



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

Mestrado em Engenharia Civil

Especialização em Construção

Dissertação

**A influência do efeito *smearing* na consolidação de solos moles tratados
com drenos verticais pré-fabricados**

Ângela Marisa Caleiro Vairinhos

Orientador:

Professor Doutor Percy Durand Neyra

Co-Orientador:

Professora Elisa Maria de Jesus da Silva

Fevereiro 2013

Mestrado em Engenharia Civil

Especialização em Construção

Dissertação

**A influência do efeito *smearing* na consolidação de solos moles tratados
com drenos verticais pré-fabricados**

Ângela Marisa Caleiro Vairinhos

Orientador:

Professor Doutor Percy Durand Neyra

Co-Orientador:

Professora Elisa Maria de Jesus da Silva

AGRADECIMENTOS

Expresso o meu profundo agradecimento ao Professor Doutor Percy Durand Neyra, da Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Universidad de Sevilla, pela sua orientação e por ter gentilmente facultado resultados de ensaios laboratoriais, realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Mecânica dos Meios Contínuos, Teoria de Estruturas e Engenharia do Terreno.

Agradeço, de igual modo, à Professora Eng.ª Elisa Maria de Jesus da Silva por se ter disponibilizado para co-orientar, na Universidade do Algarve, o estudo em causa. A sua dedicação e apoio desde o início, bem como os seus ensinamentos, rigor e apreciação crítica deste trabalho, foram fundamentais para o resultado final alcançado e apresentado.

Uma palavra de apreço ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Algarve, que permitiu a utilização do software PLAXIS, bem como aos elementos da equipa do suporte técnico da PLAXIS, na Holanda, nomeadamente ao Micha Van der Sloot, Lin Xing-Cheng e Mark Post, que prontamente responderam às questões colocadas.

Por último, gostaria de expressar a minha gratidão às pessoas mais importantes da minha vida, entre eles os meus pais, irmã e irmão, porque sem eles tudo seria bem mais difícil. Ao meu namorado, pela paciência, incentivo e apoio que sempre me deu, o meu obrigado. Aos restantes membros da família, amigos e a todos que, de uma forma ou de outra, sempre me incentivaram a atingir os meus objetivos e que sempre estiveram a meu lado, deixo também o meu sentido apreço.

A influência do efeito *smearing* na consolidação de solos moles tratados com drenos verticais pré-fabricados

RESUMO

O presente estudo visa a análise do efeito *smear* na consolidação de solos argilosos, tratados com drenos verticais pré-fabricados de banda.

Este método de tratamento foi desenvolvido na década de 40, com o objetivo de acelerar o fenómeno de consolidação dos solos finos de elevada compressibilidade, dado que permite a dissipação do excesso de pressão intersticial mais rapidamente. Contudo, devido ao processo de instalação deste tipo de drenos, o solo ao redor sofre perturbações, sendo essa zona designada por "*smear zone*".

Diversos investigadores estudaram este fenómeno e apresentaram propostas, quer para a redução da permeabilidade na zona afetada, quer para a largura da mesma. Além da compilação desses resultados, apresentar-se-ão as formulações analíticas para consolidação com drenos, quer em estado axissimétrico quer em estado plano de deformação. Por último, recorre-se ao programa de elementos finitos PLAXIS para comparação das soluções analíticas com as simulações numéricas, para os mesmos cenários.

Palavras-Chave: Drenos verticais pré-fabricados; consolidação; *smear*; PLAXIS; estado axissimétrico; estado plano de deformação.

The smear effect on the consolidation of soft soil treated with prefabricated vertical drains

ABSTRACT

The goal of the present study concerns the analysis of the smear effect on the consolidation of soft clayed soils, treated with prefabricated vertical drains.

This method of soil treatment was developed in the 40's, with the aim of accelerating the consolidation process of fine soil with high compressibility, since it enables the dissipation of excess pore pressure more quickly. However, due to the installation process of the drain, a disturbed zone, known as the smear zone, will affect the surrounding soil.

Several researchers have studied this phenomenon and estimated the distance of the affect zone, as well as the permeability reduction. In addition to the compilation of these last results, both analytical solutions for consolidation with drains, in axisymmetric and plane deformation state are presented. Finally, comparison between numerical simulations, using the finite element program (PLAXIS), and the analytical solutions, are performed and analyzed.

Keywords: Vertical pre-fabricated drains; consolidation; smear; PLAXIS; axisymmetric state; plane deformation state.

SIMBOLOGIA

O significado dos símbolos utilizados é referido ao longo do texto, no entanto julga-se conveniente a apresentação de uma listagem dos mais importantes. Alguns dos símbolos a seguir indicados apresentam mais do que um significado, dado que se pretendeu manter a simbologia e terminologia utilizados na bibliografia das especialidades abordadas.

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
$A_{m,eq}$	Área equivalente de um dreno circular
A_s	Área da zona perturbada ao redor do dreno
A_w	Área ou secção do dreno
B	Metade da largura entre dois drenos paralelos e consecutivos (eixo a eixo) no estado plano de deformação
C_c	Índice de compressibilidade
C_f	Parâmetro adimensional que relaciona a condutividade hidráulica no campo e em laboratório
C_h	Coeficiente de consolidação horizontal
C_r ou C_s	Índice de recompressibilidade ou expansibilidade
C_v	Coeficiente de consolidação vertical
E	Módulo de Young ou de elasticidade
E_s	Módulo de deformabilidade
E_{ur}	Modulo de deformabilidade de descarga-recarga
$F(\sigma)$	Função que define a superfície de cedência
F_c	Fator relacionado com a deformação do dreno
F_{fc}	Fator relacionado com a colmatação do filtro e dreno a longo prazo
$F_{(n)}$	Função que depende do espaçamento dos drenos
$F_{(s)}$	Função que depende da instalação dos drenos (efeito <i>smear</i>)
$F_{(r)}$	Função que depende da resistência hidráulica dos drenos
F_t	Fator relacionado com o tempo
H	Espessura de uma camada
H_d	Comprimento do dreno
IP	Índice de plasticidade
K_0	Coeficiente de impulso em repouso
K_{ur}	Modulo de deformação volumétrica de descarga-recarga
LCV	Linha de consolidação virgem
L_d	Distância máxima de drenagem

LL	Limite de liquidez
M	Declive da linha dos estados críticos no diagrama $p'-q$
OCR	Grau de sobreconsolidação
P'	Tensão isotrópica efetiva
P_{dreno,eq}	Perímetro do dreno equivalente
P_{mandril}	Perímetro da secção retangular do mandril
P'_o ou p'_{po}	Tensão isotrópica efetiva de pré-consolidação inicial
P'_{pp}	Tensão isotrópica efetiva na plasticidade perfeita
S	Distância entre drenos dispostos numa malha triangular ou quadrada (eixo a eixo)
S*	Distância entre drenos consecutivos, quando convertidos numa parede de drenos paralelos
Sr	Grau de saturação
T_h	Fator tempo para drenagem horizontal
T_{hAx}	Fator tempo para drenagem horizontal no estado axissimétrico
T_{hPD}	Fator tempo para drenagem horizontal no estado plano de deformação
T_v	Fator tempo para consolidação vertical
U₁₀	Tempo associado a 10% do grau de consolidação médio
U_h	Grau de consolidação médio horizontal
U_{hAx}	Grau de consolidação médio horizontal no estado axissimétrico
U_{hPD}	Grau de consolidação médio horizontal no estado plano de deformação
U_r	Grau de consolidação médio radial
a_v	Coeficiente de compressibilidade
a'_v	Taxa de compressibilidade
b_s	Metade da largura da zona perturbada (<i>smear</i>) no estado plano de deformação
b_w	Metade da largura do dreno no estado plano de deformação
c	Constante positiva utilizada nos modelos propostos por Chai <i>et al.</i> (1997)
c_u	Coesão não drenada
d	Distância de drenagem
d_e	Diâmetro de influência do dreno ou diâmetro equivalente
d_{m,eq}	Diâmetro equivalente de um dreno circular ou diâmetro equivalente do mandril
d_s	Extensão ou diâmetro da zona perturbada ao redor do dreno

d_{sx}	Dimensão da zona perturbada para dreno vertical pré-fabricado na direção x
d_{sy}	Dimensão da zona perturbada para dreno vertical pré-fabricado na direção y
d_t	Extensão da zona de transição entre a zona perturbada e a zona não perturbada
d_{tx}	Dimensão da zona de transição na direção x
d_{ty}	Dimensão da zona de transição na direção y
d_w	Diâmetro do dreno
d_x, d_y, d_z	Dimensões segundo x, y, z
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
h	Altura
i	Gradiente hidráulico
k	Coeficiente de permeabilidade
k_A	Coeficiente de permeabilidade do solo remodelado
k_B ou k_{ht}	Coeficiente de permeabilidade da zona de transição
k_{h0}	Coeficiente de permeabilidade horizontal
k_{hAx}	Coeficiente de permeabilidade horizontal no estado axissimétrico
k_{hL}	Coeficiente de permeabilidade vertical determinados laboratorialmente
k_{hPD}	Coeficiente de permeabilidade horizontal no estado plano de deformação
k_{hs}	Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado devido à instalação do dreno (efeito <i>smear</i>)
k_{hsl}	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona interior perturbada (zona I)
k_{hslI}	Coeficiente de permeabilidade horizontal na zona exterior perturbada (zona II)
k_{hsAx}	Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado devido à instalação do dreno (efeito <i>smear</i>) no estado axissimétrico
k_{hsPD}	Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado devido à instalação do dreno (efeito <i>smear</i>) no estado plano de deformação
k_{sL}	Coeficiente de permeabilidade horizontal determinados laboratorialmente na zona não perturbada
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
k_w	Coeficiente de permeabilidade do dreno

k_x	Coeficiente de permeabilidade na direção x
k_y	Coeficiente de permeabilidade na direção y
k_z	Coeficiente de permeabilidade na direção z
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrico
n	Relação entre o diâmetro de influência de um dreno e o diâmetro do dreno
p	Pressão aplicada
q	Carregamento aplicado ao solo, por metro linear
q_{req}	Capacidade de descarga requerida
q_w	Capacidade de descarga do dreno
q_{wAx}	Capacidade de descarga do dreno no estado axissimétrico
q_{wPD}	Capacidade de descarga do dreno no estado plano de deformação
r	Raio
r_e	Raio equivalente do dreno
r_s	Raio da zona perturbada contada a partir do eixo do dreno
r_t	Raio da zona de transição entre a zona perturbada e a zona não perturbada
r_w	Raio do dreno
s	Assentamento ou deformação vertical
s_{cs}	Assentamento por consolidação secundária
s_{cp} ou s_{max}	Assentamento por consolidação primária ou assentamento máximo por consolidação primária
s_i	Assentamento imediato
s_t	Assentamento total ou assentamento ao final do tempo t
t	Tempo
u	Pressão intersticial
w	Largura do equipamento de cravação
y	Espessura do equipamento de cravação
z	Profundidade a partir do topo do dreno
α	Parâmetro adimensional em função do índice de vazios
γ_d	Peso volúmico específico seco
γ_{sat}	Peso volúmico saturado
γ_w	Peso volúmico da água
ε	Deformação vertical

ϵ^e	Deformação elástica; Deformação elástica ocorrida durante a consolidação primária (ver contexto)
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϵ_{v0}	Deformação volumétrica inicial
η_{MAX}	Efeito do solo remoldado
κ^*	Declive modificado da linha de descarga-recarga num diagrama $\ln(p'-e)$
λ	Coeficiente de conversão entre os dois sistemas (axissimétrico e plano de deformação)
λ^*	Declive modificado da linha de consolidação virgem num diagrama $\ln(p'-e)$
μ_{Ax}	Fator associado ao espaçamento dos drenos, ao efeito <i>smear</i> e à resistência hidráulica do dreno no estado axissimétrico
μ_{PD}	Fator associado ao espaçamento dos drenos, ao efeito <i>smear</i> e à resistência hidráulica do dreno no estado plano de deformação
ν	Coeficiente de Poisson
ν_{ur}	Coeficiente de Poisson de descarga-recarga
ρ	Parâmetro adimensional utilizado para o cálculo das dimensões da zona perturbada e da zona de transição
σ'_i ou σ'_0	Tensão vertical inicial efetiva
φ	Ângulo de atrito interno
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo
ϵ_f	Assentamento final do estrato argiloso, equivalente a 25% da espessura da camada a ser tratada, devendo o dreno atravessar toda esse estrato
cm	Centímetro
km	Kilómetro
kN	KiloNewton
kPa	KiloPascal
m	Metro
NGP	Cotas altimétricas Geodésicas (Nível Médio do Marégrafo de Cascais)
s	Segundo
V	Volume
Σ	Somatório
Δ	Variação
∂	Derivada parcial
%	Porcentagem

ÍNDICE

1.	Introdução.....	13
2.	Drenos verticais	17
2.1.	Considerações gerais.....	17
2.2.	Resumo histórico.....	19
2.3.	Seqüência do tratamento.....	21
3.	Drenos verticais pré-fabricados.....	23
3.1.	Equipamento de cravação.....	23
3.2.	Geometria ou malha	24
3.3.	Aspetos associados à sua instalação.....	25
3.3.1.	Efeito <i>smear</i>	25
3.3.1.1.	Extensão da zona perturbada	26
3.3.1.2.	Permeabilidade da zona perturbada.....	29
3.3.2.	Resistência hidráulica dos drenos	36
3.4.	Casos de obra – Exemplos de aplicação.....	38
4.	Consolidação de solos.....	49
4.1.	Considerações gerais.....	49
4.2.	Consolidação unidimensional	51
4.3.	Consolidação de solos tratados com drenos verticais	55
4.3.1.	Solução analítica para o estado axissimétrico	55
4.3.2.	Solução analítica para o estado plano de deformação	57
4.4.	Consolidação de solos por drenagem combinada	63
5.	Modelação por elementos finitos - PLAXIS.....	65
5.1.	Considerações gerais.....	66
5.2.	Modelos de comportamento	67
5.3.	Limitações de alguns modelos de comportamento	69
5.4.	Modelo Soft Soil	71
6.	Modelação da consolidação sem drenos.....	75
6.1.	Considerações gerais.....	75
6.1.1.	Características do solo argiloso.....	75
6.1.2.	Carregamento e placa rígida	76
6.1.3.	Geometria e condições de fronteira	76
6.1.4.	Metodologia de cálculo.....	77
6.2.	Consolidação unidimensional	77

6.2.1.	Drenagem pelo topo	78
6.2.1.1.	Descrição do procedimento	78
6.2.1.2.	Análise de resultados	78
6.2.2.	Drenagem pelo topo e base	81
6.2.2.1.	Descrição do procedimento	81
6.2.2.2.	Análise de resultados	81
6.2.3.	Influência da permeabilidade horizontal – cálculo numérico	85
6.2.3.1.	Descrição do procedimento	85
6.2.3.2.	Análise de resultados	85
6.2.4.	Influência de tapete drenante no topo	86
6.2.4.1.	Descrição do procedimento	86
6.2.4.2.	Análise de resultados	86
6.3.	Consolidação por drenagem combinada	88
6.3.1.	Influência da permeabilidade horizontal – cálculo numérico	88
6.3.1.1.	Descrição do procedimento	88
6.3.1.2.	Análise de resultados	88
6.3.2.	Influência dos vários cenários de drenagem na consolidação	90
6.3.2.1.	Descrição do procedimento	90
6.3.2.2.	Análise de resultados	91
7.	Modelação da consolidação com drenos	93
7.1.	Características do solo argiloso	94
7.2.	Considerações gerais sobre a modelação	95
7.3.	Estado axissimétrico	96
7.3.1.	Influência da resistência hidráulica do dreno	97
7.3.2.	Análise de sensibilidade dos parâmetros de <i>smear</i> na solução analítica	98
7.3.3.	Influência da altura do estrato na modelação	101
7.3.4.	Análise de sensibilidade dos parâmetros de <i>smear</i> no cálculo numérico	103
7.3.4.1.	Descrição do procedimento	103
7.3.4.2.	Análise de resultados	104
7.4.	Estado plano de deformação	107
7.4.1.	Solução analítica de Indraratna e Redana e comparação com Hansbo	107
7.4.2.	Análise de sensibilidade dos parâmetros de <i>smear</i> no cálculo numérico	108
7.4.2.1.	Descrição do procedimento	108
7.4.2.2.	Análise de resultados	110

7.4.3.	Cálculo numérico para as condições de Hird <i>et al.</i> - comparação com Indraratna e Redana	113
7.4.3.1.	Descrição do procedimento	113
7.4.3.2.	Análise de resultados	113
8.	Validação da utilização da placa rígida na modelação.....	115
9.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	117
9.1.	Conclusões.....	118
9.2.	Desenvolvimentos futuros	121
10.	Bibliografia	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Variação dos assentamentos ao longo do tempo do processo de consolidação dos solos argilosos moles com e sem a aplicação dos drenos verticais (Nagaraj e Miura, 2001).....	13
Figura 2 – Perfil transversal de um dreno vertical pré-fabricado	18
(imagem retirada de http://www.ramalho1.com.br)	18
Figura 3 – Esquema da aplicação da camada drenante na base do aterro.....	22
Figura 4 – Esquema da aplicação dos drenos verticais no solo	22
Figura 5 – Esquema da aplicação do sistema de pré-carga	22
Figura 6 – Cravação dos drenos verticais pré-fabricados no solo com mandril de aço (imagem retirada de http://www.solotrat.com.br)	23
Figura 7 – Sequência executiva da cravação dos drenos verticais pré-fabricados (imagem retirada de http://www.fundesp.com.br).....	23
Figura 8 – Relação entre o espaçamento dos drenos S , e o diâmetro de influência ou diâmetro equivalente de um dreno d_e , para malha de drenos verticais quadrangular (8.a) e malha de drenos triangular (8.b) (Rixner <i>et al.</i> , 1986).....	24
Figura 9 – Esquema exemplificativo do dreno, zona perturbada e do fluxo de drenagem.....	26
Figura 10 – Dimensões do mandril de cravação e diâmetro equivalente de um dreno circular	27
Figura 11 – Dimensões do mandril/dreno e da zona perturbada.....	28
Figura 12 – Modelo proposto por Barron (1948) e Hansbo (1981)	30
Figura 13 – Modelo não linear proposto por Onoue <i>et al.</i> (1991).....	31
Figura 14 – Modelo linear proposto por Chai <i>et al.</i> (1997).....	31
Figura 15 – Modelo bi-linear proposto por Chai <i>et al.</i> (1997)	32
Figura 16.a) - 1ª hipótese: $k_{hs1}=k_{hsi}=k_{hsII}$ (expressão 3.23) (Hawlder <i>et al.</i> , 2002)	33
Figura 16.b) - 2ª hipótese: $k_{hs2}=k_{hsi}=k_{hsII}$ (expressão 3.24) (Hawlder <i>et al.</i> , 2002)	33
Figura 16.c) - 3ª hipótese: $k_{hs3}=k_{hsi}$ e $k'_{hs3}=k_{hsII}$ (expressão 3.25 e 3.26) (Hawlder <i>et al.</i> , 2002). 33	
Figura 16.d) - 4ª hipótese: k_{hs4} com variação linear (expressão 3.27) (Hawlder <i>et al.</i> , 2002)... 33	
Figura 17 – Modelo parabólico proposto por Walker e Indraratna (2006)	34
Figura 18 – Modelo linear proposto por Walker e Indraratna (2007)	34
Figura 19 – Modelo linear para a zona de transição proposto por Basu e Prezzi (2007)	35
Figura 20 – Sobreposição da zona perturbada dos drenos (Walker e Indraratna, 2007)	36
Figura 21 – Central Térmica de Porto Tolle (imagem retirada de http://www.metronews.it) ..	40
Figura 22 – Terminal de contentores da Doca n.º4 do Porto de Leixões (imagem retirada de http://www.bing.com/maps).....	41

Figura 23 – Percorso pedonal ao longo da margem direita do Rio Tejo (imagem retirada de http://es.wikipedia.org)	43
Figura 24 – Represa de Lebrija (imagem retirada do Google Earth).....	44
Figura 25 – Empreendimentos inseridos no Lezíria Park (imagem retirada de http://www.bing.com/maps).....	47
Figura 26 – Fluxo unidimensional (vertical) nos dois sentidos (26.a) ou apenas num sentido (26.b)	53
Figura 27 – Escoamento radial em drenos verticais	55
Figura 28 – Esquema de conversão do escoamento real num dreno vertical para uma parede de drenos verticais, com consideração geométrica de uma zona perturbada, apenas no sistema axissimétrico.....	58
Figura 29 – Esquema de conversão do escoamento real num dreno vertical para uma parede de drenos verticais, com consideração geométrica de uma zona perturbada, em ambos os sistemas.....	61
Figura 30 – Elementos triangulares de 6 nós (30.a) e de 15 nós (30.b).....	66
Figura 31 – Pontos de tensão nos elementos triangulares de 6 nós (31.a) e de 15 nós (31.b) ..	66
Figura 32 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média efetiva	72
Figura 33 – Funções de cedência para o modelo <i>Soft-Soil</i> , definidas no plano p' - q	73
Figura 34 – Condições de fronteira associadas aos deslocamentos	76
Figura 35 – Representação das fronteiras estanques, só permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo - PLAXIS	78
Figura 36 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação do estrato argiloso - PLAXIS.....	80
Figura 37 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial do estrato - PLAXIS	81
Figura 38 – Representação das fronteiras estanques permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo e pela base - PLAXIS	81
Figura 39 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação do estrato argiloso - PLAXIS.....	84
Figura 40 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial do estrato - PLAXIS	84
Figura 41 – Estrato de solo argiloso com camada drenante no topo - PLAXIS	86
Figura 42 – Representação da fronteira estanque permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo e drenagem por escoamento horizontal (drenagem combinada) - PLAXIS...	88
Figura 43 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação do estrato argiloso - PLAXIS.....	90
Figura 44 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial do estrato - PLAXIS	90

Figura 45 – Representação da extensão da zona perturbada (Sem Smear) - PLAXIS	103
Figura 46 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=3d_w$) - PLAXIS	103
Figura 47 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=6d_w$) - PLAXIS	104
Figura 48 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=10d_w$) - PLAXIS	104
Figura 49 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado axissimétrico - PLAXIS	106
Figura 50 – Representação da extensão da zona perturbada (Sem Smear) - PLAXIS	109
Figura 51 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=3d_w$) - PLAXIS	109
Figura 52 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=6d_w$) - PLAXIS	109
Figura 53 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=10d_w$) - PLAXIS	110
Figura 54 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado plano de deformação - PLAXIS.....	112
Figura 55 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado axissimétrico (55.a) e para o estado plano de deformação (55.b) - PLAXIS.....	112

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Valores da extensão da zona perturbada sugeridos por vários investigadores.....	26
Quadro 2 – Valores da extensão da zona de transição sugeridos por vários investigadores.....	28
Quadro 3 – Valores do grau de perturbação sugeridos por vários investigadores.....	29
Quadro 4 – Características geotécnicas do solo argiloso.....	75
Quadro 5 – Características da placa rígida.....	76
Quadro 6 – Características mecânicas e hidráulicas adotadas para a camada drenante.....	86
Quadro 7 – Conversão dos coeficientes de permeabilidade horizontal da zona perturbada e não perturbada para Estado Axissimétrico (Hansbo) e Estado Plano de Deformação (Indraratna e Redana).....	95
Quadro 8 – Características do dreno utilizado no tratamento do solo argiloso.....	97
Quadro 9 – Cálculo de μ_{Ax} considerando a resistência do dreno.....	98
Quadro 10 – Cálculo de μ_{Ax} não considerando a resistência do dreno.....	98
Quadro 11 – Valor do coeficiente de permeabilidade horizontal da zona perturbada calculado para Estado Plano de Deformação (Hird <i>et al.</i>).....	113

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo)	79
Gráfico 2 – Comparação entre a solução analítica de Terzaghi e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo)	79
Gráfico 3 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)	80
Gráfico 4 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (topo e base)	82
Gráfico 5 – Comparação entre a solução analítica de Terzagui e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (topo e base)	83
Gráfico 6 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial para consolidação por escoamento vertical (topo e base) – cálculo numérico PLAXIS (PD)	83
Gráfico 7 – Influência do valor do coeficiente de permeabilidade horizontal para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) – cálculo numérico PLAXIS (PD)	85
Gráfico 8 – Influência da camada drenante no topo: consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)	87
Gráfico 9 – Zona ampliada da influência da camada drenante no topo: consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)	87
Gráfico 10 – Influência da drenagem lateral e do coeficiente de permeabilidade horizontal para consolidação por escoamento vertical e drenagem combinada – cálculo numérico PLAXIS (PD)	89
Gráfico 11 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação com vários cenários de drenagem (vertical, horizontal e combinada)	92
Gráfico 12 – Comparação das soluções analíticas de Hansbo considerando e não considerando a resistência hidráulica do dreno (AX) para $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,33kh_0$	98
Gráfico 13 – Influência do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado na consolidação do solo para a solução analítica (AX)	99
Gráfico 14 – Influência da extensão da zona perturbada na consolidação do solo para a solução analítica (AX)	100
Gráfico 15 – Influência da extensão da zona perturbada e do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado na consolidação do solo para a solução analítica (AX)	100
Gráfico 16 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 2,5m	101

Gráfico 17 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 5m	102
Gráfico 18 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m	102
Gráfico 19 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s=3d_w$	104
Gráfico 21 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s=10d_w$	105
Gráfico 20 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s=6d_w$	105
Gráfico 22 – Comparação das soluções analíticas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m	108
Gráfico 23 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=3d_w$	110
Gráfico 24 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=6d_w$	111
Gráfico 25 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=10d_w$	111
Gráfico 26 – Comparação entre as soluções numéricas em estado plano de deformação (PD), para Indraratna e Redana e Hird <i>et al.</i> para $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,1k_{ho}$	113
Gráfico 27 – Evolução dos assentamentos no topo da camada em estado axissimétrico (sem <i>smear</i>)	115
Gráfico 28 – Evolução dos assentamentos no topo da camada em estado plano de deformação (sem <i>smear</i>).....	115

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas tem sido muito comum a construção sobre solos argilosos moles, pelo facto de ser necessário expandir as cidades para zonas costeiras ou lagunares. Estes solos são muito compressíveis, apresentando índices de vazios elevados bem como altos limites de liquidez e índices de plasticidade. É por essa razão que apresentam valores de compressibilidade muito elevados e valores de resistência e permeabilidade reduzidos, fazendo com que a dissipação de pressões intersticiais seja muito demorada, e que os assentamentos do terreno se prolonguem por longos períodos de tempo, quando estão sob a aplicação de uma sobrecarga.

Dessa forma, e com a evolução quer das necessidades humanas quer com o elevado nível e diversidade de exigências funcionais, houve a necessidade de evoluir os métodos que permitem o melhoramento desse tipo de solos, passando a utilizar-se com frequência o método de aplicação de drenos verticais de elevada permeabilidade, podendo ou não conjugar-se o mesmo com o sistema de aterros temporários de pré-carga.

Na figura 1 é possível observar, de forma esquemática, a variação dos assentamentos ao longo do tempo do processo de consolidação dos solos argilosos moles com e sem a aplicação dos drenos verticais.

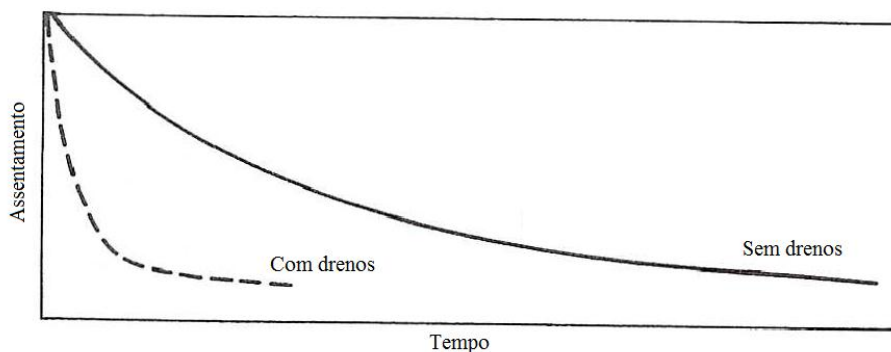


Figura 1 - Variação dos assentamentos ao longo do tempo do processo de consolidação dos solos argilosos moles com e sem a aplicação dos drenos verticais (Nagaraj e Miura, 2001)

Durante a instalação dos drenos verticais existem fatores associados ao processo construtivo, que afetam o progresso da consolidação dos solos tratados, nomeadamente o efeito da perturbação do solo adjacente ao dreno, designado por efeito *smear*, a limitação da capacidade de drenagem vertical do dreno, a permeabilidade da camada drenante que se dispõe no topo dos drenos e o efeito da viscosidade do solo.

De todos estes, ir-se-á apresentar com maior detalhe os dois primeiros uma vez que ambos estão diretamente relacionados com os drenos.

O presente trabalho encontra-se estruturado em nove capítulos. Em seguida apresenta-se, de modo sucinto, os aspetos abordados ou focados em cada um desses capítulos.

O capítulo 1 tem como objetivo, não só o de apresentar ao leitor o tema abordado ao longo do trabalho, bem como a ordem seguida para a apresentação do mesmo.

No capítulo 2 faz-se uma introdução aos drenos verticais, mencionando o seu objetivo e função, a sua aplicação e os tipos de drenos verticais existentes. É apresentada também uma revisão histórica acerca do surgimento dos drenos verticais de areia, dos drenos verticais pré-fabricados, bem como os estudos realizados, sobre os mesmos, até aos dias de hoje. Neste capítulo é ainda mencionada a sequência construtiva do tratamento do terreno de fundação.

No capítulo 3 apresentam-se os métodos de execução dos drenos verticais pré-fabricados bem como o efeito da perturbação do solo associada à sua instalação (efeito *smear*) e da resistência hidráulica (limitação da capacidade de descarga) dos mesmos. Para o efeito *smear* apresentam-se os valores, modelos e formulações sugeridos por diversos investigadores, quer para o cálculo da extensão da zona perturbada, quer para a permeabilidade da zona perturbada. Neste capítulo apresentam-se ainda alguns casos de obra como exemplos de aplicação dos drenos verticais pré-fabricados.

No capítulo 4 aborda-se o tema da consolidação, em que se descreve a teoria da consolidação unidimensional, bem como da teoria da consolidação de solos tratados com drenos verticais e por último a drenagem combinada. São, de igual modo, apresentadas as expressões relativas às soluções analíticas das diversas teorias mencionadas.

O capítulo 5 é totalmente dedicado ao programa de elementos finitos PLAXIS, realizando-se um resumo do seu modo de funcionamento e uma pequena abordagem ao modelo de comportamento do solo utilizado, *Soft Soil*.

Nos capítulos 6 e 7 apresentam-se a descrição dos procedimentos adotados na modelação da consolidação, respetivamente, sem e com recurso a drenos. Para além disso, são ainda indicadas as características do solo argiloso de fundação, da placa rígida utilizada no topo do estrato e da camada arenosa drenante considerada também no topo do estrato (só para análise de sensibilidade), bem como a geometria, as condições de fronteira e a metodologia de cálculo seguido para cada uma das situações estudadas. De salientar que os resultados obtidos com base nestas simulações numéricas serão posteriormente comparados com as formulações

analíticas apresentadas no capítulo 4, quer para estado axissimétrico quer para estado plano de deformação.

No capítulo 8 é feito um estudo da adequação da placa rígida utilizada na modelação dos casos apresentados nos capítulos 6 e 7.

No capítulo 9 são mencionadas as conclusões do trabalho desenvolvido e as linhas de investigação futuras.

2. DRENOS VERTICAIS

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os drenos verticais são elementos drenantes que são introduzidos nos solos, nomeadamente em solos argilosos. Esta técnica é utilizada quando se pretende minimizar assentamentos futuros, bastante prejudiciais à estabilidade e funcionalidade das estruturas, e quando se pretende acelerar o processo de consolidação dos solos, ganhando assim um aumento significativo da sua resistência ao corte num curto espaço de tempo, garantindo a estabilidade desse solo de fundação sob a aplicação de uma sobrecarga.

Os drenos verticais têm como função captar a água existente no interior da camada de solo, através de um escoamento radial, e posteriormente transportá-la verticalmente na direção das fronteiras drenantes, de modo a esta ser canalizada para fora da fundação (Terzaghi *et al.*, 1996). Quando não se utilizam estes dispositivos de drenagem, o processo de consolidação dos solos argilosos poderá demorar vários anos, uma vez que a permeabilidade deste tipo de solos é normalmente maior na direção horizontal que na direção vertical, e dessa forma a drenagem realizar-se-à muito lentamente. Com a aplicação deste sistema de drenagem, a distância de drenagem diminui significativamente, e como tal, a dissipação do excesso das pressões intersticiais e a consolidação da camada de solo faz-se mais rapidamente.

Esta técnica é usualmente empregue na construção de obras que suportam algum nível de deformação pós-constructiva, como por exemplo os aterros rodoviários e portuários, barragens de terra ou aterros, fundadas em solos finos extraordinariamente deformáveis, de fraca qualidade de resistência e pouco permeáveis, tais como as turfas, lodos, zonas lagunares, solos finos orgânicos ou inorgânicos muito plásticos (Coelho, 1996).

Segundo McGown e Hughes (1981), existem dois grandes grupos que dividem os drenos verticais, são estes os drenos circulares e os drenos em forma de tira ou banda, os *band-shaped drains*. Dentro do grupo dos drenos circulares encontram-se os tradicionais drenos de areia, os drenos de areia pré-fabricados *Sandwicks* e os *wrapped flexible pipes*. Dentro do segundo grupo encontram-se os drenos pré-fabricados em forma de tira ou banda, designados também por geodrenos.

Os tradicionais drenos de areia são constituídos por furos que posteriormente são preenchidos com areia e podem ser instalados através de vários métodos. Apesar de utilizarem a tecnologia de execução mais simples, necessitam de grandes quantidades de areia, o que pode causar custos elevados.

Os drenos de areia pré-fabricados, também designados por *Sandwicks*, combinam as tecnologias dos drenos pré-fabricados em forma de tira ou banda com as dos drenos de areia. São constituídos por mangas geotêxteis, permeáveis ao ar e água, que posteriormente são preenchidas com areia. Estes podem ser instalados de duas formas, por cravação ou vibração, com recurso a trado contínuo ou trado contínuo oco. Estes drenos, para além de serem mais económicos no que se refere à quantidade de areia necessária, permitem uma grande variedade nos métodos de instalação no terreno e oferecem capacidade suficiente para suportar movimentos de terra significativos, devido à flexibilidade da manga geotêxtil (Bell, 2004).

Os *wrapped flexible pipes* são drenos constituídos por tubos de plástico flexíveis que são envolvidos quer por uma camada de fibra natural, quer por uma manga geotêxtil semelhante ao dos drenos de areia pré-fabricados. Estes podem ser instalados através de vários métodos, no entanto, a mais empregue é a cravação de um mandril de secção circular.

Dentro do grupo dos drenos pré-fabricados em forma de tira ou banda, encontram-se vários tipos, no entanto todos deles têm origem no dreno de cartão desenvolvido por Kjellman. Estes drenos são constituídos por um núcleo de plástico, envolvidos por um filtro geotêxtil (Figura 2), e apresentam boas propriedades hidráulicas, nomeadamente a capacidade de descarga. São instalados por métodos de cravação estática ou vibratória, provocando descolamentos ao terreno envolvente, deslocamentos esses pequenos devido ao reduzido volume que estes drenos apresentam. A instalação deste tipo de drenos é muito simples e rápida, acarretando baixos custos, tornando-se uma técnica mais desejável quando comparada com os drenos verticais de areia (Rathmayer & Saari, 1983).

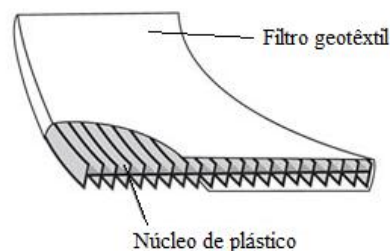


Figura 2 – Perfil transversal de um dreno vertical pré-fabricado
(imagem retirada de <http://www.ramalho1.com.br>)

2.2. RESUMO HISTÓRICO

No início do século XX, em diversas obras de aterros sobre solos moles, começaram a surgir grandes deformações antes e após a construção dos mesmos. Foi dessa forma que nasceu o interesse pelo estudo dos drenos verticais de areia.

Daniel E. Moran, em 1925, foi o primeiro a apresentar os drenos de areia como um recurso ao melhoramento das características dos solos moles compressíveis, sob aterros de rodovias, e a sugerir a utilização dos mesmos, pela primeira vez, na estabilização de um solo de fundação lodoso na *San Francisco-Oaklan Bay* (Hansbo, 1977). Esta sugestão não foi empregue no projeto, mas de qualquer forma a *Califórnia Division of Highways*, entre 1933 e 1934, realizou ensaios de laboratório e de campo para verificar o comportamento destes drenos.

No entanto, foi Barron, em 1944, o primeiro investigador a analisar a influência dos drenos verticais na consolidação das argilas. Apresentada no seu trabalho de doutoramento, a solução para drenos cilíndricos arenosos fundamentou-se na teoria simplificada da consolidação unidimensional proposta por Terzaghi, no pressuposto da validade da lei de escoamento de Darcy, e permitia que o mesmo fosse resolvido admitindo duas condições distintas para as deformações verticais do solo, nomeadamente:

- a) Deformações verticais livres ("*free vertical strains*");
- b) Deformações verticais equivalentes ("*equal vertical strains*").

Estas soluções combinavam, de igual modo, o escoamento radial em direção ao dreno e o escoamento vertical dentro do dreno. Contudo, se a relação entre o comprimento dos drenos e o espaçamento entre estes fosse elevado, poder-se-ia considerar que o fluxo horizontal é predominante, e como tal a consolidação tratar-se-ia como um problema unidimensional.

Mais tarde, em 1948, Barron considera pela primeira vez os efeitos da perturbação no solo adjacente à periferia dos drenos, causados pela instalação dos mesmos (efeito *smear*), e a resistência hidráulica do dreno ao fluxo de água, limitando a capacidade de descarga dos drenos. Estas soluções, não são exatas, uma vez que as soluções radial e vertical são desacopladas. Só serão consideradas como exatas ou rigorosas quando as condições de fronteiras e iniciais, das equações que as regem, forem satisfeitas matematicamente.

Stanton, em 1948, mencionou a importância e o cuidado a ter na escolha do material a ser utilizado nos drenos. Este material deve garantir uma boa permeabilidade ao dreno, permitindo a drenagem do solo a assentar quando carregado, e a sua não colmatação pelo

solo argiloso envolvente. Deve também ser constituído por areia permeável limpa de modo a não haver obstrução no caminho da água.

No entanto, Kjellman, nos seus primeiros trabalhos, introduziu um outro tipo de dreno vertical diferente do de areia, sendo este um dreno vertical pré-fabricado. Observou-se para uma obra na Suécia, que carecia de tratamento da fundação, que seria necessário um espaçamento entre drenos muito pequeno, e conseqüentemente tornar-se-ia muito caro recorrer à utilização de drenos de areia. Dessa forma, desenvolveram-se drenos verticais de material mais barato que os de areia.

O primeiro dreno vertical pré-fabricado a aparecer foi, em 1939, o dreno de Kjellman, cujo método de instalação era por cravação. Este era constituído por cartão poroso, ligado a uma membrana de cartão ondulado, com canalículos verticais, para circulação da água. Estes drenos tinham como geometria, aproximadamente, 3 mm de espessura e 100 mm de largura. Estes eram considerados drenos menos volumosos e mais leves, e como tal mais práticos, rápidos de executar e económicos.

Dado o recurso sistemático a este tipo de elementos, vários estudos começaram a ser realizados, com vista a um aperfeiçoamento do seu dimensionamento. Nesse sentido, apresenta-se em seguida alguns aspetos importantes relacionado com estes.

Em 1959, Richart mostrou que a influência do espaçamento entre drenos é maior do que a influência do diâmetro do dreno na redução do tempo de consolidação.

Em 1974, Yoshikuni e Nakamodo apresentaram uma solução rigorosa para o problema da consolidação com drenos verticais, considerando ambos os fluxos, vertical e radial, e ainda a resistência hidráulica do dreno, tendo excluído o efeito *smear*.

Em 1979, Hansbo introduziu algumas aproximações e modificou as equações desenvolvidas por Barron (1948) para drenos pré-fabricados, obtendo assim uma solução fechada para o grau de consolidação a uma dada profundidade, para fluxo radial e considerando deformações verticais equivalentes. O mesmo salientou, que as soluções de deformações verticais livres e equivalentes, são, na realidade, bastantes semelhantes. Todavia, se se considerar quer a contribuição radial quer a vertical, para a análise do grau de consolidação final, a solução continua a não ser exata. A solução de Hansbo está generalizada, sendo a mais utilizada, devido à sua simplicidade. Os resultados obtidos com base nesta solução não diferem muito dos resultados obtidos com soluções mais sofisticadas, determinados com recurso ao método dos elementos finitos (Onoue, 1988; Lo, 1991).

A validade da lei de Darcy foi questionada por diversos investigadores (Silfverberg, 1947; Hansbo, 1960; Miller e Low, 1964; Dubin et Moulin, 1986). Hansbo, em 1960, adotou uma lei de fluxo exponencial na teoria da consolidação de solos tratados com drenos verticais, e mais tarde, em 1986, Dubin e Moulin resolveram a solução para a consolidação vertical de um problema unidimensional. Hansbo, em 1996, com base em ensaios de campo à escala real, realizados na Suécia em 1960, observou que os assentamentos calculados com base numa lei de escoamento exponencial aproximam-se mais dos resultados reais observados, embora também refira que esta pode não ser a única explicação, mencionando a possível diminuição do coeficiente de consolidação no decurso do processo de consolidação.

Em 1981, Atkinson e Eldred confirmaram que a maioria dos drenos verticais utilizados, desde a primeira instalação na Califórnia até ao começo dos anos 70, eram os drenos verticais de areia de grandes diâmetros. No entanto, devido ao elevado custo de aquisição da areia em grandes quantidades, para este tipo de drenos, e também devido ao avanço das técnicas de fabricação dos filtros, houve a necessidade de desenvolvimento e utilização de um grande número de drenos verticais pré-fabricados do tipo banda ou tira. Mencionam também o facto de os drenos verticais serem instalados segundo uma malha quadrangular ou triangular, espaçados entre eixos de uma distância constante. No caso dos drenos de areia, que são cilíndricos, não é necessário nenhuma aproximação associada à forma do próprio dreno. No entanto, no caso dos drenos pré-fabricados, é necessário, para fins de dimensionamento, determinar um diâmetro equivalente.

2.3. SEQUÊNCIA DO TRATAMENTO

Em primeiro lugar, e de modo a facilitar a drenagem da água proveniente dos drenos para fora da zona intervencionada, e assegurar a estabilidade local do solo de fundação, sob a ação das cargas provocadas pelo equipamento de cravação dos drenos, coloca-se uma camada de material drenante, entre o solo de fundação e a base do aterro (Vertematti, *et al.*, 2004) (Figura 3). Esta camada deve ser dimensionada de forma a assegurar a estabilidade do equipamento de cravação, tanto ao derrubamento como ao afundamento, e devendo a capacidade de escoamento desta camada ser superior à dos drenos, havendo assim um correto funcionamento do conjunto.

Prossegue-se a instalação dos drenos, com a distribuição em planta da malha pretendida e dimensionada na fase de projeto (triangular ou quadrangular), a partir do topo da camada drenante, e de forma a atravessarem toda a espessura da camada compressível (Figura 4).

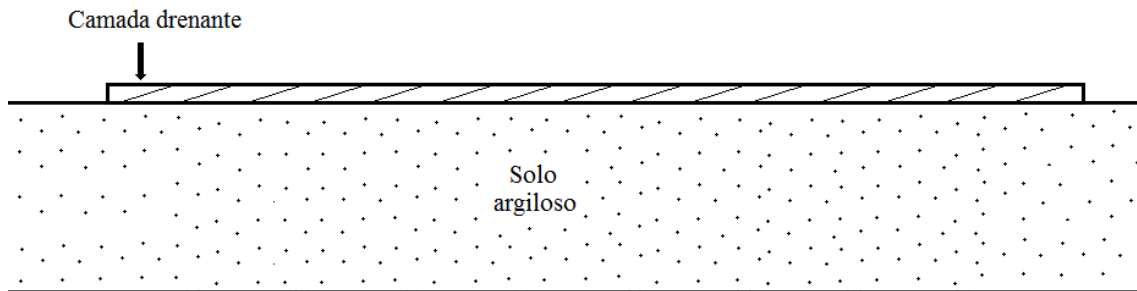


Figura 3 – Esquema da aplicação da camada drenante na base do aterro

Em meios estratificados, deve-se atravessar, pelo menos, a camada mais compressível. A área de implantação dos drenos poderá prolongar-se um pouco para fora dos limites do aterro de sobrecarga, caso seja essa a situação (Abrantes, 2008).

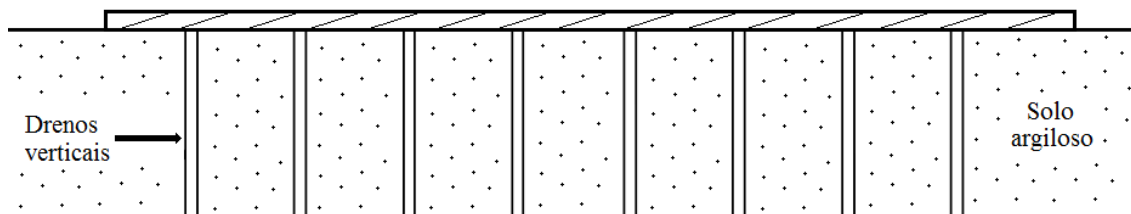


Figura 4 – Esquema da aplicação dos drenos verticais no solo

Por fim, e caso se pretenda a conjugação deste sistema com o de aterros temporários de pré-carga como já referido anteriormente, sobre a camada drenante segue-se a construção desses mesmos aterros (Figura 5), podendo ainda intercalar-se um geotêxtil de reforço e separação caso se verifique que é necessário. A aplicação de uma sobrecarga, com determinada intensidade e geometria, conjugado com os drenos, permite antecipar parcialmente, ou na totalidade, os assentamentos da fundação. Com esta técnica é transmitido ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva, sendo então a carga em excesso retirada apenas quando se verificarem assentamentos da ordem de grandeza semelhantes àqueles que se verificariam com a obra (Nagaraj e Miura, 2001).

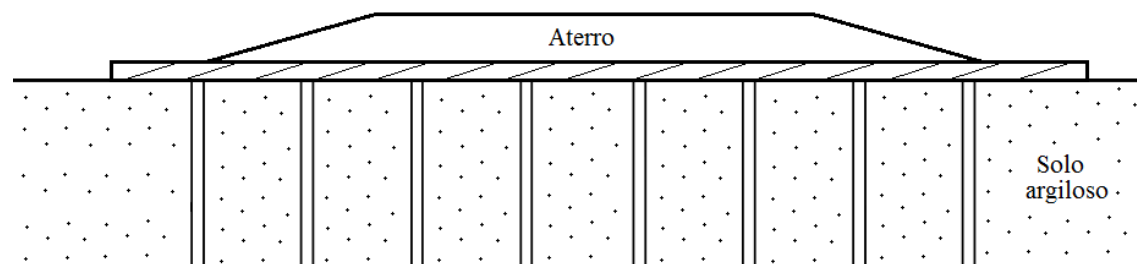


Figura 5 – Esquema da aplicação do sistema de pré-carga

3. DRENOS VERTICAIS PRÉ-FABRICADOS

3.1. EQUIPAMENTO DE CRAVAÇÃO

A instalação dos drenos verticais pré-fabricados é feita à custa da cravação de um mandril de aço (Figura 6), quer por métodos de instalação estáticos (cravação contínua) quer vibratórios (com recurso a martelos), dependendo do tipo de solo, das condições do local e da sequência de construção (McGown & Hughes, 1981).

Este mandril de aço tem como geometria uma secção retangular oca, onde se coloca a fita ou a banda drenante. Deve apresentar a menor secção transversal possível de modo a minimizar a perturbação no terreno envolvente, no entanto deve conseguir resistir aos esforços de cravação. Na ponta do dreno existe uma ponteira de metal que tem a dupla função de, durante a cravação impedir a entrada de material para o interior do mesmo, e durante a extração do mandril manter o dreno à profundidade atingida e desejada, tal como se pode ver na Figura 7 (Alves, 2011).



Figura 6 – Cravação dos drenos verticais pré-fabricados no solo com mandril de aço (imagem retirada de <http://www.solotrat.com.br>)

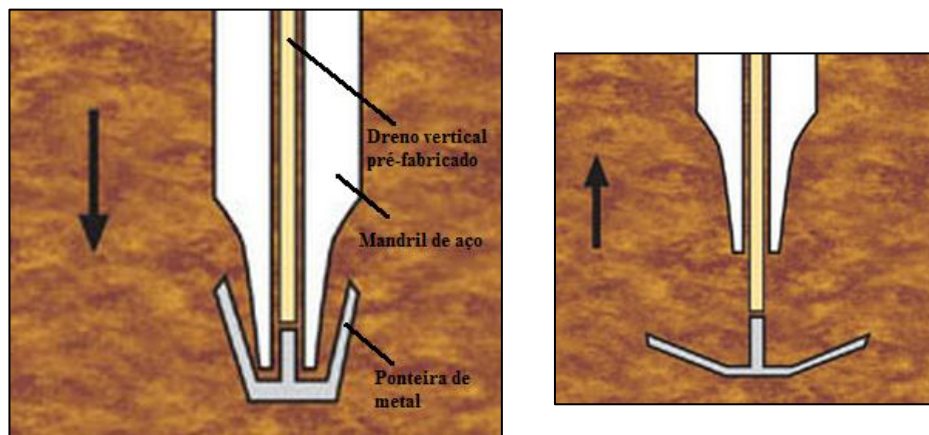


Figura 7 – Sequência executiva da cravação dos drenos verticais pré-fabricados (imagem retirada de <http://www.fundespp.com.br>)

Estes podem ser instalados até profundidades de 60m, com uma velocidade de instalação de 1m/s, e os diâmetros equivalentes variam entre os 0,05 e 0,1m (Folque, 1987).

3.2. GEOMETRIA OU MALHA

Os drenos, por norma, são instalados segundo uma malha quadrangular ou triangular, espaçados entre eixos de uma distância constante e igual a S . Sabendo que cada dreno tem um diâmetro de influência d_e , em que a área correspondente é de $\frac{\pi d_e^2}{4}$, e igualando esta à:

a) área geométrica quadrangular para a malha quadrangular (Figura 8.a);

b) área geométrica hexagonal para a malha triangular (Figura 8.b).

retira-se que (Rixner *et al.*, 1986):

Malha quadrangular

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = S^2 \quad \Leftrightarrow \quad d_e = S \sqrt{\frac{4}{\pi}} \approx 1,1284 S \quad (3.1)$$

Malha triangular

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = \frac{\sqrt{3}}{2} S^2 \quad \Leftrightarrow \quad d_e = S \sqrt{\frac{2}{\pi} \sqrt{3}} \approx 1,050 S \quad (3.2)$$

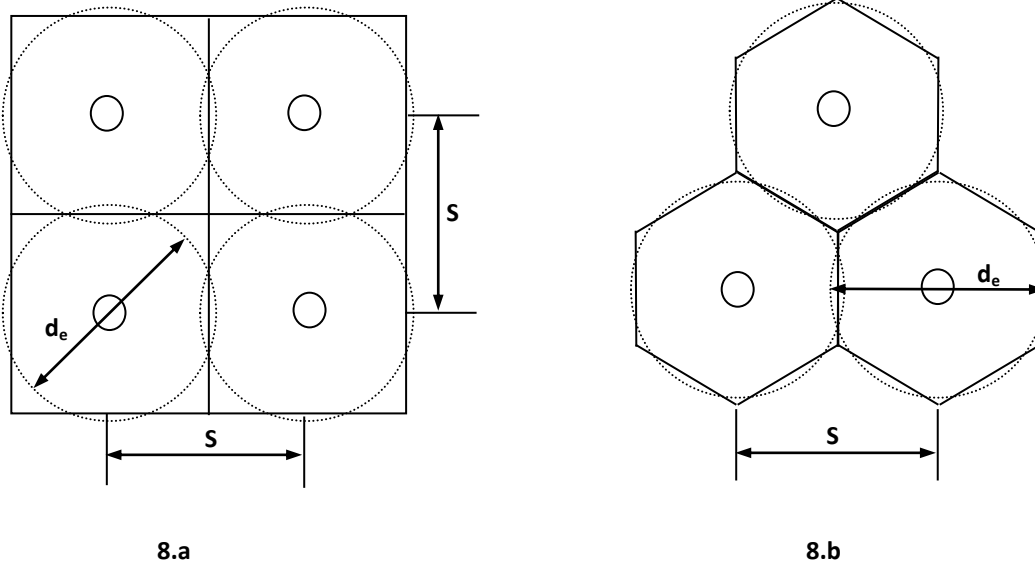


Figura 8 – Relação entre o espaçamento dos drenos S , e o diâmetro de influência ou diâmetro equivalente de um dreno d_e , para malha de drenos verticais quadrangular (8.a) e malha de drenos triangular (8.b) (Rixner *et al.*, 1986)

3.3. ASPETOS ASSOCIADOS À SUA INSTALAÇÃO

De acordo com os processos de instalação dos drenos verticais anteriormente mencionados, existem diversos aspectos que afetam o desempenho dos mesmos durante a sua vida útil. Estes deverão ser tidos em consideração na fase de dimensionamento dado que são responsáveis pela redução da eficiência do tratamento, retardando assim o processo de consolidação do solo de fundação. Entre eles temos:

- a) O efeito da perturbação do solo adjacente ao dreno devido à sua instalação (efeito *smear*);
- b) A limitação da capacidade drenante dos drenos (resistência hidráulica dos drenos);
- c) A permeabilidade da camada drenante que se dispõe no topo dos drenos;

Além destes fatores, existe outro bastante importante para os solos argilosos de elevada compressibilidade, que é o efeito da viscosidade do solo.

De todos eles, ir-se-á apresentar com maior detalhe os dois primeiros, dado que estes estão relacionados com drenos.

3.3.1. EFEITO *SMEAR*

A instalação dos drenos no terreno tem associado, como aspecto negativo, uma perturbação significativa do solo envolvente ao dreno, designando-se essa perturbação por efeito *smear*. Estes drenos ao serem cravados no solo, com recurso aos mandris de aço, provocam o aumento da pressão intersticial e a diminuição da resistência e da permeabilidade do solo, na zona perturbada (Holtz e Holm, 1973). A consequência mais significativa será a diminuição do fluxo de água para o dreno, e um atraso no processo de consolidação do solo tratado. Este efeito pode ser considerado nas análises por introdução de uma zona perturbada ao redor do dreno, com redução do coeficiente de permeabilidade nessa zona.

Para essa hipótese serão então necessários dois parâmetros para caracterizar o efeito *smear* (Figura 9):

- a) A extensão ou diâmetro da zona perturbada (d_s);
- b) A permeabilidade horizontal da zona perturbada (k_{hs}).

Independentemente do método utilizado, o problema coloca-se na busca destes parâmetros, e na sua correspondência entre a teoria e a prática, tendo sido constatado que a extensão e permeabilidade da zona perturbada variam em função do processo de instalação, do tamanho e forma do mandril e das características do solo atravessado.

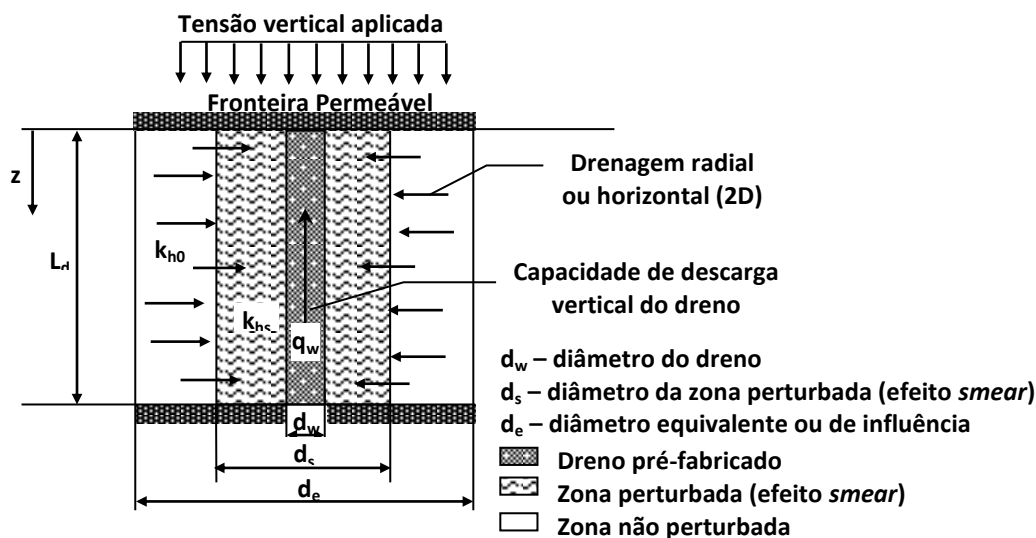


Figura 9 – Esquema exemplificativo do dreno, zona perturbada e do fluxo de drenagem

3.3.1.1. EXTENSÃO DA ZONA PERTURBADA

A extensão da zona perturbada foi analisada por vários investigadores. Apresenta-se em seguida um quadro resumo (Quadro 1) dos valores sugeridos por esses investigadores:

Quadro 1 – Valores da extensão da zona perturbada sugeridos por vários investigadores

Investigadores	Extensão da zona perturbada	Observações
Hotz e Holm (1973)	$d_s \approx (1 \text{ a } 4)d_{m,eq}$	-
Jamiolkowski <i>et al.</i> (1983)		
Hansbo (1997b)		
Bergado <i>et al.</i> (1991, 1993b)		
Onoue <i>et al.</i> (1991)		
Mesri <i>et al.</i> (1994)		
Madhav <i>et al.</i> (1993)		
Indraratna e Redana (1998)		
Akagi (1979)	$d_s \approx (1,6 \text{ a } 3)d_{m,eq}$	-
Jamiolkowski e Lancelota (1981)		
Bergado <i>et al.</i> (1996b)		
Hansbo (1987, 1997a)		
Hird e Moseley (2000)	$d_s \approx 3d_{m,eq}$	Caso não existam elementos/ensaios que permitam avaliar a extensão da perturbação
Chai e Miura (1999)		
McDonal (1985)	$A_s \approx A_{m,eq}$	-
Aboshi e Inoue (1986)		

Admite-se que $d_{m,eq}$ é o diâmetro equivalente de um dreno circular, que produz a mesma consolidação que um dreno vertical pré-fabricado, sendo o mesmo em função das dimensões do mandril de cravação.

O valor do diâmetro equivalente de um dreno circular, segundo Hansbo (1979), é obtido admitindo igualdade entre o perímetro da secção retangular do mandril ($P_{mandril}$), e o suposto perímetro do dreno circular equivalente ($P_{dreno,eq}$). Como tal, e sendo estes perímetros dados por:

$$P_{mandril} = 2(w + y) \quad \text{e} \quad P_{dreno,eq} = \pi d_{m,eq} \quad (3.3) \text{ e } (3.4)$$

em que w é a largura e y é a espessura do equipamento (mandril) de cravação (Figura 10), então resulta:

$$P_{mandril} = P_{dreno,eq} \Leftrightarrow 2(w + y) = \pi d_{m,eq} \Leftrightarrow d_{m,eq} = \frac{2(w+y)}{\pi} \quad (3.5)$$

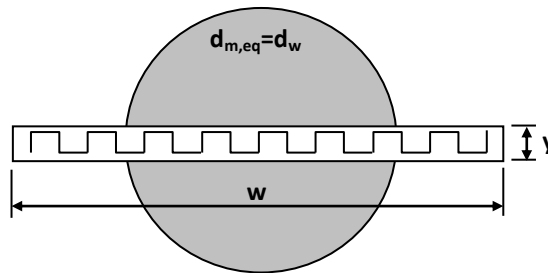


Figura 10 – Dimensões do mandril de cravação e diâmetro equivalente de um dreno circular

Contudo, Rixner *et al.* (1986), baseados na retro análise de modelações de casos reais, realizadas com recurso a elementos finitos, propõem que:

$$d_{m,eq} = \frac{(w+y)}{2} \quad (3.6)$$

dado que o efeito dos cantos provoca a diminuição do pressuposto perímetro de drenagem. Este princípio foi posteriormente utilizado noutros estudos por Chai e Miura (1999).

Basu e Prezzi, em 2007, admitem que a extensão ou diâmetro equivalente da zona perturbada é dada por:

$$d_s = d_{s,eq} = \sqrt{\frac{4(d_{sx}+d_{sy})}{\pi}} \quad (3.7)$$

sendo d_{sx} e d_{sy} correspondentes às dimensões da zona perturbada (Figura 11) para um dreno vertical pré-fabricado, cravado por um mandril de formato retangular. Estas dimensões são determinadas de acordo com as expressões 3.8 e 3.9:

$$d_{sx} = w + (\rho - 1)y \quad \text{e} \quad d_{sy} = \rho y \quad \text{com } 2 \leq \rho \leq 3 \quad (3.8) \text{ e } (3.9)$$

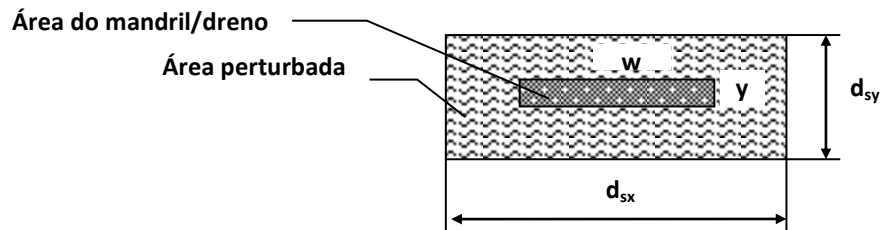


Figura 11 – Dimensões do mandril/dreno e da zona perturbada

Uma vez que não é possível determinar com rigor a extensão da zona perturbada então eles são atribuídos com base em experiências de campo, ensaios laboratoriais, considerações teóricas, ou por retro análises dos resultados de casos reais (Hird e Moseley, 2000). Contudo, Bergado *et al.* (1996b) reportaram que a área da zona perturbada, em campo, é superior à obtida através de resultados laboratoriais.

Além desta zona perturbada, alguns investigadores consideram, de igual modo, uma zona de transição entre a zona *smear* e a zona não perturbada. Com base em experiências, os diversos investigadores concluíram então que (Quadro 2):

Quadro 2 – Valores da extensão da zona de transição sugeridos por vários investigadores

Investigadores	Extensão da zona de transição	Observações
Jamiolkolski <i>et al.</i> , 1983	$d_t \approx (6 \text{ a } 7)d_{m,eq}$	-
Bergado <i>et al.</i> (1991 e 1993b)		
Onoue <i>et al.</i> (1991)		
Indraratna e Redana (1998)		
Madhav <i>et al.</i> (1993)	$d_t = 12w$	Valores expressos diretamente com base na dimensão máxima do mandril
Jamiolkowski <i>et al.</i> (1983)	$d_t = 20w$	

Bazu e Prezzi (2007), seguindo o mesmo princípio que adotaram para a determinação de d_s , definiram que:

$$d_t = d_{t,eq} = \sqrt{\frac{4(d_{tx} + d_{ty})}{\pi}} \quad (3.10)$$

admitindo que:

$$d_{tx} = w + (\rho - 1)y \quad \text{e} \quad d_{ty} = \rho y \quad \text{com } 6 \leq \rho \leq 12 \quad (3.11) \text{ e } (3.12)$$

Hawlder *et al.*, em 2002, consideram também a existência de duas zonas distintas, contudo, em vez de as designarem por zona *smear* e zona de transição, apelidaram-nas de zona *smear* 1 (de menor dimensão e imediatamente ao redor do dreno), e zona *smear* 2 (de maior dimensão e subjacente à anterior). Os mesmos investigadores referem que é a zona perturbada, mais próxima do dreno, aquela que controla e domina a progressão do processo de consolidação. Mesmo zonas pouco extensas podem retardar significativamente a consolidação, e como tal, é mais importante o grau de perturbação, que a extensão desta zona.

3.3.1.2. PERMEABILIDADE DA ZONA PERTURBADA

O grau de perturbação é expresso pela relação entre a permeabilidade horizontal na zona perturbada k_{hs} e não perturbada, podendo esta última ser o valor da permeabilidade horizontal ou na vertical, k_{h0} e k_v respetivamente. Apresenta-se em seguida um quadro resumo (Quadro 3) dos valores sugeridos por vários investigadores:

Quadro 3 – Valores do grau de perturbação sugeridos por vários investigadores

Investigadores	Grau de perturbação	Observações
Bergado <i>et al.</i> (1993a e 1993b)	$0,1 < \frac{k_{hs}}{k_{h0}} < 0,33$	Valores obtidos com base em dados de campo, testes laboratoriais e modelos de cálculos.
Hansbo (1997a, 1997b)		
Madhav <i>et al.</i> (1993)		
Hird e Moseley (2000)		
Bergado <i>et al.</i> (1991)	$\frac{k_{hs}}{k_{h0}} = 0,5; \frac{k_{hs}}{k_{h0}} = 0,66$	Valores obtidos com base em ensaios laboratoriais.
Onoue <i>et al.</i> (1991)		
Madhav <i>et al.</i> (1993)	$\frac{k_{hs}}{k_{h0}} = 0,2$	Valor obtido com base em amostras de campo.
Hansbo (1987)	$\frac{k_{hs}}{k_v} \approx 1$	Para zonas perturbadas relativamente extensas.
Indraratna e Redana (1998)	$0,9 < \frac{k_{hs}}{k_v} < 1,3$	Admitem como valor médio 1,15.
Tavenas <i>et al.</i> (1983)	$0,9 < \frac{k_{hs}}{k_v} < 1,42$	Para argilas inalteradas, sendo o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v) determinado com base no ensaio edométrico convencional.
	$1,2 < \frac{k_{hs}}{k_v} < 1,3$	Para a argila “varved de Matagani”.
Bergado <i>et al.</i> (1991)	$k_{hs} \approx k_v$	Para a argila branda de Bangkok.

Chai e Miura (1999), propõem também que:

$$\frac{k_{h0}}{k_{hs}} = \left(\frac{k_h}{k_s}\right)_L \cdot C_f \quad (3.13)$$

sendo k_{hL} e k_{sL} os coeficientes de permeabilidade horizontal determinados laboratorialmente, associados à zona não perturbada e perturbada, e C_f um parâmetro adimensional que relaciona a permeabilidade do solo em campo e em laboratório, sendo este, regra geral, superior à unidade. Este fator de correção prende-se com a perturbação da amostra e com o efeito de escala, podendo admitir-se em alguns casos que $k_{sL} \approx k_{vL}$. De salientar que as amostras recolhidas em campo, para determinação da permeabilidade do solo em laboratório, devem ser adjacentes à face do dreno.

Embora a solução simplificada de Barron (1948), Yoshikuni (1979) e Hansbo (1979) considere um coeficiente de permeabilidade constante na zona perturbada, ensaios experimentais confirmam uma variação deste parâmetro com a distância radial ao dreno (Onoue *et al.*, 1991; Madhav *et al.*, 1993; Bergado *et al.*, 1996b; Indraratna e Redana, 1998). Deste modo, apresenta-se em seguida um resumo das distintas zonas perturbadas (*zona smear*) e coeficientes de permeabilidade adotados por diversos investigadores:

a) **Barron (1948) e Hansbo (1981) - k_{hs} constante**

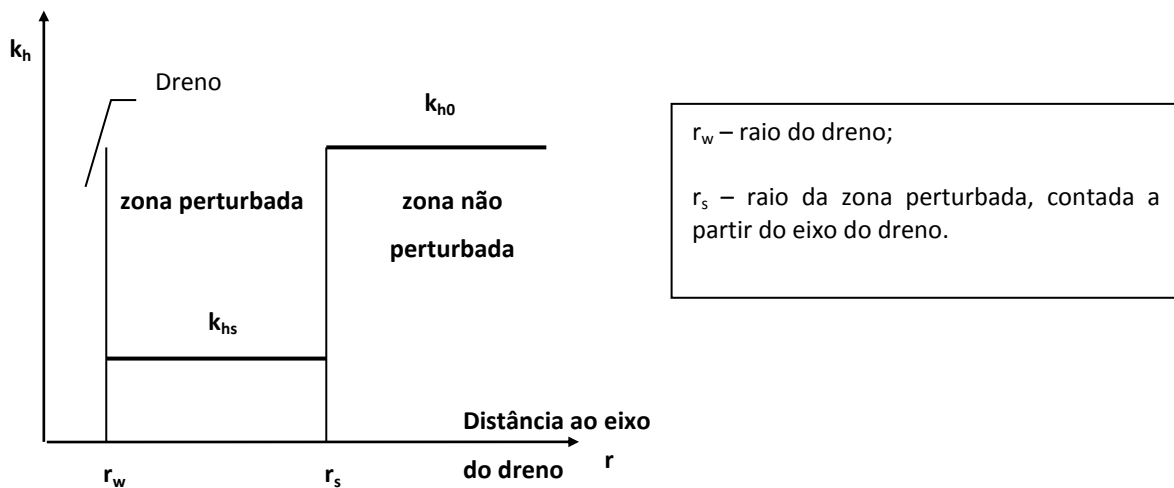
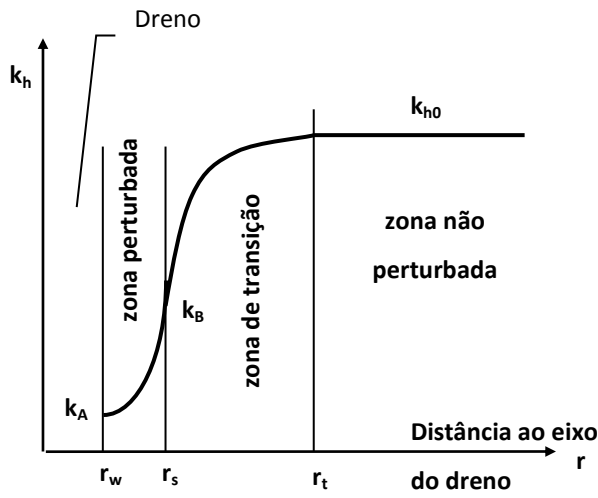


Figura 12 – Modelo proposto por Barron (1948) e Hansbo (1981)

b) Onoue et al. (1991) - k_{hs} com variação não linear



$$k_{hs} = \frac{k_{h0}}{\eta_{MAX}} \left(\frac{r}{r_t}\right)^\alpha \left(\frac{r}{r_w}\right)^\beta \quad (3.14)$$

com $r_w \leq r \leq r_s$
para $r=r_w \Rightarrow k_{hs}=k_A$

$$k_{ht} = k_h \left(\frac{r}{r_t}\right)^\alpha \quad (3.15)$$

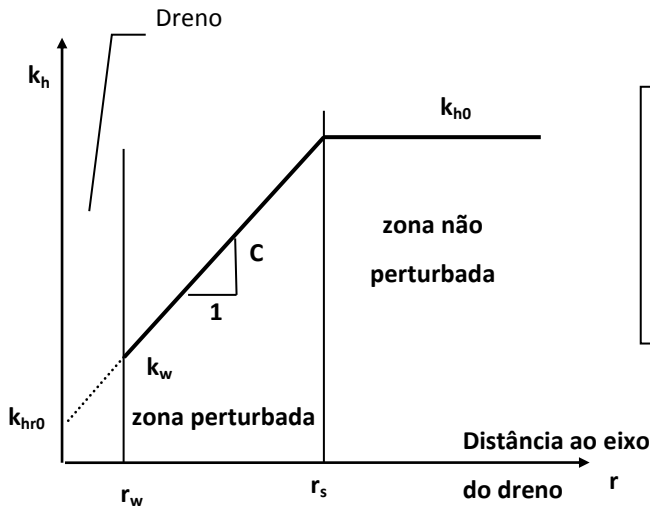
com $r_s \leq r \leq r_t$
para $r=r_s \Rightarrow k_{hs}=k_{ht}=k_B$ e $r=r_t \Rightarrow k_{ht}=k_{h0}$

$$\beta = \alpha + \frac{\log \eta_{MAX}}{\log \left(\frac{r_s}{r_w}\right)} \quad (3.16)$$

α é função do índice de vazios;
 η_{MAX} representa o efeito do solo remoldado.

Figura 13 – Modelo não linear proposto por Onoue et al. (1991)

c) Chai et al. (1997) - k_{hs} com variação linear



$$k_{hs} = k_{hr0}(C.r) \quad (3.17)$$

com $r_w \leq r \leq r_s$

para $r=r_w \Rightarrow k_{hs}=k_w$

para $r=r_s \Rightarrow k_{hs}=k_{h0}$

Figura 14 – Modelo linear proposto por Chai et al. (1997)

Embora o modelo seja linear, definiram-se 3 valores distintos e constantes para k_{hs} , com base no mesmo. Deste modo, foi-lhes possível comparar os seus resultados com os de Hansbo (1981).

1ª hipótese: $k_{hs1} = k_{hr0} + \frac{2}{3}k_w \frac{s^2+s+1}{s^2-1} \left(\frac{k_{h0}}{k_w} - 1 \right)$ (3.18)

2ª hipótese: $k_{hs2} = \frac{k_w+k_{h0}}{2}$ (3.19)

3ª hipótese: $k_{hs3} = \frac{k_{hr0} \ln(s)}{\ln(s) - (1-m^2)^2 \ln\left(\frac{m+\frac{s}{n}}{m+\frac{1}{n}}\right) + \frac{s-1}{n} m(m^2-2)}$ (3.20)

em que $s = \frac{r_s}{r_w}$, $n = \frac{r}{r_w}$ e $m = \frac{k_{hr0}}{C.r}$

d) Chai *et al.* (1997) - k_{hs} com variação bi-linear

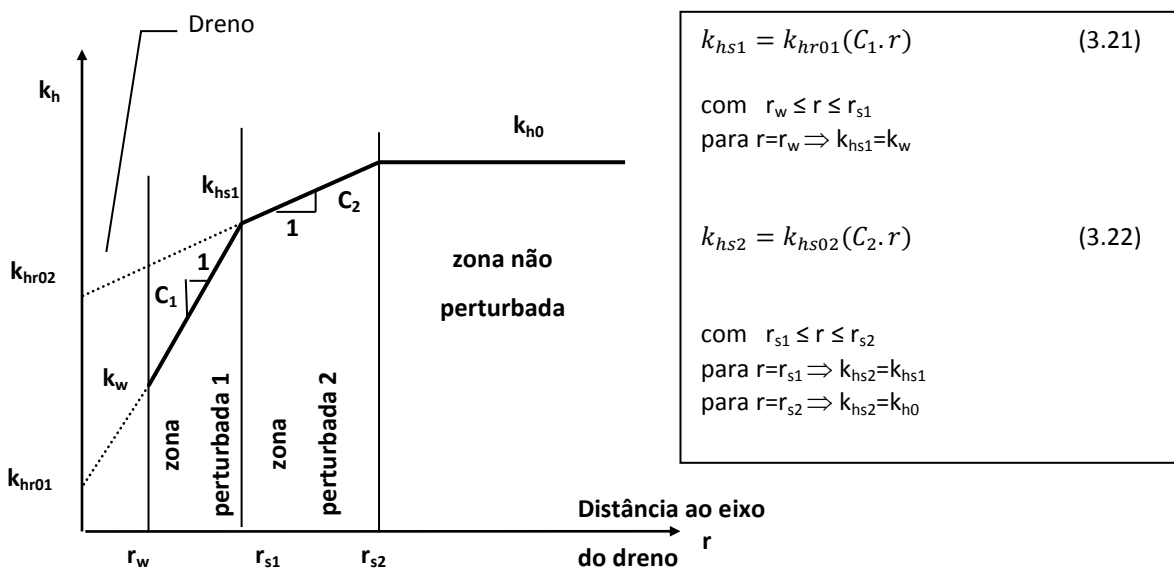


Figura 15 – Modelo bi-linear proposto por Chai *et al.* (1997)

e) Hawlader *et al.* (2002) - k_{hs} constantes ou linear

Os autores basearam-se no modelo não linear de Onoue *et al.* (1991), contudo designaram a zona adjacente ao dreno de zona interior perturbada (zona I), e à de transição atribuíram-lhe o nome de zona exterior perturbada (zona II). Além disso, consideraram, de igual modo, quatro hipóteses distintas para os coeficientes de permeabilidade de cada uma das zonas, três das quais constantes e uma outra com variação linear.

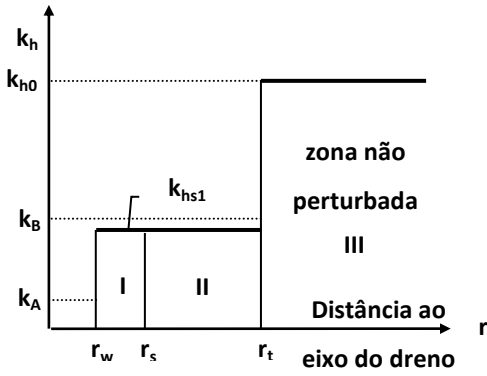


Figura 16.a) - 1ª hipótese: $k_{hs1}=k_{hsi}=k_{hsil}$ (expressão 3.23) (Hawlder *et al.*, 2002)

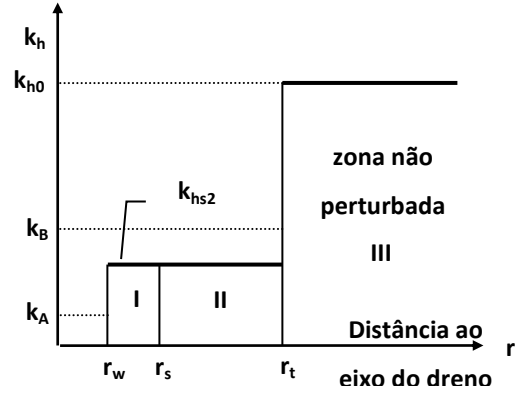


Figura 16.b) - 2ª hipótese: $k_{hs2}=k_{hsi}=k_{hsil}$ (expressão 3.24) (Hawlder *et al.*, 2002)

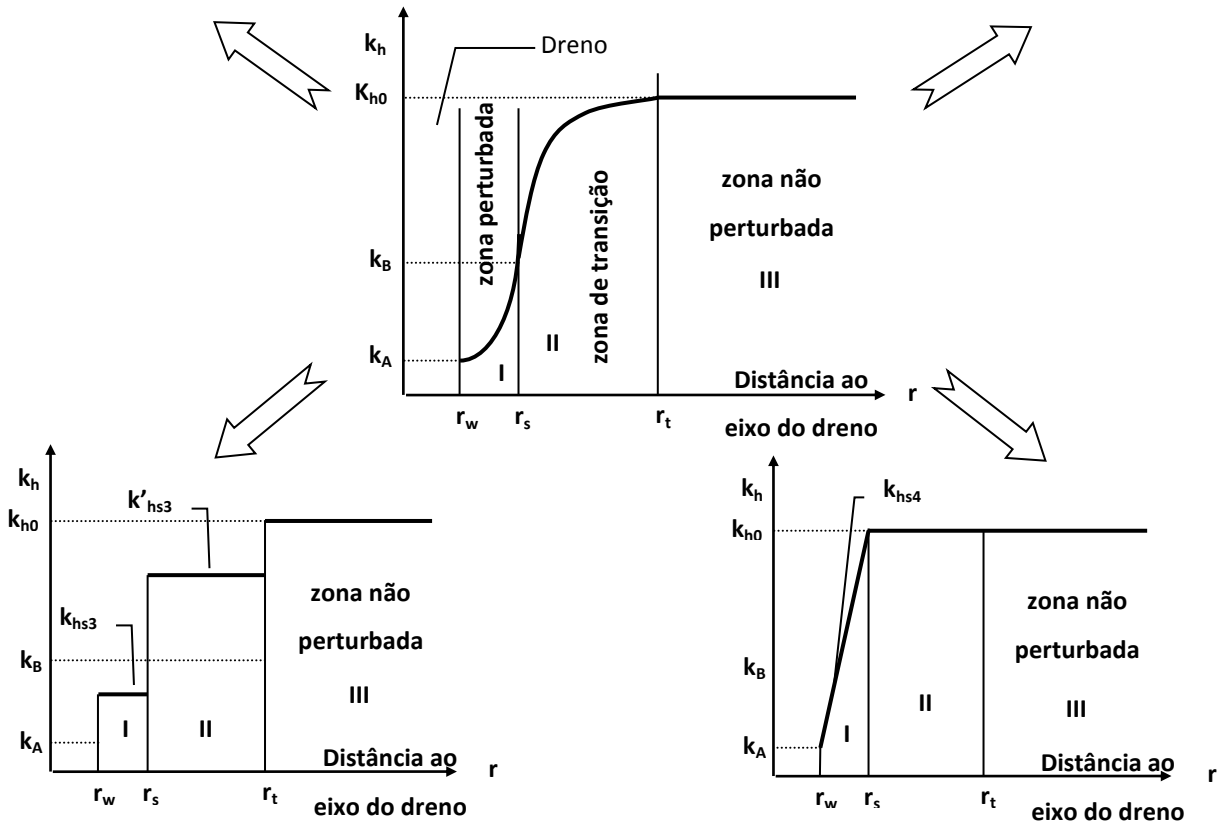


Figura 16.c) - 3ª hipótese: $k_{hs3}=k_{hsi}$ e $k'_{hs3}=k_{hsil}$ (expressão 3.25 e 3.26) (Hawlder *et al.*, 2002)

Figura 16.d) - 4ª hipótese: k_{hs4} com variação linear (expressão 3.27) (Hawlder *et al.*, 2002)

$$\text{sendo } k_{hs1} = \frac{\sum k_s \Delta r}{r_t - r_w} \quad \text{com } r_w \leq r \leq r_t \quad (3.23)$$

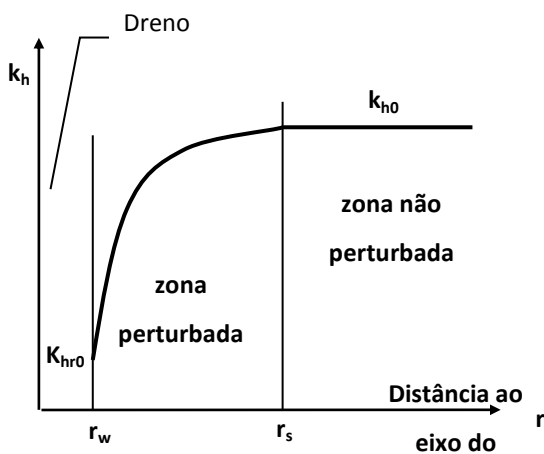
$$k_{hs2} = \frac{k_{r=r_w} + k_{r=r_t}}{2} \quad (3.24)$$

$$k_{hs3} = \frac{k_{r=r_w} + k_{r=r_s}}{2} \text{ e } k'_{hs3} = \frac{k_{r=r_s} + k_{r=r_t}}{2} \quad (3.25) \text{ e } (3.26)$$

No caso da variação linear, para $r=r_w$, o coeficiente de permeabilidade será o correspondente ao solo remoldado (k_A), sendo o valor dado por Onoue *et al.* (1991) (Eq. 3.27), e para $r=r_s$, o coeficiente de permeabilidade será o correspondente ao solo não perturbado (k_{h0}).

$$k_A = k_{hr0} = \frac{k_{h0}}{\eta_{MAX}} \left(\frac{r_w}{r_t} \right)^\alpha \quad (3.27)$$

f) **Walker e Indraratna (2006)** - k_{hs} com variação parabólica



$$k_{hs} = k_{hr0}(k - 1) \left(A - B + C \frac{r}{r_w} \right) \left(A + B - C \frac{r}{r_w} \right) \quad (3.28)$$

com $r_w \leq r \leq r_s$
sendo:

$$k = \frac{k_{h0}}{k_{hr0}} \quad (3.29)$$

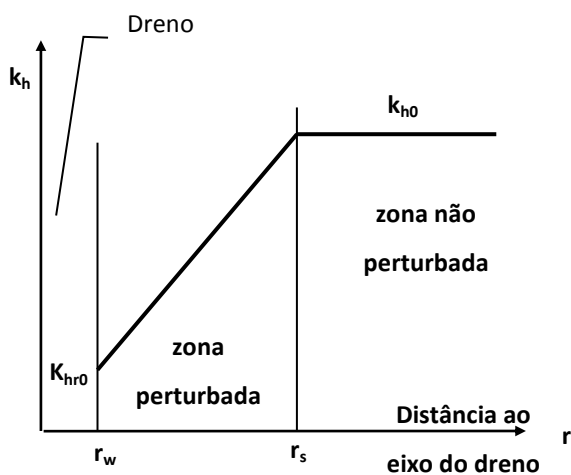
$$A = \sqrt{\frac{k}{k-1}} \quad (3.30)$$

$$B = \frac{s}{s-1} \quad (3.31)$$

$$C = \frac{1}{s-1} \quad (3.32)$$

Figura 17 – Modelo parabólico proposto por Walker e Indraratna (2006)

g) **Walker e Indraratna (2007)** - k_{hs} com variação linear



$$k_{hs} = k_{hr0} \left(\frac{A}{r_w} r + B \right) \quad (3.33)$$

com $r_w \leq r \leq r_s$
em que:

$$k = \frac{k_{h0}}{k_{hr0}} \quad (3.34)$$

$$A = \frac{k-1}{s-1} \quad (3.35)$$

$$B = \frac{s-k}{s-1} \quad (3.36)$$

Figura 18 – Modelo linear proposto por Walker e Indraratna (2007)

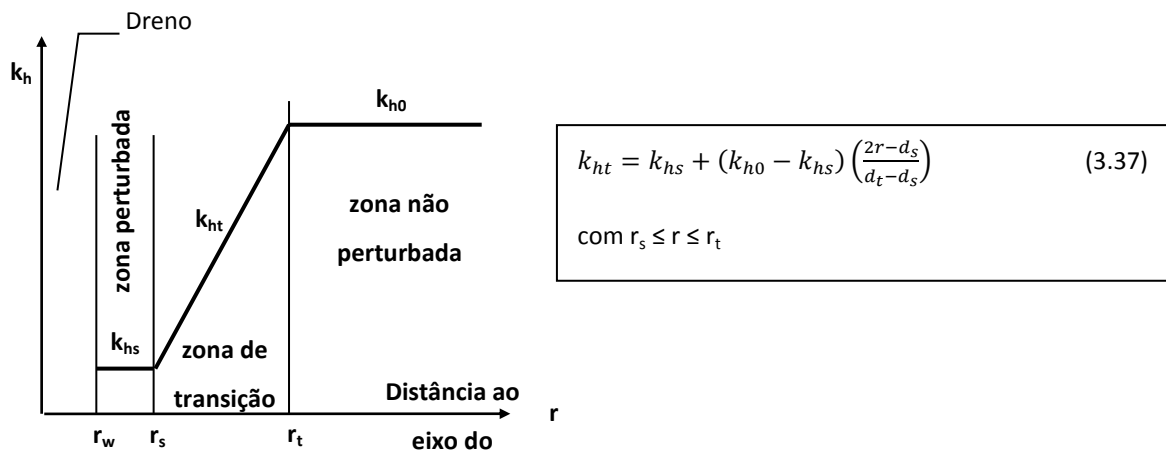
h) **Basu e Prezzi (2007)** - k_{hs} constante e k_{ht} com variação linear

Figura 19 – Modelo linear para a zona de transição proposto por Basu e Prezzi (2007)

Hird e Moseley (2000) mostraram que os efeitos da redução da permeabilidade, na zona interior perturbada, faz-se sentir mais acentuadamente até $3r_w$, e a zona exterior perturbada (de transição) pode-se estender até $6,5r_w$.

Hawlder *et al.* (2002), face aos resultados das análises, demonstram que o grau de consolidação previsto, usando o modelo linear, se aproxima bastante do modelo não linear de Onoue *et al.* (1991). Por outro lado, os mesmos constataram que o efeito da perturbação é subestimado considerando qualquer outra das hipóteses com k_{hs} constante. Estes resultados confirmam as observações previamente efetuadas por Chai *et al.* (1997), sem ter em conta o efeito da viscosidade.

A utilização de coeficientes de permeabilidade distintos e constantes, em zonas adjacentes, podem originar problemas durante as análises numéricas, devido à descontinuidade nas interfaces das mesmas. Madhav *et al.* (1993) solucionaram este problema criando pressupostos adicionais para os nós situados nestas interfaces.

À medida que esta tecnologia se torna economicamente mais acessível, tem-se observado a tendência para dispor os drenos cada vez mais próximos, ou seja, com menor afastamento entre eixos, sempre com o objetivo de acelerar o processo de consolidação dos solos finos (Chu *et al.*, 2004). Contudo, e com base em ensaios de campo experimentais realizados para diversas autoestradas, Saye (2001) verificou que existe um limite mínimo para o afastamento entre drenos, a partir do qual se observa que não existe qualquer acréscimo na taxa de consolidação. Walker e Indraratna (2007) justificaram este fenómeno com a possível sobreposição da zona perturbada dos drenos (Figura 20). Os mesmos, considerando apenas

uma zona *smear* com variação linear de k_{hs} , concluem que, aparentemente é necessário ter uma relação $\frac{r_e}{r_s} \geq 0,6$, para que não ocorra sobreposição dos efeitos *smear*.

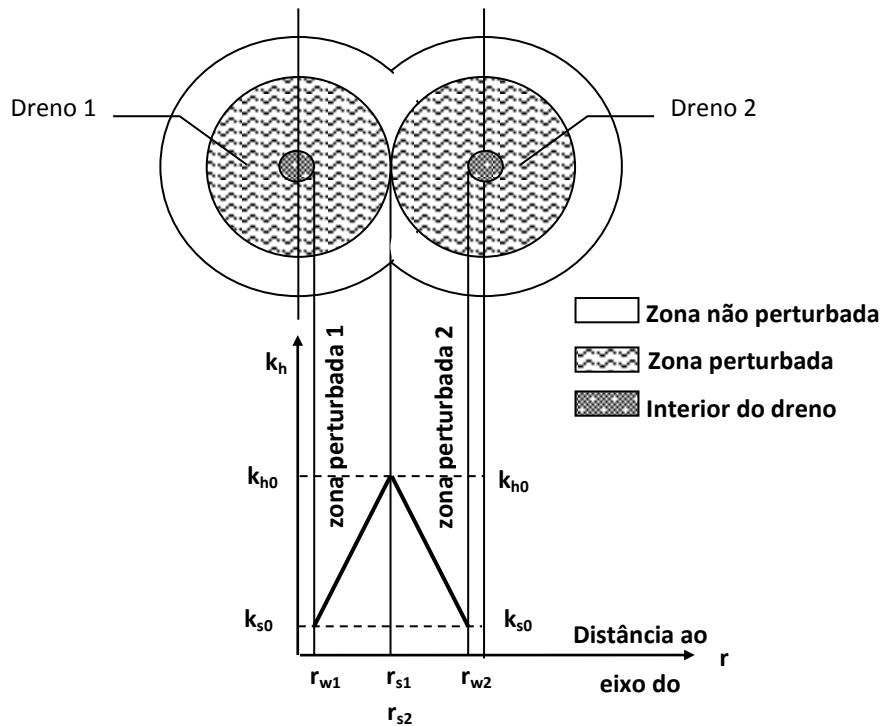


Figura 20 – Sobreposição da zona perturbada dos drenos (Walker e Indraratna, 2007)

3.3.2. RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DOS DRENOS

Relativamente à resistência hidráulica dos drenos, a capacidade drenante destes é afetada e reduzida devido a vários fatores (Miura *et al.*, 1998):

- Deformação do filtro exterior a tensão constante que leva à redução da área de drenagem do dreno. O solo exerce uma tensão efetiva lateral contra o filtro, havendo deformação para o interior do mesmo. Esta deformação vai reduzir a área efetiva de descarga e consequentemente a sua capacidade drenante;
- Colmatação do dreno com o tempo, por arraste das partículas finas do solo para o sistema de drenagem (núcleo do dreno). Dessa forma é necessário adotar permeabilidades baixas para o filtro (inferiores à do dreno), tendo em atenção tanto as características do terreno, como as do dreno. Este deverá ter poros finos de modo a não deixarem passar as partículas mais finas do solo envolvente, evitando assim o seu entupimento (Folque, 1987). Os drenos longos são os mais afetados, considerando longos a partir dos 20m;

- c) Deformação por dobragem, encurvadura, e criação de pregas no dreno, devido a assentamentos elevados do terreno durante o processo de consolidação.

Estes fatores são mais condicionantes a longo prazo, e não tanto a curto prazo, tendo Holtz *et al.* (1987) constatado que a redução da capacidade de descarga do dreno apresenta pouca influência na taxa de consolidação dos solos, mesmo para drenos longos, desde que esta seja maior que 100 a 150m³/ano, quando sujeita à tensão de confinamento, ressaltando que o próprio filtro geotêxtil deverá permitir este fluxo.

Em termos de dimensionamento, a capacidade de descarga requerida (q_{req}) para um dreno vertical pré-fabricado, considerando a consolidação de um cilindro de solo de diâmetro d_e , e altura L_d , pode ser calculada pela expressão definida por Kamon *et al.* (1984).

$$q_{req} = \epsilon_f \cdot \bar{U}_{10} \cdot L_d \frac{\pi C_h}{4T_h} [m^3/ano] \quad (3.38)$$

sendo:

ϵ_f – assentamento final do estrato argiloso, equivalente a 25% da espessura da camada a ser tratada, devendo o dreno atravessar toda esse estrato;

\bar{U}_{10} – tempo associado a 10% do grau médio de consolidação;

C_h – coeficiente de consolidação horizontal;

T_h – fator tempo para escoamento horizontal.

No entanto, e para ter em conta os fatores que afetam e reduzem a capacidade de descarga, este parâmetro deverá ser majorado de três coeficientes (Bergado *et al.*, 1996a), passando a ter-se:

$$q_w = F_t \cdot F_c \cdot F_{fc} \cdot q_{req} [m^3/ano] \quad (3.39)$$

em que:

F_t – fator relacionado com o tempo;

F_c – fator relacionado com a deformação do dreno;

F_{fc} – fator relacionado com a colmatção do filtro e dreno a longo prazo.

Segundo os autores, os valores associados a estes três coeficientes rondam respetivamente os 1,5, 2,0 e 3,5, sendo que $q_w \cong 10,5 q_{req}$.

3.4. CASOS DE OBRA – EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

a) SKÅ-EDEBY – SUÉCIA

Em Skå-Edeby, a 25km de Estocolmo na Suécia, foi construída uma zona de testes experimentais em 1957, com quatro distintas áreas circulares com 35m – 70m de diâmetro.

Em três delas foram dispostos drenos verticais de areia, com 0,18 m de diâmetro, numa malha triangular equilátera com 0,9m, 1,5m e 2,2m de espaçamento. A quarta área não foi drenada. Os resultados deste estudo foram descritos por Hansbo (1960) e por Holtz & Broms (1972).

Em 1972, uma nova área circular, com 31m de diâmetro, foi construída. Esta tinha como objetivo o estudo dos drenos verticais pré-fabricados (geodrenos), uma tecnologia recente na altura. Estes foram dispostos numa malha equilátera triangular com 0,9m de espaçamento.

A camada estudada correspondia a uma argila saturada com altos valores de limite de liquidez (entre 50% e 85%) e um índice de plasticidade que variava entre os 20% e os 28%. A coesão não drenada obtida no ensaio Vane-Test oscilava entre os 8kPa e os 14kPa e o grau de sobreconsolidação rondava a unidade, embora em algumas zonas se tivesse obtido valores entre 1,1 e 1,2.

Para o estudo em causa foi possível verificar que, para o mesmo afastamento entre drenos, os assentamentos foram superiores para os drenos verticais de areia, o que indica que a consolidação é superior para o mesmo período de tempo. O excesso de pressões intersticiais também confirmou este resultado uma vez que foram significativamente inferiores para os drenos verticais de areia.

Verificou-se também que a eficiência do dreno não diminuiu com o tempo, embora o filtro de papel, que envolve o dreno, estivesse parcialmente degradado após 3,5 anos.

Relativamente ao efeito *smear*, este foi mais acentuado nos drenos de areia que nos pré-fabricados.

Observou-se a resistência do dreno vertical pré-fabricado pelo reduzido aumento da coesão não drenada com o tempo, em profundidade, quando comparado com o ganho desta resistência na proximidade do topo. Em drenos de areia tal não aconteceu, registando-se um aumento uniforme da coesão não drenada em profundidade, com o tempo (Hansbo *et al.*, 1981).

b) ÖREBRO – SUÉCIA

Aquando da construção de uma nova autoestrada entre Örebro e Gothenburg, um campo de testes (125m x 45m) foi realizado nos arredores de Örebro por volta do ano de 1957. Este campo experimental tinha como objetivo comparar a eficiência de dois tipos de drenos verticais pré-fabricados, fabricados na Suécia, com drenos verticais de areia com 0,18m de diâmetro.

Este campo foi dividido em três áreas de igual tamanho, com espaçamentos entre drenos de 1,1m, 1,4m e 1,6m numa malha triangular equilátera.

As características geotécnicas dos solos, embora da mesma ordem de grandeza, variavam ligeiramente nas três áreas. Para a coesão não drenada, os valores rondavam sensivelmente os 8kPa e os 10kPa, em média. Os limites de liquidez decresciam com a profundidade, sendo que à superfície rondavam os 100% e na base os 40%. O grau de sobreconsolidação era maior à superfície (2,3 / 2,8) que na base (1,0 / 1,2).

Através deste estudo foi então possível verificar que, após dois anos, não existia grande diferença entre os dois tipos de drenos verticais pré-fabricados ensaiados. Observou-se que, para afastamentos entre drenos menores, os assentamentos foram maiores. Para afastamentos maiores entre drenos, menor era a diferença entre os drenos verticais de areia e os pré-fabricados. Para o mesmo afastamento, os assentamentos dos drenos verticais de areia foram maiores que dos pré-fabricados.

Foi também possível comprovar através deste estudo que o efeito *smear*, nos drenos verticais pré-fabricados, afetou a consolidação do solo tratado, tal como nos drenos de areia (Hansbo *et al.*, 1981).

c) PORTO TOLLE – ITÁLIA

Durante a construção de uma grande Central Térmica em Porto Tolle (Figura 21), entre 1980 e 1984, no extremo Este do delta do Rio Po, foi realizado um extenso tratamento do solo de fundação, consistindo o mesmo em quatro tipos diferentes de drenos, drenos injetados, drenos verticais pré-fabricados (Geodrenos), *Solidrain* e *Sandwick*.

Este tinha como objetivo a aceleração da consolidação de um estrato espesso de argila siltosa normalmente consolidada, tendo os drenos alcançado os 27m a 30m de profundidade.



Figura 21 – Central Térmica de Porto Tolle (imagem retirada de <http://www.metronews.it>)

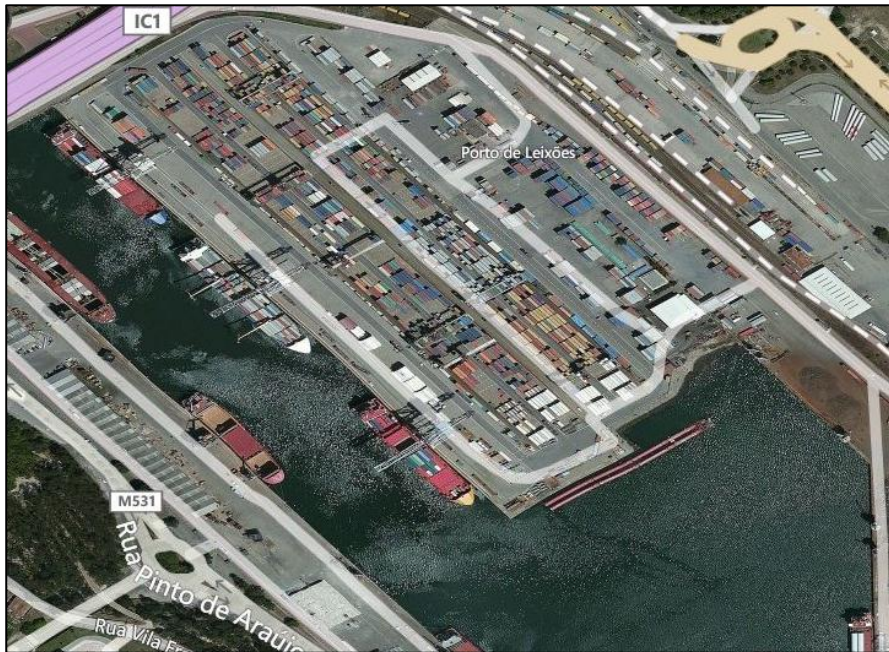
O espaçamento dos drenos foi adotado de forma a que o processo de consolidação desse os mesmos resultados segundo a teoria de Terzaghi. Para o dimensionamento considerou-se que $C_h = 15 \text{ m}^2/\text{ano}$ e que $C_v = 9 \text{ m}^2/\text{ano}$, tendo este último valor sido obtido por retro-análise do comportamento observado no terreno não tratado após a construção de um aterro de carga.

Dos quatro tipos de tratamento distintos, foi possível observar que o que apresentava maiores assentamentos era o *Sandwick*, o que pôde indicar uma maior eficiência destes drenos, ou uma maior perturbação do terreno devido à instalação de outros tipos. A real razão deste comportamento só pode ser obtida se se souber a evolução da dissipação do excesso de pressões intersticiais.

Foi registado pelos piezómetros que a dissipação do excesso de pressão intersticial foi bastante reduzida, mesmo depois de concluído 75% / 85% dos assentamentos de consolidação previstos em projeto. Não existe qualquer justificação para este comportamento, e como tal o autor não conseguiu explicar o sucedido (Hansbo, *et al.*, 1981).

d) DOCA N.º4, PORTO DE LEIXÕES – PORTUGAL

A Administração dos Portos do Douro e Leixões decidiu instalar um terminal de contentores num terraplano anexo ao designado Cais Sul da Doca n.º4 do Porto de Leixões em meados de 1987 (Figura 22).



**Figura 22 – Terminal de contentores da Doca n.º4 do Porto de Leixões
(imagem retirada de <http://www.bing.com/maps>)**

A solução adotada fundamentou-se na aplicação de drenos verticais pré-fabricados e num respetivo cuidado controlo de execução e comportamento dos mesmos, durante a construção do aterro e posteriormente até completa estabilização.

Na caracterização da geologia local evidenciou-se uma camada espessa de aluvião lodoso, preenchendo o vale fóssil do Rio Leça. Dessa forma, o solo foi caracterizado como sendo de baixa resistência ao corte, de elevada compressibilidade e consequentemente, de baixa permeabilidade.

A combinação destes fatores fez então prever a ocorrência de grandes assentamentos a longo prazo e, como tal, pretendia-se evitar essa situação, pelo que a Administração decidiu proceder a trabalhos que promovessem a uma pré-consolidação do estrato lodoso.

A área a consolidar foi dividida em quatro zonas, em que seriam consolidadas sucessivamente mediante a aplicação dos drenos e de um aterro de pré-carga. Esta solução tinha como objetivo conseguir que num prazo de 3 meses se processassem cerca de 90% dos assentamentos totais previsíveis.

Adotou-se então uma malha de drenos espaçados de 1,40m entre si e verificou-se que houve concordância entre os assentamentos teóricos e os assentamentos reais. Os drenos utilizados foram do tipo MEBRADRAIN 7407, drenos verticais pré-fabricados, com um diâmetro equivalente de 0,05m (Furtado, 1995).

e) EXPANSÃO ESTE DO ATERRO SANITÁRIO DE BEIROLAS – PORTUGAL

Destinado a armazenar os solos contaminados provenientes das escavações na área de intervenção da EXPO'98, em Lisboa, procedeu-se à construção da expansão Este do aterro sanitário de Beirolos. Este, posteriormente, foi afetado por um deslizamento de grandes dimensões em Junho de 1995. Esta expansão, adjacente ao talude Este do aterro, foi dividida em três células, ocupando uma área de aproximadamente retangular de 7,5 hectares.

O LNEC, a pedido da Parque EXPO, analisou as causas do deslizamento e concluiu que este teve como causa a insuficiente resistência dos solos lodosos do terreno de fundação relativamente às hipóteses do projeto. Com o objetivo de aumentar a resistência ao corte dos solos lodosos antes de proceder à selagem final do aterro sanitário, foi decidida a realização de um melhoramento do terreno de fundação com drenos verticais pré-fabricados na zona da expansão e uma plataforma de sobrecarga.

Como consequência do deslizamento, os lodos tiveram uma perda notável de resistência. Dessa forma, pretendia-se que, com a instalação dos drenos verticais pré-fabricados, fosse possível recuperar a perda da resistência causada pelo deslizamento e acelerar o processo de consolidação destes lodos, através da dissipação do excesso de pressões intersticiais, sob a carga do aterro existente e da nova sobrecarga.

Os drenos verticais pré-fabricados foram instalados com um espaçamento de 2m, sendo a área por dreno de $3,46\text{m}^2$, e um comprimento entre os 30m e os 35m, desde a superfície do terreno. Devido à espessura e consistência das camadas nalguns locais, não foi possível a instalação dos drenos em toda a área prevista.

Após a instalação dos drenos foi construída a plataforma de sobrecarga com uma altura máxima de cerca de 1,75m. Entre este aterro de sobrecarga e a camada de areia de regularização (com uma espessura mínima com cerca de 0,50m), foi colocado um geotêxtil.

Foi necessário ter em conta que, entre a data de instalação dos drenos e a colocação da sobrecarga, houve possivelmente processos de consolidação devido aos lodos estarem subconsolidados, relativamente à carga do aterro existente.

Para uma das placas de medição de assentamentos considerou-se que na data de instalação dos drenos verticais, os lodos estariam num estado normalmente consolidado, só devido ao seu peso próprio, e que na data de colocação da sobrecarga, já se teria atingido 50% da consolidação correspondente ao peso do aterro existente.

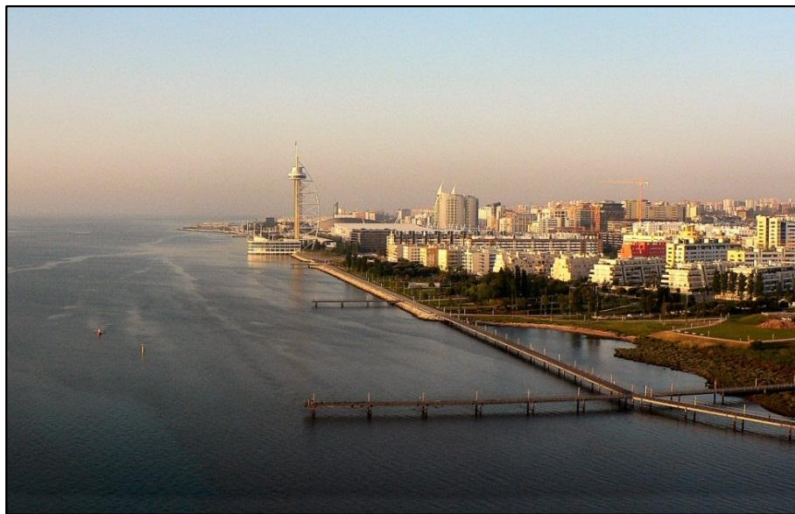
No caso da outra placa de medição de assentamento, considerou-se que entre os 3 a 4 meses em que os drenos verticais estiveram instalados, antes da colocação da sobrecarga, estes serviram para dissipar o excesso de pressão intersticial originado pelo deslizamento.

Assim se calcularam os valores dos assentamentos finais de consolidação de 0,69m e 1,14m para as placas de medição de assentamentos.

Através da análise dos assentamentos nas zonas tratadas com drenos verticais pré-fabricados na Expansão Este, foi possível verificar e confirmar a eficácia destes drenos no aumento da resistência ao corte dos solos lodosos (De Santayana, 1997).

f) ZONA SUL DA FRENTE TEJO, EXPO'98 – PORTUGAL

Aproximadamente em 1996 decidiu-se construir um percurso pedonal com uma extensão com cerca de 700m ao longo da margem direita do Rio Tejo, na zona de intervenção da EXPO'98, a norte da torre panorâmica Vasco da Gama (Figura 23).



**Figura 23 – Percurso pedonal ao longo da margem direita do Rio Tejo
(imagem retirada de <http://es.wikipedia.org>)**

Para o interior foi construído um aterro, onde atualmente se encontra a zona da praça e espelho de água, e do lado do rio Tejo toda a zona foi limitada por um prisma de enrocamento que constitui a retenção marginal. Esta retenção marginal visa proteger a área do Parque contra as inundações derivadas das marés e impedir a ação erosiva das ondas geradas pelo vento.

A restante zona entre o rio e a área emersa foi coberta com aterros que assentaram sobre fundações lodosas de consistência muito baixa, com uma capacidade de carga reduzida e consequentemente uma deformabilidade muito elevada.

Os trabalhos realizados, para além da técnica de vibrosubstituição (colunas de brita), consistiram na aplicação de drenos verticais pré-fabricados, na zona onde se procedeu à colocação do aterro, de modo a diminuir o tempo de consolidação dos solos de fundação.

No projeto realizado, de modo a obter-se um grau de consolidação de 75% ao fim de 6 meses, a distância determinada entre drenos foi de 1,50m, distribuídos numa malha em quincôncio.

A cravação dos drenos partiu da plataforma de trabalho à cota +2.50NGP, em que a profundidade máxima de cravação dos mesmos variou entre os 15m e os 23m.

Com a cravação dos drenos, procedeu-se ao aterro faseado sobre os lodos, de modo a garantir um adequado nível de segurança em relação à rotura do terreno de fundação, e após a execução das colunas de brita, a plataforma de trabalho foi removida e construída assim a retenção marginal em enrocamento.

Relativamente aos assentamentos observados, estes foram da ordem de grandeza dos esperados, aproximadamente 2 m (Cristóvão, 1997; Pinto & Da Silva, 2000).

g) DIQUE N.º1 DA REPRESA DE LEBRIJA, SEVILHA – ESPANHA

No sul de Sevilha, em Espanha, situa-se a Represa de Lebrija, formada por quatro diques homogêneos, sendo o Dique n.º1 o maior de todos com uma altura máxima de 11,89m, construído no início de Abril de 2000 (Figura 24). Esta represa tem como objetivo permitir o abastecimento de águas para o regadio de milhares de hectares de terreno do Baixo Guadalquivir, racionalizando assim o uso da água.



**Figura 24 – Represa de Lebrija
(imagem retirada do Google Earth)**

O Dique n.º1 encontra-se fundado em argilas e siltes saturados, moles a muito moles, com índice de plasticidade e limites de liquidez elevados e com fraca consistência. No entanto, o projeto inicial sofreu alterações quando se verificou que os solos de fundação apresentavam piores características geotécnicas que as definidas inicialmente. Assegurou-se, assim, a estabilidade do dique durante a construção, bem como na fase do primeiro enchimento da albufeira, satisfazendo-se os critérios de segurança.

Dessa forma, para este dique foi necessário implementar então a construção do aterro de forma faseada, de modo a não comprometer a segurança, e também de quantificar as pressões intersticiais na fundação, bem como recalculas os assentamentos e rever as inclinações dos taludes.

Na revisão do projeto optou-se também pela colocação de um dreno chaminé, com 2m de largura, ligado ao tapete drenante; pela instalação de drenos verticais de banda pré-fabricados na fundação, dispostos em malha triangular, espaçados de 1,5m, 1,75m e 2m entre si, com 13m de comprimento; pelo reforço da parte inferior do dique através da aplicação de um geotêxtil do tipo STABILENKA; pela aplicação de um colchão drenante, ou seja de uma camada em areia, entre a fundação e o aterro do dique, de modo a garantir uma drenagem eficaz das águas captadas nos drenos.

Os valores máximos de assentamentos registados foram de 1,002m e 0,965m, excedendo os 0,72m previstos em projeto. Estes resultados são elevados, no entanto apresentam-se também como coerentes face às fracas características resistentes dos solos de fundação (Da Silva, *et al.*, 2012).

h) AUTOESTRADA A8, SUBLANÇO CALDAS DA RAINHA / MARINHA GRANDE - PORTUGAL

A Geotest – Consultores Geotécnicos e Estruturais, Lda, sensivelmente em 2001, realizou o acompanhamento da execução de um aterro, entre os kms 3+690 e 4+130, no âmbito dos trabalhos de construção da Autoestrada A8 – Sublanço Caldas da Rainha / Marinha Grande. Para construção da via, este aterro teve como altura máxima cerca de 12m.

Na zona de construção evidenciou-se um terreno de fundação constituído por solos aluvionares com características mecânicas deficientes, pelo que a construção do aterro teve que ser de forma faseada.

Através do Projeto de consolidação do terreno solicitado à Geotest, optou-se pelo recurso da solução com drenos verticais pré-fabricados, sendo possível desta forma, acelerar o processo

de consolidação dos solos aluvionares e, conseqüentemente reduzir tempo de construção do aterro.

Esta solução consistiu na cravação dos drenos a partir de uma camada drenante de areia, com espessura máxima de 1,4m, colocada sobre uma manta geotêxtil.

Na maior parte da área, a distribuição dos drenos foi feita numa malha triangular com espaçamento de 1,1m entre si e comprimento de 20m. Nas extremidades laterais da zona tratada, como a espessura do terreno compressível diminui, o comprimento dos drenos utilizados foi de 10m, com uma disposição em malha triangular, cujo espaçamento entre si foi de 2m.

Devido às fracas características resistentes do terreno de fundação, foi necessária a construção do aterro em altura de forma faseada, de modo a evitar a ocorrência de rotura do terreno de fundação.

Para essa construção faseada do aterro, inicialmente colocou-se uma espessura de terreno compatível com a resistência ao corte dos materiais de fundação existentes. Posteriormente, esperou-se o tempo suficiente para que se desse o acréscimo de resistência do terreno de fundação pretendido, de forma a permitir, em condições de segurança, a colocação de uma nova camada de solo.

O assentamento máximo previsto em projeto foi de 1,43m, considerando a espessura máxima do solo compressível (22m) e considerando uma altura máxima de aterro de 12m. Nas campanhas de observação, o maior assentamento registado teve como valor máximo 1,403m. No entanto, para uma altura de aterro de 12m, o assentamento observado foi de 1,379m, cerca de 96% do calculado (Carvalho, *et al.*, 2002).

i) LEZÍRIA PARK, FORTE DA CASA – PORTUGAL

Na zona entre Lisboa e Alverca junto ao Rio Tejo, em Forte da Casa, encontra-se um conjunto de empreendimentos no qual está inserido o Lezíria Park, constituído este por 11 armazéns industriais. A construção destes armazéns ocorreu entre 2005 e 2006 e dividiu-se em duas fases, inicialmente a construção de 6 armazéns industriais e posteriormente a construção dos restantes 5 (Figura 25).



**Figura 25 – Empreendimentos inseridos no Lezíria Park
(imagem retirada de <http://www.bing.com/maps>)**

Na zona de construção evidenciou-se uma camada de materiais lodosos, de baixa resistência ao corte e elevada deformabilidade. Para lidar com essas fracas características mecânicas dos materiais de fundação, optou-se pela instalação de drenos verticais pré-fabricados, tipo fita com núcleo plástico, cuja distribuição da malha em planta foi triangular e atravessou toda a formação lodosa, juntamente com a colocação de aterros de pré-carga, com o objetivo de proceder à consolidação da fundação antes da construção dos armazéns.

A sequência construtiva dos aterros abrangeu várias etapas, bem como, a regularização da camada superficial do terreno, procurando minimizar as perturbações causadas a esses materiais superficiais; a colocação de uma camada de material drenante, com cerca de 0,8m de espessura, para escoamento da água expulsa pela consolidação da fundação; a instalação dos drenos a partir do topo da camada drenante, de modo a estes atravessarem a camada lodosa e a sua parte superior ficar inserida na camada drenante; e por fim a construção dos aterros, incluindo pré-cargas, sobre a camada drenante.

A magnitude das pré-cargas e os espaçamentos das malhas dos drenos instalados foram adaptados segundo a utilização das várias zonas do lote, bem como zonas de armazém, de circulação e de estacionamento.

Na zona dos armazéns aplicou-se uma malha de drenos com espaçamento em planta de 1,5m e uma pré-carga de cerca de 20kPa, associada à colocação de uma altura extra de aterro da ordem de 1m.

Na zona junto ao limite do lote próximo da linha de caminho-de-ferro a malha de drenos foi colocada com um espaçamento em planta de 1,3m, sendo a pré-carga de cerca de 10kPa, associada à colocação de uma altura adicional de aterro de 0,5m.

Na zona de estacionamento de veículos pesados, para cargas e descargas dos armazéns, a malha de drenos foi colocada com um espaçamento em planta de 1,5m e uma pré-carga de cerca de 45kPa, associada à colocação de 2,3m de altura extra de aterro.

Na aplicação dos drenos foi tido em conta o efeito de perturbação criado nos materiais lodosos devido à instalação dos mesmos, ou seja, o efeito *smear* (De Melo, 2007).

4. CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Quando um solo é submetido a uma carga diferente daquela em que se encontra no seu estado natural, ocorre uma deformação vertical do mesmo, designada por assentamento. Estes podem ser significativos ou podem ser insignificantes, no entanto é necessário estimá-los. Os assentamentos em solos não são elásticos, uma vez que os mesmos se devem principalmente à reorganização do solo, quer por deslocação das partículas e preenchimento dos espaços vazios, quer por fracturação de outras partículas nos pontos de contacto entre estas. Assim sendo, a maior parte dos deslocamentos em solos, não são recuperáveis, após retirada da carga. O deslocamento das partículas implica, muitas das vezes, uma redução dos vazios, e isso provoca um aumento temporário da pressão intersticial (Δu) se o solo se encontra saturado, e desprezável quando se encontra no estado seco (Viegas, 2002).

Teoricamente, o assentamento de um solo é definido como sendo o deslocamento vertical (Δs) que ocorre devido a um carregamento (Δq), num estrato com uma espessura H e com um módulo de deformabilidade (E_s), ou seja:

$$\Delta s = \int_0^H \frac{\Delta q}{E_s} dz = \int_0^H \varepsilon dz \quad (4.1)$$

Se a espessura de camada for relativamente pequena, e o módulo de deformabilidade for considerado constante, então da integração virá:

$$\Delta s = \varepsilon H \quad (4.2)$$

sendo:

ε - deformação vertical

Contudo, a obtenção do parâmetro E_s não é simples, uma vez que é função do tipo de solo, do estado em que o solo se encontra, do confinamento a que este está sujeito e ainda da profundidade. Também o incremento de carga (Δq) em profundidade é de difícil quantificação, sendo usual recorrer a aproximações em ambos os casos.

Quando o solo se encontra saturado ou parcialmente saturado, então a situação ainda se complica mais, uma vez que o assentamento não será completo antes da total dissipação das pressões intersticiais em excesso. Em certos solos este processo poderá levar bastante tempo, visto que a dissipação depende da permeabilidade do solo. Em solos granulares saturados,

principalmente mal graduados, a drenagem é praticamente instantânea, e conseqüentemente é usual aplicar a equação 4.1 sem grandes preocupações. Em solos finos saturados, os assentamentos podem ser bastante significativos, sendo ainda função do tempo, dado que apresentam baixos coeficientes de permeabilidade k . Este tipo de deslocamentos verticais, dependentes do fator tempo, são designados de assentamentos por consolidação. Nos solos finos parcialmente saturados, a drenagem também não ocorre de modo instantâneo, sendo não só função do tempo, como também do grau e saturação S_r , em que estes se encontram (Bowles, 1996).

Deste modo, o assentamento total de fundações pode ser considerado como consistindo em três parcelas distintas, nomeadamente, o assentamento imediato s_i , o assentamento por consolidação primária s_{cp} e o assentamento por consolidação secundária ou secular s_{cs} . O assentamento imediato, de valores reduzidos em solos argilosos, mas elevado em solos arenosos, resulta da deformação do solo a volume constante.

O assentamento por consolidação primária prende-se com o tempo que o fluxo de água leva a permitir a dissipação do excesso de pressão intersticial gerado pela aplicação de uma carga adicional, e o assentamento secundário também é função do tempo, mas de evolução muito mais lenta que o anterior, e dá-se para tensão efetiva constante. Na realidade ambas as consolidações têm lugar em simultâneo, o que complica a análise dos resultados dos assentamentos, contudo para efeitos de cálculo considera-se que a consolidação secundária só ocorre depois de concluída a dissipação das pressões intersticiais (Bardet, 1997).

Tal como referido anteriormente, a consolidação é o fenómeno que está associado aos solos finos saturados, quando estes são submetidos a um acréscimo de carga superior à condição atual, e corresponde à deformação vertical, ou assentamento, no tempo. Se se admitir que a água e as partículas sólidas, que constituem o solo, apresentam compressibilidade reduzida ou nula, então a sobrecarga aplicada ao solo ir-se-á traduzir num acréscimo de pressão na água e não no esqueleto sólido do solo. Só à medida que este acréscimo de pressão na água se vai dissipando, o qual ocorre devido ao escoamento ou drenagem da água do solo, é que a carga se vai transferindo para o esqueleto sólido do solo. Este é, muito resumidamente, o princípio das tensões efetivas, definido por Terzaghi. Uma vez que a permeabilidade destes solos se processa muito lentamente, então também assim será para os assentamentos correspondentes (Coelho, 1996).

4.2. CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL

A teoria da consolidação foi desenvolvida por Terzaghi, em meados de 1920, tendo como base os seguintes pressupostos:

- a) A camada de solo que se encontra em fase de consolidação é homogênea;
- b) O solo encontra-se completamente saturado ($S_r=100\%$);
- c) A compressibilidade da água e das partículas que constituem o solo são negligenciáveis;
- d) As deformações ou extensões ε são infinitesimais, ou seja, um elemento de dimensões dx , dy e dz , tem a mesma resposta que um elemento com as dimensões x , y e z ;
- e) O escoamento e compressão são unidimensionais;
- f) A Lei de Darcy é válida;
- g) As propriedades do solo em profundidade são constantes;
- h) A relação entre índice de vazios e e a pressão aplicada p é linear.

Assim sendo, e de acordo com esta teoria, a variação de volume V de uma massa de solo, num meio tridimensional e com escoamento nas três direções é:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2}\right) dx dy dz = \frac{dV}{dt} \quad (4.3)$$

Esta expressão depende dos pressupostos a) - d) e f) da Teoria de Terzaghi.

Para fluxo unidimensional (na direção vertical z), os dois primeiros termos desaparecem. Nesse caso pode-se assumir que $k_v=k_z$, e o escoamento volumétrico passa a ser definido como:

$$k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz = \frac{dV}{dt} \quad (4.4)$$

O elemento volumétrico é $dx dy dz$, e o volume de poros será $(dx dy dz) \left(\frac{e}{1+e}\right)$, sendo e o índice de vazios. Com base no pressuposto c) da Teoria de Terzaghi, então a evolução da variação de volume com o tempo será:

$$\frac{d}{dt} \left(dx dy dz \frac{e}{1+e}\right) = \frac{dV}{dt} \quad (4.5)$$

Uma vez que $\frac{(dx dy dz)}{(1+e)}$ é o volume constante de um sólido, a equação anterior pode ser re-escrita como:

$$\left(\frac{dx \, dy \, dz}{1+e}\right) \frac{de}{dt} = \frac{dV}{dt} \quad (4.6)$$

Aplicando isto na equação 4.4, e cancelando os termos dx , dy e dz , obtém-se:

$$k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{de}{dt} \quad (4.7)$$

Apenas uma pressão hidrostática em excesso Δu causará escoamento e variação de volume, e uma vez que $h = \frac{\Delta u}{\gamma_w}$, a expressão anterior passa a:

$$\frac{k_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{de}{dt} \quad (4.8)$$

Para continuar com a teoria é agora necessário definir o coeficiente de compressibilidade a_v e a taxa de compressibilidade a'_v . Estes parâmetros retiram-se da parte linear de um gráfico que relaciona o índice de vazios e , ou a deformação ε com a pressão ou tensão aplicada σ , sendo:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{de}{d\sigma} \quad (4.9)$$

$$a'_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} = \frac{d\varepsilon}{d\sigma} \quad (4.10)$$

Antes de ocorrer dissipação das pressões intersticiais tem-se que $d\sigma=du$, como tal pode-se escrever que $de=a_v du$. Substituindo esta expressão na equação 4.8, obtém-se:

$$\left[\frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \right] \frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{du}{dt} \quad (4.11)$$

A expressão que aparece dentro dos parêntesis retos é definida como sendo o coeficiente de consolidação vertical C_v , ou seja:

$$C_v = \frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (4.12)$$

Convém agora introduzir o coeficiente de compressibilidade volumétrico m_v , em que o índice de vazios e é substituído pelo índice de vazios inicial e_0 . Este coeficiente é definido como:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} = a'_v \quad (4.13)$$

Outra forma de apresentar o coeficiente de consolidação vertical, e normalmente utilizada para aplicações em métodos numéricos, é a seguinte:

$$C_v = \frac{k_v(1+e_0)}{a_v \gamma_w} = \frac{k_v}{m_v \gamma_w} \quad (4.14)$$

e nesse caso a 4.11 pode ser re-escrita como:

$$C_v \frac{d^2 u}{dz^2} = \frac{du}{dt} \quad (4.15)$$

A solução analítica da equação anterior não é trivial, e recorre à expansão das séries de Taylor.

A solução desta será:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) e^{\left(\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4H^2} \right)} \quad (4.16)$$

sendo H a espessura da camada. Esta é a solução geral, e aplica-se para qualquer pressão intersticial inicial u_i no estrato em análise, a qualquer profundidade, e para qualquer espessura, sendo a profundidade medida de cima para baixo, a partir da superfície do estrato.

Uma vez que o coeficiente de consolidação vertical C_v é constante e o tempo t é um múltiplo de C_v , então pode-se introduzir um fator de tempo adimensional definido como:

$$T_v = \frac{C_v t}{d^2} \quad (4.17)$$

onde d é a distância de drenagem.

Se a camada de solo fino estiver compreendida entre dois meios permeáveis, como por exemplo duas camadas de areia, então $d = \frac{H}{2}$ (Figura 26.a). Caso contrário, ou seja quando a drenagem se processa apenas num sentido de escoamento, então a distância de drenagem será igual a H ($d = H$) (Figura 26.b).

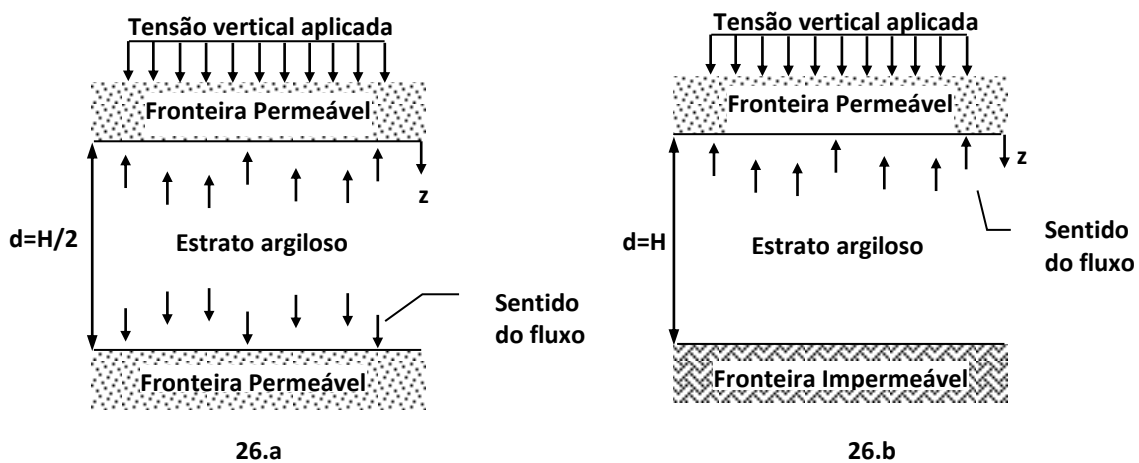


Figura 26 – Fluxo unidimensional (vertical) nos dois sentidos (26.a) ou apenas num sentido (26.b)

Substituindo a expressão anterior na equação 4.16, então esta transforma-se em:

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) e^{\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4} \right)} \quad (4.18)$$

Embora a equação anterior permita a determinação da pressão intersticial a várias profundidades z/H , é preferível estimar a quantidade de consolidação já ocorrida após algum tempo. O progresso da consolidação quer no tempo t , quer na posição z é dada pela equação:

$$U_z = \frac{u_i - u(z,t)}{u_i} = \frac{\Delta \sigma'(z,t)}{\Delta \sigma} \quad (4.19)$$

sendo $U_z=0$ no início da consolidação e $U_z=1$ no final da consolidação. O grau médio de consolidação de um estrato ou camada de solo será:

$$\bar{U} = \frac{1}{H} \int_0^H U_z dz = \frac{s_t}{s_{max}} \quad (4.20)$$

s_t e s_{max} são respetivamente, o assentamento num determinado tempo t , e o assentamento máximo por consolidação primária.

Substituindo a equação 4.18 nesta última, resulta que:

$$\bar{U} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{e^{\left(\frac{-n^2 \pi^2 T_v}{4} \right)}}{n^2} \quad (4.21)$$

Com base em aproximações e simplificações, sendo as mais usuais as propostas por Fox em 1948, a equação 4.21 será subdividida em duas, de acordo o fator tempo (Bardet, 1997). Assim sendo, tem-se:

$$\bar{U}(T_v) = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad \text{para } T_v < 0,2827 \quad (4.22)$$

$$\bar{U}(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{\left(\frac{-\pi^2 T_v}{4} \right)} \quad \text{para } T_v \geq 0,2827 \quad (4.23)$$

Relembra-se que as expressões apresentadas são para escoamento vertical, e consequentemente todos os parâmetros estão-lhe associados. Além disso, esta teoria não tem em consideração os assentamentos por consolidação secundária, uma vez que estes não são função da dissipação do excesso das pressões intersticiais.

Sivaram and Swamee também desenvolveram uma relação empírica, e mais simplificada, entre T_v e \bar{U} , que é válida para \bar{U} variando entre 0 e 100%. Esta apresenta-se da seguinte forma (Das, 1999):

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{\bar{U}\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\bar{U}\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad (4.24)$$

4.3. CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS TRATADOS COM DRENOS VERTICAIS

Quando se recorre à aplicação de drenos verticais, e caso o escoamento vertical na massa de solo seja negligenciada, então tem-se a drenagem radial pura. No entanto quando a análise é realizada no plano, considerasse que o escoamento é horizontal (Figura 27). A dissipação das pressões intersticiais, face ao tempo, é regida pela equação:

$$\frac{du}{dt} = C_h \left[\frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right] \quad (4.25)$$

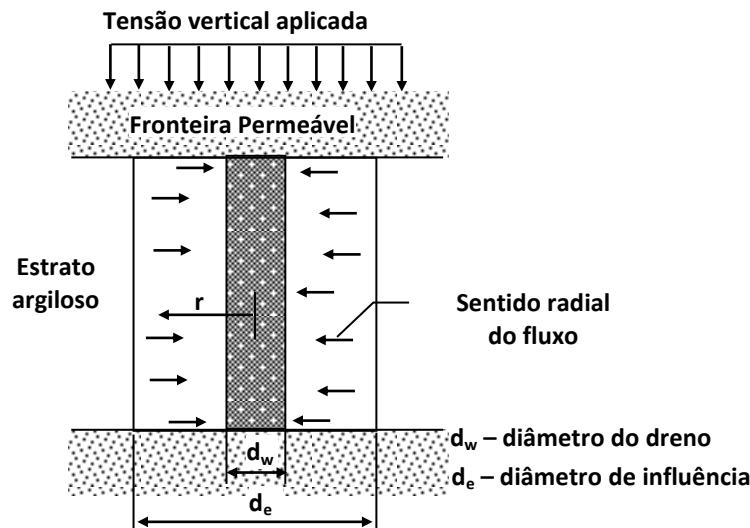


Figura 27 – Escoamento radial em drenos verticais

Hansbo (1979) salientou que as soluções de deformações verticais livres (*free vertical strains*) e equivalentes (*equal vertical strains*) são, na realidade, bastantes similares. No entanto, devido à sua simplicidade, recomenda-se a solução para a condição *equal vertical strains*.

4.3.1. SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O ESTADO AXISSIMÉTRICO

De acordo com Hansbo (1979), o qual considera uma zona perturbada ao redor do dreno com permeabilidade reduzida (efeito *smear*), limitação da capacidade de descarga dos drenos, e admite que as secções horizontais permanecem horizontais durante todo o período de

consolidação (*equal vertical stains*), então o grau médio de consolidação radial (horizontal quando analisada apenas no plano), é dado por:

$$\bar{U}_r = \bar{U}_{hAx} = 1 - e^{\left(-\frac{8T_{hAx}}{\mu_{Ax}}\right)} \quad (4.26)$$

sendo o fator tempo T_{hAx} igual a:

$$T_{hAx} = C_h \frac{t}{d_e^2} \quad (4.27)$$

e μ_{Ax} um fator que expressa os efeitos associados ao espaçamento dos drenos $F_{(n)}$, ao efeito *smear* $F_{(s)}$ e resistência hidráulica do dreno $F_{(r)}$ no estado axissimétrico, cuja expressão é:

$$\mu_{Ax} = F_{(n)} + F_{(s)} + F_{(r)} \quad (4.28)$$

t é o tempo decorrido após o incremento da tensão vertical total e d_e é o diâmetro de influência de cada dreno, também designado por diâmetro equivalente.

O fator $F_{(n)}$ é função da densidade dos drenos, sendo n a relação entre o diâmetro de influência de um dreno d_e , e o diâmetro do dreno de areia d_w , ou do diâmetro equivalente de um dreno pré-fabricado com secção retangular.

$$F_{(n)} = \left[\frac{n^2}{(1-n)} \right] \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \right] \quad (4.29)$$

Para valores típicos da relação de espaçamento, $n = \frac{d_e}{d_w}$, superiores ou iguais a 20, este fator simplifica-se para:

$$F_{(n)} = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (4.30)$$

Por forma a ter em atenção a perturbação do terreno provocada pela instalação do dreno (efeito *smear*), assume-se a existência de uma zona ao redor do dreno com permeabilidade reduzida, sendo este fator determinado com base na equação:

$$F_{(s)} = \left[\left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}} \right) - 1 \right] \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (4.31)$$

em que d_s é o diâmetro da zona perturbada ao redor do dreno, k_{hsAx} é o coeficiente de permeabilidade horizontal nessa mesma zona no estado axissimétrico, e k_{hAx} o coeficiente de permeabilidade horizontal inicial no estado axissimétrico.

Por último, e uma vez que os drenos pré-fabricados apresentam limitações na capacidade de descarga, será então necessário determinar a resistência hidráulica do dreno, de acordo com a expressão 4.32, assumindo que a lei de Darcy também poderá ser aplicada ao escoamento vertical dentro do dreno:

$$F_{(r)} = \pi z(L_d - z) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \quad (4.32)$$

em que z é a distância contabilizada a partir do topo do dreno, H_d é o comprimento do dreno caso a drenagem se efetue apenas por um extremo ($H_d=L_d$), e será metade deste valor caso a drenagem possa ocorrer por ambas as extremidades do dreno ($H_d = \frac{L_d}{2}$), e q_{wAx} é a capacidade de descarga do dreno no estado axissimétrico e para um gradiente hidráulico unitário.

Finalmente, e considerando a soma das três parcelas anteriores, para $n \geq 20$, ter-se-á:

$$\mu_{Ax} = \ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - \frac{3}{4} + \pi z(H_d - z) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \quad (4.33)$$

ou ainda:

$$\mu = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + 4z(H_d - z) \frac{k_{hAx}}{k_{wAx} \cdot d_w^2} \quad (4.34)$$

dado que $s = \frac{d_s}{d_w}$, que o caudal de descarga é igual a $q_{wAx} = k_{wAx} \cdot i \cdot A_w$ e que $A_w = \pi \cdot r_w^2$.

4.3.2. SOLUÇÃO ANALÍTICA PARA O ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

A análise de consolidação do solo ao redor de um dreno é um problema de natureza axissimétrico (3D), contudo a mesma também poderá ser efetuada para um estado plano de deformação (2D), desde que realizadas as devidas adaptações. Esta conversão surgiu com o intuito de estudar os casos reais de obras, os quais são quase sempre efetuados em estado plano de deformação, facilitando assim o seu estudo. Numa análise a 2D, o escoamento é considerado laminar, embora o fluxo da água seja horizontal e não radial, sendo ainda necessário converter o sistema espacial dos drenos, numa parede de drenos verticais paralelos entre si (Figura 28) (Shinsha *et al.*, 1982). Para tal, é preciso ajustar o espaçamento dos drenos e o coeficiente de permeabilidade, no estado plano de deformação. Uma relação entre os dois sistemas pode ser expressa por:

$$\frac{k_{hPD}}{k_{hAx}} = \lambda \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.35)$$

sendo:

k_{hPD} - Coeficiente de permeabilidade horizontal no estado plano de deformação;

k_{hAx} - Coeficiente de permeabilidade horizontal no estado axissimétrico;

λ - Coeficiente de conversão entre os dois sistemas;

B - Metade da largura entre dois drenos paralelos e consecutivos (eixo a eixo);

r_e - Raio equivalente do dreno (zona de influência relativa ao padrão original).

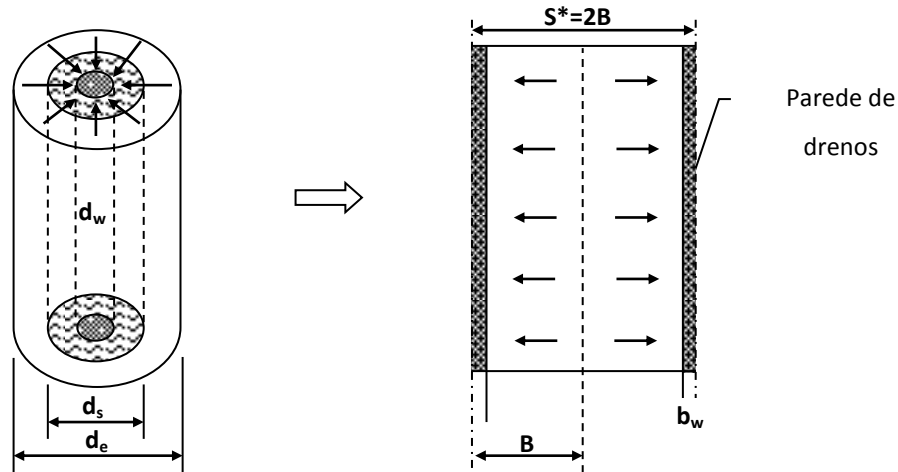


Figura 28 – Esquema de conversão do escoamento real num dreno vertical para uma parede de drenos verticais, com consideração geométrica de uma zona perturbada, apenas no sistema axissimétrico.

Hird *et al.*, em 1992, propuseram um método para incorporar os drenos verticais nas análises de problemas em estado plano de deformação. Em 1995, apresentaram novos estudos em que confirmaram a adequação deste método. Estes investigadores apresentam uma solução analítica para o estado plano de deformação idêntica à solução analítica de Hansbo (1979) para a consolidação axissimétrica de um cilindro de solo na zona envolvente de um dreno vertical. Essa solução tem em consideração, não só o efeito da perturbação do terreno, devido ao processo de instalação dos drenos, como também a limitação da descarga dos próprios drenos.

Segundo os mesmos, para que a taxa de consolidação num estado plano de deformação e num estado axissimétrico sejam correspondentes, é necessário que exista equivalência entre o grau de consolidação médio, em qualquer momento do processo, e para cada nível de carga. Como tal, ter-se-á:

$$\bar{U}_{hAx} = \bar{U}_{hPD} \quad (4.36)$$

com:

$$\bar{U}_{hAx} = 1 - e^{\left(\frac{-8T_{hAx}}{\mu_{Ax}}\right)} \quad \text{e} \quad \bar{U}_{hPD} = 1 - e^{\left(\frac{-8T_{hPD}}{\mu_{PD}}\right)} \quad (4.37) \text{ e } (4.38)$$

e conseqüentemente para o mesmo tempo t :

$$\begin{aligned} \frac{8T_{hAx}}{\mu_{Ax}} = \frac{8T_{hPD}}{\mu_{PD}} &\Leftrightarrow \frac{C_{hAx}.t}{d_e^2 \cdot \mu_{Ax}} = \frac{C_{hPD}.t}{S^{*2} \cdot \mu_{PD}} \Leftrightarrow \frac{C_{hAx}}{4r_e^2 \cdot \mu_{Ax}} = \frac{C_{hPD}}{4B^2 \cdot \mu_{PD}} \Leftrightarrow \frac{k_{hAx}}{m_v \cdot \gamma_w \cdot r_e^2 \cdot \mu_{Ax}} = \frac{k_{hPD}}{m_v \cdot \gamma_w \cdot B^2 \cdot \mu_{PD}} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \frac{k_{hPD}}{k_{hAx}} = \frac{B^2 \cdot \mu_{PD}}{r_e^2 \cdot \mu_{Ax}} \end{aligned} \quad (4.39)$$

em que m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica e γ_w é o peso volúmico da água. Os parâmetros μ_{PD} e μ_{Ax} expressam os efeitos associados ao espaçamento dos drenos $F_{(n)}$, ao efeito *smear* F_s e resistência hidráulica do dreno F_r , quer no estado plano de deformação, quer no estado axissimétrico.

O parâmetro μ_{Ax} será dado pela expressão 4.33 (Hansbo, 1979), e o parâmetro μ_{PD} será dado pela expressão equivalente, mas para o estado plano de deformação, sendo que neste último não existe delimitação da zona *smear*. Tal fato, implica que o efeito *smear* considerado no estado axissimétrico, se estenda por toda área entre drenos paralelos, daí que:

$$\mu_{PD} = \frac{2}{3} + 2(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hPD}}{B \cdot q_{wPD}} \quad (4.40)$$

Substituindo os parâmetros μ_{Ax} e μ_{PD} na expressão 4.39, obtém-se:

$$\frac{k_{hPD}}{k_{hAx}} = \frac{B^2}{r_e^2} \frac{\left[\frac{2}{3} + 2(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hPD}}{B \cdot q_{wPD}} \right]}{\left[\ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - \frac{3}{4} + \pi(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \right]} \quad (4.41)$$

que é equivalente a:

$$\begin{aligned} k_{hPD} \cdot r_e^2 \cdot \left[\ln\left(\frac{d_e}{d_s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) - \frac{3}{4} + \pi(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \right] = \\ = k_{hAx} \cdot B^2 \cdot \left[\frac{2}{3} + 2(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hPD}}{B \cdot q_{wPD}} \right] \end{aligned} \quad (4.42)$$

ou ainda a:

$$\begin{aligned} k_{hPD} \cdot r_e^2 \cdot \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \right] = \\ = k_{hAx} \cdot B^2 \cdot \left[\frac{2}{3} + 2(L_d Z - Z^2) \frac{k_{hPD}}{B \cdot q_{wPD}} \right] \end{aligned} \quad (4.43)$$

em que:

q_{wPD} - capacidade de descarga de um dreno no estado plano de deformação;

q_{wAx} - capacidade de descarga de um dreno no estado axissimétrico;

k_{hsAx} - Coeficiente de permeabilidade, na zona perturbada, no estado axissimétrico.

A compatibilidade entre ambos os sistemas é assegurada, desde que haja equivalência ou correspondência entre estes dois sistemas, quer na capacidade de descarga dos drenos (Equação 4.44), quer na consolidação do solo (Equação 4.45):

$$\frac{k_{hPD} \cdot \pi r_e^2 \cdot k_{hAx}}{q_{wAx}} = \frac{k_{hAx} \cdot 2B^2 \cdot k_{hPD}}{B \cdot q_{wPD}} \Leftrightarrow \frac{\pi r_e^2}{q_{wAx}} = \frac{2B}{q_{wPD}} \quad (4.44)$$

$$k_{hPD} \cdot r_e^2 \cdot \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right] = \frac{2 \cdot B^2}{3} k_{hAx} \quad (4.45)$$

Substituindo na expressão 4.44, as capacidades de descarga dos drenos para gradiente hidráulico unitário, e admitindo que a permeabilidade destes, em ambos os sistemas é idêntica ($k_{wPD} = k_{wAx}$), então retira-se que b_w é dado por:

$$\begin{aligned} q_{wPD} \cdot \pi \frac{d_e^2}{4} &= S^* \cdot q_{wAx} \Leftrightarrow 2b_w \cdot i \cdot k_{wPD} \cdot \pi \frac{d_e^2}{4} = S^* \cdot \pi r_w^2 \cdot i \cdot k_{wAx} \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow b_w \cdot k_{wPD} \cdot \frac{d_e^2}{2} &= S^* \cdot r_w^2 \cdot k_{wAx} \Leftrightarrow b_w = \frac{2S^* \cdot r_w^2 \cdot k_{wAx}}{d_e^2 \cdot k_{wPD}} \Leftrightarrow b_w = \frac{2S^* \cdot r_w^2}{d_e^2} \end{aligned} \quad (4.46)$$

Particularizando para malhas quadradas e triangulares, tem-se:

$$b_w \approx \frac{2S^* \cdot r_w^2}{(1.128 S)^2} \approx \frac{2S^* \cdot r_w^2}{1.2724 S^2} \approx 1,57 \frac{S^* \cdot r_w^2}{S^2} \quad \text{para malhas quadradas} \quad (4.47)$$

$$b_w \approx \frac{2S^* \cdot r_w^2}{(1.05 S)^2} \approx \frac{2S^* \cdot r_w^2}{1.1025 S^2} \approx 1,814 \frac{S^* \cdot r_w^2}{S^2} \quad \text{para malhas triangulares} \quad (4.48)$$

Relativamente à expressão 4.45, existem 3 métodos distintos que satisfazem a igualdade, nomeadamente:

1ª Hipótese: Correspondência geométrica – Esta é determinada assumindo que os coeficientes de permeabilidade em ambos os sistemas são iguais ($k_{hPD} = k_{hAx}$), e como tal a distância entre drenos no estado plano de deformação, é função do afastamento real entre drenos:

$$B^2 = \frac{3}{2} r_e^2 \cdot \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right] \quad (4.49)$$

2ª Hipótese: Correspondência de permeabilidade – Esta é determinada assumindo o espaçamento entre drenos, em ambos os sistemas, é igual ($2B=d_e$), havendo uma relação entre os coeficientes de permeabilidade:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \frac{2}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (4.50)$$

3ª Hipótese: Combinação das duas hipóteses anteriores – Neste caso admite-se um determinado espaçamento entre drenos para o estado plano de deformação, e em seguida calcula-se o coeficiente de permeabilidade correspondente, de modo a que seja assegurada a igualdade dos sistemas:

$$k_{hPD} = \frac{B^2}{r_e^2} \frac{2}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} k_{hAx} \quad (4.51)$$

Indraratna e Redana, em 1997, propuseram que a zona *smear* fosse geometricamente incorporada no estado plano de deformação (Figura 29), sendo a mesma considerada, de igual modo, na solução analítica.

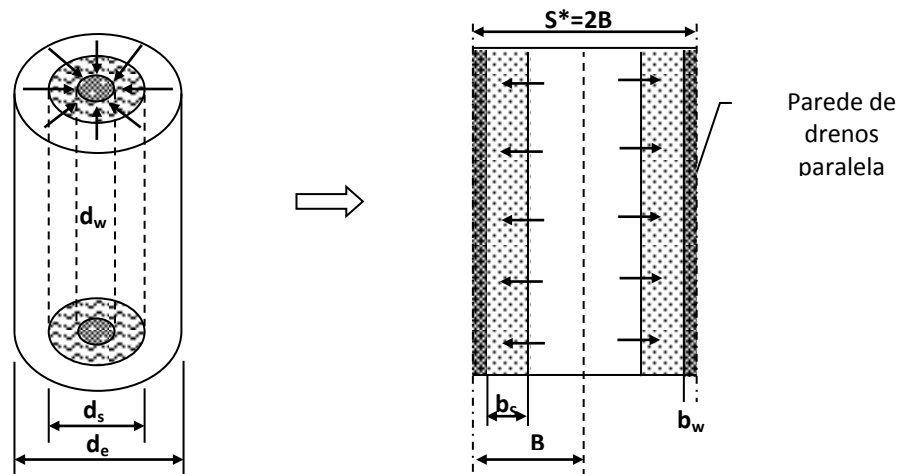


Figura 29 – Esquema de conversão do escoamento real num dreno vertical para uma parede de drenos verticais, com consideração geométrica de uma zona perturbada, em ambos os sistemas

Os pressupostos de base mantêm-se, contudo o parâmetro μ_{PD} será definido pela seguinte equação (Indraratna e Redana, 1997):

$$\mu_{PD} = \alpha^* + \beta^* \left(\frac{k_{hPD}}{k_{hsPD}} \right) + \theta^* (L_d z - z^2) \quad (4.52)$$

com:

$$\alpha^* = \frac{2}{3} - \frac{4b_s^3}{3B^3} + \frac{2b_s^2}{B^2} - \frac{2b_s}{B} \quad (4.53)$$

$$\beta^* = -\frac{b_s^3}{3B^3} - \frac{2b_w^3}{3B^3} + \frac{b_w^2 b_s}{B^3} + \frac{b_s^2}{B^2} + \frac{b_w^2}{B^2} - \frac{2b_w b_s}{B^2} \quad (4.54)$$

$$\theta^* = \frac{2k_{hPD}^2}{B \cdot q_{wPD}} - \frac{2b_w \cdot k_{hPD}^2}{B^2 \cdot q_{wPD}} \quad (4.55)$$

em que k_{hsPD} é o coeficiente de permeabilidade, na zona perturbada, no estado plano de deformação.

Substituindo na equação 4.38, o parâmetro μ_{PD} definido por Indraratna e Redana (Equação 4.52), a solução analítica do problema, segundo estes investigadores, será:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \left(\frac{\alpha^* + \beta^* \left(\frac{k_{hPD}}{k_{hsPD}} \right) + \theta^* (L_d z - z^2)}{\ln\left(\frac{de}{ds}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}} \right) \ln\left(\frac{ds}{dw}\right) - \frac{3}{4} + \pi(L_d z - z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}}} \right) \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.56)$$

A qual é equivalente a:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \left(\frac{\alpha^* + \beta^* \left(\frac{k_{hPD}}{k_{hsPD}} \right) + \theta^* (L_d z - z^2)}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}} \right) \ln(s) - \frac{3}{4} + 4z(H-z) \frac{k_{hAx}}{k_{wAx} \cdot d_w^2}} \right) \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.57)$$

ou ainda:

$$\begin{aligned} k_{hPD} \cdot r_e^2 \cdot \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}} \right) \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi(L_d z - z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \right] = \\ = k_{hAx} \cdot B^2 \cdot \left[\alpha^* + \beta^* \left(\frac{k_{hPD}}{k_{hsPD}} \right) + \theta^* (L_d z - z^2) \right] \end{aligned} \quad (4.58)$$

Podendo desprezar-se a resistência hidráulica do dreno, a solução simplifica-se para:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \left(\frac{\alpha^* + \beta^* \left(\frac{k_{hPD}}{k_{hsPD}} \right)}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}} \right) \ln(s) - \frac{3}{4}} \right) \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.59)$$

Na situação contrária, ou seja, considerando a limitação correspondente à capacidade drenante, mas ignorando a redução da permeabilidade do solo tratado devido à instalação (efeito *smear*), em ambos os sistemas, então a solução será dada por:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \left(\frac{\left(\frac{2}{3} - \frac{4b_w^3}{3B^3} + \frac{2b_w^2}{B^2} - \frac{2b_w}{B} \right) + \theta^* (L_d z - z^2)}{\ln(n) - \frac{3}{4} + 4z(H-z) \frac{k_{hAx}}{k_{wAx} \cdot d_w^2}} \right) \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.60)$$

uma vez que $k_{hsAx}=k_{hAx}$, $k_{hsPD}=k_{hPD}$, $b_s=b_w$, $r_s=r_w$, o que implica que $s=1$ e $\ln(s)=0$.

Quando não se tem em conta qualquer um dos efeitos anteriores, então a permeabilidade para o estado plano de deformação, simplifica-se bastante:

$$k_{hPD} = k_{hAx} \left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)}{\ln(n) - \frac{3}{4}} \right) \frac{B^2}{r_e^2} \Leftrightarrow k_{hPD} = \frac{2k_{hAx}}{3(\ln(n)-0,75)} \frac{B^2}{r_e^2} \quad (4.61)$$

4.4. CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS POR DRENAGEM COMBINADA

No caso de utilização de drenos verticais, deve-se considerar, além do escoamento horizontal, o escoamento vertical. A ocorrência simultânea das duas drenagens é designada por drenagem ou escoamento combinado. Foi Carrillo (1942) que estudou este tipo de escoamento aplicando o método da separação das variáveis. Deste modo, o grau médio de consolidação de um estrato é dado por:

$$(1 - \bar{U}) = (1 - \bar{U}_v)(1 - \bar{U}_r) \quad (4.62)$$

Usualmente, a contribuição do escoamento vertical, neste tipo de situações, é significativa apenas em camadas de solos compressíveis com espessuras inferiores a 10m (Vertematti *et al.*, 2004).

5. MODELAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS - PLAXIS

Com o avanço da informática e dos meios computacionais disponíveis, os métodos de cálculo automático vêm sendo cada vez mais utilizados. A principal finalidade destes métodos de cálculo automático será antecipar o comportamento das obras e assim otimizar as técnicas de engenharia empregues, analisar os acidentes ou incidentes e reformular os métodos de dimensionamento, ultrapassar os limites dos métodos aproximados de cálculo e ainda ultrapassar os limites dos métodos exatos que não contemplam situações complexas. Por estes motivos, o método dos elementos finitos (MEF), vem sendo aplicado com bastante frequência na modelação de casos de obras geotécnicas, permitindo assim a consideração de geometrias mais complexas, de comportamentos elásticos não lineares ou elastoplásticos para traduzir o comportamento dos solos, e de fenómenos diversos tais como o tempo e a percolação. Pelas razões enunciadas, este método (MEF) é considerado como o melhor método de previsão do comportamento de estruturas em engenharia, desde que sejam adotados modelos de comportamento adequados aos materiais utilizados, bem como correta caracterização mecânica e hidráulica dos mesmos.

A fiabilidade dos resultados obtidos através da análise pelo método dos elementos finitos depende de vários fatores, entre os quais constam:

- Características geométricas e mecânicas da estrutura em análise, estando nelas contempladas quer as condições de fronteira quer as leis constitutivas dos materiais;
- Fatores numéricos tais como a estabilidade e precisão dos processos numéricos;
- Fatores relacionados com a interpretação dos resultados e com os meios de cálculo disponíveis.

No entanto se se fizer uma simulação geométrica e mecânica do problema de forma adequada, em que se tenha em conta para o comportamento dos materiais leis constitutivas que traduzam razoavelmente bem a sua resposta face à solicitação em causa, com a representação das descontinuidades e heterogeneidades do meio, e com as propriedades dos materiais bem caracterizadas através dos seus parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade, então poder-se-á avaliar com um certo grau de viabilidade o comportamento global das estruturas.

De entre os vários programas de elementos finitos disponíveis e comercializados atualmente, que sejam especialmente adequados a problemas geotécnicos e que, por isso mesmo,

permitam a modelação quer de ensaios laboratoriais ou “*in situ*”, quer de obras geotécnicas, salienta-se o PLAXIS.

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa de elementos finitos PLAXIS foi desenvolvido, inicialmente, na Universidade Técnica de *Delft* sob orientação do Professor Vermeer, tendo sido colocado à disposição dos engenheiros no final da década de 80, e à venda na década de 90. Hoje em dia é a sociedade PLAXIS bv a responsável pela comercialização e aperfeiçoamento deste programa.

Na definição da geometria de um determinado problema, o programa PLAXIS considera este composto por blocos, sendo posteriormente cada um desses blocos dividido em quadriláteros e finalmente em elementos de geometria triangular. Estes elementos triangulares podem ser de 6 nós (Figura 30.a) ou 15 nós (Figura 30.b), sendo estes últimos os que permitem uma maior precisão na obtenção quer dos deslocamentos quer das tensões.



Figura 30 – Elementos triangulares de 6 nós (30.a) e de 15 nós (30.b)

De acordo com o manual do PLAXIS, é importante que os elementos triangulares de 15 nós sejam utilizados em problemas axissimétricos, visto que fornecem, neste tipo de aplicações, resultados excepcionalmente bons quer na previsão dos mecanismos de rotura quer na distribuição de tensões. Estes elementos apresentam relativamente à distribuição das tensões um andamento suave, dado que estas são calculadas em 12 pontos, designados por pontos de tensão e localizados no interior do elemento (Figura 31.b). Nos elementos triangulares de 6 nós, existem apenas 3 pontos de tensão (Figura 31.a), razão pela qual estes elementos são habitualmente menos utilizados (PLAXIS, 2011).



Figura 31 – Pontos de tensão nos elementos triangulares de 6 nós (31.a) e de 15 nós (31.b)

O programa PLAXIS é constituído por 3 sub-programas, nomeadamente o PLAXIS 2D-Input, o PLAXIS 2D-Calculations e o PLAXIS 2D-Output. Cada um deles tem uma função distinta, sendo:

- PLAXIS 2D-Input: Aqui são definidas logo ao início o tipo de elementos triangulares que se pretende utilizar, bem como o tipo de análise (axissimétrico ou plano de deformação) e ainda as unidades em que os parâmetros serão introduzidos. Para além disso, é onde se definem as características dos elementos que serão utilizados para os solos, placas, geotêxteis, ancoragens ou pregagens, a geometria do caso de estudo, a dimensão da malha e por último as condições de fronteira associadas aos deslocamentos. No caso dos solos, será ainda obrigatório indicar o modelo de comportamento e o tipo de drenagem (drenada ou não drenada).
- PLAXIS 2D-Calculations: Nesta fase, a primeira etapa do cálculo a ser realizada é a aplicação do estado de tensão inicial do terreno, sendo para tal necessário definir a cota do nível freático, caso exista, bem como o estabelecimento das pressões intersticiais iniciais. Posteriormente, definem-se as restantes fases e o tipo de cálculo que se pretende em cada uma delas (fase construtiva, consolidação, análise de estabilidade ao deslizamento, dinâmico, etc.). É também aqui que as condições de fronteiras de permeabilidade são definidas. Antes de se dar início ao cálculo, o programa exige a definição da localização dos nós, ou pontos de tensão, pertinentes para o caso em estudo, e os quais servirão mais tarde para análise de resultados.
- PLAXIS 2D-Output: Este sub-programa permite a visualização dos resultados alcançados, nomeadamente em termos da deformada da malha, dos assentamentos, das tensões efetivas, tensões totais, pressões intersticiais, entre outros. Além disso, permite ainda o traçado de curvas, em função dos parâmetros analisados.

5.2. MODELOS DE COMPORTAMENTO

Relativamente aos modelos reológicos disponíveis no PLAXIS, encontram-se maioritariamente leis de comportamento adequadas aos solos, embora também exista o modelo elástico linear (Hooke) e outros. Na versão utilizada no desenvolvimento deste trabalho de investigação, estão disponíveis os seguintes modelos de comportamento para solos (consultar manual do PLAXIS):

- “Mohr-Coulomb” (MC) – Modelo elástico, perfeitamente plástico, com lei de fluxo não associada e fixa no espaço de tensões. Este modelo representa uma primeira

aproximação do comportamento de solos, sendo por isso mesmo adequada para uma primeira análise, independentemente do caso em estudo. A rigidez de uma camada de solo é considerada constante, sendo adotado um valor médio, e como tal o cálculo computacional é bastante rápido quando comparado com outros. Além disso, permite obter uma ordem de grandeza das deformações associadas ao problema em análise;

- “Soft Soil” (SS) – Este é um modelo do tipo Cam-Clay, adequado para análises com consolidação primária de solos argilosos normalmente consolidados (NC) ou com valores de graus de consolidação (OCR) a rondar a unidade. Embora este modelo tenha sido superado pelo modelo “Hardening Soil”, o mesmo continua a ser muito utilizado, uma vez que é um modelo fiável, de fácil compreensão, e cujos parâmetros de entrada são obtidos com base em ensaios conhecidos. Por todos estes motivos, os utilizadores do PLAXIS consideram confortável a consideração do modelo SS, para os solos com as características anteriormente citadas;
- “Modified Cam-Clay” (MCC) – Este modelo é bastante conhecido e surgiu no seguimento do modelo Cam-Clay Original, tendo como objetivo ultrapassar algumas limitações e insuficiências existentes no modelo de base. A principal diferença entre estes dois modelos reside na formulação assumida para a dissipação do trabalho, o que terá implicações relativamente à lei de fluxo e função de cedência e consequentemente nas relações tensão-deformação. Este modelo, de acordo com o Manual do PLAXIS, apresenta, por vezes, problemas de convergência em algumas trajetórias de tensões, não sendo por isso recomendado para aplicações práticas;
- “Hardening Soil” (HS) – Desde a versão 6 do PLAXIS, em que existiam apenas três modelos disponíveis para solos, nomeadamente os modelos MC, SS e HS, que a tendência foi a de considerar num único modelo, quer o comportamento dos solos rijos quer a dos solos moles. Nesse sentido, o modelo HS atual é um modelo avançado, permite a consideração de solos com comportamentos diversos, desde moles a rijos. Ao contrário do modelo MC, neste a rigidez do meio é função da evolução do estado de tensão, e consequentemente das deformações plásticas. Permite o endurecimento isotrópico com o incremento de pressão;
- “Hardening Soil with small-strain stiffness” (HSsmall) – Este modelo resulta de uma modificação do modelo HS, de modo a ter em atenção os solos que apresentam

aumento da rigidez para baixos estados de deformação. Este modelo, quando aplicada a situações dinâmicas, também modela a histeresis do amortecimento do material;

- “Soft Soil Creep” (SSC) – O modelo HS, embora adequado a qualquer tipo de solo, não tem em consideração o efeito viscoso (fluência) e o relaxamento da tensão. Alguns solos apresentam, de facto, o efeito de fluência, e como tal, além de ser contabilizada a consolidação primária, será de igual modo necessário considerar a consolidação secundária. Este fenómeno ocorre nos solos compressíveis, tais como solos argilosos e siltosos normalmente consolidados com elevada plasticidade, lodos e turfas. Este modelo é relativamente recente e foi desenvolvido para a análise de assentamentos de fundações, aterros e outros. Chama-se a atenção que para análises que envolvam a descarga, ou seja a remoção de carga, como por exemplo os túneis e grandes escavações, é preferível utilizar o modelo MC.

Todos estes modelos são elastoplásticos. A particularidade interessante de alguns destes modelos elastoplásticos é o facto de considerarem o ângulo de dilatância (ψ) como um dos parâmetros de comportamento do solo. Este parâmetro é muito importante nos solos arenosos de média a alta compacidade e ainda nos solos argilosos sobreconsolidados, uma vez que permite descrever o fenómeno da dilatância e desse modo traduzir a evolução do índice de vazios com a deformação de forma mais realista. Quanto ao estado de tensão inicial do solo, o qual apresenta um papel fundamental no estudo das deformações de quase todos os problemas associados a solos, este é gerado através da consideração de um coeficiente de impulso em repouso (K_0) adequado.

Caberá ao engenheiro escolher o modelo que melhor descreva o comportamento dos materiais em causa, assim como os valores que irá atribuir aos parâmetros exigidos pelo programa, em função da lei adotada. Muitas vezes recorre-se a modelos extremamente complexos e sofisticados na expectativa de obter previsões e resultados com elevada qualidade, no entanto esse procedimento só trará benefícios se os valores atribuídos aos parâmetros também apresentarem fiabilidade.

5.3. LIMITAÇÕES DE ALGUNS MODELOS DE COMPORTAMENTO

Apesar de se tentar melhorar, a cada versão, quer ao código associado aos métodos computacionais dos elementos finitos, quer aos modelos que traduzem o comportamento dos solos, existem ainda algumas limitações, sendo umas de carácter analítico, mas outras de comportamento inerente ao próprio modelo.

Deste modo, descreve-se em seguida, essas mesmas limitações, para cada um dos modelos citados:

- “Mohr-Coulomb” (MC) – Tal como foi mencionado anteriormente este modelo não incorpora, nem a evolução da rigidez com o estado de tensão ou com a trajetória de tensões, nem a anisotropia dos solos. Regra geral, o critério de rotura de Mohr-Coulomb descreve bem o comportamento em condições drenadas, considerando-se nas análises os parâmetros em tensões efetivas. Todavia, em condições não drenadas, e uma vez que a trajetória de tensões do modelo não é realista, as tensões de corte resultantes serão incorretas. Esta situação é mais gravosa em solos moles, tais como as argilas normalmente consolidadas, e ainda para os solos muito densos ou rijos;
- “Soft Soil” (SS) – Não é recomendado para casos com grandes escavações, devendo-se limitar a problemas que envolvam assentamentos por consolidação primária;
- “Modified Cam-Clay” (MCC) – Face às características deste modelo, as tensões de corte para solos sobreconsolidados são muito elevadas e irrealistas. Este facto prende-se com as considerações do próprio modelo;
- “Hardening Soil” (HS) – Este modelo não considera a perda de resistência do solo devido ao fenómeno da dilatância. É um modelo isotrópico, e como tal também não considera a anisotropia, Além disso não é adequado para traduzir ciclos de carga-descarga (ciclos de histeresis). Apresenta a grande desvantagem do tempo de cálculo ser excessivo, uma vez que a matriz de rigidez é refeita em cada passo de cálculo;
- “Hardening Soil with small-strain stiffness” (HSsmall) – Este modelo apresenta um tempo de cálculo ainda superior ao do modelo HS, só sendo aconselhado em casos mesmos especiais;
- “Soft Soil Creep” (SSC) – As limitações do modelo HS aplicam-se a este. Contudo, é de referir, que neste modelo é sobrestimado o intervalo de valores para o qual o solo se encontra no estado elástico.

5.4. MODELO SOFT SOIL

O *Soft Soil* é um modelo de comportamento considerado no PLAXIS, bastante idêntico ao modelo *Cam-Clay*, embora com algumas diferenças. É adequado para análises com consolidação primária de solos argilosos normalmente consolidados (*NC*) ou com valores de graus de consolidação (*OCR*) a rondar a unidade.

De acordo com o manual do PLAXIS 2D 2011, o modelo SS tem por base os seguintes pressupostos:

- Relação entre a tensão e a rigidez (comportamento à compressão logarítmico);
- Distinção entre carregamento primário e descarga-recarga;
- Memória da tensão de pré-consolidação;
- Comportamento à rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

Este modelo assume que existe uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica (ε_v) e a tensão média efetiva (p'). Assim um carregamento que siga a linha de consolidação virgem (*LCV*) será traduzido pela expressão:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \quad (5.1)$$

E na fase de descarga e recarga, será dado por:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = -\kappa^* \cdot \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \quad (5.2)$$

Estas equações diferem das definidas nos modelos *Cam-Clay*, dado que a compressibilidade do solo é definida em termos da deformação volumétrica e não do índice de vazios. Assim sendo λ^* e κ^* será, respetivamente, o índice de compressibilidade modificado e o índice de recompressibilidade ou expansibilidade modificado:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e_0)} \quad (5.3)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e_0)} \quad (5.4)$$

A relação entre λ^*/κ^* , mantém-se igual à relação λ/κ :

O comportamento elástico é traduzido pela lei de Hooke, e a equação (Eq. 5.2) implica que uma dependência linear entre a tensão e o módulo de deformação volumétrico (K_{vr}), ou seja:

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (5.5)$$

A indicação “ur” significa descarga-recarga (unlod-reload). De salientar que os parâmetros do solo são definidos em termos de tensões efetivas, em vez de tensões totais (não drenado).

Além disso, nem o módulo de elasticidade E_{ur} , nem o módulo de deformabilidade volumétrico K_{ur} , são dados de entrada no programa. Em contrapartida, e para definir a componente elástica do solo, são requeridos os parâmetros ν_{ur} e κ^* .

A tensão de pré-consolidação p'_{pp} define a partir de que valor de estado de tensão é que começam a ter lugar as deformações volumétricas irreversíveis (estado plástico). Deste modo, e sempre que se estiver numa fase de descarga-recarga e a tensão de pré-consolidação não for atingida, as deformações será apenas elásticas, mas assim que se ultrapassar este estado de tensão, então entra-se na linha de consolidação virgem, e então para cada incremento de carga também a tensão de pré-consolidação aumentará, tendo como consequência um aumento das deformações plásticas (Figura 32).

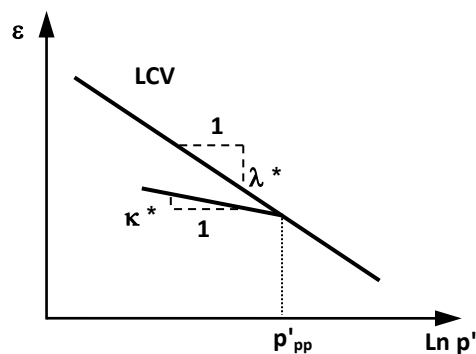


Figura 32 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão média efetiva

O modelo SS é capaz de simular o comportamento do solo para vários estados de tensão, contudo, o manual do PLAXIS, apresenta apenas o caso do carregamento correspondente ao ensaio triaxial, onde $\sigma'_2 = \sigma'_3$. Para este estado de tensão, a função de cedência é definida como:

$$F = \left[\frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot \cot \phi)} + p' \right] - p'_p \quad (5.6)$$

Esta função de cedência descreve uma elipse no plano $p'-q$, tal como ilustra a figura 33. Esta elipse, onde M indica a altura da elipse, apresenta o mesmo formato que a do modelo Cam-Clay Modificado. Esta é, por sua vez, a responsável pela relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal na compressão primária uni-dimensional, o que significa que o parâmetro M

está relacionado com o valor de K_0^{NC} . Tal pressuposto difere do modelo Cam-Clay, visto que é diferente do conceito original de linha de estado crítico e não depende apenas do ângulo de atrito do solo, contudo assegura que o valor assumido para K_0^{NC} seja o correcto. Deste modo, no modelo SS, a rotura não está necessariamente relacionada com os estados crítico, sendo o critério de rotura definido pelo critério de Mohr-Coulomb e pelos parâmetros (c' e ϕ').

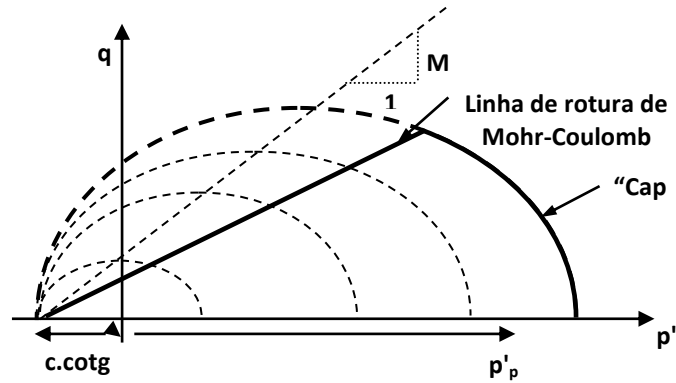


Figura 33 – Funções de cedência para o modelo *Soft-Soil*, definidas no plano p' - q

A tensão isotrópica de pré-consolidação p'_{pp} , indica a extensão da elipse ao longo do eixo p' . Durante o carregamento existe um número infinito de elipses, cada uma correspondendo a um determinado valor de p'_{pp} . Em tração, ou seja, para $p' < 0$, a elipse estende-se para $c.cotg(\phi)$, e de modo a que a capa "cap" se situe no lado comprimido ($p' > 0$), então existe um valor mínimo adotado para p'_{pp} (Figura 34). A equação 5.7 traduz a relação entre p'_{pp} e a deformação volumétrica plástica, a qual reflete o princípio de que a primeira cresce exponencialmente com a diminuição da segunda, sendo p_{p0} o valor inicial da tensão de pré-consolidação.

$$p'_p = p_{p0} \exp\left(\frac{-\varepsilon^p v}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (5.7)$$

6. MODELAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO SEM DRENOS

Este capítulo é dedicado à comparação entre a solução analítica de Terzaghi para consolidação por escoamento vertical, e a solução analítica de Carrillo para escoamento combinado, com as simulações numéricas com base no programa de elementos finitos PLAXIS, de modo a averiguar semelhança entre os resultados alcançados com ambas as formulações.

Apresentam-se de igual modo algumas análises de sensibilidade com o PLAXIS, com o intuito de observar a influência de alguns parâmetros e condições de fronteira drenantes, quer no assentamento total, quer na evolução do grau de consolidação no tempo.

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para a modelação da consolidação sem drenos efetuaram-se as análises em Estado Plano de Deformação (PD), adotando-se para os elementos sólidos que constituem o terreno elementos de 15 nós. Além disso, utilizou-se o modelo *Soft Soil* para traduzir o comportamento do solo argiloso e recorreu-se a uma malha muito fina na modelação dos casos de estudo.

6.1.1. CARACTERÍSTICAS DO SOLO ARGILOSO

No quadro 4 encontram-se as características geotécnicas do solo argiloso utilizado para o estrato. Estes dados foram facultados pela Escuela Técnica Superior de Arquitectura da Universidade de Sevilha, tendo os mesmos sido obtidos com base em ensaios de campo e de laboratório.

Quadro 4 – Características geotécnicas do solo argiloso

Parâmetro	Argila
% finos	96
LL [%]	56
IP [%]	32
γ_{sat} [kN/m ³]	16,75
c' [kPa]	1
ϕ' [°]	20
e ₀	1,546
C _c	0,641
C _s	0,125
k _{h0} [m/s]	1,39x10 ⁻⁹
k _v [m/s]	4,63x10 ⁻¹⁰

Este solo, descrito nos relatórios geotécnicos como sendo uma argila verde-azulada com um limite liquidez elevado e de fraca a muito fraca consistência (Justo, 2000; Justo *et al.*, 2003;

Saura Martínez *et al.*, 2004; Cea Azañedo *et al.*, 2005), constitui um dos estratos do terreno de fundação, onde foram construídos 4 diques, ao sul de Sevilha, Espanha.

A posição do nível freático foi definida no topo do estrato, considerando dessa forma que todo o estrato de argila se encontra saturado. O grau de sobreconsolidação OCR é igual a 1 uma vez que se trata de um solo normalmente consolidado.

6.1.2. CARREGAMENTO E PLACA RÍGIDA

O carregamento total aplicado no topo do estrato argiloso foi de 100kN/m^2 , sendo o mesmo constantes para todas as hipóteses de cálculo realizadas. Contudo, este valor corresponde à soma de uma carga vertical uniformemente distribuída de 75kN/m^2 e de uma placa rígida com 1m de altura e com um peso de 25kN/m^3 . A consideração de uma placa rígida no topo teve como propósito garantir que a deformação vertical do estrato, durante o processo de consolidação, fosse uniforme (*equal vertical strains*). Além do peso e da espessura, foram admitidas as seguintes características para a placa (Quadro 5):

Quadro 5 – Características da placa rígida

Parâmetro	Placa rígida
E [GPa]	29
ν	0,22

6.1.3. GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

Para as análises da consolidação sem drenos, adotou-se um estrato com 5m de altura e 20m de largura. A adoção desta relação altura/largura teve por base estudos feitos anteriormente (Mendes, 2011) que consideraram a relação de 1:4, de modo a que as fronteiras laterais do estrato não interferiram no cálculo, e conseqüentemente no resultado final.

Relativamente às condições de fronteira associadas aos deslocamentos, considerou-se que a base do estrato tem os deslocamentos restringidos no plano (vertical e horizontal), e nas fronteiras laterais permitiu-se apenas os deslocamentos verticais (Figura 34).



Figura 34 – Condições de fronteira associadas aos deslocamentos

No que se refere às condições de fronteira de permeabilidade, estas serão distintas face aos cenários estudados.

6.1.4. METODOLOGIA DE CÁLCULO

As etapas consideradas no cálculo são discriminadas no módulo *Calculations* do programa PLAXIS, bem como a indicação dos nós onde se pretendem os resultados, que neste caso se situaram sempre a meio da largura da camada. Tal como se tinha referido anteriormente, antes de se iniciar qualquer processo de consolidação, a primeira etapa de cálculo a ter em atenção é a aplicação do estado de tensão inicial no terreno. Posteriormente aplicou-se, em simultâneo, e no topo do estrato, quer a placa rígida quer os restantes 75kN/m^2 de carregamento. Por último, deu-se início à fase de consolidação, tendo-se cuidado de colocar os deslocamentos associados às fases anteriores a zero.

6.2. CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL

No estudo da consolidação unidimensional foram realizadas várias análises, correspondentes a cenários distintos. Alguns destes, e tal como se mencionou anteriormente, são estudos de sensibilidade, realizados com o objetivo de verificar como alguns parâmetros poderão afetar a evolução da consolidação de um estrato argiloso.

Deste modo, em primeiro lugar efetuou-se uma comparação entre a solução analítica de Terzaghi e o cálculo numérico, quer com drenagem apenas pelo topo, quer com drenagem pelo topo e pela base. Como tal, adotou-se um valor de coeficiente de permeabilidade horizontal muito baixo ($k_{h0}=1,16 \times 10^{-12}\text{m/s}$) de modo a garantir apenas o escoamento vertical. No entanto, o valor da permeabilidade vertical mantém-se contante ao longo das análises efetuadas ($k_v=4,63 \times 10^{-10}\text{m/s}$), sendo esse o valor real fornecido pela Escuela Técnica Superior de Arquitectura da Universidade de Sevilha (Quadro 4).

Em seguida, estudou-se a influência do valor do coeficiente de permeabilidade horizontal do estrato argiloso, em que os valores considerados foram $k_{h0}=1,16 \times 10^{-12}\text{m/s}$, $k_{h0}=k_v=4,63 \times 10^{-10}\text{m/s}$ e $k_{h0}=1,36 \times 10^{-9}\text{m/s}$, sendo este último o valor real (Quadro 4).

Por último, será analisada a influência da aplicação de um tapete drenante no topo do estrato argiloso.

6.2.1. DRENAGEM PELO TOPO

6.2.1.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Nesta fase de estudo, pretende-se apenas comparar as soluções analíticas com os resultados do cálculo numérico, admitindo que ocorre drenagem apenas pelo topo da camada. O valor do coeficiente de permeabilidade horizontal para esta análise é muito baixo ($k_{h0}=1,16 \times 10^{-12} \text{ m/s}$), e de modo a garantir que a drenagem só ocorra pelo topo, consideram-se todas as condições de fronteira de permeabilidade estanques, à exceção do topo do estrato (Figura 35).

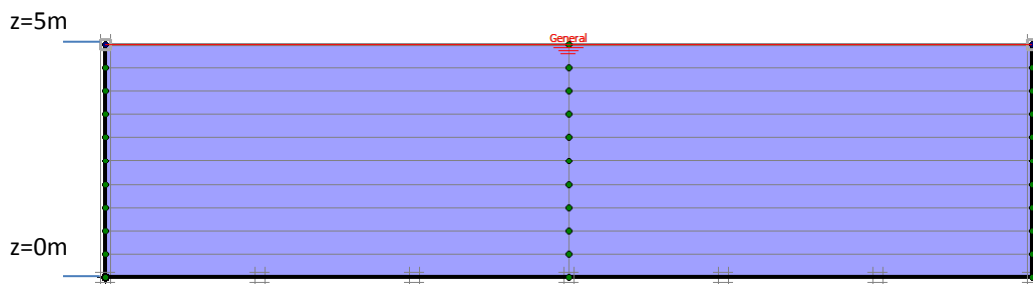


Figura 35 – Representação das fronteiras estanques, só permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo - PLAXIS

6.2.1.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nos Gráficos 1, 2 e 3 encontram-se apresentadas as comparações entre as soluções analíticas e o cálculo numérico, em termos de grau médio de consolidação e assentamentos e a variação do excesso de pressão intersticial, respetivamente, para consolidação por escoamento vertical apenas pelo topo.

Face aos resultados dos Gráficos 1 e 2, conclui-se que os assentamentos coincidem em ambas as soluções, até aproximadamente 90% do grau médio de consolidação da solução analítica de Terzaghi. A diferença dos assentamentos finais é de cerca de 10%, sendo o resultado do cálculo numérico de $s_{m\acute{a}x}=1,148\text{m}$ e o do cálculo analítico de $s_{m\acute{a}x}=1,045\text{m}$.

O afastamento entre as curvas do grau médio de consolidação do Gráfico 1 deve-se ao facto deste parâmetro ser obtido, para o cálculo numérico, com base na relação $\bar{U} = \frac{s}{s_{m\acute{a}x}}$, e deste valor final ser diferente do analítico. Estas pequenas diferenças advêm, tal como foi também referido por Mendes (2011), do facto da solução teórica considerar C_v constante, enquanto que na modelação numérica este parâmetro aumenta durante a consolidação, visto que o coeficiente de compressão volumétrica (m_v) diminui, consequência da redução do índice de vazios durante o processo. Além disso, também o valor do coeficiente de permeabilidade vertical será afetado, dado que este está relacionado com os vazios do solo.

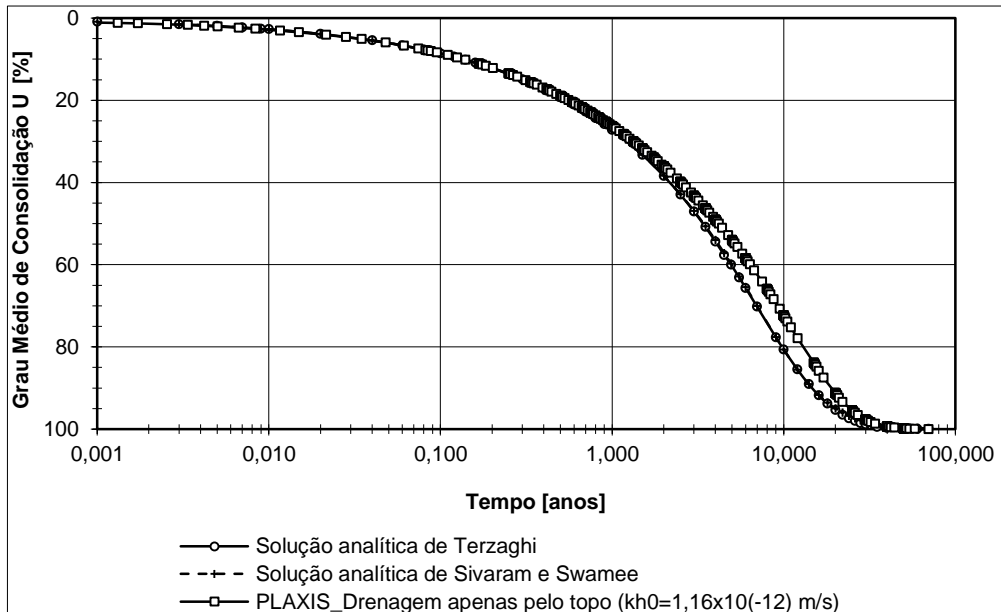


Gráfico 1 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo)

No entanto, é visível que a solução analítica de Terzaghi é coincidente com a solução analítica de Sivaram e Swamee, sendo esta última apenas uma solução mais simplificada para o cálculo do grau médio de consolidação por escoamento vertical, tal como já referido anteriormente.

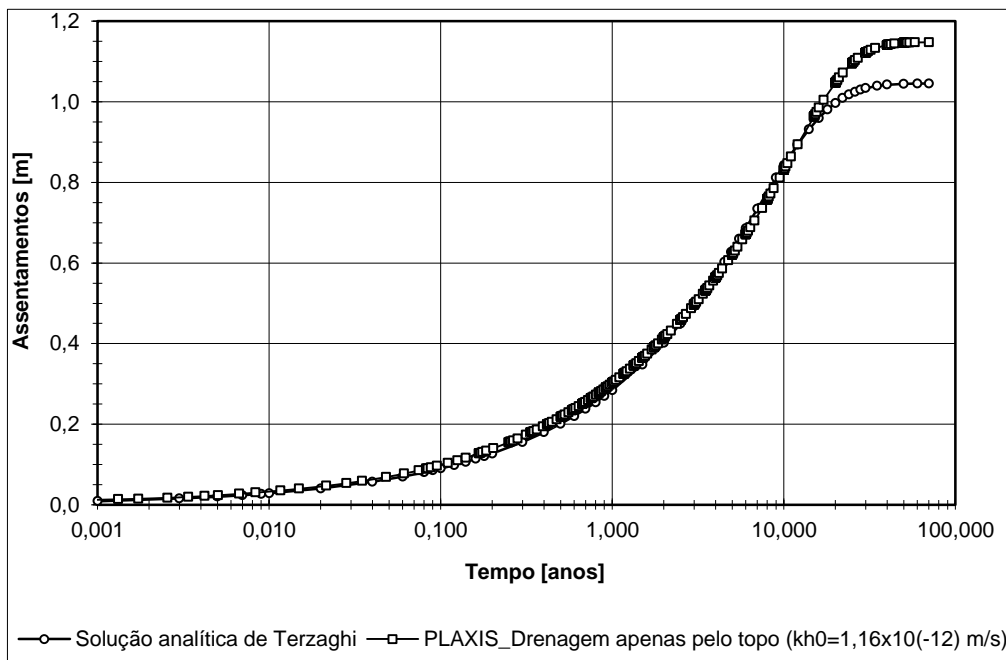


Gráfico 2 – Comparação entre a solução analítica de Terzaghi e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo)

Do Gráfico 3 conclui-se que a variação do excesso de pressão intersticial, é coerente com o esperado para as condições de drenagem impostas, ou seja:

- Junto à fronteira drenante pelo topo $\Delta u=0\text{kN/m}^2$;
- Junto à base a consolidação é o que leva mais tempo;
- Entre a base e o topo, o Δu é menor quanto mais perto da fronteira drenante estiver.

Nas Figuras 36 e 37 é possível observar respetivamente, os assentamentos obtidos no final da consolidação do estrato e a variação do excesso de pressão intersticial, com o programa PLAXIS.

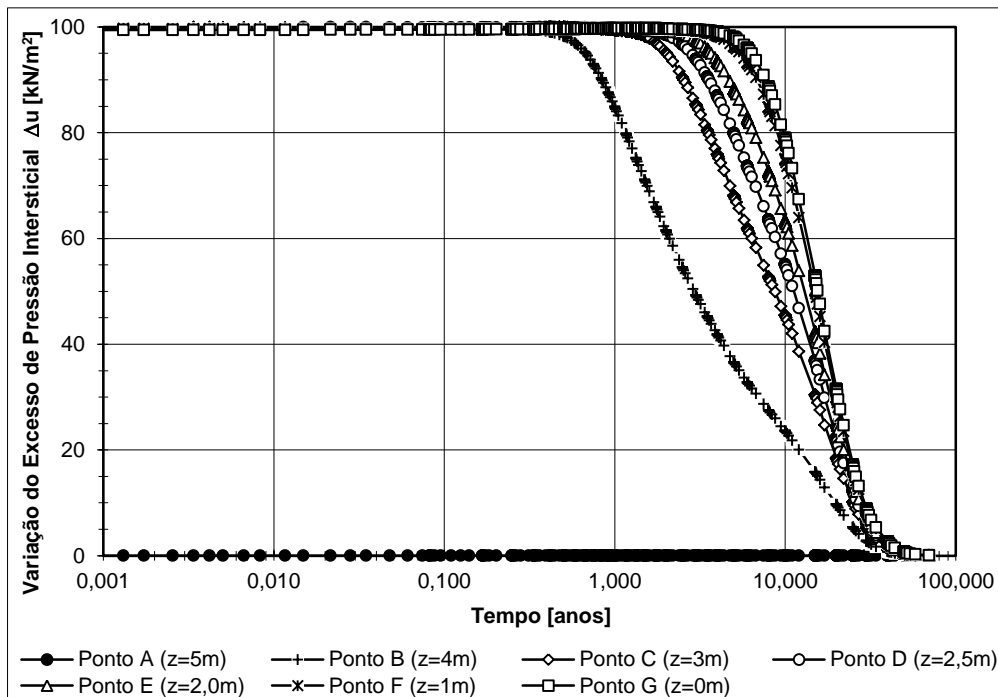


Gráfico 3 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)

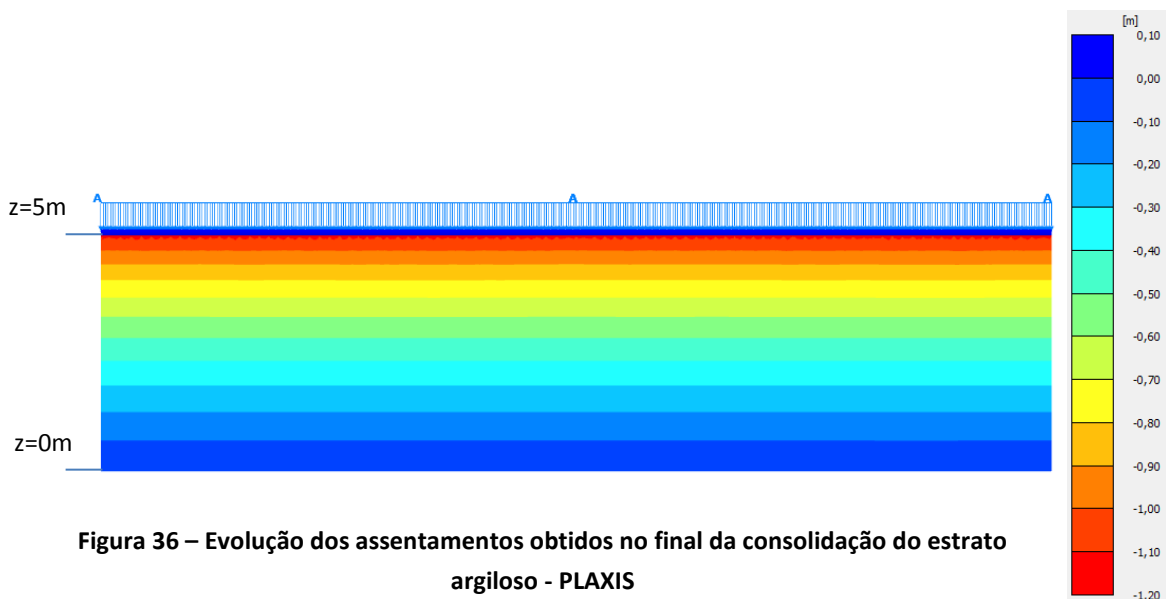


Figura 36 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação do estrato argiloso - PLAXIS

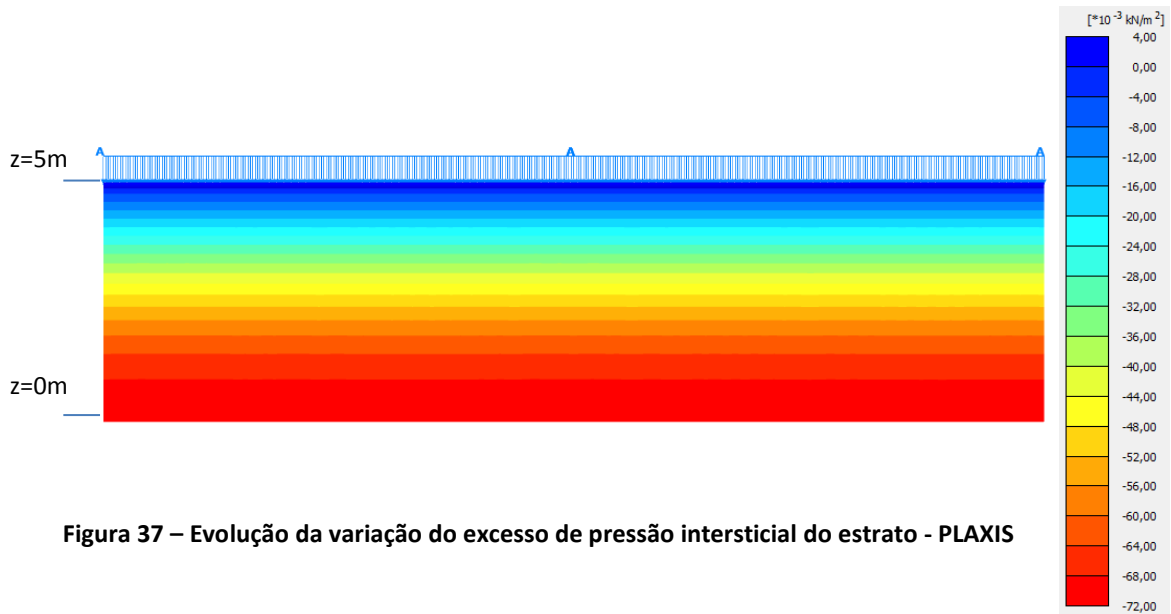


Figura 37 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial do estrato - PLAXIS

6.2.2. DRENAGEM PELO TOPO E BASE

6.2.2.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Neste caso, o estudo foi em tudo idêntico ao anterior, permitindo-se que a drenagem ocorra pelo topo e pela base. Para tal, consideram-se as condições de fronteira de permeabilidade estanques apenas lateralmente, deixando estas livres no topo e na base (Figura 38).

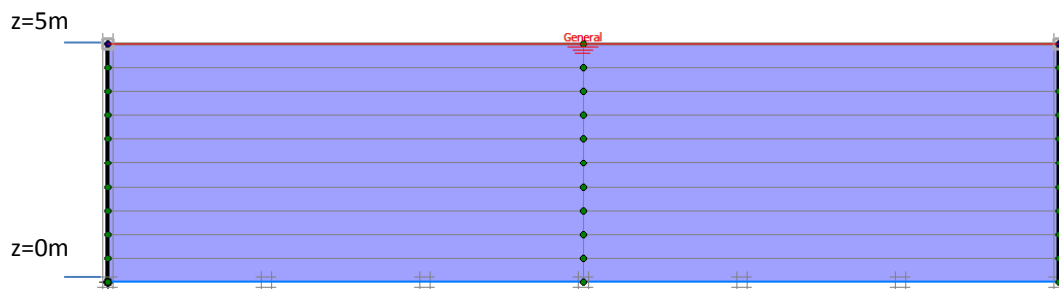


Figura 38 – Representação das fronteiras estanques permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo e pela base - PLAXIS

6.2.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Nos Gráficos 4, 5 e 6 apresenta-se a comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico, em termos de grau médio de consolidação, assentamentos e variação do excesso de pressão intersticial, para este cenário.

No Gráfico 4 é possível verificar que a diferença entre a solução analítica e a numérica acentua-se. Verifica-se também, tal como no estudo anterior, que as soluções analíticas de Terzaghi e de Sivaram e Swamee coincidem.

A diferença de assentamento (Gráfico 5) também é de aproximadamente 10%, visto que agora o resultado do cálculo numérico é de $s_{m\acute{a}x}=1,145m$ e o do cálculo analítico mantém-se. Contudo, existe um ligeiro desfasamento antes dos 90% de grau médio de consolidação, que pode ser explicado pela variação do excesso de pressão intersticial no estrato (Gráfico 6).

Teoricamente, a variação do excesso de pressão intersticial em profundidade deveria ser simétrico, em relação ao meio da camada, ou seja:

- $z=0m$ e $z=5m$ iguais;
- $z=1m$ e $z=4m$ iguais;
- $z=2m$ e $z=3m$ iguais;
- $z=2,5m$ o valor máximo.

Mas na realidade, o que se observa no cálculo numérico é que estas curvas apresentam ligeiras diferenças, dado que as que se encontram a profundidades inferiores ($z=1m$ e $z=2m$) são mais rápidas que as que se encontram a profundidades superiores ($z=4m$ e $z=3m$, respetivamente). Tal acontece, porque além do peso da carga aplicado no topo, tem-se ainda o peso do terreno, e como o solo a maior profundidade fica sujeito a maior carga, e conseqüentemente dissipa mais rapidamente o excesso de pressão intersticial.

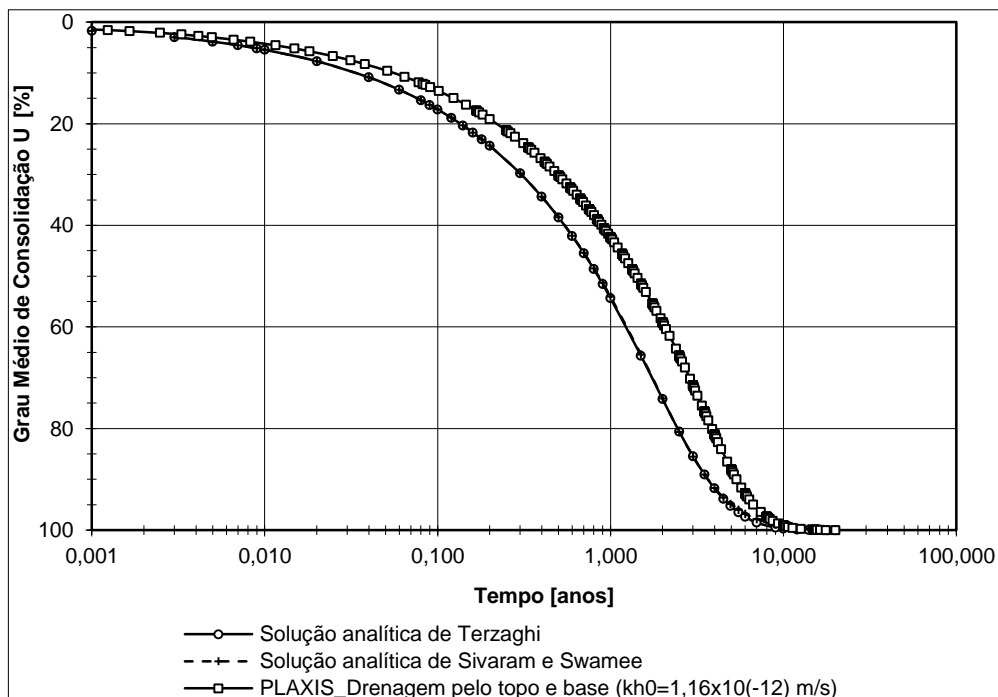


Gráfico 4 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (topo e base)

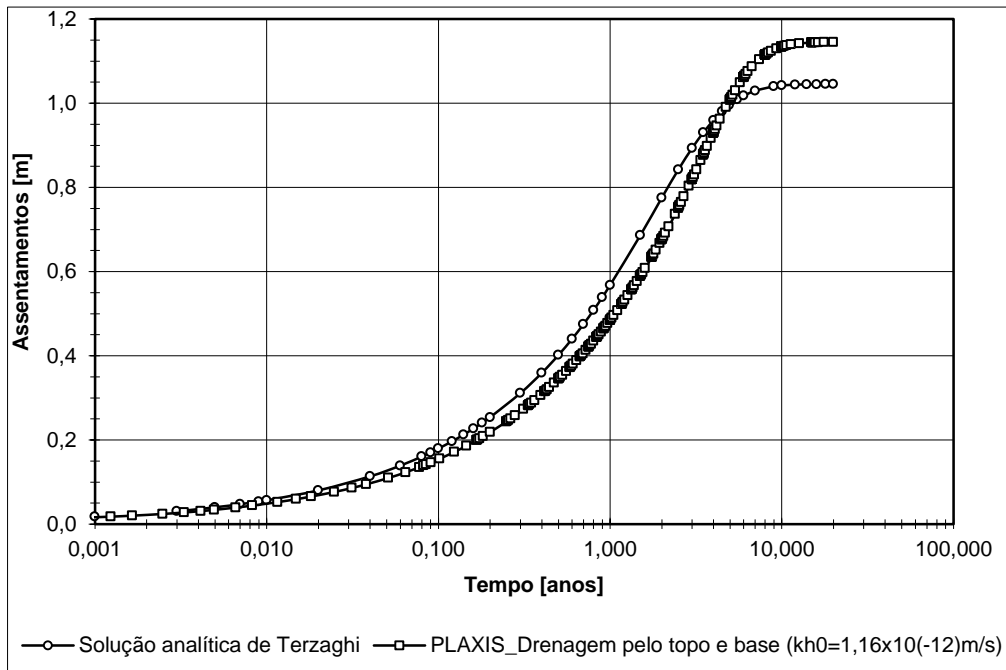


Gráfico 5 – Comparação entre a solução analítica de Terzagui e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação por escoamento vertical (topo e base)

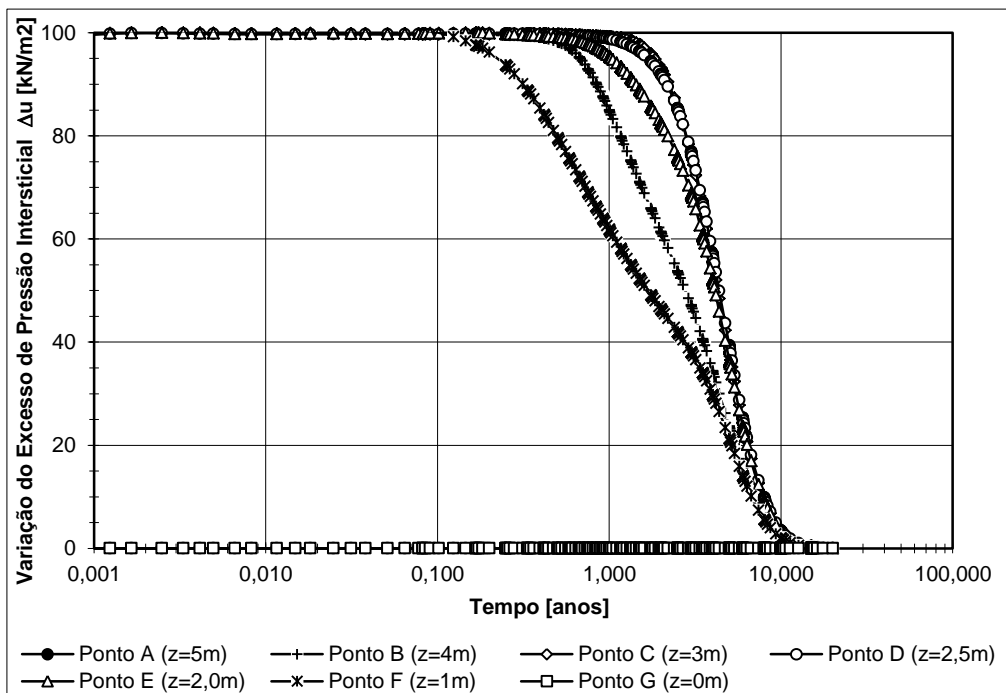
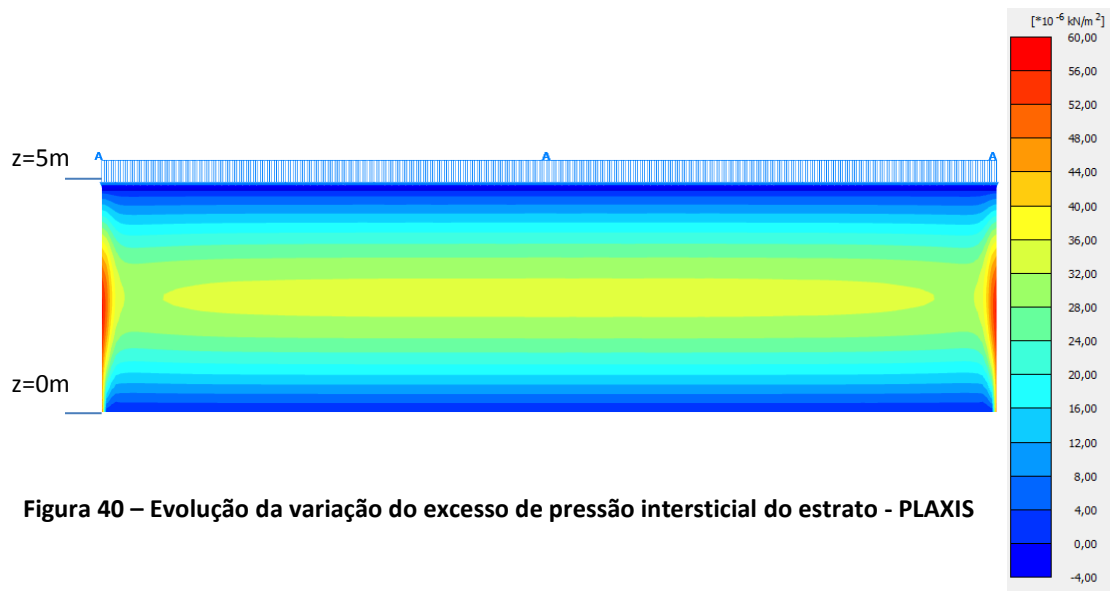
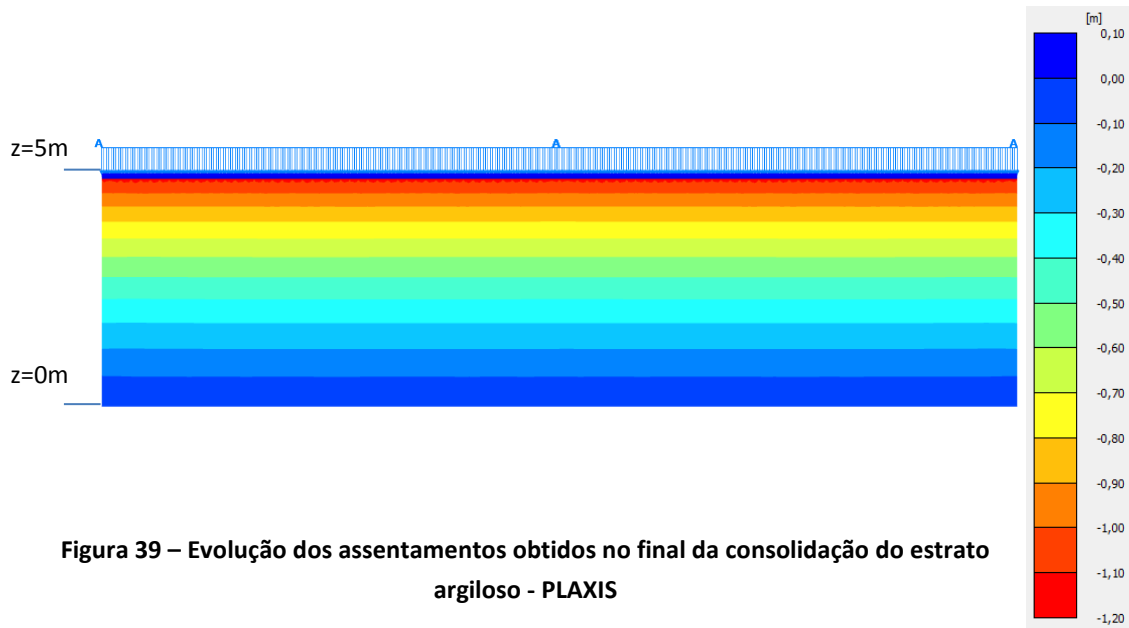


Gráfico 6 – Evolução da variação do excesso de pressão intersticial para consolidação por escoamento vertical (topo e base) – cálculo numérico PLAXIS (PD)

Nas Figuras 39 e 40 é possível observar respectivamente os assentamentos correspondentes ao final da consolidação do estrato argiloso e a variação do excesso de pressão intersticial obtidos no programa PLAXIS.



Conclui-se assim, da análise dos gráficos traçados até ao momento, que a comparação entre a solução analítica e numérica com base no grau médio de consolidação, calculada a partir da evolução dos assentamentos, relativamente ao assentamento total, apresenta algumas discrepâncias, todavia o tempo final de consolidação é o mesmo. Assim sendo, o facto de o grau de consolidação médio ser ligeiramente inferior no resultado com o PLAXIS, para um determinado tempo, não traduz o que realmente se passa, visto que o mesmo é obtido com base no valor de $s_{m\acute{a}x}$. Fará então mais sentido, observar diretamente os assentamentos, e nesse caso, o cálculo numérico encontra-se do lado da segurança, visto obterem-se valores superiores aos da formulação analítica.

Uma outra possibilidade, embora de determinação mais complexa, seria calcular o grau médio de consolidação com base na evolução da dissipação do excesso de pressão intersticial.

6.2.3. INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE HORIZONTAL – CÁLCULO NUMÉRICO

6.2.3.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Nesta fase de estudo, procedeu-se à análise da influência do valor da permeabilidade horizontal tendo-se mantido todas as condições de fronteira de permeabilidade estanques à exceção do topo do estrato, tal como já apresentado anteriormente na Figura 35, e variando-se o valor do coeficiente de permeabilidade horizontal. Os valores considerados foram $k_{h0}=1,16 \times 10^{-12}$ m/s, $k_{h0}=k_v=4,63 \times 10^{-10}$ m/s e $k_{h0}=1,36 \times 10^{-9}$ m/s, sendo este último o valor real (Quadro 4).

6.2.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Com base no Gráfico 7, observa-se que a influência do valor de coeficiente de permeabilidade horizontal não é significativa, quando as fronteiras laterais de drenagem estão estanques. Conclui-se assim, que não teria sido necessário adotar um valor muito baixo do coeficiente de permeabilidade horizontal, por forma a assegurar apenas escoamento vertical, como foi feito nas análises anteriores. O facto de as condições de fronteira de permeabilidade laterais se encontrarem estanques, já faz com que a drenagem se processe apenas na vertical.

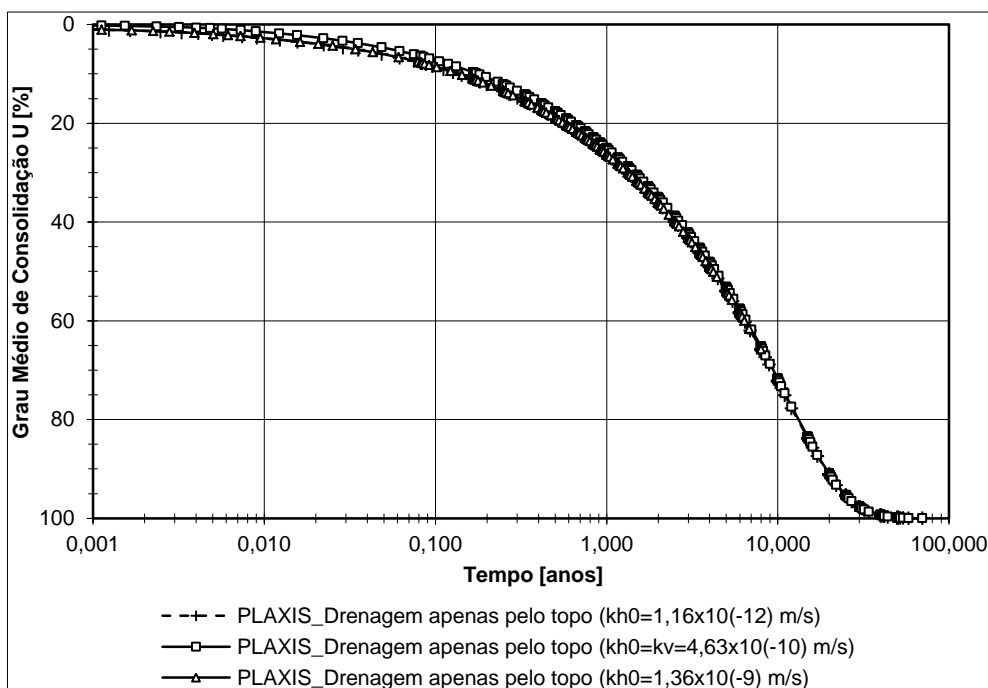


Gráfico 7 – Influência do valor do coeficiente de permeabilidade horizontal para consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) – cálculo numérico PLAXIS (PD)

6.2.4. INFLUÊNCIA DE TAPETE DRENANTE NO TOPO

6.2.4.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Para verificar a influência da existência de um tapete drenante disposto no topo do estrato, consideraram-se análises tendo em conta drenagem vertical pelo topo, sem e com camada drenante (Figura 34 e 41, respetivamente). Neste último cenário, foram ainda adotados diferentes valores de coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical para a areia (dado que $k_v=k_{h0}$ para a areia), nomeadamente de $k_{h0}=2,3 \times 10^{-4} \text{ m/s}$, $k_{h0}=2,3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ e $k_{h0}=2,3 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, e das condições de fronteira laterais drenantes da mesma (drenagem livre ou drenagem impedida).

As características geotécnicas dessa areia foram, de igual modo, facultadas pela Escuela Técnica Superior de Arquitectura da Universidade de Sevilha (quadro 6) e o modelo numérico utilizado para a mesma foi o de *Mohr-Coloumb*.

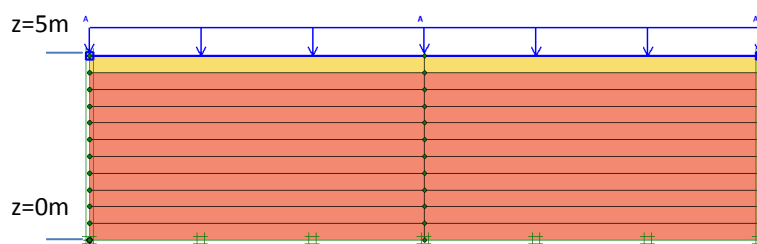


Figura 41 – Estrato de solo argiloso com camada drenante no topo - PLAXIS

Quadro 6 – Características mecânicas e hidráulicas adotadas para a camada drenante

Parâmetro	Areia
γ_d [kN/m ³]	16,00
c' [kPa]	1
ϕ' [°]	30
e_0	0,50
E_{ref} [kN/m ²]	20000
ν	0,30
k_{h0} [m/s]	$2,30 \times 10^{-4}$
k_v [m/s]	$2,30 \times 10^{-4}$

6.2.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os Gráficos 8 e 9 mostram a influência que o tapete drenante, no topo do estrato, apresenta na consolidação vertical, apenas com drenagem pelo topo. Embora as curvas quase coincidam (Gráfico 8), existe uma ligeira diferença, tal como é possível observar na zona ampliada (Gráfico 9). Deste conclui-se que o grau de consolidação, para um mesmo tempo, alcançado sem o tapete, é ligeiramente superior aos restantes, embora sem grande significado. Tal

comportamento seria de esperar uma vez que o escoamento se processa livremente, e como tal mais rapidamente do que se existisse uma camada de areia. Contudo, alerta-se que na situação real de casos de obra, este elemento é fundamental.

Relativamente à variação do coeficiente de permeabilidade da camada arenosa, observa-se que existe coincidência de resultados, com as fronteiras laterais drenantes livres. De facto, a influência da permeabilidade da areia só é visível quando não é permitida a drenagem lateral desta camada arenosa, observando-se que para $k_{h0} < 10^{-4}$ m/s, a consolidação leva um pouco mais de tempo. De acordo com alguns autores, o coeficiente de permeabilidade da camada drenante deverá ser superior a 10^{-4} m/s para assegurar a drenagem eficaz da camada subjacente.

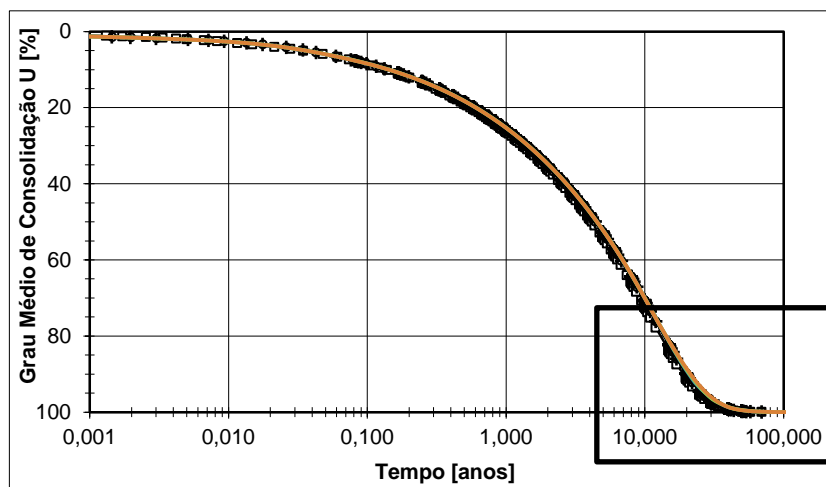


Gráfico 8 – Influência da camada drenante no topo: consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)

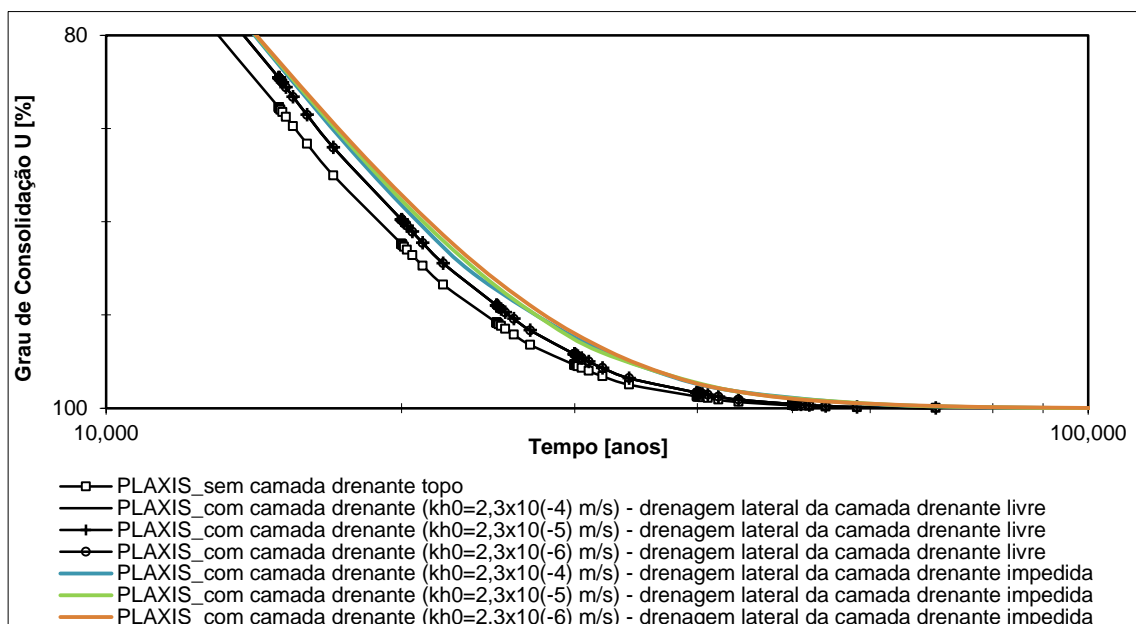


Gráfico 9 – Zona ampliada da influência da camada drenante no topo: consolidação por escoamento vertical (apenas pelo topo) - cálculo numérico PLAXIS (PD)

6.3. CONSOLIDAÇÃO POR DRENAGEM COMBINADA

Uma vez que a consolidação com drenos tem obrigatoriamente em atenção a drenagem vertical e horizontal, decidiu-se realizar um estudo para esta combinação, mas ainda sem os drenos. Inicialmente, e de modo a comprovar a importância do impedimento da drenagem pelas fronteiras laterais, repetiu-se a análise já efetuada em 6.2.3. mas permitindo agora o fluxo pela lateral e realiza-se a comparação com os resultados anteriores.

Também nesta fase se procedeu à comparação dos resultados da drenagem combinada pelo PLAXIS com a solução analítica correspondente (Carrillo, 1942). A importância do resultado individual para escoamento vertical, e para escoamento horizontal, são ainda representadas no mesmo gráfico.

6.3.1. INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE HORIZONTAL – CÁLCULO NUMÉRICO

6.3.1.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

De modo a observar qual a drenagem mais eficaz, comparou-se o resultado da consolidação por escoamento vertical pelo topo com o da consolidação para drenagem combinada (drenagem vertical pelo topo e drenagem horizontal) (Figura 42). Para tal, apenas se considerou a base do estrato com condição de fronteira de permeabilidade estanque, e as restantes (topo e laterais) livres para escoamento.

Para o mesmo caso, fez-se ainda variar os valores do coeficiente de permeabilidade horizontal, tal como indicados em 6.2.3.

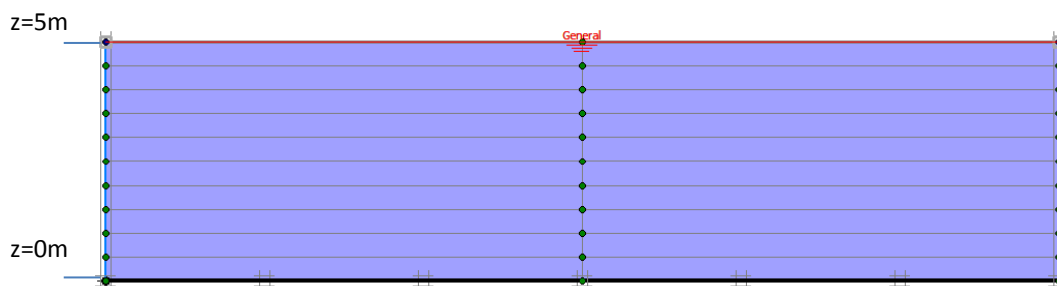
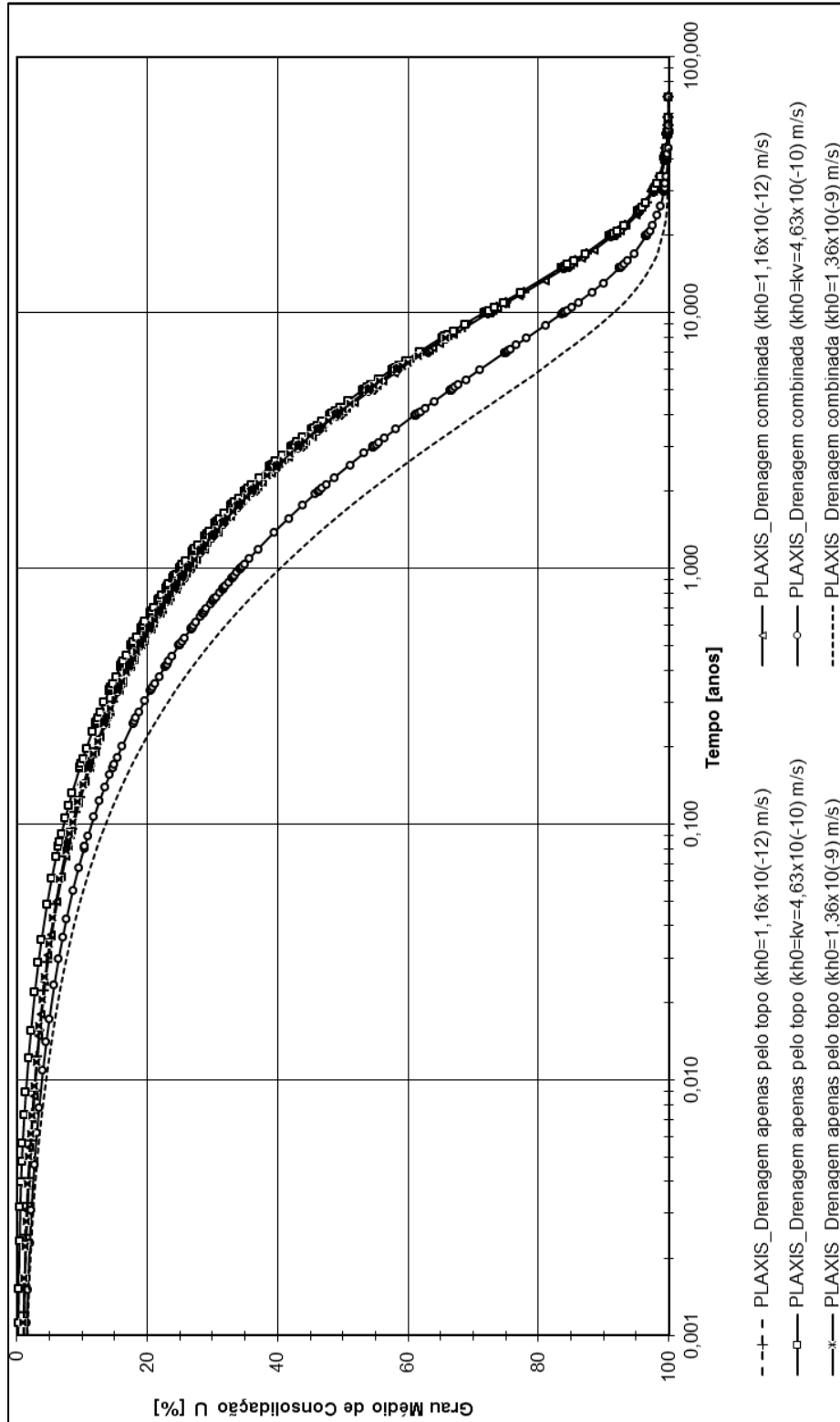


Figura 42 – Representação da fronteira estanque permitindo drenagem por escoamento vertical pelo topo e drenagem por escoamento horizontal (drenagem combinada) - PLAXIS

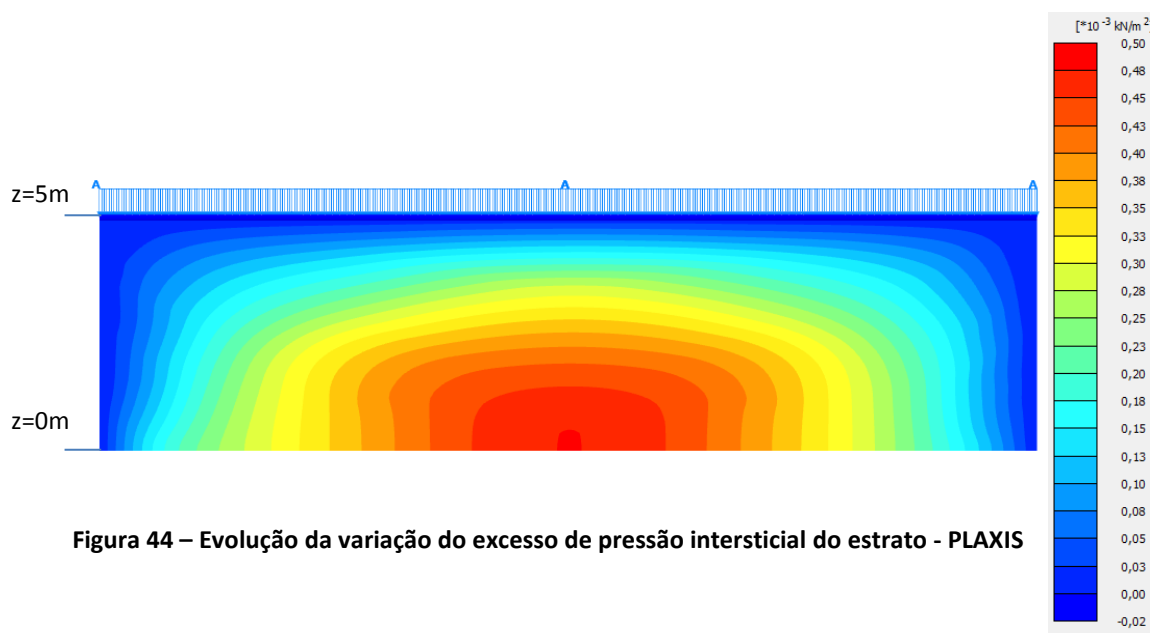
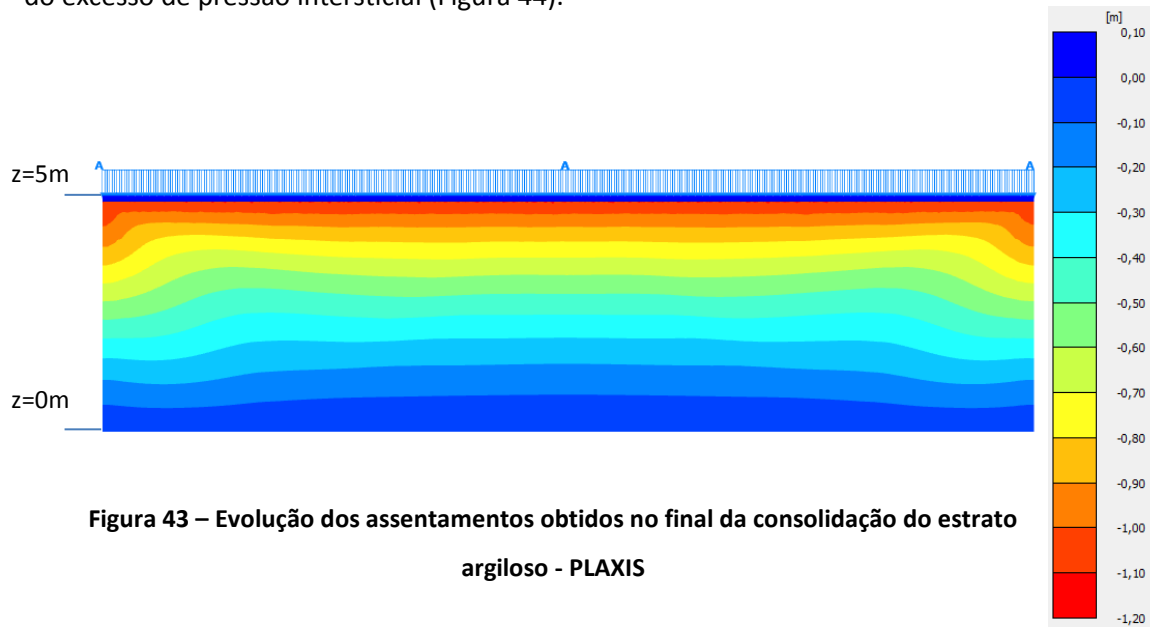
6.3.1.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Com base no Gráfico 10 conclui-se que a consolidação é mais rápida quando se permite também a drenagem horizontal, para além da vertical. Tal fenómeno é conhecido por

drenagem combinada, e como seria de esperar, quanto menor for a permeabilidade horizontal da camada, e mantendo-se a permeabilidade vertical constante, mais lento se processará o fenómeno de consolidação do solo. Inclusivamente, e na situação em que $k_{h0}=1,16 \times 10^{-12}$ m/s, constata-se que o resultado relativo à drenagem combinada coincide com o da drenagem apenas pelo topo.



É possível observar os assentamentos obtidos no final da consolidação (Figura 43) e a variação do excesso de pressão intersticial (Figura 44).



6.3.2. INFLUÊNCIA DOS VÁRIOS CENÁRIOS DE DRENAGEM NA CONSOLIDAÇÃO

6.3.2.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

De forma a verificar a importância que cada tipo de drenagem tem no processo de consolidação, fez-se um estudo comparativo entre o cálculo numérico com drenagem combinada e o cálculo analítico para vários cenários de drenagem, combinada, por escoamento vertical e por escoamento horizontal.

Tal como no estudo anterior, considerou-se apenas fronteiras impermeável na base do estrato (Figura 42). Os valores dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical do solo argiloso, considerados nesta fase, foram os reais.

6.3.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Com base nas curvas do grau médio de consolidação apresentadas no gráfico 11, constata-se que o processo de consolidação para drenagem combinada, e para um determinado tempo, é mais rápido na solução analítica comparativamente com todas as outras. Tal é de esperar, quando se compara esta com as curvas obtidas para as soluções analíticas, quer apenas com escoamento vertical ou apenas com escoamento horizontal, visto que o resultado da combinada é definido pela conjugação das outras duas.

Não é possível comparar com os resultados das soluções analíticas apenas por drenagem vertical, ou apenas por drenagem horizontal, uma vez que não só os coeficientes de permeabilidade são distintos, como também os comprimentos de drenagem em cada uma das situações.

Por último, convém referir que os resultados para a drenagem combinada, quer pelo PLAXIS quer pela solução de Carrillo (1942), são extraordinariamente próximos, observando-se mais uma vez o mesmo comportamento, ou seja, a curva do cálculo numérico apresenta-se ligeiramente acima da curva da solução analítica. Apesar disso, o tempo final associado ao processo de consolidação é o mesmo.

Face aos resultados do mesmo gráfico, conclui-se que o programa de elementos finitos PLAXIS é bastante adequado, na análise do fenómeno da consolidação para drenagem combinada. Assim sendo, considera-se que o mesmo também o será para as futuras análises com a aplicação de drenos.

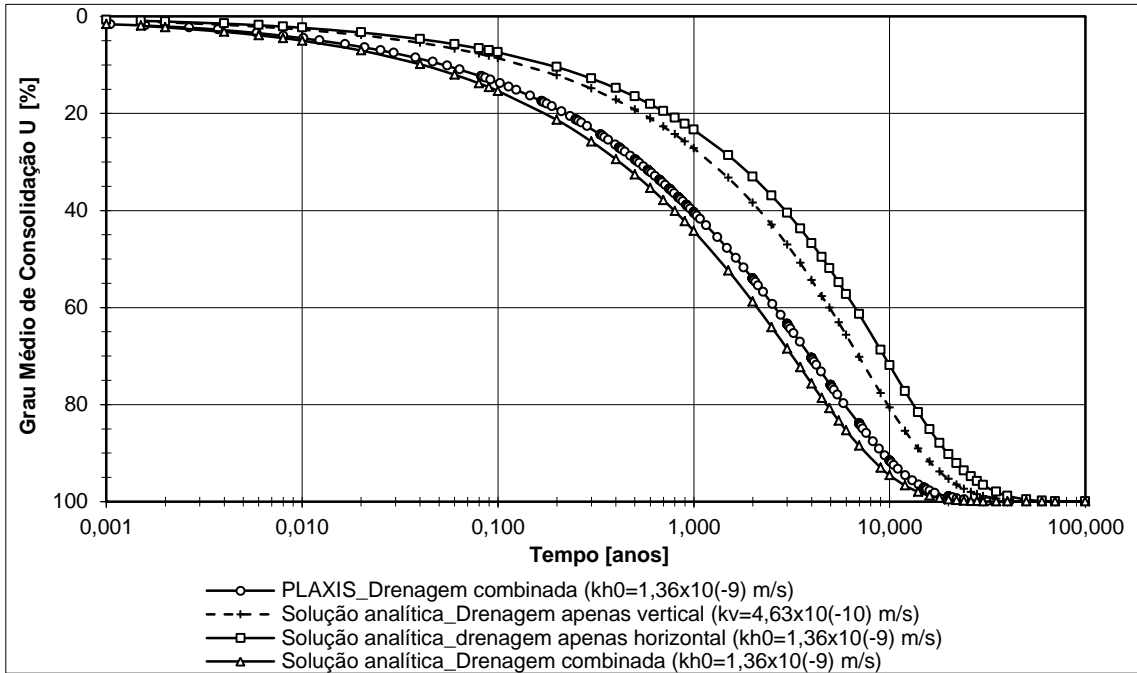


Gráfico 11 – Comparação entre as soluções analíticas e o cálculo numérico PLAXIS (PD) para consolidação com vários cenários de drenagem (vertical, horizontal e combinada)

7. MODELAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO COM DRENOS

Neste capítulo serão, não só apresentados os resultados da consolidação com drenos verticais pré-fabricados, com base na modelação numérica, como também os resultados das soluções analíticas para estado axissimétrico e estado plano de deformação. No final, realizar-se-á a comparação entre as várias soluções.

Todavia, serão inicialmente apresentados os resultados do estudo analítico para diversos valores dos parâmetros associados ao efeito *smear* (extensão da zona perturbada e permeabilidade horizontal da mesma), de modo a comprovar a sua influência na consolidação, inclusive para a situação mais simples, que corresponde à não consideração do efeito *smear*. Para além destes, realizar-se-á ainda o estudo da influência da resistência hidráulica do dreno.

Convém recordar que todos estes parâmetros terão influência direta no valor do coeficiente de permeabilidade horizontal, utilizado em cada uma das análises mencionadas acima. Embora no estado axissimétrico, apenas seja necessário determinar o coeficiente de permeabilidade na zona *smear*, mantendo-se inalterado o valor do mesmo fora dessa zona, tal já não acontece no estado plano de deformação. Neste último caso, ambos os valores de coeficiente de permeabilidade horizontal irão sofrer alteração, tal como foi descrito no capítulo 4.3.2.

No caso em estudo, admitiu-se para o afastamento da malha de drenos (S), o valor correspondente à utilizada no tratamento do solo de fundação dos diques da Represa de Lebríja, o qual é de 1,52m. Sendo a distribuição em planta triangular, então o valor do diâmetro equivalente do dreno (d_e) será de $1,05S$, ou seja, 1,6m. Relativamente à distância considerada entre os eixos de dois drenos paralelos entre si (S^*) utilizado no estado plano de deformação adotou-se o mesmo valor de S , 1,52m.

A geometria dos drenos utilizada foi de 100mx4mm, sendo o diâmetro equivalente do dreno circular, calculado com base na expressão de Hansbo (1979), função destas dimensões e igual a $d_{m,eq}=0,066m$. Este será também o valor do diâmetro do dreno (d_w).

A condutividade hidráulica do filtro do dreno limita a capacidade drenante do mesmo, e como tal será este o valor utilizado nas soluções analíticas, admitindo-se ainda que é igual em ambos os sistemas (axissimétrico e plano de deformação), $k_{wAx}=k_{filtro}=0,07m/s$. Também a permeabilidade horizontal da zona perturbada para estes sistemas se considera igual, ou seja $k_{hsAx}=k_{hsPD}$ (aplicável na solução analítica de Idraratna e Redana, 1997).

Relativamente à determinação de b_s e b_w , que correspondem, respetivamente, a metade da largura da zona perturbada e a metade da largura do dreno no estado plano de deformação, estas obedecem ao mesmo critério de equivalência entre sistemas, e com tal se $b_w=(B.d_w^2)/d_e^2$, então $b_s=(B.d_s^2)/d_e^2$ (aplicável na solução analítica de Idraratna e Redana, 1997).

7.1. CARACTERÍSTICAS DO SOLO ARGILOSO

Com base no que foi mencionado acima, e também descrito nos capítulos correspondentes à formulação teórica da consolidação considerando a aplicação de drenos verticais, serão em seguida apresentados os coeficientes de permeabilidade utilizados nas diversas análises realizadas neste capítulo.

Contudo, estes valores não têm em consideração a resistência hidráulica do dreno uma vez que no programa PLAXIS os drenos são considerados como elementos ideais, ou seja, com elevada condutividade hidráulica. O dreno utilizado nas formulações analíticas não é ideal, no entanto, e como se verá mais adiante (ver 7.3.1), a resistência hidráulica do mesmo é tão reduzida que se poderá desprezar o efeito deste parâmetro na determinação da permeabilidade horizontal.

No caso em que foi considerado o efeito *smear*, os valores de permeabilidade horizontal foram determinados para várias hipóteses distintas de largura e de permeabilidade desta zona, nomeadamente:

- Larguras de *smear* consideradas: $d_s=3d_w$, $d_s=6d_w$ e $d_s=10d_w$;
- Permeabilidade horizontal na zona *smear*: $k_{hs}=0,1k_{h0}$, $k_{hs}=0,33k_{h0}$ e $k_{hs}=0,66k_{h0}$.

Estas relações, quer entre a largura da zona *smear* e a largura do dreno, quer entre permeabilidade horizontal na zona *smear* e permeabilidade horizontal na zona não perturbada, teve por base a compilação dos resultados alcançados por diversos investigadores. Apenas uma nota final para o valor de $d_s=10d_w$, o qual não se baseia em nenhuma investigação anteriormente feita, sendo aqui utilizado apenas para efeitos académicos, e para exacerbar o efeito deste parâmetro na consolidação.

Como tal, e tendo como base as propriedades hidráulicas iniciais do solo argiloso, obtêm-se para o estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) os seguintes resultados (Quadro 7):

Quadro 7 – Conversão dos coeficientes de permeabilidade horizontal da zona perturbada e não perturbada para Estado Axissimétrico (Hansbo) e Estado Plano de Deformação (Indraratna e Redana)

Parâmetro		Axissimétrico (3D)	Plano de Deformação (2D)	
k_v (m/s)		4,63E-10	4,63E-10	
k_{h0} (m/s)	Sem Smear		3,44E-10	
	$d_s=3d_w$	$k_{hs}=0,1k_{h0}$	1,39E-10	
		$k_{hs}=0,33k_{h0}$	1,48E-05	
		$k_{hs}=0,66k_{h0}$	2,30E-05	
	$d_s=6d_w$	$k_{hs}=0,1k_{h0}$	1,39E-09	3,22E-06
		$k_{hs}=0,33k_{h0}$		9,84E-06
		$k_{hs}=0,66k_{h0}$		1,78E-05
	$d_s=10d_w$	$k_{hs}=0,1k_{h0}$		1,78E-06
		$k_{hs}=0,33k_{h0}$		5,79E-06
		$k_{hs}=0,66k_{h0}$		1,14E-05
	k_{hs} (m/s)	$k_{hs}=0,1k_{h0}$	1,39E-10	1,39E-10
		$k_{hs}=0,33k_{h0}$	4,59E-10	4,59E-10
$k_{hs}=0,66k_{h0}$		9,17E-10	9,17E-10	
k_{hs}/k_v	$k_{hs}=0,1k_{h0}$	0,30	0,30	
	$k_{hs}=0,33k_{h0}$	0,99	0,99	
	$k_{hs}=0,66k_{h0}$	1,98	1,98	

O facto de k_{hs} ser igual em ambos os sistemas, permite constatar o que foi referido no início deste capítulo, ou seja, que a permeabilidade horizontal da zona perturbada para estes sistemas é considerada igual, $k_{hsAX}=k_{hsPD}$ (aplicável na solução analítica de Indraratna e Redana, 1997). Além disso, a relação entre k_{hs} e k_v permite ainda averiguar se o valor do coeficiente de permeabilidade horizontal na zona *smear* é demasiado baixo ou alto relativamente ao vertical. Quando esta é muito diferente de 1, então tal significa que a análise referente a este caso não terá muito sentido (ver quadro 3 - capítulo 3).

7.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A MODELAÇÃO

Para a modelação numérica, mais uma vez admitiram-se elementos triangulares de 15 nós, quer para as análises em estado axissimétrico (AX) quer em estado plano de deformação (PD), sendo a dimensão da malha muito fina. Além disso, e tal como no capítulo 6, o modelo de comportamento do solo é o *Soft Soil*, e as características da placa rígida e do carregamento também se mantêm.

Relativamente às condições de fronteira associadas aos deslocamentos, considerou-se que a base do estrato tem os deslocamentos restringidos no plano (vertical e horizontal), e nas fronteiras laterais permitiu-se apenas os deslocamentos verticais, tal como na análise anterior.

As etapas de cálculo consideradas nesta fase são comuns em quase todas as análises a seguir apresentadas, com exceção das que não têm em consideração a zona *smear*. Como tal, o procedimento é o seguinte:

- a) Aplicação do estado de tensão inicial no terreno;
- b) Ativação do dreno;
- c) Substituição do solo argiloso por areia, na zona limítrofe do dreno entre este e o eixo de simetria (apenas para o estudo do estado axissimétrico). Este aspeto será explicado mais adiante;
- d) No caso da consideração de *smear*, deverá proceder-se à substituição do solo argiloso inicial por um novo solo, o qual difere do anterior apenas no coeficiente de permeabilidade horizontal. Esta substituição será efetuada na largura de *smear* considerada para cada análise;
- e) Aplicação da placa rígida e do carregamento em simultâneo;
- f) Início da fase de consolidação, tendo-se o cuidado de colocar os deslocamentos associados às fases anteriores a zero.

Todas as fronteiras permeáveis, à exceção do topo da camada, foram consideradas estanques e o dreno vertical foi materializado pela linha “*drain*” do programa de cálculo numérico PLAXIS, não podendo ser especificada para a mesma qualquer característica relativamente ao raio, permeabilidade ou resistência hidráulica, apenas a sua posição, considerando-se dessa forma como um dreno ideal. Devido à falta de possibilidade por parte do programa PLAXIS, a linha “*drain*” não pode ser colocada no eixo de simetria, tendo sido necessário dar uma pequena distância entre este e o dreno.

No que diz respeito aos pontos escolhidos para obtenção dos resultados numéricos, definiram-se os mesmos sempre no topo da camada e a meio da largura da mesma.

7.3. ESTADO AXISSIMÉTRICO

Para este estudo analisou-se a consolidação radial de modo a perceber o contributo da utilização de drenos verticais na aceleração da consolidação e compararam-se as soluções obtidas numericamente com as soluções analíticas propostas por Hansbo (1979) e Carrillo (1942).

Além disso, decidiu-se efetuar uma análise de sensibilidade relativamente às dimensões da geometria, visto que comprimentos de drenagem relativamente pequenos poderão influenciar

substancialmente os resultados da consolidação. É que neste caso, a largura máxima a considerar na modelação corresponde a metade do diâmetro equivalente do dreno, sendo a maior dimensão da geometria da malha correspondente à altura de drenagem.

Assim sendo, foram inicialmente modelados estratos com 2,5m, 5m e 10m de altura, tendo-se considerado uma largura de 0,8m, dado que se está a realizar uma análise em axissimetria e que a consolidação é feita radialmente (ver 7.3.3.). Tal como referido, estas geometrias distintas foram apenas para realizar uma análise de sensibilidade, tendo-se posteriormente adotado o valor de 10m em todas as análises.

7.3.1. INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA HIDRÁULICA DO DRENO

É nesta etapa do estudo que se vai averiguar se a resistência hidráulica do dreno determinada com base nas características reais deste, implicam alterações significativas no resultado da consolidação quando comparadas com a solução calculada para um dreno ideal (sem resistência hidráulica).

Os drenos verticais pré-fabricados adotados, foram os mesmos aplicados no tratamento do solo de fundação onde foram construídos os diques da Represa de Lebrija, que correspondem ao dreno COLBONDDRAIN CX 1000, o qual tem as características indicado a baixo (Quadro 8).

Quadro 8 – Características do dreno utilizado no tratamento do solo argiloso

Parâmetro	Dreno
w [m]	0,1
y [m]	0,004
k_w [m/s]	0,07

O Gráfico 12 apresenta a comparação das soluções analíticas de Hansbo, relativamente ao grau médio de consolidação, para $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,33k_{h0}$, considerando o dreno real e o dreno ideal. No fundo, com base no mesmo, é possível constatar que o dreno utilizado no tratamento, apresenta uma resistência hidráulica muito diminuta, daí que, quase que se possa considerar como tendo um comportamento ideal, isto é, não apresenta limitações na capacidade de descarga. O mesmo também se pode verificar, aquando da determinação do grau médio de consolidação, a partir do valor do parâmetro $F_{(r)}$, dado que este é extraordinariamente pequeno face aos restantes parâmetros, e conseqüentemente pouco influencia no valor de μ_{Ax} , do grau médio de consolidação (Quadro 9 e 10).

Quadro 9 – Cálculo de μ_{Ax} considerando a resistência do dreno

$F_{(n)}$	$F_{(s)}$	$F_{(r)}$	μ_{Ax}
2,435	2,231	0,000453	4,666

Quadro 10 – Cálculo de μ_{Ax} não considerando a resistência do dreno

$F_{(n)}$	$F_{(s)}$	$F_{(r)}$	μ_{Ax}
2,435	2,231	0	4,665

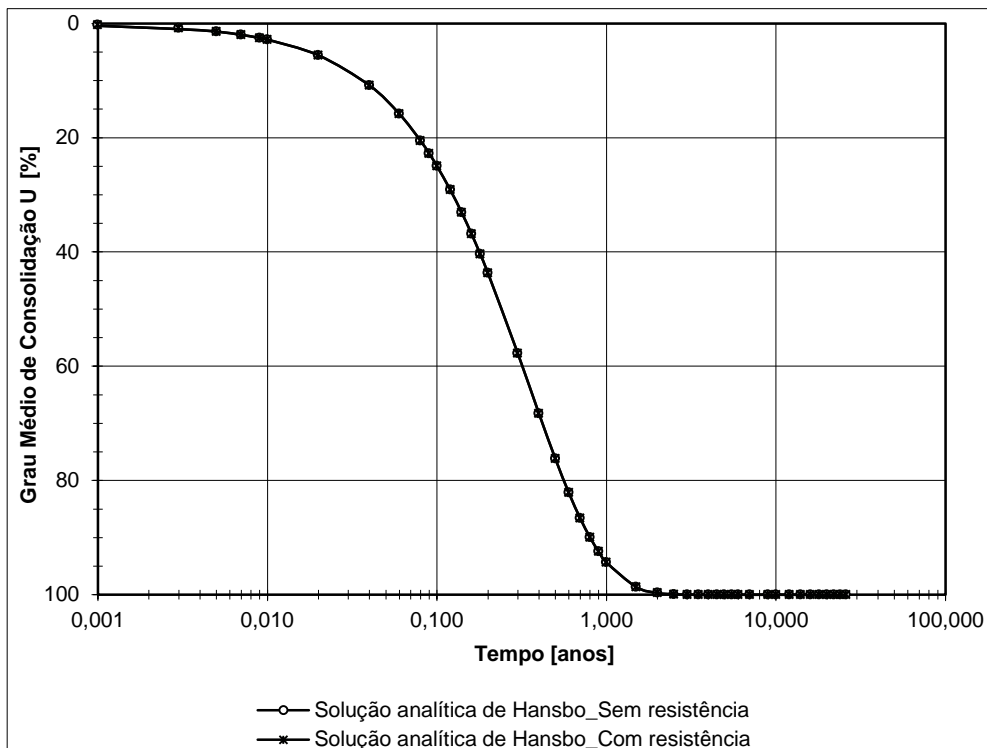


Gráfico 12 – Comparação das soluções analíticas de Hansbo considerando e não considerando a resistência hidráulica do dreno (AX) para $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,33kh_0$

7.3.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE *SMEAR* NA SOLUÇÃO ANALÍTICA

Apresenta-se agora o estudo de sensibilidade realizado, para ter em conta os dois parâmetros associados ao efeito *smear*, em que:

- Numa primeira fase se considera constante a extensão da zona perturbada, variando-se apenas o coeficiente de permeabilidade horizontal nessa zona (Quadro 7);
- Numa segunda fase, considera-se o coeficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada constante, variando-se unicamente a extensão da zona perturbada (Quadro 7);

- Além destes, efetua-se uma análise adicional sem ter em conta a existência de uma zona perturbada.

O Gráfico 13 apresenta a influência do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado no processo de consolidação do solo argiloso e verifica-se que, para a mesma extensão da zona perturbada, quanto menor for o coeficiente, mais tempo levará o processo de consolidação a realizar-se.

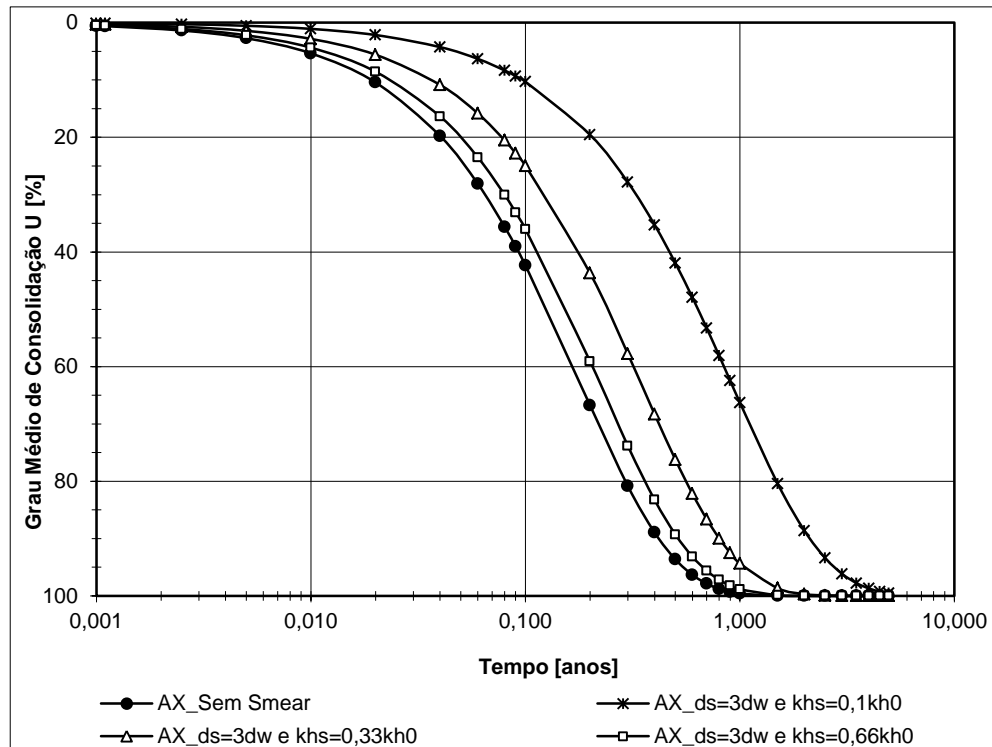


Gráfico 13 – Influência do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado na consolidação do solo para a solução analítica (AX)

Em contrapartida, no Gráfico 14 é possível observar como a extensão da zona perturbada afeta o processo de consolidação, considerando sempre o mesmo coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado, verificando-se que quanto maior for a extensão da zona perturbada, mais tempo levará o processo de consolidação do solo.

Em ambos os resultados anteriores, observa-se que o andamento das curvas do grau médio de consolidação é relativamente paralelo, verificando-se que a análise sem *smear* é sempre aquela que apresenta um grau de consolidação superior para o mesmo tempo. Tal resultado vem comprovar que a consideração do *smear* poderá retardar substancialmente a evolução da consolidação e do tempo final do mesmo.

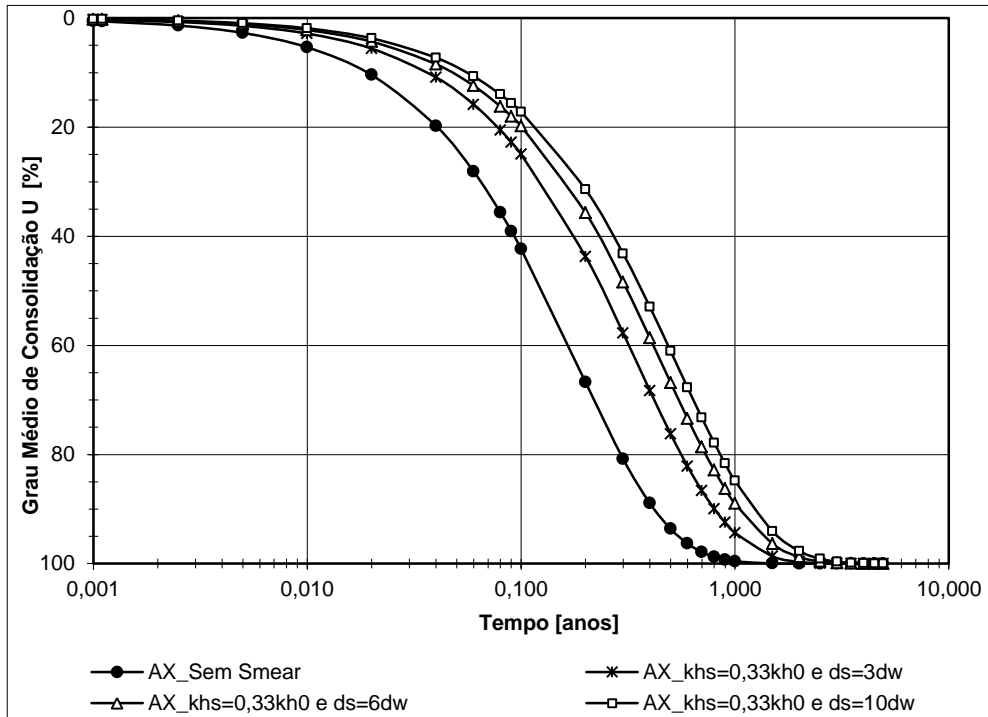


Gráfico 14 – Influência da extensão da zona perturbada na consolidação do solo para a solução analítica (AX)

Da união dos resultados apresentados nos Gráficos 13 e 14, surge o Gráfico 15, o qual permite concluir que o coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado tem uma maior influência no retardamento da evolução da consolidação, do que a largura da zona perturbada.

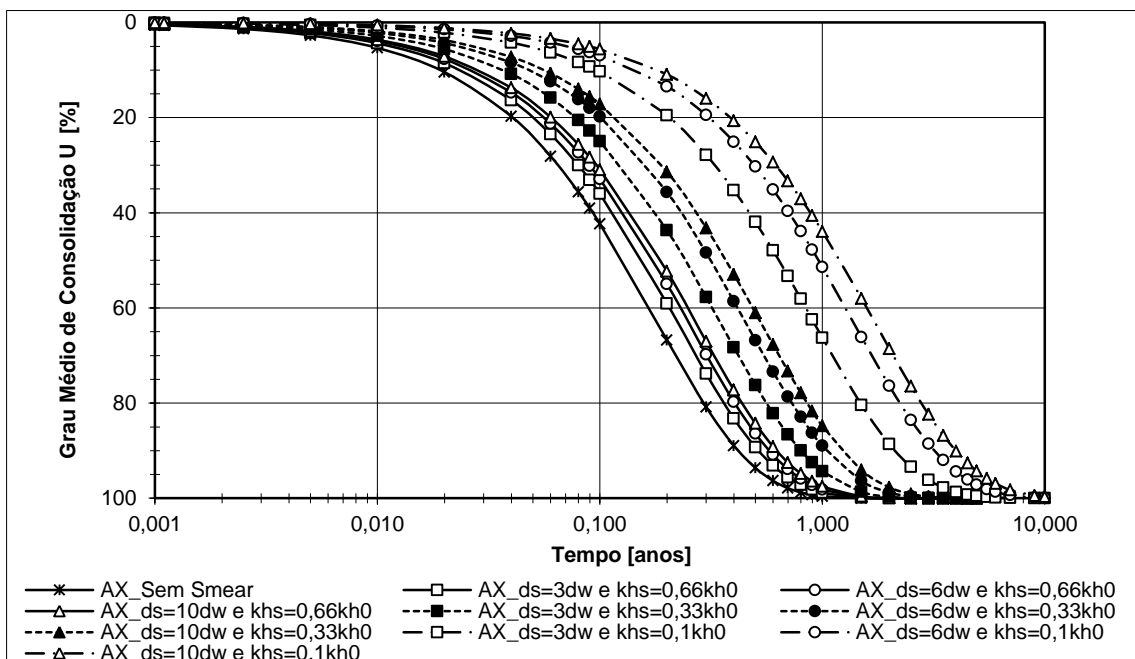


Gráfico 15 – Influência da extensão da zona perturbada e do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado na consolidação do solo para a solução analítica (AX)

7.3.3. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ESTRATO NA MODELAÇÃO

Tal como foi anteriormente mencionado, quando a espessura da camada de solo a consolidar é muito pequena (<10m), a drenagem vertical tem uma importância substancial no resultado final. Assim sendo, realizaram-se várias experiências, para estratos com 2,5m, 5m e 10m de altura, tendo-se considerado uma largura de 0,8m, e compararam-se estas com as soluções analíticas para escoamento vertical, escoamento horizontal e escoamento combinado.

Com base nos resultados apresentados nos Gráficos 16, 17 e 18, é possível observar que quanto maior for a espessura da camada, maior a proximidade do resultado do cálculo numérico com o resultado da solução analítica para drenagem combinada.

Também se pode observar que para $H_d=10m$, as curvas correspondentes às soluções analíticas de Hansbo (escoamento horizontal) e de Terzaghi (escoamento vertical) afastam-se imenso. Contudo, a solução de Carrillo (escoamento combinado), é praticamente coincidente com a solução de Hansbo, o que permite concluir que a contribuição da drenagem vertical para o processo global é mínima.

Mais uma vez as soluções da modelação numérica não coincidem por completo com as soluções analíticas para drenagem combinada, no entanto existe correspondência com os resultados observados em outras análises (ver capítulo 6).

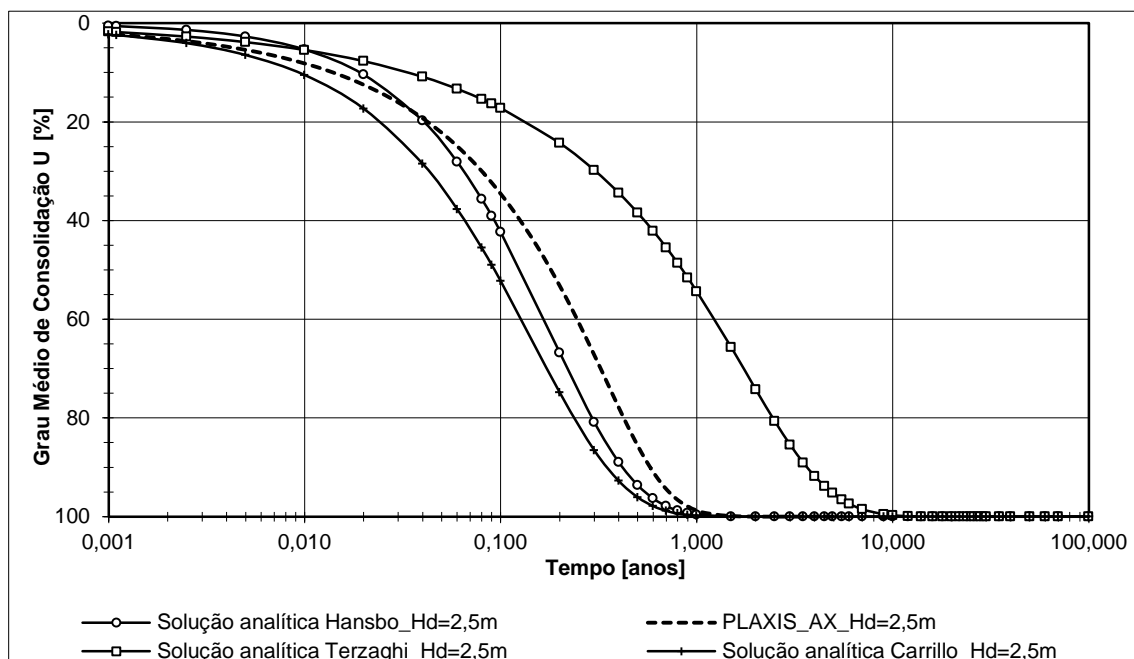


Gráfico 16 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 2,5m

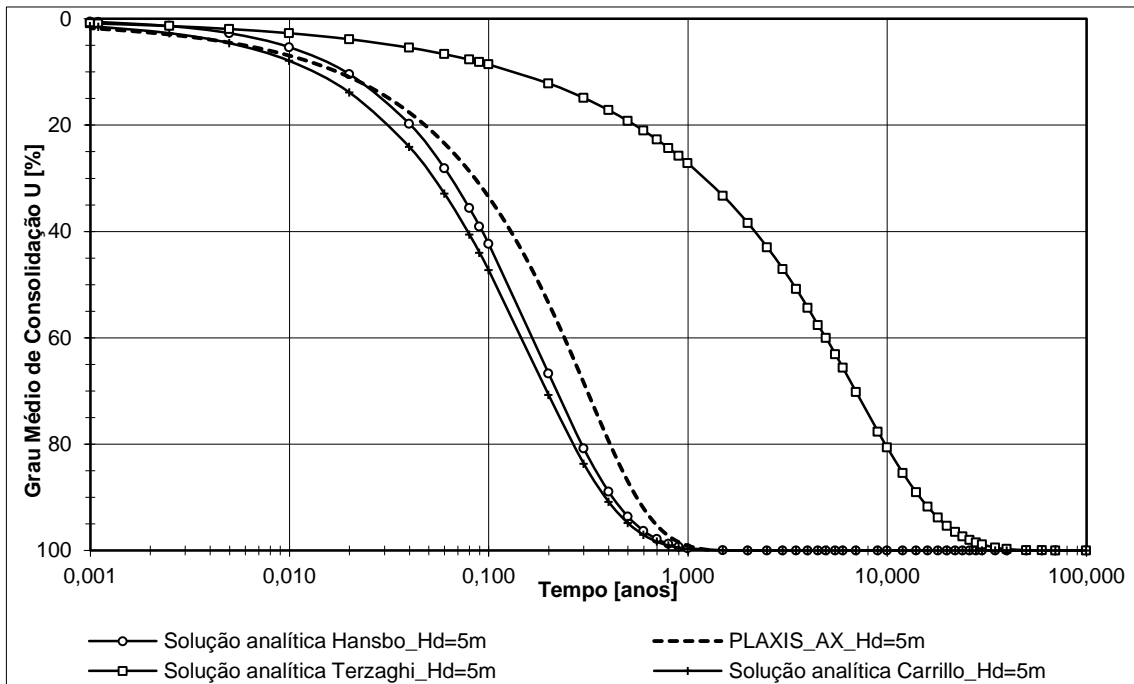


Gráfico 17 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 5m

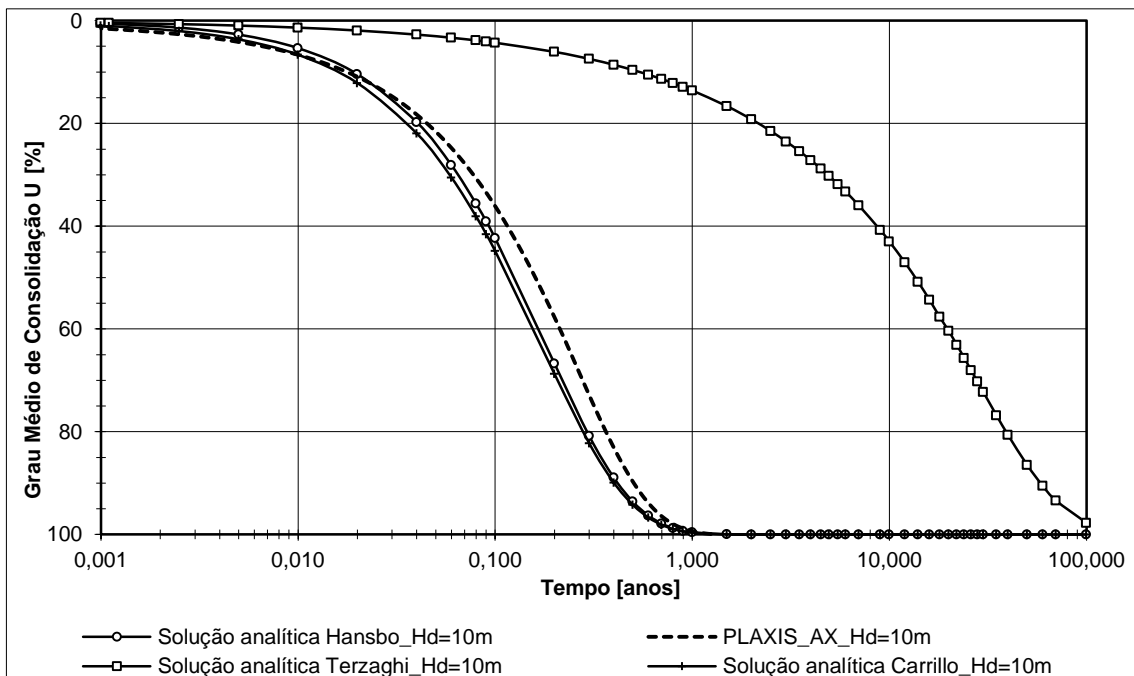


Gráfico 18 – Comparação das soluções analíticas (drenagem vertical, horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m

7.3.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE *SMEAR* NO CÁLCULO NUMÉRICO

Esta análise é idêntica à realizada no ponto 7.3.2., tendo-se admitido precisamente as mesmas características quer para o solo na zona perturbada, quer na não perturbada, assim como as mesmas relações entre d_s e d_w , e k_{hs} e k_{h0} . Os resultados alcançados com o cálculo numérico são comparados com as soluções analíticas de Hansbo e Carrillo, as quais já foram analisadas anteriormente.

7.3.4.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Face ao resultado da análise da influência da altura dos estratos, na evolução da consolidação para a modelação numérica, a partir de agora considera-se sempre uma altura de 10m para o estrato argiloso.

Para ter em conta a variação da largura da zona perturbada na modelação numérica, é necessário proceder-se à substituição do solo argiloso inicial por um outro com coeficiente de permeabilidade horizontal reduzido, correspondente ao da zona perturbada para a análise em causa (Quadro 7). Nas figuras 45, 46, 47 e 48, é visível esta substituição para cada análise, bem como a substituição do solo argiloso por areia, junto do eixo de simetria.

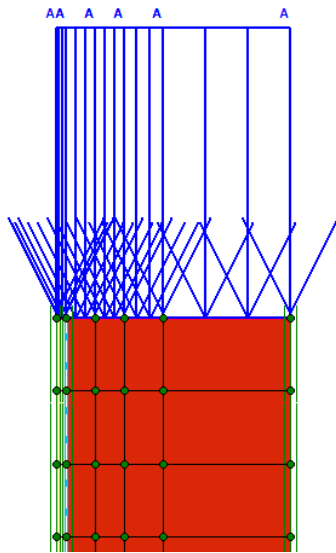


Figura 45 – Representação da extensão da zona perturbada (Sem Smear) - PLAXIS

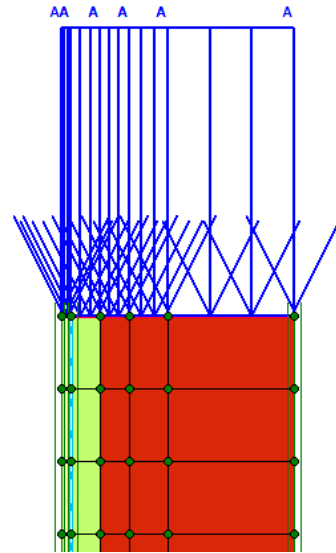


Figura 46 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=3d_w$) - PLAXIS

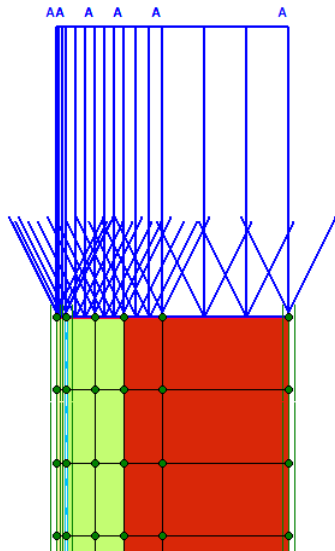


Figura 47 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=6d_w$) - PLAXIS

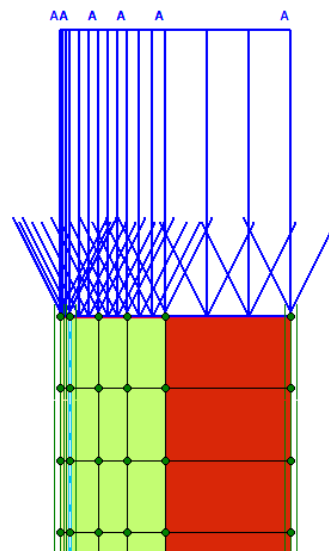


Figura 48 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=10d_w$) - PLAXIS

7.3.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os gráficos que se apresentam em seguida (Gráficos 19, 20 e 21) mostram a influência que a extensão da zona perturbada e o coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado têm no processo de consolidação do solo argiloso.

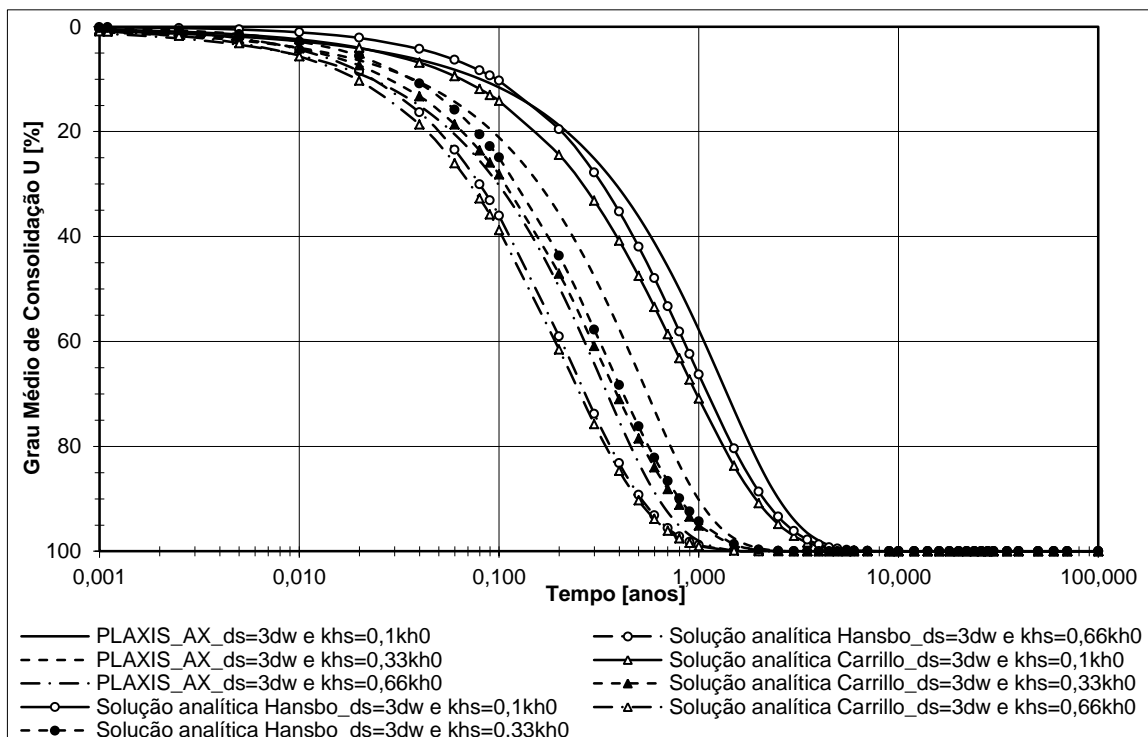


Gráfico 19 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s=3d_w$

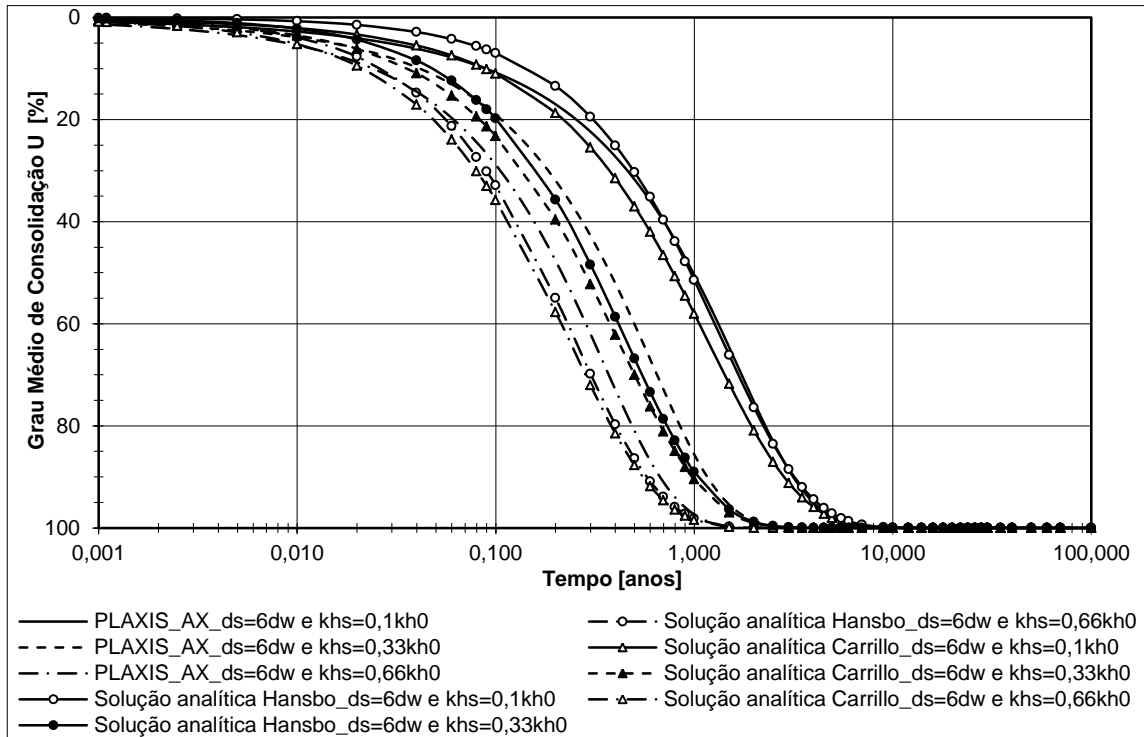


Gráfico 20 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s = 6d_w$

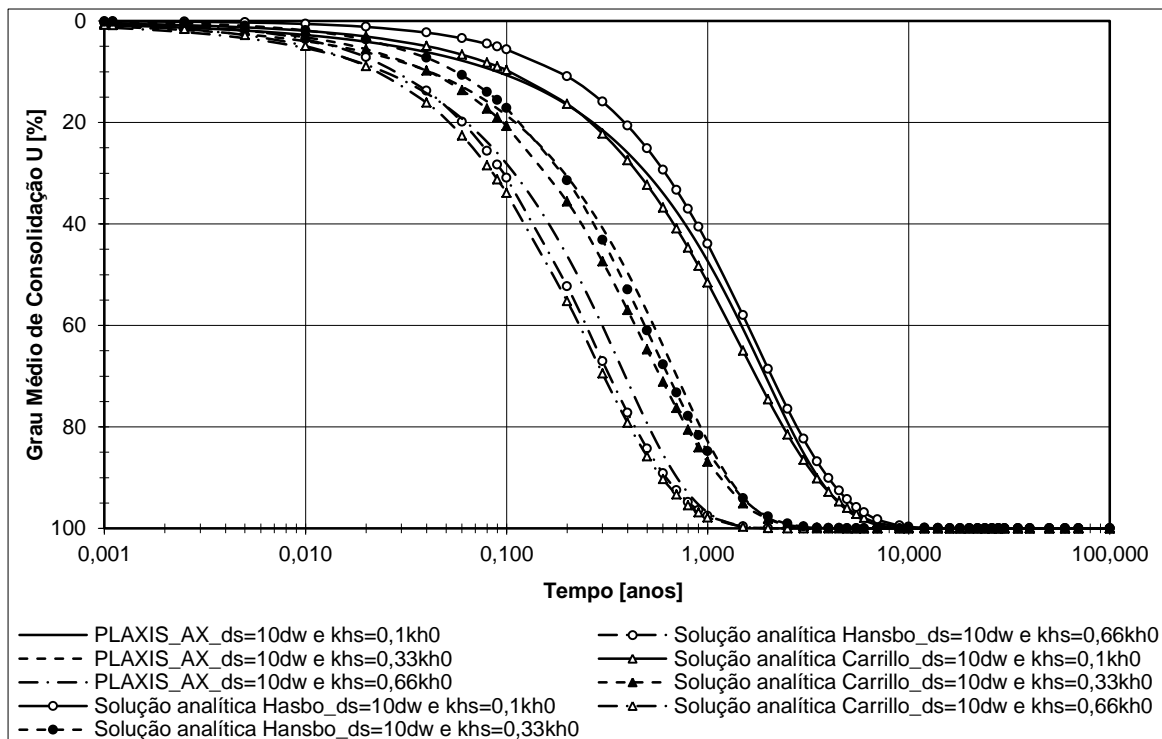


Gráfico 21 – Comparação das soluções analíticas (drenagem horizontal e combinada) com cálculo numérico PLAXIS (AX) para uma altura de 10m e $d_s = 10d_w$

Observando o gráfico em que está representado os resultados para $d_s=3d_w$ e vários valores de coeficiente de permeabilidade perturbada (k_{hs}) (Gráfico 19), constata-se que a consolidação é mais rápida para $k_{hs}=0,66k_{h0}$, o que faz todo o sentido, uma vez que tal significa que a permeabilidade horizontal perturbada é quase o dobro da vertical.

Relativamente às curvas das soluções analíticas, quer de Carrillo quer de Hansbo, observa-se uma maior discrepância para $k_{hs}=0,1k_{h0}$. Tal acontece porque nestas situações, a permeabilidade horizontal perturbada é reduzida, e como tal a drenagem vertical acaba por assumir maior relevância ($k_{hs}/k_v = 0,30$).

Além disso, e como seria de esperar, esta diferença fica mais acentuada à medida que a extensão da zona perturbada é maior (Gráficos 20 e 21).

Na Figura 49 é possível observar os assentamentos obtidos no final da consolidação do solo argiloso, para uma consolidação com drenos no estado axissimétrico, para o caso em que $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,33k_{h0}$, no cálculo numérico PLAXIS.

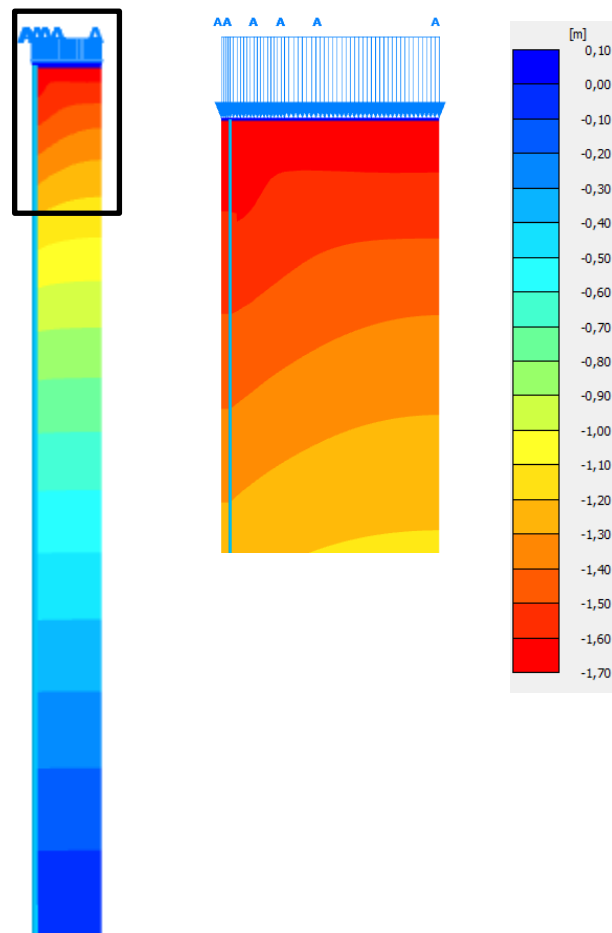


Figura 49 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado axissimétrico - PLAXIS

7.4. ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

Para este estudo analisou-se, do mesmo modo que para o anterior, o contributo da utilização de drenos verticais na aceleração da consolidação, mas neste caso para o estado plano de deformação, uma vez que o sistema radial é convertido para uma parede de drenos.

Comparou-se numa primeira etapa os resultados entre soluções analíticas de Hansbo para estado axissimétrico, já apresentadas em 7.3.2., e de Indraratna e Redana para o estado plano de deformação. Não esquecer que estas soluções para análise da consolidação consideram apenas escoamento horizontal.

Em seguida, procedeu-se precisamente à mesma análise que descrita anteriormente, mas comparando agora os resultados dos cálculos numéricos para o estado plano de deformação com o estado axissimétrico, tendo-se, mais uma vez, admitido as características de permeabilidade horizontal indicadas no Quadro 7.

Por fim, analisaram-se os resultados obtidos na modelação com o PLAXIS, quer por Indraratna e Redana (1997), quer por Hird *et al.* (1992). Este cenário teve como objetivo verificar qual a diferença realmente observada na evolução do grau de consolidação médio, para a solução numérica, visto que a maioria dos casos reais de obra recorrem à aplicação do método de Hird, face à sua simplicidade e também porque exige muito menos dos programas de cálculo automático.

7.4.1. SOLUÇÃO ANALÍTICA DE INDRARATNA E REDANA E COMPARAÇÃO COM HANSBO

Tal como se acabou de referir, nesta parte do estudo procedeu-se a uma análise dos resultados obtidos entre as soluções analíticas de Hansbo para estado axissimétrico e de Indraratna e Redana para o estado plano de deformação, quer admitindo ou não uma zona perturbada, estando os resultados alcançados representados no Gráfico 22.

Da observação deste verifica-se que, independentemente da existência de uma zona perturbada ou não, os dois estados (axissimétrico e plano de deformação) coincidem, portanto é possível concluir que, analiticamente, a conversão de um sistema espacial de drenos (axissimétrico) numa parede de drenos verticais e paralelos entre si (plano de deformação) é equivalente.

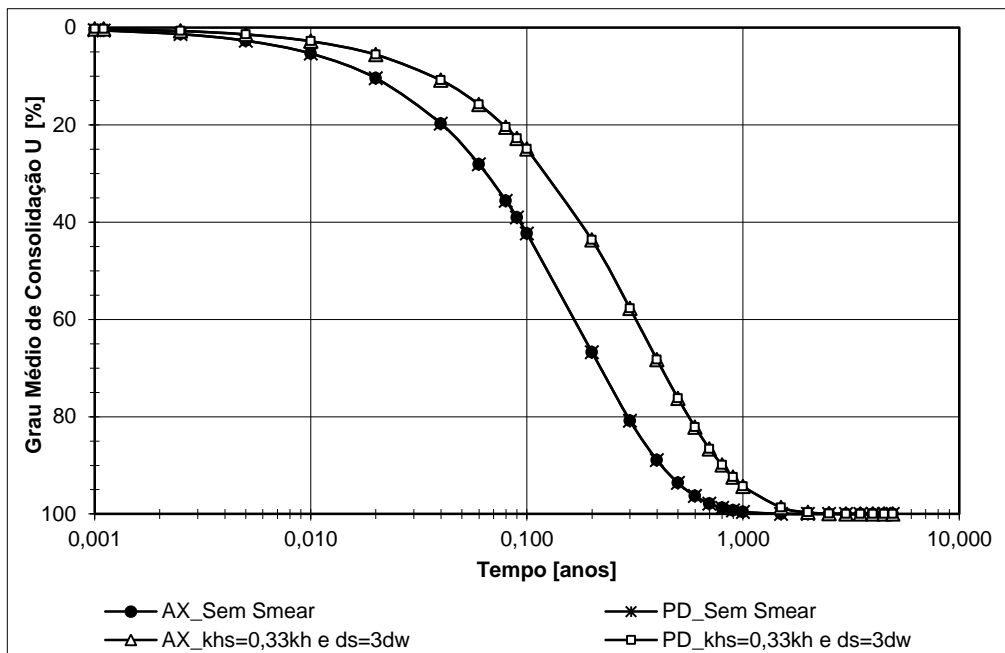


Gráfico 22 – Comparação das soluções analíticas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m

7.4.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE *SMEAR* NO CÁLCULO NUMÉRICO

As simulações a seguir apresentadas são similares às realizadas em 7.3.4., mas agora considerando a modelação numérica em estado plano de deformação (Indraratna e Redana) e comparando apenas com os resultados numéricos apresentados em 7.3.4. para estado axissimétrico (Hansbo).

7.4.2.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Mais uma vez, de modo a ter em conta a variação da largura de *smear* na modelação numérica por Indraratna e Redana, é necessário proceder-se à substituição do solo argiloso inicial por um outro com coeficiente de permeabilidade horizontal reduzido, tal como esquematizado nas figuras 50, 51, 52 e 53.

Neste caso, verificou-se ser necessário ter mais do que 2 drenos para que os resultados apresentassem coerência. Assim sendo, e embora não se demonstre neste estudo essa análise, foram admitidas várias geometrias com um número significativo de drenos, tendo-se observado que no mínimo seria necessário considerar 4 drenos. Esta é também a razão pela qual não se efetuou a modelação numérica de apenas metade da geometria.

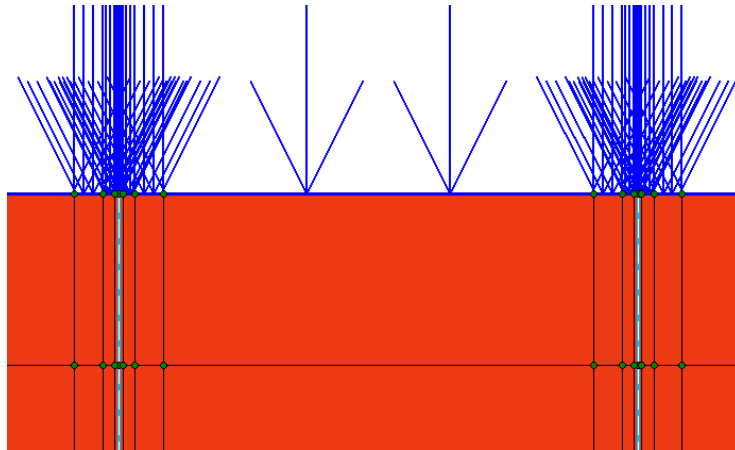


Figura 50 – Representação da extensão da zona perturbada (Sem Smear) - PLAXIS

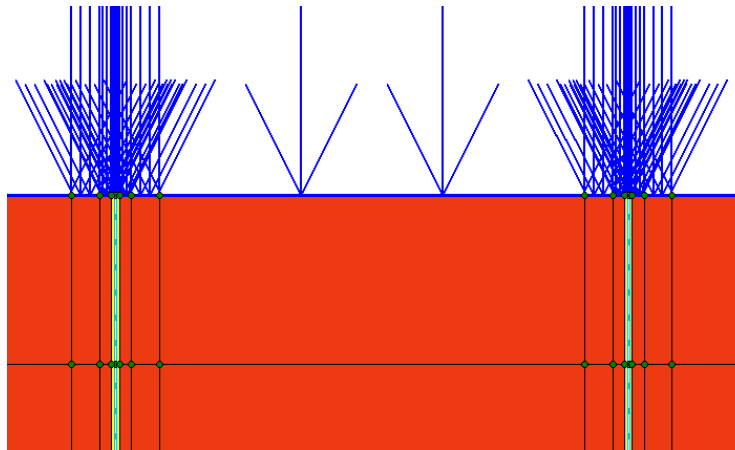


Figura 51 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=3d_w$) - PLAXIS

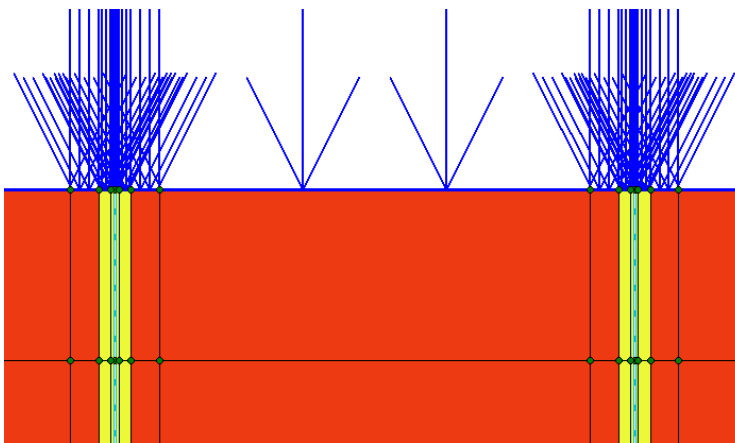


Figura 52 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=6d_w$) - PLAXIS

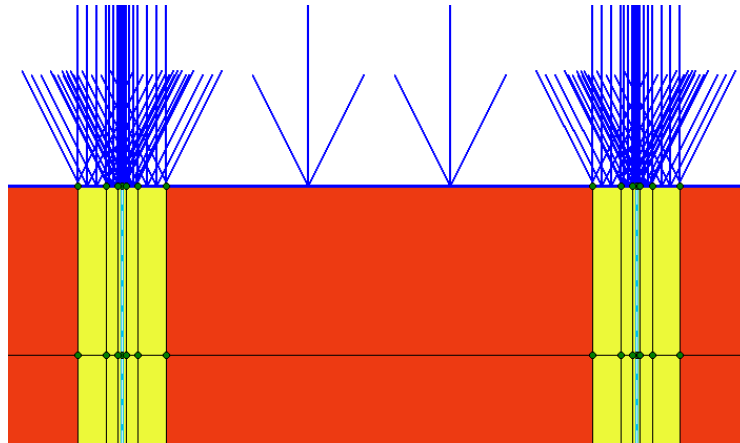


Figura 53 – Representação da extensão da zona perturbada ($d_s=10d_w$) - PLAXIS

7.4.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Da análise gráficos seguintes (Gráficos 23, 24 e 25) verifica-se que o grau médio de consolidação, para um dado tempo, principalmente no início do processo de consolidação, é sempre superior no estado plano de deformação, comparativamente ao estado axissimétrico.

Além disso, e para uma extensão da zona perturbada elevada, verifica-se um aumento do tempo final de consolidação para o estado plano de deformação, relativamente ao axissimétrico, embora se continue a verificar a situação descrita acima, para o início do processo de consolidação.

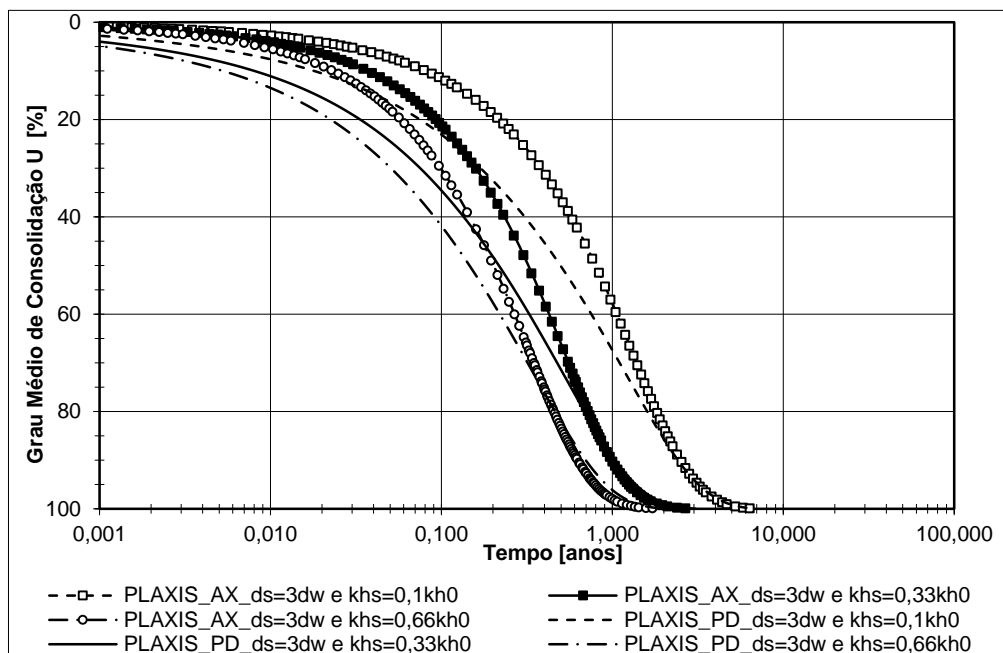


Gráfico 23 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=3d_w$

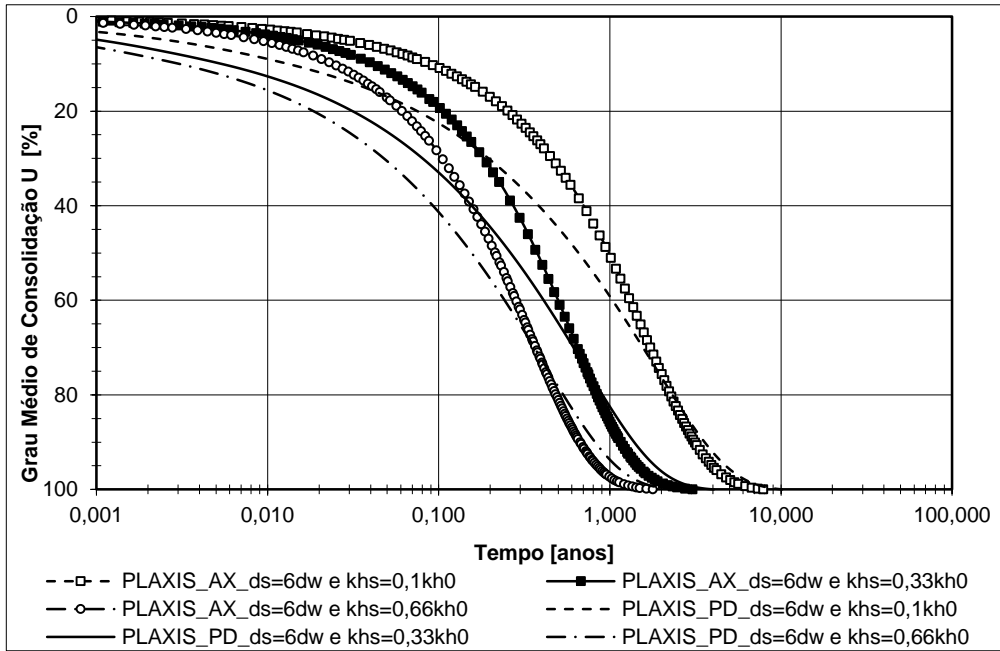


Gráfico 24 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=6d_w$

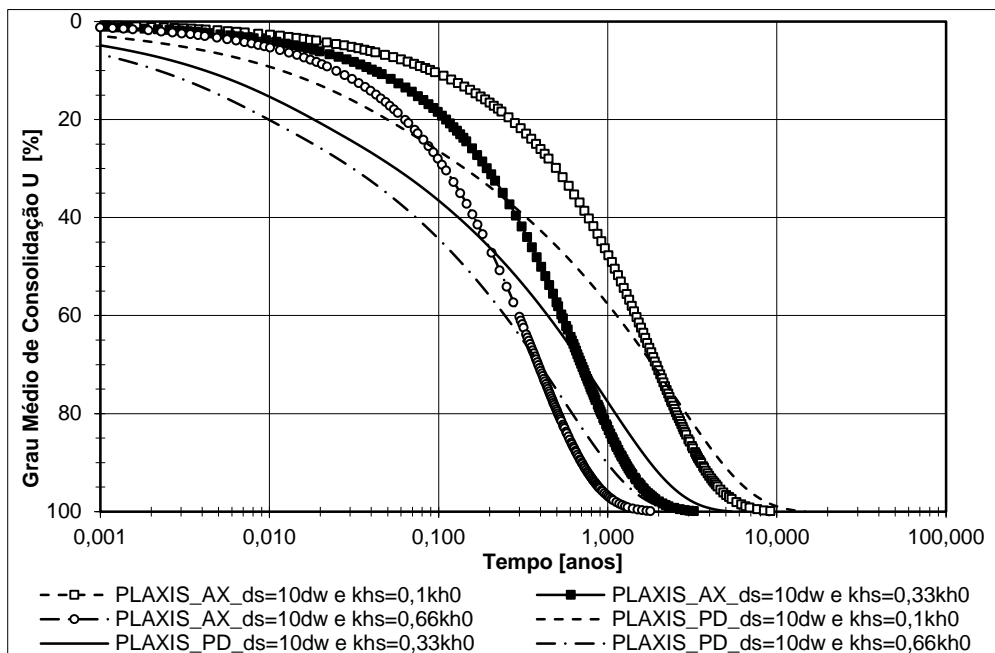


Gráfico 25 – Comparação entre as soluções numéricas em estado axissimétrico (AX) e estado plano de deformação (PD) para uma altura de 10m e $d_s=10d_w$

Na Figura 54 é possível observar os assentamentos obtidos no final da consolidação do solo argiloso, para uma consolidação com drenos no estado plano de deformação, para o caso em que $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,33k_{h0}$, no cálculo numérico PLAXIS.

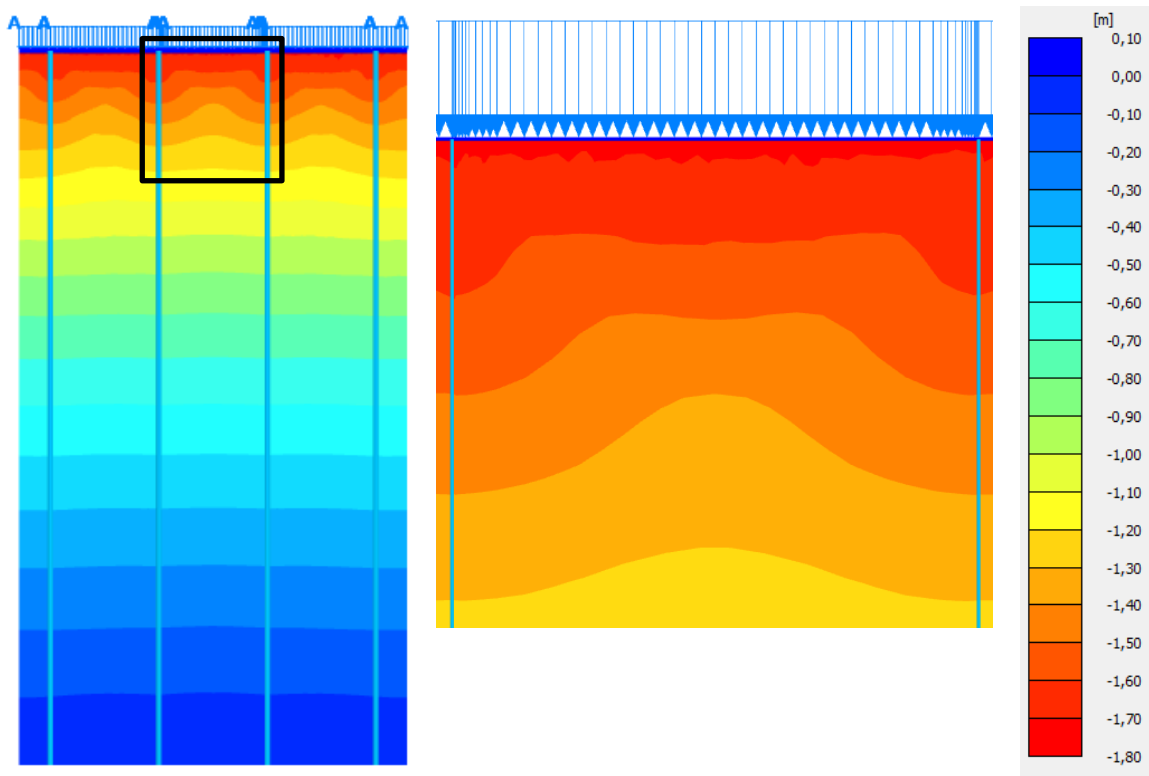


Figura 54 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado plano de deformação - PLAXIS

Comparando este resultado com o obtido para o estado axissimétrico, tal como se pode observar na figura 55, observa-se que o solo apresenta um andamento semelhante, em termos de assentamento, junto ao dreno.

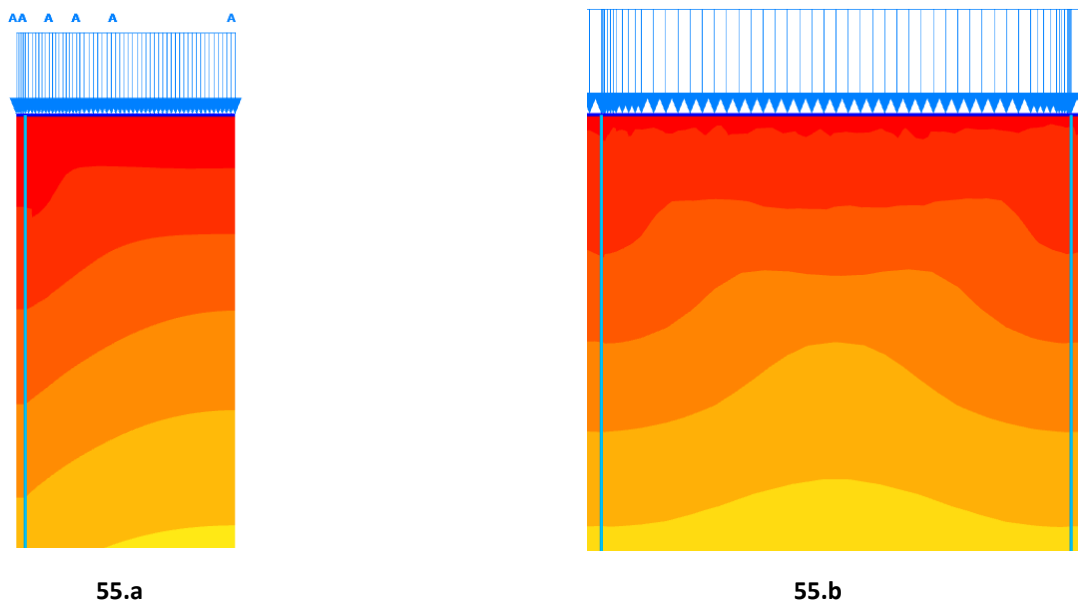


Figura 55 – Evolução dos assentamentos obtidos no final da consolidação com drenos do estrato argiloso para o estado axissimétrico (55.a) e para o estado plano de deformação (55.b) - PLAXIS

7.4.3. CÁLCULO NUMÉRICO PARA AS CONDIÇÕES DE HIRD *ET AL.* - COMPARAÇÃO COM INDRARATNA E REDANA

Nesta análise, pretende-se averiguar se a solução proposta por Hird *et al.*, para o estado plano de deformação, é equivalente com a de Indraratna e Redana.

7.4.3.1. DESCRIÇÃO DO PROCEDIMENTO

Esta análise foi elaborada apenas para uma extensão da zona perturbada de $d_s=3d_w$ e para um coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado de $K_{hs}=0,1k_{h0}$. Para tal, foi necessário calcular o respetivo valor da permeabilidade horizontal perturbada (Quadro 11). Tudo o resto mantém-se igual às condições definidas anteriormente.

Quadro 11 – Valor do coeficiente de permeabilidade horizontal da zona perturbada calculado para Estado Plano de Deformação (Hird *et al.*)

Parâmetro		Plano de deformação (2D)
$d_s=3d_w$	$K_{hs}=0,1k_{h0}$ (m/s)	$5,86 \times 10^{-6}$

7.4.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Do Gráfico 26 é possível observar que ambas as soluções para o cálculo numérico em estado plano de deformação (Indraratna e Redana e Hird *et al.*) têm o mesmo comportamento no processo de consolidação do solo argiloso. Como tal conclui-se que é viável aplicar a solução de Hird *et al.* para estudos de casos reais, em que as análises sejam em estado plano de deformação.

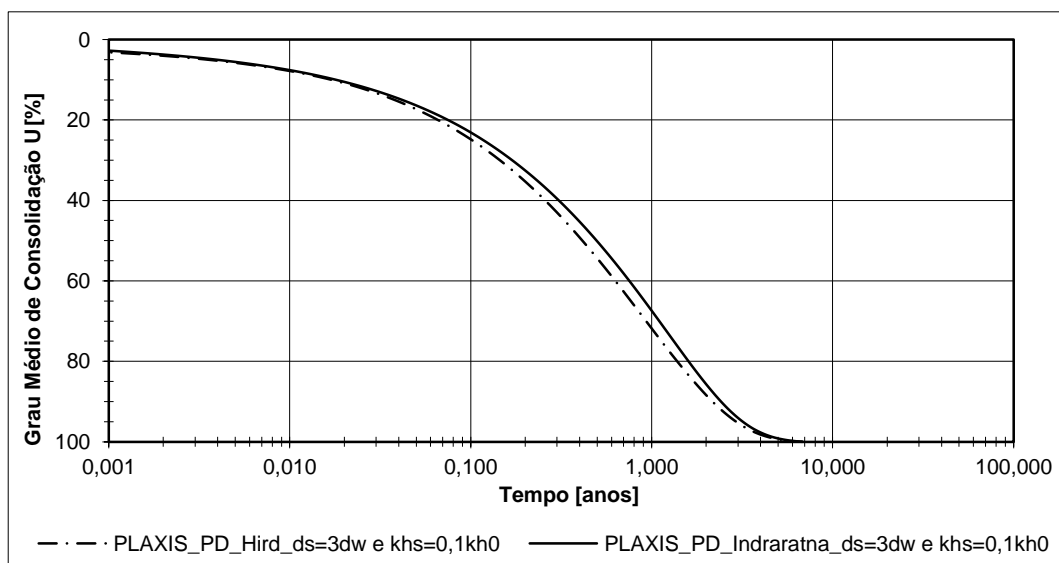


Gráfico 26 – Comparação entre as soluções numéricas em estado plano de deformação (PD), para Indraratna e Redana e Hird *et al.* para $d_s=3d_w$ e $k_{hs}=0,1k_{h0}$

8. VALIDAÇÃO DA UTILIZAÇÃO DA PLACA RÍGIDA NA MODELAÇÃO

Embora, logo de início se tenha explicado a razão pela qual se considerou uma placa rígida no topo do estrato argiloso, e a mesma tenha sido utilizada em todos os cálculos numéricos efetuados até ao momento, decidiu-se ir verificar a validação da mesma. Para tal, e em ambos os estados (axissimétrico e plano de deformação), estudou-se a evolução dos assentamentos no topo da camada (Gráficos 27 e 28), sem a existência de uma zona perturbada. Este mesmo estudo foi também realizado e apresentado por Hird *et al.*, em 1992.

Destes, e para um determinado tempo, é possível verificar que as deformações verticais no estrato são iguais, apesar da distância ao dreno, tal como o pressuposto definido em “*equal vertical strains*”.

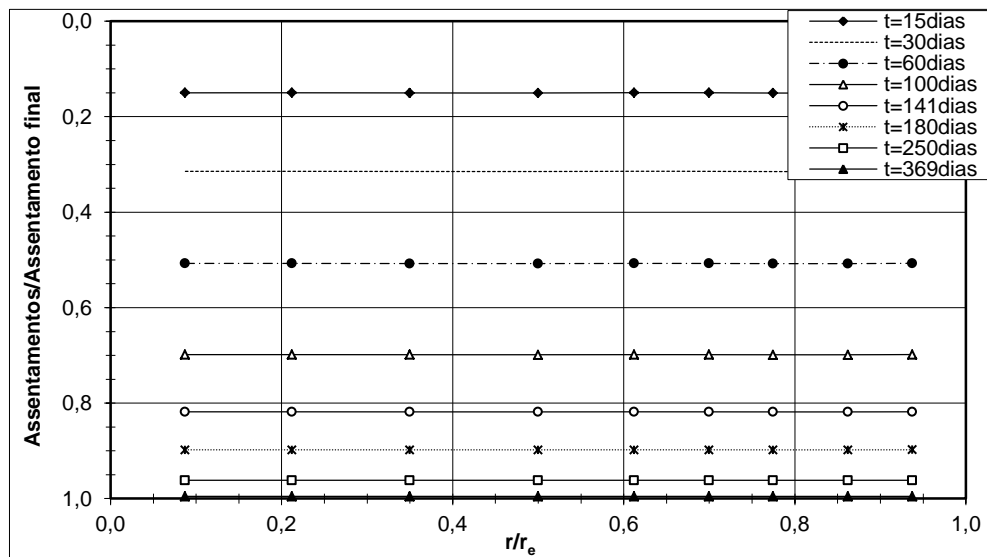


Gráfico 27 – Evolução dos assentamentos no topo da camada em estado axissimétrico (sem *smear*)

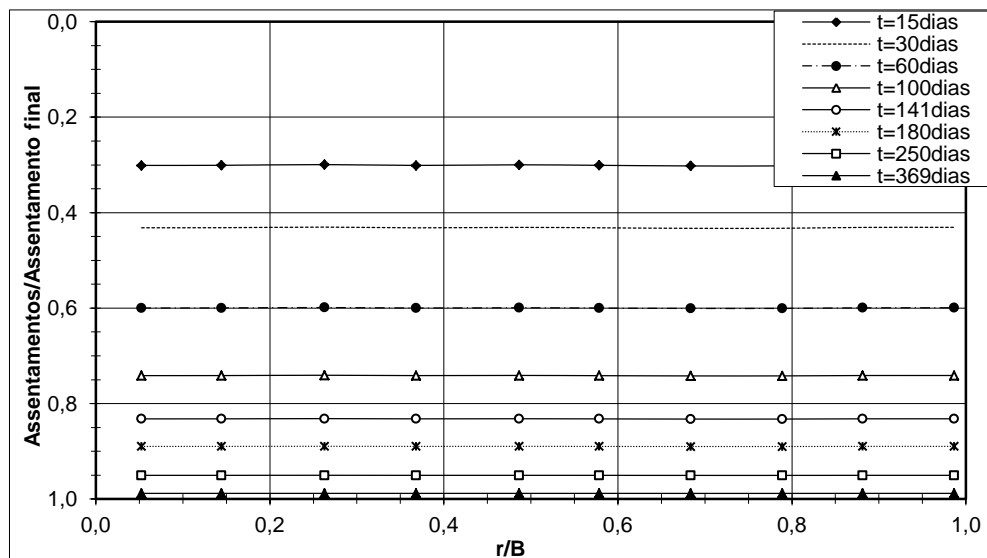


Gráfico 28 – Evolução dos assentamentos no topo da camada em estado plano de deformação (sem *smear*)

9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste estudo, o trabalho desenvolvido teve como principal objetivo estudar o efeito *smear* na consolidação dos solos tratados com drenos verticais pré-fabricados, os quais têm por função acelerar este processo.

Os estudos e investigações desenvolvidas para os primeiros drenos verticais, os quais eram constituídos apenas por areia, surgiram nos anos 20. Posteriormente, já na década de 40, é que os drenos verticais pré-fabricados começam a ser utilizados. Durante a mesma, nomeadamente em 1944, é que Barron apresenta as primeiras soluções analíticas para a consolidação tendo em consideração a drenagem radial, fundamentando-se na teoria simplificada da consolidação unidimensional de Terzaghi. A partir desta época e até ao momento atual, vários estudos e aperfeiçoamentos das soluções analíticas propostas inicialmente, têm sido apresentadas, sendo talvez a mais importante, a incorporação do efeito de uma zona perturbada ao redor do dreno (efeito *smear*). Esta solução, também proposta por Barron em 1948, e apenas para drenagem radial (estado axissimétrico), foi mais tarde modificada por Hansbo em 1979, de modo a adequar a formulação para os drenos verticais pré-fabricados.

Outro marco importante foi também a introdução dos métodos numéricos, por elementos finitos, a partir de programas de cálculo automático. O recurso a estes permitiu o desenvolvimento de soluções mais complexas, contudo certos investigadores concluíram que os resultados obtidos a partir destes métodos mais sofisticados, não diferiam muito dos resultados determinados pela solução de Hansbo (Onoue, 1988; Lo, 1991). Estas comparações foram, numa fase inicial, apenas realizadas em casos de axissimetria.

Na década de 80, e com vista ao estudo de casos reais de obras, os quais são efetuados quase sempre em estado plano de deformação, surgiu a necessidade de converter-se a solução analítica desenvolvida para escoamento radial (3D), numa solução com escoamento horizontal (2D). Nesta última, é necessário converter o sistema espacial dos drenos numa parede de drenos verticais paralelos entre si, realizando-se ajustes quer nos espaçamentos entre drenos (correspondência geométrica), quer nos coeficientes de permeabilidade (correspondência de permeabilidade).

A solução analítica para análise em estado plano de deformação mais utilizada, é a de Hird *et al.* (1992), dada a sua simplicidade, visto que o efeito *smear* é traduzido no cálculo numérico apenas por um coeficiente de permeabilidade global. Tal significa que apenas existe um valor

para a permeabilidade horizontal no solo na zona tratada, e que o mesmo incorpora a redução da permeabilidade na zona perturbada e a permeabilidade inicial. Consequentemente não é representada geometricamente a zona perturbada (*smear*). Mais tarde, em 1997, Indraratna e Redana apresentam de igual modo, uma solução para estado plano de deformação, tendo em conta a representação geométrica desta zona perturbada. Neste caso, o coeficiente de permeabilidade horizontal para essa zona deverá corresponder apenas ao perturbado.

Esta é uma breve síntese da investigação desenvolvida para o tema da consolidação de solos tratados com drenos verticais, tal como se pode comprovar pela abundância de literatura encontrada em artigos técnico-científicos publicados em revistas e jornais da especialidade, bem como em artigos publicados em atas de congressos, conferências, seminários e palestras, livros e ainda em teses de mestrado e doutoramento.

Sendo um tema muito vasto, decidiu-se centrar o trabalho apenas no estudo do efeito *smear* e na análise dos parâmetros que estão diretamente relacionados, nomeadamente a extensão e a permeabilidade horizontal da zona perturbada. As mesmas foram realizadas tanto para as soluções analíticas em estado axissimétrico como para estado plano de deformação, sendo estas posteriormente comparadas com a modelação numérica. Neste último caso, recorreu-se ao programa de elementos finitos PLAXIS 2D 2011. Contudo, e para se conseguir ter uma noção de como os ajustes considerados na passagem da solução em estado axissimétrico para as soluções em estado plano de deformação poderiam afetar os resultados do processo de consolidação, procedeu-se a diversas análises de sensibilidade. Além disso, foram de igual modo realizadas várias comparações entre os resultados das soluções analíticas e numéricas, para a consolidação sem drenos, as quais tiveram por finalidade averiguar se o processo de consolidação em ambos os métodos são equivalentes.

9.1. CONCLUSÕES

As conclusões mais relevantes deste estudo serão evidenciadas nos parágrafos seguintes. Estas deverão ser validadas para situações em que se consideram solos com outras propriedades geotécnicas, com outros modelos constitutivos para descrever o comportamento do solo, bem como com uma geometria distinta da analisada, e das características do dreno.

- Conclusões para consolidação sem drenos:

O grau médio de consolidação para a solução analítica de Terzaghi e a solução analítica de Sivaram e Swamee são coiindicentes, quer considerando apenas drenagem pelo topo, quer considerando drenagem em ambos os sentidos (topo e base). Contudo, a solução pelo cálculo

numérico com recurso ao programa PLAXIS, apresenta ligeiras diferenças quando comparadas com estas, constatando-se que:

- Os assentamentos coincidem em ambas as soluções, até aproximadamente 90% do grau médio de consolidação, observando-se a partir daí uma separação entre as curvas, e sendo o assentamento final alcançado pela modelação superior em cerca de 10%;
- Existe um ligeiro afastamento nas curvas que traduzem a evolução do grau médio de consolidação, embora a consolidação final seja atingida ao mesmo tempo.

Estas pequenas diferenças advêm, quer pelo facto de se ter determinado o grau médio de consolidação para a análise numérica com base na relação entre assentamentos, quer pelo facto de o coeficiente de consolidação vertical C_v aumentar durante o processo de consolidação, visto que o coeficiente de compressão volumétrica m_v diminui, o que não acontece na solução analítica, em que estes são constantes. No caso de se admitir escoamento pelo topo e pela base, estas diferenças acentuam-se ligeiramente, embora a relação entre os assentamentos finais continuem a rondar os 10% de diferença. Em virtude dos assentamentos finais obtidos no cálculo numérico serem superiores, conclui-se que a adoção deste método para projeto é adequado, visto encontrar-se do lado da segurança.

Da análise de sensibilidade dos parâmetros que podem afetar o resultado da modelação numérica, conclui-se que:

A consideração de tapete drenante no topo do estrato argiloso a consolidar não influencia o processo de consolidação, visto que o resultado é coincidente considerando esta camada com vários valores de permeabilidade, quer considerando o escoamento livre quer não. Todavia convém salientar que os coeficientes de permeabilidade adotados para a areia do tapete drenante eram, mesmo assim, substancialmente mais altos que os do estrato argiloso, sendo talvez essa a razão pela qual não se observaram diferenças significativas. Foi com base nesta conclusão, que se decidiu excluir o tapete drenante para as restantes análises.

Quando se impede o fluxo horizontal nas condições de fronteira de permeabilidade para o estrato argiloso, a variação do coeficiente de permeabilidade horizontal não tem qualquer influência na consolidação. O mesmo já não acontece quando estas fronteiras são abertas (drenagem livre). Nesse caso, a consolidação deixa de ser unidimensional, e passa a ter em consideração quer o escoamento horizontal quer o vertical, ou seja, está-se perante uma drenagem combinada (solução de Carrillo). Destas análises conclui-se que a consolidação processa-se mais rapidamente quanto maior a permeabilidade horizontal do solo,

observando-se ainda grande coincidência na evolução do grau médio de consolidação, entre o resultado analítico e numérico. Esta conclusão permite avançar para a análise da consolidação considerando os drenos verticais, com a garantia de que os resultados com o programa PLAXIS serão “fiáveis”.

- Conclusões para consolidação com drenos verticais pré-fabricados:

Uma primeira conclusão prende-se com a influência da altura do estrato no resultado da modelação numérica. No caso em que se efetue análises de consolidação com drenos, então a influência do escoamento radial ou horizontal deverá predominar sobre o escoamento vertical, e de acordo com alguns investigadores, tal só se verifica para alturas superiores, ou no mínimo iguais a 10m. A mesma conclusão é alcançada com base numa análise de sensibilidade realizada neste estudo, daí que os restantes cálculos sejam sempre realizados para um estrato argiloso com 10m de altura.

Outra conclusão importante é o facto de o dreno real, utilizado nas soluções analíticas, poder ser considerado com comportamento de dreno ideal, e deste modo poder-se comparar os resultados destas soluções com o cálculo numérico por elementos finitos.

Concluiu-se de igual modo que devido à aplicação da placa rígida no topo do estrato na modelação numérica, as deformações verticais no mesmo são iguais, apesar da distância ao dreno, e como tal a poder-se-ão comparar com as formulações analíticas que assentam no pressuposto do “*equal vertical strains*”.

Das análises de sensibilidade realizados sobre os parâmetros que caracterizam o efeito *smear*, conclui-se que quanto menor for a permeabilidade horizontal perturbada, admitindo-se a mesma largura esta zona, mais tempo levará o processo de consolidação a realizar-se. O mesmo constata-se, considerando larguras superiores para a zona perturbada, e mantendo constante a permeabilidade horizontal nessa zona. Contudo, verifica-se ainda que o coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado tem uma maior influência no retardamento da evolução da consolidação, do que a largura da zona perturbada.

Relativamente à comparação entre os resultados alcançados para solução analítica, em estado axissimétrico e em estado plano de deformação, verifica-se que, independentemente da existência de uma zona perturbada ou não, que os mesmos coincidem, portanto é possível concluir que, analiticamente, a conversão de um sistema espacial de drenos (axissimétrico) numa parede de drenos verticais e paralelos entre si (plano de deformação) é equivalente.

Quando se compara os resultados entre o cálculo numérico, em estado axissimétrico e em estado plano de deformação, verifica-se que o grau médio de consolidação, para um dado tempo, principalmente no início do processo de consolidação, é sempre mais rápido no estado plano de deformação, embora os sistemas o processo fique concluído sensivelmente ao mesmo tempo. Além disso, a discrepância entre os resultados é tanto maior quanto maior a extensão da zona perturbada e menor for a permeabilidade horizontal do solo nessa zona. Tal é contraproducente no estudo de casos reais, visto que nesta situação se obtém graus de consolidação, e possivelmente assentamentos superiores, para um determinado tempo.

Ambas as soluções numéricas correspondentes à análise da consolidação em estado plano de deformação, considerando quer Indraratna e Redana (1997) quer Hird *et al.* (1992), são equivalentes. Assim sendo, poder-se-á propor o recurso a esta última solução, dado que será mais versátil para aplicação em estudo de casos reais, face à complexidade dos mesmos.

Para finalizar, conclui-se que de um modo global, existe uma boa aproximação entre os resultados das formulações analíticas e os da modelação numérica com o programa de elementos finitos PLAXIS 2D 2011.

9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Face à elevada utilização dos drenos verticais pré-fabricados para o tratamento de solos de fundação argilosos de elevada compressibilidade, e dado que por vezes os resultados dos assentamentos observados em obra se afastam substancialmente dos calculados no projeto, então o dimensionamento destes deveria ser alvo de uma análise mais cuidada, e provavelmente ter em atenção outros aspetos para além dos que são atualmente considerados.

De modo a complementar o estudo realizado, será importante averiguar as diferenças entre os resultados obtidos neste trabalho, para "*equal vertical strains*", com os da solução para "*free vertical strains*", dado que em obra a situação mais usual, e que corresponde à realidade, é precisamente esta segunda hipótese.

Para além da investigação deste tema, propõem-se ainda que se realize um estudo mais aprofundado sobre os parâmetros que afetam e reduzem a condutividade hidráulica dos drenos e considera-los no dimensionamento dos mesmos. O mesmo se passa com a consideração do efeito da viscosidade, dado que a fluência é um parâmetro importante na análise da consolidação secundária, tendo esta uma contribuição significativa quer para o valor total dos assentamentos, quer para o tempo final da consolidação.

Por último, seria interessante transpor esta análise para um caso real de obra, e comparar os resultados da monitorização, quer em termos de assentamentos, quer em termos das variações das pressões intersticiais, com os da modelação numérica em estado plano de deformação, mas agrupando todos os aspetos acima mencionados.

10. BIBLIOGRAFIA

Aboshi, H. & Inoue, T. (1986). "Prediction of consolidation settlement of clay layers, especially in the case of soil stabilization by vertical drain". In *Proceedings of the IEM-JSSMFE joint Symposium on Geotechnical Problems*, pp. 31-40. Japan.

Abrantes, A. C. L. S. (2008). "Problemas de Consolidação na Construção de Aterros sobre Solos Moles". Dissertação para obtenção do grau de mestre. Universidade de Aveiro. Aveiro-Portugal.

Akagi, T. (1979). "Consolidation caused by mandrel-driven sand drains". In *Proceedings of the 6th Asian Regional Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 125-128. Singapore.

Alves, R. M. M. (2011). "Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno". Dissertação para obtenção do grau de mestre. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa-Portugal.

Atkinson, M. S. & Eldred, P. J. L. (1981). "Consolidation of Soils Using Vertical Drains". *Géotechnique*, Vol. 31, nº1, pp. 33-43.

Bardet, J-P. (1997). "Experimental Soil Mechanics". Prentice-Hall. New Jersey-USA.

Barron, R. (1944). "The Influence of Drain Wells on the Consolidation of Fine Grained Soils". Dissertation, U.S. Engineering Office, Providence, R.I.

Barron, R. (1948). "Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells". *Transactions of A.S.C.E.*, Vol. 113, pp. 718-724. Virginia-USA.

Basu, D. & Prezzi, M. (2007). "Effect of the Smear and Transition Zones around Prefabricated Vertical Drains Installed in a Triangular Pattern on the Rate of Soil Consolidation". *International Journal Geomechanics*, Vol. 7, nº1, pp. 34-43.

Bell, F. (2004). "Engineering Geology and Construction". Spon Press. London-United Kingdom.

Bergado, D. T., Asakami, H., Alfaro, M. C. & Balasubramaniam, A. S. (1991). "Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, nº10, pp. 1509-1530.

Bergado, D. T., Alfaro, M. C. & Balasubramaniam, A. S. (1993a). "Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains". *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, nº7, pp. 615-663.

Bergado, D. T., Mukherjee, K., Alfaro, M. C. & Balasubramaniam, A. S. (1993b). “Prediction of vertical-band-drain performance by the finite-element method”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, nº6, pp. 567-586.

Bergado, D. T., Manivannan, R. & Balasubramaniam, A. S. (1996a). “Proposed Criteria for Discharge Capacity of Prefabricated Vertical Drains”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 14, pp. 481-505.

Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N. & Balasubramaniam, A. S. (1996b). “Prefabricated vertical drains (PVD)”. *Soft ground improvement in lowland and other environments*. ASCE, Reston, Va., Chap. 4, pp. 88-185.

Bowles, J. E. (1996). “Foundations Analysis and Design” – 5th edition. International Edition of the McGraw-Hill Companies.

Carvalho, A. T., Dias, T. M. & Pimentel, V. (2002). “Projecto e Observação de um aterro sobre solos moles”. Atas do 8^o Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, Tema 6, Abril de 2002, pp. 1539-1549. Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Lisboa-Portugal.

Cea Azañedo, J.C.; Saura, J.; Marcos, J.M.; Justo, J. L.; Rendón. (2005). “Proyecto, Construcción y Comportamiento de los Diques de Cierre de la Balsa de Lebrija”. I Simposio nacional sobre proyecto, construcción e impermeabilización de balsas – Volumen II (comunicaciones libres). Sevilla-España

Chai, J. C., Miura, N. & Sakajo, S. (1997). “A theoretical study on smear effect around vertical drain”. In *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 1581-1584. Hamburg.

Chai, J. C. & Miura, N. (1999). “Investigation of factors affecting vertical drain behavior”. *Journal Geotechnical Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 125, nº3, pp. 216-226.

Chu, J., Bo, M. W. & Choa, V. (2004). “Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 22, nº1-2, pp.101-117.

Coêlho, L. B. M. (1997). “Considerações a Respeito de um Ensaio Alternativo para a Determinação do Coeficiente de Adensamento Horizontal dos Solos”. Tese para obtenção do grau de mestre. COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-Brasil.

Coelho, S. (1996). “Tecnologia de Fundações” – 1^a Edição. Edições E.P.G.E. Lisboa-Portugal.

Cristóvão, A. J. F. (1997). “Tratamento de Lodos por Vibrosubstituição (Colunas de Brita) e Drenos Verticais na Regularização da Zona Sul da Frente Tejo – EXPO’98”. Atas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, Tema 2, Sessão 2, Setembro de 1997, pp. 715-725. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa-Portugal.

Das, B. M. (1999). “Principles of Foundation Engineering” – 4th edition. PWS Publishing. California-USA.

Da Silva, E. M. J. (2009). “Consolidación de Suelos Blandos en Presencia de Drenos de Banda. El Dique nº3 de Lebrija”. Trabajo de Investigación Tutelado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla. Sevilla-España.

Da Silva, E. M. J.; Alpañés, J. L. J. & Neyra, P. D. (2012). “Resultados da Monitorização do Dique nº1 da Represa de Lebrija”. Atas do 13º Congresso Nacional de Geotecnia, Instituto Superior Técnico de Lisboa da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa-Portugal.

De Melo, P. G. (2007). “Desempenho de Geodrenos na Consolidação de Materiais Aluvionares do Tejo”. Atas do 2º Seminário Português sobre Geossintéticos. Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Lisboa-Portugal.

De Santayanna, Fernando P. (1997). “Análise do Comportamento da Área Tratada com Drenos Verticais na Expansão Este do Aterro Sanitários de Beirolas”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC. Lisboa-Portugal.

Dubin, B. & Moulin, G. (1986). “Influence of a critical gradient on the consolidation of clay”. *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation, ASTM STP 892: 354-377.*

Folque, J. (1987). “O Uso de Drenos Verticais para Acelerar a consolidação”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC. Lisboa-Portugal.

Fox, E. N. (1948). “The Mathematical Solution for the Early Stages of Consolidation”.. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, pp. 41-42.

Furtado, R. J. A. (1995). “Aterros Sobre Solos Argilosos Moles. A Doca nº4 do Porto de Leixões – um caso típico”. Atas do 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol.3, Tema 7, Abril de 1995, pp. 203-219. Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, Universidade de Coimbra. Coimbra-Portugal.

Hansbo, S. (1960). “Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains: A study made in connection with full-scale investigations at Ska-Edeby”. *Doctoral Thesis. Swedish Geotechnical Institute, Proceedings nº 18.*

Hansbo, S. (1977). “Geodrains in theory and practice”. Geotechnical report from Terrafigo-Stockholm.

Hansbo, S. (1979). “Consolidation of Clay by Bandshape Prefabricated Drains”. *Ground Engineering*, Vol.12, nº5, pp. 16-25. Great-Britain.

Hansbo, S. (1981). “Consolidation of Fine Grained Soils by Prefabricated Drains”. In *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 677-682. Stockholm.

Hansbo, S. (1987). “Fact and fiction in the field of vertical drainage”. In Joshi, R. J. & Griffiths, F. G. (Editors), *Prediction and Performance in Geotechnical Engineering*. A. A. Balkema Publishers. Rotterdam/Boston.

Hansbo, S. (1997a). “Practical aspects of vertical drain design”. In *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 1749-1752. Hamburg.

Hansbo, S. (1997b). “Aspects of vertical drain design. Darcian or non-Darcian flow”. *Géotechnique*, Vol. 47, nº5, pp. 983–992.

Hansbo, S., Jamiolkowski, M. & Kok, L. (1981). “Consolidation by Vertical Drains”. *Géotechnique*, Vol. 31, nº1, pp. 45-66.

Hawladar, B., Imai, G. & Muhunthan, B. (2002). “Numerical study of the factors affecting the consolidation of clay with vertical drains”. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, nº4, pp.213-239.

Hird, C. C., Pyrah, I. C. & Russell, D. (1992). “Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground”. *Géotechnique*, Vol. 42, nº3, pp. 499-511. London-United Kingdom.

Hird, C. C., Moseley, V. J. (2000). “Model study of seepage in smear zones around vertical drains in layered soil”. *Géotechnique*, Vol. 50, nº1, pp. 89-97.

Holtz, R. & Broms, B. (1972). “Long-term loading tests at Skå-Edeby, Sweden”. *Purdue conference on performance of earth and earth-supported structures*. New York: American Society of Civil Engineers.

Holtz, R. D. & Holm, G. (1973). “Excavation and sampling around some sand drains at Ska-Edeby, Sweden”. In *Proceedings of the Nordic Geotechnical Meeting*. Trondheim, NGI-Oslo.

Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Pedroni, S. (1987). “Performance of Prefabricated Band-Shaped Drains”. *Construction Industry Research and Information Association*. London-United Kingdom.

Indraratna, B. & Redana, I. W. (1997). “Plane-Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drains”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, nº5, pp. 474-478.

Indraratna, B. & Redana, I. W. (1998). “Laboratory Determination of Smear Zone due to Vertical Drain Installation”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, nº2, pp. 180-184.

Jamiolkowski, M. & Lancellotta, R. (1981). “Consolidation by vertical drains: Uncertainties involved in prediction of settlement rates”. In *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, pp. 593-595. Balkema, Rotterdam-The Netherlands.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. & Wolki, W. (1983). “Precompression and speeding up consolidation”. In *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 1201-1226. Helsinki-Finland.

Justo, J.L. (2000). “Dictamen Sobre la Estabilidad del Dique de Lebrija”. Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe técnico no publicado. España.

Justo, J.L.; Soriano, C.; Durand, P.; Justo, E.M.; Romero, M.M. (2003). “Parámetros para Análisis sin Drenaje en Suelos Blandos”. *Revista de Obras Públicas* Nº3.431/ Marzo 2003/ pp37-48. España.

Kamon, M., Pradhan, B. S. & Suwa, S. (1984). “Laboratory evaluation of the prefabricated band-shaped drains, soil improvement”. *Current Japanese Materials Research*, Vol. 9. Cambridge University Press. Cambridge, United Kingdom.

Lo, D. O. K. (1991). "Soil Improvement by Vertical Drains". Ph. D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign. USA

Madhav, M. R., Park, Y-M. & Miura, N. (1993). "Modelling and study of smear zones around vertical drains". *Soils Foundation*, Vol. 33, nº 4, pp. 135-147.

McDonald, P. (1985). "Settlement of fills on soft clay with vertical drains". In *Proceedings of the 11th ICSMFE*, Vol. 8/c/15, pp. 2213-2216. San Francisco.

McGown, A. & Hughes, F. H. (1981). "Practical aspects of the design and installation of deep vertical drains". *Géotechnique*, Vol. 31, nº1, pp. 3-17.

Mendes, M. M. S. C. S. (2011). "Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno". Dissertação para obtenção do grau de mestre. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa-Portugal.

Mesri, G., Feng, T.W, All S., Hayat, T.M. (1994). "Permeability characteristics of soft clays". In *Proceedings of the 13th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 187-192. New Delhi-India.

Miura, N., Chai, J. C. & Toyota, K. (1998). "Investigation on some factors affecting discharge capacity of prefabricated vertical drain". In *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, pp. 845-850. International Geosynthetics Society. Atlanta.

Moran, Proctor, Mueser & Rutledge (1958). "Study of deep soil stabilization by vertical sand drains". Bureau of Yards and Docks, Department of the Navy, Washington, D. C.

Nagaraj, T. S. & Miura, N. (2001). "Soft Clay Behaviour – Analysis and Assessment". A. A. Balkema Publishers. Rotterdam-USA.

Onoue, A. (1988). "Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration". *Soils and Foundations*, Vol.28, nº4, pp 165-174.

Onoue, A., Ting, N., Germaine, J. T. & Whitman, R. V. (1991). "Permeability of disturbed zone around vertical drains". *Geotechnical Special Publication, ASCE, nº 27*, pp. 879-890.

Pinto, S. L. D. & Da Silva, J. M. M. M. (2000). "Aterros Sobre Solos Lodosos. Caracterização Geotécnica. Caso Prático da Retenção Marginal na Zona da EXPO'URBE". Atas do 7^o Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, Tema 2, Abril de 2000 pp. 551-560. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto-Portugal.

PLAXIS, Manual (2011). PLAXIS 2D 2011. “Finite Element Code for soil and Rock Analyses”. Edited by Brinkgreve, R. B. J., Swolfs, W. M. & Engin, E. Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.

Rathmayer, H., & Saari, K. (1983). “Improvement of Ground: proceedings of the Eighth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering”. Finnish Geotechnical Society. Helsinki-Finland.

Richart Jr, F. E. (1959). “Review of the Theories for Sand Drains”. *Transactions of A.S.C.E.*, Vol. 124, pp. 709-736.

Rixner , J. J., Kraemer, S. R. & Smith, A. D. (1986). “Prefabricated Vertical Drains”, Vol. 1. Engineering Guideline, FHWA/RD-86/168. Federal Highway Administration, Virginia.

Saura Martínez, J.F.; Rodríguez, V.G.; Cea Azañedo, J.C.; Justo, J.L.; Marcos, J.M. (2004). “Los Diques de Cierre de la Balsa de Lebrija. Un Ejemplo de Construcción sobre Suelos Blandos”. *XXI Congreso Internacional de Grandes Presas*. Revista de Obras Públicas N°3.441/ Febrero 2004/ pp119-130. España.

Saye, S. R. (2001). “Assessment of soil disturbance by the installation of displacement sand drains and prefabricated vertical drains”. *Soil Behaviour and Soft Ground Construction*, ASCE Geotechnical Special Publication nº119, pp. 325-362. Reston, VA: ASCE.

Shinsha, H., Hara, H., Abe, Y. & Tanaka, A. (1982). “Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand drains.” *Tsuchi-to-Kiso, Japanese Society of Soil Mechanics Foundation Engineering*, Vol. 30, nº5, pp.7-12.

Stanton, T. E. (1948). “Vertical Sand Drains as a Means of Foundation Consolidation and Accelerating Settlement of Embankments over Marsh Land”. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. V, pp. 273-279, Rotterdam-Nederland.

Tavenas, F., Jean, P. & Leroueil, S. (1983). “The permeability of natural soft clays, part 2: Permeability characteristics”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, November, pp. 645-660.

Terzaghi, K., Peck, R. & Mesri, G. (1996). “Soil Mechanics in Engineering Practice” – 3rd Edition. Wiley Interscience.

Vertematti, J. C., Oliveira, H. M. & Almeida, M. S. S. (2004). “Manual brasileiro de Geossintéticos”. Editor Edgar Blucher. Brasil.

Viegas, J. M. (2002). “Mecânica dos solos. Elementos Teóricos”, EST/UAlg, Faro-Portugal.

Walker, R. & Indraratna, B. (2006). “Vertical Drain Consolidation with Parabolic Distribution of Permeability in Smear Zone”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, nº7, pp.937-941.

Walker, R. & Indraratna, B. (2007). “Vertical drain consolidation with overlapping smear zones”. *Géotechnique*, Vol. 57, nº5, pp. 463-467.

Yoshikuni, H. & Nakanodo, H. (1974). “Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability”. *Soils and Foundations*, Vol. 14, nº2, pp. 35-46.

Yoshikuni, H. (1979). “Design and construction control of vertical drain methods”. Gihoto-Tokyo.

