



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Análise Numérica de Diversas Soluções Construtivas de Aterros Sobre Solos Moles.**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
na Especialidade de Geotecnia

**Autor**

**Paulo Ricardo Charrinho Zacarias**

**Orientadores**

**Paulo José da Venda Oliveira**

**Luís Joaquim Leal Lemos**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Julho, 2016**

## **AGRADECIMENTOS**

A realização desta Dissertação só foi possível graças ao contributo de diversas pessoas e às quais agradeço e expresso o meu sincero reconhecimento:

Em especial, ao Professor Doutor Paulo da Venda Oliveira, orientador desta dissertação, por todo o conhecimento que me transmitiu, pela atenção, incentivo e total disponibilidade, sem as quais não teria conseguido realizar este trabalho. A sua ajuda foi essencial no decorrer da elaboração deste trabalho.

Seguidamente ao Professor Doutor Luís Lemos, também orientador deste trabalho, por toda a disponibilidade e rapidez que conferiu a todo este processo.

Não poderia deixar de agradecer a todos os docentes que tive ao longo destes anos e que de uma forma ou de outra contribuíram para a minha aprendizagem, em especial os docentes do perfil de geotecnia que sempre demonstraram vontade de ajudar e criaram esta pequena família de geotécnicos do DEC.

A todos os meus colegas de curso com quem tive o enorme prazer de partilhar este ciclo de estudos, em especial aos meus colegas de perfil, que são agora novos amigos desta vida, pela camaradagem e espírito de grupo que fomos desenvolvendo ao longo dos meses de perfil e que se mantém mesmo após cada um ter seguido o seu caminho.

Aos meus amigos “fora” da faculdade, que mesmo muitas vezes longe sempre procuraram dar-me apoio nas horas mais complicadas desta demorada caminhada.

Quero agradecer à Rita, a minha companheira de aventuras, pela paciência, por todos os sermões que me deu, motivando-me e fazendo-me encarar este compromisso com mais afinco. Toda a confiança que me transmitiu foi determinante para ultrapassar os problemas e terminar esta tarefa.

Por fim, um pedido de desculpas aos meus pais e ao meu irmão, por ter defraudado as expectativas de um bom percurso académico. Agradeço-lhes toda a compreensão, apoio incondicional e por nunca, em momento algum terem duvidado que eu seria capaz de completar esta etapa da minha vida.

## RESUMO

A construção de aterros sobre solos compressíveis está associada a problemas de estabilidade dos aterros e a elevados deslocamentos, tanto verticais como horizontais. Com o objetivo de minimizar estas adversidades, recorre-se frequentemente a diversas técnicas de melhoramento/estabilização de solos como por exemplo: drenos verticais, estacas de brita, pré-carga, substituição de solos, colunas de *deep soil mixing*, etc.

Neste trabalho simula-se, por via numérica, o comportamento de um aterro rodoviário construído sobre solos aluvionares do Baixo Mondego, recorrendo a três técnicas construtivas, construção faseada acoplada a drenos verticais (solução adotada em obra), estacas de brita e colunas de *deep soil mixing*.

A modelação dos diferentes casos de estudo é realizada com o programa de elementos finitos *Plaxis 2D v.8* tendo como base os modelos constitutivos *Soft Soil* e Mohr-Coulomb. Os resultados obtidos por via numérica com as três técnicas construtivas são comparados entre si, sendo em paralelo confrontados com os valores observados *in situ*.

De um modo geral, conclui-se que o modelo *Soft Soil* permite alcançar resultados bastante sólidos e idênticos aos registados no campo com a técnica de construção faseada acoplada a drenos verticais. Em relação às duas metodologias alternativas, estacas de brita e colunas de *deep soil mixing*, como principais ilações pode dizer-se que as estacas de brita funcionam como um elemento drenante de grandes dimensões, estabilizando de forma muito rápida os assentamentos e que as colunas de *deep soil mixing* permitem uma enorme redução dos assentamentos e dos deslocamentos laterais, devido à elevada rigidez do seu material constituinte.

### Palavras-chave:

Modelação Numérica; Construção Faseada; Estacas de Brita; *Deep Soil Mixing*; Aterro; Elementos Finitos; *Plaxis 2D*; *Soft Soil Model*.

## ABSTRACT

Embankments construction on compressible soils are associated to stability problems and large displacements, both vertical and horizontal. In order to minimize these adversities, are often used various soil stabilization and improvement techniques such as: vertical drains, gravel columns, preloading, soil replacement, *deep soil mixing* columns, etc.

In this paper, a numerical simulation of the behavior of a road embankment built on the alluvial soils of Baixo Mondego is performed, using three constructive techniques, staged construction coupled with vertical drains (adopted solution *in situ*), gravel columns and *deep soil mixing* columns.

The different case studies are modeled with the finite element code *Plaxis 2D v.8*, based on the constitutive *Soft Soil* model and Mohr-Coulomb criterion. Numerical results obtained with the three constructive techniques are compared with each other, being in parallel faced with the *in situ* results.

In general, it is concluded that the *Soft Soil* model allows to achieve very solid results and identical to those registered *in situ* with the staged construction coupled with vertical drains technique. In relation to the two alternative methodologies, gravel columns and *deep soil mixing* columns, as main conclusions can be said that the gravel columns work as a draining element with large dimensions, stabilizing the settlements very quickly and the *deep soil mixing* columns allows a massive reduction of settlements and lateral displacements due to high stiffness of its constituent material.

### Key-words:

Numerical Modeling; Staged Construction; Gravel Columns; *Deep Soil Mixing*; Embankment; Finite Elements; *Plaxis 2D*; *Soft Soil Model*.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.2	Estrutura da Dissertação .....	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	Técnicas de Melhoramento dos Solos .....	4
2.1.1	Drenos Verticais e Construção Faseada .....	4
2.1.1.1	Drenos Verticais .....	4
2.1.1.1.1	Simulação de Drenos Verticais a 3 Dimensões – Método das Bandas Drenantes .....	6
2.1.1.2	Construção Faseada .....	7
2.1.2	Estacas de Brita .....	8
2.1.3	Colunas de Deep Soil Mixing.....	10
2.2	Plaxis 2D V.8.2.....	12
2.3	Modelos Constitutivos.....	13
2.3.1	Critério de Mohr-Coulomb associado ao Modelo Elástico Linear.....	13
2.3.2	Modelo Soft Soil.....	14
2.3.3	Critério de Cedência de Tresca – Teoria da Tensão de Corte Máxima.....	17
2.4	Análise de Diversos Aterros .....	17
2.4.1	Aeroporto Internacional de Kansai (Osaka, Japão).....	17
2.4.2	Aterros Experimentais Construídos Sobre Argilas de Estuário da Costa Dourada (Queensland, Austrália) .....	20
2.4.3	Aterros Experimentais Construídos sobre Solos Moles Aluvionares em Zwijnaarde (Gante, Bélgica).....	23
3	MODELAÇÃO NUMÉRICA .....	27
3.1	Descrição do Local de Estudo .....	27
3.2	Modelos Numéricos.....	28
3.2.1	Condições Iniciais e Geometria Base .....	28
3.2.2	Modelação Construção Faseada .....	32

---

3.2.3	Modelação Estacas de Brita.....	33
3.2.4	Modelação Colunas <i>Deep Soil Mixing</i> .....	37
4	ANÁLISE DE RESULTADOS .....	39
4.1	Construção Faseada com drenos verticais .....	39
4.1.1	Assentamentos .....	39
4.1.2	Deslocamentos Horizontais .....	41
4.1.3	Excessos de Pressão Intersticial .....	42
4.2	Estacas de Brita .....	43
4.2.1	Assentamentos .....	43
4.2.2	Deslocamentos Horizontais .....	45
4.2.3	Excessos de Pressão Intersticial .....	46
4.2.4	Concentração de Tensões .....	47
4.2.5	Fator de Melhoria n .....	51
4.3	<i>Deep Soil Mixing</i> .....	52
4.3.1	Assentamentos .....	52
4.3.2	Deslocamentos Horizontais .....	53
4.3.3	Excessos de Pressão Intersticial .....	54
4.3.4	Concentração de Tensões .....	55
4.3.5	Fator de Melhoria (n).....	58
4.4	Comparação das Diferentes Técnicas – Resultados Numéricos vs In Situ .....	59
4.4.1	Placa de assentamentos T2 .....	59
4.4.2	Inclinómetro Sub-vertical .....	60
4.4.3	Piezómetro P2.....	61
5	CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS .....	62
5.1	Conclusões.....	62
5.2	Propostas para Trabalhos Futuros .....	64
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	65

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Sub-Região do Baixo Mondego (adaptado de mapas.sapo.pt). .....	1
Figura 2.1 – Esquema de malhas e diâmetros de influência correspondentes.....	5
Figura 2.2 – Fase de colocação de drenos geossintéticos em obra (fonte:www.igeotecnia.com). .....	5
Figura 2.3 – (a) Estado Axissimétrico; (b) Estado Plano de Tensão (adaptado de Hird <i>et al.</i> , 1995).....	7
Figura 2.4 – a) Variação das pressões neutras; b) Variação das tensões efetivas verticais; c) Evolução da altura de aterro; d) Evolução dos assentamentos; e) Variação da resistência não drenada. (adaptado de Venda Oliveira, 2009). .....	8
Figura 2.5 – Concentração de Tensões nas Colunas (adaptado de Matos Fernandes, 2011). .....	10
Figura 2.6 – Faseamento do método <i>Deep Soil Mixing</i> (adaptado de www.soiltech.co.id). .....	11
Figura 2.7 – Envolvente de rotura do critério de Mohr-Coulomb.....	13
Figura 2.8 – Modelo Linear Elástico Perfeitamente Plástico (Brinkgreve, 2002)). .....	13
Figura 2.9 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Brinkgreve, 2002)). .....	14
Figura 2.10 – Plano p'-q: superfícies de rotura do modelo SS (Neher <i>et al.</i> , 2001).....	16
Figura 2.11 – Envolvente de rotura do Critério de Tresca. ....	17
Figura 2.12 – Fase 1 – Ilha I e Pista de Descolagem I. ....	18
Figura 2.13 – Fase 2 – Ilha II e Pista de Descolagem II.....	18
Figura 2.14 – Estratigrafia do solo de fundação do Aeroporto de Kansai (adaptado de Mesri e Funk, 2015). ....	19
Figura 2.15 – Costa Dourada Austrália (fonte: www.mrsales.com.au).....	20
Figura 2.16 – Secção sem melhoramento (Oh <i>et al.</i> , 2007). ....	21
Figura 2.17 – Secção com 2 metros de espaçamento entre colunas (Oh <i>et al.</i> , 2007). ..	21
Figura 2.18 – Secção com 3 metros de espaçamento entre colunas (Oh <i>et al.</i> , 2007). .	22
Figura 2.19 – Deslocamentos Horizontais no Pé do Aterro (Oh <i>et al.</i> , 2007).....	23
Figura 2.20 – Valores da resistência não drenada ao longo da profundidade (Flores <i>et al.</i> , 2008).....	23
Figura 2.21 – a) Resultados dos ensaios de compressão simples – Provetes Argila; b) Resultados dos ensaios de compressão simples – Provetes Turfa (Flores <i>et al.</i> , 2008)...	24
Figura 2.22 – a) Coluna 2; b) Coluna 3 (Flores <i>et al.</i> , 2008). ....	24
Figura 2.23 – Resistência à compressão simples das diversas colunas (adaptado de Flores <i>et al.</i> , 2008).....	25
Figura 2.24 – Assentamentos verticais (Flores <i>et al.</i> , 2008). ....	26

Figura 3.1 – Local específico do estudo – Quinta da Foja. ....	27
Figura 3.2 – Parâmetros dos Solos Moles do Baixo Mondego (Coelho, 2000). ....	28
Figura 3.3 – Esquema do modelo base. ....	28
Figura 3.4 – a) Elemento triangular de 15 nós; b) Pontos de integração de Gauss (12). 29	
Figura 3.5 – Esquema do modelo com Estacas de Brita. ....	33
Figura 3.6 – Esquema da homogeneização estaca-solo. ....	34
Figura 4.1 – Esquema da instrumentação feita no aterro. ....	39
Figura 4.2 – Assentamentos CF: a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1. ...	40
Figura 4.3 – Assentamentos CF em diferentes instantes temporais. ....	41
Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais CF medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0). .....	42
Figura 4.5 – Excessos de pressão intersticial CF nos piezómetros: a) P2; b) P3 e c) P5. .....	43
Figura 4.6 – Assentamentos EB: a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1 correspondentes às diferentes soluções. ....	45
Figura 4.7 – Deslocamentos Horizontais EB medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0). .....	46
Figura 4.8 – Excessos de pressão intersticial EB nos piezómetros: a) P2; b) P3 e c) P5. .....	47
Figura 4.9 – Tensões totais num modelo genérico EB no final da consolidação (Imagem do <i>software Plaxis 2D</i> ). ....	48
Figura 4.10 – Tensões totais em profundidade no centro da 3ª estaca (26;28.2) EB. ....	49
Figura 4.11 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à 3ª estaca (27;29.4) EB. .....	49
Figura 4.12 – Tensões totais em profundidade na estaca sob o pé da banquetta (50.3;50.6) EB. ....	50
Figura 4.13 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à estaca sob o pé da banqueta (51.4;51.7) EB. ....	50
Figura 4.14 – Fator de Concentração de Tensões ( <i>FC</i> ) na 3ª estaca para as diferentes soluções, registado a 1,5m de profundidade para EB. ....	51
Figura 4.15 – Fator de Melhoramento ( <i>n</i> ) na placa T2 (41;0) para EB. ....	52
Figura 4.16 – Assentamentos DSM : a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1 correspondentes às diferentes soluções. ....	53
Figura 4.17 – Deslocamentos Horizontais DSM medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0). ....	54
Figura 4.18 – Excessos de pressão intersticial DSM nos piezómetros: a) P2; b) P3 e c) P5. ....	55
Figura 4.19 – Tensões totais em profundidade no centro da 3ª estaca (26;28.2) DSM. 56	
Figura 4.20 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à 3ª estaca (27;29.4) DSM. ....	56



---

Figura 4.21 – Tensões totais em profundidade na estaca sob o pé da banquetta (50.3;50.6) DSM. ....	57
Figura 4.22 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à estaca sob o pé da banquetta (51.4;51.7) DSM. ....	57
Figura 4.23 – Fator de Concentração de Tensões ( $FC$ ) na 3 <sup>a</sup> estaca para as diferentes soluções, registado a 1,5m de profundidade para DSM. ....	58
Figura 4.24 – Fator de Melhoramento ( $n$ ) na placa T2 (41;0) para DSM. ....	58
Figura 4.25 – Evolução temporal dos assentamentos (Placa T2). ....	60
Figura 4.26 – Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais (inclinómetro). ....	60
Figura 4.27 – Evolução temporal dos excessos de pressão intersticial (piezómetro P2). ....	61

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Resumo dos Deslocamentos (Oh <i>et al.</i> , 2007) .....	22
Quadro 3.1 – Parâmetros do Aterro (Computação CF).....	31
Quadro 3.2 – Parâmetros do Solo de Fundação (Coelho, 2000). .....	32
Quadro 3.3 – Permeabilidade Equivalente (Solo de fundação com geodrenos verticais). .....	33
Quadro 3.4 – Parâmetros das Estacas de Brita (Domingues, 2006).....	34
Quadro 3.5 – Permeabilidade Equivalente do Solo de fundação EB e/ou DSM.....	35
Quadro 3.6 – Parâmetros da Barreta EB Homogeneizada.....	36
Quadro 3.7 – Parâmetros das colunas Deep Soil Mixing (Correia, 2006). .....	37
Quadro 3.8 – Parâmetros da Barreta DSM Homogeneizada. ....	38

## SIMBOLOGIA

$B$ – Metade da largura de influência da banda drenante em estado plano de deformação	$k_{xpl}$ – Coeficiente de permeabilidade horizontal da análise plana
$c'$ – Coesão em termos de tensões efetivas	$L$ – Espaçamento entre estacas/colunas
$c_i$ – Adesão na interface	$M$ – Parâmetro de define a linha do estado crítico
$c_u$ – Resistência não drenada	$n$ – Fator de Melhoria
$D$ ; $d$ – Diâmetro das estacas/colunas	$p'$ – Tensão efetiva média
$D$ – Módulo Edométrico	$p'_c$ – Tensão de pré-consolidação
$E$ – Módulo de Young	$p_p^{eq}$ – Tensão equivalente de pré-consolidação
$E_{50\%}$ - Módulo de deformabilidade secante não drenado definido para 50% de $q_u máx$	$p_p$ – Tensão de pré-consolidação isotrópica
$E_{dr}$ – Módulo de Young na descarga/recarga	$q$ – Tensão de corte
$e$ – Índice de vazios	$q_u$ – Resistência à compressão não confinada
$e_0$ – Índice de vazios inicial	$R$ – Raio de influência do elemento drenante
$H_{aterro}$ – Altura do Aterro	$R_{inter}$ – Fator de redução de resistência na interface
$K_{0(nc)}$ – Coeficiente de impulso em repouso no estado normalmente consolidado	$r_s$ – Raio da zona alterada na envolvente do elemento drenante
$K_{0(oc)}$ – Coeficiente de impulso em repouso no estado sobreconsolidado	$r_w$ – Raio do elemento drenante
$K_{dr}$ – Módulo de Rigidez na descarga/recarga	$s$ – Afastamento entre estacas/colunas
$k_{ax}$ – Coeficiente de permeabilidade da análise axissimétrica	$\alpha_c$ – Coeficiente de acréscimo de tensão efetiva vertical
$k_y$ – Coeficiente de permeabilidade vertical	$\gamma$ – Peso volúmico
$k_{pl}$ – Coeficiente de permeabilidade da análise plana	$\Delta_{c_u}$ – Variação da resistência não drenada
$k_s$ – Coeficiente da permeabilidade da zona alterada na envolvente do dreno	$\Delta_H$ – Deslocamento vertical
$k_x$ – Coeficiente de permeabilidade horizontal	$\Delta_u$ – Variação das pressões neutras
	$\Delta_{\sigma_{coluna}}$ – Tensão total média na coluna
	$\Delta_{\sigma_{solo}}$ – Tensão total média no solo
	$\Delta\sigma'_v$ – Variação das tensões efetivas verticais
	$\varepsilon_v$ – Deformação volumétrica

$\varepsilon_{v0}$  – Deformação volumétrica inicial  
 $\varepsilon_v^e$  – Deformação volumétrica elástica  
 $\varepsilon_{v_0}^e$  – Deformação volumétrica elástica inicial  
 $\kappa$  – Índice de expansibilidade  
 $\kappa^*$  – Índice de expansibilidade modificado  
 $\lambda$  – Índice de compressibilidade  
 $\lambda^*$  – Índice de compressibilidade modificado  
 $\nu$  – Coeficiente de Poisson  
 $\nu_{ur}; \nu_{dr}$  – Coeficiente de Poisson para descarga/recarga  
 $\sigma'_f$  – Componente normal da tensão na rotura  
 $\sigma'_p$  – Tensão de pré-consolidação  
 $\sigma'_v$  – Tensão efetiva vertical  
 $\tau_f$  – Componente tangencial da tensão na rotura  
 $\varphi'$  – Ângulo de resistência ao corte  
 $\phi$  – Diâmetro; diâmetro de influência  
 $\phi'$  – Ângulo de resistência ao corte do solo  
 $\phi_i$  – Ângulo de resistência ao corte na interface  
 $\psi$  – Ângulo de dilatância

**SIGLAS E ABREVIATURAS:**

CF – Construção Faseada  
CS – Coeficiente de Substituição  
DSM – *Deep Soil Mixing*  
EB – Estacas de Brita  
FC – Fator de Concentração de Tensões  
MCM – Modelo Mohr-Coulomb  
OCR – Grau de Sobreconsolidação  
SSM – *Soft Soil Model*

## 1 INTRODUÇÃO

A constante evolução da humanidade e seu engenho têm levado a espécie a desafiar todo o tipo de adversidades ao longo da sua história, tornando muitas vezes simples o que ontem se julgava impossível. A engenharia civil e mais especificamente a engenharia geotécnica muito têm contribuído para ultrapassar os diversos obstáculos que vão surgindo, continuando a desenvolver novas possibilidades e ideias no quotidiano do Homem.

É neste âmbito que surge o objeto de estudo desta dissertação, os Solos Moles do Baixo Mondego; com o rótulo de serem solos pouco competentes para construção em território nacional, apresentam-se como altamente compressíveis e de muito baixa resistência e permeabilidade, características comuns dos depósitos sedimentares brandos que se formaram nesta zona após a última glaciação há volta de 10 000 a 12 000 anos (Matos Fernandes, 2006).

Integrando a sub-região do Baixo Mondego, que apresenta uma área de 2062 km<sup>2</sup> e que pode ser observada na Figura 1.1, a zona escolhida para abordar nesta dissertação situa-se próxima do km 7,775 da Autoestrada A14 Coimbra – Figueira da Foz.

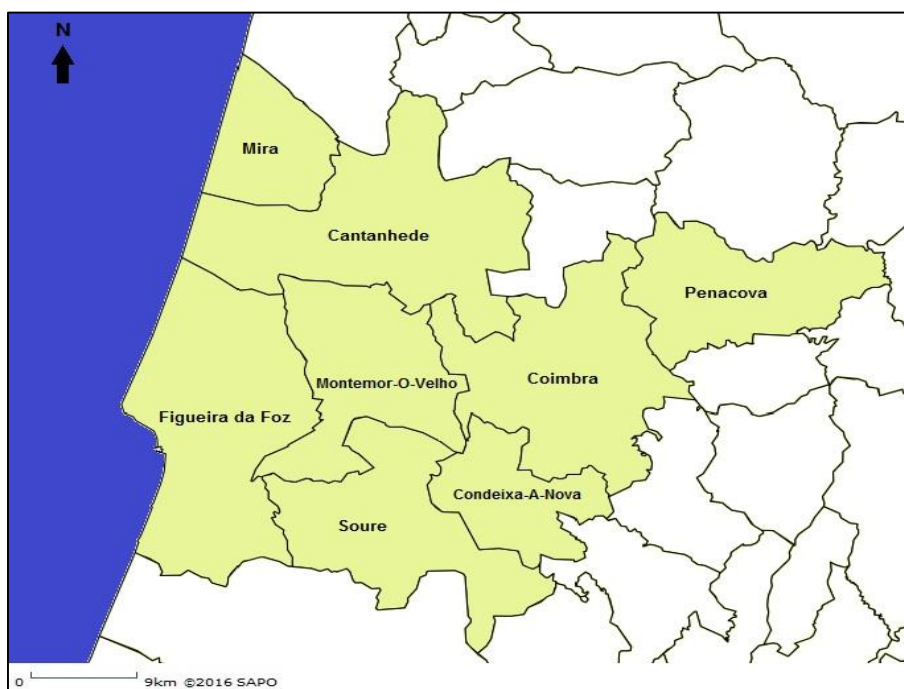


Figura 1.1 – Sub-Região do Baixo Mondego (adaptado de mapas.sapo.pt).

A construção sobre este género de formações geológicas, implica a execução de tratamentos adicionais de modo a mitigar eventuais riscos, tanto em termos de estabilidade, como de deformabilidade. Assim, ao longo dos anos têm surgido várias técnicas de reforço e melhoramento dos solos de fundação, algumas das quais irão ser abordadas no presente trabalho, nomeadamente: Construção Faseada (CF) acoplada a drenos verticais, Estacas de Brita (EB) e colunas de *Deep Soil Mixing* (DSM). Neste trabalho o comportamento de um aterro construído sobre solos do “Baixo Mondego” é simulado por via numérica considerando três soluções construtivas (CF, EB e DSM), confrontando-se os resultados numéricos obtidos nas diversas análises com os valores observados *in-situ* (Venda Oliveira, 2000).

Para a modelação dos casos atrás referidos é utilizado o *software* de elementos finitos *Plaxis 2D v.8*, desenvolvido na Universidade Técnica de Delft, recorrendo-se para a simulação do comportamento do solo aos modelos constitutivos: *Mohr-Coulomb* (MCM) e *Soft Soil Model* (SSM).

## 1.1 Objetivos

- Modelação numérica e avaliação do comportamento do aterro construído sobre os solos moles melhorados/reforçados com as diferentes técnicas (CF, EB e DSM).
- Análise da influência da variação de alguns parâmetros geométricos e mecânicos do solo de fundação, bem como das diferentes soluções de construtivas.
- Análise e comparação dos resultados obtidos numericamente com os medidos em campo, tanto em termos de deslocamentos verticais e horizontais, como de pressões intersticiais.

## 1.2 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação divide-se em 5 capítulos principais:

- 1 – Introdução;
- 2 – Revisão Bibliográfica;
- 3 – Modelação Numérica;
- 4 – Análise de Resultados;
- 5 – Conclusões.

Após o presente capítulo de introdução do tema em estudo, o Capítulo 2 é dedicado a uma pesquisa de conteúdos teóricos relevantes para o desenvolvimento e compreensão do trabalho.

No Capítulo 3 são descritas as características da modelação numérica: as condições iniciais adotadas, a geometria dos diversos modelos numéricos bem como as características dos materiais constituintes.

Segue-se o Capítulo 4, que corresponde à análise dos resultados, onde se avaliam os valores extraídos do *Plaxis 2D v.8* e se comparam as diversas soluções entre si e também com os resultados *in situ*.

Por fim, no Capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões, efetuando, em paralelo, uma síntese de todo o trabalho aqui desenvolvido e da informação e conhecimento adquirido ao longo deste. Complementarmente, apresentam-se algumas propostas para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Técnicas de Melhoramento dos Solos

A densificação demográfica de todo o globo é um problema que acarreta consequências e dificuldades para todas as áreas, em particular nas áreas da saúde, da economia, do ambiente e do ordenamento do território, levando este aumento acelerado da população mundial à escassez de locais adequados para a construção civil. É neste âmbito que se insere o presente subcapítulo. Os solos menos competentes começam cada vez mais a serem utilizados, os quais por apresentarem fracas características geotécnicas têm de ser reforçados ou melhorados para serem apropriados à construção.

De inúmeras soluções que podem ser aplicadas atualmente no melhoramento e reforço de solos, a presente dissertação apresenta três técnicas, que são posteriormente comparadas: a instalação de drenos verticais e construção faseada em simultâneo, a execução de estacas de brita e a execução de colunas de *deep soil mixing*. Este conjunto de técnicas têm como objetivos principais a diminuição do tempo de consolidação, o aumento da capacidade de carga do solo de fundação e conseqüente redução dos assentamentos, adequando-se cada uma destas especificamente ao género de problema a solucionar (Venda Oliveira, 2009, Almeida e Sousa, 2011).

#### 2.1.1 Drenos Verticais e Construção Faseada

Com vista a diminuir os problemas inerentes à construção de aterros sobre solos moles, a instalação de drenos verticais e posterior construção do aterro por fases (camada a camada) traduz-se numa solução eficaz do ponto de vista da diminuição do tempo de consolidação associado à colocação de novas camadas de aterro e aceleração dos assentamentos e evitando-se também os problemas de estabilidade associados à construção de aterros numa só fase (Venda Oliveira, 2009). A combinação destas técnicas resulta numa solução financeiramente atrativa quando comparada com outras soluções que envolvam o uso de outros materiais que não o solo presente no local.

##### 2.1.1.1 Drenos Verticais

O funcionamento dos drenos verticais resume-se à introdução no solo natural de elementos verticais de drenagem compostos por materiais de permeabilidade elevada, originando a diminuição do caminho de drenagem, acelerando conseqüentemente o processo de consolidação.

A materialização de um sistema de drenos verticais pressupõe, em geral, a instalação na base do aterro de uma fronteira drenante (por exemplo camada de material granular) que funciona como um sistema de drenagem superficial ao qual se ligam os topos dos drenos



verticais. Com a introdução desta técnica de melhoramento, passa a existir uma drenagem horizontal/radial para os drenos que se efetua a uma velocidade superior à drenagem vertical devido ao facto de o coeficiente de permeabilidade horizontal em solos argilosos ser, em geral, superior ao coeficiente de permeabilidade vertical e também devido à diminuição acentuada do caminho de drenagem (Pinto, 2009).

No que diz respeito ao dimensionamento da malha de drenos (que se estende ao longo da área do aterro e prolonga-se ligeiramente para lá dos limites deste), esta pode ser triangular, quadrangular ou hexagonal, mudando o diâmetro de influência consoante a opção escolhida (Figura 2.1) (Bru, 1981; Balaam e Poulos, 1983).

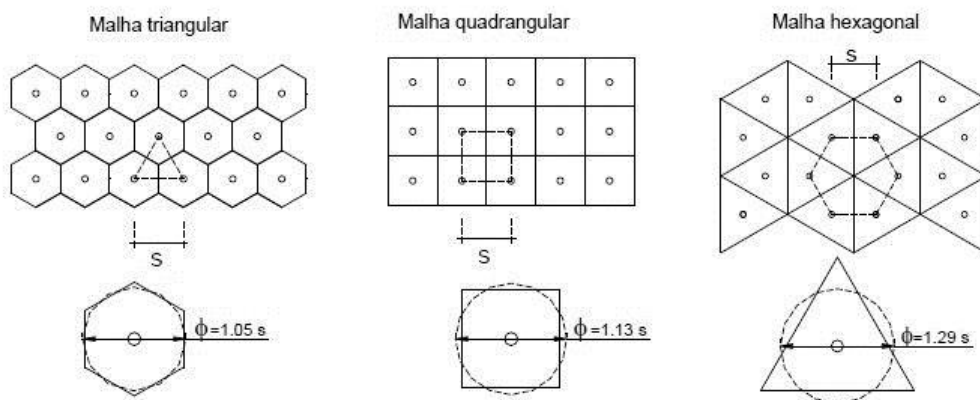


Figura 2.1 – Esquema de malhas e diâmetros de influência correspondentes.

Em relação aos tipos de drenos verticais usuais, estes dividem-se em dois grupos: drenos de areia e drenos pré-fabricados (geossintéticos) (Figura 2.2). Os drenos de areia constituem a solução mais antiga, têm diâmetro compreendido entre 160mm e 500mm e espaçamento a variar entre 1m a 6m (Borges, 1995).



Figura 2.2 – Fase de colocação de drenos geossintéticos em obra (fonte:www.igeotecnia.com).

Os drenos pré-fabricados são mais recentes, apresentam maior facilidade de aplicação e maiores vantagens em termos económicos. São compostos por um núcleo de material plástico envolto por um geotêxtil que funciona como filtro, que irá prevenir a entrada de partículas sólidas no núcleo (Borges, 1995).

#### 2.1.1.1.1 Simulação de Drenos Verticais a 3 Dimensões – Método das Bandas Drenantes

O método das bandas drenantes é, de uma forma geral, um método utilizado para obter relações entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação aquando da modelação de drenos verticais.

A base desta metodologia resulta da adaptação feita por Hird *et al.* (1992), para estados planos de deformação, da teoria de consolidação na envolvente de um dreno em condições axissimétricas exposta por Hansbo (1981) em que considerava como condições: drenagem radial, solo uniforme e invariabilidade dos coeficientes de permeabilidade e de compressibilidade. Desta forma, Hird *et al.* (1992) estabeleceram que o grau de consolidação médio,  $\bar{U}$ , num dado instante e profundidade é teoricamente idêntico entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação com a condição de desprezar a influência da capacidade drenante dos drenos verticais (Venda Oliveira, 2000).

A expressão [2.1] fundamenta a relação entre o coeficiente de permeabilidade da análise plana  $k_{pl}$  e o coeficiente de permeabilidade da análise axissimétrica  $k_{ax}$ , sendo a comparação gráfica ilustrada na Figura 2.3.

$$\frac{k_{pl}}{k_{ax}} = \frac{2B^2}{3R^2 \left[ \ln \left( \frac{R}{r_s} \right) + \left( \frac{k}{k_s} \right) \cdot \ln \left( \frac{r_s}{r_w} \right) - \frac{3}{4} \right]} \quad [2.1]$$

em que:

$k_s$  – Coeficiente de permeabilidade da zona alterada na envolvente do dreno;

$B$  – Metade da largura de influência da banda drenante no estado plano de deformação;

$R$  – Raio de influência do dreno;

$r_w$  – Raio do dreno;

$r_s$  – Raio da zona alterada na envolvente do dreno.

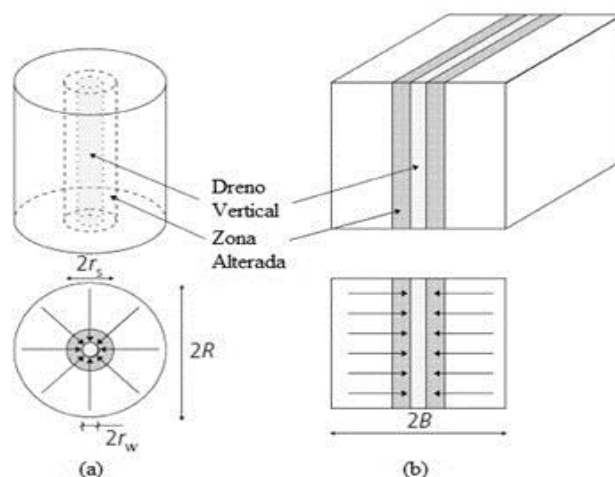


Figura 2.3 – (a) Estado Axissimétrico; (b) Estado Plano de Tensão (adaptado de Hird *et al.*, 1995).

O método das bandas drenantes é utilizado, na presente dissertação, para o cálculo do coeficiente de permeabilidade horizontal  $k_x$  a utilizar nas análises com Estacas de Brita e *Deep Soil Mixing*. No Capítulo 3 – Modelação Numérica, serão apresentados os cálculos efetuados para a obtenção dos coeficientes referidos.

### 2.1.1.2 Construção Faseada

Um dos processos clássicos para viabilizar a construção de aterros sobre solos moles consiste no carregamento do maciço de fundação por fases. Após o primeiro carregamento, cada fase posterior só é aplicada quando grande parte dos excessos de pressão neutra gerados pela fase precedente se encontra dissipada (Matos Fernandes, 2011).

A resistência não drenada de um solo ( $c_u$ ) está relacionada com a tensão efetiva instalada neste (expressão [2.2]) (Leroueil *et al.*, 1990), aumentando com o incremento desta. Cada camada de aterro colocada leva a um incremento de tensão efetiva após a dissipação das pressões intersticiais, com o conseqüente acréscimo de resistência, fazendo com que o solo suporte mais carga.

$$c_u = \alpha_c \cdot \sigma'_{vI} \geq \alpha \cdot \sigma'_p \rightarrow \alpha_c = 0,25 \quad [2.2]$$

Leroueil *et al.* (1990) estimaram que o ganho de resistência não drenada devido às sucessivas fases de carregamento é representado por uma percentagem ( $\alpha_c$ ) da tensão vertical efetiva instalada imediatamente antes da próxima fase de carregamento.

A Figura 2.4 sintetiza uma série de gráficos que exemplificam o funcionamento da construção por fases.

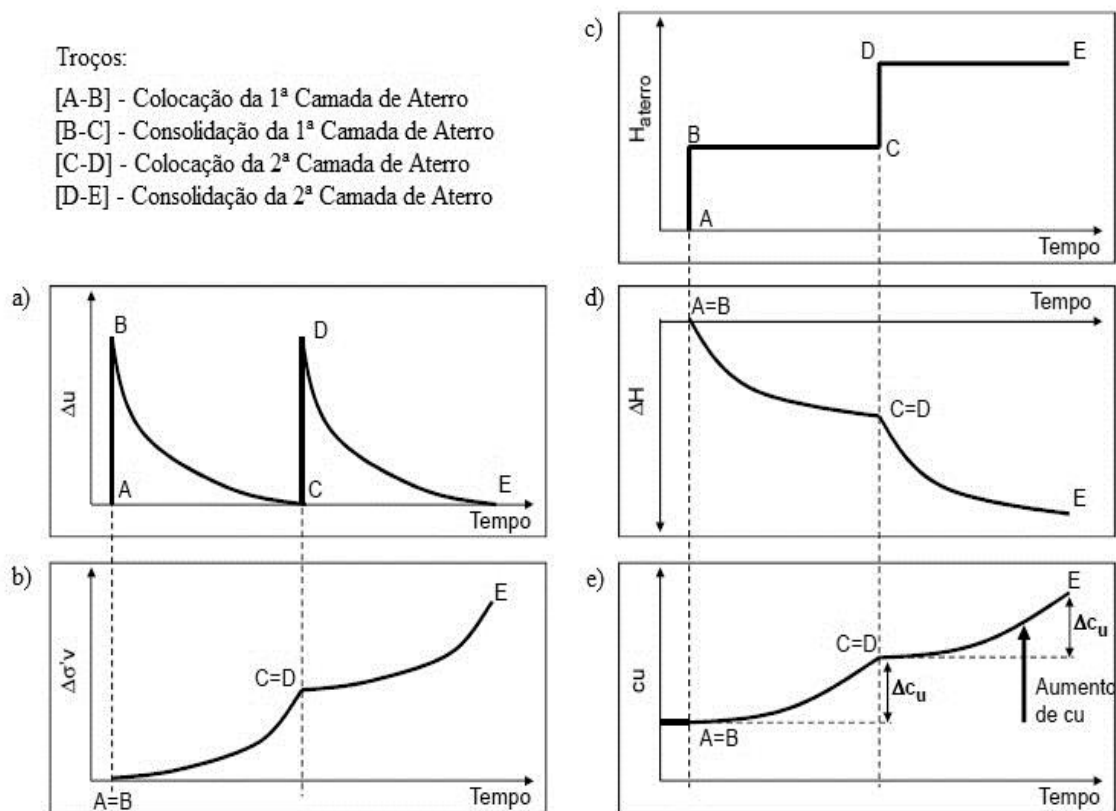


Figura 2.4 – a) Variação das pressões neutras; b) Variação das tensões efetivas verticais; c) Evolução da altura de aterro; d) Evolução dos assentamentos; e) Variação da resistência não drenada. (adaptado de Venda Oliveira, 2009).

Esta técnica permite evitar/minimizar os problemas de estabilidade inerentes à construção de aterros sobre solos argilosos moles e quando combinada com a instalação de dispositivos de drenagem como sejam os drenos verticais, permite que se ultrapasse o inconveniente da dissipação dos excessos de pressão neutra ser muito demorada, apresentando-se desta forma como uma alternativa extremamente viável aquando do cumprimento de prazos de execução de obra muito reduzidos.

Apesar de se denotar como uma técnica de fácil aplicação, não dispensa o controlo do estado de consolidação, sendo altamente recomendada a verificação do acréscimo de resistência ao corte através de ensaios *in situ* de corte rotativo “Vane Test”, a medição dos assentamentos do solo de fundação e a medição das pressões intersticiais sob o aterro (Matos Fernandes, 2011).

### 2.1.2 Estacas de Brita

Esta técnica de reforço de solos de fundação consiste basicamente na elaboração de uma malha de furos cilíndricos com determinado espaçamento, diâmetro e comprimento no solo natural, os quais são preenchidos com material granular (brita) de melhores

características que o solo natural e posteriormente compactados, formando assim as designadas estacas de brita.

Esta solução de reforço é usualmente aplicada em obras que envolvam carregamento de solos moles pois possibilita o aumento da estabilidade/capacidade de carga. De facto, a brita confere maior resistência ao corte, sendo um material mais rígido e por isso menos deformável que o solo natural, potenciando o desenvolvimento do “efeito de arco”, que se resume na transferência de tensões do solo para as estacas, isto é, o carregamento associado ao aterro distribui-se maioritariamente pelas estacas (Domingues, 2006; Assunção, 2010; Matos Fernandes, 2011). A introdução destas inclusões de brita no solo permite reduzir a magnitude dos assentamentos e o tempo de consolidação, funcionando como um dreno de grandes dimensões. Para além disso, também promove a densificação do solo circundante às estacas e a diminuição do potencial de liquefação.

O processo construtivo das estacas de brita pode recorrer a técnicas não vibratórias ou vibratórias (também designadas de vibrosubstituição). O método não vibratório, pressupõe a existência de solos com adequada consistência para permitir a abertura de um furo sem revestimento, sendo o seu enchimento/compactação com brita efetuado a partir da superfície. A técnica de vibrosubstituição consiste na introdução de uma sonda vibratória no solo, pela ação conjunta do peso próprio, vibração e eventual injeção de um fluido; de seguida a brita é introduzida pelo interior da sonda, a qual efetua a compactação da brita (Venda Oliveira, 2009; Pinto, 2009).

Quanto ao dimensionamento das estacas de brita, impõe-se que estas sejam dispostas segundo uma malha que pode ser triangular, quadrangular ou hexagonal, correspondendo a cada caso um determinado diâmetro de influência, de acordo com o ilustrado na Figura 2.1.

A relação entre as áreas da coluna e de influência pode ser obtida de acordo com a expressão [2.3], representando o coeficiente de substituição, que indica o grau de reforço do solo.

$$CS = \frac{A_{coluna}}{A_{inf}} = \frac{A_{coluna}}{A_{coluna} + A_{solo}} \quad [2.3]$$

Em que  $A_{coluna}$  representa a área de uma secção horizontal da coluna de brita efetuada,  $A_{solo}$  representa a área de uma secção horizontal do solo circundante de cada coluna na malha adotada e  $A_{inf}$  representa a soma dessas duas áreas, denominando-se área de influência da coluna. Os valores para o coeficiente de substituição variam entre 0.1 e 0.3 (Matos Fernandes, 2011).

A influência do “efeito de arco”, pode ser traduzida pelo fator de concentração de tensões (expressão [2.4]) relacionando os incrementos de tensão total média na coluna ( $\Delta \sigma_{coluna}$ ) e no solo ( $\Delta \sigma_{solo}$ ), estando associado à diferença de rigidez entre as colunas de brita e o solo envolvente. Uma vez que a brita tem rigidez superior ao solo circundante, por efeito de arco, as tensões verticais concentram-se nas colunas levando a uma diminuição destas tensões no solo (Figura 2.5), o que permite reduzir os assentamentos por consolidação e aumentar as tensões efetivas verticais nas colunas de brita, logo a resistência ao corte nos pontos em que estas colunas são intersectadas pela superfície de deslizamento (Matos Fernandes, 2011).

$$FC = \frac{\Delta \sigma_{coluna}}{\Delta \sigma_{solo}} \quad [2.4]$$

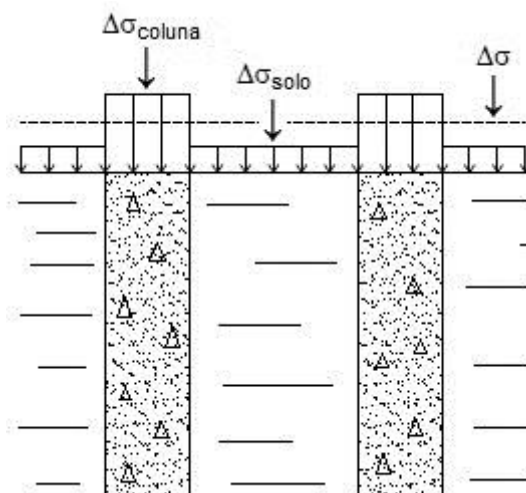


Figura 2.5 – Concentração de Tensões nas Colunas (adaptado de Matos Fernandes, 2011).

O fator de melhoramento ( $n$ ) (expressão [2.5]) que relaciona os assentamentos do solo não melhorado e do solo melhorado permite avaliar a melhoria do solo de fundação quando sujeito a intervenção (Venda Oliveira, 2009).

$$n = \frac{\Delta H_{\text{não melhorado}}}{\Delta H_{\text{melhorado}}} \quad [2.5]$$

### 2.1.3 Colunas de Deep Soil Mixing

A técnica *Deep Soil Mixing* começou a ser desenvolvida e utilizada em meados do século XX, tendo como pioneiros o Japão, os Estados Unidos da América e alguns países escandinavos (Bruce *et al.*, 1998; Kitazume e Terashi, 2002; Vukotic, 2006). Esta técnica baseia-se num conjunto de tecnologias e procedimentos que permitem o tratamento do solo *in situ*, consistindo, de forma resumida, na introdução no solo natural de uma haste provida de hélices/pás e bocal de injeção, que numa primeira fase desestrutura o solo até

uma profundidade desejada e numa segunda fase faz o percurso inverso, injetando uma calda de um material ligante (usualmente cal ou cimento), misturando-a com o solo natural, formando uma coluna de solo estabilizado homogênea (Figura 2.6) (Vukotic, 2006; Correia, 2011). Esta coluna apresenta melhores propriedades mecânicas, aumentando a capacidade de carga e a resistência ao corte do solo de fundação, resultando na conseqüente redução de assentamentos.

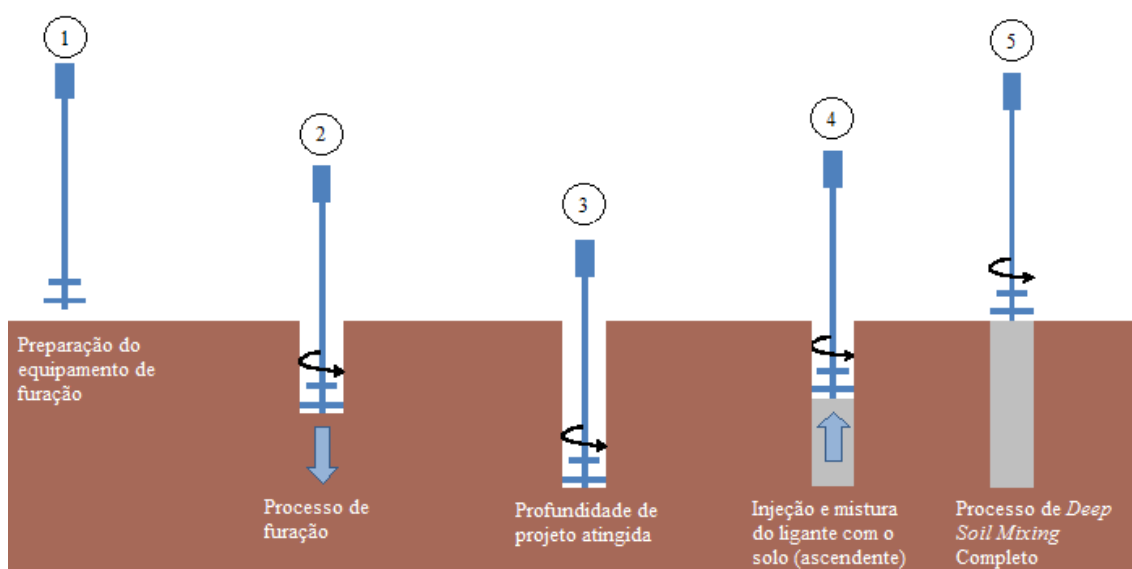


Figura 2.6 – Faseamento do método *Deep Soil Mixing* (adaptado de [www.soiltech.co.id](http://www.soiltech.co.id)).

Embora aparente ser um processo simples, a execução desta técnica é de extrema complexidade pois depende de diversos fatores que não podem ser negligenciados tais como as características do solo (tipo de solo, granulometria, teor em água, pH, permeabilidade, ácido húmico), as características do ligante (tipo de ligante, composição química do ligante, tipo de água), as condições de mistura (tempo de mistura, quantidade de ligante) e as condições de cura (período de cura, temperatura de cura) (Kitazume e Terashi, 2002; Correia, 2011). Todos estes fatores influenciam as características finais do novo material composto, as quais são muito difíceis de prever sem recurso a estudos laboratoriais (Correia *et al*, 2008).

É uma técnica particularmente vantajosa em relação a outras técnicas de melhoramento de solos uma vez que: (i) utiliza o material *in situ* (solo natural) reduzindo os custos de transporte de outros materiais (tais como brita ou areia); (ii) pode incorporar sub-produtos industriais como cinzas e escórias (iii) permite o reforço de aterros com o mínimo de influência na estrutura existente, ou seja, com deformações muito reduzidas, baixos níveis de ruído e de vibração associados ao processo de execução; (iv) possibilita o tratamento *in situ* de solos contaminados, evitando a sua escavação e transporte a depósito.

A metodologia base da aplicação do *Deep Soil Mixing* divide-se em dois grupos principais: Método Seco (“*Dry Deep Mixing*”) e Método Húmido (“*Wet Deep Mixing*”). O primeiro adequa-se sobretudo a solos argilosos moles a muito moles com elevado teor de humidade e que, segundo a empresa *Keller* (<http://www.kellerholding.com>), as melhores soluções técnico-económicas utilizando esta via seca obtêm-se quando o solo a melhorar/tratar tem teor de humidade superior a 35% ou próximo do limite de liquidez. Esta metodologia permite executar melhoramentos do solo até profundidades de 30 metros, com diâmetro de colunas até 1,20 metros não havendo produção de refluxos durante a execução. O Método Húmido recorre a equipamento mais robusto e pesado, que o utilizado no método seco, adequando-se a uma maior variedade de solos, desde areias soltas a argilas moles e permite fazer melhoramentos até profundidades de 40 metros, com diâmetro de colunas até 3 metros. A execução desta técnica origina a produção de excessos/refluxos de mistura que podem variar entre 20 a 40% do volume de solo melhorado/tratado.

## 2.2 Plaxis 2D V.8.2

Desenvolvido pela Universidade Técnica de Delft na Holanda, o *software Plaxis 2D V.8.2* é a ferramenta principal da modelação e cálculo numérico desta dissertação. Trata-se de um programa de elementos finitos propenso ao ramo da engenharia geotécnica e que permite fundamentalmente fazer análises bidimensionais que envolvam cálculo de deformações e tensões (Brinkgreve, 2002). A modelação neste *software* é feita com base nos vários modelos constitutivos, nomeadamente os modelos: Elástico Linear, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep* e *Jointed Rock*.

De uma forma geral, a simulação de um determinado caso de estudo neste *software* passa por quatro fases principais e em sucessão: i) *input* – introdução dos dados do projeto, desde a geometria às condições de fronteira, interfaces entre diferentes materiais, propriedades dos materiais, modelos reológicos a utilizar consoante o material a simular, o seu comportamento drenado, não drenado ou não poroso, escolha do tipo e refinamento da malha de elementos finitos, definição do nível freático e condições iniciais; ii) *calculations* – introdução dos diversos níveis de cálculo, p.e. a construção de uma nova camada de aterro ou a consolidação desta, respetivos espaços temporais e a escolha dos pontos/nós específicos a analisar na malha de elementos finitos; (iii) *output* – visualização dos resultados sob a forma gráfica ou em tabela e de acordo com a escolha do utilizador: desde deslocamentos dos nós da malha, tensões efetivas, tensões totais, excesso de pressão de água nos poros, análise de cortes de secções e exportação dos dados para Microsoft Excel; (iv) *curves* – elaboração de gráficos respetivos ao comportamento dos pontos selecionados na fase de cálculo, desde a deformação ao longo do tempo à dissipação do excesso de pressão neutra ao longo do tempo específicos nos determinados pontos/nós.



## 2.3 Modelos Constitutivos

### 2.3.1 Critério de Mohr-Coulomb associado ao Modelo Elástico Linear

O critério de rotura de Mohr-Coulomb define a envolvente de rotura, sendo dado pela expressão [2.6].

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad [2.6]$$

Onde  $\sigma'_f$  e  $\tau_f$  são as componentes normal e tangencial da tensão na rotura,  $c'$  é a coesão e  $\phi'$  é o ângulo de resistência ao corte ou ângulo de atrito.

A representação gráfica da envolvente de rotura Mohr-Coulomb pode ser observada na Figura 2.7, estabelecendo a fronteira entre estados de tensão possíveis (abaixo da envolvente) dos estados impossíveis.

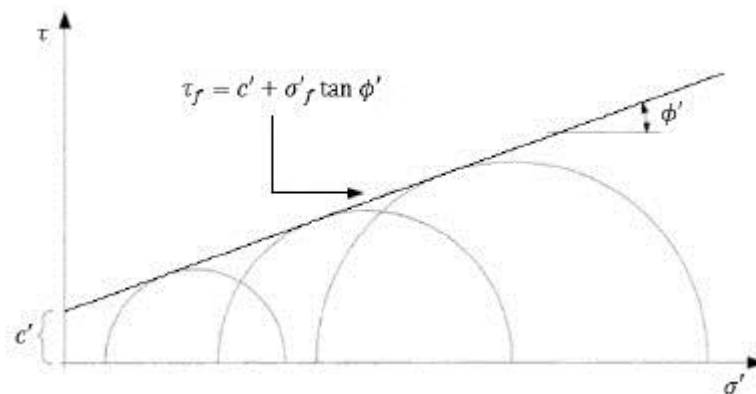


Figura 2.7 – Envolvente de rotura do critério de Mohr-Coulomb.

O critério de rotura de Mohr-Coulomb associado ao modelo elástico linear, corresponde a um modelo linear elástico perfeitamente plástico, tal significa que o material tem um comportamento linear elástico até à cedência (associado a deformações recuperáveis) e posteriormente apresenta um comportamento perfeitamente plástico (associado a deformações irreversíveis), aumentando a sua deformação com tensão constante (Dias da Silva, 2004; Brinkgreve, 2002; Matos Fernandes, 2011) (Figura 2.8).

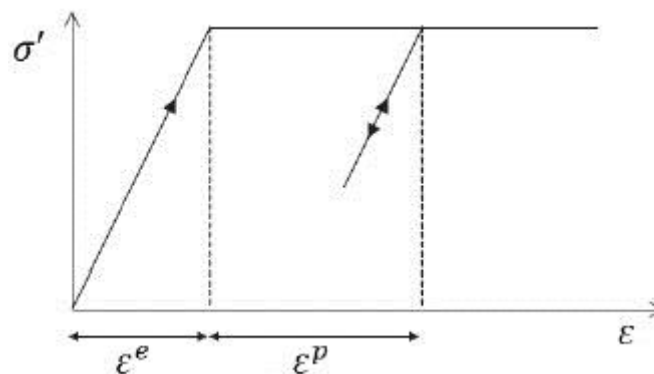


Figura 2.8 – Modelo Linear Elástico Perfeitamente Plástico (Brinkgreve, 2002)).

Para a modelação numérica deste critério no *software Plaxis 2D*, é necessário definir cinco parâmetros de *input*:

- Módulo de Young –  $E$  [kPa]
- Coeficiente de Poisson –  $\nu$  [-]
- Ângulo de Atrito Interno –  $\phi$  [°]
- Coesão –  $c$  [kPa]
- Ângulo de Dilatância –  $\psi$  [°]

### 2.3.2 Modelo Soft Soil

O modelo *Soft Soil* (SSM) tem como base o modelo *Cam-Clay* Modificado e o seu principal campo de aplicação são os casos em que existe grande compressão de solos moles tais como argilas, siltes argilosos, turfas, etc (Brinkgreve, 2002). Destacam-se como principais características deste modelo:

- Rigidez dependente do nível de tensão (comportamento não linear);
- Diferentes respostas do solo aquando do carregamento primário ou em descarga-recarga;
- A tensão de pré-consolidação é memorizada;
- O comportamento na rotura obedece ao critério de Mohr-Coulomb.

Assume-se que a relação entre a deformação volumétrica  $\varepsilon_v$  e a tensão efetiva média  $p'$  obedece a uma lei logarítmica, de acordo com a Figura 2.9. A deformação volumétrica é utilizada em detrimento do índice de vazios, e consequentemente a expressão [2.7] envolve o índice de compressibilidade modificado  $\lambda^*$  e não o índice  $\lambda$  do modelo *Cam-Clay* Modificado, como usado por Burland (1965).

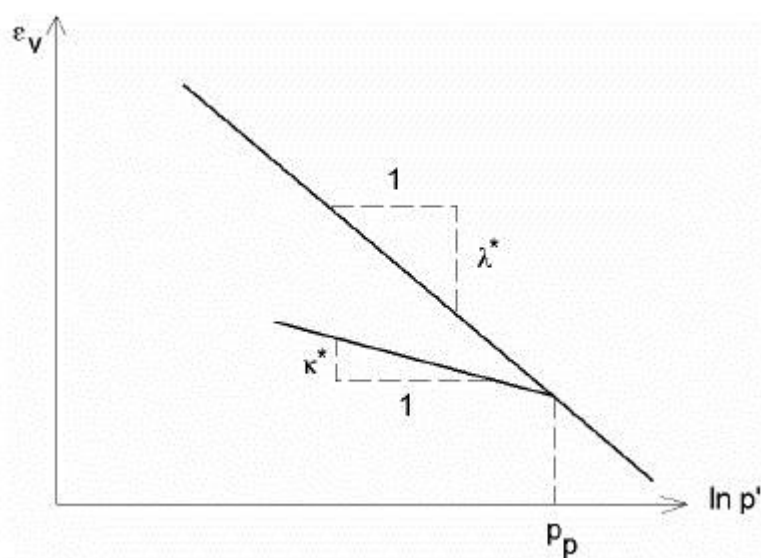


Figura 2.9 – Relação logarítmica entre a deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Brinkgreve, 2002)).

Segundo Brinkgreve, (2002) pode existir um número infinito de linhas de descarga/recarga, cada uma correspondente a um determinado valor da tensão de pré-consolidação isotrópica,  $p_p$ , representando esta o nível máximo de tensão já experimentado pelo solo. Durante os ciclos de descarga/recarga  $p_p$  mantém-se constante. No caso de compressão primária, a tensão de pré-consolidação vai aumentando à medida que aumenta o nível de tensão, dando lugar à ocorrência de deformações volumétricas plásticas irreversíveis. No ramo de compressão isotrópica virgem a deformação é regida de acordo com a expressão [2.7]:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \lambda^* \cdot \ln(p'/p'_0) \quad [2.7]$$

No caso de descarga/recarga isotrópica, a deformação volumétrica elástica é formulada pela expressão [2.8]:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = \kappa^* \cdot \ln(p'/p'_0) \quad [2.8]$$

O parâmetro  $\kappa^*$  representa o índice de expansibilidade modificado, e caracteriza o comportamento do solo durante a descarga/recarga, que se considera elástico e, portanto, regido pela lei de Hooke. A expressão [2.8] implica a seguinte relação linear (expressão [2.9]):

$$K_{dr} = E_{dr}/[3(1 - 2 \cdot \nu_{dr})] = p'/\kappa^* \quad [2.9]$$

Sendo  $K_{dr}$  o módulo de rigidez,  $E_{dr}$  o módulo de Young e  $\nu_{dr}$  o coeficiente de Poisson. O subíndice  $dr$  é utilizado para especificar que os parâmetros se referem à descarga/recarga.

No modelo *Soft Soil*,  $\kappa^*$  e  $\nu_{dr}$  são os parâmetros introduzidos para a computação das deformações elásticas, em detrimento de  $K_{dr}$  e  $E_{dr}$ . Note-se que a relação  $\lambda^*/\kappa^*$  é igual à razão  $\lambda/\kappa$  do modelo Cam-Clay Modificado.

Para estados triaxiais de tensão, a função de cedência do modelo *Soft Soil* é definida pela expressão [2.10]:

$$f = p^{eq} - p_p^{eq} \quad [2.10]$$

Em que  $p^{eq}$  está relacionado com o estado de tensão real (expressão [2.11]) e  $p_p^{eq}$  é a tensão equivalente de pré-consolidação, cujo significado geométrico é ilustrado na Figura 2.10.

$$p^{eq} = \frac{q^2}{M^2(p' + c' \cdot \cot\phi')} + (p' + c' \cdot \cot\phi') \quad [2.11]$$

A tensão  $p^{eq}$  é uma função da deformação plástica, sendo traduzida pela seguinte expressão [2.12]:

$$p^{eq} = p_{p_0}^{eq} \exp[\Delta\varepsilon_v^p / (\lambda^* - \kappa^*)] \quad [2.12]$$

A função de cedência  $f$  (expressão [2.10]) pode ser descrita como uma série de elipses no plano  $p' - q$  (Figura 2.10). No modelo *Soft Soil* a rotura é descrita pelo critério de Mohr-Coulomb através dos parâmetros de resistência  $\phi'$  e  $c'$ . Tanto a linha de rotura definida por Mohr-Coulomb como a recta M apresentam o mesmo valor de  $c \cdot \cot\phi'$  afastado da origem como se pode observar na Figura 2.10. A fronteira da zona elástica é ilustrada na Figura 2.10 pela linha a negrito, sendo definida pela reta de Mohr-Coulomb fixa e parte da elipse de cedência (depende do valor de  $p_p^{eq}$ ), a qual varia de tamanho em função da tensão de pré-consolidação (Neher *et al.*, 2001).

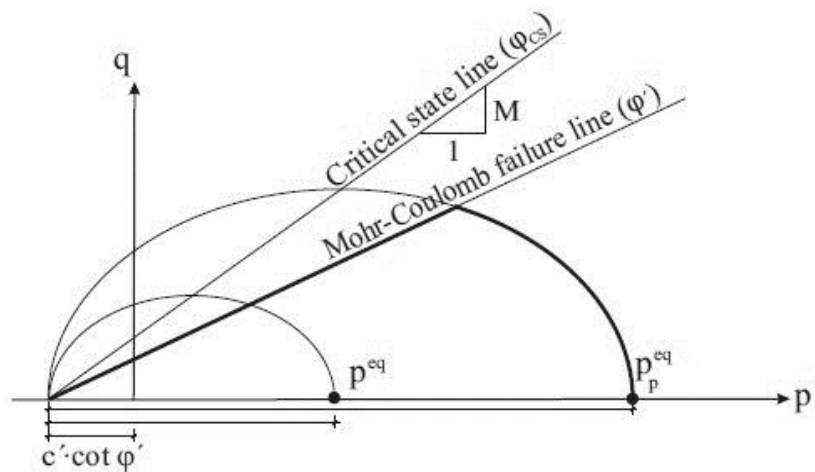


Figura 2.10 – Plano  $p'$ - $q$ : superfícies de rotura do modelo SS (Neher *et al.*, 2001).

Para a modelação numérica deste critério no *software Plaxis 2D*, é necessário definir cinco parâmetros de *input*:

- Índice de Compressibilidade Modificado –  $\lambda^*$  [-]
- Índice de Expansibilidade Modificado –  $\kappa^*$  [-]
- Coesão –  $c'$  [kPa]
- Ângulo de Atrito Interno –  $\phi'$  [°]
- Ângulo de Dilatância –  $\psi$  [°]
- Coeficiente de Poisson para descarga/recarga –  $\nu_{ur}$  [-]
- Coeficiente de Impulso na Consolidação Normal –  $K_0^{nc}$  [-]
- Parâmetro que define a linha do Estado Crítico –  $M$  [-]

### 2.3.3 Critério de Cedência de Tresca – Teoria da Tensão de Corte Máxima

Nesta dissertação este critério foi utilizado na modelação das colunas de *Deep Soil Mixing*.

Tresca postulou em 1865 que a cedência é condicionada pela tensão tangencial máxima, a qual, ocorre em facetas que fazem ângulos de 45° com as direções principais máxima ( $\sigma_1$ ) e mínima ( $\sigma_3$ ) e toma o valor  $\tau_{\text{máx}} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$  (Dias da Silva, 2004).

Na Figura 2.11 observa-se a envolvente de rotura do critério de Tresca, que é descrita por uma reta horizontal tangente aos círculos definidos pelas tensões totais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ), cuja ordenada na origem é o raio dos círculos, correspondendo à resistência não drenada ( $c_u$ ), calculada pela expressão [2.13] (Loureiro da Silva, 2010):

$$c_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad [2.13]$$

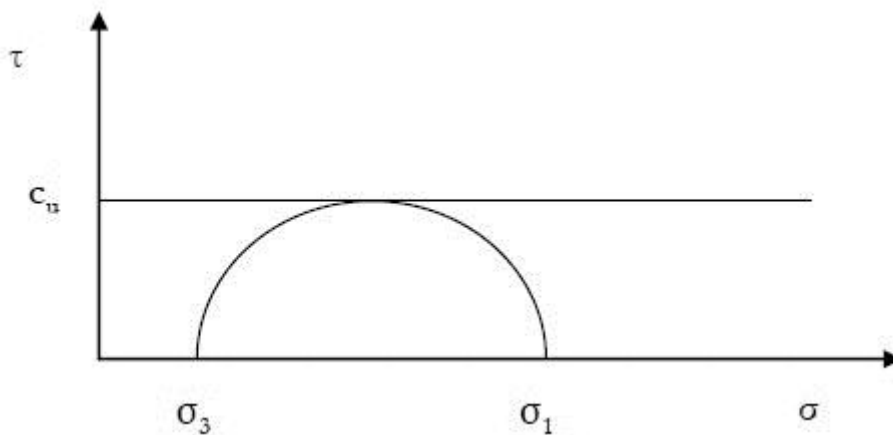


Figura 2.11 – Envolvente de rotura do Critério de Tresca.

É um critério que é analisado em termos de tensões totais uma vez que se trata de um comportamento puramente coesivo por parte do material, correspondendo a uma resposta em condições não drenadas.

## 2.4 Análise de Diversos Aterros

Neste item, apresenta-se de forma breve alguns casos de aterros contruídos sobre solos pouco competentes, à semelhança dos solos da sub-região do Baixo Mondego.

### 2.4.1 Aeroporto Internacional de Kansai (Osaka, Japão)

A construção do Aeroporto Internacional de Kansai no interior da baía de Osaka é uma das grandes obras do século XXI em território Japonês. Consistiu na construção de duas ilhas artificiais, evitando-se assim custos de expropriação e também poluição sonora para a localidade envolvente. O aeroporto foi construído a 5 km da costa de Senshu em duas

fases: Fase 1 (1987-1994) correspondente à elaboração da Ilha I e Pista de Descolagem I (Figura 2.12) e Fase 2 (1999-2007) correspondente à elaboração da Ilha II e Pista de Descolagem II (Figura 2.13).



Figura 2.12 – Fase 1 – Ilha I e Pista de Descolagem I.



Figura 2.13 – Fase 2 – Ilha II e Pista de Descolagem II.

O Aeroporto Internacional de Kansai recebeu uma atenção considerável da área de engenharia geotécnica muito devido à dimensão do projeto: uma mega-estrutura que se divide em duas ilhas: a Ilha I tem 511 ha (aproximadamente 180 milhões de m<sup>3</sup> de aterro), com construção iniciada a 18 metros de profundidade e a Ilha II que tem 545 ha (aproximadamente 250 milhões de m<sup>3</sup> de aterro), com 20 metros a separar a superfície do fundo do mar (Mesri e Funk, 2015). Muito deste mediatismo está relacionado também com o facto de os assentamentos previstos em laboratório terem sido inferiores aos verificados *in situ*, o que gerou alguma controvérsia, levando vários autores a debater sobre o assunto.

O solo de fundação é composto por camadas de argila mole entreposta com camadas de areia como mostra a Figura 2.14.

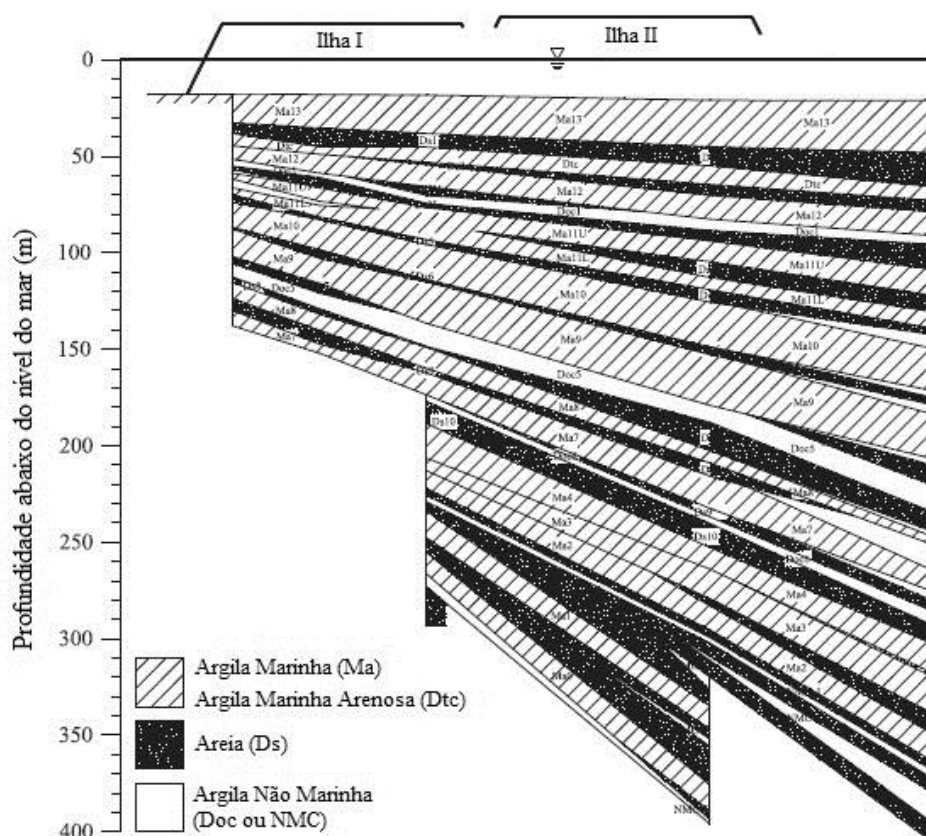


Figura 2.14 – Estratigrafia do solo de fundação do Aeroporto de Kansai (adaptado de Mesri e Funk, 2015).

A construção do aterro consistiu na colocação de um tapete drenante com 1,5 metros de espessura e posterior instalação de uma malha de drenos verticais com diâmetro de 45 cm, dispostos em malha quadrada com 2,5 metros de afastamento. A altura de aterro variou entre 30 e 43 metros (Mesri e Funk, 2015).

De acordo com Mesri e Funk (2015) salientam-se os seguintes aspectos:

- estão previstos para as Ilhas I e II respetivamente assentamentos de 17,6 metros e 24.4 metros até ao final do século XXI;
- os assentamentos observados foram muito superiores aos previstos no projeto, em resultado da elevada espessura das camadas de argila existentes no solo de fundação e também das cargas aplicadas pelos aterros;
- condições de drenagem deficientes das camadas de areia, originando assentamentos bastante dependentes do tempo e, portanto, muito demorados;

- em 2001, a Ilha I encontrava-se 4 metros acima da altura de projeto, prevendo-se que esteja ao nível do mar por volta de 2067 ou até antes; em relação à Ilha II, prevê-se que esteja com a altura de projeto (4 metros acima do nível do mar) entre 2023-2036 e que atinja a superfície marítima entre 2058-2100.

#### **2.4.2 Aterros Experimentais Construídos Sobre Argilas de Estuário da Costa Dourada (Queensland, Austrália)**

As argilas moles são comuns na Austrália, pelo que os projetos de construção de vias de comunicação, implicam frequentemente problemas de difícil resolução associados a este tipo de solo. Neste território, as principais técnicas melhoramento do solo são as estacas de brita, pré-carga com drenos verticais e a estabilização química.

Um aterro experimental foi construído sobre argilas moles muito sensíveis ao longo da Costa Dourada em Queensland (Austrália) (Figura 2.15) com o intuito de avaliar a eficácia do melhoramento do solo de fundação recorrendo à solução de colunas de brita. O aterro tem 90 metros de comprimento e 40 metros de largura, tendo sido construído em 2 fases, cada fase com 2 metros de altura e com 100 dias de intervalo entre cada fase.



Figura 2.15 – Costa Dourada Austrália (fonte: [www.mrsales.com.au](http://www.mrsales.com.au)).

As colunas de brita foram instaladas em malha quadrada, com diâmetro de 1 metro e comprimento de 16 metros, o aterro foi dividido em três secções, a secção 1 não tem colunas instaladas, a secção 2 tem colunas de brita com 2 metros de espaçamento e a secção 3 tem colunas de brita com 3 metros de espaçamento.

O aterro foi construído sobre uma camada de argila muito mole a orgânica mole, que se estende a um máximo de profundidade de 13,5 metros e foi instrumentado com medidores de assentamentos (instalados na linha central do aterro, para monitorizar o assentamento vertical), medidores de perfil horizontal (instalados ao longo da base do aterro, para medir



os assentamentos horizontais e traçar este perfil do aterro), inclinômetros (instalados no pé do aterro com vista a medir os deslocamentos horizontais) e piezômetros (instalados na linha central do aterro para monitorizar a dissipação da pressão de água nos poros).

Os perfis de assentamentos verticais a várias distâncias ao longo das 3 secções do aterro podem ser observados nas seguintes Figuras 2.16, 2.17. e 2.18.

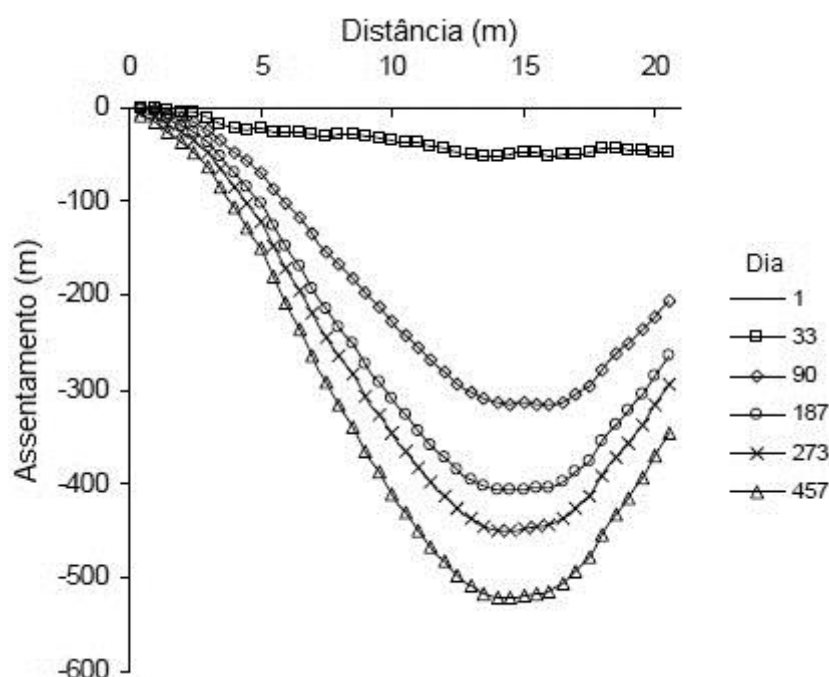


Figura 2.16 – Secção sem melhoramento (Oh *et al.*, 2007).

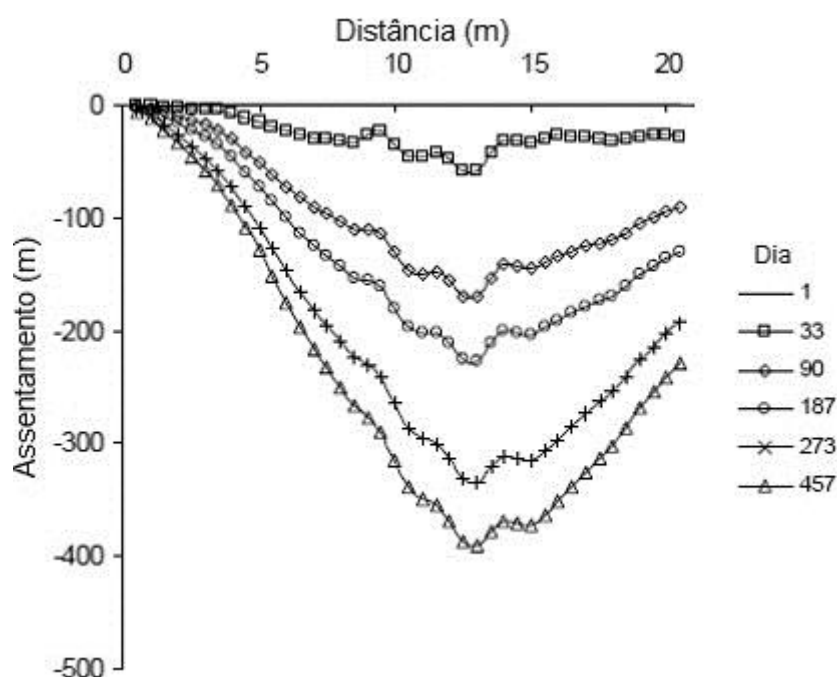


Figura 2.17 – Secção com 2 metros de espaçamento entre colunas (Oh *et al.*, 2007).

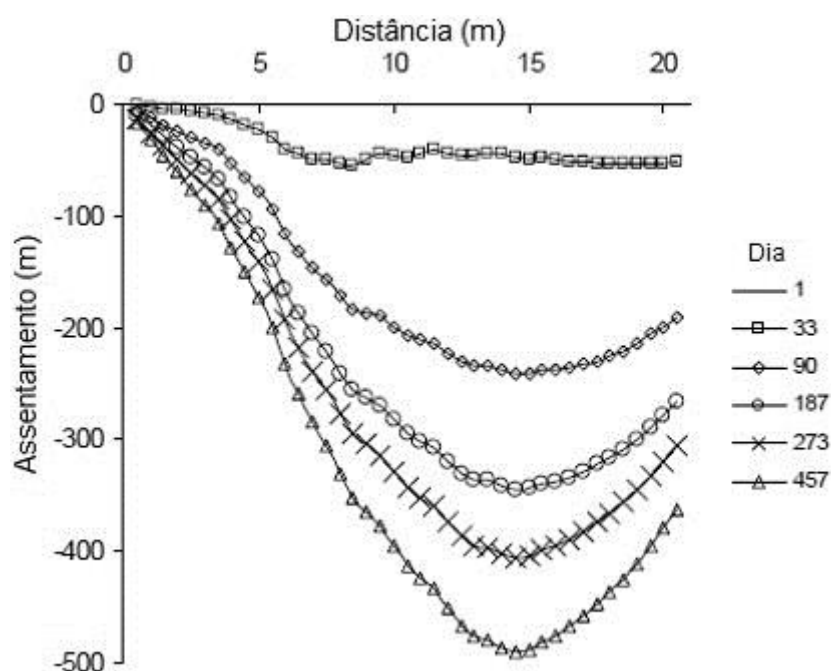


Figura 2.18 – Secção com 3 metros de espaçamento entre colunas (Oh *et al.*, 2007).

Os resultados mostram que as colunas de brita não obtiveram grande eficácia na redução de assentamentos verticais, como se pode constatar no Quadro 2.1. Estes resultados estão associados à presença de argilas moles extremamente sensíveis, originando com a execução das estacas de brita a diminuição da resistência do solo de fundação e a consequente perda do efeito de confinamento, necessários para mobilizar a resistência das colunas de brita (Oh *et al.*, 2007).

Quadro 2.1 – Resumo dos Deslocamentos (Oh *et al.*, 2007)

Espaçamento das Colunas de Brita	Deslocamento Horizontal Máximo	Máximo Assentamento Vertical
3 metros	490 mm	508 mm
2 metros	386 mm	450 mm
-	522 mm	508 mm

No inclinómetro (Figura 2.19) obteve-se um deslocamento máximo horizontal de 76.8 mm nas camadas superiores do solo de fundação ao fim de 230 dias após colocação do aterro.

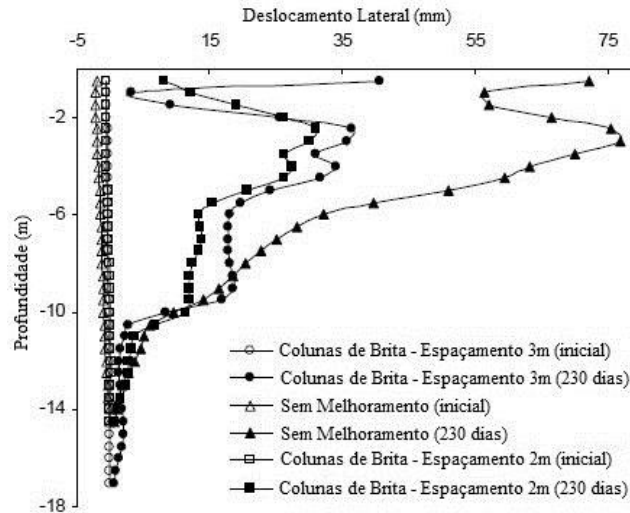


Figura 2.19 – Deslocamentos Horizontais no Pé do Aterro (Oh *et al.*, 2007).

Como era expectável, a secção com maiores deslocamentos horizontais foi a secção sem melhoramento do solo de fundação. A instalação de colunas de brita originou uma redução significativa dos deslocamentos horizontais na ordem dos 50% relativamente à secção sem colunas de brita.

### 2.4.3 Aterros Experimentais Construídos sobre Solos Moles Aluvionares em Zwijnaarde (Gante, Bélgica)

Situada no distrito de Gante (Bélgica) e rodeada pelo Rio Escalda e pelo Canal Ringvaart, a aldeia de Zwijnaarde foi o local escolhido para um estudo que teve como propósito avaliar o desempenho da técnica *Deep Mixing* aplicada aos solos moles aluvionares presentes nesta zona.

A resistência não drenada ( $c_u$ ) do solo de fundação varia entre 20 e 40 kPa (Figura 2.20).

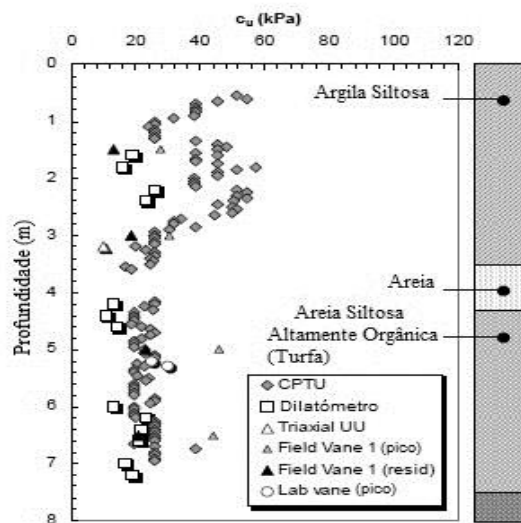


Figura 2.20 – Valores da resistência não drenada ao longo da profundidade (Flores *et al.*, 2008).

Os resultados dos ensaios de compressão simples levados a cabo com diversos tipos de ligantes e tempos de cura encontram-se ilustrados na Figura 2.21.

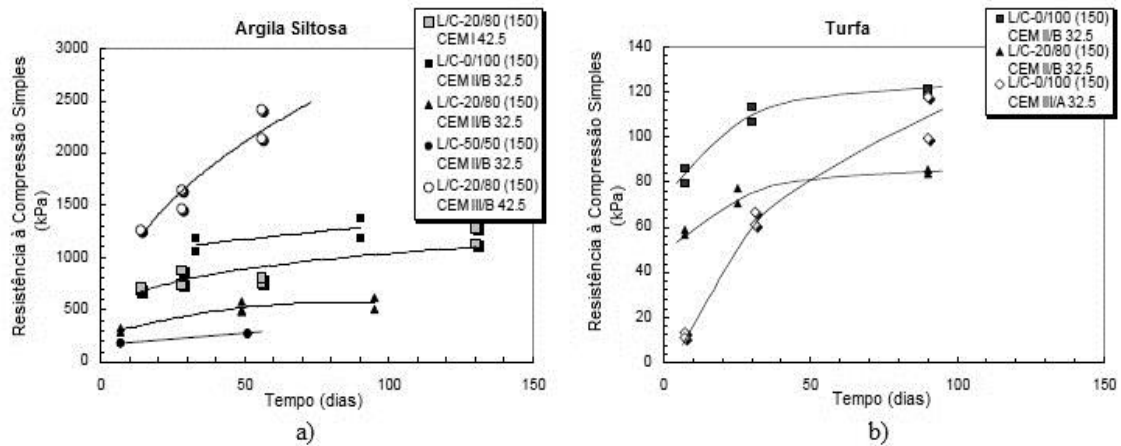


Figura 2.21 – a) Resultados dos ensaios de compressão simples – Provetes Argila; b) Resultados dos ensaios de compressão simples – Provetes Turfa (Flores *et al.*, 2008).

No âmbito da execução das colunas de *Deep Mixing* na zona de testes em estudo, foram construídas 4 colunas com diâmetro de 0.6 metros e comprimento de 8 metros, com a seguinte composição:

- Coluna 1: dosagem de 85 kg/m<sup>3</sup> de Cal Viva (L/C-100/0);
- Coluna 2: dosagem de 130 kg/m<sup>3</sup> de CEM II/B (L/C-0/100);
- Coluna 3: dosagem de 130 kg/m<sup>3</sup> de mistura de Cal Viva e CEM II/B (L/C-50/50);
- Coluna 4: dosagem de 170 kg/m<sup>3</sup> de Cal Viva (L/C-100/0).

Cerca de 65 dias após a execução das colunas, foi feita uma inspeção/escavação no local (Figura 2.22): e uma recolha de amostras de modo a avaliar as características do solo tratado (Figura 2.23).

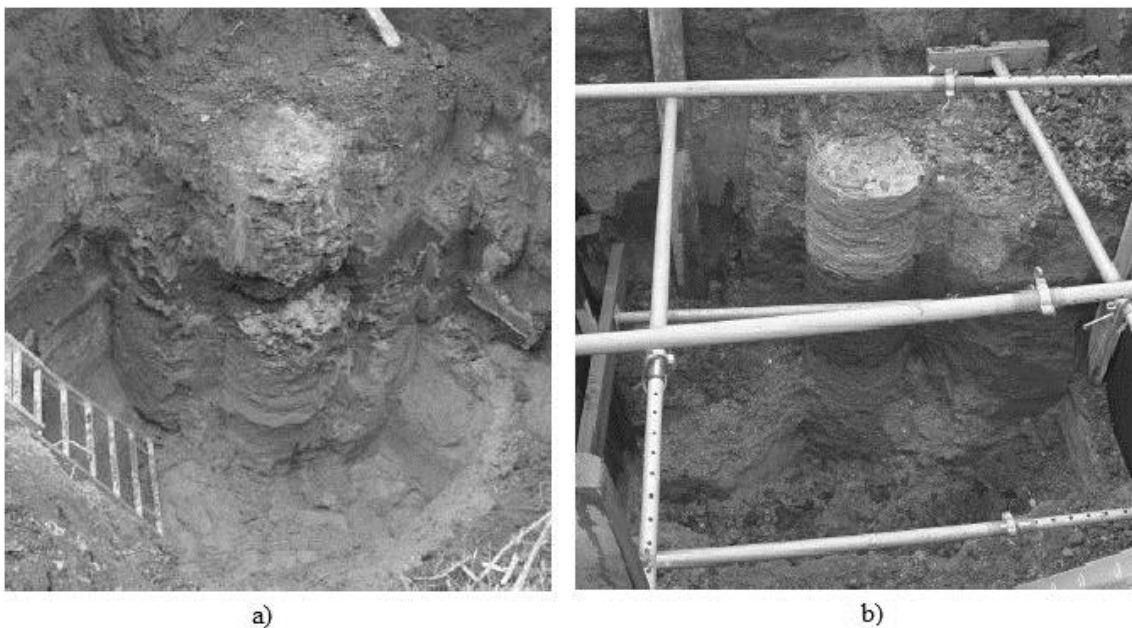


Figura 2.22 – a) Coluna 2; b) Coluna 3 (Flores *et al.*, 2008).

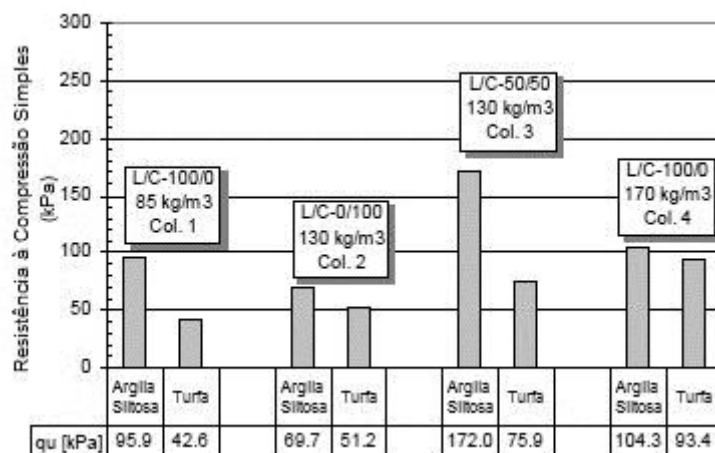


Figura 2.23 – Resistência à compressão simples das diversas colunas (adaptado de Flores *et al.*, 2008).

De acordo com Flores *et al.* (2008), observou-se que a Coluna 1 (L/C-100/0, 85 kg/m<sup>3</sup>) tinha um diâmetro bastante uniforme ao longo do seu comprimento e apesar do solo à sua volta apresentar uma consistência bastante plástica, a pasta de ligante estava bem misturada e distribuída ao longo da coluna. A Coluna 2 (L/C-0/100, 130 kg/m<sup>3</sup>) (Figura 2.22 a)) apresentou alguma deformação ao longo do seu comprimento com o seu diâmetro a não ser regular ao longo deste e não se atingindo uma boa homogeneidade da mistura solo-ligante, observando-se pequenos grãos de cimento duro e bolsas de solo mole. Relativamente à Coluna 3 (L/C-50/50, 130 kg/m<sup>3</sup>) (Figura 2.22 b)), esta apresentou uma excelente homogeneidade (solo-ligante) bem como um formato bastante uniforme, a qualidade da mistura aparentou ser bastante boa. Na análise feita à Coluna 4 (L/C-100/0, 170 kg/m<sup>3</sup>) constatou-se que esta também apresentava um formato bastante uniforme ao longo do seu comprimento, à semelhança da Coluna 1.

Na Figura 2.23, observa-se uma clara discrepância de valores entre a amostra composta por Argila Siltosa e L/C-50/50, 130 kg/m<sup>3</sup> pertencente à Coluna 3 em relação às outras. Era expectável que a Coluna 2, por ter maior percentagem de cimento apresentasse maior resistência, o que não se verifica devido facto do cimento não se misturar de forma ideal com o solo natural resultando num composto heterogéneo com uma estrutura pobre constituída por bolsas de solo mole e porções de cimento duro. Verifica-se que a Cal Viva quando misturada apenas com o solo natural confere uma boa homogeneidade no formato da coluna e mistura solo-ligante, mas apresenta valores de resistência limitados, mesmo para dosagens elevadas de ligante por m<sup>3</sup> de solo natural.

Finalmente foram construídos 4 aterros experimentais (área: 15m x 15m) com 2 metros de altura. Três zonas de aterro foram tratadas com as colunas, dispostas em malha triangular com 1,8 metros de afastamento e uma quarta ficou sem qualquer tipo de tratamento. Cada aterro foi instrumentado com uma placa medidora de assentamentos na base do aterro e um inclinómetro vertical.

Dois tipos de mistura de ligantes foram previamente escolhidos: uma combinação de Cal Viva e CEM III/B 42.5 na proporção L/C-20/80 para o tratamento do estrato de Argila Siltosa (4 metros de comprimento) e Cimento de Alto Forno na proporção L/C-0/100 para o tratamento do estrato de Turfa (4 metros de comprimento). A dosagem de ligante utilizada para o melhoramento do solo/estratos de fundação de cada aterro foi a seguinte:

- Aterro A [Argila Siltosa 0 kg/m<sup>3</sup> ; Turfa 0 kg/m<sup>3</sup>];
- Aterro B [Argila Siltosa 100 kg/m<sup>3</sup> ; Turfa 200 kg/m<sup>3</sup>];
- Aterro C [Argila Siltosa 150 kg/m<sup>3</sup> ; Turfa 200 kg/m<sup>3</sup>];
- Aterro D [Argila Siltosa 200 kg/m<sup>3</sup> ; Turfa 200 kg/m<sup>3</sup>].

O período de cura após a instalação das colunas até à colocação dos aterros foi de 2 meses, sendo que estes produziram uma carga distribuída de 30 kPa pelo solo de fundação. A Figura 2.24 mostra os assentamentos verticais no pé de cada aterro ao longo do tempo:

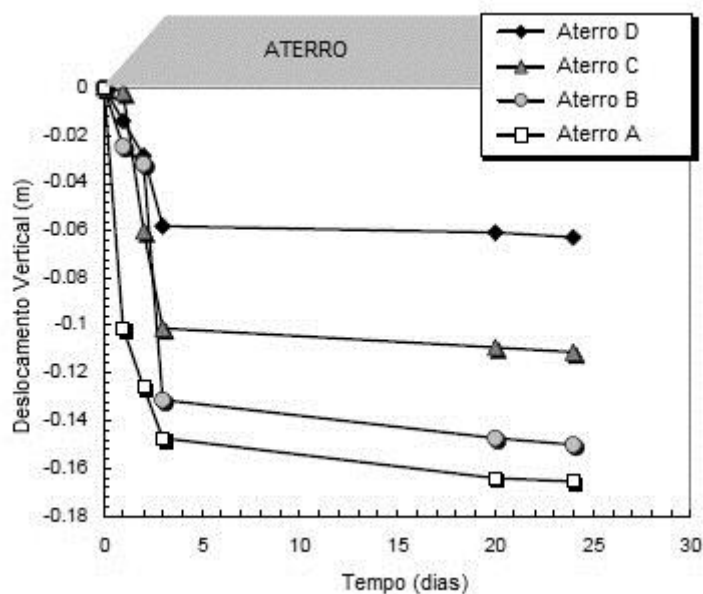


Figura 2.24 – Assentamentos verticais (Flores *et al.*, 2008).

Analisando a Figura 2.24 constata-se que o Aterro A (sem qualquer melhoramento do solo de fundação) foi o que produziu maiores assentamentos, como seria de esperar, sendo estes praticamente graduais ao longo do tempo devido à consolidação. Quanto às 3 zonas tratadas, nota-se uma clara redução de assentamentos relativamente aos Aterros C e D, no entanto, em relação ao Aterro B (menor dosagem de ligante para o estrato de Argila Siltosa) não se verifica uma melhoria considerável quando comparado com o solo sem tratamento. Pode concluir-se que a dosagem utilizada em cada zona tratada desempenha um papel fundamental, verificando-se uma redução de assentamentos na ordem dos 65% no Aterro D (maior dosagem de ligante).

### 3 MODELAÇÃO NUMÉRICA

Neste capítulo descrevem-se as características do local que serviu de base para o estudo efetuado nesta dissertação, bem como as condições e parâmetros adotados para a modelação numérica no *software Plaxis 2D* das diferentes soluções de melhoramento de solos moles. A modelação numérica compreende um aperfeiçoamento constante de todos os fatores que possam influenciar os resultados finais, trata-se, portanto, de um processo de otimização com o objetivo de simular da melhor forma o caso real executado em campo.

#### 3.1 Descrição do Local de Estudo

A base de estudo para as diversas soluções de aterro analisadas neste documento, localiza-se na região do Baixo Mondego (Quinta da Foja, Santana) (Figura 3.1), mais precisamente junto do quilómetro 7+775 da autoestrada A14 (Figueira da Foz – Coimbra).

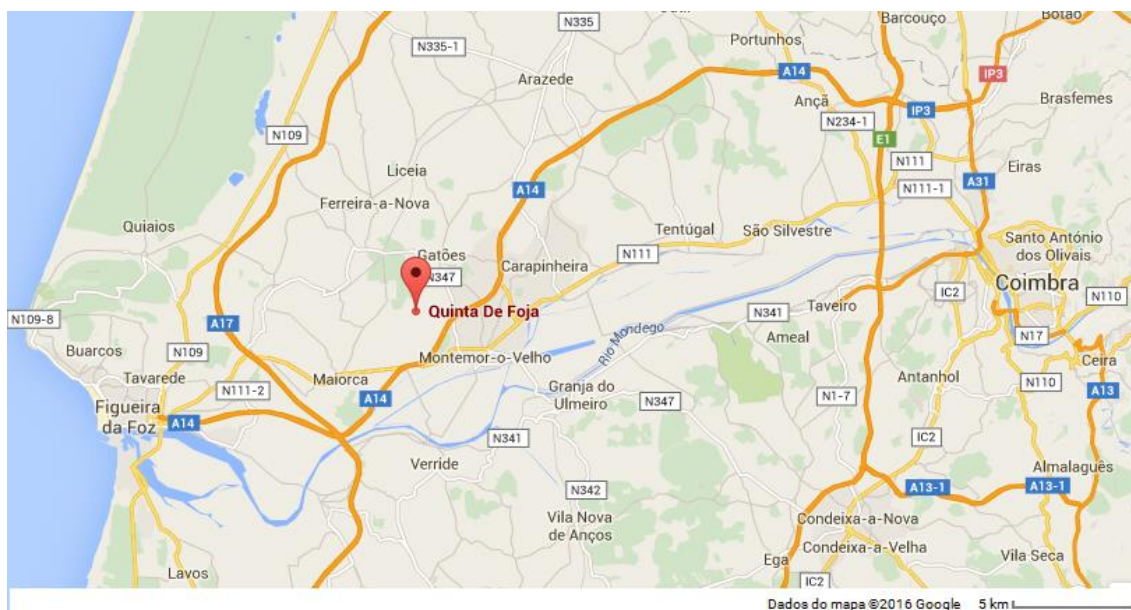


Figura 3.1 – Local específico do estudo – Quinta da Foja.

Os solos moles do Baixo Mondego são depósitos aluvionares brandos com origem nos ciclos gelo-degelo referentes ao Período Holocénico da Era Quaternária (Matos Fernandes, 2011). Esta é uma zona de particular interesse devido às suas propriedades geotécnicas e tem sido alvo de inúmeros estudos ao longo das últimas duas décadas, sendo de realçar os estudos desenvolvidos por Coelho (2000) e Correia (2011). Com cerca de 20 metros de espessura, este depósito aluvionar brando pode ser descrito de forma resumida como sendo um estrato composto por um solo fundamentalmente siltoso (silte= 45-60%; argila=10-25%; areia= 15-30%), com elevada plasticidade, apresentando fraca

resistência ao corte, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade e como é próprio dos solos moles com elevado teor de matéria orgânica (superior a 8%).

Os parâmetros estimados em laboratório por Coelho (2000) (Figura 3.2) para os solos moles do Baixo Mondego servem de base para a modelação numérica do solo de fundação presente nas soluções apresentadas neste capítulo.

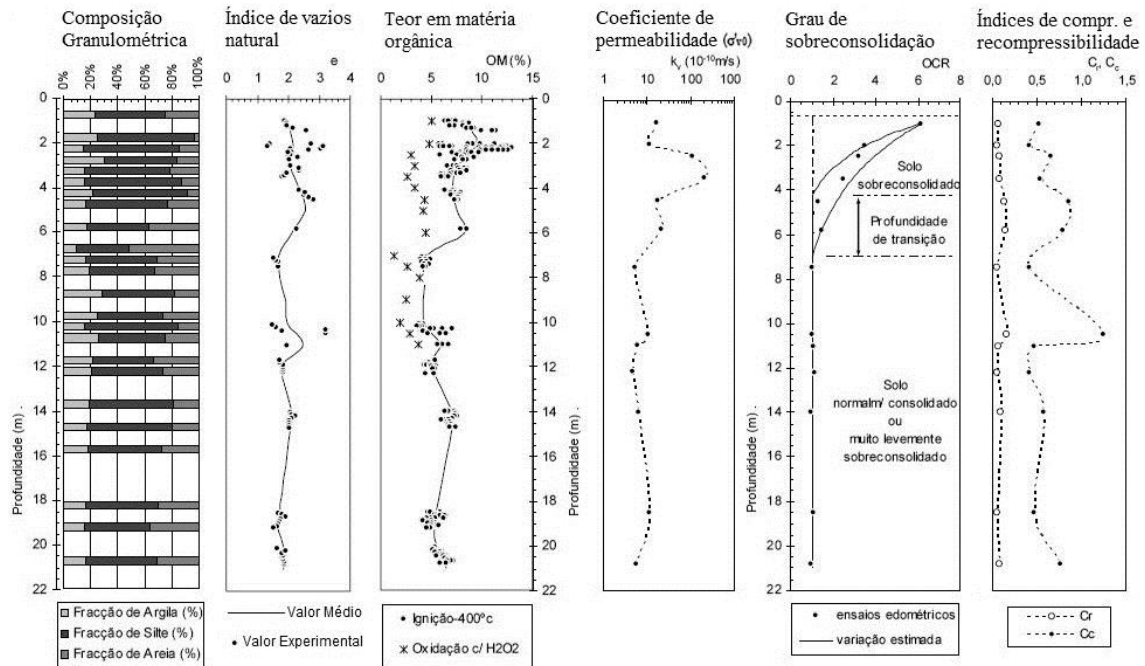


Figura 3.2 – Parâmetros dos Solos Moles do Baixo Mondego (Coelho, 2000).

### 3.2 Modelos Numéricos

#### 3.2.1 Condições Iniciais e Geometria Base

O modelo que serviu de base para todo o processo de cálculo (Figura 3.3) foi efetuado em estado plano de deformação, ou seja, a deformação ocorre apenas no plano em análise (análise bidimensional), sendo nula na direção perpendicular.

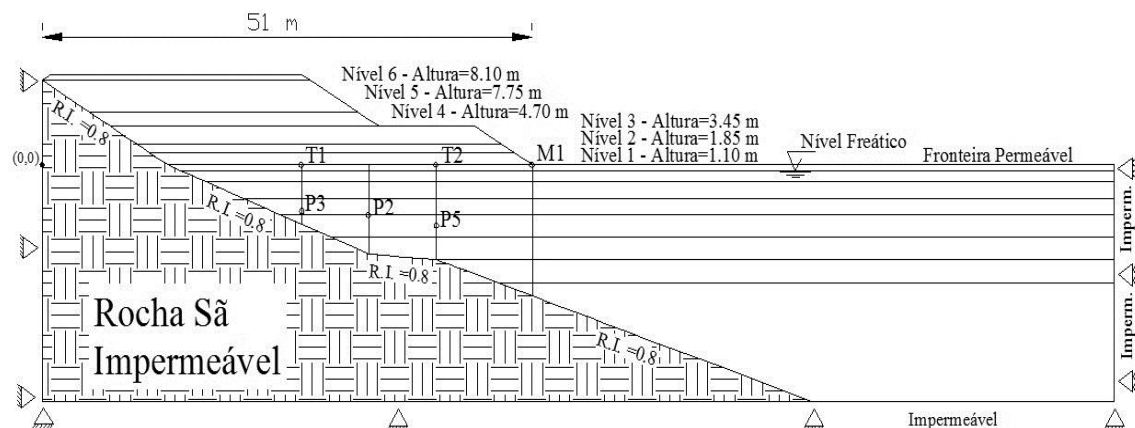


Figura 3.3 – Esquema do modelo base.



### 3.2.1.1 Geometria

As dimensões arbitradas para a o modelo base tiveram em conta a simulação do confinamento lateral, admitindo-se uma largura do estrato em estudo igual a 90 metros para além dos 51 metros da largura do aterro, correspondendo a uma largura total de 141 metros. Trata-se de um aterro assimétrico com altura total igual a 8,1 metros e cerca de 16 metros de largura, apoiado por uma banqueteta de 3,45 metros de altura. Em relação às dimensões do modelo associadas ao solo de fundação, este apresenta uma profundidade máxima de 21 metros.

### 3.2.1.2 Malha de Elementos Finitos

A malha de elementos finitos adotada para os modelos é constituída por elementos triangulares de 15 nós (Figura 3.4 a)), de modo a melhorar a fiabilidade dos resultados, pois os deslocamentos são calculados nos nós, enquanto as tensões e extensões são contabilizadas nos pontos de integração de Gauss, correspondendo aos elementos triangulares de 15 nós 12 pontos de Gauss (Figura 3.4 b)) (Brinkgreve, 2002).

Numa fase inicial da modelação, foram analisados alguns modelos “teste” com refinamentos de malha diferentes de modo a se otimizar o tempo/esforço de cálculo com a precisão dos resultados obtidos. Desta análise concluiu-se que uma malha fina apresentava resultados muito mais precisos do que uma malha média ou grosseira, como seria de esperar, e que uma malha com refinamento muito fino não trazia grandes melhorias nos resultados a si associados, consumindo bastante mais tempo do que a malha fina. Neste sentido, o refinamento em todas as análises efetuadas foi o refinamento fino.

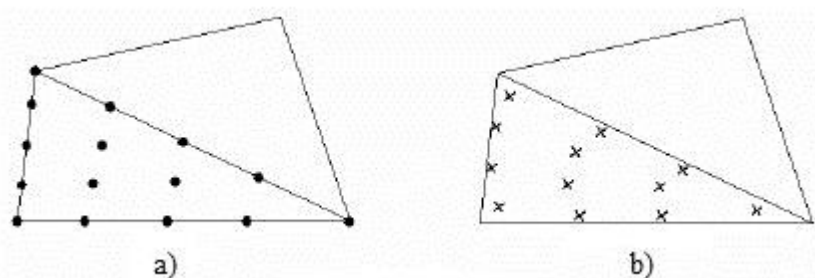


Figura 3.4 – a) Elemento triangular de 15 nós; b) Pontos de integração de Gauss (12).

### 3.2.1.3 Condições de Fronteira

No que concerne às condições de fronteira impostas na modelação, apenas o limite superior é considerado permeável. Os limites laterais bem como o limite inferior são considerados impermeáveis e a fronteira definida pela interação solo-rocha é também impermeável.

Em relação à restrição de movimentos, estes estão impedidos nos limites inferior e lateral esquerdo. Quanto ao limite lateral direito, restringem-se os deslocamentos laterais e

permite-se a existência de movimentos verticais. A interface solo-rocha permite também deslocamentos nos dois planos, apresentando um valor de razão de interface igual a 0.8, parâmetro explicado no próximo subcapítulo.

### 3.2.1.3.1 Interface Solo-Rocha

A interface estabelecida entre os diversos materiais que compõem o aterro, o solo de fundação e a rocha mãe, define o deslocamento relativo entre estes. É por sua vez definida por um fator de redução de resistência da interface ( $R_{inter}$ ) que simula o atrito presente entre os diferentes tipos de material. Este fator de redução de resistência da interface relaciona a resistência da interface (atrito na rocha e coesão ou adesão na rocha), com a resistência do solo (ângulo de atrito e coesão) (Brinkgreve, 2002), obtendo-se valores de resistência menores ou iguais aos do solo, de acordo com as expressões [3.1] e [3.2]:

$$c_i = R_{inter} \times c' \quad [3.1]$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \times \tan \phi' \quad [3.2]$$

Em que:

- $c_i$  – adesão na interface;
- $c'$  – coesão efetiva do solo;
- $\phi_i$  – ângulo de resistência ao corte na interface;
- $\phi'$  – ângulo de resistência ao corte do solo.

À semelhança no que foi feito para a otimização do refinamento da malha de elementos finitos, foram efetuadas análises em modelos “teste” com diferentes valores para o  $R_{inter}$  (0.2; 0.5; 0.8 e 1) de modo a se estimar o fator de redução de resistência da interface entre a rocha e as camadas de solo. De salientar que  $R_{inter} = 1$  simula uma interface rígida e que  $R_{inter} = 0.1$  simula uma interface praticamente lisa. Com base nas análises efetuadas para a calibração do modelo base, concluiu-se que o valor de  $R_{inter} = 0.8$  foi o que reproduziu melhores resultados, tendo-se adotado este valor nas restantes análises.

### 3.2.1.4 Instrumentação do Aterro

O equipamento instalado para analisar o comportamento do aterro engloba três piezômetros de corda vibrante (P2, P3 e P5) para medir os excessos de pressão neutra, duas placas de assentamentos (T1 e T2) e uma marca superficial (M1) para medir os deslocamentos verticais e um inclinômetro sub-vertical no pé do talude principal (coincidente com T2) para medir os deslocamentos horizontais em profundidade.

Considerando como origem de referencial o ponto de interseção da superfície do terreno com o limite lateral esquerdo, os piezômetros P2, P3 e P5 encontram-se à profundidade de 4,4, 4,1 e 6,3 metros e afastados da origem de 34, 27 e 41 metros respetivamente. As

placas de assentamentos T1 e T2, e a marca M1 encontram-se à superfície, estando afastados da origem de 27, 41 e 51 metros respetivamente, enquanto o inclinómetro sub-vertical se encontra à distância de 41 metros.

### 3.2.1.5 Características do Aterro

Os materiais que constituem o aterro apresentam características idênticas nas diversas análises efetuadas, variando apenas a espessura das subcamadas e o seu faseamento construtivo, o qual é adaptado de modo a potenciar cada uma das metodologias. Independentemente do caso analisado, o material do aterro apresenta comportamento linear elástico, tendo como critério de rotura o modelo Mohr-Coulomb. Este material apresenta comportamento drenado dado se tratar de material granular e consequentemente apresentar uma permeabilidade muito elevada, para além de se localizar acima do nível freático. Os parâmetros considerados para cada camada de aterro são apresentados no Quadro 3.1, correspondendo aos preconizados por Venda Oliveira (2000) e utilizados especificamente na computação da solução Construção Faseada.

Quadro 3.1 – Parâmetros do Aterro (Computação CF).

Nível (m)	Altura (m)	Consolidação (dias)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	Coesão (kPa)	$\phi'$ (°)
1 / 1.10	1.1	80		1.00E+05			
2 / 1.85	0.75	160		7.50E+04			
3 / 3.45	1.6	50		5.00E+04			
4 / 4.70	1.25	95	22	2.50E+04	0.3	10	35
5 / 7.75	3.05	35		1.00E+04			
6 / 8.10	0.35	-		2.00E+03			

### 3.2.1.6 Características do Solo de Fundação

O solo de fundação divide-se em 7 camadas, sendo o nível freático coincidente com o limite inferior da primeira camada, ou seja, 0.5 metros. Desta forma, a primeira camada apresenta comportamento drenado (elevada permeabilidade) tendo o comportamento das restantes seis camadas sido simulado com consolidação acoplada de modo a se reproduzir o processo de consolidação hidrodinâmica. Em termos mecânicos, o comportamento do solo de fundação é simulado pelo modelo constitutivo *Soft Soil*, sendo que os parâmetros baseados nos obtidos laboratorialmente por Coelho (2000), podendo ser consultados no Quadro 3.2.

De salientar que alguns destes parâmetros tiveram de ser obtidos numericamente como foram os casos do módulo de Young ( $E'$ ) para os pontos intermédios de cada camada, e dos índices de compressibilidade e expansibilidade modificados, ( $\lambda^*$ ) e ( $\kappa^*$ ) respetivamente. Estes dois últimos são calculados segundo Brinkgreve, (2002) pelas expressões [3.3] e [3.4]:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad [3.3]$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad [3.4]$$

Relativamente à obtenção dos valores para o módulo de Young ( $E'$ ), utilizou-se a expressão [3.5] formulada por Truong e Magnan (1977):

$$E' = \frac{3(1 + e_0)(1 - 2\nu)}{\kappa} p'_c \quad [3.5]$$

Em que:

- $e_0$  – Índice de vazios inicial;
- $\nu$  – Coeficiente de Poisson;
- $\kappa$  – Índice de expansibilidade;
- $p'_c$  – Tensão de pré-consolidação.

Quadro 3.2 – Parâmetros do Solo de Fundação (Coelho, 2000).

Camada (m)	Espessura (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$K_0$ (nc)	$E'$ (kPa)	OCR	$e_0$
1 / 0.5	0.5	15				4.67E+02	7	2
2 / 1.5	1	15				1.15E+03	5	2
3 / 3.0	1.5	14.8				1.28E+03	3	2
4 / 4.5	1.5	14.5	0	36.4	0.4	9.94E+02	1.6	2.2
5 / 6.5	2	14.5				1.15E+03	1	2.1
6 / 8.5	2	15.2				3.28E+03	1	1.8
7 / 21	12.5	15				6.19E+03	1	1.9
Camada (m)	$k_y$ (m/dia)	$k_x$ (m/dia)	$\lambda$	$K_0$ (oc)	$\kappa$	$\nu_{ur}$	$\lambda^*$	$\kappa^*$
1 / 0.5	-	-	0.217	0.9	0.027		0.0723	0.009
2 / 1.5	1.30E-04	3.90E-04	0.217	0.79	0.027		0.0723	0.009
3 / 3.0	5.20E-04	1.56E-03	0.261	0.66	0.035		0.0870	0.0117
4 / 4.5	8.64E-04	2.59E-03	0.304	0.51	0.060	0.15	0.0950	0.0188
5 / 6.5	1.73E-04	5.19E-04	0.304	0.4	0.060		0.0981	0.0194
6 / 8.5	4.32E-05	1.30E-04	0.178	0.4	0.025		0.0636	0.0089
7 / 21	5.20E-05	1.56E-04	0.217	0.4	0.026		0.0748	0.009

### 3.2.1.7 Características da Rocha

A rocha sã foi simulada por um material muito rígido e não poroso.

### 3.2.2 Modelação Construção Faseada

A técnica de construção faseada foi a primeira a ser simulada numericamente, por ser esta a metodologia utilizada na construção do aterro, servindo para calibrar o modelo. Em termos de comportamento mecânico, os parâmetros introduzidos no cálculo são os do Quadro 3.2. Em termos hidráulicos, e de modo a simular a drenagem do conjunto solo de fundação e geodrenos verticais, admitiu-se uma permeabilidade equivalente ao conjunto (Venda Oliveira, 2000), cujos valores são apresentados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Permeabilidade Equivalente (Solo de fundação com geodrenos verticais).

Camada (m)	$k_y$ (m/dia)	$k_x$ (m/dia)
1 / 0.5	-	-
2 / 1.5	2.43E-03	7.02E-03
3 / 3.0	9.36E-03	2.81E-02
4 / 4.5	1.55E-02	4.66E-02
5 / 6.5	3.11E-03	9.34E-03
6 / 8.5	7.78E-04	2.33E-03
7 / 21	9.36E-04	2.81E-03

### 3.2.3 Modelação Estacas de Brita

Para a modelação desta solução, considera-se uma geometria que corresponde a uma malha quadrada de estacas, com afastamento entre estacas variável tal como o diâmetro das estacas. A instalação das estacas teve como ponto de referência o pé do aterro, executando-se sempre 2 estacas para além da estaca coincidente com o pé do aterro e, para o lado esquerdo, executando-se um número de estacas variável até estas apresentarem um comprimento à volta de 2,5/3 metros. As estacas atravessam a espessura de solo mole, fundando o aterro sobre o maciço rochoso. A Figura 3.5 ilustra o modelo genérico utilizado.

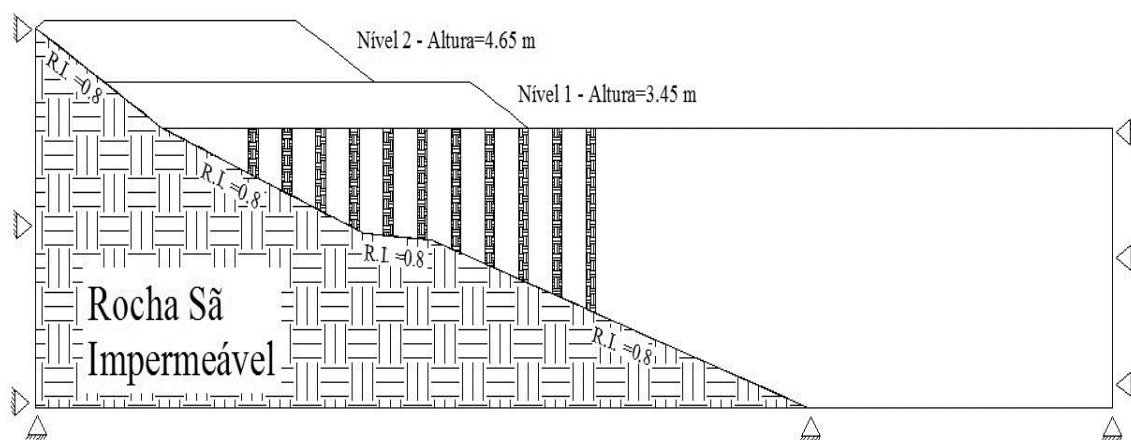


Figura 3.5 – Esquema do modelo com Estacas de Brita.

O faseamento construtivo contempla 2 níveis, com um tempo de consolidação de 90 dias para o primeiro nível de 3,45 metros, a que se segue a colocação do segundo nível de 4.65 metros.

Como a análise se processa em estado plano de deformação, é necessário efetuar a homogeneização estaca-solo em “barretas”, de acordo com o ilustrado na Figura 3.6, para ter em conta o solo compreendido entre duas estacas na direção ortogonal ao plano de análise.

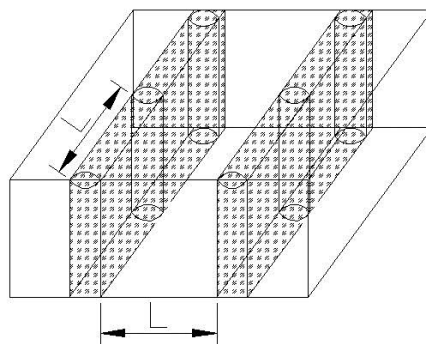


Figura 3.6 – Esquema da homogeneização estaca-solo.

O comportamento do material representativo das estacas-solo (barretas equivalentes), é modelado por uma lei elástica linear conjugada com o critério de rotura de Mohr-Coulomb. As características das estacas de brita para a computação desta solução foram as consideradas por Domingues (2006), apresentadas no Quadro 3.4. Note-se que o valor do módulo de Young ( $E'$ ) foi mais uma vez estimado numericamente, desta feita pela expressão [3.6] (Lambe e Whitman, 1969). Esta expressão é adequada para os casos específicos de compressão uniaxial confinada e correlaciona o módulo Edométrico ( $D$ ) com  $\nu$  e  $E'$ :

$$D = \frac{E'(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad [3.6]$$

Quadro 3.4 – Parâmetros das Estacas de Brita (Domingues, 2006).

$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	D (kPa)	$\nu$	$e_0$	E (kPa)	Coesão (kPa)	OCR	$K_0$	$k_y$ (m/dia)	$k_x$ (m/dia)
40	22	100E+03	0.3	0.9	7.43E+04	0	1	0.357	-	-

Em termos hidráulicos, em detrimento da permeabilidade equivalente utilizada na secção 3.2.2, foi calculada (Quadro 3.5) a permeabilidade do solo de fundação pelo método das bandas drenantes com base na permeabilidade *in-situ* (Venda Oliveira, 2000), tanto para a solução com estacas de brita bem como a solução a apresentar em 3.2.4 (Modelação Colunas *Deep Soil Mixing*). Este método permite relacionar a permeabilidade em estado axissimétrico com a permeabilidade em estado plano de tensão, como referido em 2.1.1.1 (Drenos Verticais). No presente caso, optou-se por uma disposição de estacas/colunas em malha quadrada, implicando valores do raio de influência do elemento drenante ( $R$ ) de acordo com a expressão [3.7] (Hird *et al.*, 1995; Bru, 1981):

$$R = 1.13 B \quad [3.7]$$

Em que:

- $R$  – Raio de influência do elemento drenante;
- $B$  – Metade da largura de influência da banda drenante em estado plano de deformação.

Foi feita ainda uma simplificação, admitindo que o raio do elemento drenante ( $r_w$ ) é igual ao raio da zona alterada na envolvente do elemento drenante ( $r_s$ ).

Apenas o coeficiente de permeabilidade horizontal ( $k_x$ ) é modificado, mantendo-se os valores observados *in situ* para o coeficiente de permeabilidade vertical ( $k_y$ ).

Quadro 3.5 – Permeabilidade Equivalente do Solo de fundação EB e/ou DSM.

Diâmetro $\phi$ (m)	Afastamento L (m)	Profundidade (m)	B (m)	R (m)	rs	kax	kxpl (m/dia)	kxpl / kax	ky (m/dia)
0.8	2.5	0 - 0.5	1.25	1.41	0.4	-	-	-	-
		0.5 - 1.5				3.90E-04	3.980E-04	1.30E-04	
		1.5 - 3				1.56E-03	1.592E-03	5.20E-04	
		3 - 4.5				2.59E-03	2.645E-03	8.64E-04	
		4.5 - 6.5				5.19E-04	5.296E-04	1.73E-04	
		6.5 - 8.5				1.30E-04	1.322E-04	4.32E-05	
8.5 - 21	1.56E-04	1.592E-04	5.20E-05						
Diâmetro $\phi$ (m)	Afastamento L (m)	Profundidade (m)	B (m)	R (m)	rs	kax	kxpl (m/dia)	kxpl / kax	ky (m/dia)
1	2.5	0 - 0.5	1.25	1.41	0.5	-	-	-	-
		0.5 - 1.5				3.90E-04	7.06E-04	1.30E-04	
		1.5 - 3				1.56E-03	2.82E-03	5.20E-04	
		3 - 4.5				2.59E-03	4.69E-03	8.64E-04	
		4.5 - 6.5				5.19E-04	9.39E-04	1.73E-04	
		6.5 - 8.5				1.30E-04	2.35E-04	4.32E-05	
8.5 - 21	1.56E-04	2.82E-04	5.20E-05						
Diâmetro $\phi$ (m)	Afastamento L (m)	Profundidade (m)	B (m)	R (m)	rs	kax	kxpl (m/dia)	kxpl / kax	ky (m/dia)
1.2	2.5	0 - 0.5	1.25	1.41	0.6	-	-	-	-
		0.5 - 1.5				3.90E-04	1.92E-03	1.30E-04	
		1.5 - 3				1.56E-03	7.67E-03	5.20E-04	
		3 - 4.5				2.59E-03	1.27E-02	8.64E-04	
		4.5 - 6.5				5.19E-04	2.55E-03	1.73E-04	
		6.5 - 8.5				1.30E-04	6.37E-04	4.32E-05	
8.5 - 21	1.56E-04	7.67E-04	5.20E-05						
Diâmetro $\phi$ (m)	Afastamento L (m)	Profundidade (m)	B (m)	R (m)	rs	kax	kxpl (m/dia)	kxpl / kax	ky (m/dia)
0.8	2	0 - 0.5	1	1.13	0.4	-	-	-	-
		0.5 - 1.5				3.90E-04	7.058E-04	1.30E-04	
		1.5 - 3				1.56E-03	2.823E-03	5.20E-04	
		3 - 4.5				2.59E-03	4.691E-03	8.64E-04	
		4.5 - 6.5				5.19E-04	9.392E-04	1.73E-04	
		6.5 - 8.5				1.30E-04	2.345E-04	4.32E-05	
8.5 - 21	1.56E-04	2.823E-04	5.20E-05						
Diâmetro $\phi$ (m)	Afastamento L (m)	Profundidade (m)	B (m)	R (m)	rs	kax	kxpl (m/dia)	kxpl / kax	ky (m/dia)
1	2	0 - 0.5	1	1.13	0.5	-	-	-	-
		0.5 - 1.5				3.90E-04	3.12E-03	1.30E-04	
		1.5 - 3				1.56E-03	1.25E-02	5.20E-04	
		3 - 4.5				2.59E-03	2.07E-02	8.64E-04	
		4.5 - 6.5				5.19E-04	4.15E-03	1.73E-04	
		6.5 - 8.5				1.30E-04	1.04E-03	4.32E-05	
8.5 - 21	1.56E-04	1.25E-03	5.20E-05						

Assim, tendo em conta as características das estacas de brita do Quadro 3.4 (Domingues, 2006), estimam-se no Quadro 3.6 os parâmetros correspondentes às barretas equivalentes

(para os diferentes diâmetros de estacas considerados bem como para os diferentes afastamentos, note-se que o afastamento é medido em relação à periferia da estaca e não ao eixo). A título de exemplo, a expressão [3.8] explicita o modo de obtenção do ângulo de resistência ao corte homogeneizado:

$$\phi'_{hom} = \frac{(\phi'_{solo} \times A_{Solo\ entre\ Colunas} + \phi'_{estaca} \times A_{estaca})}{A_{Solo\ entre\ Colunas} + A_{estaca}} \quad [3.8]$$

Quadro 3.6 – Parâmetros da Barreta EB Homogeneizada.

Designação	Diâmetro $\phi_{col}$ (m)	Afastamento L (m)	Camada (m)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{0,oc}$	$k_y$ (m/dia)	$k_x$ (m/dia)
EB_φ0.8_L2.5	0.8	2.5	1 / 0.5	0	37.1	16.33	1.45E+04	0.3	0.797	1.00E+06 <sup>(*)</sup>	1.00E+06 <sup>(*)</sup>
			2 / 1.5			16.33	1.51E+04		0.708		
			3 / 3.0			16.17	1.52E+04		0.602		
			4 / 4.5			15.93	1.49E+04		0.392		
			5 / 6.5			15.93	1.51E+04		0.392		
			6 / 8.5			16.49	1.68E+04		0.392		
			7 / 21			16.33	1.92E+04		0.392		
EB_φ1_L2.5	1	2.5	1 / 0.5	0	37.2	16.57	1.70E+04	0.3	0.778	1.00E+06 <sup>(*)</sup>	1.00E+06 <sup>(*)</sup>
			2 / 1.5			16.57	1.76E+04		0.693		
			3 / 3.0			16.42	1.77E+04		0.592		
			4 / 4.5			16.18	1.74E+04		0.390		
			5 / 6.5			16.18	1.76E+04		0.390		
			6 / 8.5			16.73	1.92E+04		0.390		
			7 / 21			16.57	2.15E+04		0.390		
EB_φ1.2_L2.5	1.2	2.5	1 / 0.5	0	37.3	16.78	1.93E+04	0.3	0.762	1.00E+06 <sup>(*)</sup>	1.00E+06 <sup>(*)</sup>
			2 / 1.5			16.78	1.98E+04		0.680		
			3 / 3.0			16.63	1.99E+04		0.583		
			4 / 4.5			16.41	1.97E+04		0.389		
			5 / 6.5			16.41	1.98E+04		0.389		
			6 / 8.5			16.93	2.14E+04		0.389		
			7 / 21			16.78	2.35E+04		0.389		
EB_φ0.8_L2	0.8	2	1 / 0.5	0	37.2	16.57	1.70E+04	0.3	0.778	1.00E+06 <sup>(*)</sup>	1.00E+06 <sup>(*)</sup>
			2 / 1.5			16.57	1.76E+04		0.693		
			3 / 3.0			16.42	1.77E+04		0.592		
			4 / 4.5			16.18	1.74E+04		0.390		
			5 / 6.5			16.18	1.76E+04		0.390		
			6 / 8.5			16.73	1.92E+04		0.390		
			7 / 21			16.57	2.15E+04		0.390		
EB_φ1_L2	1	2	1 / 0.5	0	37.3	16.83	1.98E+04	0.3	0.758	1.00E+06 <sup>(*)</sup>	1.00E+06 <sup>(*)</sup>
			2 / 1.5			16.83	2.03E+04		0.677		
			3 / 3.0			16.68	2.04E+04		0.581		
			4 / 4.5			16.46	2.02E+04		0.389		
			5 / 6.5			16.46	2.03E+04		0.389		
			6 / 8.5			16.98	2.19E+04		0.389		
			7 / 21			16.83	2.40E+04		0.389		

(\*) Simulação de material drenante



### 3.2.4 Modelação Colunas *Deep Soil Mixing*

A modelação desta solução apresenta a mesma geometria e faseamento construtivo do aterro bem como o esquema da instalação das colunas considerados em 3.2.3 (Modelação Estacas de Brita).

As características das colunas de *Deep Soil Mixing* (Quadro 3.7) foram estimadas com base nos resultados obtidos em ensaios de compressão simples de provetes de solo mole estabilizado com uma dosagem 125 kg/m<sup>3</sup> de ligante CI42.5/E (75/25) no estado seco e com tempo de cura de 28 dias (Correia, 2011), admitiu-se desta forma para as colunas DSM um material puramente coesivo. Considerou-se o ângulo de atrito nulo, sendo o critério de cedência deste material gerido pelo critério de Tresca.

Quadro 3.7 – Parâmetros das colunas Deep Soil Mixing (Correia, 2006).

Camada (m)	K <sub>y</sub> (m/dia)	K <sub>x</sub> (m/dia)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>u</sub> (kPa)	E 50% (kPa)	v	φ' (°)
1 / 0.5	4.52E-06	8.06E-06					
2 / 1.5	4.52E-06	8.06E-06					
3 / 3.0	4.52E-06	8.06E-06					
4 / 4.5	4.52E-06	8.06E-06	15.31	500	2.74E+05	0.3	0
5 / 6.5	4.44E-06	7.79E-06					
6 / 8.5	4.44E-06	7.79E-06					
7 / 21	4.33E-06	7.06E-06					

Como efetuado no caso das estacas de brita, a análise em estado plano de deformação pressupõe que as colunas DSM sejam transformadas em barretas equivalentes, para ter em conta o efeito do solo envolvente, cujos valores (homogeneizados) são apresentados no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Parâmetros da Barreta DSM Homogeneizada.

Designação	$\phi_{col}$ (m)	Afast. L (m)	Camada (m)	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{oc}$	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
DSM_φ0.8_L2.5	0.8	2.5	1 / 0.5	95.28	29.5	15.06	5.25E+04	0.3	0.92	-	-
			2 / 1.5			15.06	5.31E+04		0.83	1.06E-04	3.24E-04
			3 / 3.0			14.90	5.32E+04		0.72	4.22E-04	1.29E-03
			4 / 4.5			14.65	5.30E+04		0.60	7.00E-04	2.14E-03
			5 / 6.5			14.65	5.31E+04		0.51	1.41E-04	4.30E-04
			6 / 8.5			15.22	5.48E+04		0.51	3.58E-05	1.09E-04
			7 / 21			15.06	5.72E+04		0.51	4.29E-05	1.30E-04
Designação	$\phi_{col}$ (m)	Afast. L (m)	Camada (m)	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{oc}$	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
DSM_φ1_L2.5	1	2.5	1 / 0.5	112.28	28.2	15.07	6.18E+04	0.3	0.92	-	-
			2 / 1.5			15.07	6.24E+04		0.84	1.02E-04	5.49E-04
			3 / 3.0			14.91	6.25E+04		0.74	4.04E-04	2.19E-03
			4 / 4.5			14.68	6.23E+04		0.62	6.71E-04	3.64E-03
			5 / 6.5			14.68	6.24E+04		0.53	1.35E-04	7.30E-04
			6 / 8.5			15.22	6.40E+04		0.53	3.45E-05	1.84E-04
			7 / 21			15.07	6.63E+04		0.53	4.13E-05	2.20E-04
Designação	$\phi_{col}$ (m)	Afast. L (m)	Camada (m)	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{oc}$	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
DSM_φ1.2_L2.5	1.2	2.5	1 / 0.5	127.44	27.1	15.08	7.01E+04	0.3	0.93	-	-
			2 / 1.5			15.08	7.06E+04		0.84	9.80E-05	1.43E-03
			3 / 3.0			14.93	7.07E+04		0.75	3.89E-04	5.72E-03
			4 / 4.5			14.71	7.05E+04		0.63	6.45E-04	9.47E-03
			5 / 6.5			14.71	7.07E+04		0.55	1.30E-04	1.90E-03
			6 / 8.5			15.23	7.22E+04		0.55	3.33E-05	4.77E-04
			7 / 21			15.08	7.44E+04		0.55	3.99E-05	5.73E-04
Designação	$\phi_{col}$ (m)	Afast. L (m)	Camada (m)	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{oc}$	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
DSM_φ0.8_L2	0.8	2	1 / 0.5	112.28	28.2	15.07	6.18E+04	0.3	0.92	-	-
			2 / 1.5			15.07	6.24E+04		0.84	1.02E-04	5.49E-04
			3 / 3.0			14.91	6.25E+04		0.74	4.04E-04	2.19E-03
			4 / 4.5			14.68	6.23E+04		0.62	6.71E-04	3.64E-03
			5 / 6.5			14.68	6.24E+04		0.53	1.35E-04	7.30E-04
			6 / 8.5			15.22	6.40E+04		0.53	3.45E-05	1.84E-04
			7 / 21			15.07	6.63E+04		0.53	4.13E-05	2.20E-04
Designação	$\phi_{col}$ (m)	Afast. L (m)	Camada (m)	$C_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kPa)	$\nu$	$K_{oc}$	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
DSM_φ1_L2	1	2	1 / 0.5	130.97	26.9	15.08	7.21E+04	0.3	0.93	-	-
			2 / 1.5			15.08	7.26E+04		0.84	9.71E-05	2.30E-03
			3 / 3.0			14.93	7.27E+04		0.75	3.85E-04	9.20E-03
			4 / 4.5			14.71	7.25E+04		0.64	6.39E-04	1.53E-02
			5 / 6.5			14.71	7.26E+04		0.56	1.29E-04	3.06E-03
			6 / 8.5			15.23	7.42E+04		0.56	3.31E-05	7.66E-04
			7 / 21			15.08	7.63E+04		0.56	3.95E-05	9.22E-04

## 4 ANÁLISE DE RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados e analisados os resultados numéricos relativos às soluções estudadas, dando especial destaque à solução Construção Faseada, uma vez que foi a solução efetuada *in situ*. Será feita uma análise detalhada da evolução no tempo dos excessos de pressão intersticial, dos deslocamentos horizontais e dos assentamentos.

Além destas análises e já no âmbito dos resultados obtidos com o solo melhorado, avalia-se a concentração de tensões em algumas estacas de brita/colunas de *Deep Soil Mixing* específicas, mobilizadas pelo “efeito de arco”, apresenta-se o fator de melhoramento ( $n$ ) e o fator de concentração de tensões ( $FC$ ). Por fim, faz-se uma comparação das diferentes soluções. A Figura 4.1 apresenta os pontos exatos (correspondentes à instrumentação do aterro) de onde foram extraídos os resultados numéricos.

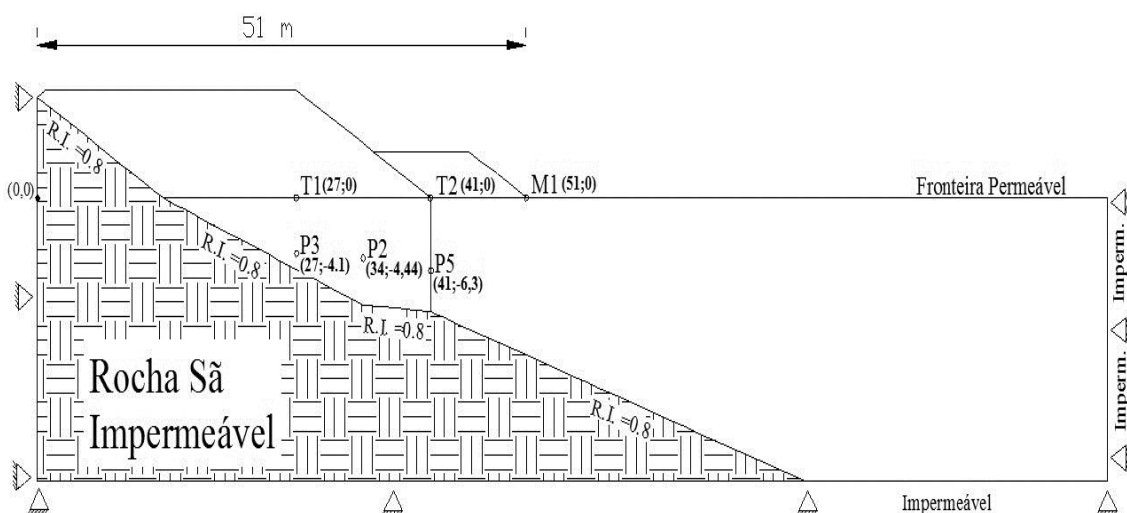


Figura 4.1 – Esquema da instrumentação feita no aterro.

### 4.1 Construção Faseada com drenos verticais

#### 4.1.1 Assentamentos

Os deslocamentos verticais obtidos numericamente para a solução implementada *in situ*, (construção faseada com drenos verticais) são apresentados e comparados com os observados *in situ*, nas Figuras 4.2.

Os valores registados correspondem aos assentamentos registados ao longo do tempo de construção do aterro nos dispositivos de instrumentação T1, T2 e M1.

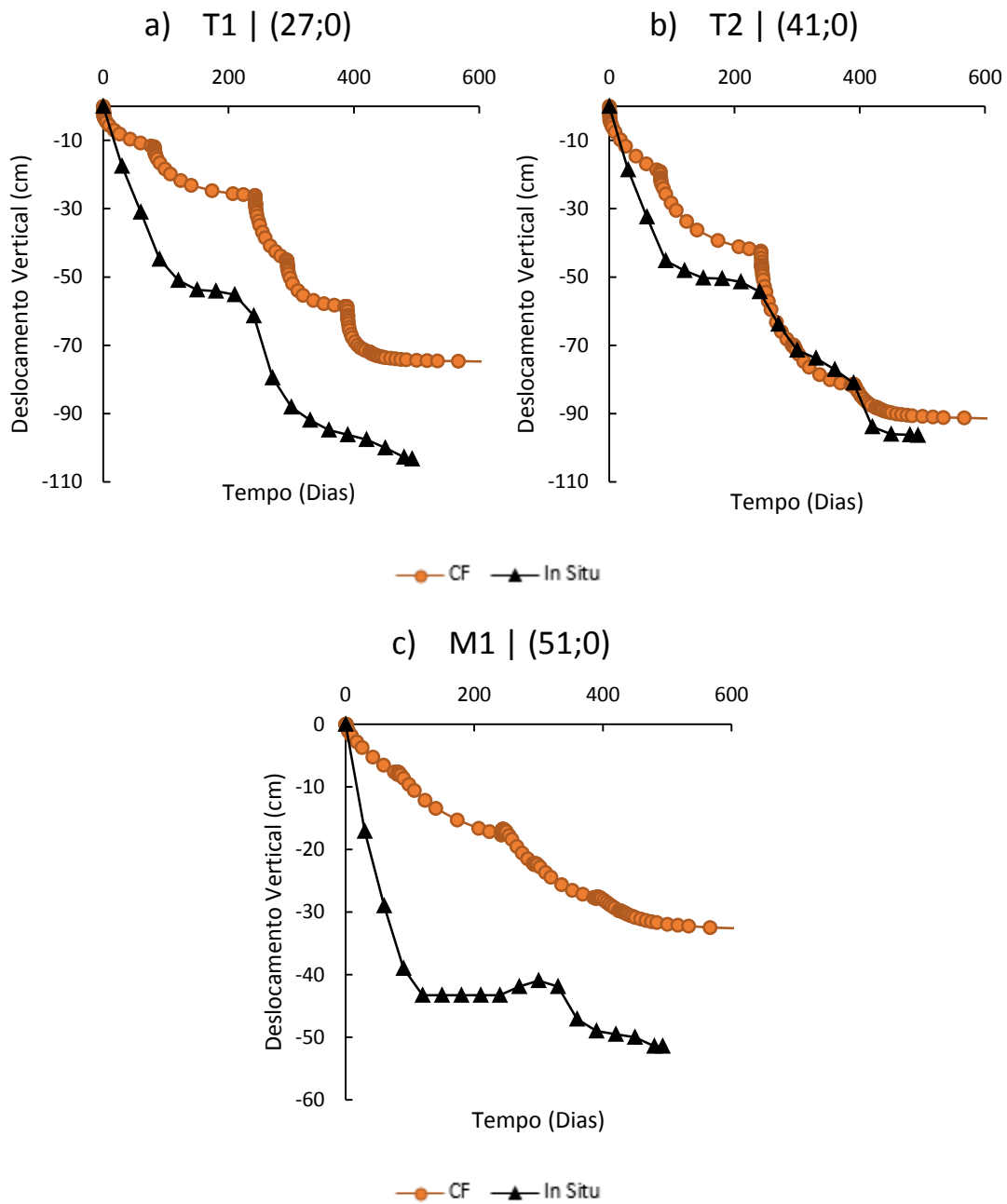


Figura 4.2 – Assentamentos CF: a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1.

Analisando as Figuras 4.2 a) e 4.2 b), constata-se que há uma boa aproximação dos valores numéricos aos valores *in situ* tanto a nível qualitativo como quantitativo. Nota-se que na placa T2 (pé do aterro) há uma quase sobreposição dos resultados ao longo de toda a curva, apresentando um valor de assentamento final neste ponto à volta de 95 cm, tal como o valor registado *in situ*. Já no caso da placa T1, há uma discrepância de valores ao longo de toda a curva, na ordem dos 25 cm, culminando num assentamento final neste ponto próximo dos 75 cm, contrastando com os 100 cm registados *in situ*. Nas mesmas Figuras 4.2 a) e b) são visíveis os declives mais acentuados ao longo da evolução das curvas numéricas, correspondentes aos tempos de colocação das diversas camadas de aterro. No que diz respeito à Figura 4.2 c), os valores numéricos para os assentamentos

na marca M1 (pé da banquetta) são os que menos se aproximam do caso real, apresentando uma variação quase linear em profundidade ao invés da curva *in situ*, chegando a haver diferenças de assentamentos na ordem dos 30 cm. O assentamento final obtido numericamente nesta marca é de aproximadamente 35 cm, afastando-se dos 55 cm registados *in situ*.

Na Figura 4.3, pode observar-se a evolução dos assentamentos correspondentes a diferentes instantes temporais e ao longo de todo o aterro. A escolha dos instantes não foi aleatória, assim o instante  $t=90$  dias corresponde a 10 dias após a colocação da 2ª camada de aterro ( $H_{aterro}=1,85$  m), o instante  $t=290$  dias representa o final do tempo de consolidação da 3ª camada de aterro ( $H_{aterro}=3,45$  m, que também corresponde à altura da banquetta) e  $t=500$  dias corresponde ao instante próximo do final da consolidação primária. Comparando os resultados *in situ* com os resultados numéricos, constata-se novamente que a melhor aproximação é na zona do pé do aterro.

A deficiente previsão numérica registada em T1 (Figuras 4.2 a) e 4.3) pode ser devido à deficiente estimativa da espessura do solo de fundação nesta zona, dado o maciço rochoso subjacente ser de natureza calcária, e portanto, muito sujeito a fenómenos de alteração localizada.

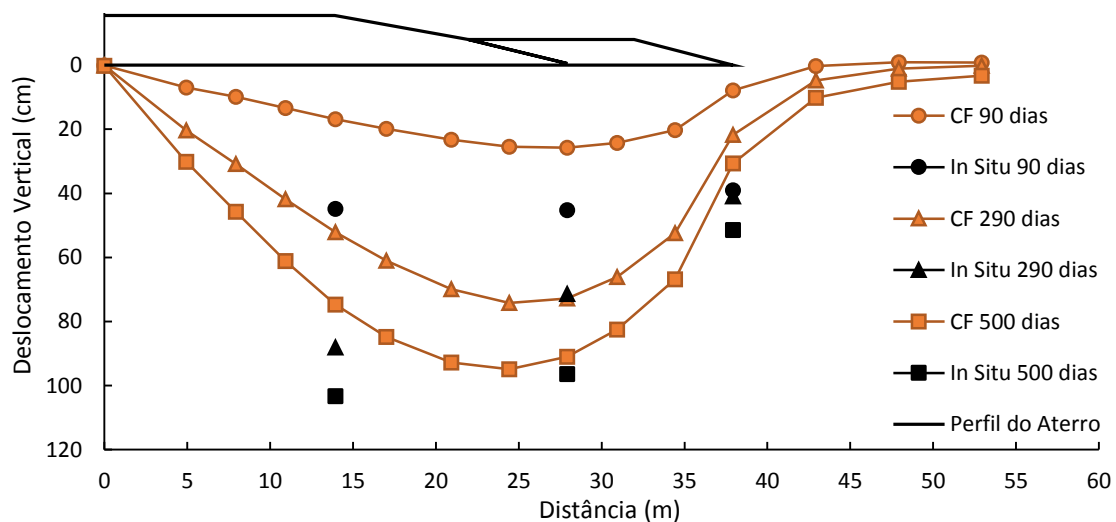


Figura 4.3 – Assentamentos CF em diferentes instantes temporais.

#### 4.1.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 4.4 confronta os deslocamentos horizontais medidos *in situ* com os obtidos numericamente no inclinómetro sub-vertical instalado no ponto T2, para os instantes  $t=290$  dias e  $t=500$  dias. No instante  $t=290$  dias há praticamente uma sobreposição de valores, apenas com uma ligeira discrepância à superfície. Para o instante  $t=500$  dias, verifica-se que a evolução da curva de resultados numéricos descreve uma trajetória

idêntica à curva *in situ*, havendo uma diferença na ordem dos 5 cm entre estas até à profundidade de 3,5 metros, que se começa a anular a partir desse ponto. O modelo numérico indica assim que no final da consolidação primária, na zona do pé do aterro, há um deslocamento horizontal de 25 cm à superfície, divergindo dos 20 cm registados no local.

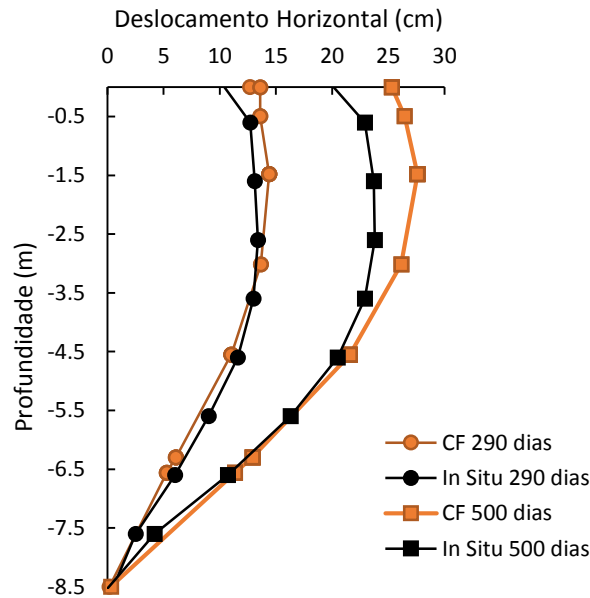


Figura 4.4 – Deslocamentos horizontais CF medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0).

#### 4.1.3 Excessos de Pressão Intersticial

Nas Figuras 4.5 comparam-se os excessos de pressão intersticial observados *in situ* com os obtidos por via numérica, nos piezómetros P2, P3 e P5. Analisando estas figuras, pode constatar-se que no modelo numérico os valores são muitos superiores em comparação com os valores *in situ* chegando por vezes a ser o dobro, não apresentando uma boa aproximação em termos quantitativos, embora qualitativamente se observe a existência de alguns picos de excesso de pressão intersticial coincidentes.

Os picos de excesso de pressão intersticial em ambas as figuras são expectáveis e dizem respeito aos instantes de colocação das diversas camadas de aterro, contudo os resultados numéricos geram valores mais elevados que os medidos *in situ*. Este facto pode, em parte, ser explicado pela deficiente leitura dos dados de campo, não correspondendo os instantes de leitura aos tempos de colocação das camadas de aterro. Por outro lado, os dados de campo revelam a existência de pressões intersticiais que variam no tempo após o término da consolidação primária, estando este comportamento, muito provavelmente, associado à variação do nível freático na zona do “Baixo Mondego” imposto pelas necessidades da agricultura local (cultivo de arroz).

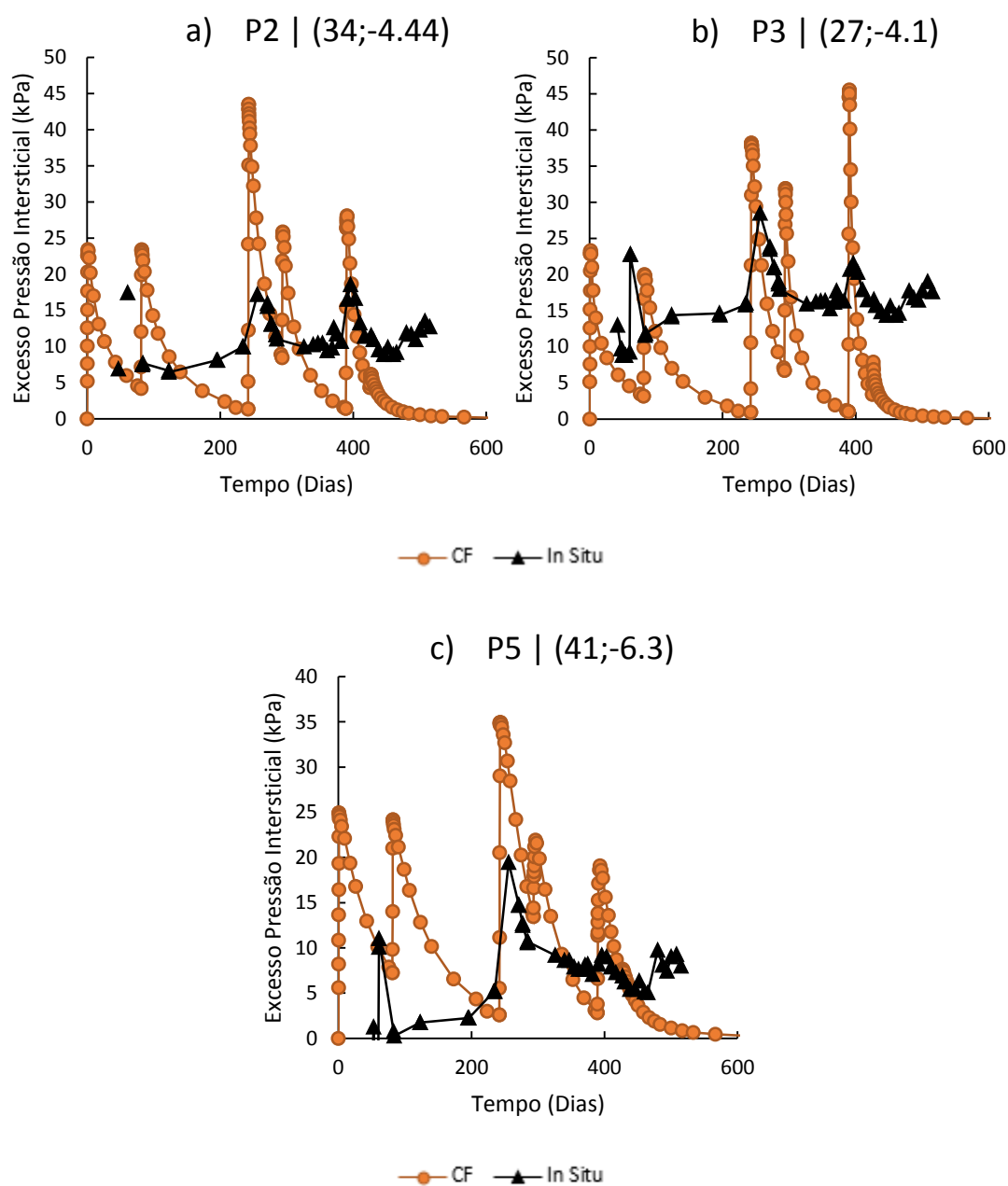


Figura 4.5 – Excessos de pressão intersticial CF nos piezômetros: a) P2; b) P3 e c) P5.

## 4.2 Estacas de Brita

### 4.2.1 Assentamentos

Perfilando-se como a primeira solução implementada alternativa à Construção Faseada, as Estacas de Brita apresentam uma significativa melhoria no que respeita aos deslocamentos verticais quando comparados os resultados obtidos numericamente com a aplicação desta técnica com os resultados observados *in situ* sem melhoramento do solo de fundação.

As Figuras 4.6 apresentam as curvas dos assentamentos ao longo do tempo para os diferentes pontos de instrumentação e para as diferentes relações de diâmetro e afastamento de estacas (descritas no Quadro 3.6).

Analisando os 3 pontos à superfície (T1, T2 e M1), constata-se que todas as trajetórias são idênticas a nível qualitativo, diferindo em termos quantitativos consoante o diâmetro e afastamento das estacas, como era expectável. Nas Figuras 4.6 a) e 4.6 b) pode ver-se que a solução que apresenta menores deslocamentos verticais é a solução  $D=1, L=2$  (45 cm na placa T1 e 60 cm na placa T2) e a solução que menos reduz os assentamentos é a solução  $D=0.8, L=2.5$ , havendo uma diferença de assentamento final entre ambas à volta dos 10 cm nas duas placas de assentamentos.

Como expectável, o caso mais eficiente corresponde à situação em que as estacas estão mais próximas umas das outras, conseguindo absorver maior carga. De notar ainda nas mesmas Figuras 4.6 a) e b) que a solução  $D=1.2, L=2.5$  oferece melhores resultados quando comparada com a solução  $D=0.8, L=2$ , indicando que embora as estacas tenham um maior afastamento no primeiro caso, este é compensado com o maior diâmetro que possuem e assim reduzem os deslocamentos verticais mais eficazmente. Pode verificar-se também que as soluções  $D=1, L=2.5$  e  $D=0.8, L=2$  apresentam resultados bastante idênticos.

Já na Figura 4.6 c), as soluções  $D=1.2, L=2.5$  e  $D=1, L=2$  apresentam uma ligeira elevação da superfície antes da colocação da 2ª camada de aterro que tende a estabilizar até ao final da consolidação. A solução  $D=0.8, L=2.5$  é novamente a que exhibe menos redução de deslocamentos verticais e as 2 restantes soluções não exibem diferenças significativas entre elas.



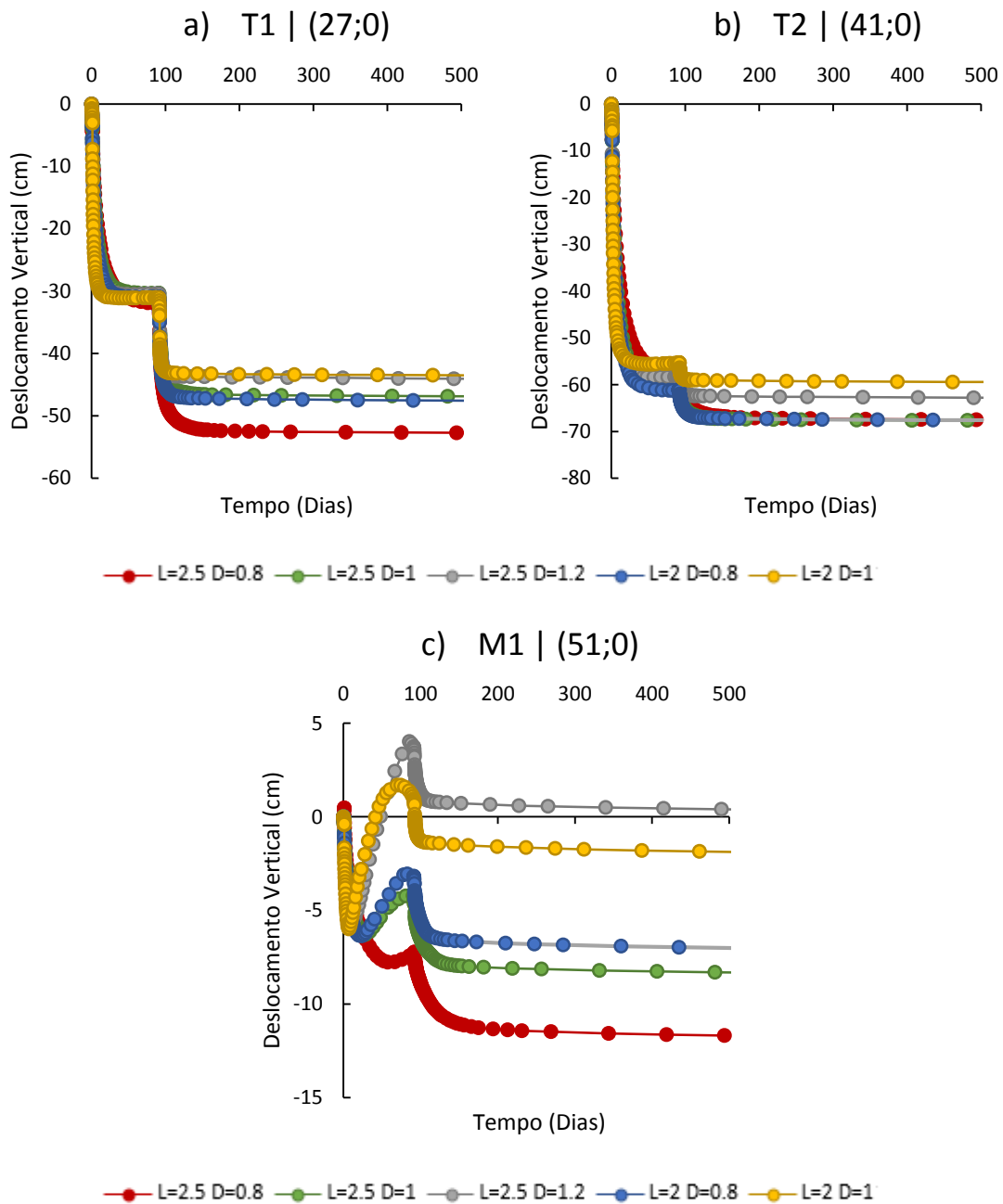


Figura 4.6 – Assentamentos EB: a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1 correspondentes às diferentes soluções.

#### 4.2.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 4.7 mostra os deslocamentos horizontais referentes às diversas soluções de Estacas de Brita adotadas no inclinómetro sub-vertical. Em relação a este tipo de deformação pode ver-se que o espaçamento entre estacas é o que mais influencia, pois, as soluções D=0.8, L=2 e D=1, L=2 são as que permitem uma maior redução do deslocamento horizontal, variando esta última quase linearmente em profundidade.

As restantes soluções descrevem uma trajetória idêntica à obtida para o caso da Construção Faseada embora apresentando valores de deslocamentos horizontais ligeiramente superiores a esta, o que não era de todo expectável uma vez que o solo sofreu melhorias.

Verifica-se também que a solução  $D=1.2$ ,  $L=2.5$  e  $D=1$ ,  $L=2.5$  apresentam curvas quase coincidentes, não havendo redução de deslocamentos horizontais entre estas duas soluções com o aumento dos seus diâmetros. A solução com pior performance é a esperada,  $D=0.8$ ,  $L=2.5$ , que comparada com a solução  $D=1$ ,  $L=2$ , chega a ter acréscimos de deslocamento de aproximadamente 10 cm a mais, em quase toda a profundidade.

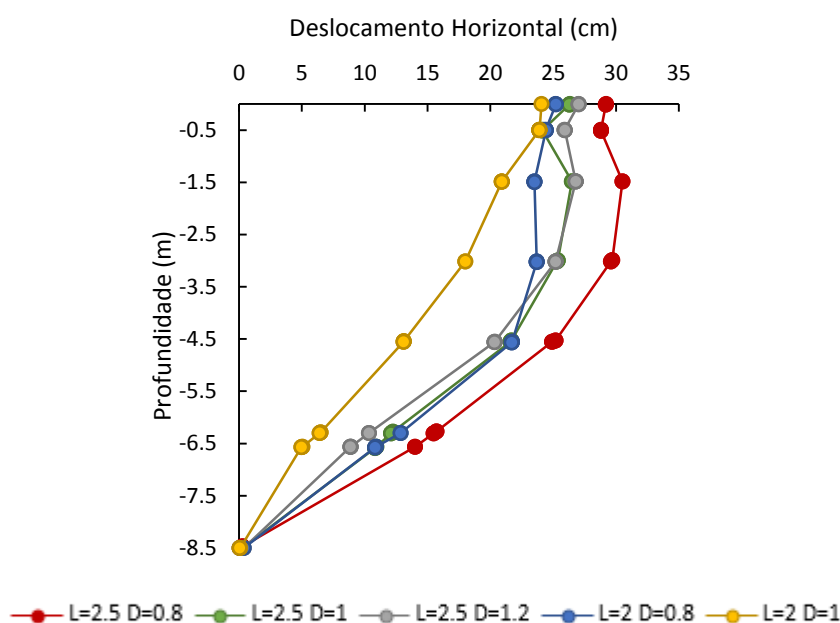


Figura 4.7 – Deslocamentos Horizontais EB medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0).

### 4.2.3 Excessos de Pressão Intersticial

Nas seguintes Figuras 4.8 apresentam-se os excessos de pressão intersticial obtidos numericamente. Analisando os resultados extraídos dos 3 piezómetros, as diferentes soluções apresentam curvas muito semelhantes a nível qualitativo e quantitativo, mostrando 2 picos de excesso de pressão intersticial, correspondentes aos instantes da colocação das 2 camadas de aterro, excessos esses que são dissipados de forma quase instantânea, motivados pelo funcionamento da estaca de brita com um dreno de grandes dimensões.

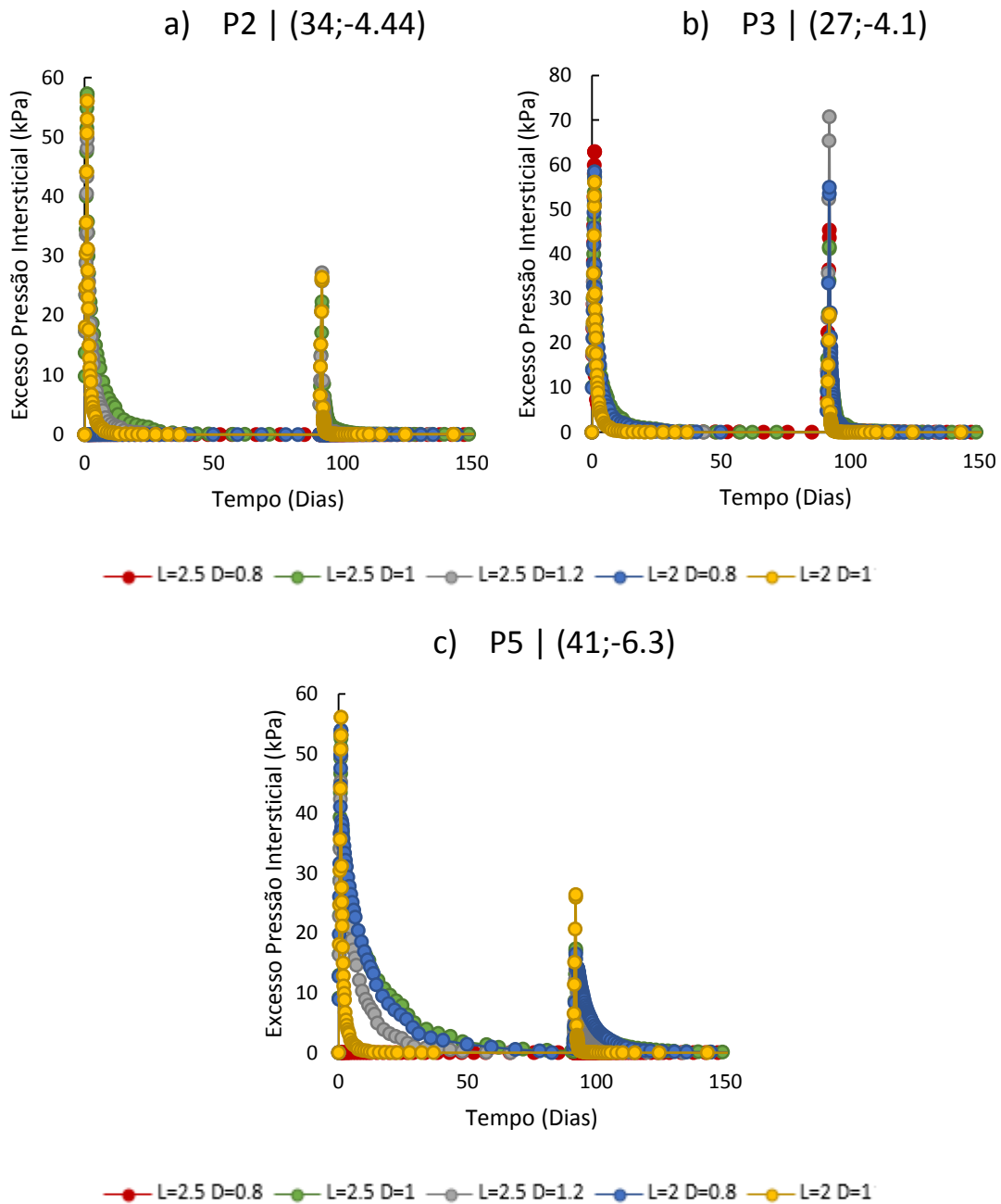


Figura 4.8 – Excessos de pressão intersticial EB nos piezômetros: a) P2; b) P3 e c) P5.

#### 4.2.4 Concentração de Tensões

A Figura 4.9 indica quais as estacas selecionadas para a análise do fenómeno de concentração de tensões (3ª estaca de cada solução e a estaca que se localiza sob o pé da banquetta). Para as diferentes soluções, as referidas estacas correspondentes encontram-se a diferentes coordenadas, uma vez que há variação de diâmetro e espaçamento entre as estacas.

Na Figura 4.9 também podem-se observar as cruzetas de tensões totais, que indicam a mobilização do “efeito de arco” devido à interação estaca-solo, notando-se de forma clara que há uma grande concentração de tensões nos elementos estaca, aliviando os elementos do solo de fundação adjacente.

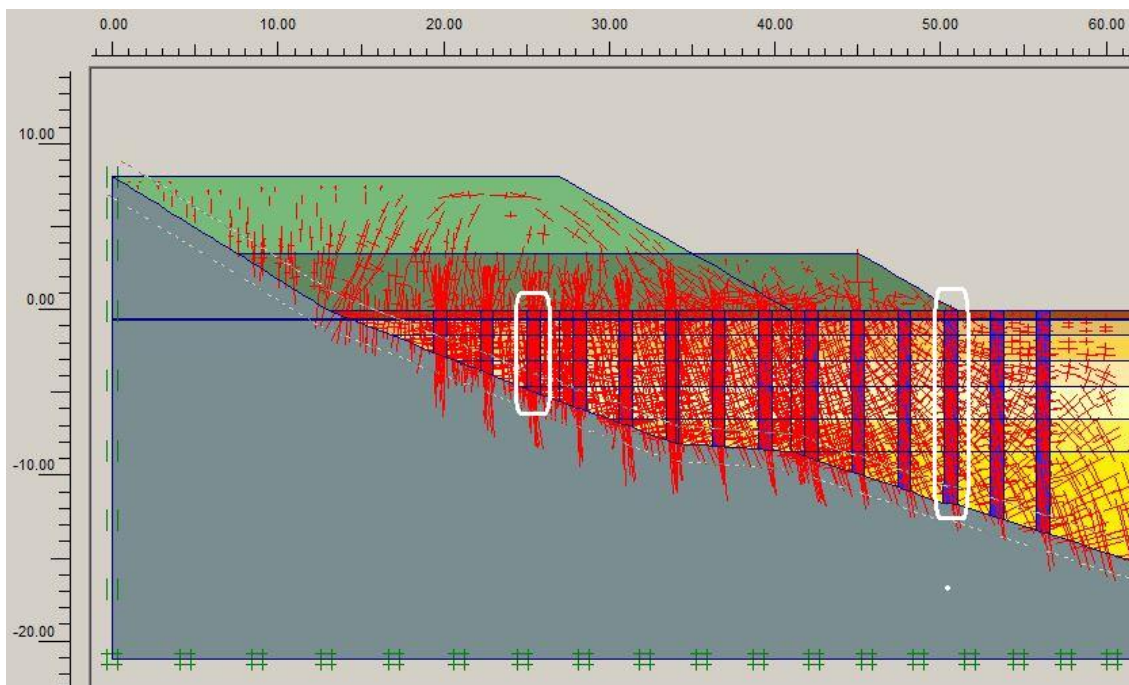


Figura 4.9 – Tensões totais num modelo genérico EB no final da consolidação (Imagem do software *Plaxis 2D*).

As Figuras 4.10 e 4.11 representam as tensões totais em profundidade para o centro da 3ª estaca e para o solo adjacente, respectivamente, bem como o estado de tensão inicial antes da construção do aterro. De notar que os cortes efetuados no solo adjacente distam da periferia das estacas uma distância igual aos seus raios e sempre no sentido da esquerda para a direita. A título de exemplo, na solução  $D=0.8$ ,  $L=2.5$ , o centro da 3ª estaca encontra-se a 27.5 m da origem e consequentemente o corte vertical efetuado no solo adjacente é a 28.3 m da origem.

Comparando as Figuras 4.10 e 4.11 pode observar-se que os valores das tensões totais registados à superfície no centro da estaca (à volta dos 225 kPa) diferem dos registados no solo adjacente a estas (à volta dos 75 kPa), evidenciando a concentração de tensões na estaca. Pode ainda ver-se que, de um modo geral, todas as soluções seguem trajetórias semelhantes, embora com algumas disparidades, fruto das transferências de tensões solo-estaca e estaca-solo.

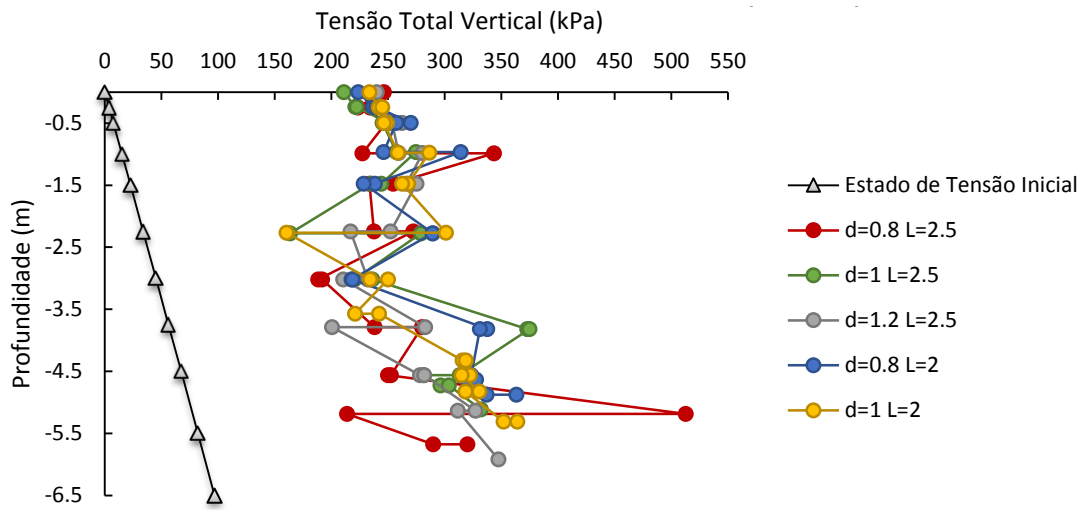


Figura 4.10 – Tensões totais em profundidade no centro da 3ª estaca (26;28.2) EB.

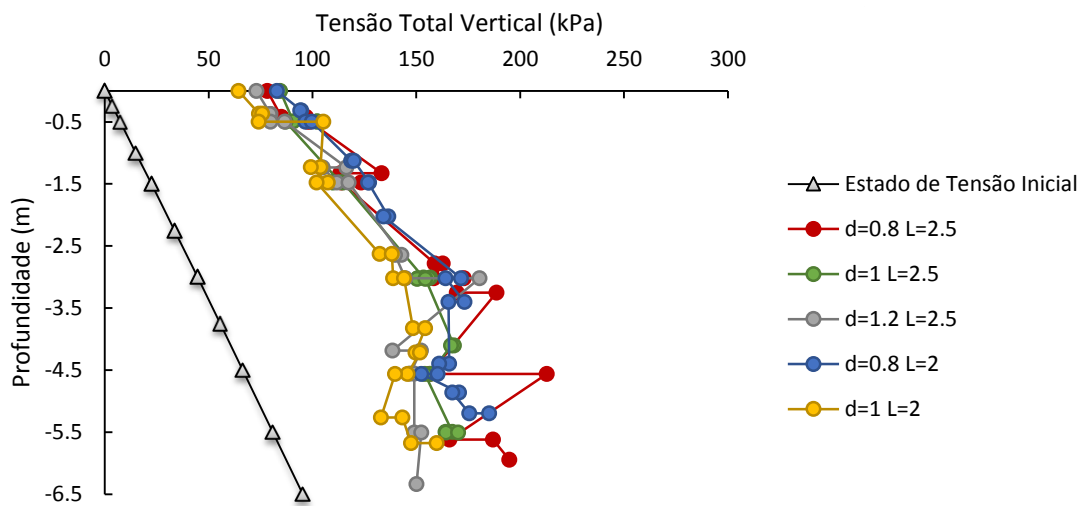


Figura 4.11 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à 3ª estaca (27;29.4) EB.

As Figuras 4.12 e 4.13 ilustram a variação de tensões totais registadas em profundidade no local do pé da banquetta. Nestas figuras observa-se que há uma excelente aproximação das curvas referentes às diferentes soluções, demonstrando uma evolução quase linear em profundidade.

Verifica-se que a estaca absorve mais tensão do que o solo, evidenciando que até mesmo nesta zona mais periférica se verifica a ocorrência da concentração de tensões no material mais rígido, contudo esta ocorre, fundamentalmente, a partir de 3 metros de profundidade, enquanto nas Figuras 4.10 e 4.11 a concentração de tensões ocorre desde a superfície. Por

outro lado, na lateral do aterro as tensões no solo não variam com o tipo de solução de estacas adotada, correspondendo ao estado de tensão inicial.

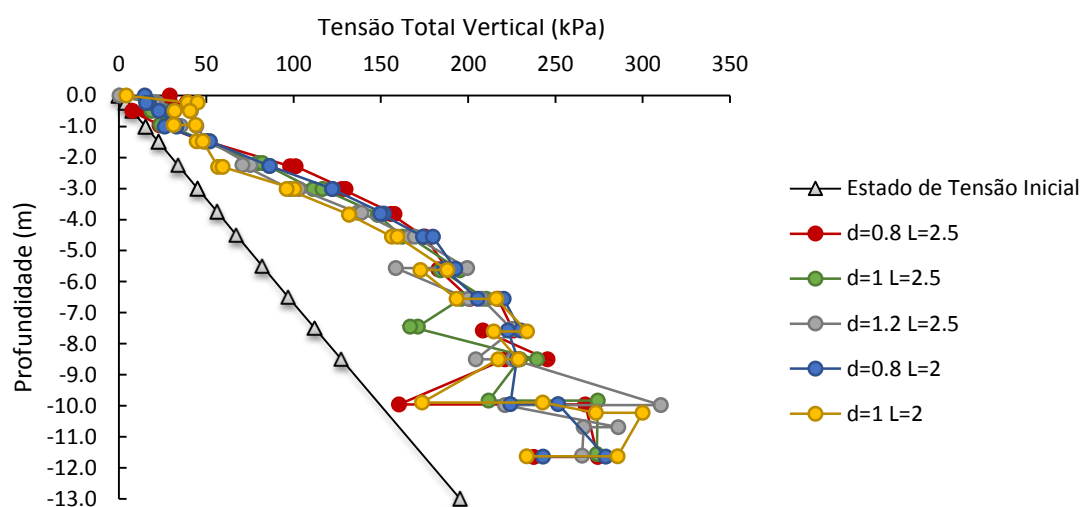


Figura 4.12 – Tensões totais em profundidade na estaca sob o pé da banquetta (50.3;50.6) EB.

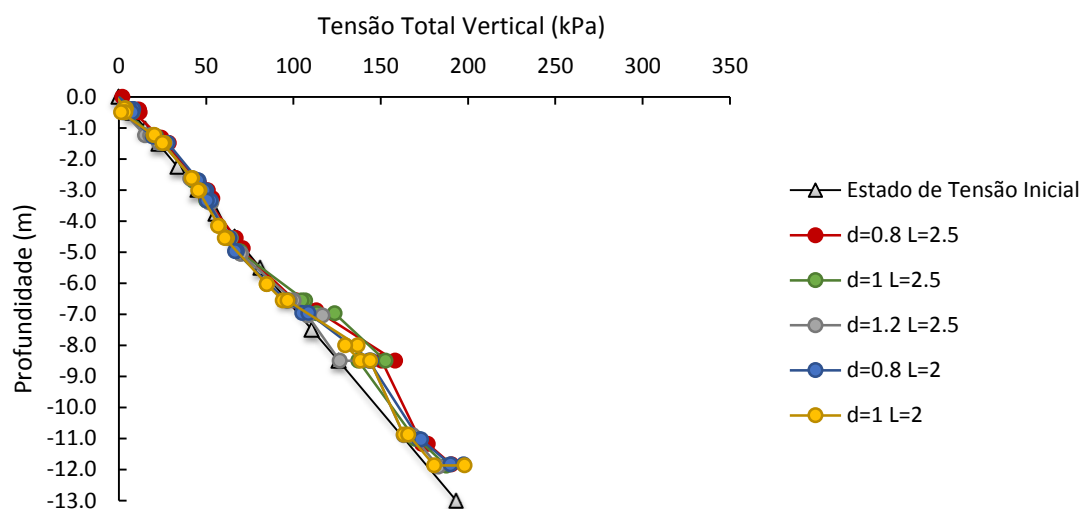


Figura 4.13 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à estaca sob o pé da banquetta (51.4;51.7) EB.

Optou-se ainda por efetuar um levantamento de resultados a 1,5 metros de profundidade para avaliar o Fator de Concentração de Tensões ( $FC$ ) (Figura 4.14), que relaciona o estado de tensão na estaca com o estado de tensão no solo (expressão [2.4]) na 3ª Estaca para as soluções adotadas.

Verifica-se que para o mesmo afastamento entre estacas, com o aumento de diâmetro há um aumento do  $FC$ . O mesmo já não se observa quando se mantém o diâmetro e se altera

o espaçamento pois embora a solução D=1, L=2 apresente um valor de  $FC$  superior à solução D=1, L=2.5, tal não se verifica aquando da comparação das soluções D=0.8, L=2.5 e D=0.8, L=2, pois estas apresentam praticamente o mesmo valor de  $FC$ .

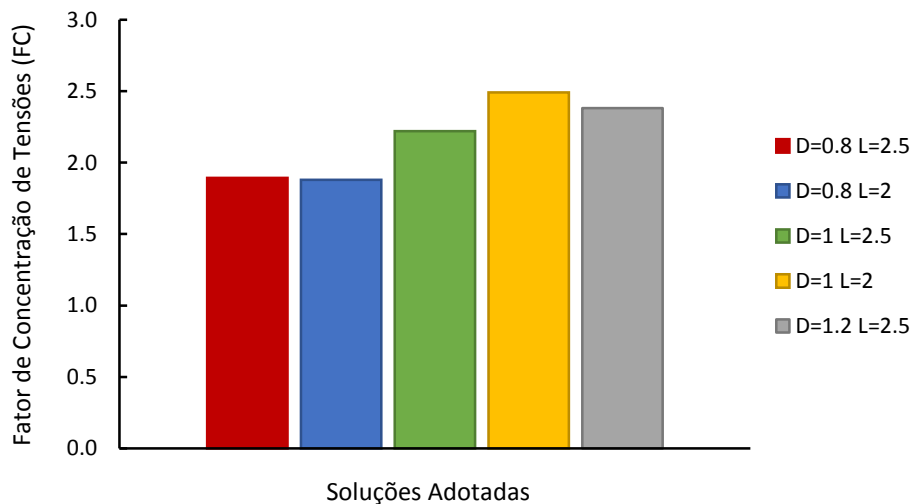


Figura 4.14 – Fator de Concentração de Tensões ( $FC$ ) na 3ª estaca para as diferentes soluções, registado a 1,5m de profundidade para EB.

#### 4.2.5 Fator de Melhoramento $n$

No que concerne ao Fator de Melhoramento ( $n$ ), fator que permite avaliar a melhoria que o tratamento incute no solo de fundação, relacionando o valor dos assentamentos do solo não melhorado com o valor dos assentamentos do solo melhorado (expressão [2.5]).

Foram relacionados valores de assentamentos na placa T2 para o solo de fundação com e sem reforço, a Figura 4.15 mostra que as soluções D=1.2, L=2.5 e D=1, L=2 são as que apresentam melhores resultados, sendo esta última a que mais permite reduzir os deslocamentos verticais e indo de encontro ao estabelecido no subcapítulo 4.2.1.

Analisando as 3 restantes soluções, verifica-se que para este ponto, não há melhorias significativas com a alteração de diâmetros e/ou espaçamentos entre estacas.

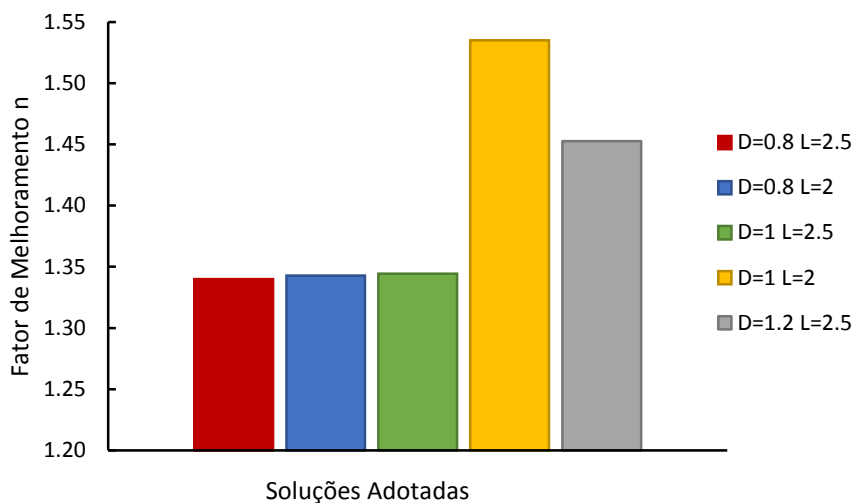


Figura 4.15 – Fator de Melhoramento ( $n$ ) na placa T2 (41;0) para EB.

### 4.3 Deep Soil Mixing

#### 4.3.1 Assentamentos

A técnica *Deep Soil Mixing* apresenta resultados numéricos muito bons no que respeita a redução de deslocamentos verticais, tal como evidenciado nas Figuras 4.16. Analisando as Figuras 4.16 a) e 4.16 b), constata-se que a melhor solução é a que compreende  $D=1$ ,  $L=2$ , apresentando assentamentos inferiores a 6 cm quer no ponto T1, quer no ponto T2.

As outras soluções também permitem uma grande redução de assentamentos, no entanto, observando o que ocorre no ponto T1, percebe-se que para o instante próximo dos 100 dias, instante coincidente com a colocação da 2ª camada de aterro há um aumento considerável do deslocamento vertical na ordem dos 30 cm para a solução  $D=0.8$ ,  $L=2.5$  e de 10 cm para as soluções  $D=0.8$ ,  $L=2.5$  e  $D=0.8$ ,  $L=2$ , sendo o comportamento das curvas que descrevem os assentamentos para estas duas soluções praticamente coincidentes. Em relação à solução com maior diâmetro  $D=1.2$ ,  $L=2.5$ , o facto de apresentar maior espaçamento entre colunas quando comparada com a solução  $D=1$ ,  $L=2$ , não lhe permite ser tão eficaz na redução da deformação.

Fazendo a análise da Figura 4.16 c), percebe-se que neste ponto (pé da banquetta) não há deslocamentos verticais significativos, sendo o valor do deslocamento máximo à volta dos 2 cm e protagonizado pela solução com menor diâmetro e maior espaçamento, como era expectável.



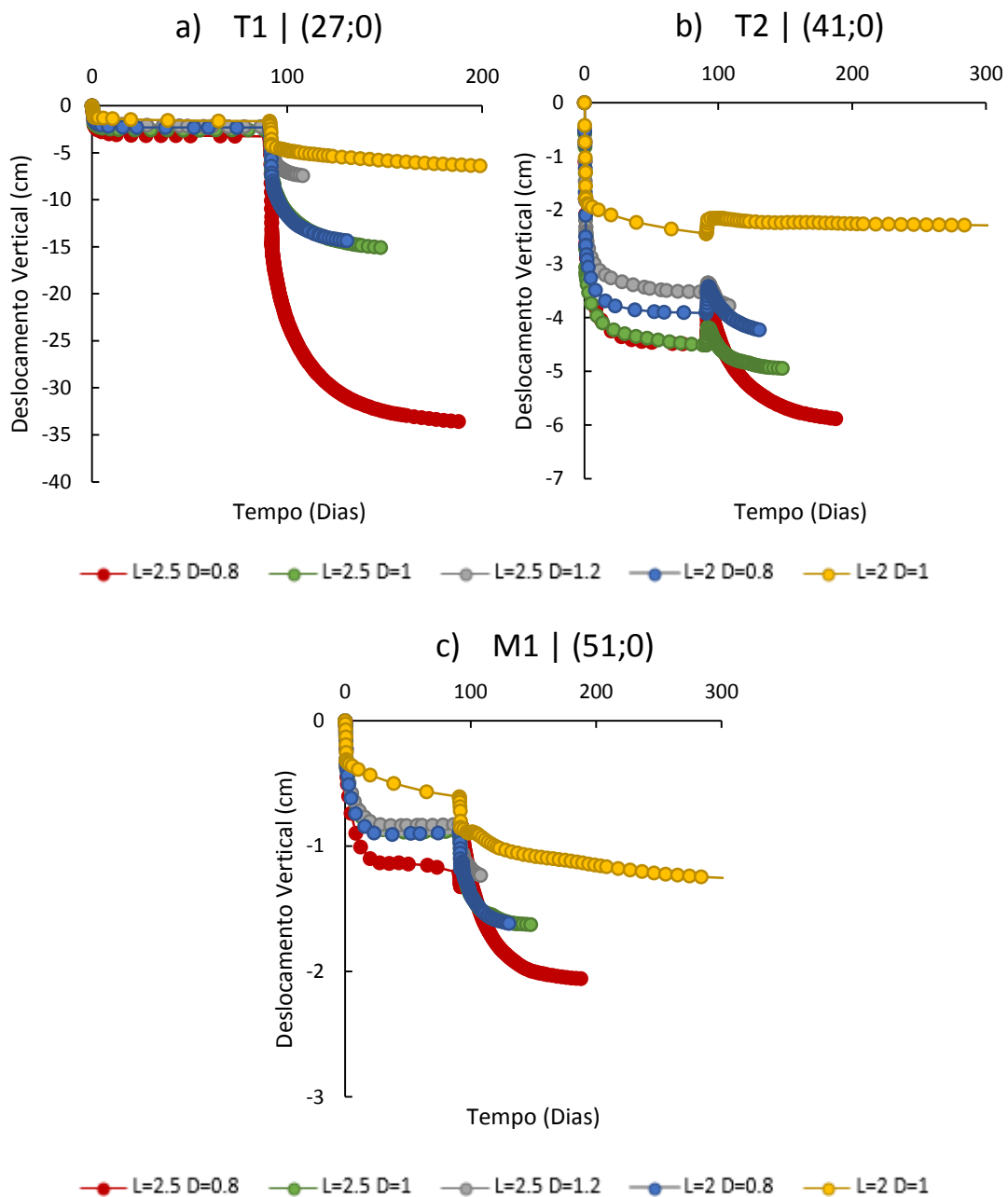


Figura 4.16 – Assentamentos DSM : a) placa T1; b) placa T2 e c) marca superficial M1 correspondentes às diferentes soluções.

### 4.3.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 4.17 mostra os deslocamentos horizontais medidos no pé do aterro (41;0) pelo inclinómetro sub-vertical instalado no local. Percebe-se que o diâmetro das colunas tem um papel fundamental na redução deste tipo de deformação uma vez que os melhores resultados se apresentam por ordem crescente de diâmetro, relegando para segundo plano o espaçamento entre as colunas.

Comparando ainda as diferentes soluções, constata-se que a evolução dos deslocamentos horizontais em profundidade é praticamente linear para as soluções com diâmetro superior a 0,8 m, levando o aumento do diâmetro da estaca de 0,8 para 1,2 metros a uma redução na ordem dos 15 a 20 cm dos deslocamentos horizontais.

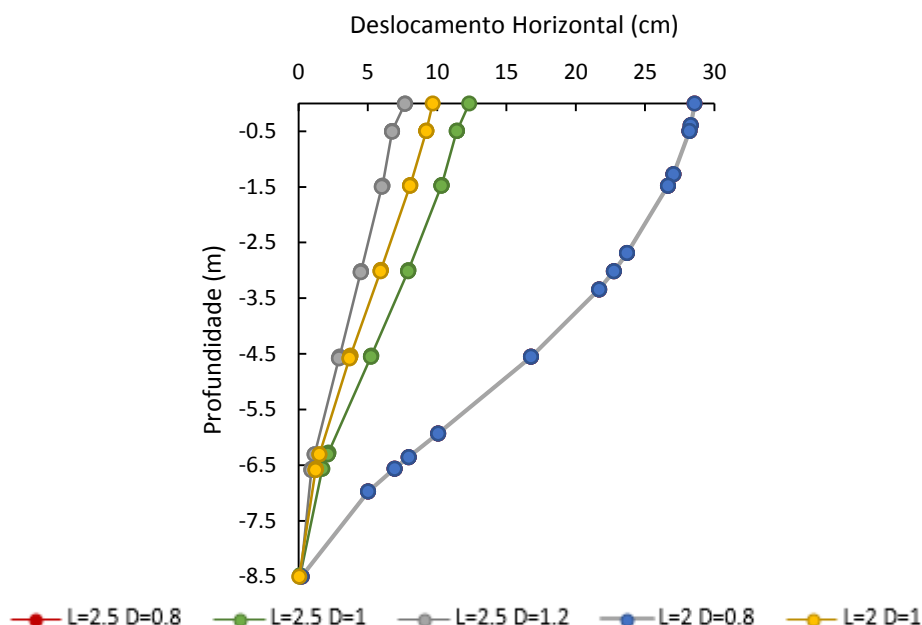


Figura 4.17 – Deslocamentos Horizontais DSM medidos no inclinómetro sub-vertical (41,0).

### 4.3.3 Excessos de Pressão Intersticial

Os excessos de pressão intersticial registados numericamente nos piezómetros P2, P3 e P5 (Figuras 4.18) são muito semelhantes aos obtidos para a técnica de Estacas de Brita, quer a nível qualitativo quer quantitativo.

Novamente se observa que os picos de excesso de pressão intersticial correspondem aos instantes da colocação das camadas de aterro bem como a sua dissipação imediata, não havendo desigualdades significativas entre as diversas soluções adotadas, à exceção da solução D=1, L=2, notando-se uma dissipação da pressão de forma mais lenta e gradual e da solução D=0,8, L=2,5 que apresenta valores de pico bastante mais elevados quando comparados com as restantes soluções.

Tanto com a utilização de estacas de brita como colunas de *Deep Soil Mixing* se observa a rápida dissipação dos excessos de pressão neutra, contudo enquanto que no primeiro caso tal é devido ao funcionamento da estaca de brita como um dreno de grandes dimensões, com a utilização de colunas de *Deep Soil Mixing* tal é devido à elevada rigidez das colunas induzindo coeficientes de consolidação elevados, não obstante estas apresentarem coeficientes de permeabilidade inferiores ao solo natural.

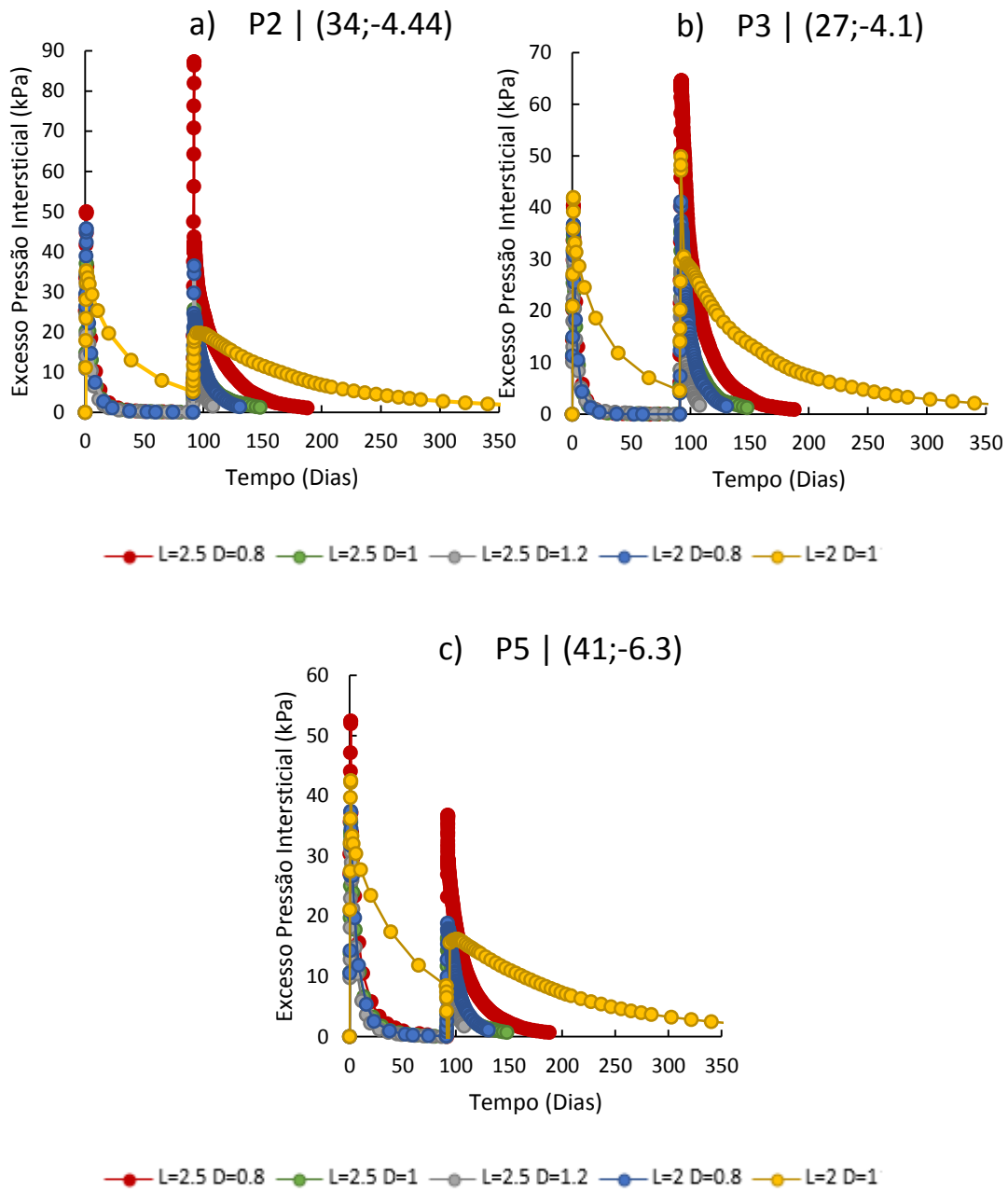


Figura 4.18 – Excessos de pressão intersticial DSM nos piezômetros: a) P2; b) P3 e c) P5.

#### 4.3.4 Concentração de Tensões

À semelhança do que foi efetuado no subcapítulo 4.2.4, foram consideradas as mesmas estacas para a análise da concentração de tensões. As Figuras 4.19 e 4.20 exibem os valores obtidos para as tensões totais registadas no centro da 3ª estaca e no solo adjacente a esta respetivamente.

Nota-se claramente uma acumulação de tensões na estaca em detrimento do solo, sendo as soluções D=1, L=2 e D=1.2, L=2.5 as que mais tensões concentram na 3ª estaca,

deixando o solo adjacente mais aliviado. Observa-se uma oscilação dos valores das tensões em profundidade, resultado das mútuas transferências de tensão estaca-solo e solo-estaca.

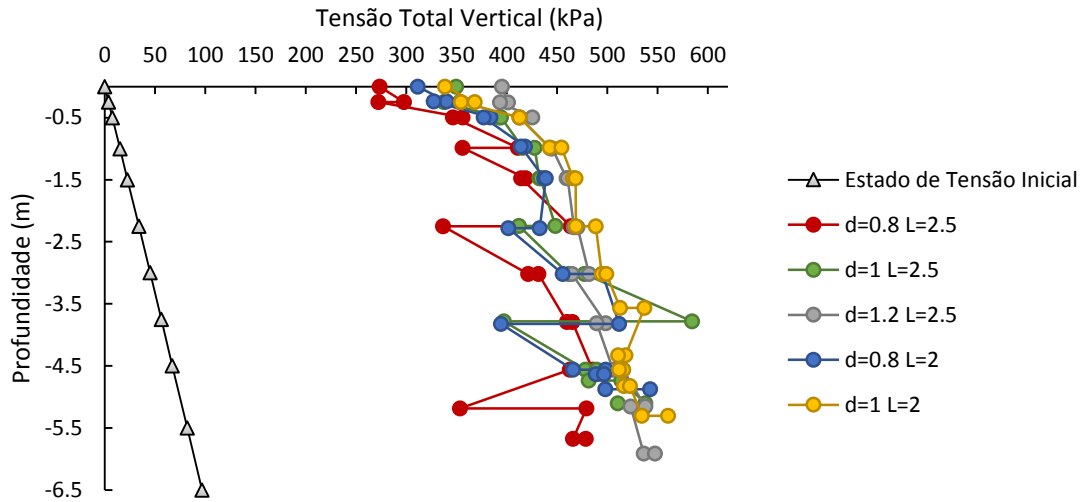


Figura 4.19 – Tensões totais em profundidade no centro da 3ª estaca (26;28.2) DSM.

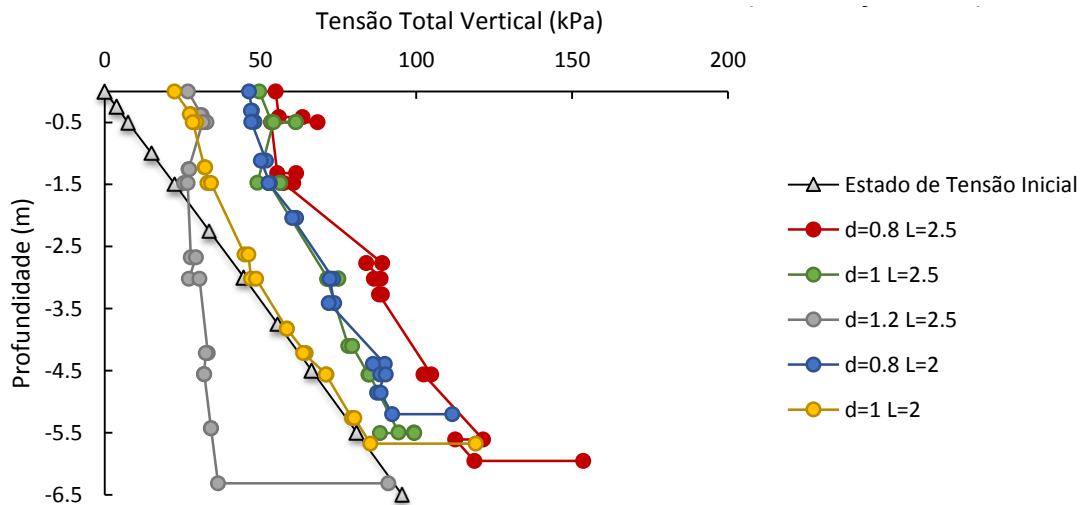


Figura 4.20 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à 3ª estaca (27;29.4) DSM.

Em relação à estaca que se localiza sob o pé da banquetta, as Figuras 4.21 e 4.22 mostram a evolução das tensões totais para as diversas soluções. Ainda que menos notório, constata-se que o centro da estaca concentra mais tensões que o solo adjacente, verificando-se tal facto para todas as soluções adotadas. Neste caso, a disparidade de resultados ao longo da profundidade é bastante menor quando comparado com o caso da 3ª estaca (Figuras 4.19 e 4.20), sendo as curvas representativas das diversas soluções quase todas coincidentes.

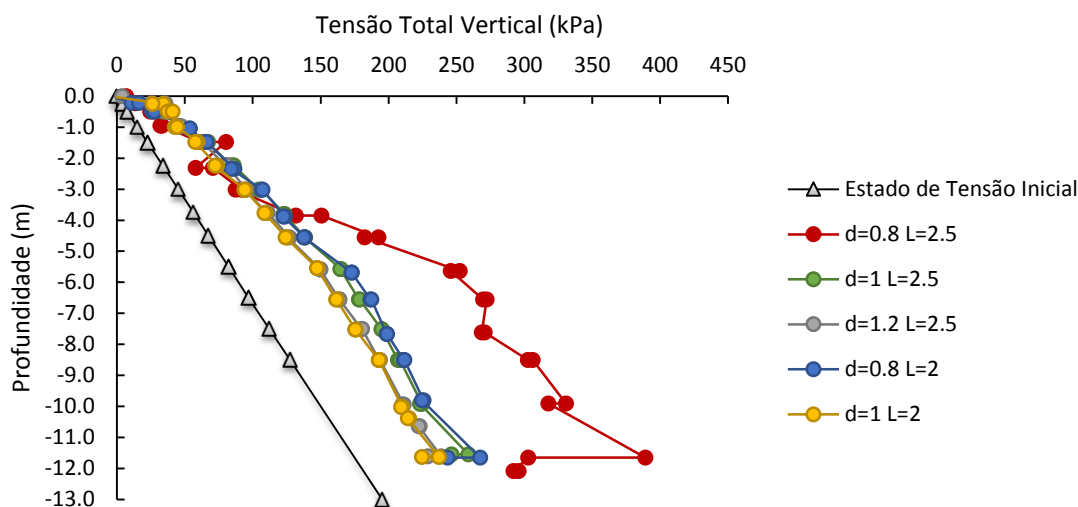


Figura 4.21 – Tensões totais em profundidade na estaca sob o pé da banquetta (50.3;50.6) DSM.

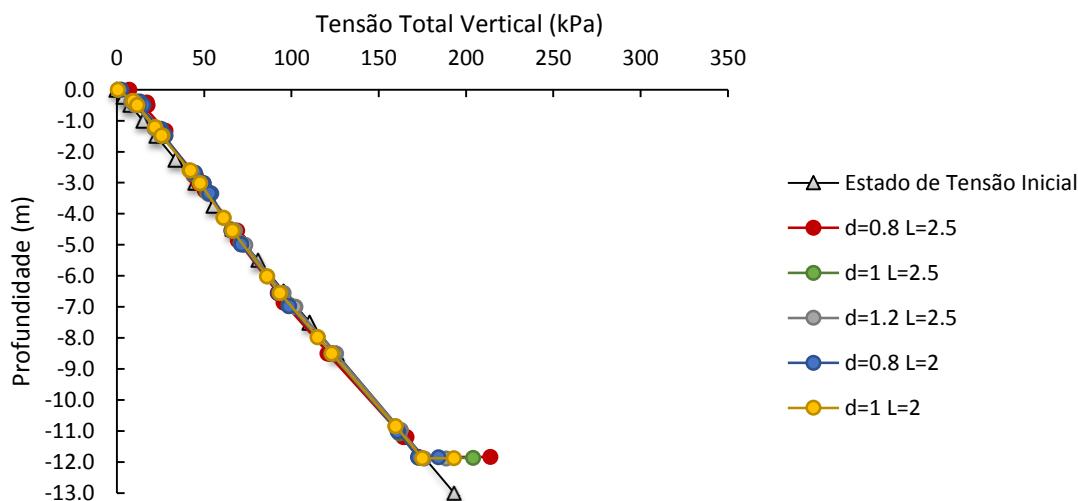


Figura 4.22 – Tensões totais em profundidade no solo adjacente à estaca sob o pé da banquetta (51.4;51.7) DSM.

A Figura 4.23 vem evidenciar o anteriormente referido, em termos do Fator de Concentração de Tensões na 3ª Estaca e à profundidade de 1.5 m. Constata-se que  $FC$  aumenta com o aumento do diâmetro e que diminui com o aumento do espaçamento entre colunas (para o mesmo diâmetro), como seria de esperar. Comparando as soluções  $D=0.8$ ,  $L=2.5$  e  $D=1.2$ ,  $L=2.5$ , observa-se que mantendo o mesmo espaçamento, um aumento de diâmetro de 0.4 m leva a que se obtenha um  $FC$  cerca de 10 vezes superior.

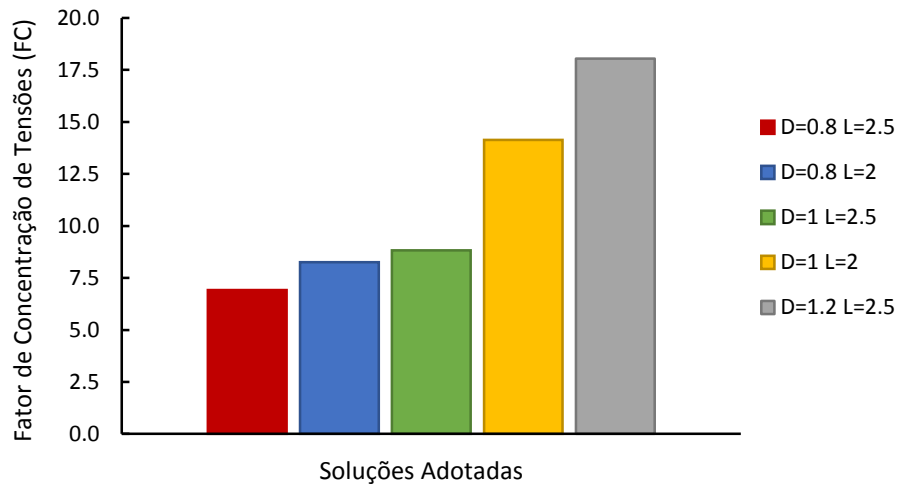


Figura 4.23 – Fator de Concentração de Tensões ( $FC$ ) na 3ª estaca para as diferentes soluções, registrado a 1,5m de profundidade para DSM.

#### 4.3.5 Fator de Melhoramento ( $n$ )

Quanto à relação de assentamentos com e sem melhoramento do solo de fundação com colunas de *Deep Soil Mixing*, a Figura 4.24 mostra o Fator de Melhoramento ( $n$ ) alcançado pelas diversas soluções, na placa de assentamentos T2 (41;0). Pode verificar-se que a solução D=1, L=2 é a que apresenta um maior melhoramento do solo de fundação e que quando comparadas as soluções D=0.8, L=2 e D=1.2, D=2.5, estas apresentam valores de  $n$  muito próximos, havendo como que um equilíbrio entre o aumento de diâmetro e de espaçamento entre estes 2 casos. De salientar ainda que a solução D=0.8, L=2.5 apresenta valores bastante inferiores à solução D=1, L=2, constatando-se que a diminuição da distância entre estacas e o aumento do diâmetro, neste caso específico, leva a um melhoramento cerca de 2.5 vezes superior.

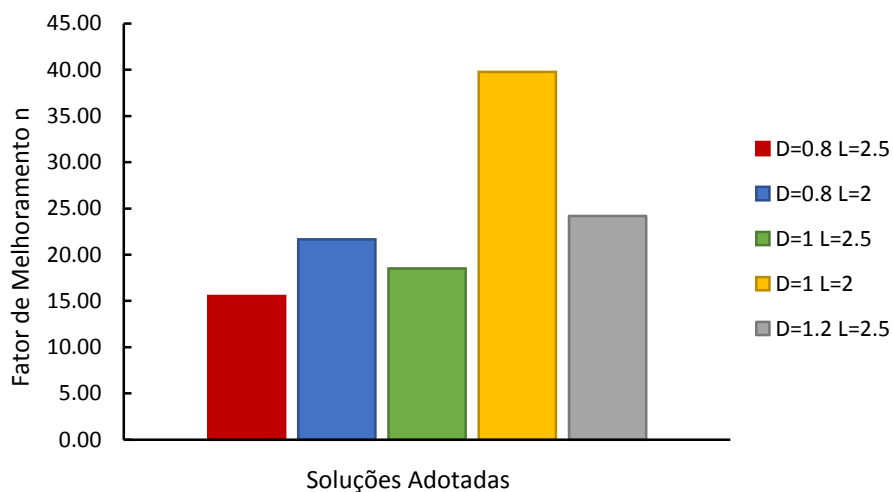


Figura 4.24 – Fator de Melhoramento ( $n$ ) na placa T2 (41;0) para DSM.

#### 4.4 Comparação das Diferentes Técnicas – Resultados Numéricos vs In Situ

De modo a se comparar as diferentes técnicas de melhoramento dos solos, foram escolhidas as soluções com melhor performance em cada técnica, ou seja, confrontam-se os resultados registados *in situ* com os obtidos por via numérica (extraídos do *software Plaxis*) para a Construção Faseada, Estacas de Brita e *Deep Soil Mixing*, ambos para a solução D=1, L=2.

A comparação é feita com base) na placa de assentamentos T2, inclinómetro subvertical e piezómetro P2, para se avaliar as diferenças em termos de assentamentos, deslocamentos horizontais e de excessos de pressão intersticial, respetivamente.

##### 4.4.1 Placa de assentamentos T2

A evolução dos deslocamentos verticais na placa T2 (Figura 4.25) permite constatar a existência de uma boa aproximação entre os resultados numéricos obtidos com a Construção Faseada e os valores medidos no campo, existindo uma ligeira diferença até aos 250 dias, mas após esse marco, as curvas são quase coincidentes. Esta aproximação é, naturalmente, devido à técnica simulada numericamente coincidir com a implementada *in situ*.

No caso das Estacas de Brita, não se fazendo a comparação direta com os resultados *in situ*, pois o faseamento construtivo foi diferente, pode observar-se que esta solução permite uma redução de assentamento total na ordem dos 40cm em relação ao produzido no terreno, sendo de registar que a maioria do assentamento (55cm) dá-se quase instantaneamente, após a colocação da primeira camada, mantendo-se constante até à colocação da segunda camada, onde há um ligeiro acréscimo de assentamento, de cerca de 5cm, resultando num assentamento final à volta dos 60cm.

Quanto à solução das colunas de *Deep Soil Mixing*, por se tratar de um material mais rígido, estas permitem uma redução de assentamentos quase total, não se evidenciando o acréscimo de assentamento quando colocada a segunda camada e resultando num assentamento final de aproximadamente 5cm.

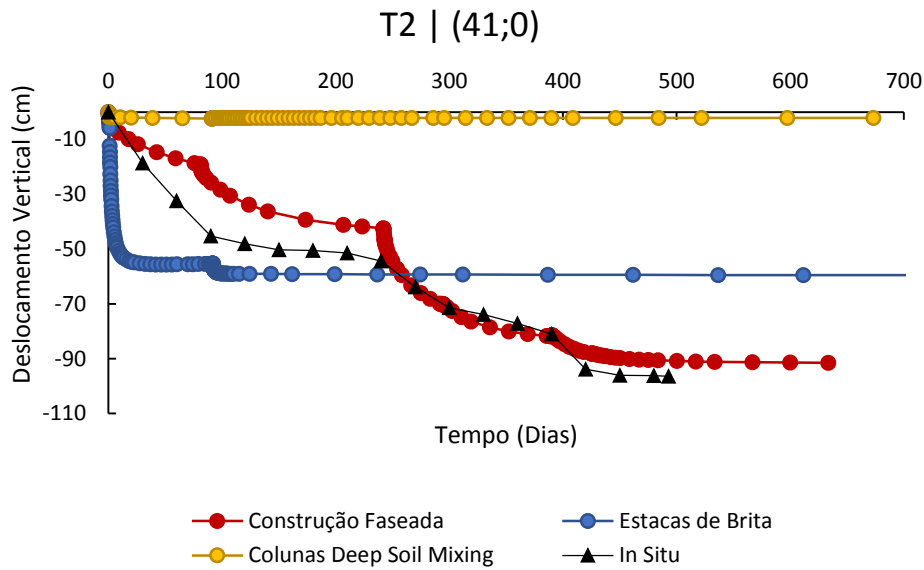


Figura 4.25 – Evolução temporal dos assentamentos (Placa T2).

#### 4.4.2 Inclínometro Sub-vertical

Quanto aos resultados no inclinômetro sub-vertical (Figura 4.26), começando no caso da Construção Faseada com drenos verticais, os resultados numéricos, como esperado, apresentam uma curva que segue a mesma tendência dos resultados *in situ*, havendo uma ligeira discrepância de 5cm até à profundidade de 4.5 m mas a partir desse ponto, são praticamente coincidentes. Em relação às Estacas de Brita, os deslocamentos têm uma variação quase linear não seguindo a tendência da curva *in situ* e apresentando um valor de 4cm superior a esta à superfície. Por fim, a solução com colunas DSM, permite uma redução de 12cm à superfície em relação aos resultados *in situ*, seguindo uma variação quase linear em profundidade até aos 8.5 metros de profundidade.

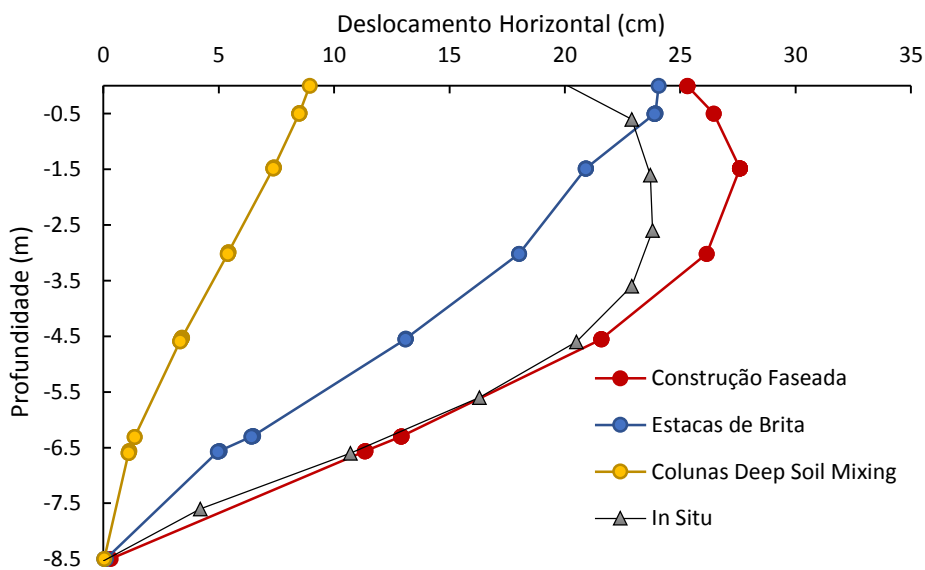


Figura 4.26 – Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais (inclinômetro).



#### 4.4.3 Piezômetro P2

Analisando a Figura 4.27, observa-se que a construção do aterro recorrendo à técnica de Construção Faseada com drenos verticais apresenta valores superiores aos obtidos no campo, mas as curvas do excesso de pressão intersticial apresentam alguns dos picos quase coincidentes, que correspondem à colocação das diferentes camadas de aterro.

A solução com Estacas de Brita é a que gera maiores excessos de pressão neutra correspondendo os valores máximos aos instantes  $t=0$  dias e  $t=90$  dias, instantes da colocação da 1ª e 2ª camada respetivamente, sendo esses excessos dissipados praticamente de forma instantânea devido à elevada permeabilidade das estacas, funcionando como drenos verticais de grandes dimensões.

Quanto às colunas de *Deep Soil Mixing*, esta solução tem um comportamento idêntico à das estacas de brita, apresentando os picos de excesso de pressão neutra aquando da colocação das diferentes camadas, no entanto, há uma maior demora na dissipação desse excesso de pressão que nas estacas de brita, ficando este facto a dever-se à menor permeabilidade destas colunas em relação às estacas de brita.

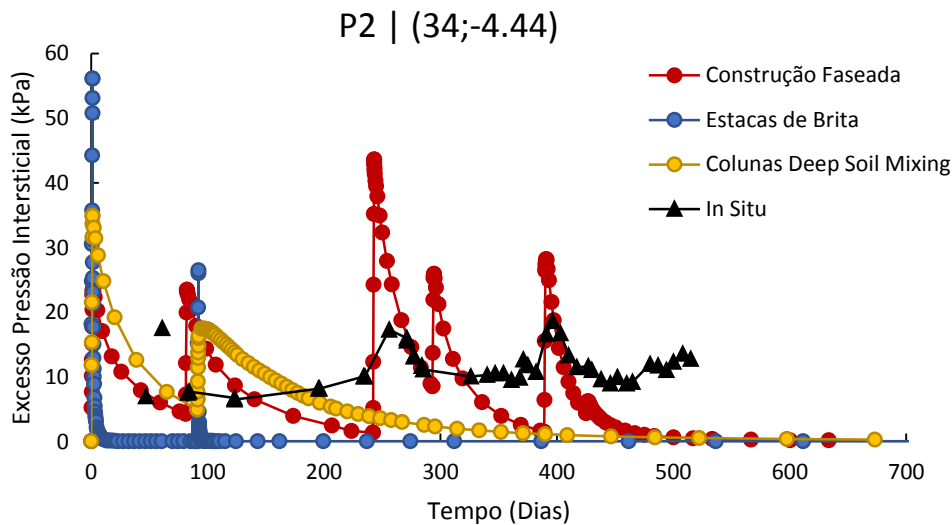


Figura 4.27 – Evolução temporal dos excessos de pressão intersticial (piezômetro P2).

## 5 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Conclusões

No final do presente trabalho, pode reconhecer-se que a generalidade dos objetivos propostos foi cumprida, sendo o momento de tirar as conclusões que resultaram do desenvolvimento deste trabalho, conclusões estas que são em grande parte fruto da aprendizagem com a realização do mesmo.

Inicialmente foi feito um estudo de cariz teórico com a finalidade de assimilar alguns conceitos acerca das técnicas a utilizar na modelação numérica, bem como a apresentação das principais características dos modelos constitutivos a utilizar em cada tipo de material constituinte do modelo numérico. Sintetizou-se todo o conteúdo, formando uma base teórica que serve de suporte para a interpretação dos resultados obtidos por via numérica.

Numa fase intermédia, foi feita a otimização/afinação do modelo numérico base, constatando-se que se trata de um processo bastante moroso e demorado, mas que se revela fulcral para a obtenção dos resultados numéricos desejados, servindo de suporte para outras variações do modelo, como são o caso das Estacas de Brita e colunas de *Deep Soil Mixing*.

Finda toda a modelação numérica e já com os resultados extraídos do *software Plaxis 2D*, podem retirar-se algumas ilações acerca destes. Assim, conclui-se que o modelo constitutivo *Soft Soil* consegue simular, com alguma precisão, o comportamento *in situ* com Construção Faseada acoplada a drenos verticais, apresentando assentamentos e deslocamentos horizontais semelhantes aos valores observados no campo.

Quanto às duas técnicas de melhoramento dos solos de fundação alternativas à Construção Faseada, salientam-se os seguintes aspetos:

- Em relação às Estacas de Brita pode concluir-se:
  - i) Como esperado, existe uma redução de assentamentos com o aumento de diâmetro das estacas e redução do espaçamento entre estas, sendo mais eficaz ter uma malha mais concentrada com diâmetro de 1 metro do que uma malha mais dispersa com diâmetro de 1.2 metros. No entanto, uma malha com diâmetro de 0.8 metros, mais compacta, não produz melhores resultados que a malha mais dispersa com diâmetro de 1.2 metros. A análise do fator de melhoramento ( $n$ ) também permite fundamentar estas ilações.

- ii) No que concerne aos deslocamentos horizontais, a diminuição do espaçamento entre estacas corresponde a um menor deslocamento horizontal.
- iii) Quanto à dissipação dos excessos de pressão intersticial, todas as soluções apresentam resultados bastante idênticos, havendo uma dissipação quase instantânea, fruto da grande permeabilidade que esta técnica incute no conjunto solo-estaca, funcionando como um dreno vertical de grande diâmetro.
- iv) Por se tratar de um material mais rígido e com características mecânicas melhores que o solo de fundação, as estacas absorvem a maior parte das tensões aplicadas, sendo a transferência de tensões do solo para as estacas efetuadas por “efeito de arco”.

• Relativamente às colunas de *Deep Soil Mixing*, verifica-se que:

- i) Existe uma grande redução de assentamentos em relação às técnicas CF e EB, chegando mesmo a solução menos eficaz de DSM a apresentar melhores resultados que a solução mais eficaz de EB. À semelhança do que aconteceu em EB, verifica-se que o aumento de diâmetro de colunas induz o decréscimo de assentamentos.
- ii) Em relação aos deslocamentos horizontais, conclui-se que o afastamento entre colunas desempenha um papel secundário quando comparado com o diâmetro das colunas, uma vez que quanto maior for o diâmetro, menor será o deslocamento horizontal, mesmo que também aumente o afastamento.
- iii) As curvas que ilustram os excessos de pressão intersticial no tempo são bastante idênticas para todas as soluções, sendo esses excessos dissipados de forma muito rápida em todas as soluções à exceção da solução com  $D=1$ ,  $L=2$ , em que se nota um ligeiro atraso na dissipação em comparação às outras soluções. Como o coeficiente de permeabilidade das colunas é inferior ao solo de fundação, a maior velocidade de dissipação dos excessos de pressão intersticial é fundamentalmente devida à maior rigidez das colunas.
- iv) À semelhança do que se registou com EB, no que toca ao fenómeno de concentração de tensões, todas as soluções registaram bons resultados, concluindo-se que as colunas, por “efeito de arco”, absorvem grande percentagem das tensões aplicadas pelo aterro, deixando o solo adjacente mais aliviado. Como expectável, constata-se que quanto maior é o diâmetro das colunas, maior é o seu fator de concentração de tensões ( $FC$ ) uma vez que a rigidez do material coluna é muito mais elevada do que a do material solo de fundação.

Em suma, os resultados mostram que as Estacas de Brita funcionam como drenos “gigantes” promovendo uma quase instantânea dissipação dos excessos de pressão intersticial, fazendo com que os assentamentos estabilizem muito rapidamente. Com as Estacas de Brita a evolução dos deslocamentos horizontais em profundidade apresenta uma evolução praticamente linear, decrescendo em profundidade, registando-se à superfície deslocamentos horizontais semelhantes aos medidos *in situ* (com Construção

Faseada). A utilização de colunas de *Deep Soil Mixing* é muito mais eficaz que a utilização de Estacas de Brita na redução dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais muito devido ao grande incremento de rigidez que esta solução confere ao conjunto coluna-solo. De facto, com as colunas de DSM os assentamentos passam a ser negligenciáveis, além de originar a diminuição dos deslocamentos horizontais em cerca de 50%.

## 5.2 Propostas para Trabalhos Futuros

- **Análise em termos de fluência:** fazer a modelação numérica recorrendo ao modelo numérico *Soft Soil Creep* disponibilizado pelo *software Plaxis 2D V.8*. Este modelo numérico já tem em conta o efeito da fluência e desta forma consegue simular a longo prazo o comportamento do aterro construído sobre os solos moles.
- **Análise Financeira:** a viabilidade da realização de diversas técnicas de melhoramento dos solos de fundação depende de muitas variáveis, sendo a questão financeira de extrema importância aquando da escolha de qual solução a implementar em obra. Neste âmbito, sugere-se a elaboração de uma análise financeira onde se incluam os custos (equipamentos, materiais, manutenção, estaleiro, mão de obra especializada, transporte, etc.) e os rendimentos (maioritariamente a questão temporal da execução de obra) de cada solução em estudo, de forma a evitar gastos desnecessários.
- **Análise Ambiental:** para que se alcance um equilíbrio ambiental em obra, é necessário efetuar uma análise que tenha em conta todos os danos possíveis para o ambiente no local da construção. São exemplos desses danos a poluição sonora protagonizada pelos equipamentos, os resíduos/químicos provenientes dos materiais utilizados que podem contaminar as águas subterrâneas, as furações do solo que determinam o empilhamento de material sólido à superfície podendo também promover a indução sísmica ainda a que um nível reduzido, o transporte dos materiais que implica a emissão de gases, caso o estaleiro se encontre a uma distância considerável, todos estes problemas e outros podem e devem ser considerados aquando da realização de uma obra de modo a se estudar a sua viabilidade.
- **Análise tridimensional:** efetuar o mesmo estudo aqui realizado, mas em 3 dimensões, para que se alcance resultados ainda mais precisos dado a que a simulação se aproxima mais da realidade, uma opção seria modelar as diferentes soluções abordadas no *software PLAXIS 3D* ou *RS3*.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida e Sousa, J. (2011). “Melhoramento e Reforço de Solos”. Apontamentos da disciplina de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Assunção, B.C. (2010). “Colunas de Brita e Pré-Carga em Solos de Fundação de Reservatórios de Betão Armado”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Balaam, N.P., Poulos, H.G. (1983). “The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns”. C.R. 8th European Conference on SMFE, Vol.1, pp.199-204. Helsinki, Finland.

Borges, J.M.L. (1995). “Aterros Sobre Solos Moles”. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Brinkgreve, R.B.J. (2002). “PLAXIS – User’s Manual”, Version 8, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Bru, J.P. (1981). “Abaques Pour Le Dimensionnement Des Drains Verticaux Et Les Calculs De Consolidation Unidimensionnelle”. Bulletin de Liaison Du Laboratoire Des Ponts Et Chaussées n°116, France.

Bruce, D.A., Bruce, M.E.C., DiMillio, A. (1998). “Deep Mixing Method : A Global Perspective”. Civil Engineering. New York, U.S.A.

Burland, J. B. (1965). “The yielding and dilation of clay”. Geotechnique, Vol.15, pp. 211-214.

Coelho, P.A.L.F. (2000). “Caracterização geotécnica de solos moles. Estudo do local experimental da Quinta do Foja (Baixo Mondego)”. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.

Correia, A.A.S., Venda Oliveira, P.J. e Lemos, L.J.L. (2008). “Solo estabilizado pela técnica de deep mixing – Preparação Laboratorial de Amostras”. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. III, pp. 335-342. Coimbra.

Correia, A. (2011). "Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do baixo Mondego". Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e tecnologias da Universidade de Coimbra.

Dias da Silva, V. (2004). "Mecânica e Resistência dos Materiais", 3ª Edição. Coimbra, Portugal.

Domingues, T.S. (2006). "Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles – Análise e Dimensionamento", Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Flores, R.D.V., Van Impe, W.F., Afschrift, P., Cromheeke, W. (2008). "Performance of Deep Mixing Improvement of Alluvial Soft Soil", Sixth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper no. 7.30a, pp. 2-7. Missouri University of Science and Technology. U.S.A.

Hansbo, S. (1981). "Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol.3, pp. 677-682. Publications Committee of ICSMFE (ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Hird, C.C., Pyrah, I.C. and Russel, D. (1992). "Finite Element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground", Géotechnique, Vol 42(3), pp. 499-511.

Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russel, D., Cinicioglu, F. (1995). "Modelling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 795-807.

Kitazume, M. and Terashi, M. (2002). "The deep mixing method – principle, design and construction". Edited by Coastal Development Institute of Technology, A.A. Balkema. Japan.

Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969). "Soil mechanics". Mcgraw-Hill Book Company. Singapore.

Leroueil, S., Magnan, J.P., e Tavenas, F. (1990). "Embankments on Soft Clays". Ellis Horwood Limited, England.

Loureiro da Silva, I. (2010). "Determinação dos factores intervenientes na fórmula de capacidade de carga. Comparação com o EC7 e com os da literatura existente", Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, Portugal.

Matos Fernandes, M. (2006). “Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais”, Volume I. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Matos Fernandes, M. (2011). “Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais”, Volume II. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Mesri, G., Funk, J.R. (2015). “Settlement of the Kansai International Airport Islands”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 141(2), [04014102].

Neher, H. P., Wehnert, M. e Bonnier, P. G. (2001). “An evaluation of soft soil models based on trial embankments”, *C.S. Desai (Ed.), Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Vol. I, pp. 373-378, A.A. Balkema. Rotterdam, The Netherlands.

Oh, E.Y.N., Balasubramaniam, A.S., Surarak, C., Chai, G.W.K, Bolton, M.W. (2007). “Interpreting Field Behaviors of Embankment on Estuarine Clay”. The Seventeenth International Offshore and Polar Engineering Conference, Lisbon.

Pinto, A. (2009). “Tratamento de Solos de Fundação”. Apontamentos da disciplina de Fundações e Obras de Aterro, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.

Truong, D.M. e Magnan, J.P. (1977). “Application des modèles élastoplastiques de l’Université de Cambridge au calcul du comportement d’un remblai experimental sur sols mous”. Rapport de recherche LPC, No. 74.

Venda Oliveira, P.J. (2000). “Aterros sobre solos moles – Modelação numérica”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Venda Oliveira, P.J. (2009). “Aterros sobre solos moles – Métodos construtivos”, Slides da disciplina de Obras de Terra – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Vukotic, G. (2006). “Deep Soil Mixing – Estabilización profunda con columnas de cal-cemento en vía seca”, 6ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS: Técnicas De Mejora Del Terreno. Vol I, pp. 135-154. Madrid, Espanha.