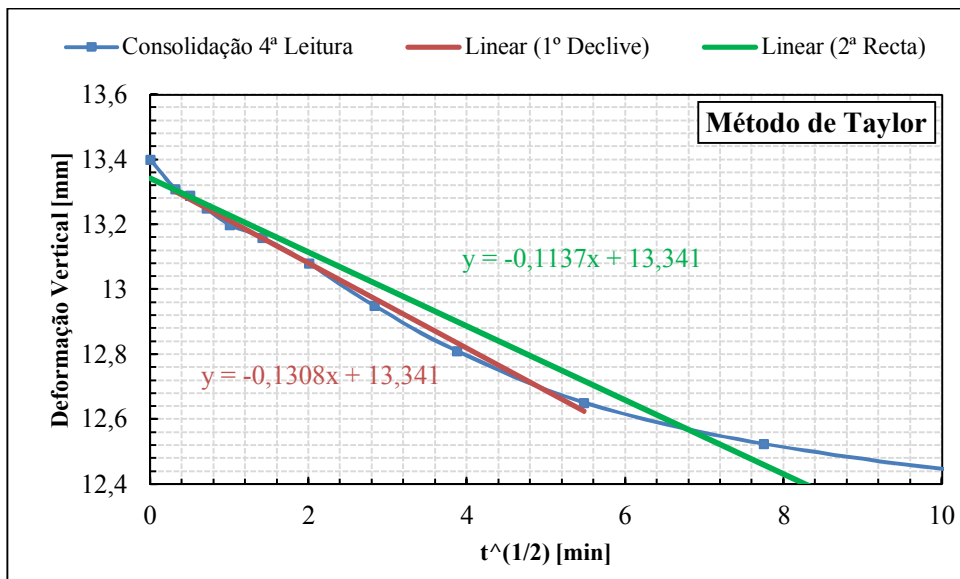


Figura B.16 - Determinação de d_{90} e t_{90} para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

Método de Casagrande (c_v)**Provete n° 2:**

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

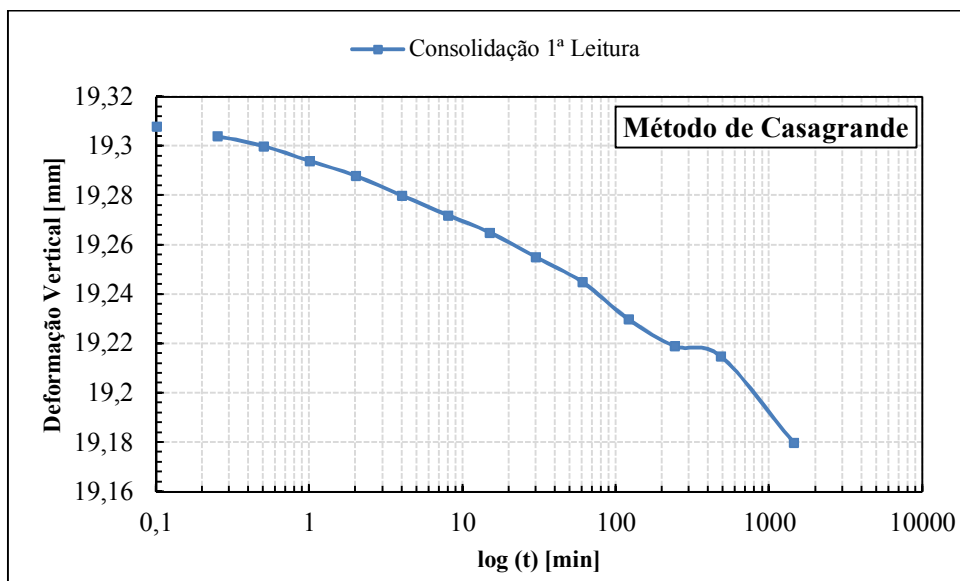


Figura B.17 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

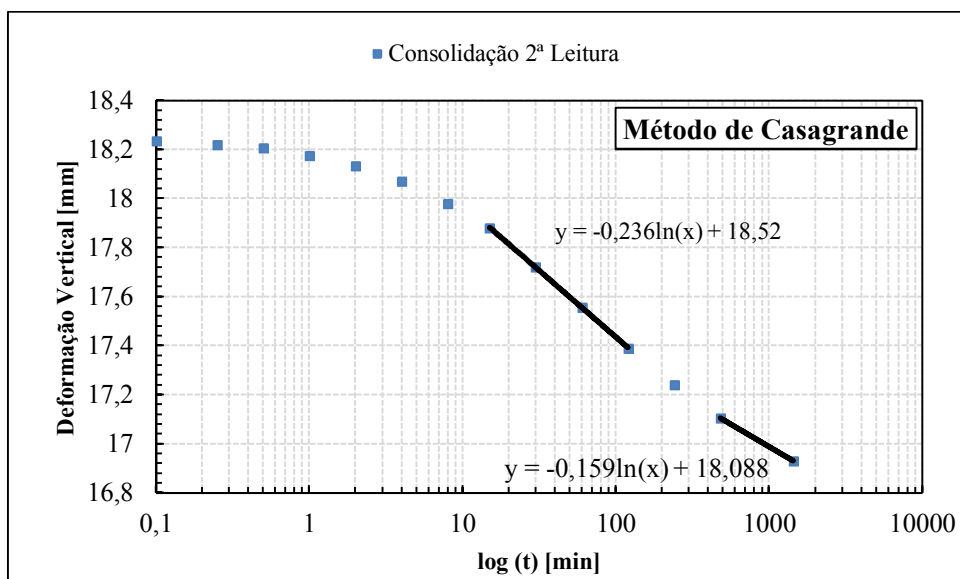


Figura B.18 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

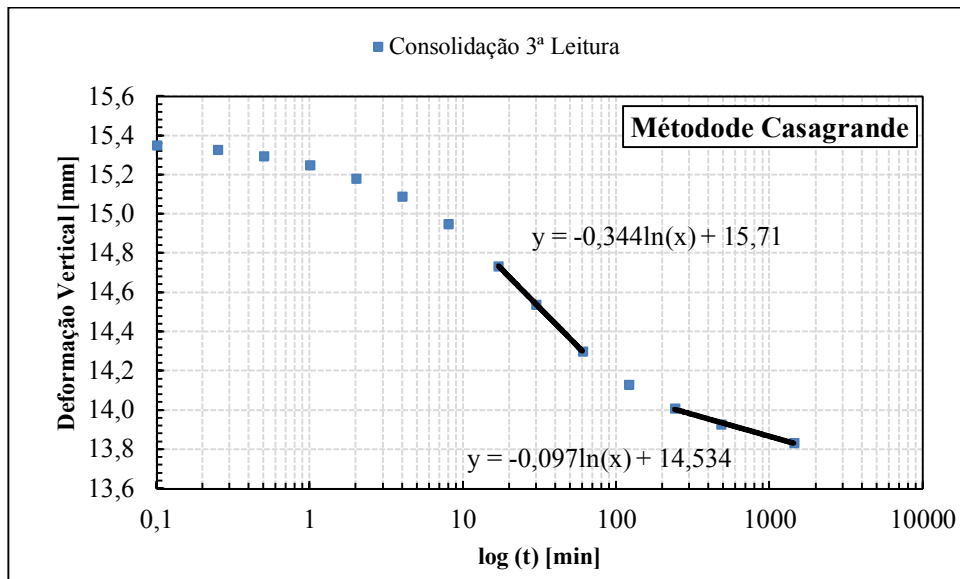


Figura B.19 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

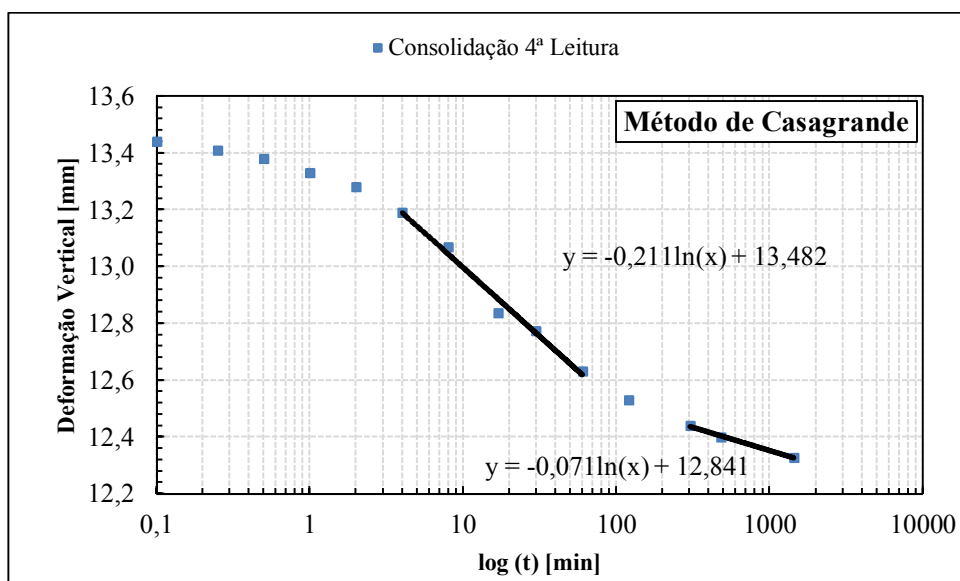


Figura B.20 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Provete n° 17:

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

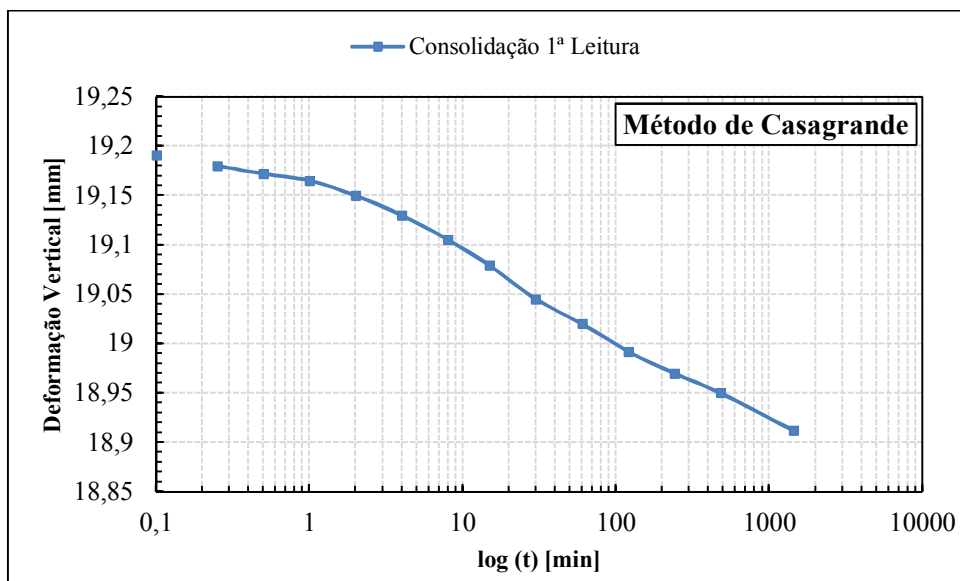


Figura B.21 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

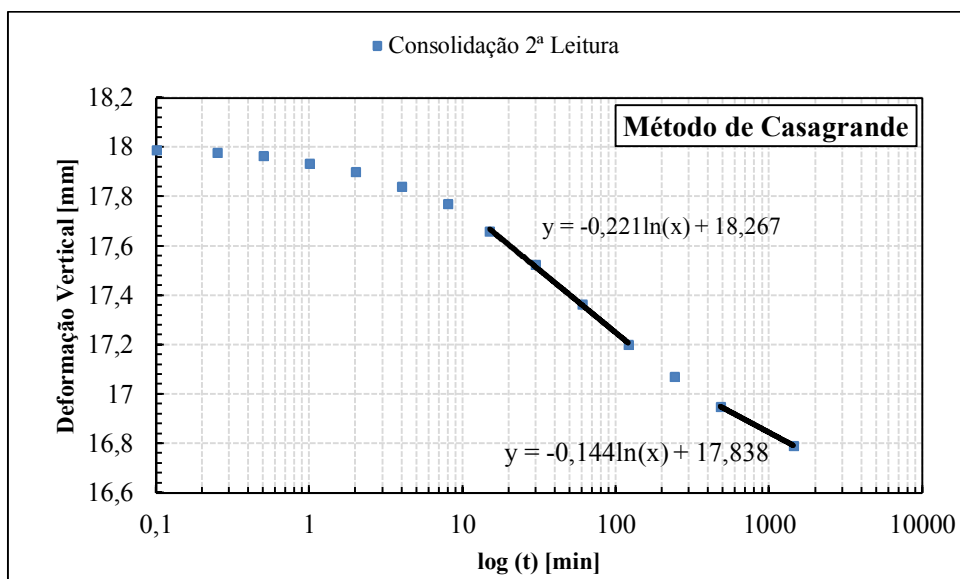


Figura B.22 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

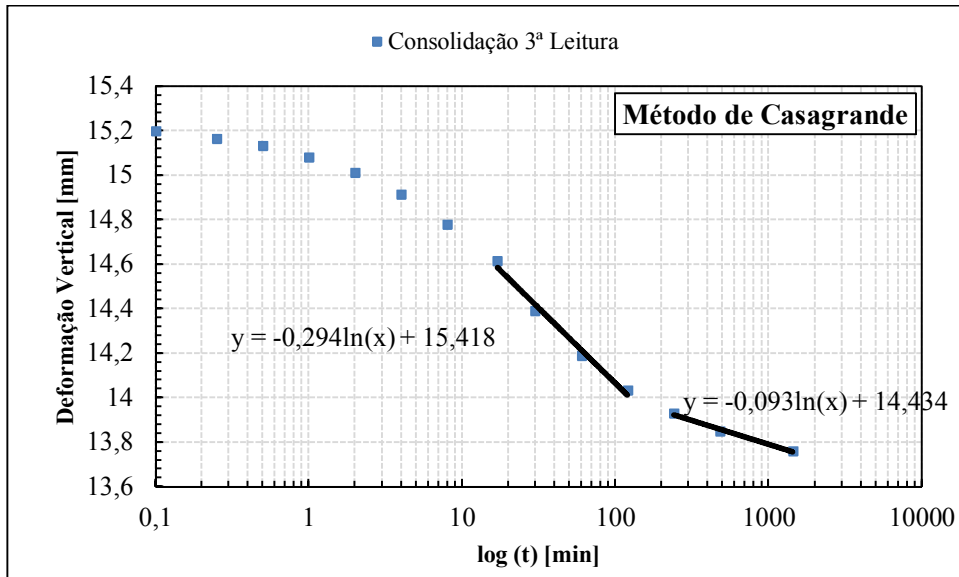


Figura B.23 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

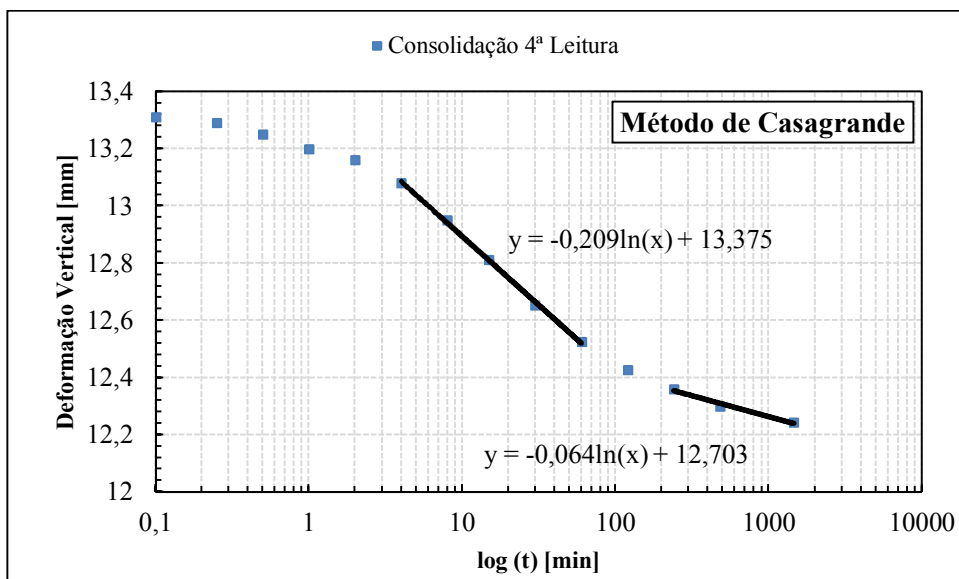


Figura B.24 - Evolução dos assentamentos com o logaritmo do tempo para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 17).

Método de Robinson (c_v)**Provete n° 11:**

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

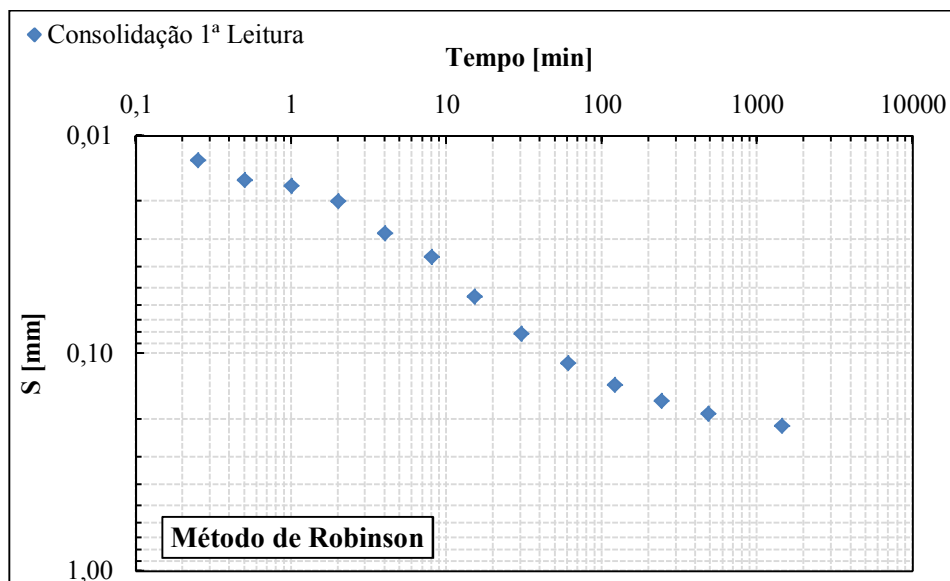


Figura B.25 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

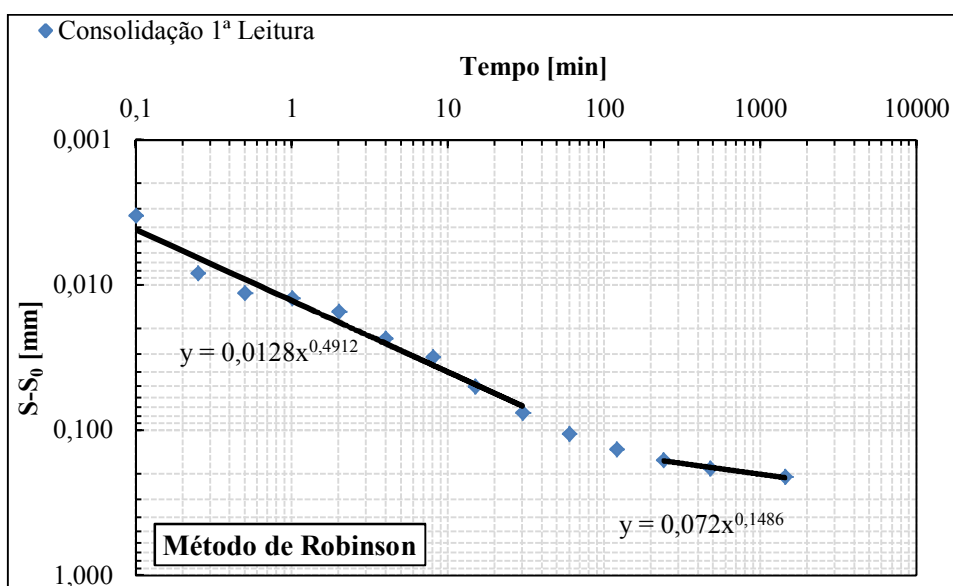


Figura B.26 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

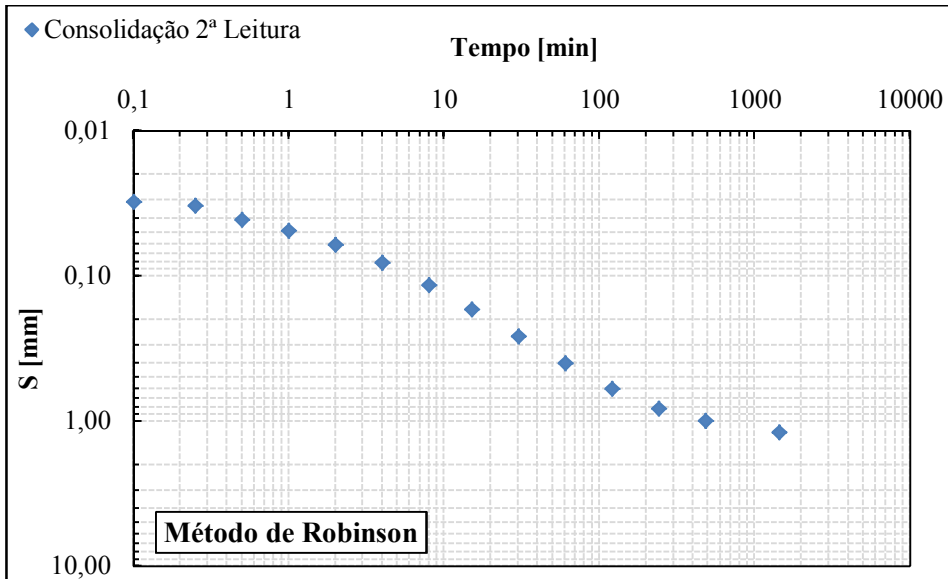


Figura B.27 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

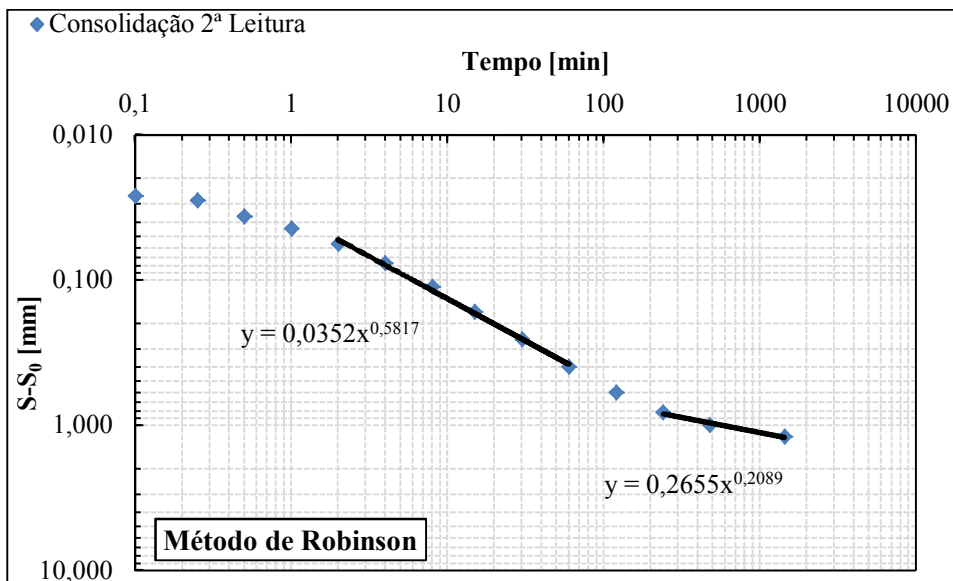


Figura B.28 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

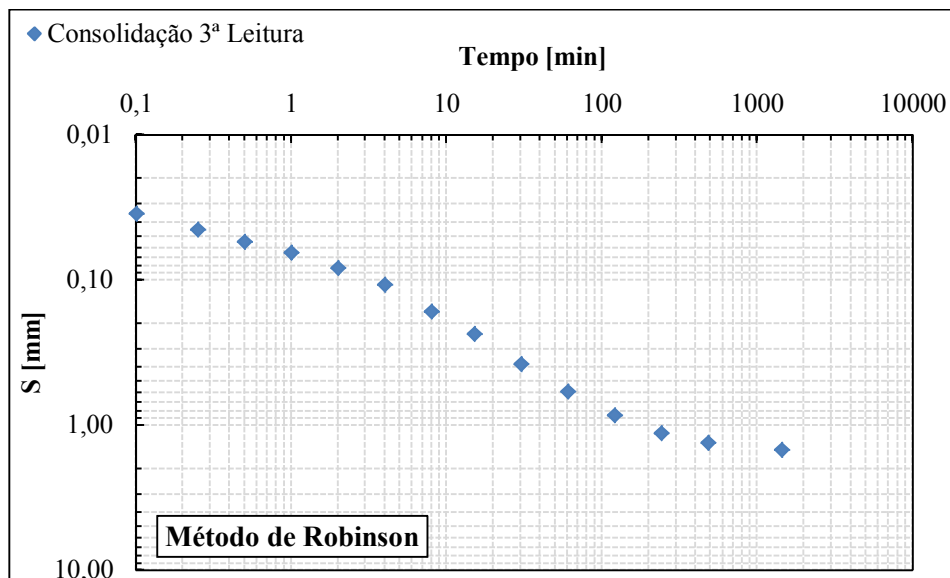


Figura B.29 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

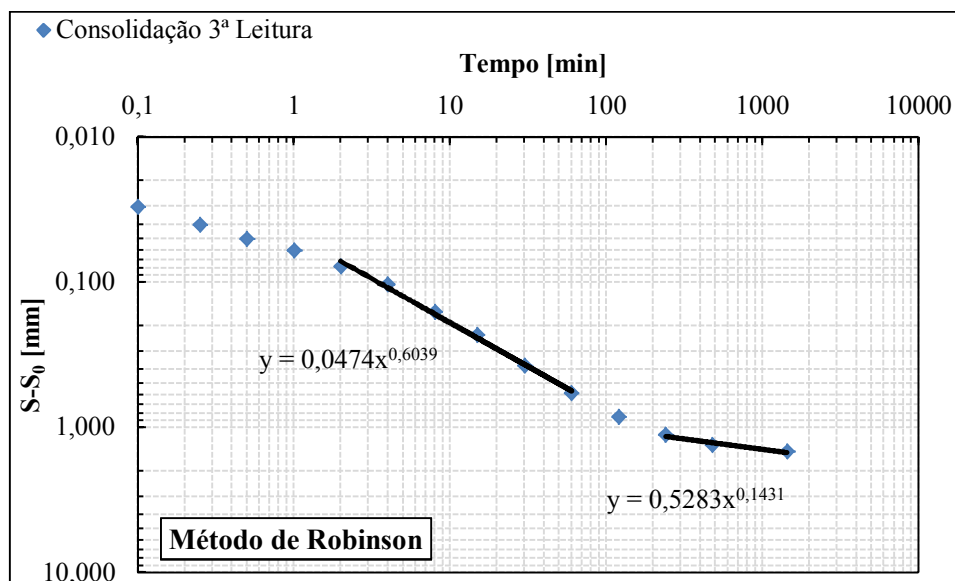


Figura B.30 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

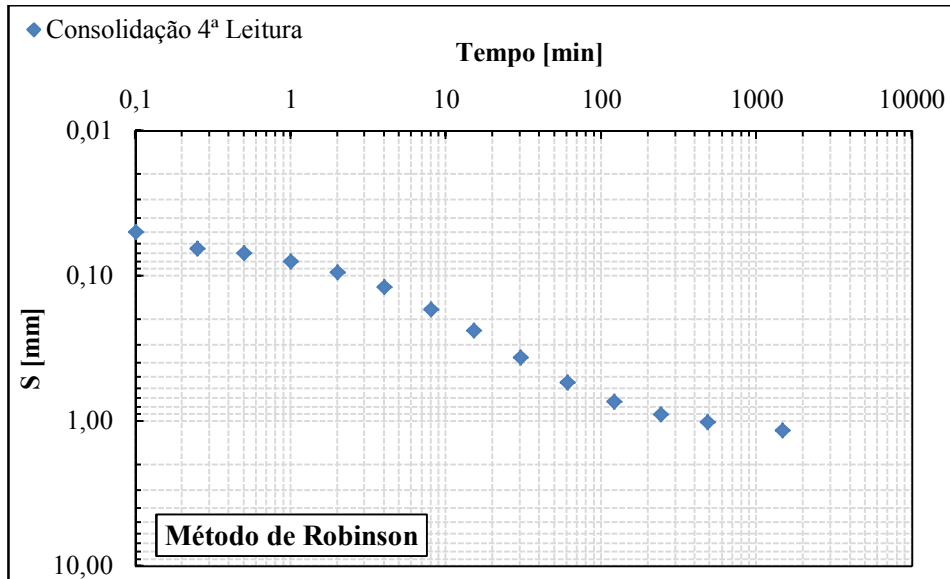


Figura B.31 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 11).

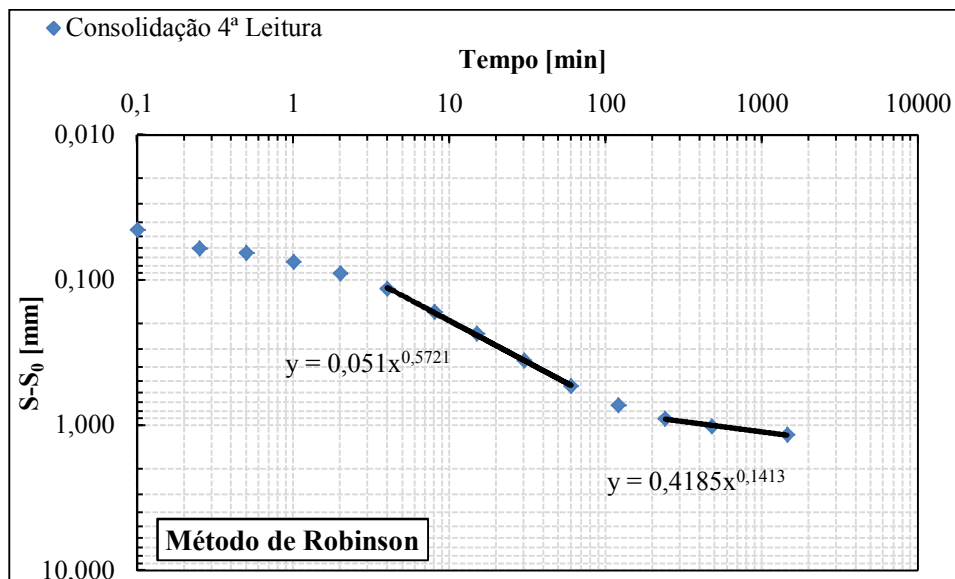


Figura B.32 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 11).

Provete n° 12:

Patamar de carga: $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$

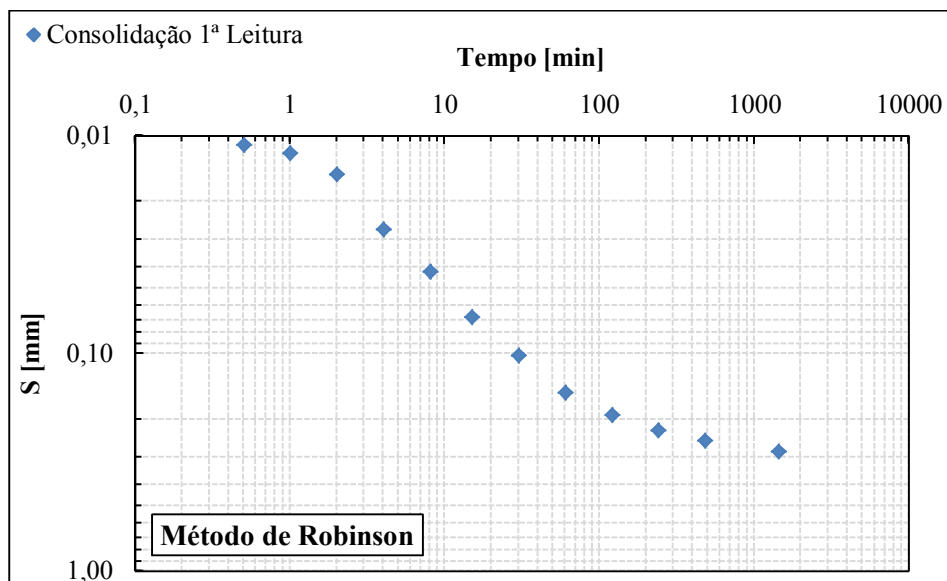


Figura B.33 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).

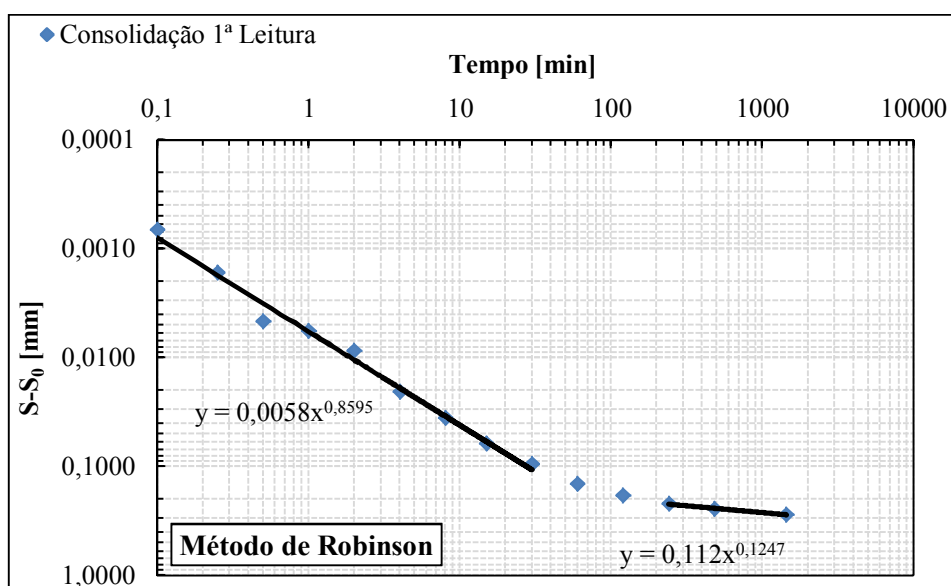


Figura B.34 - Relação $\log(S - S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 26,29 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$

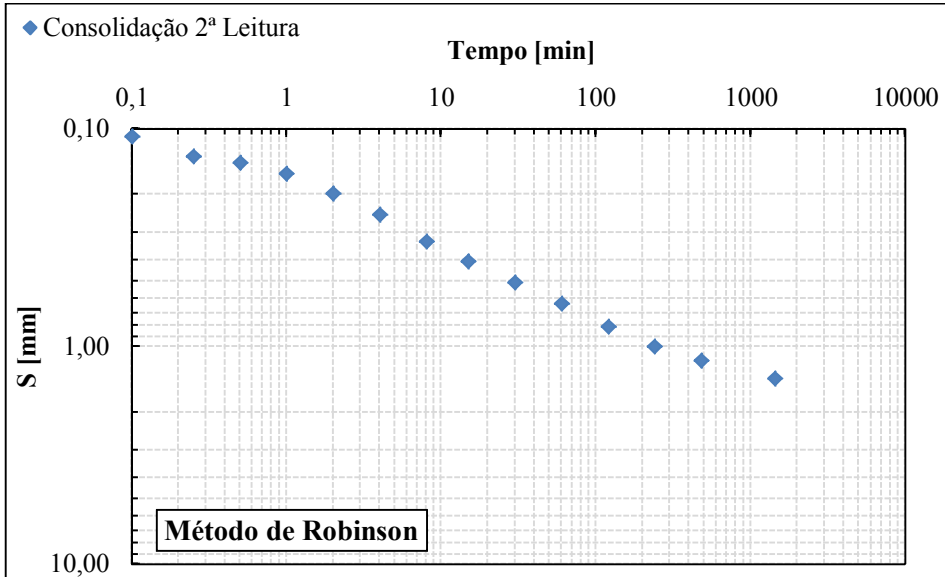


Figura B.35 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).

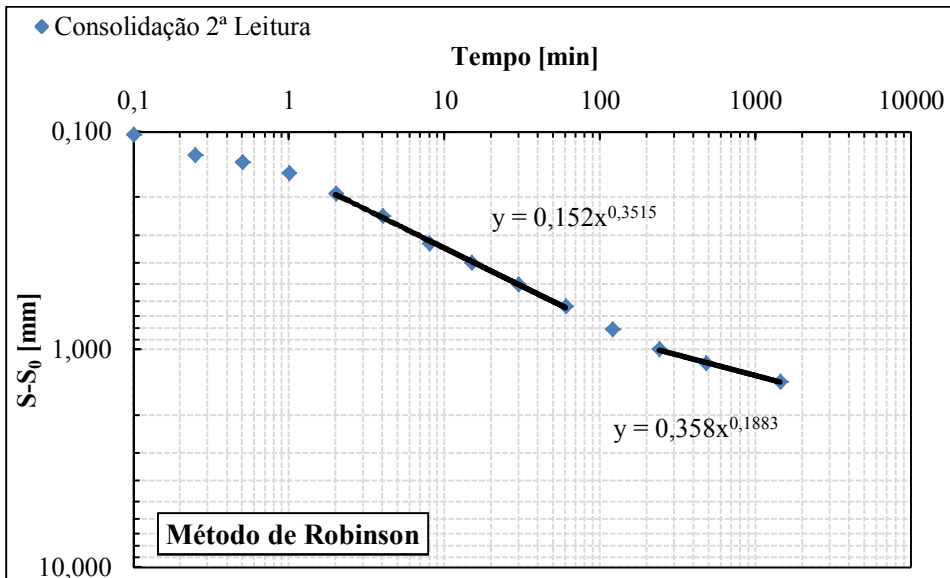


Figura B.36 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 94,96 \text{ kPa}$ (Provete n° 12).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

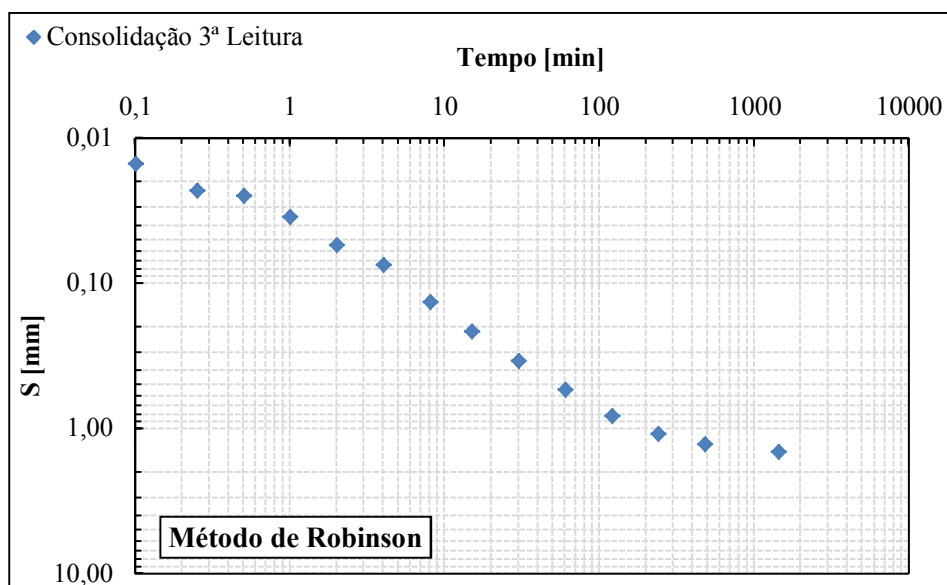


Figura B.37 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provetes n° 12).

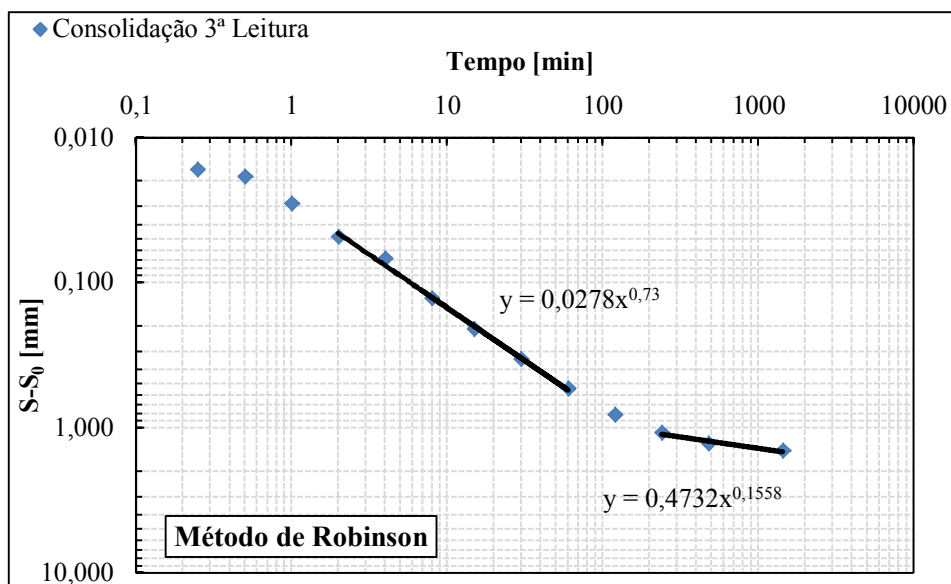


Figura B.38 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provetes n° 12).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

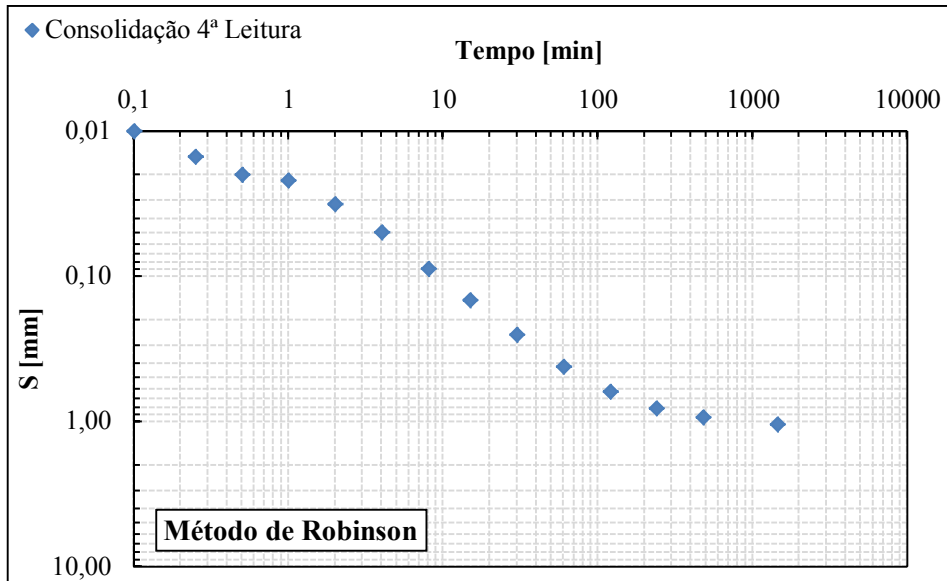


Figura B.39 - Relação $\log(S) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 12).

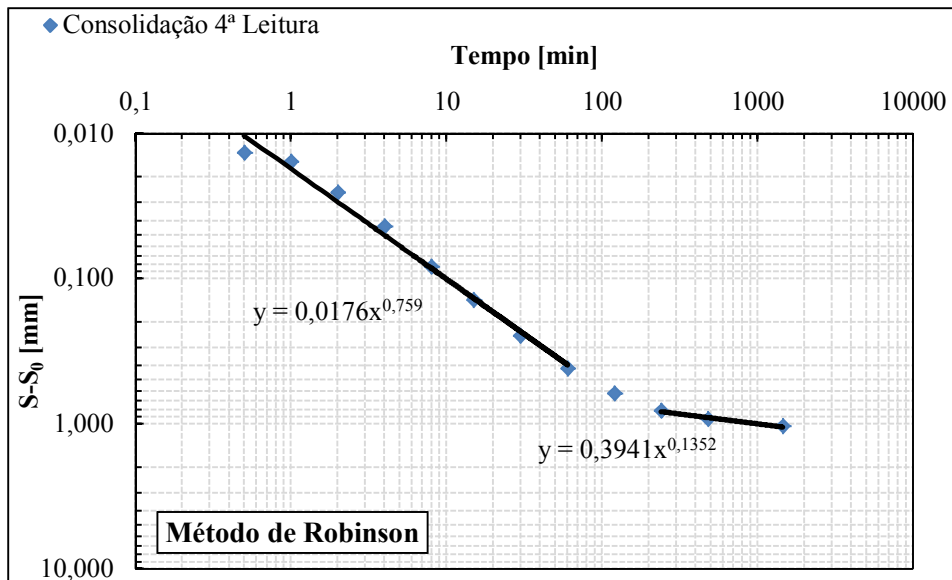


Figura B.40 - Relação $\log(S-S_0) - \log(t)$ para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete nº 12).

ANEXO C

Determinação do coeficiente de consolidação secundária (C_α)

Provete n° 2 (Axial)

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

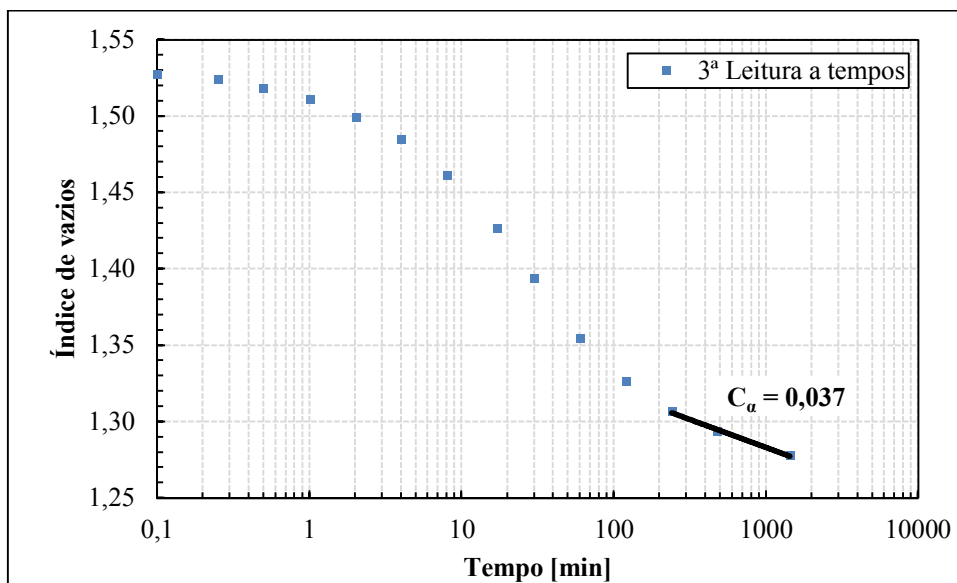


Figura C.1 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

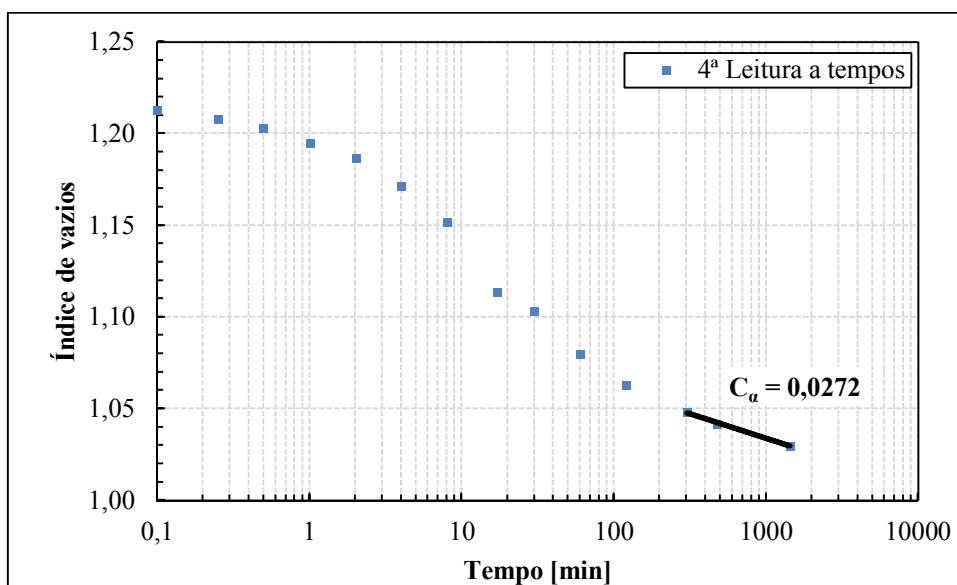


Figura C.2 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 2).

Provete n° 17 (Axial)

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

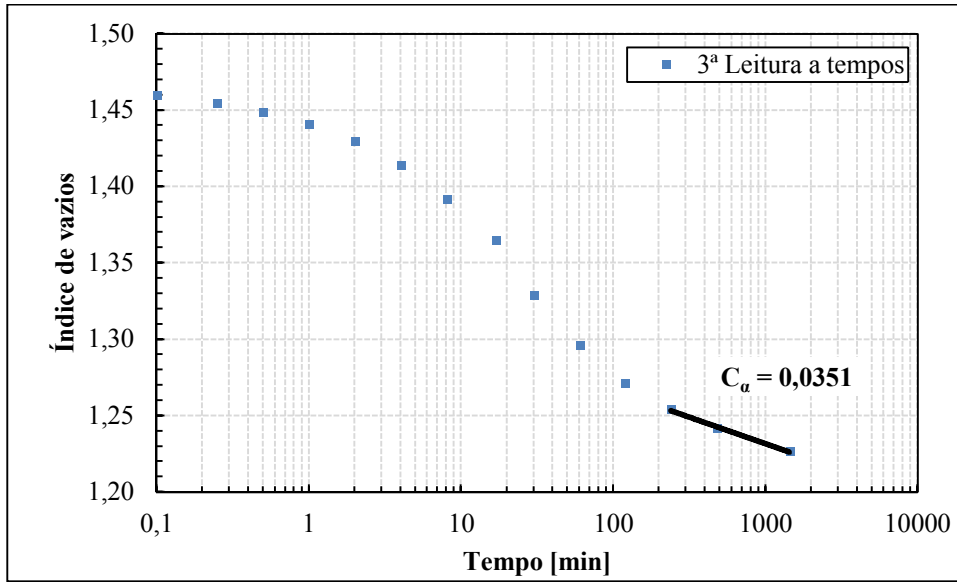


Figura C.3 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

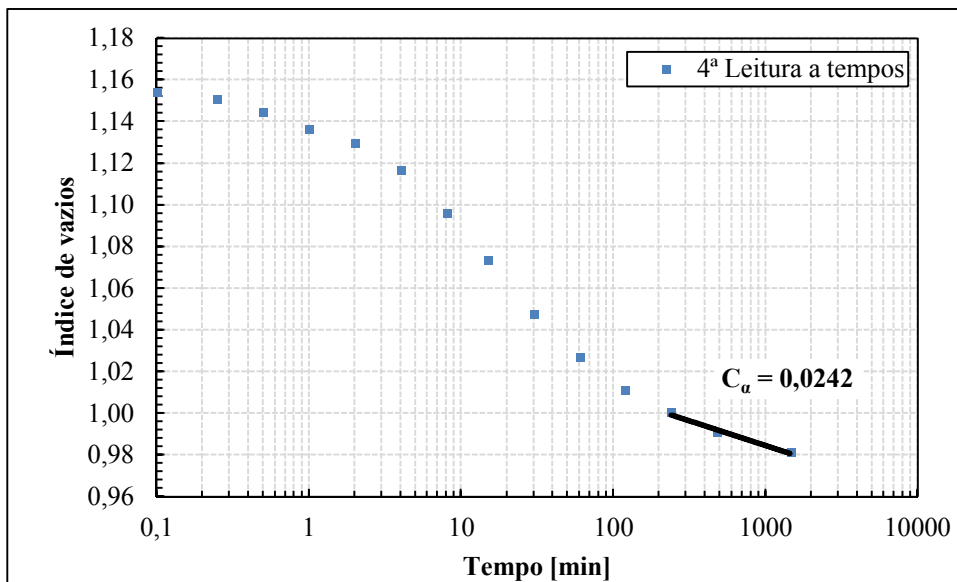


Figura C.4 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 17).

Provete n° 11 (Radial)

Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$

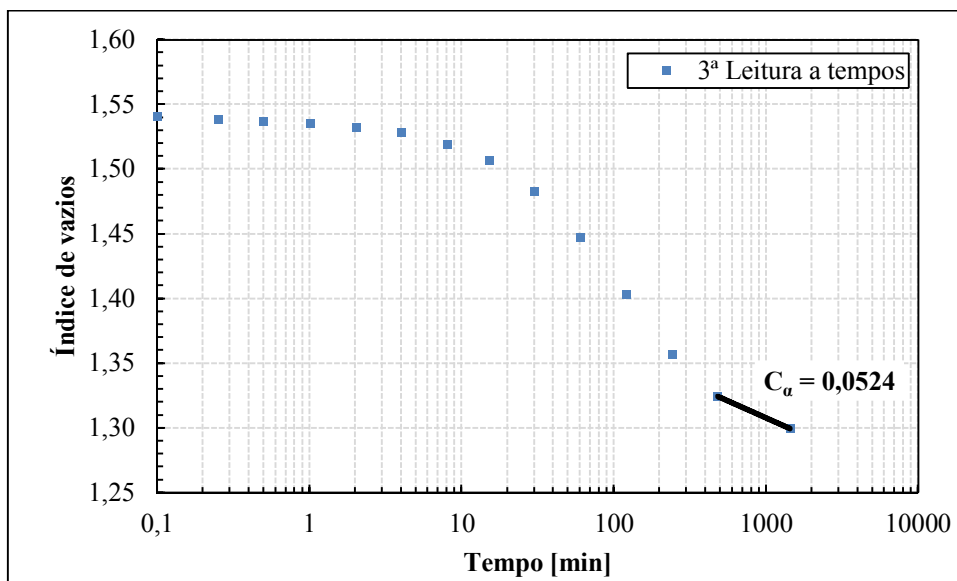


Figura C.5 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$

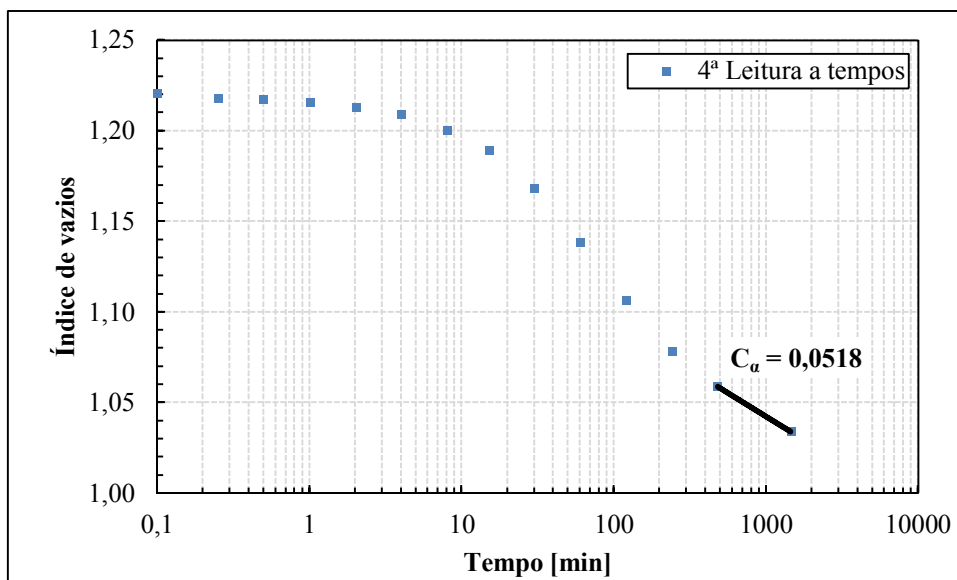
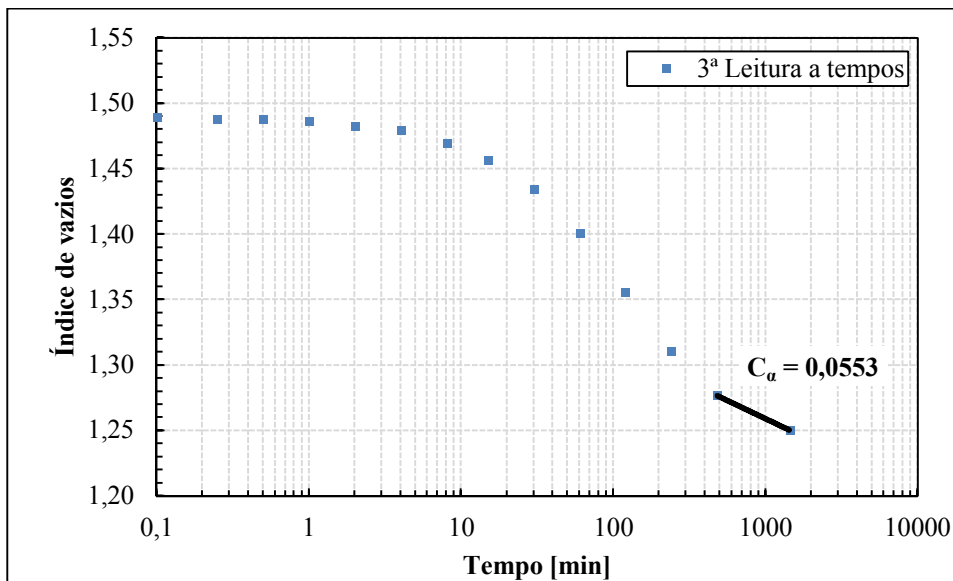
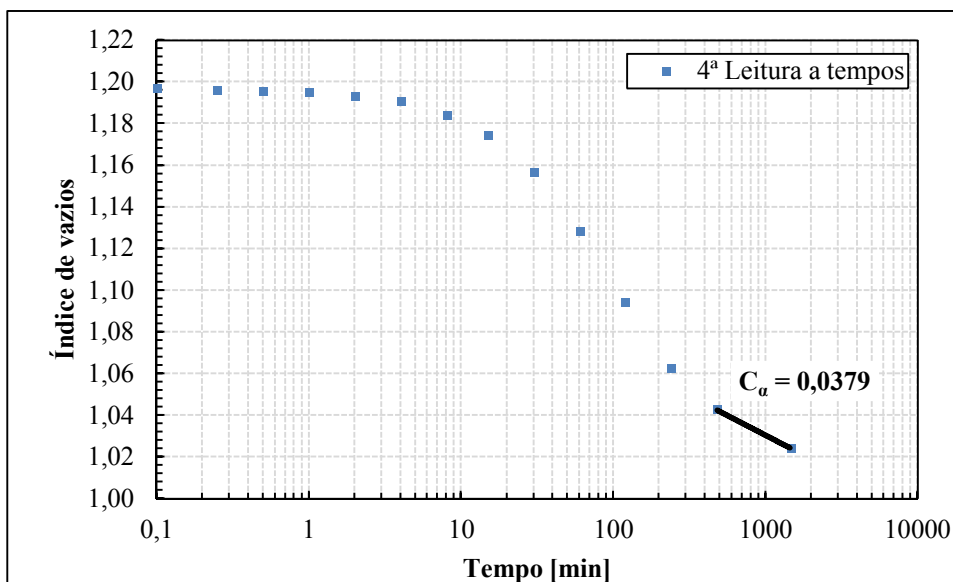


Figura C.6 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Provete n° 11).

Proвете n° 12 (Radial)**Patamar de carga: $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$** **Figura C.7 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 310,78 \text{ kPa}$ (Proвете n° 12).****Patamar de carga: $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$** **Figura C.8 - Coeficiente de consolidação secundária para $\sigma'_v = 624,70 \text{ kPa}$ (Proвете n° 12).**