



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

# **Simulação numérica do comportamento de um aterro construído sobre solos moles do “Baixo Mondego”**

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

Autor

**Ana Rita Fernandes Martins**

Orientadores

**Paulo José da Venda Oliveira**

**António Alberto Santos Correia**

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

**Coimbra, Julho 2015**

## AGRADECIMENTOS

É minha intenção expressar os sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma contribuíram não só para a realização deste trabalho, mas também ao longo deste percurso académico.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao professor Paulo da Venda Oliveira, orientador da presente dissertação, não só pela ajuda e pelos conhecimentos transmitidos, mas acima de tudo pela disponibilidade que sempre apresentou e pela motivação que me foi dando ao longo deste trabalho.

Seguidamente, gostaria de agradecer ao Professor António Alberto Correia, também ele orientador desta dissertação, não só pelo tempo despendido na revisão da mesma, mas pelo apoio e incentivo prestados ao longo desta etapa.

Gostaria de prestar o meu agradecimento aos meus amigos, pelo ânimo e compreensão que sempre prestaram e pelas boas recordações que me proporcionaram, as quais levo para a vida. Um especial agradecimento aos meus colegas de casa e do perfil pelos bons momentos de convívio e pelo companheirismo transmitido. Não poderia também deixar de prestar o meu agradecimento à Vanessa, que já faz parte da família, por sempre me ter acompanhado desde o início, pelo apoio prestado ao longo deste tempo, mas acima de tudo pela amizade.

Gostaria de agradecer ao Paulo, que esteve sempre presente quando mais precisei, por todo o apoio e confiança que incansavelmente me transmitiu e acima de tudo por me fazer acreditar que era capaz.

À minha irmã, pela ligação que temos, por sempre ter sido incansável comigo, e por me ter auxiliado sempre em todas as escolhas e dificuldades que foram surgindo a longo da vida.

Por último, gostaria de agradecer aos meus pais, por nunca me terem falhado em nada, por todos os sacrifícios que fizeram em prol do meu bem estar e pelo apoio e confiança incondicional. Espero conseguir retribuir tudo o que sempre fizeram por mim.

## RESUMO

Na presente dissertação pretende-se, recorrendo à modelação numérica no programa de elementos finitos Cons2D, simular o comportamento de um aterro rodoviário situado na Quinta da Foja, no âmbito da construção da autoestrada A14 que faz a ligação Coimbra-Figueira da Foz.

Inicialmente, faz-se um enquadramento teórico que engloba não só conceitos fundamentais à interpretação das leis constitutivas usadas, mas também noções importantes para a estimativa dos parâmetros do solo.

Numa segunda parte do estudo, simula-se numericamente um ensaio triaxial não drenado de amostras do solo mole do Baixo Mondego comparando-se com os resultados obtidos em ensaios laboratoriais por forma a validar o modelo utilizado.

Por último, a modelação do aterro visa a comparação com os resultados obtidos da instrumentação de campo e posterior análise paramétrica, a qual tem por objetivo a previsão da sensibilidade do modelo a diferentes parâmetros (profundidade da malha de elementos finitos, tipo de modelo constitutivo, permeabilidade, faseamento construtivo).

Como principais conclusões, depreende-se que de um modo geral as previsões numéricas efetuam boas correlações com os resultados *in-situ*, no que diz respeito aos assentamentos no eixo do aterro. No entanto, o mesmo não acontece quando se trata dos assentamentos na extremidade do aterro e os deslocamentos horizontais, os quais apresentam diferenças notórias, possivelmente devido à construção de uma banquetta ou à deposição de terras na lateral do aterro.

### **Palavras-chave:**

Elementos Finitos; Cons2D; aterro; modelação numérica; Quinta da Foja; análise paramétrica.

## **ABSTRACT**

The present dissertation intends to simulate the behavior of a road embankment located at Quinta da Foja, within the context of the construction of A14 Highway connecting Coimbra-Figueira da Foz, using the numerical modeling of the finite elements Cons2D software.

Initially, a theoretical framework is developed, that includes not only fundamental concepts to the interpretation of constitutive laws used, but also important data for the estimation of the soil parameters.

In the second part of this document, an undrained triaxial test containing Baixo Mondego soft soil samples is numerically simulated and then compared with the laboratory tests results in order to validate the model used.

Finally, the embankment modeling aims the comparison with the results obtained of field instrumentation and subsequent parametric analysis, which has the main goal of predicting the models sensitivity to different parameters (depth of the finite element mesh, type of constitutive model, permeability, constructive phasing).

As main conclusions, it appears that the numerical predictions, in general, perform good correlations with the *in situ* results, as regards to the settlements in the embankment axis. However, the same does not occur when it comes to the settlements at the end of the embankment and horizontal displacements, which have notorious differences, probably due to a banquette construction or land deposition on the side of the landfill.

### **Keywords:**

Finite Elements; Cons2D; Embankment; Numerical Modeling; Quinta da Foja; Parametric Analysis.

---

## ÍNDICE DE TEXTO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	2
2.1.	Modelos de comportamento- conceitos teóricos.....	2
2.1.1.	Modelos de “Cam Clay” e “Cam Clay Modificado”.....	2
2.1.2.	Superfície de Estado Limite.....	2
2.1.3.	Parâmetros.....	6
2.2.	Caraterísticas dos solos moles do baixo Mondego.....	7
3.	SIMULAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS.....	10
3.1	Modelo Numérico.....	10
3.1.1	Tipo de Modelo.....	10
3.1.2	Parâmetros do Modelo de Cam Clay Modificado.....	11
3.2	Resultados do cálculo Base.....	11
3.3	Análise paramétrica.....	13
3.3.1	Influência do parâmetro $\lambda$ .....	13
3.3.2	Influência do parâmetro $M$ .....	15
3.3.3	Influência do parâmetro $\kappa$ .....	16
3.3.4	Influência do parâmetro $E$ .....	18
4.	ANÁLISE NUMÉRICA.....	19
4.1	Caraterização do aterro.....	19
4.2	Faseamento construtivo do aterro.....	21
4.3	Malha de elementos finitos.....	23
4.4	Caraterísticas do solo de fundação.....	24
4.5	Análise base.....	26
4.5.1	Modelação dos materiais.....	26
4.5.2	Deslocamentos verticais (assentamentos).....	28

---

4.5.3	Deslocamentos horizontais .....	30
4.5.4	Pressão Intersticial .....	34
4.6	Estudo Paramétrico .....	36
4.6.1	Influência da Profundidade.....	36
4.6.2	Influência do modelo considerado para o solo de fundação.....	43
4.6.3	Influência do modelo considerado para o material do Aterro .....	49
4.6.4	Influência da Permeabilidade do solo de fundação .....	54
4.6.5	Influência da sequência construtiva do aterro .....	61
5.	CONCLUSÕES .....	70
5.1	Propostas para desenvolvimentos de trabalhos futuros .....	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	72

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Superfície estado limite do Modelo de Cam Clay e respetiva projeção no plano $p'$ - $q$ (adaptado de Venda Oliveira, 2000).....	3
Figura 2.2- Interseção da superfície estado limite dos modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado com o plano $e$ - $\ln p'$ (adaptado de Venda Oliveira, 2000).....	4
Figura 2.3- Superfícies de cedência dos modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado. ....	5
Figura 2.4- Parâmetros caraterísticos dos solos moles da “Quinta da Foja”, (adaptado de Coelho, 2000).....	9
Figura 3.1- Modelo (malha de elementos finitos) utilizado na simulação de ensaios triaxiais. ....	10
Figura 3.2- Resultados do cálculo base para os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado: a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas. ....	12
Figura 3.3- Variação do parâmetro $\lambda$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas. ....	14
Figura 3.4- Influência do parâmetro $\lambda$ no índice de vazios e respetivas superfícies de cedência. ....	15
Figura 3.5- Influência do parâmetro $M$ na superfície de cedência e na linha de estado crítico. ....	15
Figura 3.6- Variação do parâmetro $M$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas. ....	16
Figura 3.7- Variação do parâmetro $\kappa$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas. ....	17
Figura 3.8- Influência do valor de $\kappa$ no diagrama $\ln p'$ - $e$ . ....	17
Figura 3.9- Variação do parâmetro $E$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas. ....	18
Figura 4.1- Localização aproximada do aterro em estudo (fonte: Google – Imagens Digital Globe).....	19
Figura 4.2- Perfil geotécnico da secção 9+425 Km, com indicação das sondagens e da instrumentação instalada.....	20

---

Figura 4.3- Geometria do aterro. ....	21
Figura 4.4- Faseamento construtivo real e os casos implementados numericamente (Casos A e B). ....	22
Figura 4.5- Faseamento construtivo do aterro ao longo do tempo. ....	22
Figura 4.6- Assentamentos no eixo do aterro para o Caso A e Caso B. ....	23
Figura 4.7- Malha de elementos finitos. ....	24
Figura 4.8- Elemento 31 da malha de elementos finitos. ....	24
Figura 4.9- Materiais constituintes da malha. ....	25
Figura 4.10- Localização dos nós da malha onde vão ser medidos os assentamentos. ....	28
Figura 4.11- Comparação dos assentamentos obtidos por via numérica e medidos <i>in-situ</i> no eixo do aterro. ....	29
Figura 4.12- Comparação dos assentamentos obtidos por via numérica e medidos <i>in-situ</i> na extremidade do aterro. ....	29
Figura 4.13- Valores dos deslocamentos verticais, para a análise base em diferentes instantes temporais. ....	30
Figura 4.14- Localização de três dos pontos e das prumadas onde foram analisadas as evoluções dos deslocamentos ao longo da malha. ....	30
Figura 4.15- Deslocamentos horizontais em função do tempo: a) Prumada A; b) Prumada B; c) Prumada C. ....	31
Figura 4.16- Deslocamentos horizontais na prumada B ( $x=14,7m$ ): a) $t=135$ dias (valores numéricos e <i>in-situ</i> ); b) $t=160$ dias (valores numéricos e <i>in-situ</i> ) ; c) $t=190$ dias (valores numéricos e <i>in-situ</i> ); d) $t=500$ dias; e) $t=6000$ dias. ....	32
Figura 4.17- Deslocamento máximo horizontal em função do assentamento máximo. ....	34
Figura 4.18- Prumada de medição das pressões intersticiais, mais especificamente os nós 215 e 383. ....	35
Figura 4.19- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 215 ( $z=1$ m) e 383 ( $z=4$ m). ....	35
Figura 4.20- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para vários instantes temporais. ....	36
Figura 4.21- Malhas de elementos finitos com as várias profundidades em estudo. ....	37
Figura 4.22- Influência da profundidade da malha nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro. ....	37
Figura 4.23- Influência da profundidade da malha nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro. ....	38
Figura 4.24- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....	39
Figura 4.25- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B ( $x=14,7m$ ): a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....	40

---



---

Figura 4.26- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 ( $z= 1\text{m}$ )...41	41
Figura 4.27- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 ( $z= 4\text{m}$ )...41	41
Figura 4.28- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) $t=500$ dias e d) $t=6000$ dias. ....42	42
Figura 4.29- Influência do tipo de modelo nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro. ....44	44
Figura 4.30- Influência do tipo de modelo nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro. ....44	44
Figura 4.31- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....45	45
Figura 4.32- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B ( $x=14,8\text{m}$ ): a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....46	46
Figura 4.33- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 ( $z= 1\text{m}$ )...47	47
Figura 4.34- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 ( $z= 4\text{m}$ )...47	47
Figura 4.35 - Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) 500 dias e d) 6000 dias. ....48	48
Figura 4.36- Influência dos parâmetros do material de aterro nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro. ....49	49
Figura 4.37- Influência dos parâmetros do material de aterro nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro. ....50	50
Figura 4.38- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....50	50
Figura 4.39- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B ( $x=14,8\text{m}$ ): a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....51	51
Figura 4.40- Valores dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 215.....52	52
Figura 4.41- Valores dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 383.....52	52
Figura 4.42- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) $t= 500$ dias e d) $t=6000$ dias. ....53	53
Figura 4.43- Influência da permeabilidade nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro. ....55	55
Figura 4.44- Influência da permeabilidade nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro. ....55	55
Figura 4.45- Influência da permeabilidade na evolução temporal dos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro b) na extremidade do aterro. ....56	56
Figura 4.46- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....57	57
Figura 4.47- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B ( $x=14,8\text{m}$ ): a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias. ....58	58

---

---

Figura 4.48- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 ( $z= 1m$ )...59	59
Figura 4.49- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 ( $z= 4m$ )...59	59
Figura 4.50- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) $t=500$ dias e d) $t=6000$ dias. ....60	60
Figura 4.51- Faseamento construtivo de cada Análise.....61	61
Figura 4.52- Influência da sequência construtiva (casos 1 e 2) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro; b) na extremidade do aterro.....63	63
Figura 4.53- Influência da sequência construtiva (casos 3 e 4) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro; b) na extremidade do aterro.....63	63
Figura 4.54- Influência da sequência construtiva (casos 5 e 6) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro b) na extremidade do aterro.....64	64
Figura 4.55- Previsão da evolução temporal dos assentamentos para o eixo do aterro. ....65	65
Figura 4.56- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias.....66	66
Figura 4.57- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B ( $x=14,8m$ ): a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias ; c) $t=500$ dias; d) $t=6000$ dias.....67	67
Figura 4.58- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 ( $z= 1m$ )...68	68
Figura 4.59- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 ( $z= 4m$ )...68	68
Figura 4.60- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a) $t=135$ dias; b) $t=190$ dias; c) $t=500$ dias e d) $t=6000$ dias. ....69	69

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1- Parâmetros caraterísticos das linhas de consolidação virgem e linha de estado crítico do solo num estado reconstituído (Coelho, 2000).....	8
Quadro 3.1- Parâmetros elásticos e plásticos para o solo mole do Baixo Mondego.....	11
Quadro 3.2- Valores utilizados na análise paramétrica. ....	13
Quadro 4.1- Parâmetros estimados a partir de ensaios laboratoriais realizados sobre amostras de solos moles do Baixo Mondego (Coelho,2000). ....	25
Quadro 4.2- Valores dos coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal para cada camada. ....	26
Quadro 4.3- Parâmetros dos materiais do solo de fundação.....	27
Quadro 4.4- Parâmetros elastoplásticos dos materiais do solo de fundação. ....	27
Quadro 4.5- Parâmetros do aterro.....	28
Quadro 4.6- Parâmetros do solo considerados nas análises do solo de fundação. ....	43
Quadro 4.7- Parâmetros considerados nas análises do material de aterro.....	49
Quadro 4.8- Valores considerados para permeabilidade do solo de fundação.....	54

## SIMBOLOGIA

$c'$  - coesão em termos de tensões efetivas

$C_c$  - índice de compressibilidade

$C_r$  - índice de recompressibilidade

$e$  - índice de vazios

$e_{\lambda 0}$  - índice de vazios de referência para a  
tensão hidrostática unitária ( $p'=1$ )

$e_k$  - índice de vazios para a tensão  $p'=1$   
numa determinada linha  $k$

$E$  - módulo de Young

$H$  aterro- altura do aterro

$\kappa$  - parâmetro correspondente ao declive da  
linha de descarga/recarga

$k$  - coeficiente de permeabilidade

$K_0$  - Coeficiente de impulso em repouso

$k_v$  - coeficiente de permeabilidade vertical

$k_h$  - coeficiente de permeabilidade  
horizontal

$M$  - declive da linha de estado crítico

$N$  - volume específico do solo na linha de  
consolidação virgem isotrópica para um  
valor unitário de  $p'$ .

$N_0$  - volume específico do solo na linha de  
consolidação virgem anisotrópica para um  
valor unitário de  $p'$

$p'$  - tensão hidrostática efetiva

$p'_c$  - tensão de pré-consolidação

$q$  - tensão distorcional

$\epsilon_a$  - extensão axial

$T$  - parâmetro correspondente ao índice de  
vazios da linha de estado crítico para um  
valor unitário de  $p'$

$\lambda$  - declive da linha de consolidação virgem

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\gamma_{sat}$  - peso volúmico saturado

$\phi'$  - ângulo de resistência ao corte em termos  
de tensões efetivas

$\Delta Y$  - deslocamentos máximos horizontais

$\Delta s$  - valor dos assentamentos máximos

$\Delta u$  - excessos de pressões intersticiais

### Siglas e abreviaturas:

BN- Bloco de nivelamento

CC- Cam Clay

CCM- Cam Clay Modificado

IVD- Tubo inclinométrico sub-vertical do  
lado direito

IVE- Tubo inclinométrico sub-vertical do  
lado esquerdo

L.E.C- Linha de estado crítico

OCR- Grau de sobreconsolidação

P- Piezómetro de tubo aberto

PN-Placa de Nivelamento

S.E.L- Superfície de estado limite

## 1. INTRODUÇÃO

Desde o início da civilização que o Homem se tem adaptado e moldado o espaço à sua volta. Assim, com o progressivo aumento da população, associada à escassez de meios e locais favoráveis à construção, houve necessidade de tirar proveito dos avanços tecnológicos para o aproveitamento do espaço existente e reestruturação dos locais que jamais poderiam ser explorados sem qualquer medida de mitigação ou reforço. Sabendo que, de um modo geral, os grandes pólos económicos, industriais e populacionais se encontram em zonas litorais, caracterizada pela abundância de solos aluvionares, cedo se foi percebendo que havia necessidade de caracterizar estes solos, conhecidos pela falta de resistência e elevada compressibilidade.

Com este trabalho pretende-se analisar o comportamento de um aterro rodoviário construído sobre um solo de fundação com fracas características geotécnicas, situado no km 9+425 da autoestrada A14 que faz ligação entre Coimbra e Figueira da Foz, e comparar os resultados numéricos obtidos com os resultados registados *in-situ*.

A análise numérica é efetuada através do programa de elementos finitos Cons2D, desenvolvido no laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, com capacidade para efetuar análises bidimensionais (2D) com consolidação acoplada, tendo presentemente diversos modelos elastoplásticos, tanto isotrópicos, como anisotrópicos. A par com a análise numérica será efetuado um estudo paramétrico complementar com o objetivo de perceber qual a influência de vários parâmetros no comportamento da obra, tanto em termos de deslocamentos verticais e horizontais, como na variação da pressão intersticial.

De modo a perceber qual a dinâmica desta dissertação, passa-se a descrever sumariamente o conteúdo de cada capítulo. No capítulo 2 é feito um enquadramento teórico acerca dos modelos constitutivos do solo e dos vários parâmetros inerentes a esses modelos. No 3, simula-se um ensaio triaxial não drenado de solos moles do Baixo Mondego e faz-se a comparação com os valores de ensaios laboratoriais. Efetua-se também um estudo da sensibilidade do solo a determinados parâmetros permitindo perceber qual a melhor gama de valores a utilizar para cada um destes. No capítulo 4 são abordados aspetos importantes para a modelação numérica, como a caracterização do aterro, do solo de fundação e da malha de elementos finitos, estudando-se um caso base o qual é tomado por referência num estudo paramétrico. E por fim, o capítulo 5, onde se encontram as principais conclusões deste trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Modelos de comportamento- conceitos teóricos

Tendo em conta que irá ser feita uma análise numérica e um estudo paramétrico acerca do comportamento de um aterro executado sobre solos moles há que ter bem presentes alguns conceitos teóricos sobre os modelos que irão ser utilizados, os quais são sucintamente apresentados.

#### 2.1.1 Modelos de “Cam Clay” e “Cam Clay Modificado”

Os modelos “Cam Clay” e “Cam Clay Modificado” surgiram nos anos sessenta do século XX, por uma equipa de investigadores de Cambridge liderada por Roscoe, com o objetivo de caracterizar o comportamento tensão-extensão do solo, recorrendo a parâmetros característicos do solo em questão, parâmetros esses que irão ser abordados no decorrer deste capítulo. O modelo inicial de Cam Clay foi alvo de alterações, tendo em 1967 surgido o Modelo de Cam Clay Modificado, proposto por Burland, e em 1968 o modelo de Cam Clay Modificado Revisto, por Burland e Roscoe (Burland e Roscoe, 1968).

#### 2.1.2 Superfície de Estado Limite

Os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado, são modelos elastoplásticos com endurecimento, podendo ser representados no espaço  $(p', q, e)$  (Figura 2.1a), ou de forma simplificada no plano  $(p', q)$  (Figura 2.1b), correspondendo  $p'$  à tensão hidrostática efetiva,  $q$  à tensão distorcional e  $e$  ao índice de vazios.

O ponto representativo de um estado  $(p', q, e)$  pode localizar-se no interior do domínio ou sobre a fronteira deste, sendo esta fronteira denominada por superfície de estado limite (S.E.L.). Se o ponto estiver no interior do domínio o comportamento é elástico, ao passo que se o ponto estiver sobre a fronteira, desloca-se sobre esta e desencadeia o aparecimento de deformações plásticas (Venda Oliveira, 2000).

Na Figura 2.1b) encontra-se representada a projeção da superfície estado limite (S.E.L.) do modelo Cam Clay no plano  $p'-q$ , sendo esta interseccionada pela linha de estado crítico (L.E.C.).

Quando a amostra atinge o estado crítico, graficamente representada pela interseção da superfície de cedência com a linha de estado crítico (L.E.C), sabe-se que a amostra não sofre alteração do estado de tensão ou de volume (Venda Oliveira et al, 2010).

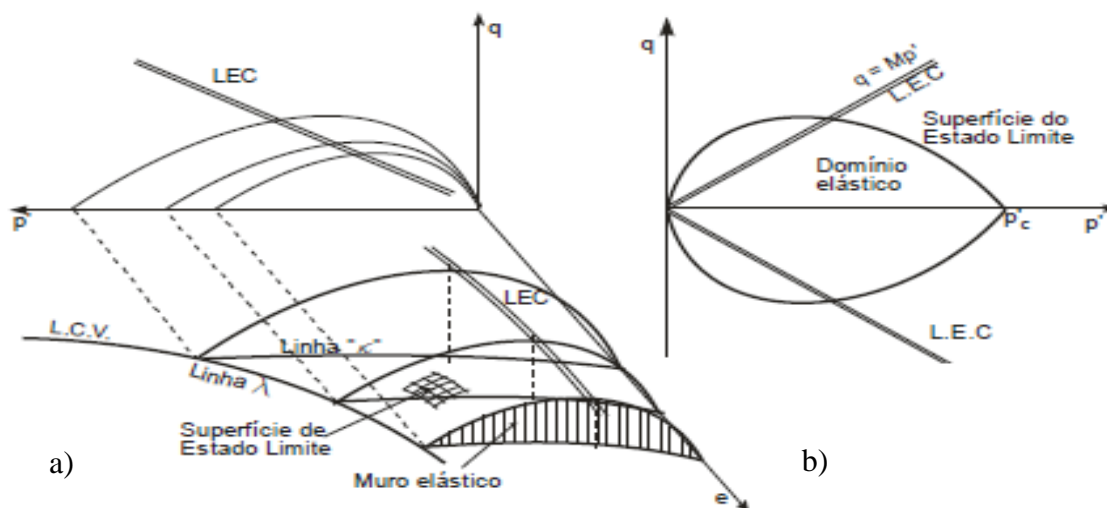


Figura 2.1- Superfície estado limite do Modelo de Cam Clay e respetiva projeção no plano  $p'$ - $q$  (adaptado de Venda Oliveira, 2000).

#### ▪ Linha de estado crítico

A linha de estado crítico pode ser definida de acordo com as seguintes expressões:

$$q = M \times p' \quad [2.1]$$

$$e = \Gamma - \lambda \ln p' \quad [2.2]$$

correspondendo  $M$  ao declive da linha de estado crítico e  $\Gamma$  ao índice de vazios da linha de estado crítico para  $p'=1$  (Figura 2.2).

#### ▪ Linha de consolidação virgem (linha $\lambda$ )

A linha de consolidação virgem, representa-se pela seguinte expressão:

$$e = e_{\lambda 0} - \lambda \ln p' \quad [2.3]$$

sendo  $e_{\lambda 0}$  o índice de vazios de referência para a tensão hidrostática unitária ( $p'=1$ ) e  $\lambda$  o declive da linha de consolidação virgem (L.C.V) (Figura 2.2).

- **Linha de Descarga/Recarga (linha  $\kappa$ )**

As linhas de descarga/recarga definem-se através da seguinte equação:

$$e = e_k - k \ln p' \quad [2.4]$$

correspondendo  $k$  ao declive da linha de descarga/recarga e  $e_k$  ao índice de vazios para a tensão  $p'=1$  numa determinada linha  $k$  (Figura 2.2).

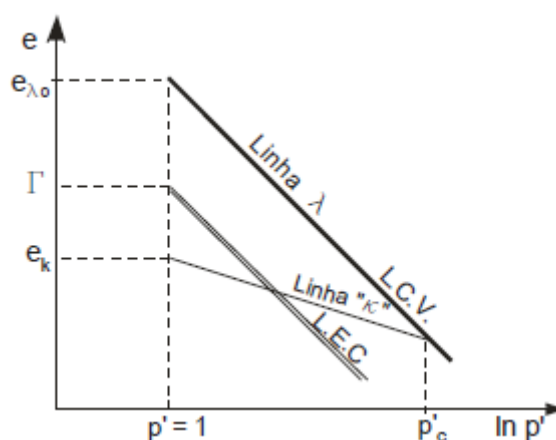


Figura 2.2- Interseção da superfície estado limite dos modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado com o plano  $e-\ln p'$  (adaptado de Venda Oliveira, 2000).

- **Conceito de Muro Elástico**

Com o objetivo de melhor compreender o funcionamento dos modelos elastoplásticos de Cambridge e de estabelecer uma distinção entre a ocorrência de deformações recuperáveis e irreversíveis, estabelece-se o conceito de muro elástico, ou “*Elastic Wall*”. O muro elástico é formado por parte da superfície cilíndrica com geratriz vertical e paralela ao eixo  $q$ , apoiada numa linha  $k$ , no interior da superfície estado limite (Venda Oliveira, 2000), tal como se pode observar na Figura 2.1a). É de notar que existe um número infinito de muros elásticos, estando associados a uma superfície de cedência particular (Atkinson e Bransby, 1978) e a uma determinada linha  $k$ .

A trajetória ao longo de determinada linha  $k$  determina a ocorrência de deformações elásticas, pelo que no interior de um dado muro elástico existem apenas deformações reversíveis. No entanto, a mudança de muro elástico e conseqüente mudança de linha  $k$ , repercute-se no



aparecimento de deformações irreversíveis, assim sendo, a mudança de muro elástico implica o aparecimento de deformações plásticas.

▪ **Superfície de Cedência**

A principal diferença entre os modelos Cam Clay e Cam Clay Modificado é a forma da superfície de cedência, uma vez que os parâmetros que caracterizam ambos os modelos são os mesmos. As superfícies de cedência de ambos os modelos, representadas na Figura 2.3, são definidas tendo por base uma determinada tensão de pré consolidação  $p'_c$ , à qual está associado um determinado índice de vazios,  $e_k$ , e podem ser definidas de acordo com as seguintes expressões:

Modelo Cam Clay

$$\ln \frac{p'_c}{p'} - \frac{q}{M} = 0 \leftrightarrow q = p' \times M \times \ln \frac{p'_c}{p'} \quad [2.5]$$

Modelo Cam Clay Modificado

$$\frac{q^2}{M^2} + p' \times (p' - p'_c) = 0 \leftrightarrow q = \sqrt{M^2 \times p' \times (p'_c - p')} \quad [2.6]$$

É notória a diferença de forma das superfícies de cedência de ambos os modelos de Cambridge, sendo o modelo Cam Clay caracterizado por uma superfície de cedência em forma amendoada, enquanto o modelo de Cam Clay Modificado apresenta uma superfície elítica (Figura 2.3).

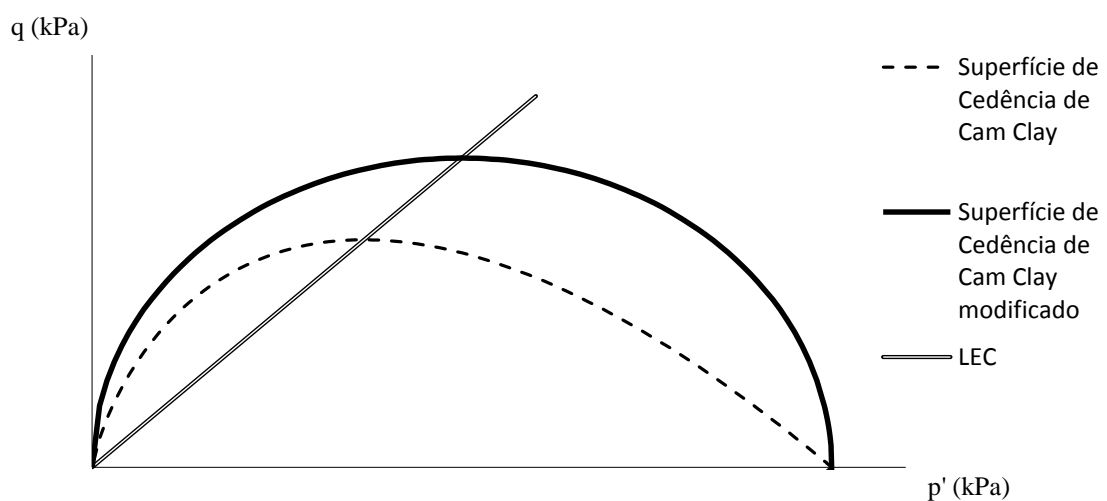


Figura 2.3- Superfícies de cedência dos modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado.

### 2.1.3 Parâmetros

Os modelos de Cambridge pretendem expressar a elasticidade e a plasticidade em termos matemáticos (Atkinson e Bransby, 1978). Tratando-se de modelos elastoplásticos, são necessários parâmetros elásticos ( $E$  e  $\nu$ ) e plásticos ( $M$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$  e  $e_{\lambda 0}$ ) para prever o comportamento tensão-extensão dos solos em estudo. Seguidamente descreve-se cada um deles e indica-se como se podem obter por via analítica.

#### ▪ Parâmetros elásticos

O módulo de Young ( $E$ ), nos modelos de Cambridge, corresponde ao módulo de deformabilidade isotrópico, podendo de acordo com Truong e Magnan (1977) ser estimado da seguinte forma:

$$E = \frac{3(1+e_0)(1-2\nu')}{\kappa} p'c \quad [2.7]$$

Estudos anteriores revelaram que a Expressão [2.7] para o cálculo do módulo de Young leva a valores aceitáveis para graus de sobreconsolidação baixos, sendo sempre preferível optar por resultados experimentais caso tal seja possível (Venda Oliveira, 2000).

Quanto ao coeficiente de Poisson, Tuong e Magnan (1977) e Brito e Gunn (1987) consideram que em análises em termos de tensões efetivas, é razoável que este assumira valores entre 0,30 e 0,35.

#### ▪ Parâmetros Plásticos

Os parâmetros  $\lambda$  e  $\kappa$  podem ser determinados a partir das expressões [2.8] e [2.9].

$$\lambda = \frac{Cc}{\ln 10} \quad [2.8]$$

$$\kappa \cong \frac{Cs}{\ln 10} \quad [2.9]$$

sendo  $Cc$  o coeficiente de compressibilidade e  $Cs$  o coeficiente de recompressibilidade/expansibilidade, ambos obtidos a partir de ensaios edométricos.

No entanto, pode-se estimar o parâmetro  $\kappa$  aproximando-o a um valor entre  $\lambda/5$  e  $\lambda/3$ , (Brito e Gunn, 1987). Ou, mais especificamente para o solo mole do Baixo Mondego, este parâmetro

pode variar entre  $\lambda/9$  e  $\lambda/5$  de acordo com ensaios laboratoriais desenvolvidos no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra (Coelho, 2000).

Quanto ao parâmetro  $M$ , como este corresponde ao declive da linha de estado crítico, pode ser determinado através da trajetória  $p'$ - $q$  resultante de ensaios triaxiais. É no entanto necessário garantir que as deformações sejam elevadas na fase de corte, de forma a serem atingidas as condições de estado crítico (Venda Oliveira, 2000).

O parâmetro  $e_{\lambda 0}$  corresponde ao índice de vazios de referência para a tensão hidrostática  $p'=1$ , e pode ser determinado a partir da linha de consolidação virgem isotrópica no plano  $e$ - $\ln p'$  (expressão 2.10).

$$\lambda = \frac{e_{\lambda 0} - e_c}{\ln\left(\frac{p'_c}{1}\right)} \leftrightarrow \lambda \times \ln(p'_c) = e_{\lambda 0} - e_c \leftrightarrow e_{\lambda 0} = \lambda \times \ln(p'_c) + e_c \quad [2.10]$$

## 2.2 Características dos solos moles do baixo Mondego

Em conformidade com o trabalho que tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos últimos anos no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra, no presente item apresentam-se as principais características dos solos moles do Baixo Mondego, tendo em vista a obtenção de parâmetros para a sua modelação numérica.

O local de recolha de amostras utilizadas nas análises laboratoriais localiza-se na “Quinta da Foja”, em Montemor-o-Velho, junto à autoestrada A14. Os solos provenientes deste local têm vindo a ser largamente estudados não só com o objetivo de tentar prever o seu comportamento (Coelho, 2000; Venda Oliveira et al., 2010), mas também para o desenvolvimento de medidas de mitigação, face à fraca resistência e alta compressibilidade destes solos (Correia, 2011).

O depósito de solos moles da “Quinta da Foja” localiza-se na bacia hidrográfica do rio Mondego, sendo solos de origem sedimentar, com uma composição granulométrica rica em silte e elevada quantidade de matéria orgânica, sendo esta última a grande responsável pela elevada compressibilidade (Coelho, 2000).

A caracterização do solo e das suas propriedades foi baseada nos trabalhos laboratoriais desenvolvidos por Coelho (2000) e Correia (2011), os quais se resumem no Quadro 2.1 e na Figura 2.4.

Quadro 2.1- Parâmetros característicos das linhas de consolidação virgem e linha de estado crítico do solo num estado reconstituído (Coelho, 2000).

Tipo de Consolidação	Parâmetros da LCV		Parâmetros da LEC					
	N ou $N_0$	$\lambda$	Corte em Compressão			Corte em Extensão		
			$\Gamma_c$	$\lambda_c$	$M_c$	$\Gamma_e$	$\lambda_e$	$M_e$
<b>Isotrópica</b>	2.686	0.140	2.634	0.143	1.481	2.633	0.143	1.086
<b>Anisotrópica</b>	2.772	0.163	2.675	0.145	1.540	2.669	0.159	0.988

No que diz respeito ao grau de sobreconsolidação do solo, este encontra-se sobreconsolidado à superfície e normalmente consolidado em profundidade (a partir dos 6 metros), característica comum a solos que sofrem variações sazonais do nível freático.

O valor do peso volúmico sofre algumas oscilações ao longo do estrato, com maior expressão entre 1 e 3 metros e por volta dos 10 metros de profundidade. Assim sendo, nas análises numéricas do comportamento do aterro serão usados os valores médios, para cada subcamada, procedendo-se de igual forma para o índice de vazios natural do solo.

O índice de recompressibilidade não tem grande variabilidade ao longo do estrato, rondando sempre valores na gama de 0.1, contrariamente ao que acontece com o índice de compressibilidade, que apresenta oscilações notórias no seu desenvolvimento em profundidade. É de notar o aumento brusco do índice de compressibilidade aos 11 metros de profundidade, provocado possivelmente pela variação das características do solo nessa zona, nomeadamente do teor em matéria orgânica.

Atendendo aos valores da permeabilidade vertical, determinados a partir do coeficiente de consolidação (medido em ensaios edométricos) percebe-se que de um modo geral esta diminui em profundidade, com exceção da faixa entre 2 e 3 metros de profundidade onde toma valores bastante superiores aos restantes. Este facto foi associado por Correia (2011) à existência de fibras vegetais mais ou menos decompostas que atravessam o solo a estas profundidades.

É de destacar a influência da matéria orgânica na descontinuidade dos parâmetros e mesmo no comportamento do solo. Segundo Coelho (2000), a matéria orgânica é, não só a principal responsável pela variabilidade nas características ao longo do estrato, como pela combinação de plasticidade e compressibilidade elevadas com elevada resistência intrínseca do solo em termos de tensões efetivas.

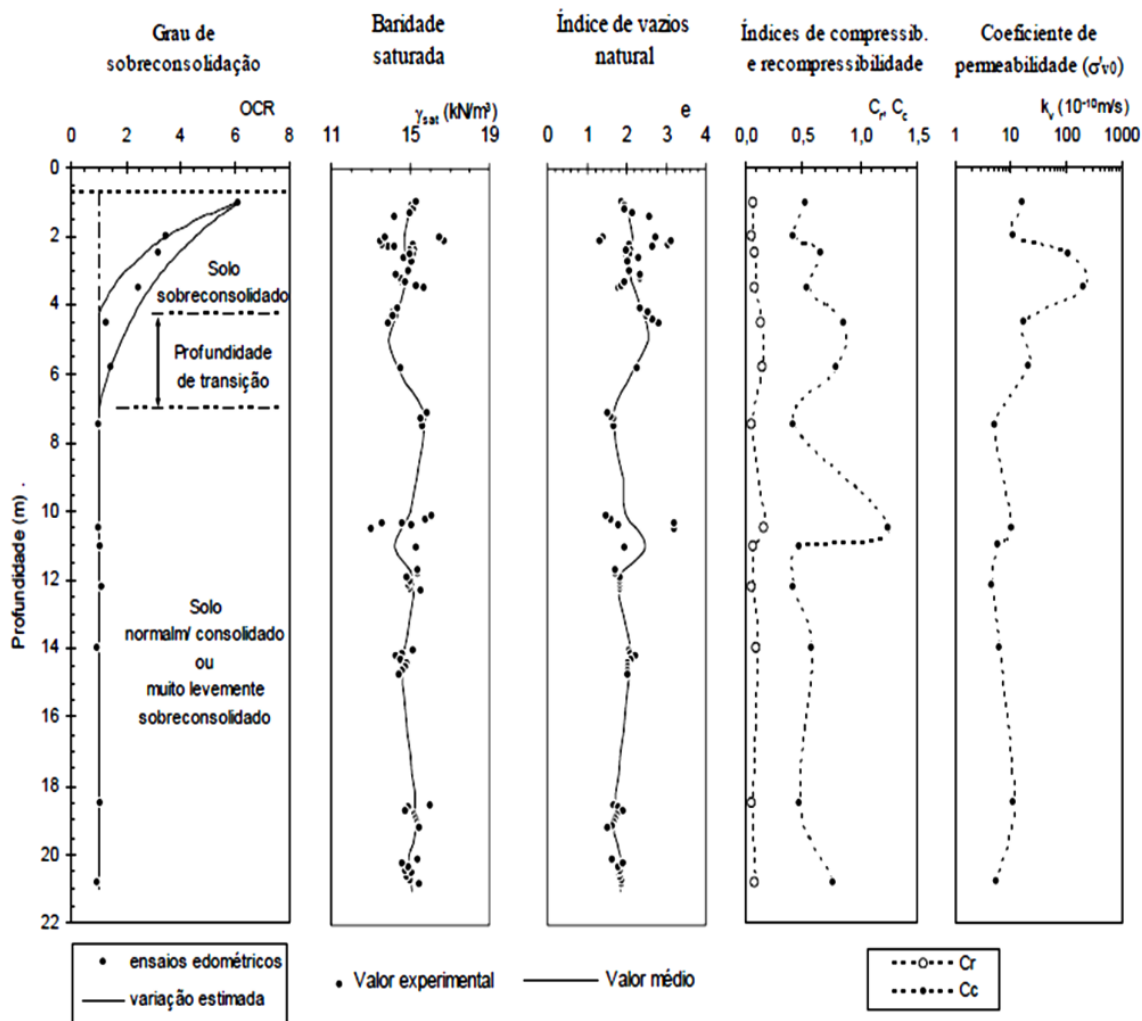


Figura 2.4- Parâmetros caraterísticos dos solos moles da “Quinta da Foja”, (adaptado de Coelho, 2000).

### 3. SIMULAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS

#### 3.1 Modelo Numérico

Tal como referido anteriormente, a análise numérica vai ser efetuada com o programa de elementos finitos Cons2D desenvolvido pelo Laboratório de Geotecnia da Universidade de Coimbra. Simula-se por via numérica o comportamento do solo mole do “Baixo Mondego” obtido em ensaios triaxiais não drenados com provetes normalmente consolidados, recorrendo para o efeito aos modelos constitutivos Cam Clay (CC) e Cam Clay Modificado (CCM), procurando-se simultaneamente validar os modelos. Complementarmente efectua-se uma análise de sensibilidade aos diversos parâmetros de controlo dos modelos estudados.

##### 3.1.1 Tipo de Modelo

O modelo de elementos finitos usado para simular um ensaio triaxial consiste num único elemento isoparamétrico quadrangular de 8 pontos nodais, permitindo o cálculo das pressões intersticiais nos 4 nós de canto (Figura 3.1). As condições de fronteira em termos de deslocamentos restringem o movimento na base, e impedem o deslocamento horizontal numa das laterais do provete, a qual coincide com o seu eixo. Em termos de condições hidráulicas, todas as fronteiras são consideradas impermeáveis, permitindo desta forma a geração das pressões intersticiais em condições não drenadas.

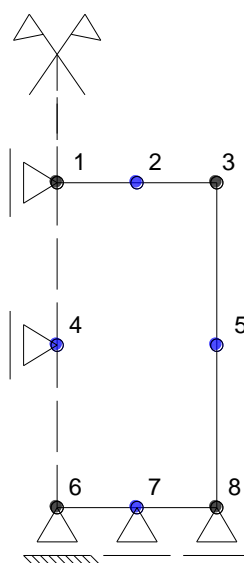


Figura 3.1- Modelo (malha de elementos finitos) utilizado na simulação de ensaios triaxiais.

O tamanho do elemento finito é definido de acordo com as dimensões do provete triaxial ( $H=76$  mm;  $\phi=38$  mm), representando-se unicamente metade do provete, uma vez que existe simetria axial. Desta forma, as análises numéricas apresentadas neste capítulo são efetuadas recorrendo a uma análise axissimétrica.

### 3.1.2 Parâmetros do Modelo de Cam Clay Modificado

A simulação do comportamento com base nos modelos Cam Clay e Cam Clay Modificado requer o conhecimento de dois parâmetros elásticos,  $E$  e  $\nu$ , e de quatro parâmetros plásticos,  $M$ ,  $\lambda$ ,  $\kappa$ , e  $e_{\lambda 0}$ . No Quadro 3.1 apresentam-se os parâmetros utilizados nas análises numéricas seguintes, tendo os mesmos sido obtidos a partir de ensaios edométricos e triaxiais (Coelho 2000, Correia, 2011 e Venda Oliveira et al. 2010).

Quadro 3.1- Parâmetros elásticos e plásticos para o solo mole do Baixo Mondego.

Parâmetros utilizados na análise base					
E (kPa)	$\nu$	$\lambda$	$\kappa$	$e_{\lambda 0}$	M
8000	0.3	0.204	0.03	2.315	1.5

### 3.2 Resultados do cálculo Base

O cálculo base reporta-se à utilização dos parâmetros do Quadro 3.1 para um provete normalmente consolidado ( $OCR=1$ ) sujeito a um ensaio triaxial não drenado de compressão, tendo por objetivo comparar os resultados numéricos com os valores obtidos em laboratório nas mesmas condições. Para tal, particular destaque será dado à análise da evolução da tensão distorcional, da pressão da água nos poros e às trajetórias de tensões efetivas (Figura 3.2).

Na Figura 2.3 a) observa-se que inicialmente existe uma boa correlação entre a análise numérica e os ensaios laboratoriais, o que naturalmente está associado à fase elástica do comportamento. No entanto, para valores de extensão superiores a 2%, as tensões distorcionais obtidas por via numérica diferem dos resultados experimentais, obtendo-se com o modelo de Cam Clay maiores discrepâncias, conduzindo a menores tensões distorcionais. Naturalmente este comportamento estará associado à forma da superfície de cedência do modelo Cam Clay (Figura 2.3).

No domínio da variação das pressões intersticiais, os resultados numéricos obtidos com o modelo de Cam Clay Modificado são semelhantes aos resultados obtidos laboratorialmente, não se constatando o mesmo com o modelo de Cam Clay, que apesar de inicialmente ter uma

evolução similar, a dado ponto, passa a haver uma ligeira diferença entre os valores laboratoriais e os numéricos.

No que toca à evolução da trajetória das tensões efetivas pelos modelos de Cambridge, é de notar que a forma elítica da superfície de cedência de Cam Clay Modificado produz melhores aproximações aos resultados laboratoriais que a superfície de cedência do modelo Cam Clay, indicando que o modelo Cam Clay Modificado é o que se aproxima mais do comportamento do solo mole do Baixo Mondego.

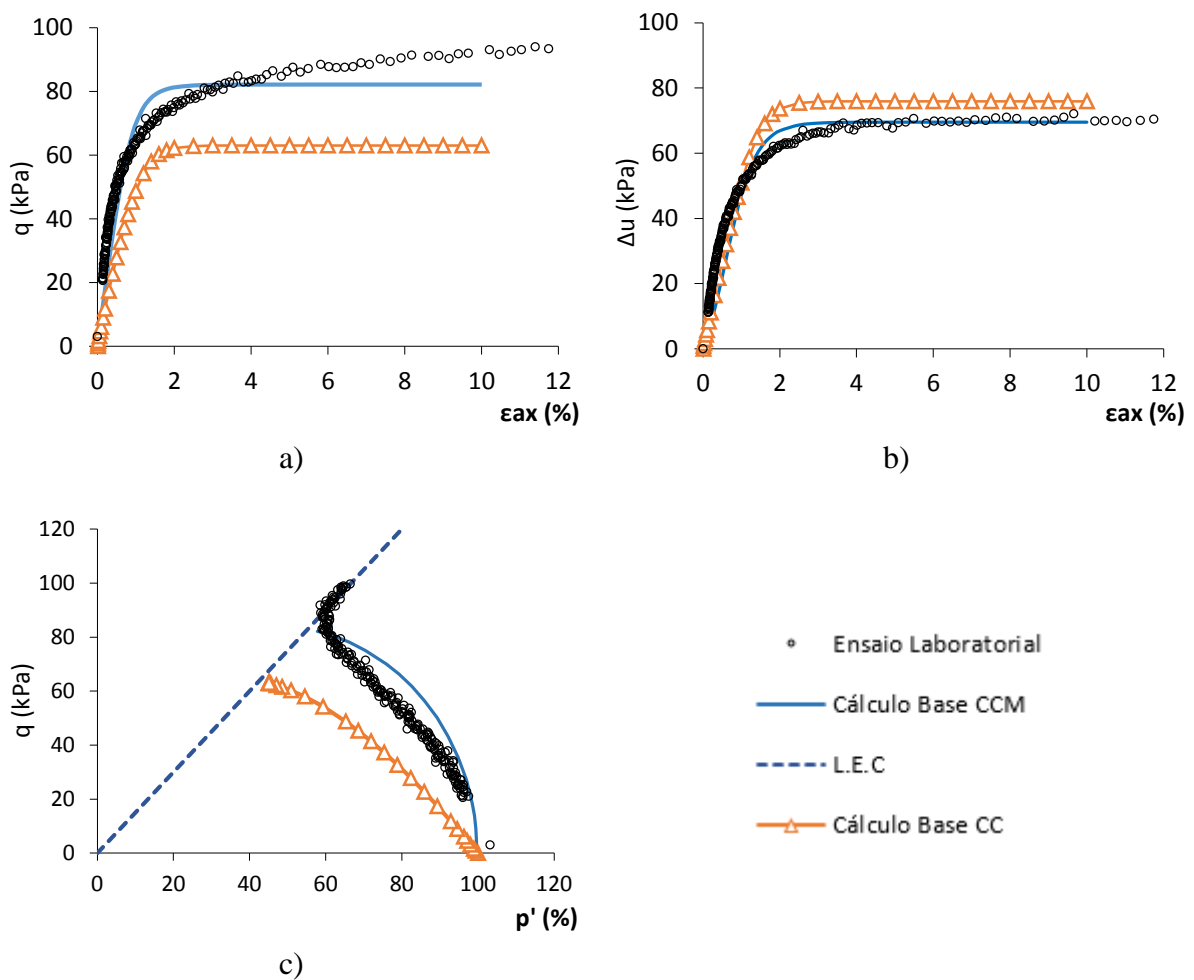


Figura 3.2- Resultados do cálculo base para os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado: a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas.



### 3.3 Análise paramétrica

Sabendo quais os parâmetros necessários para caraterizar o solo pelos modelos elastoplásticos de Cam Clay e Cam Clay Modificado, neste item pretende-se através da variação destes, efetuar um estudo de sensibilidade, com vista a identificar os parâmetros mais influentes no comportamento do solo em análise. Os valores usados na análise paramétrica encontram-se resumidos no Quadro 3.2, tendo-se escolhido um valor abaixo e outro acima dos valores do cálculo base.

Face aos resultados obtidos no item 3.2, o modelo elastoplástico usado no estudo paramétrico será apenas o modelo de Cam Clay Modificado, uma vez que reproduz com maior fidelidade os resultados obtidos experimentalmente.

Quadro 3.2- Valores utilizados na análise paramétrica.

Variação dos parâmetros utilizada na análise paramétrica							
$\lambda_{\text{base}}$	0,204	$M_{\text{base}}$	1,5	$\kappa_{\text{base}}$	0,03	$E_{\text{base}}$ (kPa)	8000
$\lambda_1$	0,15	$M_1$	1,3	$\kappa_1$	0,01	$E_1$ (kPa)	5000
$\lambda_2$	0,25	$M_2$	1,7	$\kappa_2$	0,05	$E_2$ (kPa)	15000

#### 3.3.1 Influência do parâmetro $\lambda$

Atendendo à influência do declive da linha de consolidação virgem,  $\lambda$  (Figura 3.3), constata-se que o valor de 0,15 fornece resultados muito irrealistas, originando uma trajetória de tensões vertical com valores de  $q$  bastante elevados comparativamente com os experimentais, que indica que o material exhibe comportamento elástico até atingir a L.E.C. O comportamento exibido para  $\lambda=0,15$  pode ser explicado com base na Figura 3.4. De facto, a diminuição do declive da linha de consolidação virgem, leva a maiores níveis de tensão isotrópica de pré-consolidação ( $p'_2$ ), o que induz o aumento da superfície de cedência, levando a que a trajetória de tensões atinja primeiro a linha de estado crítico antes da superfície de cedência.

A utilização de um  $\lambda$  igual a 0,25 conduz a resultados muito similares aos do cálculo base. Os resultados indicam que o solo em questão tem alguma sensibilidade em relação ao parâmetro  $\lambda$ , sendo no entanto necessário estreitar a gama de valores admissíveis, cujo valor mínimo pode ser 0,204, uma vez que para a cálculo base existem já boas aproximações.

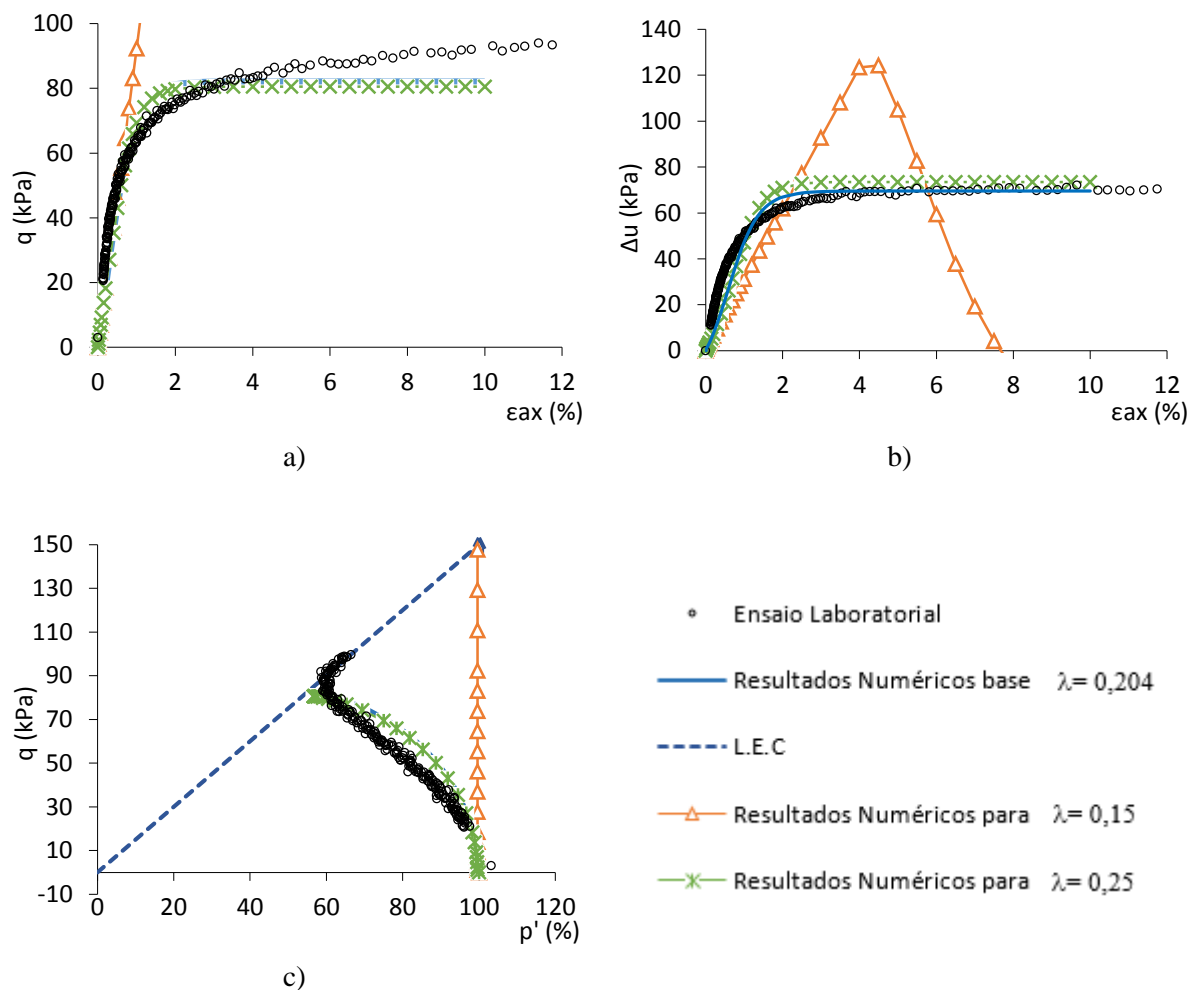


Figura 3.3- Variação do parâmetro  $\lambda$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas.

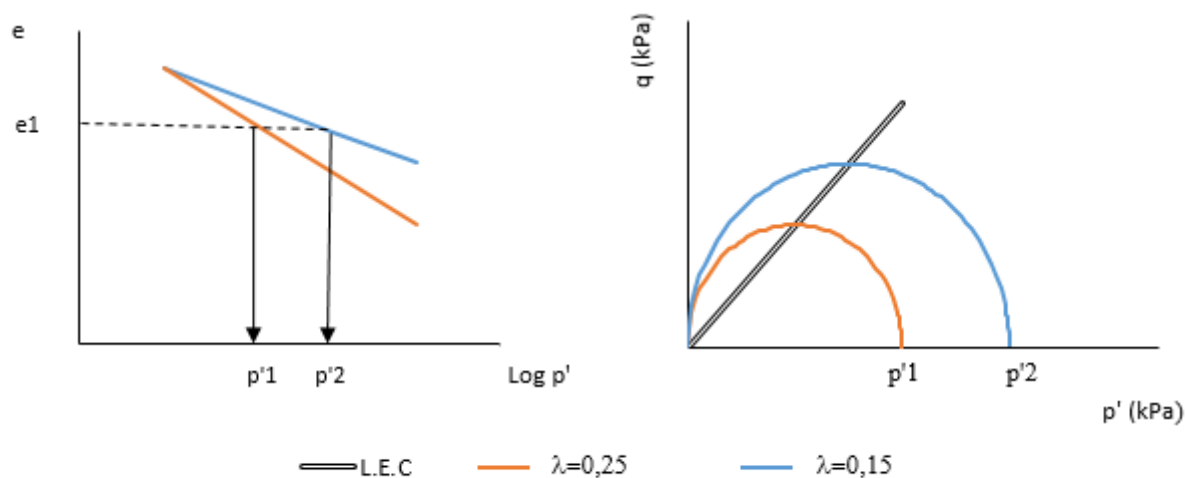


Figura 3.4- Influência do parâmetro  $\lambda$  no índice de vazios e respetivas superfícies de cedência.

### 3.3.2 Influência do parâmetro $M$

A variação do parâmetro  $M$ , provoca alterações no declive da linha de estado crítico e no formato da superfície de cedência. O incremento deste, aumenta o declive da linha de estado crítico e, conseqüentemente, a superfície de cedência expande, como se pode constatar na Figura 3.5. Assim sendo, o aumento de  $M$  provoca também o aumento da tensão distorcional máxima ( $q_{máx}$ ) como pode ser observado na Figura 3.6.

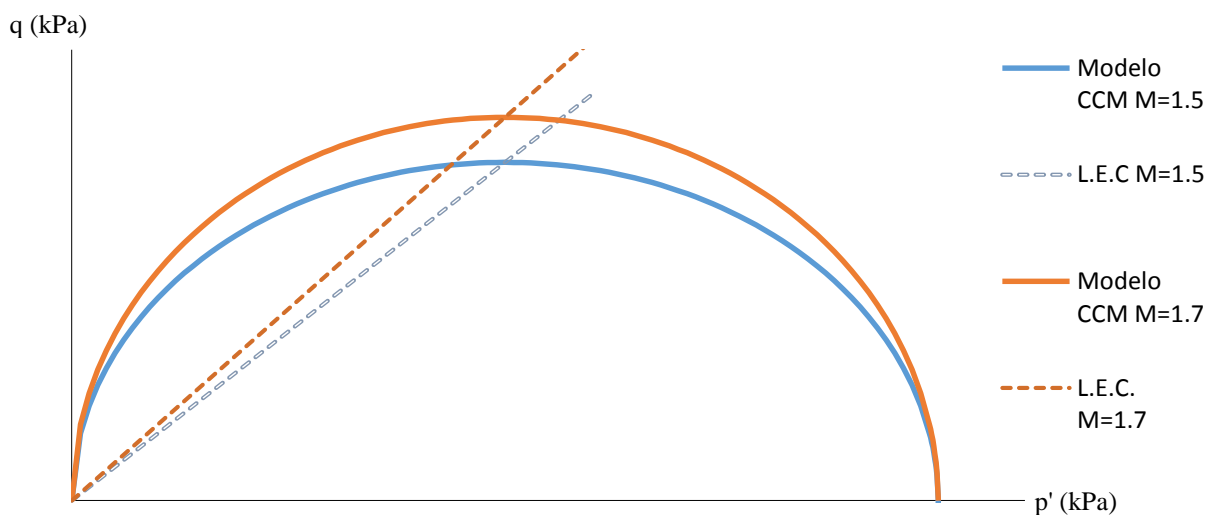


Figura 3.5- Influência do parâmetro  $M$  na superfície de cedência e na linha de estado crítico.

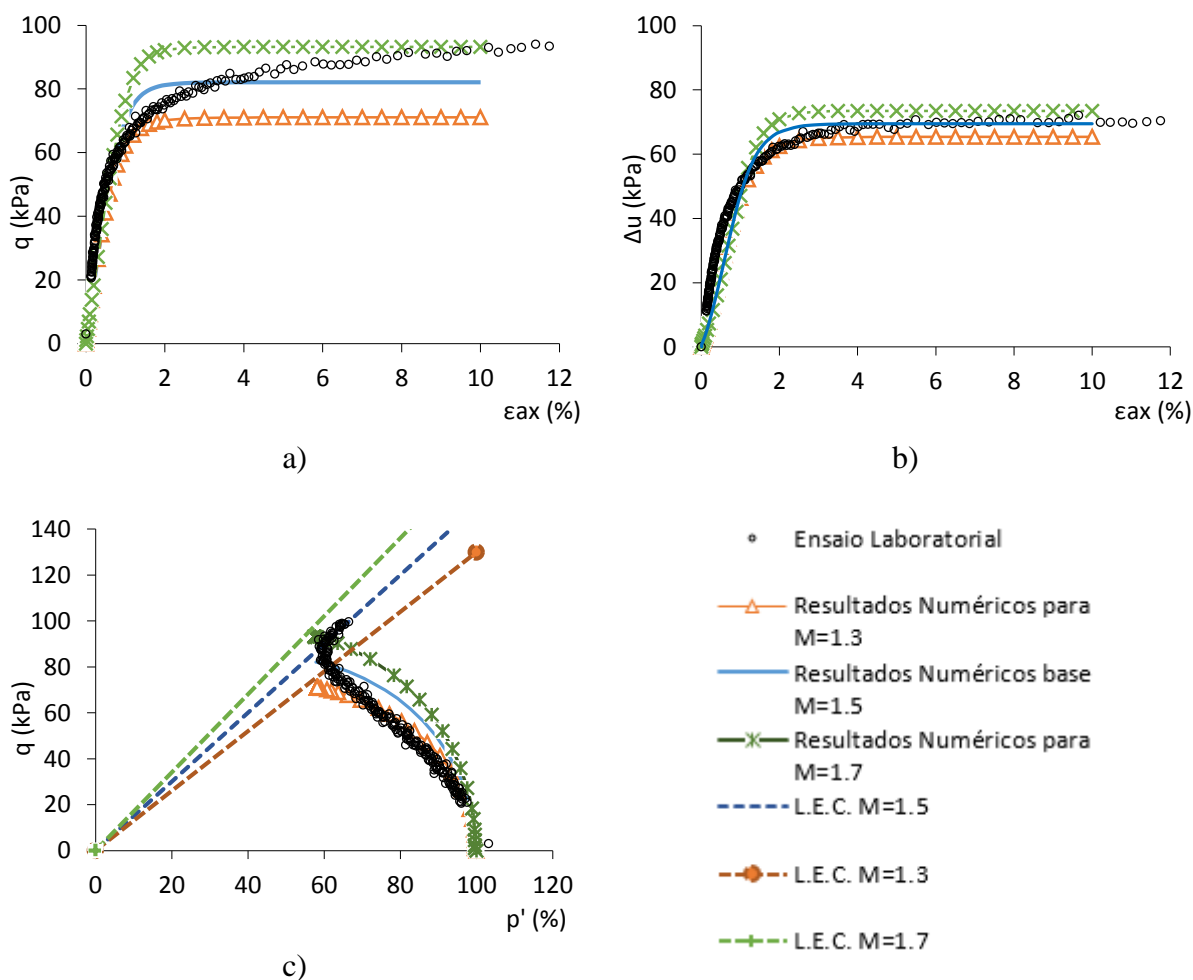


Figura 3.6- Variação do parâmetro  $M$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas.

### 3.3.3 Influência do parâmetro $\kappa$

Como se pode observar a partir da Figura 3.7, a variação do declive da linha de descarga/recarga,  $\kappa$ , conduz a resultados em sentido contrário aos registados aquando do estudo do parâmetro  $\lambda$ , isto é, o aumento de  $\kappa$  conduz a maiores níveis de tensão isotrópica de pré-consolidação ( $p'_2$ , Figura 3.8), o que induz o aumento da superfície de cedência. Atendendo à Figura 3.7, observa-se que os resultados numéricos são similares quaisquer que sejam os valores de  $\kappa$ , obtendo-se boas aproximações dos resultados experimentais, o que leva a crer que valores de  $\kappa$  compreendidos entre 0,01 e 0,05 permitem uma boa caracterização do solo mole do Baixo Mondego.

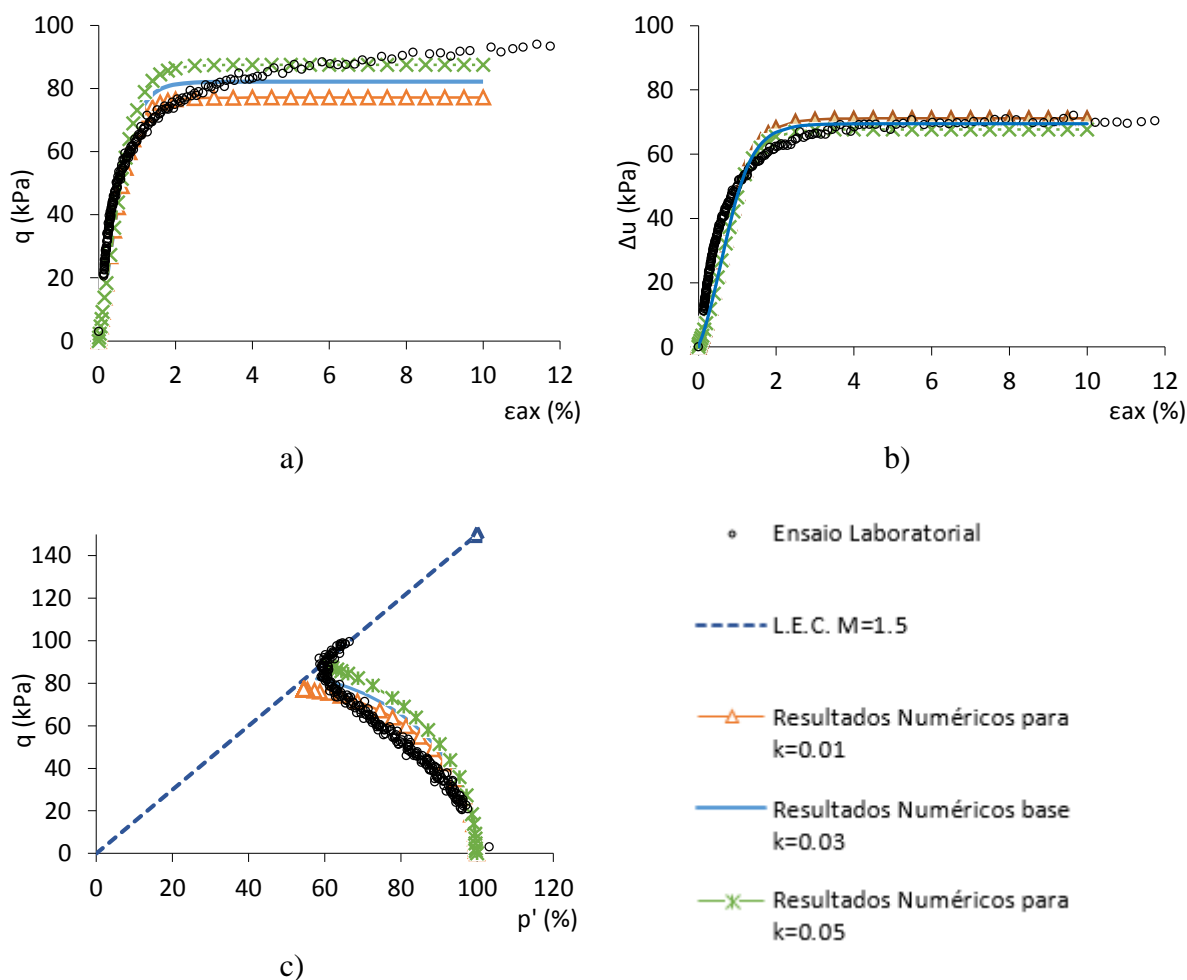


Figura 3.7- Variação do parâmetro  $\kappa$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas.

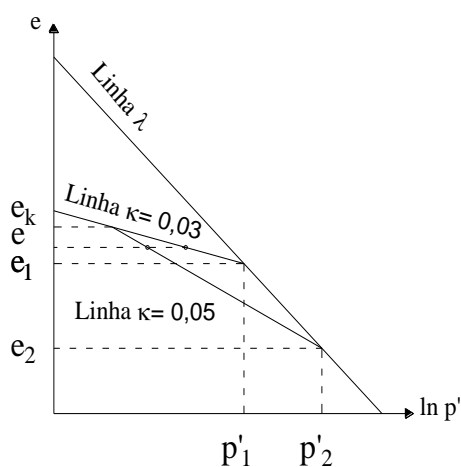


Figura 3.8- Influência do valor de  $\kappa$  no diagrama  $\ln p' - e$ .

### 3.3.4 Influência do parâmetro $E$

A influência do módulo de deformabilidade do solo,  $E$ , é ilustrada na Figura 3.9. Como este parâmetro se relaciona diretamente com a rigidez do solo, valores superiores de  $E$  originam o aumento do declive inicial da tensão distorcional e da pressão da água nos poros, ou seja, para o mesmo nível de tensão o solo está naturalmente suscetível a menores deformações.

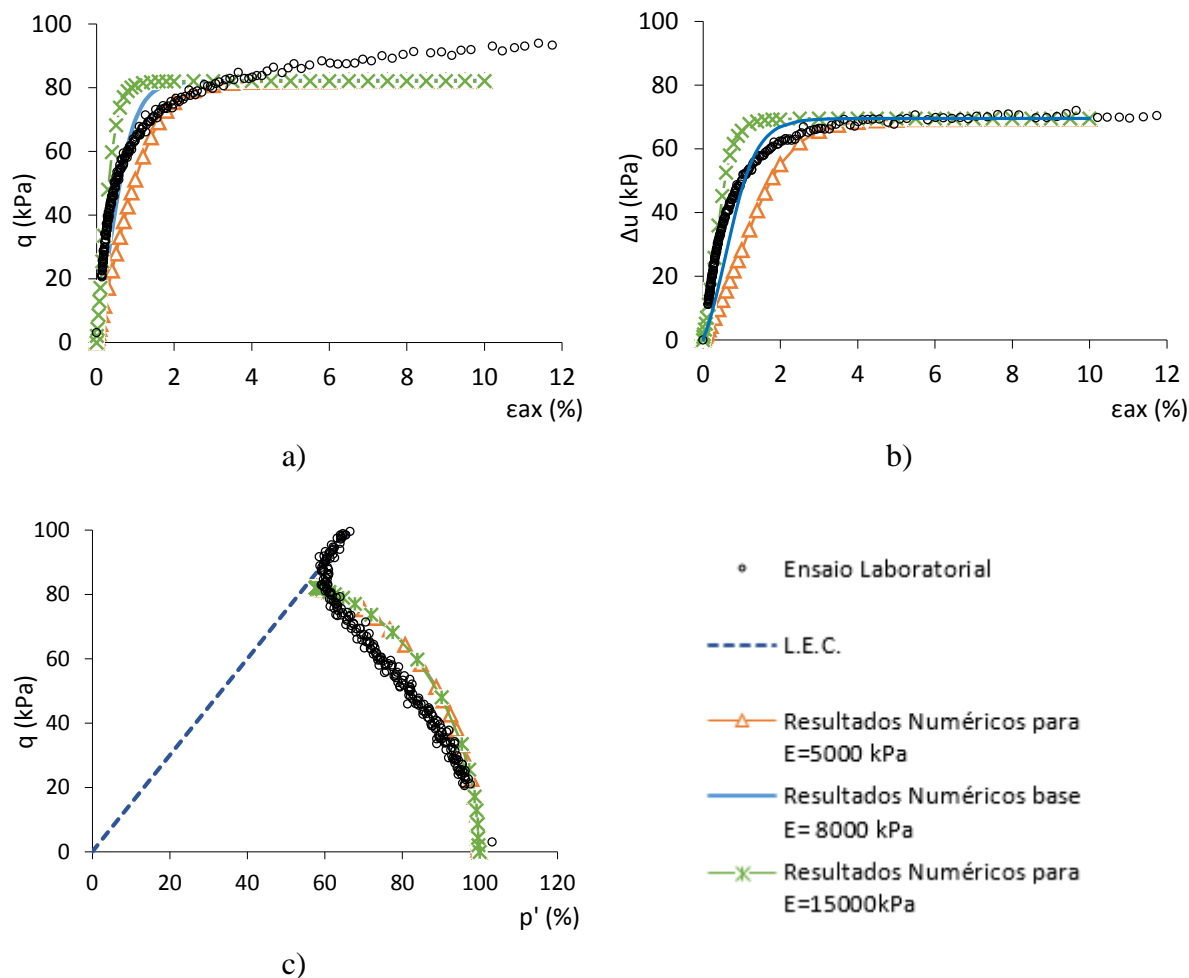


Figura 3.9- Variação do parâmetro  $E$ : a) evolução da tensão distorcional com a deformação axial; b) evolução do excesso de pressão da água nos poros com a deformação axial; c) trajetória de tensões efetivas.

## 4. ANÁLISE NUMÉRICA

### 4.1 Caracterização do aterro

Como referido anteriormente, o aterro a estudar situa-se na secção 9+425 Km da Autoestrada A14, junto à Quinta da Foja, na localidade de Santa Eulália, cujo enquadramento local pode ser observado na Figura 4.1.



Figura 4.1- Localização aproximada do aterro em estudo (fonte: Google – Imagens Digital Globe).

Uma vez que o troço do aterro em estudo se encontra no vale aluvionar do rio Mondego, e consequentemente sobre solos moles, aquando da sua construção, procedeu-se à monitorização deste a fim de se analisarem os assentamentos, os deslocamentos horizontais e as pressões intersticiais ao longo do tempo, procedendo-se, em paralelo, à sua comparação com os valores expectáveis e/ou previstos no projeto.

Durante os trabalhos de prospeção do terreno foram efetuados vários estudos com o objetivo de caracterizar da melhor maneira possível o solo em questão. Assim, foram realizadas várias sondagens complementadas com a colheita de amostras inalteradas com o objetivo de definir o perfil geotécnico na zona de intervenção.

Na Figura 4.2, apresenta-se o perfil geotécnico do solo de fundação, bem como o tipo de instrumentação utilizada para monitorizar o comportamento do aterro. Para medição dos assentamentos, foram instaladas três placas niveladoras, uma no eixo do aterro (T2) e as outras duas em cada uma das extremidades do pé do talude (T1 do lado direito e T3 do lado esquerdo). Para medição das deformações verticais ao longo do perfil do aterro foi ainda instalado um tubo inclinométrico sub-horizontal, o qual no entanto, devido a uma avaria não forneceu quaisquer leituras.

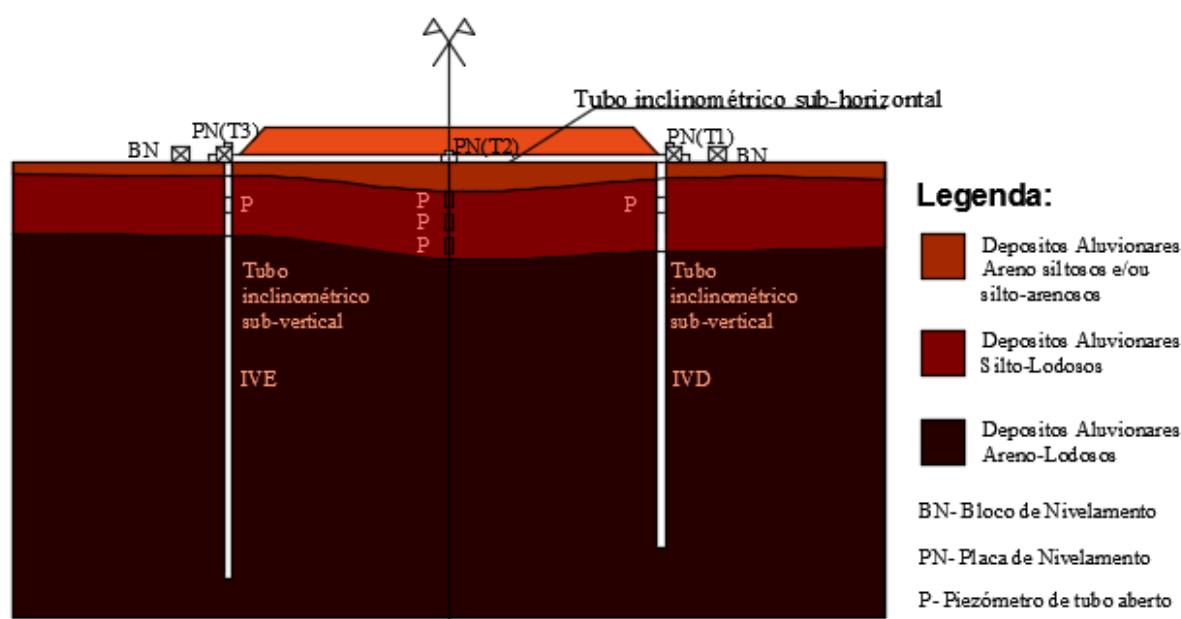


Figura 4.2- Perfil geotécnico da secção 9+425 Km, com indicação das sondagens e da instrumentação instalada.

Para medição dos deslocamentos horizontais, foram colocados dois inclinómetros sub-verticais na extremidade do aterro (IVD e IVE), atingindo profundidades de 20,5 e 25,5 m, respetivamente.

Com o objetivo de avaliar a pressão da água no solo de fundação foram instalados cinco piezómetros hidráulicos de tubo aberto, três dos quais instalados no eixo de simetria do aterro e os restantes localizados nas extremidades deste. Foi ainda possível realizar medições dos níveis de água através dos tubos inclinométricos.

No que toca à geometria, o aterro em estudo tem 29,48m de largura na base e 2,55m de altura, tal como se pode observar na Figura 4.3. No entanto, para efeitos de cálculo, tira-se partido das condições de simetria do aterro, efetuando a análise numérica apenas para metade deste.



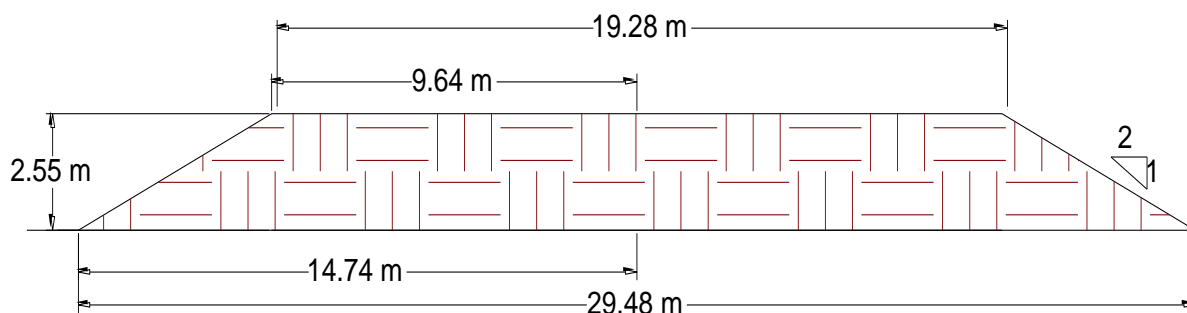


Figura 4.3- Geometria do aterro.

## 4.2 Faseamento construtivo do aterro

Como se trata da construção de um aterro sobre solos altamente compressíveis, o projeto deste foi elaborado tendo como metodologia a construção faseada, cujo objetivo passa por aproveitar o espaço temporal entre cada incremento de carga para o solo consolidar e assim ganhar resistência, e conseqüentemente capacidade de carga, necessária para suportar a camada de aterro subsequente.

Dado o estudo geotécnico não ter definido a profundidade dos solos deformáveis constituintes da fundação, foi necessário averiguar num primeiro, cálculo qual a profundidade mais conveniente para a malha de elementos finitos, aspeto esse analisado no item 4.6.1, no qual se consegue perceber que a profundidade da malha que melhor traduz o caso em estudo é a malha com 31m de profundidade, sendo esta a escolha para o estudo base.

A construção do aterro no programa Cons2D é materializada através da introdução de camadas de elementos finitos em determinados instantes temporais. Este procedimento aproxima o faseamento construtivo adotado na realidade, ainda que durante a construção a força transmitida ao solo de fundação tenha um crescimento gradual ao longo do tempo e não apenas em determinados instantes temporais isolados.

Com o objetivo de perceber qual a melhor forma de simular a construção faseada do aterro, foram analisados numericamente dois casos (Caso A e Caso B), ilustrados na Figura 4.4.

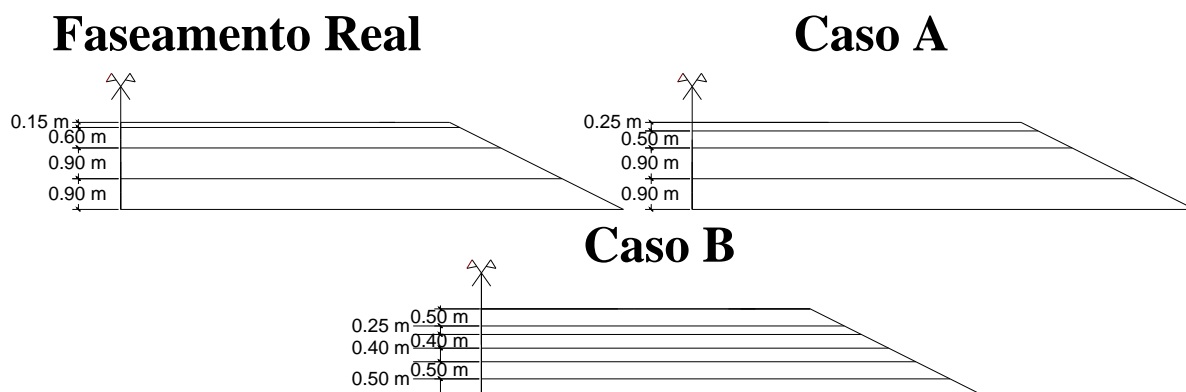


Figura 4.4- Faseamento construtivo real e os casos implementados numericamente (Casos A e B).

Na Figura 4.5 é possível observar o faseamento construtivo do aterro no tempo para cada um dos casos em estudo. Em obra, a construção do aterro foi realizada em quatro fases, sendo a última camada construída 190 dias depois do início do aterro. O caso A, corresponde a uma simulação mais grosseira da situação executada, enquanto no caso B a introdução de camadas de aterro foi subdividida em dois instantes temporais, numa tentativa de aproximar melhor o procedimento construtivo implementado, no qual a colocação de cada camada era prolongada por diversos dias.

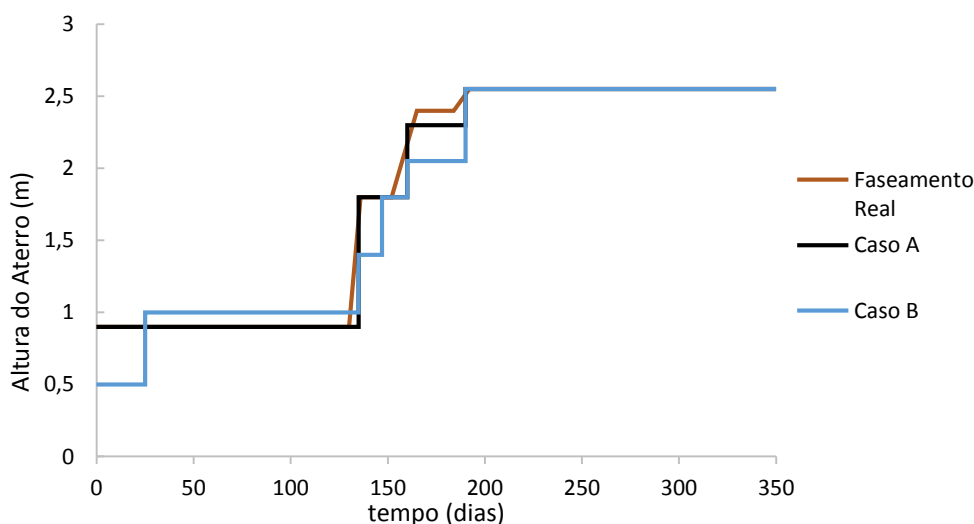


Figura 4.5- Faseamento construtivo do aterro ao longo do tempo.

Uma vez que é no eixo do aterro que são registados os maiores valores de assentamentos, observa-se na Figura 4.6 que o caso B é o que melhor simula a situação real, uma vez que é o que mais se aproxima dos assentamentos medidos *in-situ*.

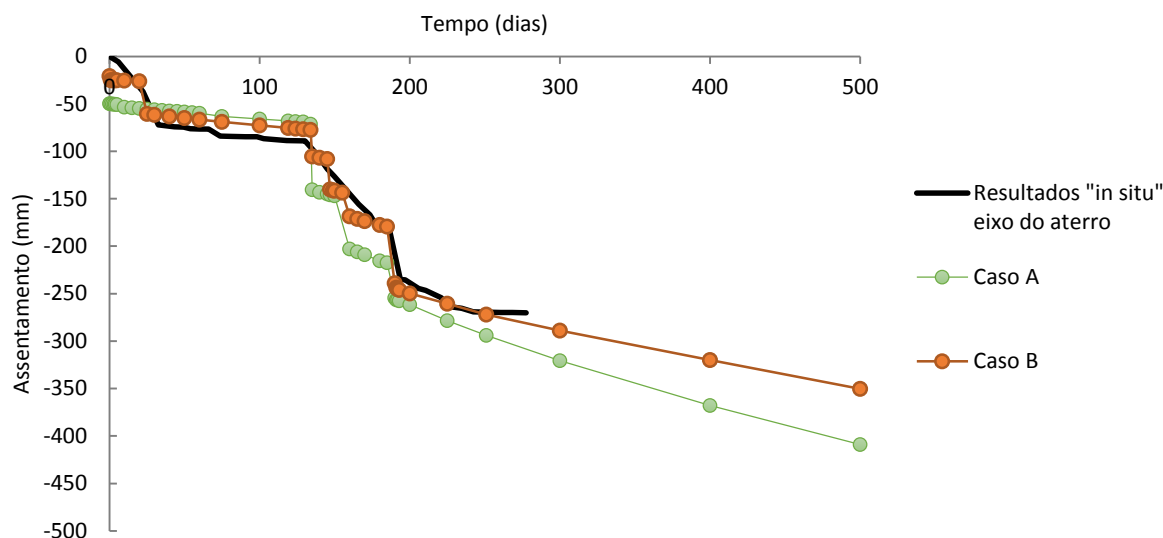


Figura 4.6- Assentamentos no eixo do aterro para o Caso A e Caso B.

### 4.3 Malha de elementos finitos

À semelhança do que foi feito na simulação dos ensaios triaxiais, a malha de elementos finitos é constituída por elementos isoparamétricos de 8 nós, permitindo medir os deslocamentos em todos os nós da malha e as pressões intersticiais nos nós extremos de cada elemento. A geometria da malha foi efetuada de modo a não ter dimensões demasiado grandes, que tornassem a análise muito complexa, mas também que não fosse demasiado pequena, o que poderia comprometer a veracidade e qualidade dos resultados.

Quanto ao espaçamento e às dimensões de cada elemento, estes foram definidos de modo a ter uma malha mais refinada junto ao aterro, onde se pretende que os resultados obtidos numericamente se aproximem o melhor possível da realidade, sabendo-se à partida que quanto mais refinada for a malha mais credíveis serão os resultados. É de salientar ainda que, um dos critérios para definir a geometria dos elementos tem a ver com as características do solo de fundação, dado este ser dividido em 6 camadas distintas, coincidindo os limites dos elementos com os limites das camadas.

As condições de apoio da malha foram estabelecidas de modo a restringir o movimento horizontal nas fronteiras laterais permitindo apenas deslocamentos verticais. Na base o movimento é restringido em ambas as direções, materializando-se desta forma a existência do estrado rígido abaixo da camada de solos moles.

O nível freático encontra-se à profundidade de 0,5m, e como se considera que o estrato rígido é impermeável, a malha terá apenas uma fronteira drenante que se situa à superfície.

Na Figura 4.7 representa-se a malha de elementos finitos, com as respetivas condições de apoio. Esta é constituída por 264 elementos e 867 nós. A título exemplificativo na Figura 4.8 encontra-se representado o elemento 31 e os respetivos nós que o constituem.

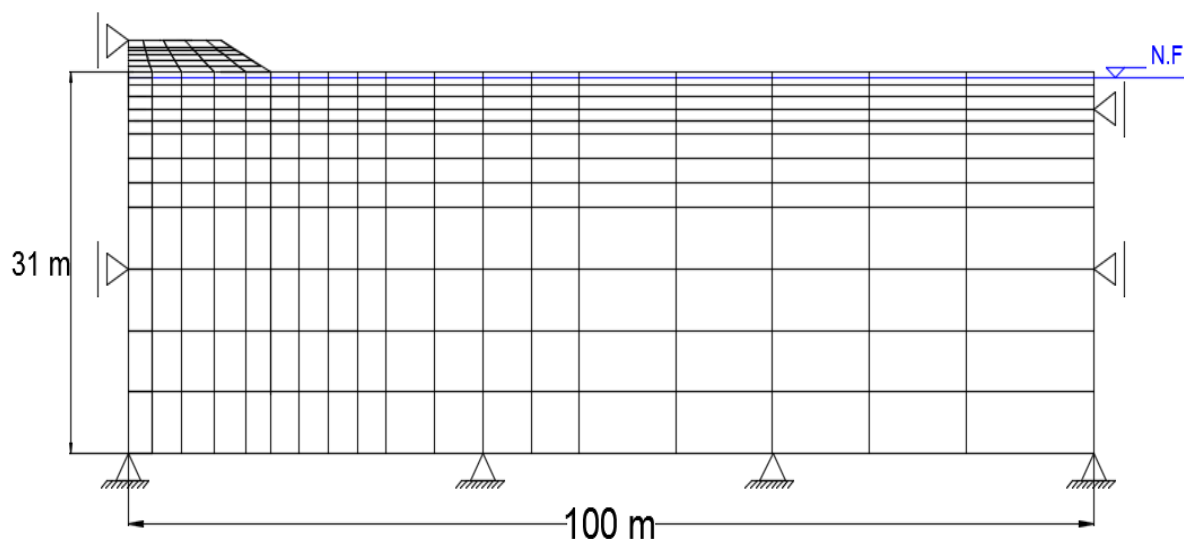


Figura 4.7- Malha de elementos finitos.

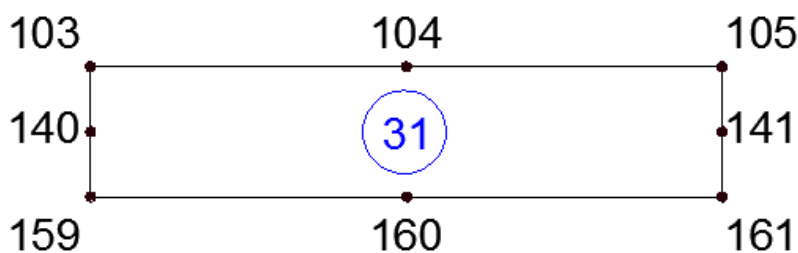


Figura 4.8- Elemento 31 da malha de elementos finitos.

#### 4.4 Caraterísticas do solo de fundação

Na definição da geometria da malha de elementos finitos atendeu-se às características do material constituinte do aterro e do solo de fundação. Uma vez que o solo de fundação não possui caraterísticas homogéneas em profundidade, optou-se por dividi-lo em seis camadas, tal como se pode observar na Figura 4.9, simulando-se desta forma a variabilidade intrínseca do solo natural em profundidade.

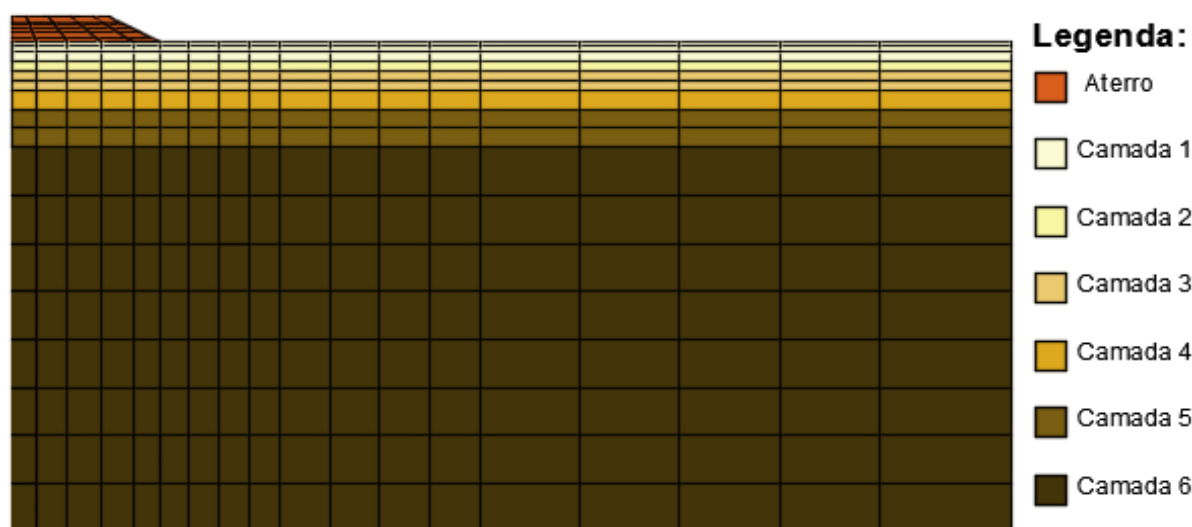


Figura 4.9- Materiais constituintes da malha.

Face à caracterização das várias camadas, foram estimados valores médios para cada uma delas (Quadro 4.1), de acordo com a caracterização geotécnica dos aluviões da Quinta da Foja realizada por Coelho (2000), cujos resultados são resumidos na Figura 2.4.

Quadro 4.1- Parâmetros estimados a partir de ensaios laboratoriais realizados sobre amostras de solos moles do Baixo Mondego (Coelho,2000).

	$\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ )	$e_0$	$C_c$	$C_s$	$k_v$ (m/s)	OCR	$\nu$
Material 1 (0-2 m)	15	2	0,45	0,1	$1,1 \times 10^{-9}$	6	
Material 2 (2-3m)	14,7	2	0,6	0,1	$4,0 \times 10^{-9}$	3	
Material 3 (3-5m)	14,5	2,2	0,75	0,15	$5,5 \times 10^{-9}$	2	0,3
Material 4 (5-7m)	14,5	2,1	0,65	0,15	$1,0 \times 10^{-9}$	1	
Material 5 (7-11m)	15,2	2,1	0,8	0,1	$8,0 \times 10^{-10}$	1	
Material 6 (11-51m) <sup>1</sup>	15	2	0,6	0,1	$6,0 \times 10^{-10}$	1	

Devido à composição heterogénea do solo, este não possui os mesmos valores de permeabilidade horizontal e vertical. Especificamente em argilas de natureza sedimentar é expectável a presença de intercalações mais permeáveis no seu interior originando um aumento significativo na permeabilidade horizontal (Kenney,1976).

<sup>1</sup> Apesar da malha de elementos finitos ter 31m de profundidade, no estudo do item 4.6.1 vai ser analisada até à profundidade de 51m, como tal, as características dos materiais são definidas até essa profundidade.

Mesri et al. (1994) definem vários intervalos para a razão entre os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical ( $k_h/k_v$ ), indicando uma variação entre 1 e 3 para depósitos lacustres estratificados de solos moles. Chan and Kenney (1973) propõem valores na ordem de 3 para depósitos de solos moles em New Liskeard, Olson e Daniel (1981) sugere que seja usado um valor compreendido entre 1,5 e 40, enquanto Jamiolkowski et al (1985) restringem um pouco o intervalo sugerindo que se tomem valores entre 3 e 15. Tendo em conta os trabalhos anteriormente citados, neste trabalho opta-se por considerar o valor de  $k_h/k_v$  igual a 3, apresentando-se no Quadro 4.2 os valores dos coeficientes de permeabilidade utilizados nos diversos cálculos.

Quadro 4.2- Valores dos coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal para cada camada.

	$k_v$ (m/dia)	$k_h$ (m/dia)
Material 1 (0-2 m)	$9,0 \times 10^{-5}$	$2,85 \times 10^{-4}$
Material 2 (2-3m)	$3,46 \times 10^{-4}$	$1,04 \times 10^{-3}$
Material 3 (3-5m)	$4,75 \times 10^{-4}$	$1,43 \times 10^{-3}$
Material 4 (5-7m)	$8,64 \times 10^{-5}$	$2,59 \times 10^{-4}$
Material 5 (7-11m)	$6,91 \times 10^{-5}$	$2,07 \times 10^{-4}$
Material 6 (11-51m)	$5,18 \times 10^{-5}$	$1,56 \times 10^{-4}$

## 4.5 Análise base

### 4.5.1 Modelação dos materiais

Com base nas características da malha de elementos finitos descrita no item 4.3, neste item procede-se à análise base do aterro em estudo. O comportamento do solo de fundação é simulado pelo modelo elastoplástico Cam Clay Modificado sendo o aterro modelado por uma lei elástica linear. Estes modelos são consentâneos com os utilizados por Venda Oliveira (2000) na análise de um aterro análogo.

A caracterização dos vários materiais constituintes do solo compreende a definição do peso volumico, coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ), módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson, os quais se encontram representados nos Quadros 4.3 e 4.4, bem como os respetivos parâmetros elástoplásticos necessários para a definição do modelo Cam Clay Modificado.

Quadro 4.3- Parâmetros dos materiais do solo de fundação.

	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$k_h$ (m/dia)	$k_v$ (m/dia)	$K_0$ <sup>2</sup>	$E$ (kPa) <sup>3</sup>
<b>Material 1</b>	15	0,3	$2,85 \times 10^{-4}$	$9,50 \times 10^{-5}$	1,177	5555,484
<b>Material 2</b>	14,7		$1,04 \times 10^{-3}$	$3,46 \times 10^{-4}$	0,780	3678,602
<b>Material 3</b>	14,5		$1,43 \times 10^{-3}$	$4,75 \times 10^{-4}$	0,613	2115,414
<b>Material 4</b>	14,5		$2,59 \times 10^{-4}$	$8,64 \times 10^{-5}$	0,407	1144,545
<b>Material 5</b>	15,2		$2,07 \times 10^{-4}$	$6,91 \times 10^{-5}$	0,407	2487,318
<b>Material 6</b>	15		$1,56 \times 10^{-4}$	$5,18 \times 10^{-5}$	0,407	7931,859

Quadro 4.4- Parâmetros elastoplásticos dos materiais do solo de fundação.

	$e_0$	$M$	$\lambda$ <sup>4</sup>	$K$ <sup>5</sup>	$e_{\lambda 0}$ <sup>6</sup>
<b>Material 1</b>	2	1,481	0,195	0,043	2,744
<b>Material 2</b>	2		0,261	0,043	2,941
<b>Material 3</b>	2,2		0,326	0,065	3,321
<b>Material 4</b>	2,1		0,282	0,065	2,947
<b>Material 5</b>	2,1		0,347	0,043	3,271
<b>Material 6</b>	2		0,261	0,043	3,189

O coeficiente de Poisson, tal como já foi referido no capítulo 2, toma o valor 0,30 (Tuong e Magnan, 1977; e Brito e Gunn (1987)). O valor do coeficiente de atrito em repouso, obteve-se através da expressão (4.1) (Schmidt, 1966) e da expressão (4.2) (Jaky, 1944), consoante a camada em causa esteja sobreconsolidada ou normalmente consolidada, respetivamente.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \times OCR^{\sin \phi'} \quad [4.1]$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad [4.2]$$

O valor de  $\phi'$  foi determinado a partir do valor de  $M=1,481$  (Quadro 2.1), avaliado para amostras reconstituídas, consolidadas isotropicamente e ensaiadas segundo trajetórias de compressão (Coelho, 2000). O valor do módulo de deformabilidade, dos declives  $\lambda$  e  $\kappa$ , foram

<sup>2</sup> Calculado de acordo com as expressões [4.1] e [4.2]

<sup>3</sup> Calculado pela expressão [2.7]

<sup>4</sup> Calculado pela expressão [2.8]

<sup>5</sup> Calculado pela expressão [2.9]

<sup>6</sup> Calculado pela expressão [2.10]

obtidos recorrendo às expressões 2.7, 2.8 e 2.9. O índice de vazios correspondente à tensão hidrostática unitária na linha de consolidação virgem ( $e_{\lambda 0}$ ), foi obtido geometricamente a partir do gráfico que relaciona a tensão hidrostática com o índice de vazios ( $\ln p'$ ;  $e$ ).

Os parâmetros que caracterizam o material do aterro foram estimados de acordo com estudos efetuados em aterros sobre solos moles (Venda Oliveria, 2000; Venda et al, 2011), sendo apresentados no Quadro 4.5.

Quadro 4.5- Parâmetros do aterro.

	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_o$	E (kPa)	$\nu$	$k_h$ (m/dia)	$k_v$ (m/dia)
<b>Aterro</b>	20	0.5	30000	0.4	$3 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$

Depois de definidos os parâmetros dos vários tipos de materiais, procede-se à simulação numérica do aterro, sendo os resultados apresentados seguidamente.

#### 4.5.2 Deslocamentos verticais (assentamentos)

A análise da evolução temporal dos deslocamentos verticais induzidos pela construção do aterro é efetuada para dois pontos, um localizado sob o eixo (Nó 103) e outro na lateral do aterro (Nó 113), cuja localização é representada na Figura 4.10. Os resultados numéricos encontram-se representados nas Figuras 4.11 e 4.12, verificando-se que sob o eixo do aterro existe uma excelente previsão numérica, ao invés dos resultados numéricos obtidos na lateral do aterro os quais são muito inferiores aos valores observados *in-situ*.

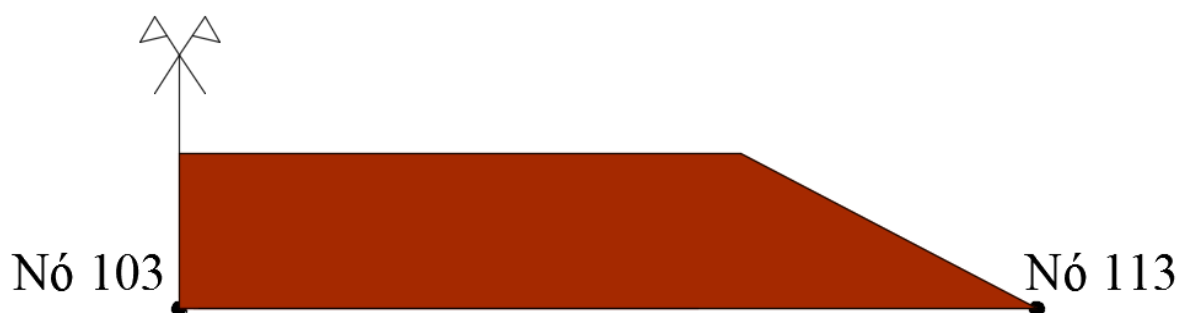


Figura 4.10- Localização dos nós da malha onde vão ser medidos os assentamentos.



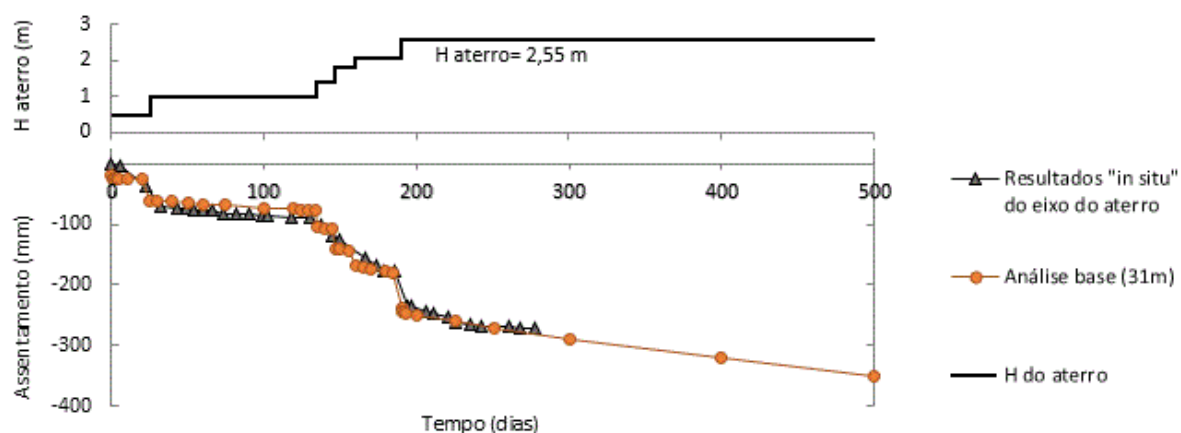


Figura 4.11- Comparação dos assentamentos obtidos por via numérica e medidos *in-situ* no eixo do aterro.

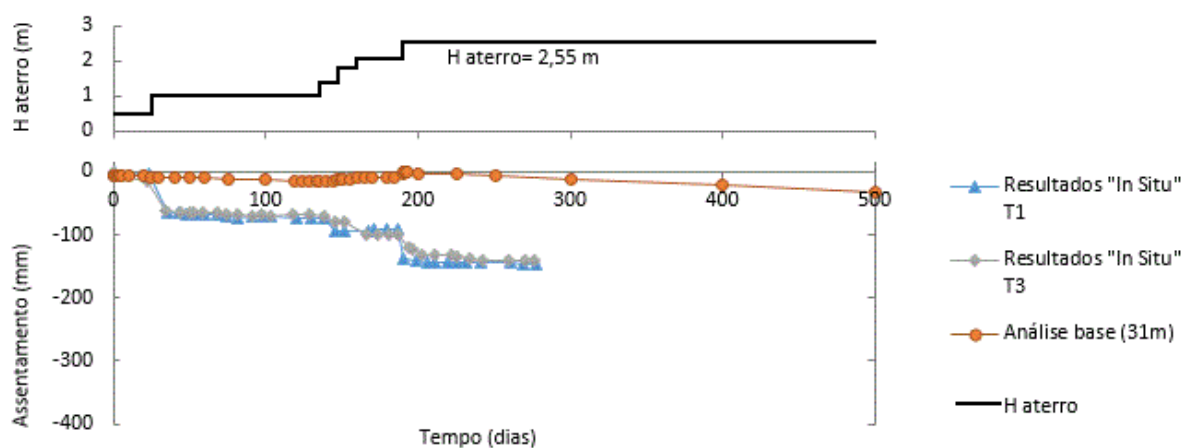


Figura 4.12- Comparação dos assentamentos obtidos por via numérica e medidos *in-situ* na extremidade do aterro.

De uma forma geral, para que se possa perceber melhor qual a evolução dos assentamentos ao longo do desenvolvimento do aterro, na Figura 4.13 representa-se a previsão numérica da evolução dos deslocamentos verticais sob o aterro em vários instantes temporais.

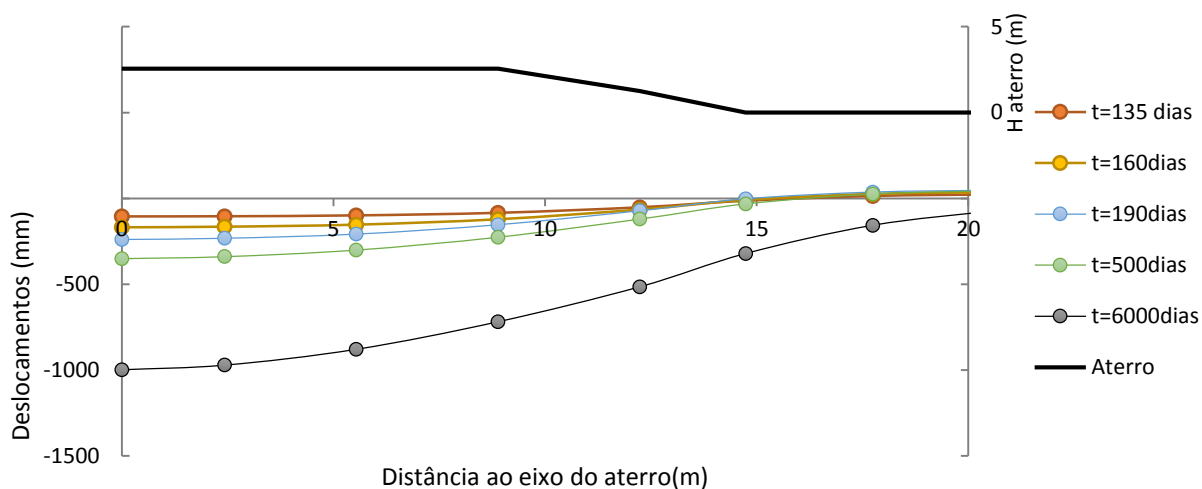


Figura 4.13- Valores dos deslocamentos verticais, para a análise base em diferentes instantes temporais.

### 4.5.3 Deslocamentos horizontais

No estudo base efetua-se a análise dos deslocamentos horizontais em três prumadas na base do aterro (prumadas A, B e C), localizadas a diferentes distâncias do eixo de simetria conforme o indicado na Figura 4.14, com o objetivo de perceber onde se localizam os maiores valores de deslocamentos horizontais.

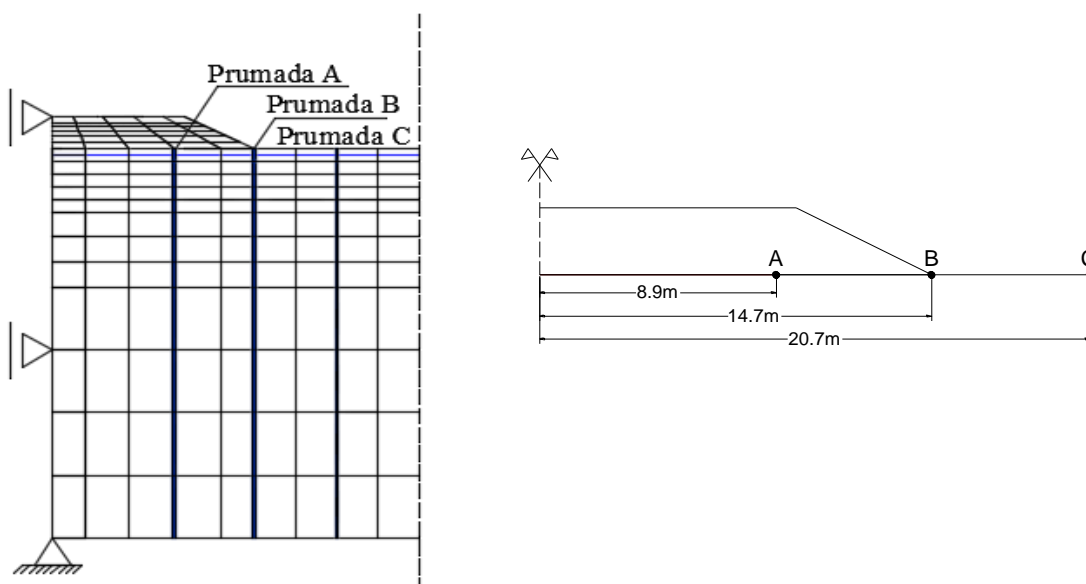


Figura 4.14- Localização de três dos pontos e das prumadas onde foram analisadas as evoluções dos deslocamentos ao longo da malha.

É possível constatar através da Figura 4.15 que os deslocamentos horizontais aumentam ao longo do tempo e apresentam valores máximos por volta dos cinco metros de profundidade. É ainda de notar que a maior magnitude de deslocamentos horizontais acontece na prumada B. Assim, nos próximos gráficos de deslocamentos horizontais, por questões de simplificação, serão apenas apresentados os valores relativos à extremidade do aterro (prumada sob o ponto B).

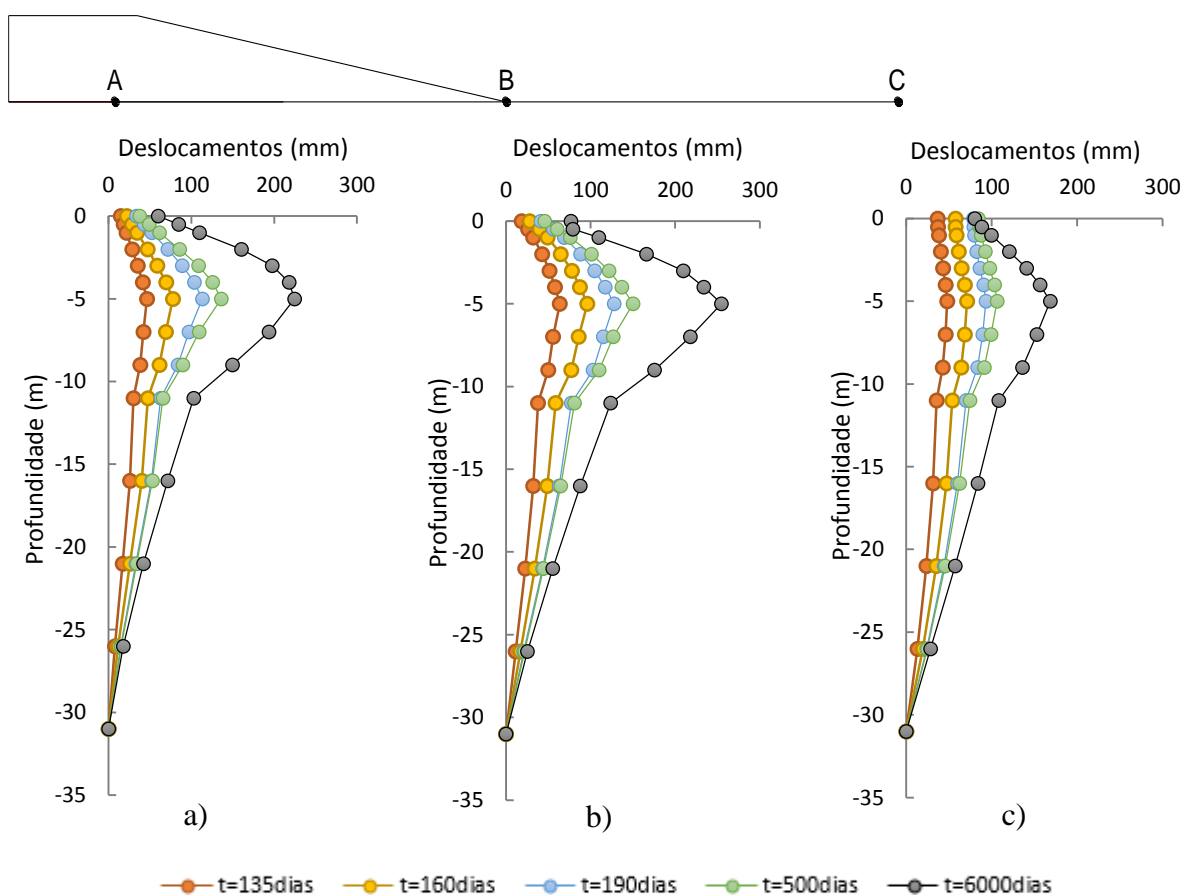


Figura 4.15- Deslocamentos horizontais em função do tempo: a) Prumada A; b) Prumada B; c) Prumada C.

Na Figura 4.16 (a, b e c) faz-se uma comparação dos deslocamentos horizontais obtidos por via numérica, com os resultados obtidos nos inclinómetros IVD e IVE nos instantes para os quais existem registos, ou seja, para 135, 160 e 190 dias. Da análise da figura observa-se uma diferença considerável entre os resultados numéricos e os medidos *in-situ*, sendo estes últimos muito reduzidos com valores inferiores a 30 mm, e bastante inferiores aos valores normalmente obtidos em aterros de solos moles.

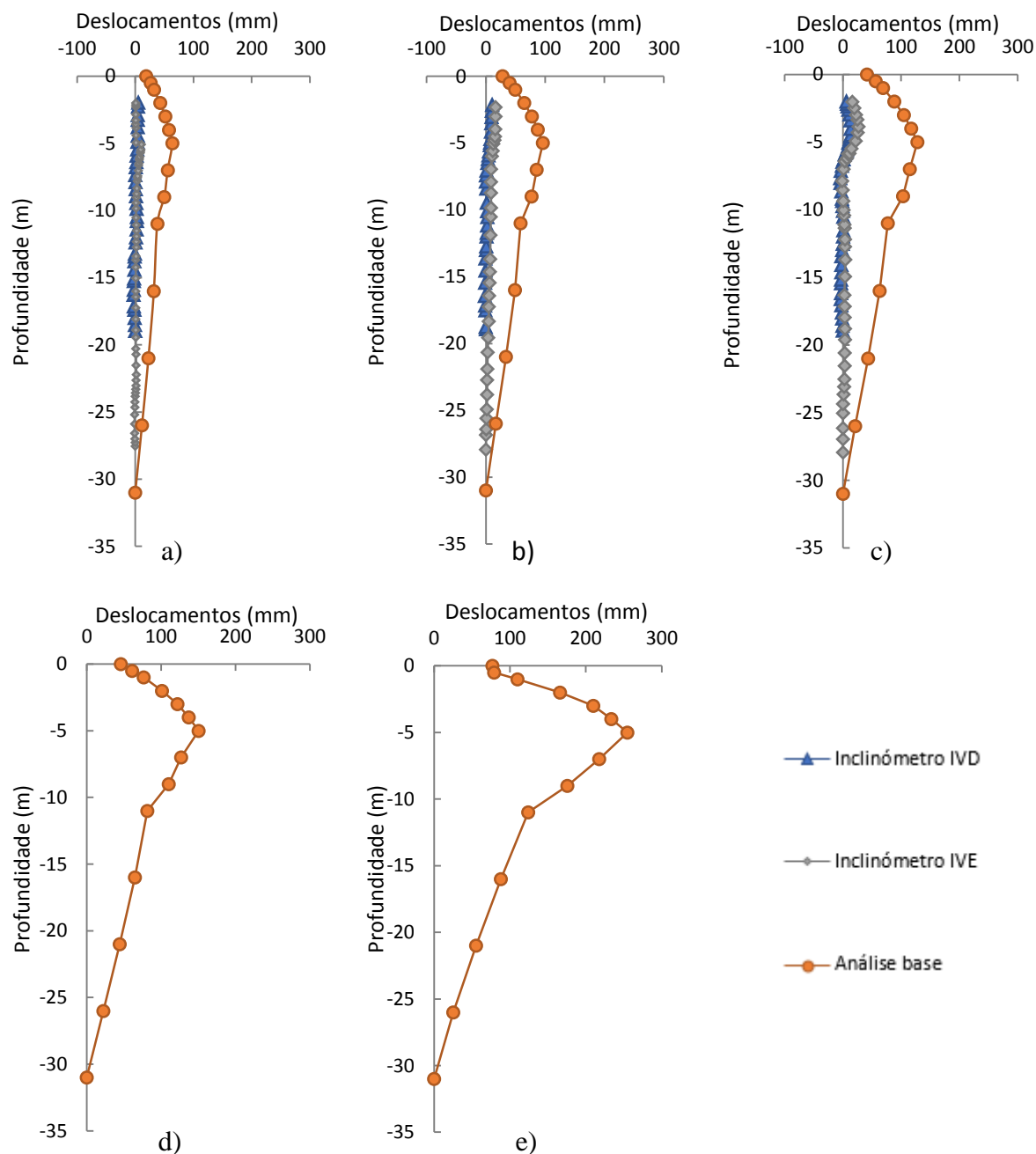


Figura 4.16- Deslocamentos horizontais na prumada B (x=14,7m): a) t=135 dias (valores numéricos e *in-situ*); b) t=160dias (valores numéricos e *in-situ*) ; c) t=190 dias (valores numéricos e *in-situ*); d) t=500 dias; e) t=6000 dias.

Atendendo aos valores dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais de campo, pensa-se que talvez exista um motivo para os elevados assentamentos registados na extremidade do aterro e valores tão reduzidos dos deslocamentos horizontais. À semelhança do que aconteceu nalguns troços desta obra, é expectável que o espaço existente na lateral do aterro tenha sido

utilizado para depósito provisório de terras, ou até possa ter sido construída uma banquetta provisória dando continuidade ao aterro já existente, sem que tais medidas estivessem previstas no projeto de obra. Esta hipótese explicaria o facto de não se verificarem levantamentos na extremidade do aterro e da magnitude dos assentamentos nessa zona ser bastante superior ao esperado. No que diz respeito aos deslocamentos horizontais, as medições dos inclinómetros instalados em campo nem sempre transpareciam valores coerentes, apresentando avanços e retrocessos ao longo do tempo, o que poderá refletir eventuais depósitos/remoções de terras. Por outro lado, a eventual deposição de terras ou a construção de banquetta adjacente, como acima sugerido, faria com que a magnitude dos deslocamentos horizontais medidos pelo inclinómetro fosse reduzida, uma vez que desta forma já não se trataria de uma zona localizada na extremidade de aterro, mas sim de uma zona interna, onde se prevê a ocorrência de reduzidos deslocamentos horizontais.

Na Figura 4.17 pode ser observada a correspondência entre os máximos deslocamentos horizontais ( $\Delta Y$ ) e verticais ( $\Delta s$ ) ao longo do tempo. Os resultados traduzem a inexistência de uma boa correlação de resultados no que diz respeito aos deslocamentos horizontais estimados e medidos *in-situ*. A curva das leituras *in-situ* evidencia a existência de alguns retrocessos dos deslocamentos horizontais de campo, o que transmite a disparidade dos resultados horizontais face aos assentamentos, dando impressão de haver alternância entre introdução e alívio de carga, provocando descontinuidades no gráfico, o que poderia sustentar a teoria anterior da construção de um aterro lateral temporário ou de uma banquetta, entre outras hipóteses.

Quanto à previsão numérica, os troços de maior declive correspondem à introdução de novas fases de carga, que se encontram alternadas por pequenos patamares, que correspondem às fases de consolidação. O primeiro carregamento, correspondente à primeira camada do aterro tem um declive elevado ( $\Delta Y \approx \Delta s$ ), o que revela um comportamento não drenado, afastando-se nos carregamentos seguintes dessa tendência. Este comportamento afasta-se ligeiramente do preconizado por Leroueil et al (1990) para aterros simétricos, tendo estes autores constatado nas fases de carga a existência de deslocamentos horizontais semelhantes aos assentamentos ( $\Delta Y \cong \Delta s$ ), refletindo a existência de um comportamento não drenado.

No que diz respeito às fases de consolidação, pode-se observar que os deslocamentos horizontais desenvolvem-se muito mais devagar que os assentamentos, facto este também observado por Leroueil et al (1990). As razões entre os deslocamentos horizontais e os assentamentos nas fases de consolidação variam entre 0,14 e 0,2, não diferindo muito do preconizado por Tavenas et al. (1979) e Bourges e Mieussens (1979) que sugerem a relação  $\Delta Y_{\text{máx}} = 0,2 \Delta s$ .

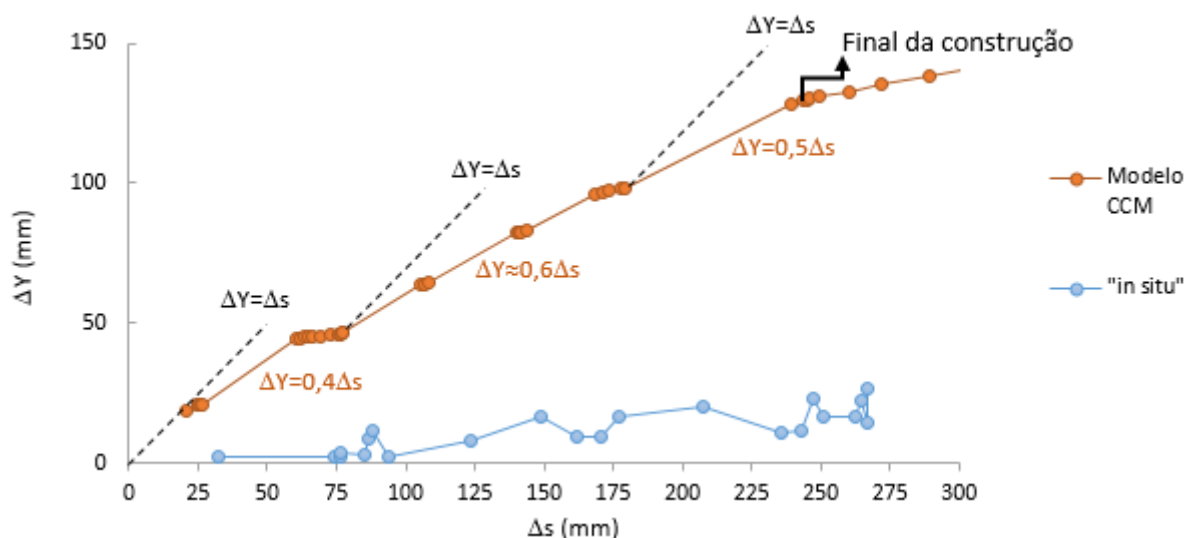


Figura 4.17- Deslocamento máximo horizontal em função do assentamento máximo.

#### 4.5.4 Pressão Intersticial

Uma vez que os dispositivos instalados para obter medições das pressões de água nos poros foram piezómetros hidráulicos de tubo aberto, cuja resposta é lenta, não foi possível obter valores que reproduzissem a evolução temporal das pressões de água nos poros durante a instalação de novas camadas de aterro, os quais poderiam ser comparados com as estimativas numéricas. Sendo o solo pouco permeável teria sido preferível optar por dispositivos de resposta rápida, como piezómetros eléctricos ou de corda vibrante.

Os valores obtidos por meio dos equipamentos instalados apenas permitiram avaliar a influência do nível freático nos valores das pressões intersticiais, não repercutindo as fases de acréscimo súbito e de dissipação dos excessos de pressão intersticial.

Quanto à simulação numérica, o estudo dos excessos de pressões intersticiais em profundidade foi efetuado sob o eixo do aterro, tendo os nós 215 e 383, localizados respetivamente à profundidade de 1 e 4 metros em relação à superfície (Figura 4.18), sido objeto de uma análise mais pormenorizada.

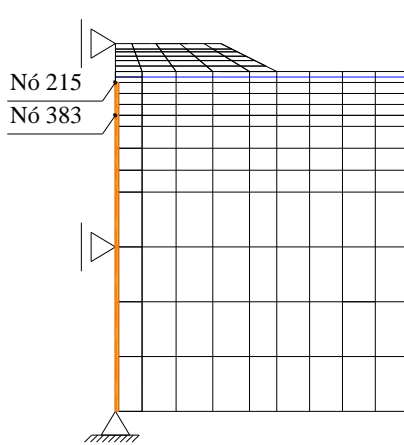


Figura 4.18- Prumada de medição das pressões intersticiais, mais especificamente os nós 215 e 383.

Os registos da variação do excesso de pressão intersticial ( $\Delta u$ ) ao longo do tempo e a sua evolução em profundidade podem ser observados nas Figuras 4.19 e 4.20, respetivamente. Em termos qualitativos, a evolução temporal de  $\Delta u$  está consentânea com o que seria de esperar, registando-se incrementos significativos nas fases de carga e a sua gradual dissipação ao longo do tempo, sendo mais rápida nos pontos mais próximos das fronteiras drenantes, ou seja, no nó 215.

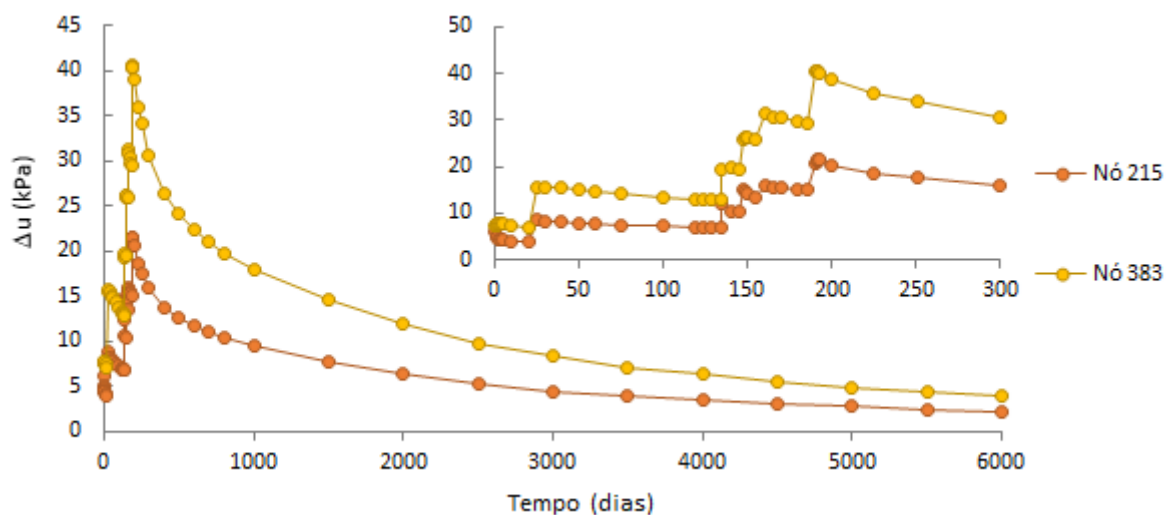


Figura 4.19- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 215 ( $z=1$  m) e 383 ( $z=4$  m).

Em termos da evolução em profundidade de  $\Delta u$  (Figura 4.20), nos instantes iniciais registam-se os maiores valores de  $\Delta u$  entre 5 e 10 metros de profundidade, com o incremento do tempo os pontos com maiores pressões intersticiais passam a localizar-se a maiores profundidades, refletindo a maior distância às fronteiras drenantes.

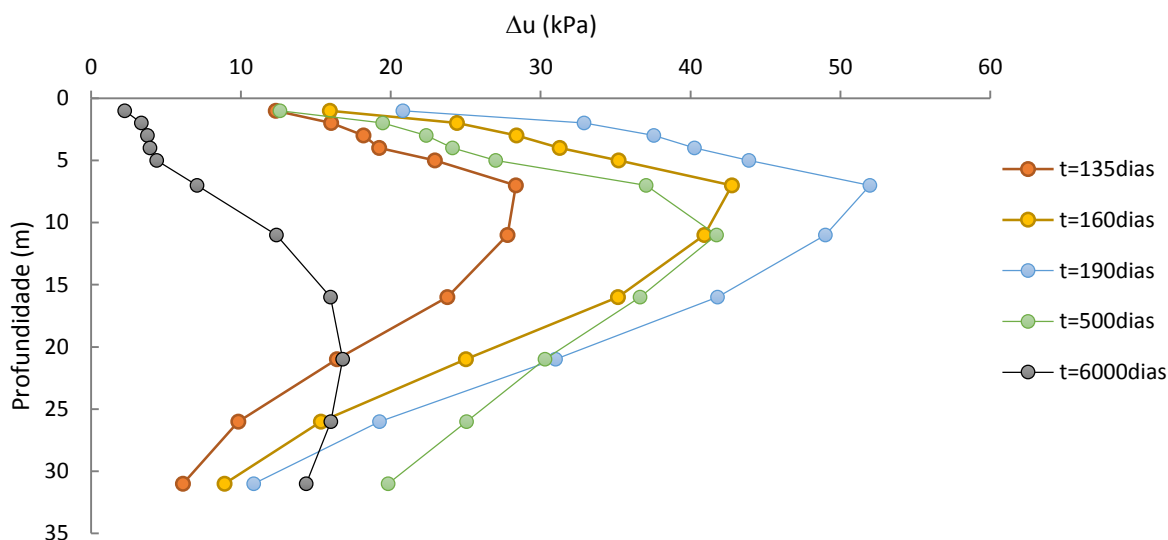


Figura 4.20- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para vários instantes temporais.

## 4.6 Estudo Paramétrico

Tendo em conta a análise base efetuada, seguidamente pretende-se perceber que variações ocorrem quando se alteram as características do solo de fundação ou até mesmo do aterro. Deste modo, nos próximos itens, estuda-se, em termos de deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais e pressões intersticiais a influência da profundidade da malha, do modelo considerado para o solo de fundação e aterro, da permeabilidade do solo e a sequência construtiva do aterro.

### 4.6.1 Influência da Profundidade

Neste item estuda-se a influência da profundidade da malha de elementos finitos nos deslocamentos e na pressão intersticial gerados numericamente. Uma vez que a prospeção geotécnica não conseguiu esclarecer qual a real profundidade do “bed-rock”, foi necessário produzir malhas de elementos finitos com diferentes profundidades (11, 21, 31, 36 e 51m) de modo a perceber qual a que melhor espelha o comportamento do solo em estudo (Figura 4.21).



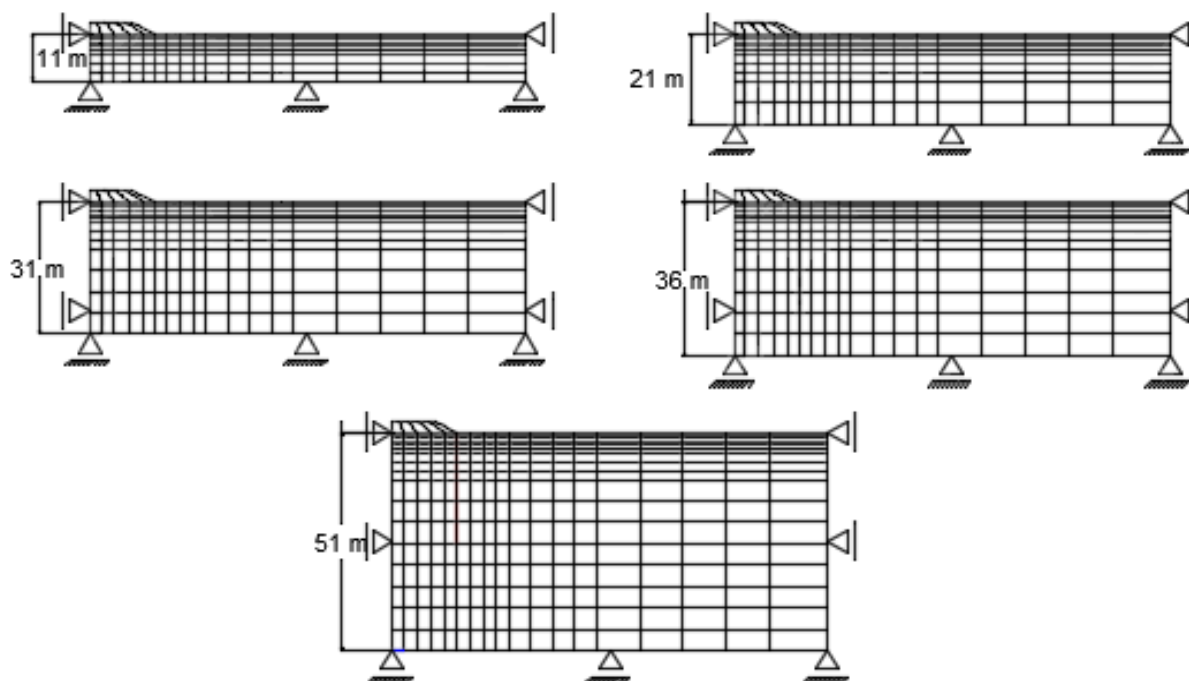


Figura 4.21- Malhas de elementos finitos com as várias profundidades em estudo.

A evolução temporal dos assentamentos para o eixo do aterro e na extremidade, encontram-se representados nas Figuras 4.22 e 4.23, respetivamente.

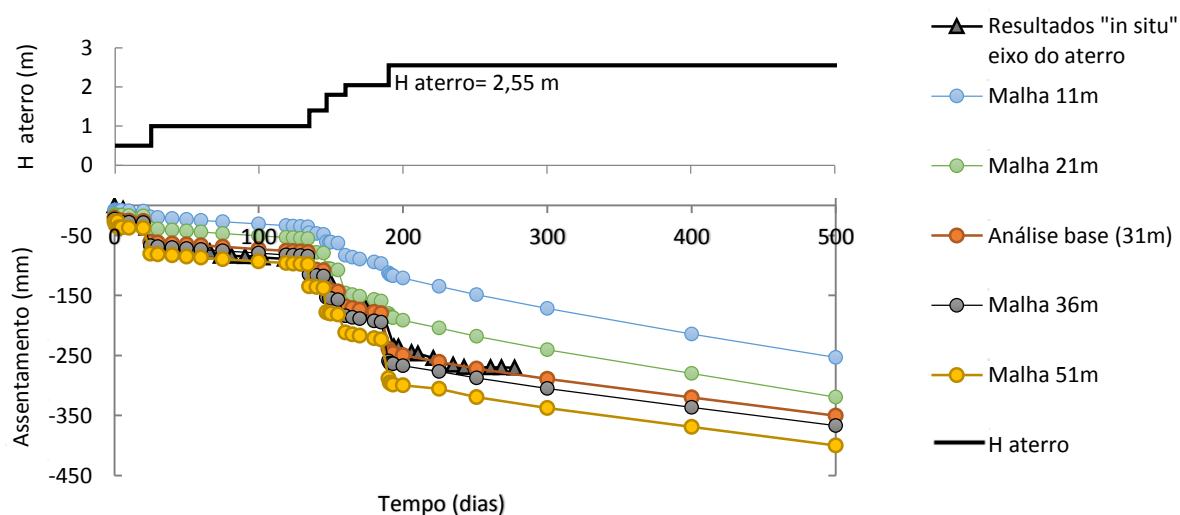


Figura 4.22- Influência da profundidade da malha nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro.

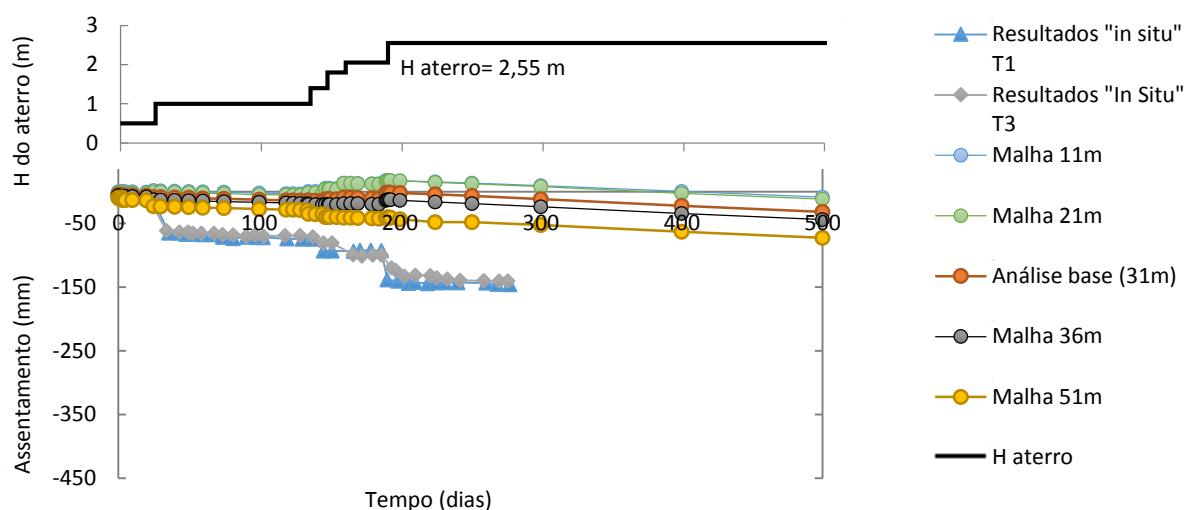


Figura 4.23- Influência da profundidade da malha nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro.

Pela observação dos assentamentos no eixo do aterro (Figura 4.22), é possível identificar que a cada patamar de carga há um acréscimo notório nos assentamentos. Como esperado, os assentamentos aumentam com a espessura do estrato, isto é, quanto maior for a profundidade da malha de elementos finitos e do solo de fundação, maiores são os valores dos assentamentos. Em termos dos assentamentos na extremidade do aterro, embora todas as análises numéricas conduzam a resultados aquém dos observados *in-situ* (possivelmente pelas razões discutidas no item 4.5.3), constata-se que menores profundidades do solo de fundação ( $H < 31\text{m}$ ) originam a existência de levantamento na lateral, anulando-se esta tendência com o aumento da profundidade.

Tendo em consideração os resultados no eixo do aterro, constata-se que a malha de 31m é a que melhor aproxima o comportamento *in-situ* e é com base neste princípio que se escolheu este valor de profundidade para a malha base de elementos finitos. Na extremidade do aterro a malha que mais se aproxima dos valores obtidos em campo é a de 51m de profundidade, no entanto, como em nenhuma das análises efetuadas se conseguiu estimar razoavelmente o comportamento observado em obra, é preferível valorizar o estudo do eixo do aterro.

Na Figura 4.24 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais ao longo da base do aterro para cada malha de elementos finitos estudada, podendo-se visualizar que a maior grandeza de assentamentos acontece no eixo do aterro, aumentando este valor com a profundidade da malha e com o tempo.

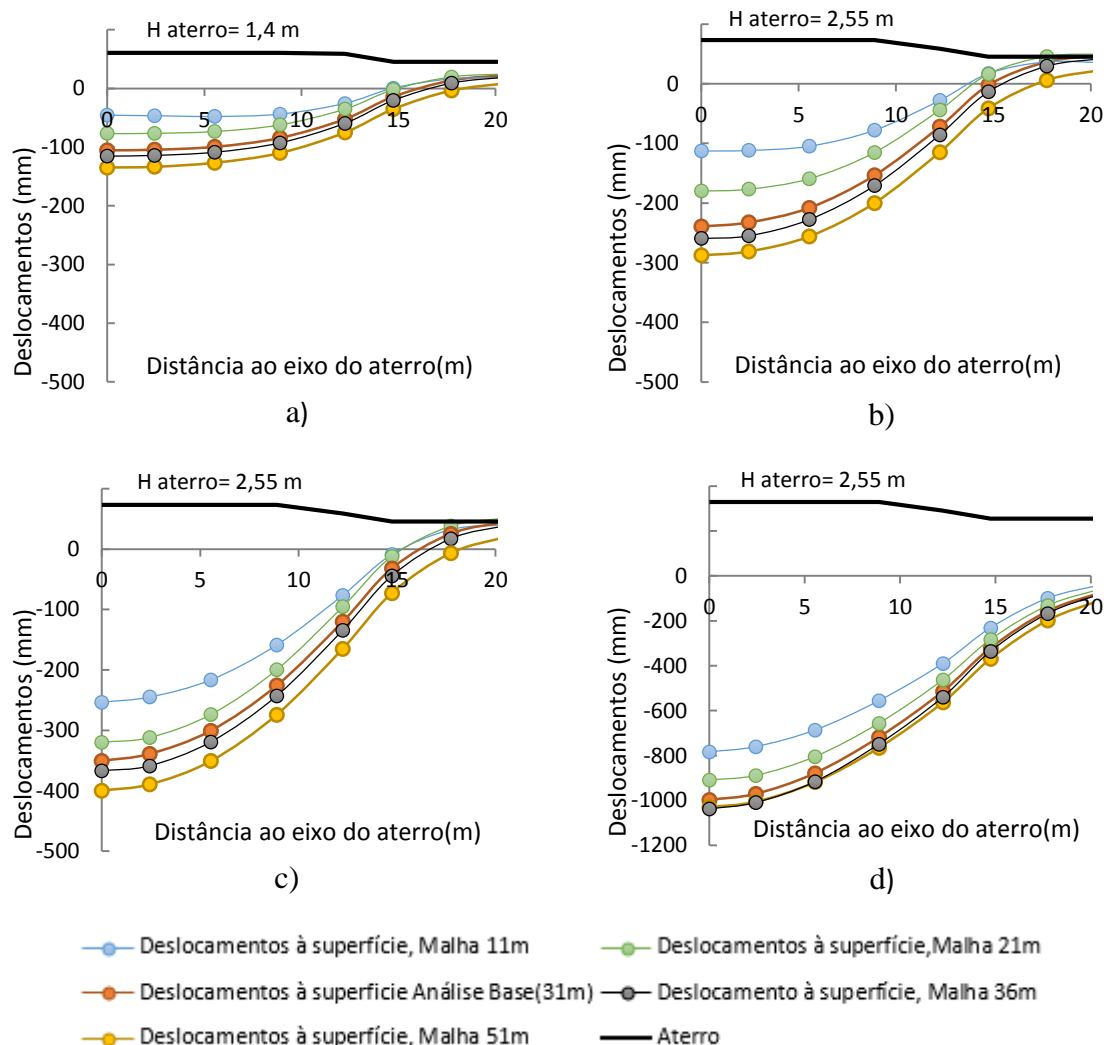


Figura 4.24- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias; c)  $t=500$  dias; d)  $t=6000$  dias.

As malhas com 11 e 21 metros de profundidade, conduzem a maiores levantamentos na lateral do talude, sendo inclusivamente as únicas que conduzem a levantamentos de solo na extremidade do aterro (nó 113, Figura 4.10). Não se verifica o mesmo comportamento nas restantes malhas devido ao facto de maiores profundidades acarretarem maiores assentamentos, como tal, existe uma translação para baixo da curva dos deslocamentos verticais não promovendo levantamentos na extremidade do aterro.

Na Figura 4.25 representa-se a evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais (na prumada sob o ponto B, Figura 4.14) para cada uma das malhas analisadas. Quantitativamente observa-se a existência de uma diferença notória entre os valores numéricos e os valores observados *in-situ*, em muito explicada pelos motivos indicados no item 4.5.3. No entanto,

pode-se destacar o facto de qualitativamente as curvas das várias análises numéricas seguirem a mesma tendência que os resultados provenientes dos equipamentos de medição. Refira-se que apenas que as malhas com 11 e 21 metros de profundidade não seguem tão bem essa tendência, devido ao facto do estrato de menores profundidades não permitir simular tão bem esse comportamento. Deste modo, sabe-se à partida que o solo vai ter um perfil de deslocamentos similar aos apresentados, não sendo no entanto possível determinar qual a sua grandeza.

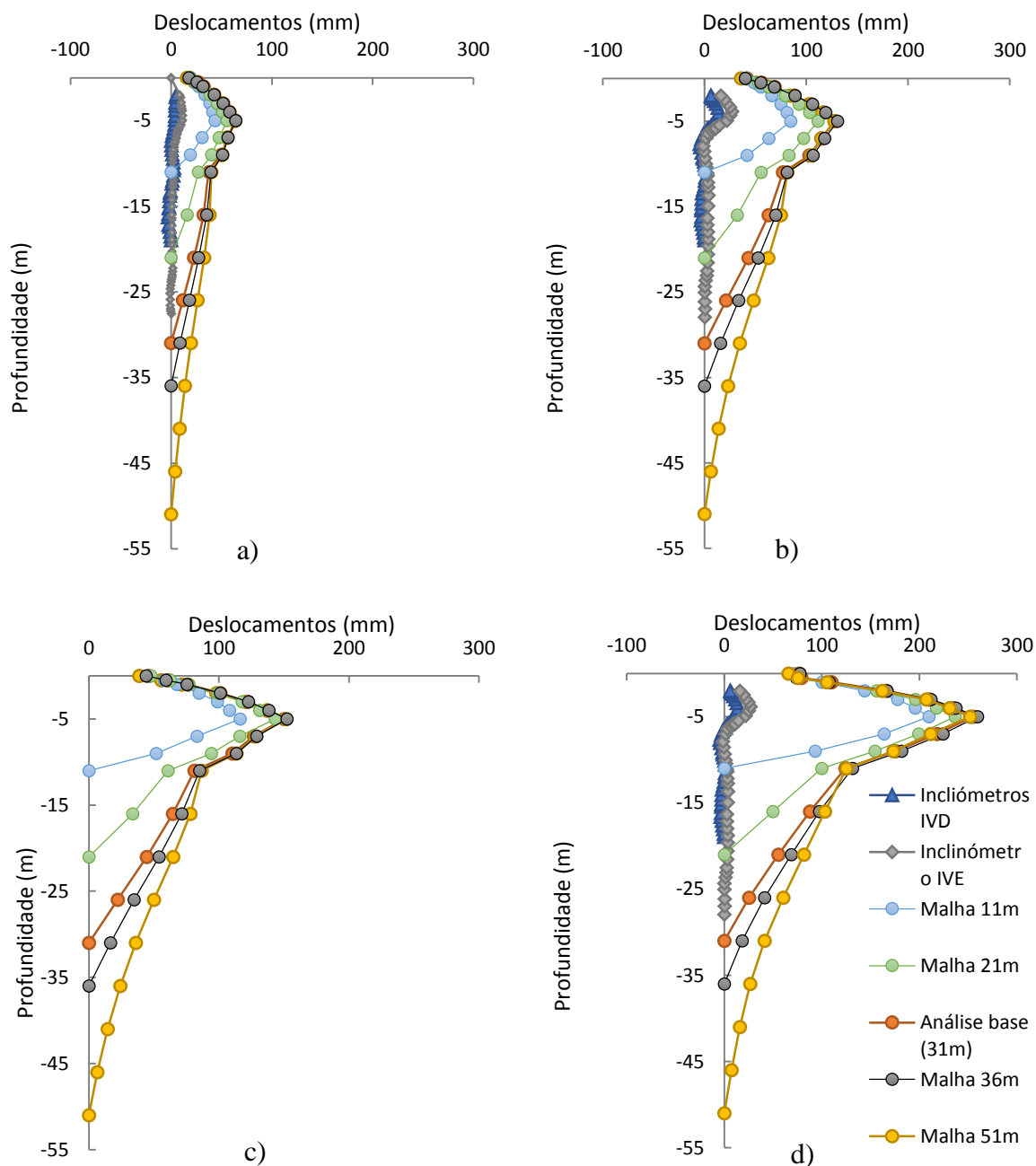


Figura 4.25- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B (x=14,7m): a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

É possível constatar também que a evolução dos deslocamentos verticais e horizontais estão interligadas, isto é, o aumento da profundidade do solo de fundação provoca maiores assentamentos e também maiores deslocamentos horizontais.

A evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais, para cada uma das malhas analisadas pode ser observada nas Figuras 4.26 e 4.27, correspondentes aos nós 215 e 383 (Figura 4.18), respetivamente.

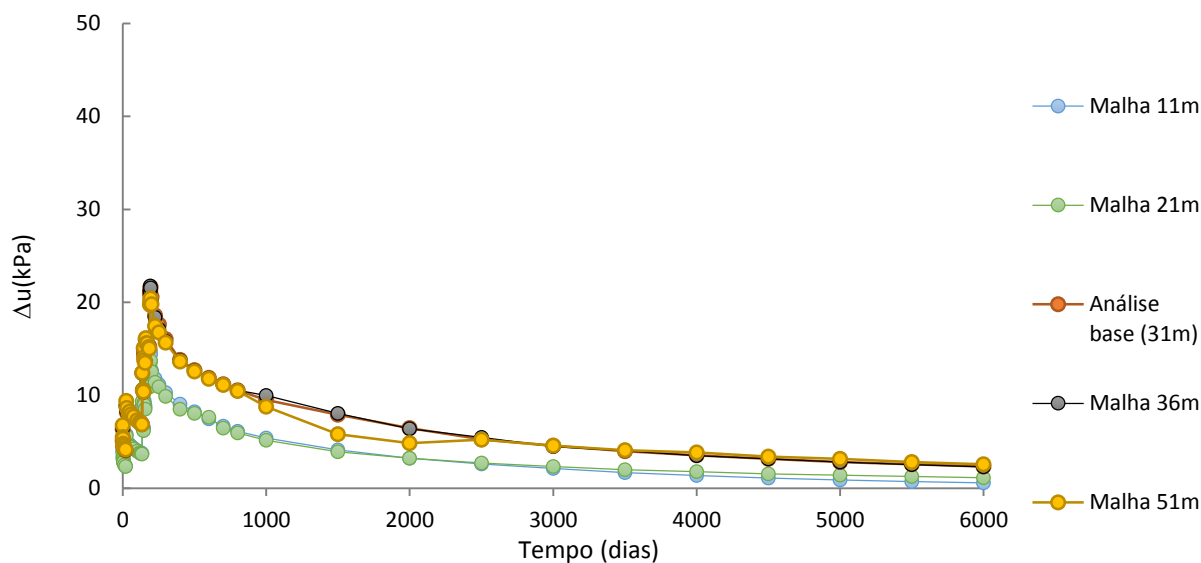


Figura 4.26- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 (z= 1m).

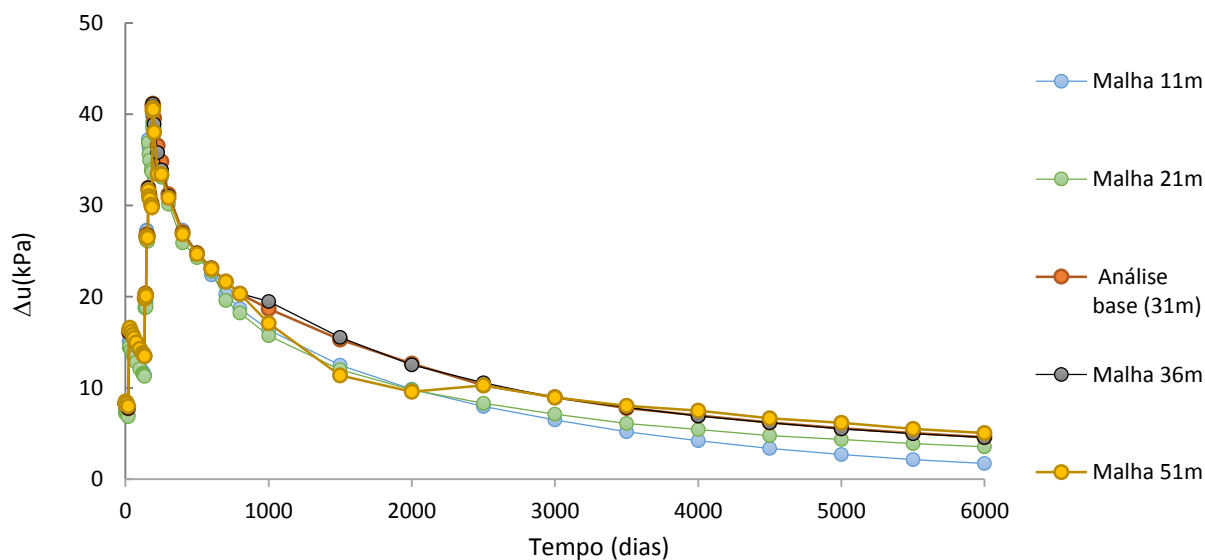


Figura 4.27- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 (z= 4m).

Por observação das figuras anteriores, é possível depreender que no nó 383 existe uma maior geração de pressões intersticiais, refletindo o facto de o ponto se encontrar a uma maior

distância da fronteira drenante que o nó 215. Pode ainda dizer-se que as malhas de 11 e 21 metros de profundidade consolidam mais rapidamente que as restantes, uma vez que as partículas mais afastadas da fronteira drenante têm uma distância de percolação mais curta, e como tal, a dissipação das pressões intersticiais é mais rápida. É de notar a existência de uma incongruência na malha de 51 metros de profundidade para o instante  $t=2000$  dias, uma vez que contrariamente ao que acontece nas outras análises (descida progressiva dos valores de  $\Delta u$ ), nesta existe um ligeiro aumento. Não foi encontrada nenhuma explicação à partida para este facto, pensando-se que tal possa ser reflexo de um erro numérico.

A evolução em profundidade dos excessos de pressões intersticiais, pode ser observada para vários instantes temporais na Figura 4.28.

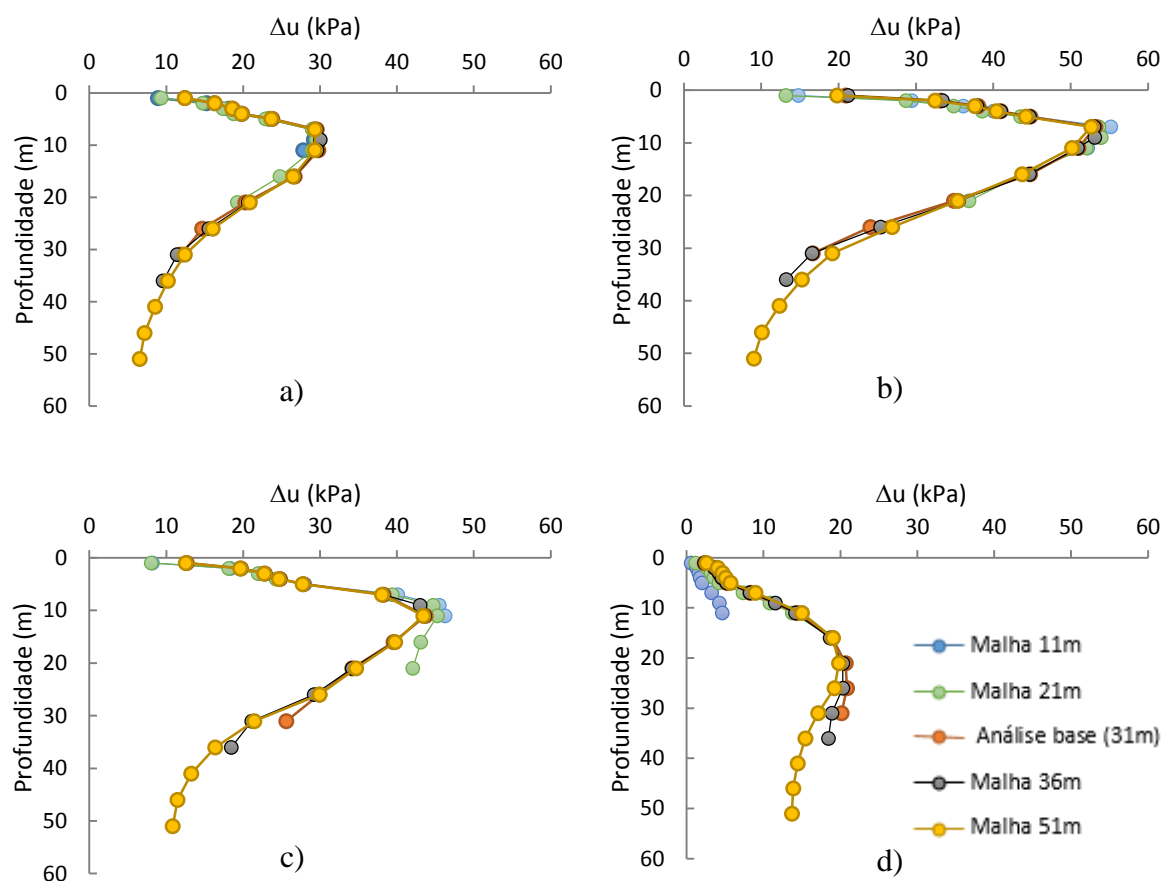


Figura 4.28- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias; c)  $t=500$  dias e d)  $t=6000$  dias.

De um modo geral, as pressões intersticiais aumentam até ao instante  $t=190$  dias, começando a partir desse instante a diminuir pois não há mais fases de introdução de carga. No instante  $t=6000$  dias, é possível constatar que para a malha com 11 metros de profundidade o ponto com

maiores excessos de pressões intersticiais se situa na parte inferior da camada, ao passo que nas restantes malhas tal acontece por volta dos 20 metros. Este facto é consequência da degradação de tensões verticais em profundidade, indicando os resultados numéricos que aos 11 metros existe grande concentração de tensões verticais e conseqüentemente maior geração de pressões intersticiais. À medida que aumenta a profundidade da malha, o bolbo de tensões aumenta e diminui a fração da pressão aplicada à superfície (Matos Fernandes, 2006), explicando assim o facto das maiores pressões intersticiais não ocorrerem nos pontos mais afastados da superfície.

#### 4.6.2 Influência do modelo considerado para o solo de fundação

Seguidamente apresentam-se os cálculos respeitantes ao estudo da influência do modelo utilizado na simulação do comportamento do solo de fundação. Efetuaram-se três análises, uma com cada dos seguintes modelos elastoplásticos: Cam Clay, Cam Clay Modificado e com o modelo elástico associado ao critério de rotura de Mohr Coulomb.

Os parâmetros usados para os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado são os mesmos, uma vez que a única diferença entre estes modelos reside na forma da superfície estado limite ou de cedência, com exemplificado no item 2.1. A simulação do comportamento do solo de fundação pelo modelo elástico associado ao critério de rotura de Mohr-Coulomb exige que sejam definidos os parâmetros de resistência ao corte  $c'$  e  $\phi'$  do solo. Coelho (2000) preconiza para este solo uma coesão nula e um ângulo de atrito de  $36,4^\circ$  para amostras normalmente consolidadas. Os parâmetros necessários para os vários modelos do solo de fundação encontram-se resumidos no Quadro 4.6.

Quadro 4.6- Parâmetros do solo considerados nas análises do solo de fundação.

	Cam Clay e Cam Clay Modificado					Mohr Coulomb			
	$e_0$	M	$\lambda$	k	$e_{\lambda 0}$	$c'$	$\phi'$ (°)	E (kPa)	$\nu$
<b>Material 1</b>	2	1,481	0,195	0,043	2,744	0	36,4	5555,484	0,3
<b>Material 2</b>	2		0,261	0,043	2,941			3678,602	
<b>Material 3</b>	2,2		0,326	0,065	3,321			2115,414	
<b>Material 4</b>	2,1		0,282	0,065	2,947			1144,545	
<b>Material 5</b>	2,1		0,347	0,043	3,271			2487,318	
<b>Material 6</b>	2		0,261	0,043	3,189			7931,859	

Relativamente à influência do tipo de modelo considerado para solo de fundação, nas Figuras 4.29 e 4.30 confronta-se a evolução temporal dos assentamentos medidos *in-situ* com os obtidos por via numérica para o eixo do aterro e na extremidade. De acordo com os resultados, pode-se dizer que no eixo do aterro os três modelos simulam qualitativamente bem o comportamento

do solo, ainda que em termos quantitativos os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado são os que mais se aproximam dos valores reais, sendo que o modelo de elástico/Mohr-Coulomb estima valores inferiores aos registados na obra. É ainda de salientar que, apesar de ambos os modelos de Cambridge fornecerem boas aproximações, o que mais se aproxima dos valores *in-situ* é o modelo de Cam Clay Modificado. Estes resultados evidenciam bem o efeito do endurecimento da superfície de cedência (presente nos modelos Cam-Clay e Cam-Clay Modificado) no incremento das deformações.

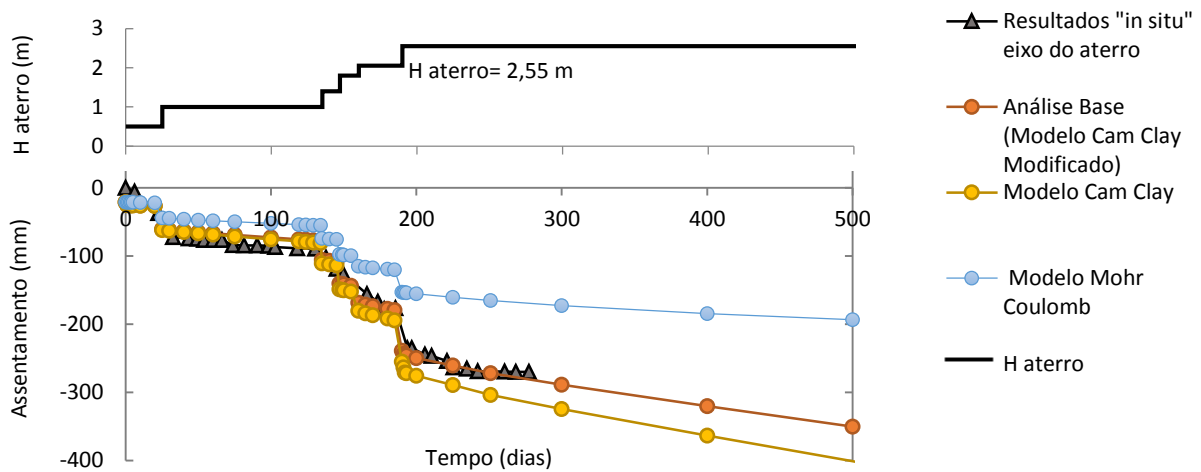


Figura 4.29- Influência do tipo de modelo nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro.

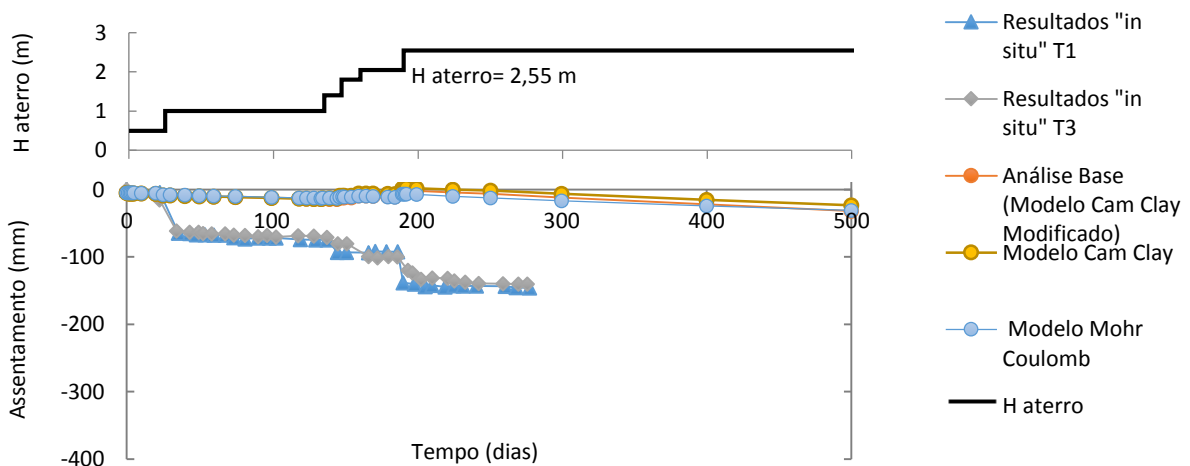


Figura 4.30- Influência do tipo de modelo nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro.



Sendo o modelo de Mohr-Coulomb um modelo que assume comportamento elástico linear até à rotura, vai produzir menores valores de assentamentos e deslocamentos horizontais do que os modelos elastoplásticos, os quais tendem a simular melhor o comportamento dos solos. Quanto aos resultados na extremidade do aterro, o modelo de Mohr Coulomb não difere muito dos restantes, ficando todos os resultados numéricos muito aquém dos valores observados *in-situ*.

Na Figura 4.31 apresenta-se a evolução dos deslocamentos verticais ao longo da base do aterro para os 3 modelos estudados. Observa-se que os assentamentos sob o aterro seguem a tendência anteriormente descrita. Salienta-se o facto que no modelo de Mohr-Coulomb, após introdução da última camada do aterro (instante 190 dias), existe apenas um ligeiro aumento nos valores dos deslocamentos verticais, enquanto os resultados obtidos com os restantes modelos evidenciam aumentos em maior escala (Figura 4.31 c) e d)), evidenciando a geração de maiores assentamentos.

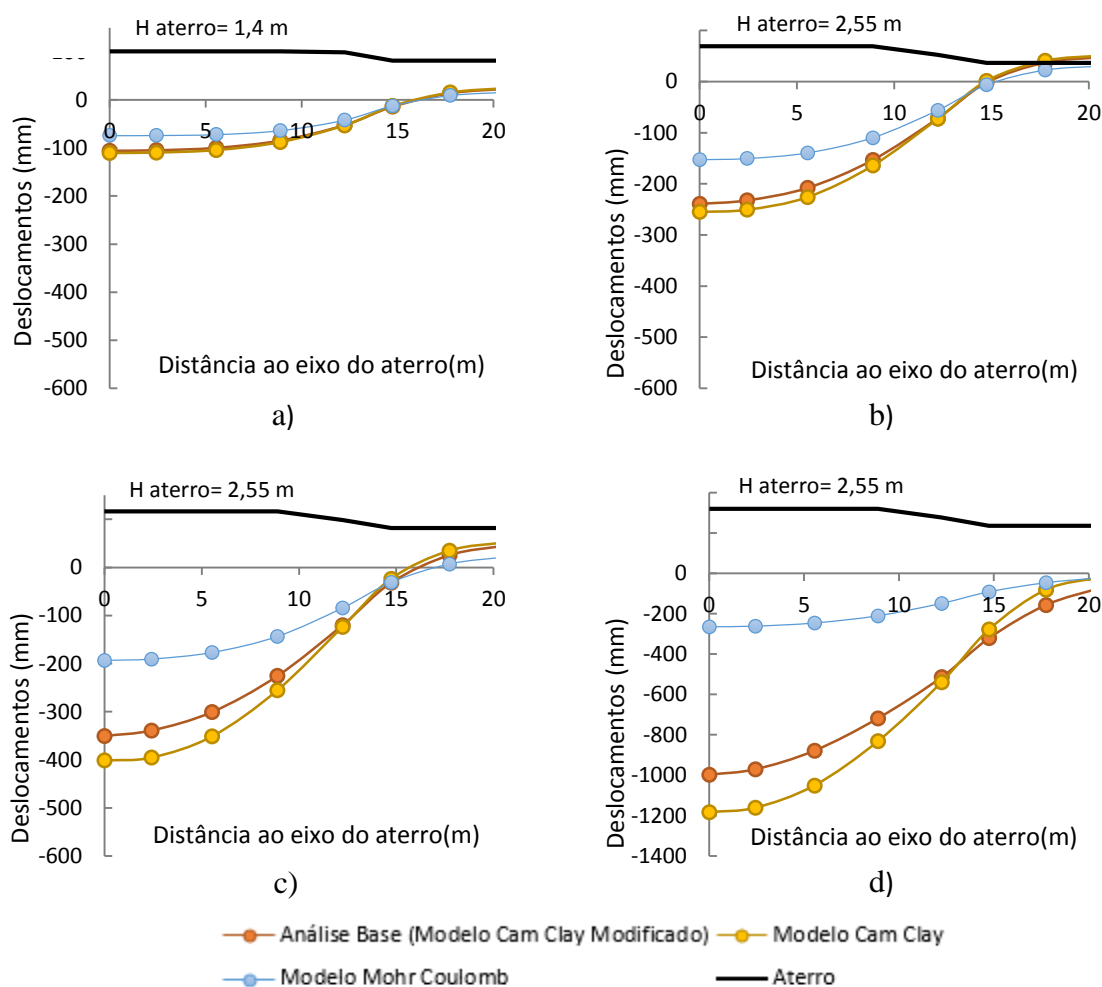


Figura 4.31- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Na Figura 4.32 apresenta-se a evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais obtidos por via numérica na prumada do ponto B (extremidade do aterro, Figura 4.14), sendo os mesmos confrontados com os valores medidos *in-situ*.

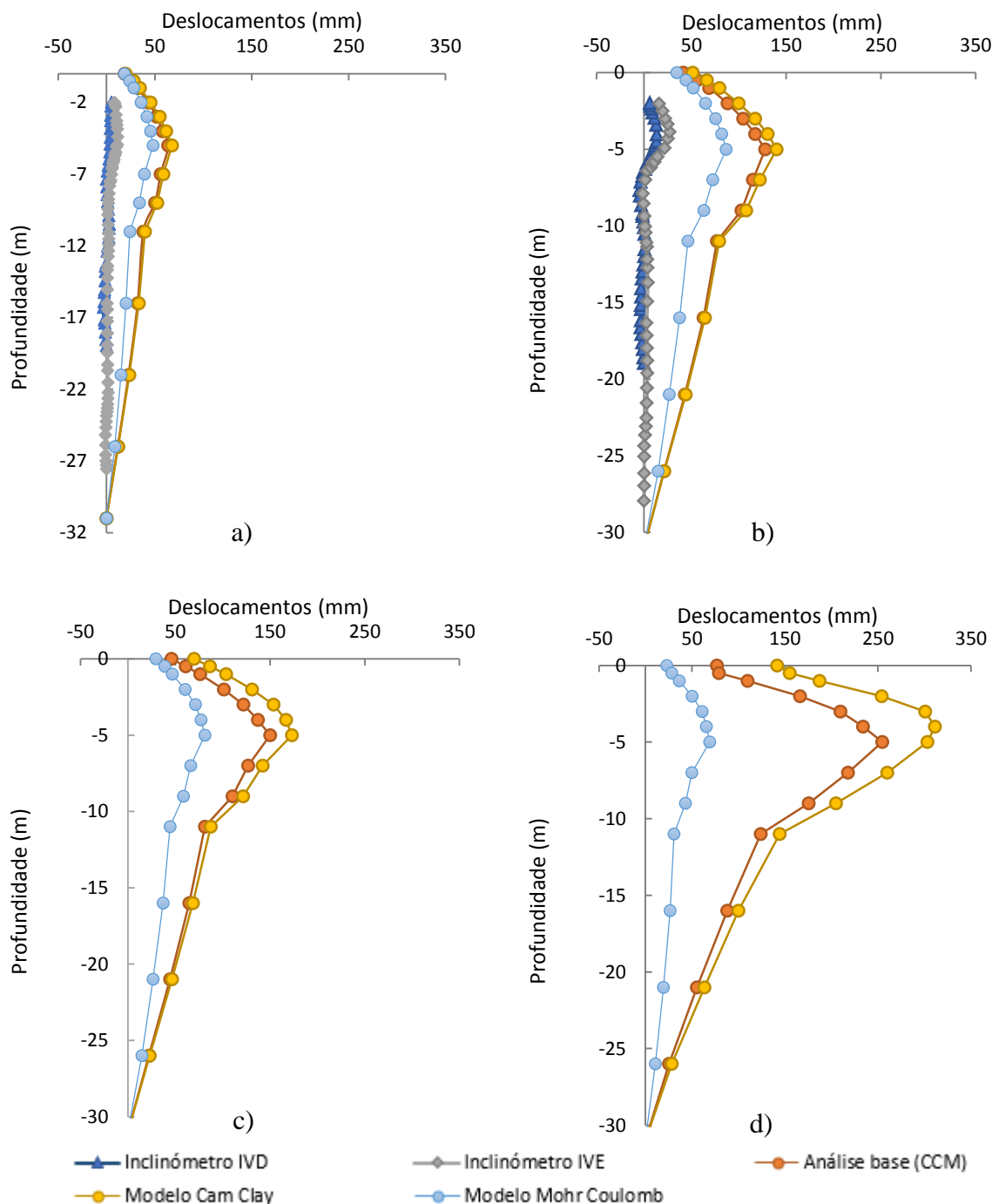


Figura 4.32- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B (x=14,8m): a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Quantitativamente constata-se que os resultados numéricos produzidos por qualquer dos modelos excede em muito os valores medidos *in-situ*, facto este explicado pelos motivos apontados no item 4.5.3. Tal como o ocorrido com os deslocamentos verticais, também nos deslocamentos horizontais a evolução destes é significativamente maior para os modelos de Cam Clay e Cam Clay Modificado do que para o modelo de Mohr Coulomb, principalmente a longo prazo. Estes resultados evidenciam bem a interdependência entre os deslocamentos horizontais e os assentamentos, obtendo-se para  $t = 6000$  dias relações  $\Delta Y/\Delta s$  de 0,263; 0,256 e 0,261, respetivamente para os modelos Cam Clay, Cam Clay Modificado e elástico/Mohr-Coulomb.

A evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais previstos pelos três modelos, pode ser observada nas Figuras 4.33 e 4.34, correspondentes aos nós 215 e 383 (Figura 4.18), respetivamente.

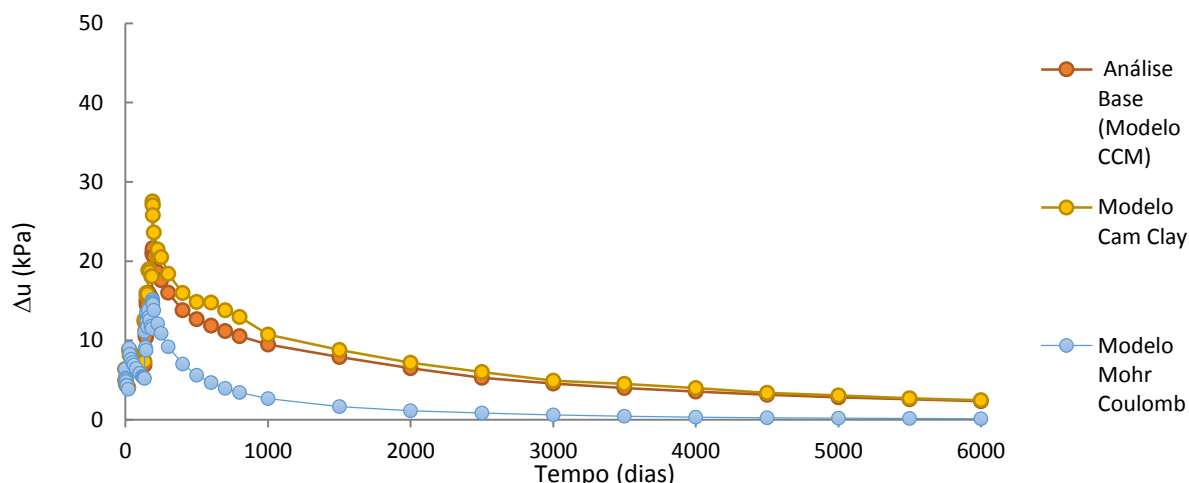


Figura 4.33- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 ( $z=1m$ ).

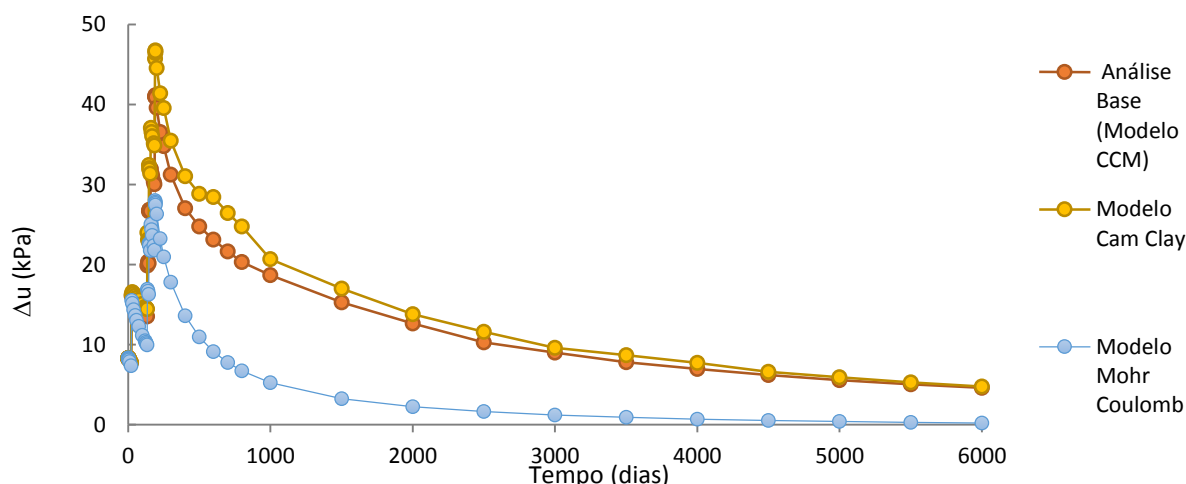


Figura 4.34- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 ( $z=4m$ )

É de notar que na primeira fase de carga os valores de  $\Delta u$  obtidos com o modelo de elástico/Mohr-Coulomb são próximos dos valores obtidos pelos modelos de Cambridge, no entanto, ao longo do tempo essa proximidade deixa de existir. O facto do modelo elástico/Mohr-Coulomb gerar menores deslocamentos no solo, tanto verticais como horizontais, induz uma geração de excessos de pressões intersticiais também menor, originando em consequência uma dissipação mais rápida de  $\Delta u$  que a obtida com os restantes modelos. Este efeito é perfeitamente visível na Figura 4.35, podendo-se observar que no instante  $t = 6000$  dias o solo já dissipou praticamente todos os excessos de pressão intersticial com o modelo elástico/Mohr-Coulomb, enquanto nos restantes modelos ainda existem  $\Delta u$  por dissipar.

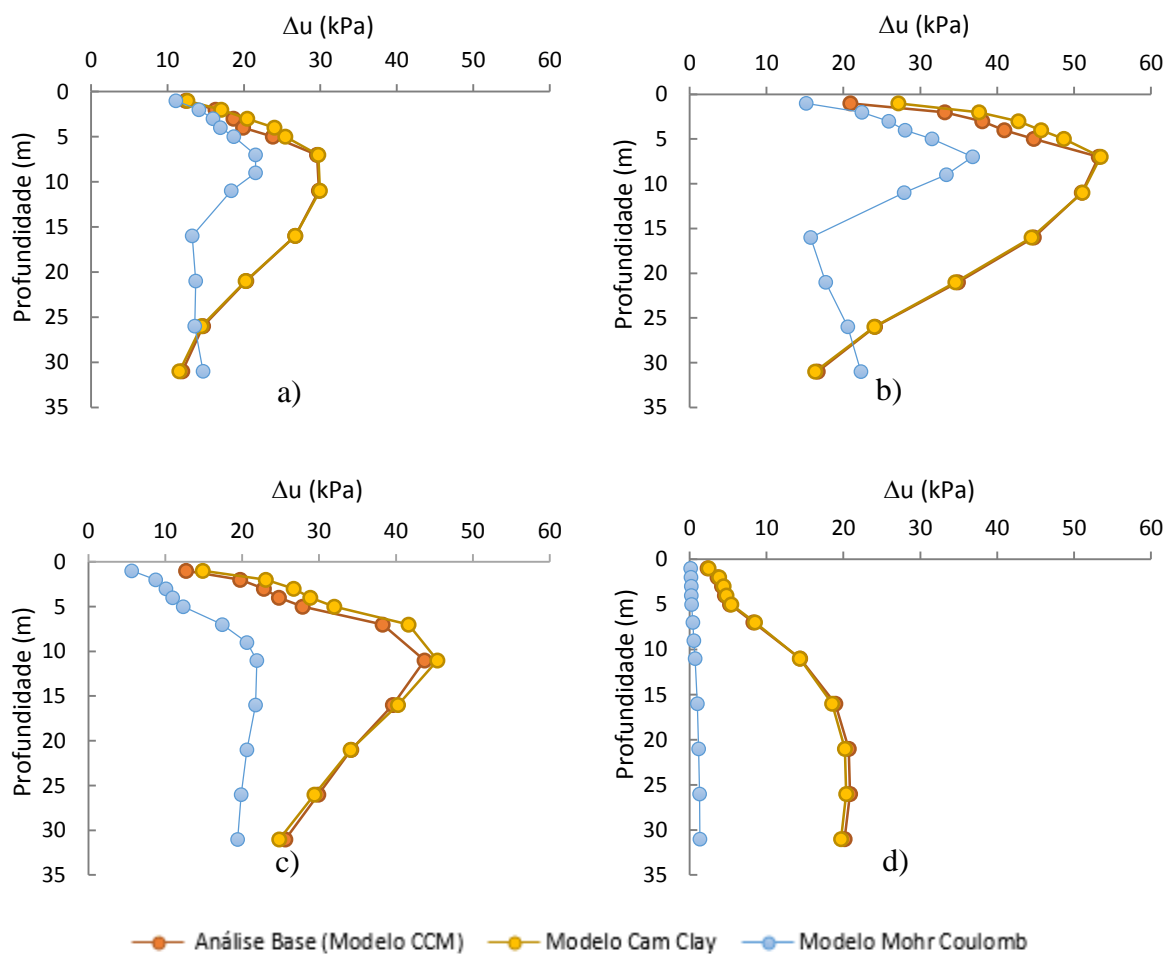


Figura 4.35 - Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias; c) 500 dias e d) 6000 dias.

### 4.6.3 Influência do modelo considerado para o material do Aterro

Neste item estuda-se a influência do tipo de modelo considerado na modelação numérica do material de aterro, bem como a influência que os parâmetros de resistência ao corte referentes ao material do aterro têm no comportamento geral. Na análise base o comportamento do aterro foi modelado através de uma lei elástica linear, à qual se associa, nas análises complementares, o modelo de Mohr-Coulomb, sendo este descrito pelos parâmetros de resistência ao corte indicados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7- Parâmetros considerados nas análises do material de aterro.

Modelo	E(MPa)				ν			
	Elástico Linear	30				0.4		
Modelo de Mohr Coulomb	Modelo1		Modelo2		Modelo3		Modelo4	
	c'(kPa)	φ'(°)	c'(kPa)	φ'(°)	c'(kPa)	φ'(°)	c'(kPa)	φ'(°)
	0	35	10	35	20	35	0	30

A evolução temporal da previsão dos assentamentos para o eixo do aterro e na extremidade, encontram-se representados nas Figura 4.36 e Figura 4.37, respetivamente. De uma maneira geral, constata-se que a variação das características do aterro tem reduzida influência no comportamento geral do solo de fundação. Estes resultados são comprovados na Figura 4.38, sendo possível verificar que os valores dos assentamentos ao longo da base do aterro são praticamente insensíveis à variação das características do material de aterro.

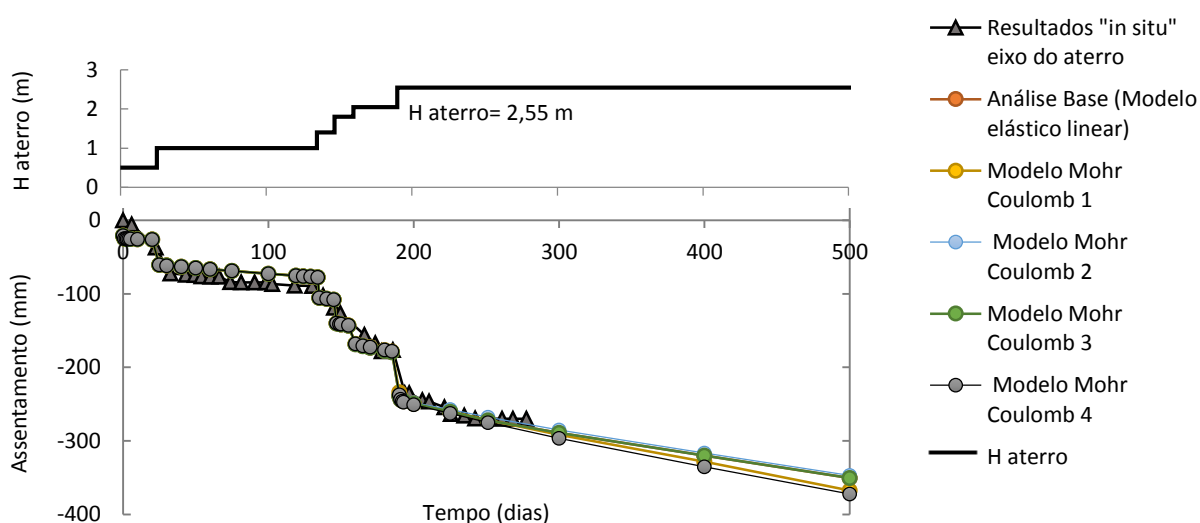


Figura 4.36- Influência dos parâmetros do material de aterro nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro.

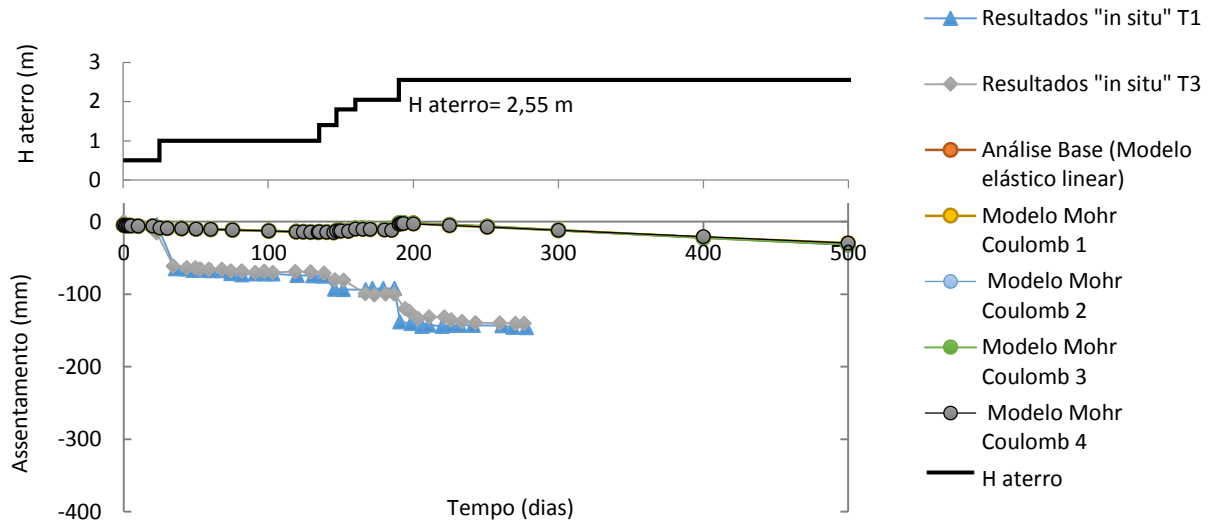


Figura 4.37- Influência dos parâmetros do material de aterro nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro.

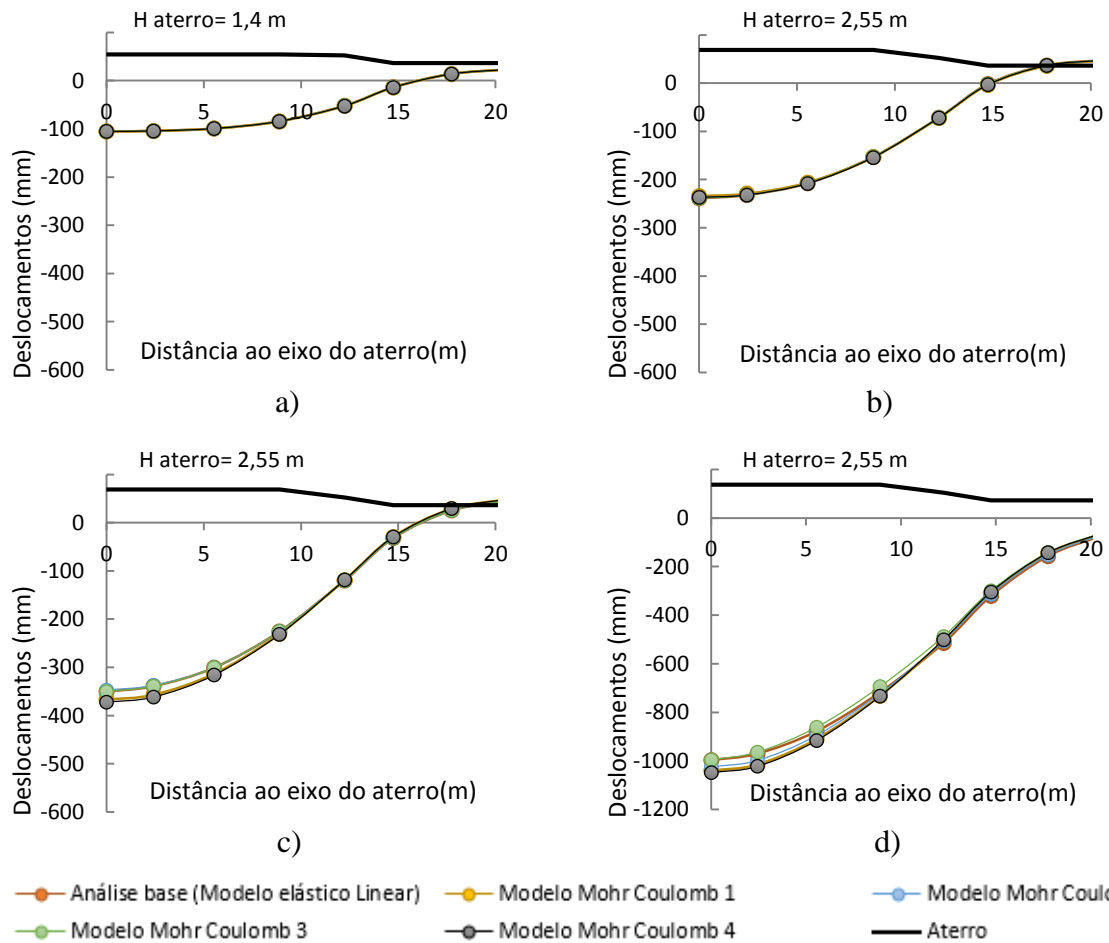


Figura 4.38- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) t=135 dias; b) t=190 dias; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Na Figura 4.39 apresenta-se a evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais (na prumada sob o ponto B, Figura 4.14) para cada uma das análises em questão.

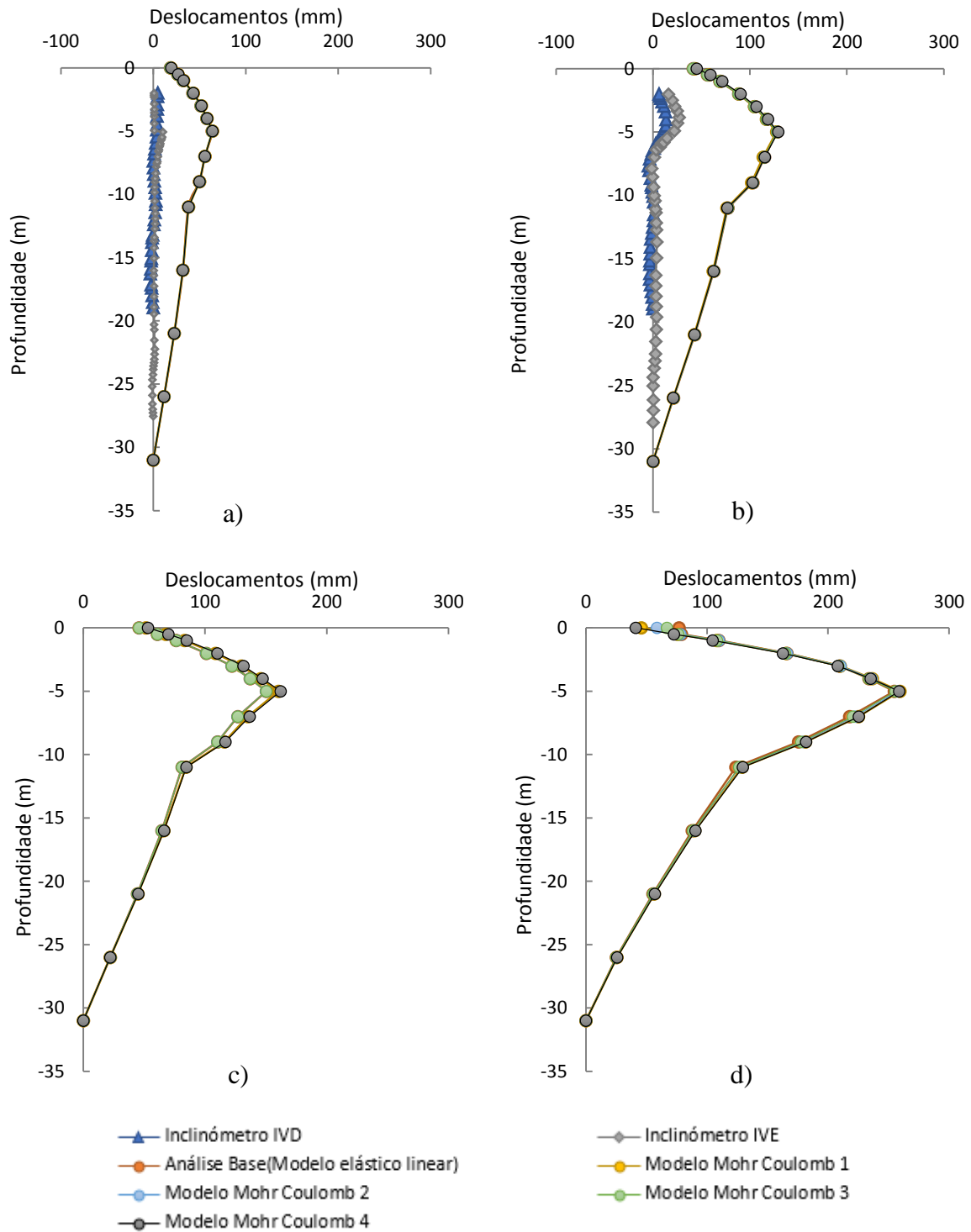


Figura 4.39- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B (x=14,8m): a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Os deslocamentos horizontais evidenciam também uma reduzida influência das características do material de aterro no comportamento global, o que naturalmente está relacionado com a pouca influência também sentida a nível de assentamentos. Tal como referido no item 4.5.3, a diferença entre os valores previstos numericamente e os medidos *in-situ* deve-se, muito provavelmente, à deposição temporária de terras na lateral do aterro, e/ou à construção de uma banquetta temporária durante a fase construtiva.

Nas Figuras 4.40 e 4.41 representam-se as evoluções temporais dos excessos de pressão intersticial para cada uma das análises realizadas, correspondentes aos nós 215 e 383 (Figura 4.18), respetivamente. Da leitura de ambas as figuras é possível salientar a pouca variabilidade do  $\Delta u$  ao longo do tempo independentemente dos parâmetros considerados para o material de aterro.

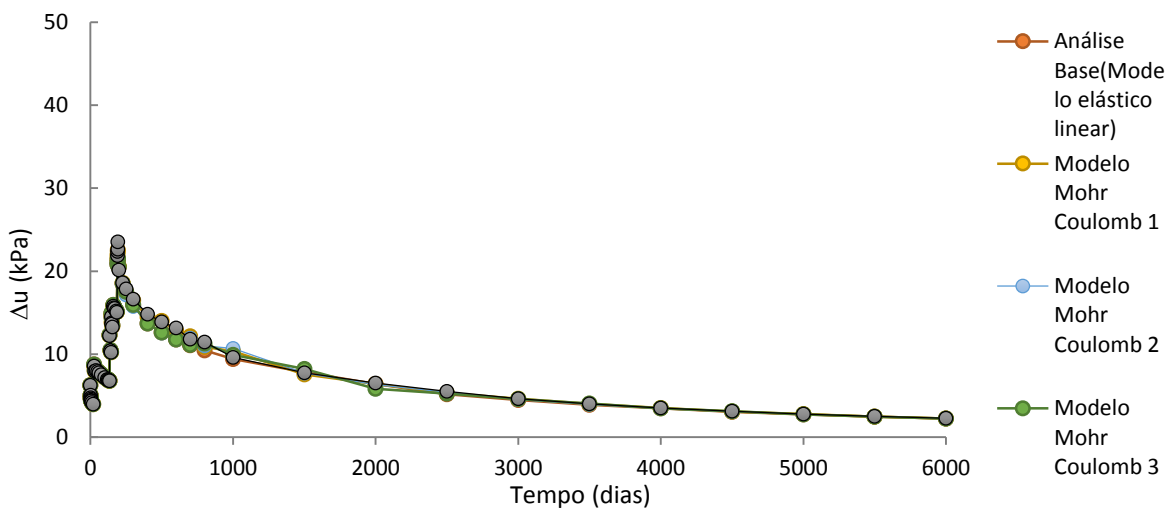


Figura 4.40- Valores dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 215.

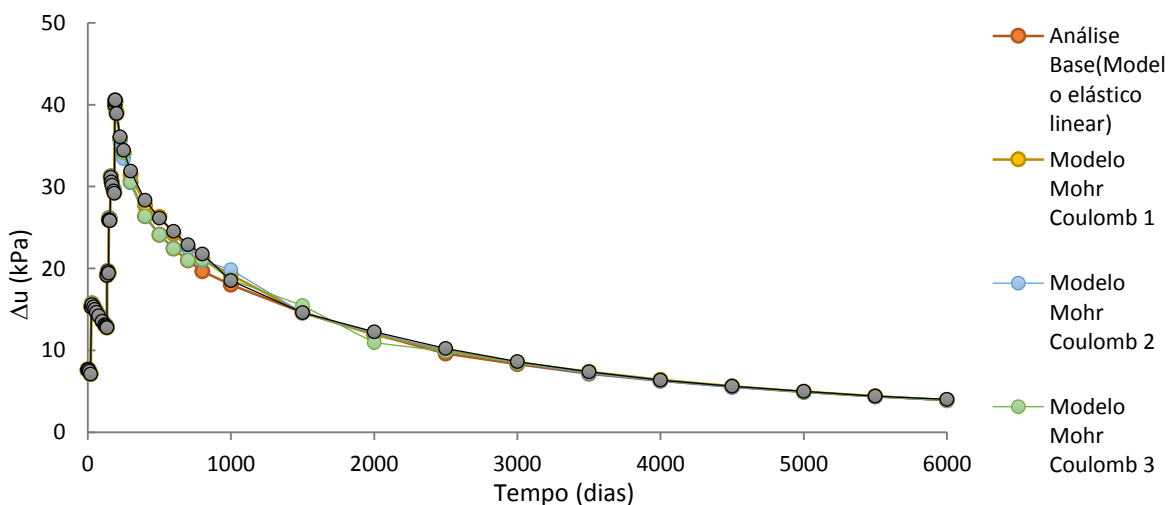


Figura 4.41- Valores dos excessos de pressões intersticiais nos Nós 383.



Analisando a evolução de  $\Delta u$  ao longo da profundidade do estrato constata-se que os resultados dão valores similares, como se pode observar na Figura 4.42.

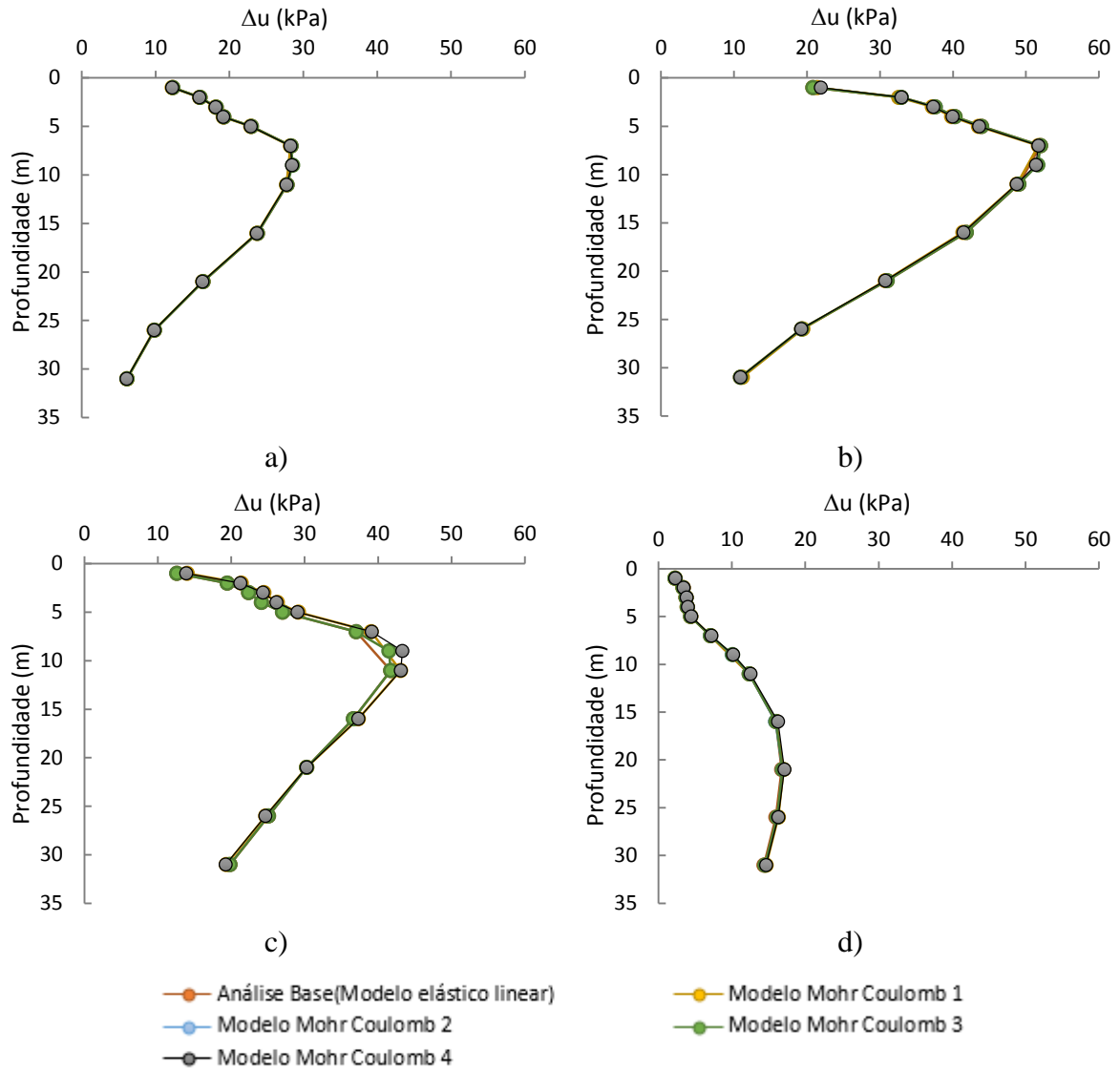


Figura 4.42- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias; c)  $t=500$  dias e d)  $t=6000$  dias.

Da análise do conjunto de resultados, conclui-se que a variação das características do material de aterro tem muito reduzida influência no comportamento do solo de fundação, tanto em termos da magnitude dos assentamentos, deslocamento horizontais e excesso de pressão intersticial. Estes resultados estão em linha com os obtidos por Venda Oliveira (2000) para um aterro não simétrico.

Era expectável que a consideração do critério de rotura de Mohr-Coulomb conduzisse a maiores valores de assentamentos e deslocamentos horizontais face ao modelo elástico linear, tal como referido por Venda Oliveira (2000). No entanto, tal não se verificou, tendo-se constatado que todas as análises efetuadas em relação ao modelo do aterro darem valores quase iguais ao estudo base (modelo elástico linear). Levando a crer que não foi atingida a rotura num número significativo de pontos do aterro, pois a utilização do modelo elástico/Mohr-Coulomb pressupõe comportamento elástico até à rotura.

#### 4.6.4 Influência da Permeabilidade do solo de fundação

Sabendo que as argilas são conhecidas pela sua baixa permeabilidade, neste item estuda-se a influência da permeabilidade do solo de fundação no comportamento global da obra. No estudo base, como referido anteriormente, considerou-se o solo com anisotropia de permeabilidade, sendo a permeabilidade horizontal três vezes superior à vertical. Nas análises complementares aqui realizadas, estudam-se um caso com permeabilidade superior ( $k_{base} * 10$ ), outro com permeabilidade inferior ( $k_{base}/10$ ) e ainda o caso em que o solo tem características isotrópicas ( $k_x = k_y$ ) (Quadro 4.8).

Quadro 4.8- Valores considerados para permeabilidade do solo de fundação.

	$k_{base}$		$k_{base}/10$		$k_{base} * 10$		$k_x = k_y$	
	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)	$K_y$ (m/dia)	$K_x$ (m/dia)
<b>Material 1</b>	$9,50 \times 10^{-5}$	$2,85 \times 10^{-4}$	$9,50 \times 10^{-6}$	$2,85 \times 10^{-5}$	$9,50 \times 10^{-4}$	$2,85 \times 10^{-3}$	$9,50 \times 10^{-5}$	$9,50 \times 10^{-5}$
<b>Material 2</b>	$3,46 \times 10^{-4}$	$1,04 \times 10^{-3}$	$3,46 \times 10^{-5}$	$1,04 \times 10^{-4}$	$3,46 \times 10^{-3}$	$1,04 \times 10^{-2}$	$3,46 \times 10^{-4}$	$3,46 \times 10^{-4}$
<b>Material 3</b>	$4,75 \times 10^{-4}$	$1,43 \times 10^{-3}$	$4,75 \times 10^{-5}$	$1,43 \times 10^{-4}$	$4,75 \times 10^{-3}$	$1,43 \times 10^{-2}$	$4,75 \times 10^{-4}$	$4,75 \times 10^{-4}$
<b>Material 4</b>	$8,64 \times 10^{-5}$	$2,59 \times 10^{-4}$	$8,64 \times 10^{-6}$	$2,59 \times 10^{-5}$	$8,64 \times 10^{-4}$	$2,59 \times 10^{-3}$	$8,64 \times 10^{-5}$	$8,64 \times 10^{-5}$
<b>Material 5</b>	$6,91 \times 10^{-5}$	$2,07 \times 10^{-4}$	$6,91 \times 10^{-6}$	$2,07 \times 10^{-5}$	$6,91 \times 10^{-4}$	$2,07 \times 10^{-3}$	$6,91 \times 10^{-5}$	$6,91 \times 10^{-5}$
<b>Material 6</b>	$5,18 \times 10^{-5}$	$1,56 \times 10^{-4}$	$5,18 \times 10^{-6}$	$1,56 \times 10^{-5}$	$5,18 \times 10^{-4}$	$1,56 \times 10^{-3}$	$5,18 \times 10^{-5}$	$5,18 \times 10^{-5}$

A previsão numérica da evolução temporal dos assentamentos para o eixo e na extremidade do aterro, encontram-se representados nas Figura 4.43 e Figura 4.44, respetivamente. Observando os assentamentos no eixo do aterro constata-se que a análise com a maior permeabilidade,  $k_{base} * 10$ , promove, para um dado instante, valores de assentamentos muito maiores que as restantes, uma vez que um solo mais permeável permite que a água retida nos vazios deste se dissipe mais rapidamente, e como tal os assentamentos são maiores. De forma oposta, a análise com  $k_{base}/10$ , para um dado instante de tempo, terá menores assentamentos devido à redução da

permeabilidade do solo. Evidentemente, a longo prazo, ou seja, no final da consolidação, os assentamentos serão independentes do valor do coeficiente de permeabilidade utilizado para o solo de fundação.

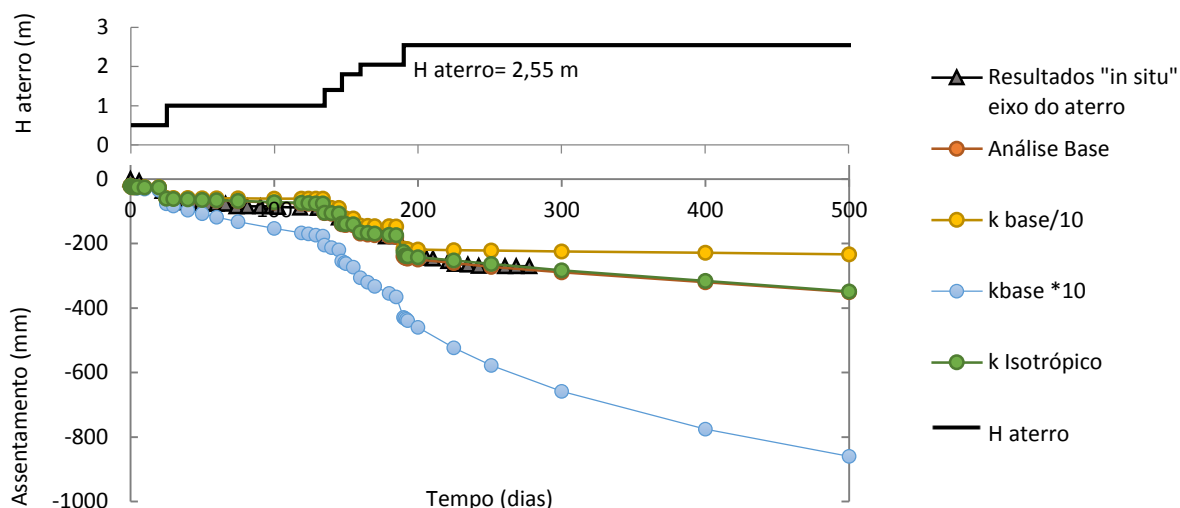


Figura 4.43- Influência da permeabilidade nos assentamentos obtidos por via numérica para o eixo do aterro.

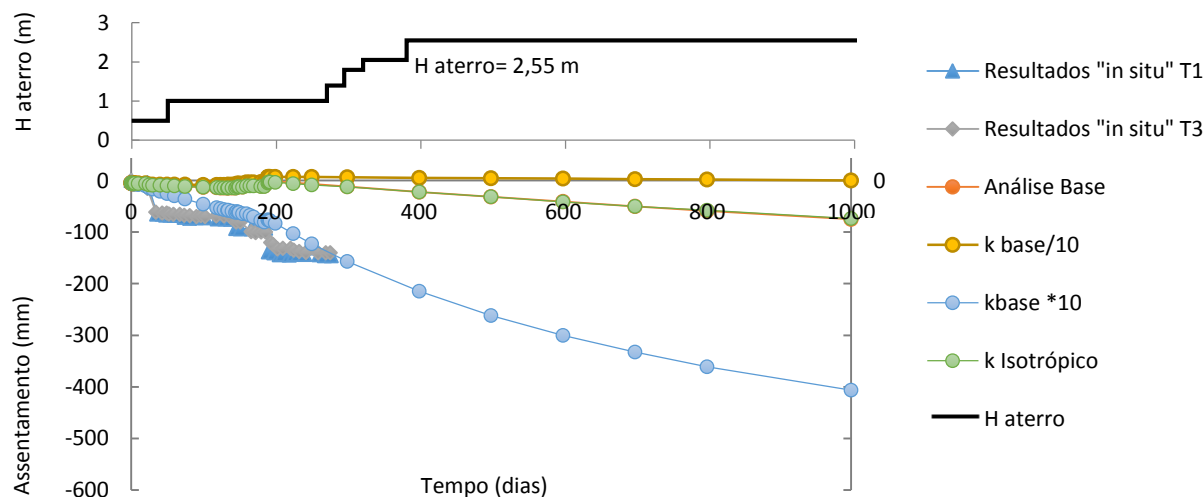


Figura 4.44- Influência da permeabilidade nos assentamentos obtidos por via numérica para a extremidade do aterro.

Quando se modela o solo de fundação com valores de  $k_x=k_y=k_{y-base}$ , constata-se que o comportamento do solo é muito similar ao registado na análise base, podendo-se então concluir que o fluxo de água é predominantemente vertical, pois apenas desta forma se explica a não influência da permeabilidade horizontal na evolução temporal dos assentamentos. Este resultado é consequência direta da modelação das condições de fronteira hidráulicas da malha

de elementos finitos, tendo-se considerado a existência de apenas uma fronteira drenante, no topo do solo de fundação (item 4.3).

Na extremidade do aterro (Figura 4.44), para a permeabilidade mais baixa ( $k_{base}/10$ ) existem levantamentos um pouco superiores à análise base, os quais vão diminuindo progressivamente com o tempo, como se pode observar na Figura 4.44. O perfil de assentamentos para as restantes análises mostra-se similar ao que acontece para o eixo do aterro, com a particularidade da grandeza dos assentamentos na extremidade ser bastante inferior à registada no eixo do aterro (Figura 4.45).

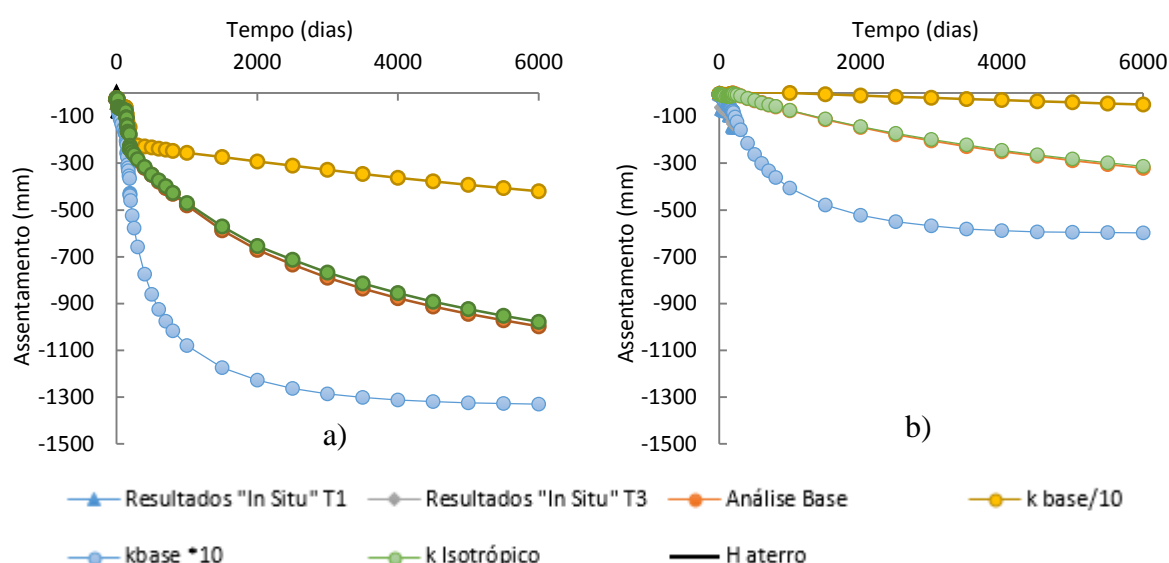


Figura 4.45- Influência da permeabilidade na evolução temporal dos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro b) na extremidade do aterro.

Observando o comportamento a longo prazo do solo de fundação, é possível perceber que um aumento de dez vezes (ou seja, uma ordem de grandeza) da permeabilidade do solo reduz abruptamente o tempo de consolidação do solo, a Figura 4.45 indica de forma clara que para o instante final da análise (6000 dias) o solo com maior permeabilidade já estaria consolidado ao passo que os restantes casos ainda não. Para uma melhor perceção do desenvolvimento dos assentamentos na base do aterro pode-se recorrer à Figura 4.46. Observa-se que o aumento do coeficiente de permeabilidade do solo de fundação se repercute numa “quase” translação do perfil de assentamentos no sentido do seu aumento, tendo como consequência a existência de assentamentos na lateral do aterro com alguma expressão.

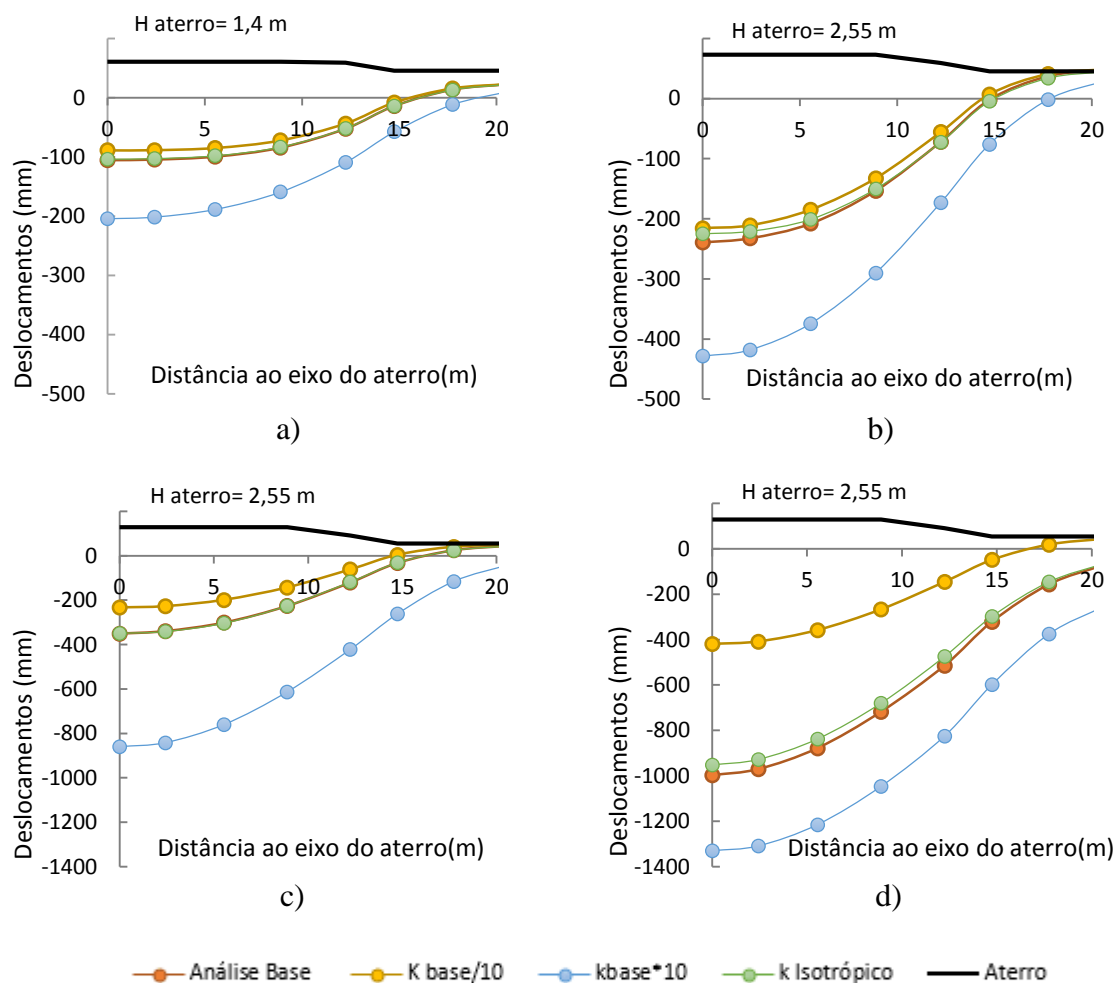


Figura 4.46- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias ; c)  $t=500$  dias; d)  $t=6000$  dias.

Os resultados da Figura 4.47, corroboram o comportamento do solo anteriormente descrito, observando-se que a curto prazo o aumento do coeficiente de permeabilidade, promove a existência de maiores deslocamentos horizontais, os quais naturalmente encontram-se relacionados com a evolução dos assentamentos. A longo prazo, parece haver convergência dos deslocamentos horizontais, independentemente da permeabilidade considerada. Para o tempo  $t=6000$  dias e para a situação de  $k_{base}/10$ , os deslocamentos horizontais são menores que os dos restantes casos, refletindo que o processo de consolidação ainda não cessou, ou seja, com o decorrer da consolidação os deslocamentos horizontais irão aumentar. Uma vez mais, a não concordância entre as previsões numéricas dos deslocamentos horizontais e os valores medidos *in-situ* é justificada pelas hipóteses indicadas no item 4.5.3.

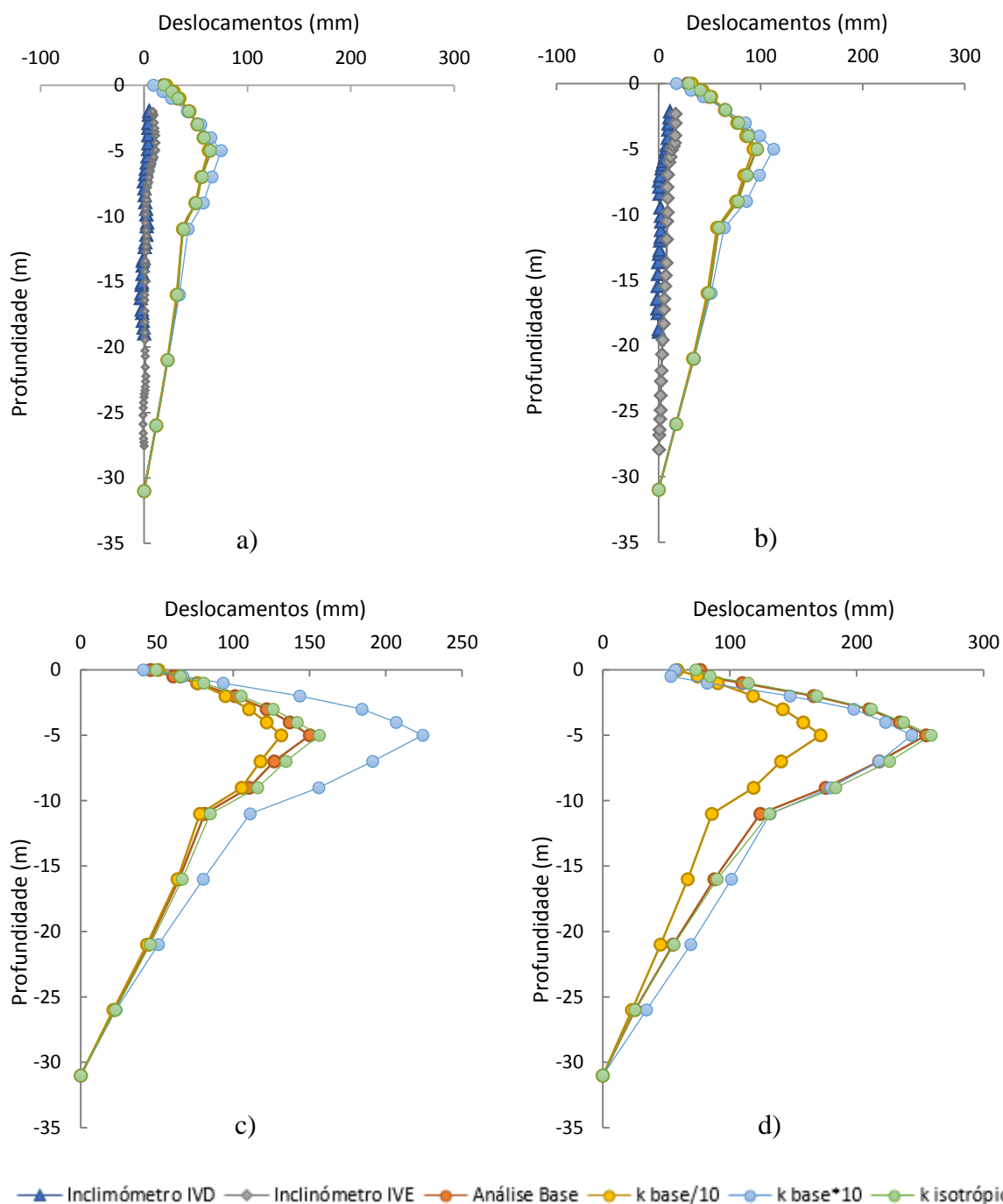


Figura 4.47- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B (x=14,8m): a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

A influência da permeabilidade do solo de fundação na evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais, pode ser observada nas Figuras 4.48 e 4.49, correspondentes aos nós 215 e 383 (Figura 4.18), respetivamente.

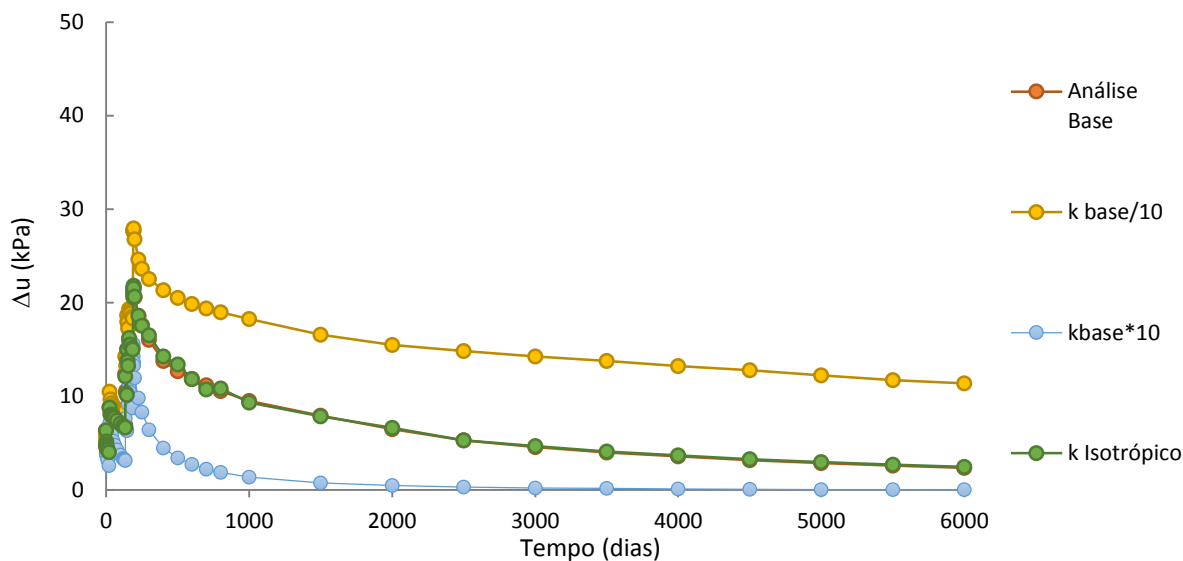


Figura 4.48- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 (z= 1m).

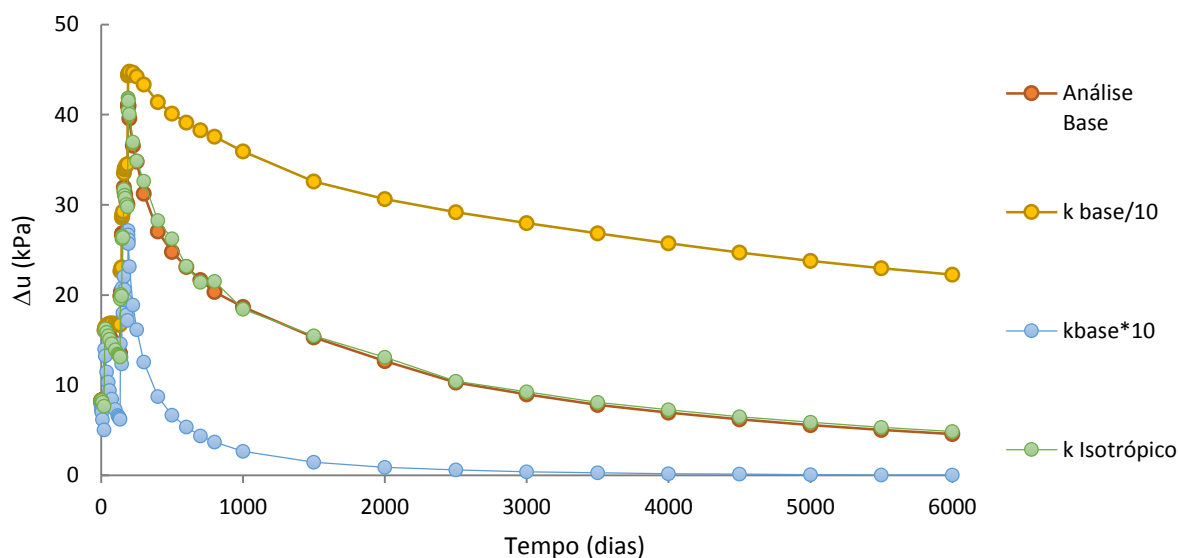


Figura 4.49- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 (z= 4m).

Os valores dos  $\Delta u$  vêm comprovar o que já foi anteriormente referido: permeabilidades mais reduzidas dificultam o fluxo de água, demorando muito mais tempo a dissipar os excessos de pressão intersticial, levando a que cumulativamente no final da construção do aterro ( $t = 190$  dias) se obtenham maiores excessos de pressão intersticial. Em suma, a variação do coeficiente de permeabilidade altera o tempo de consolidação, sendo este muito superior para valores de permeabilidade baixos, como é o caso de  $k_{base}/10$ .

Este facto pode ser observado na Figura 4.50, que representa a evolução em profundidade de  $\Delta u$ , e onde se consegue observar nitidamente que para o último instante ( $t=6000$  dias) a análise

de  $k_{base} * 10$  já consolidou, uma vez que já houve dissipação de todos os excessos de pressões intersticiais ao longo do estrato, enquanto para as restantes análises ainda existem valores consideráveis de  $\Delta u$  para dissipar, com maior expressão para  $k_{base}/10$ .

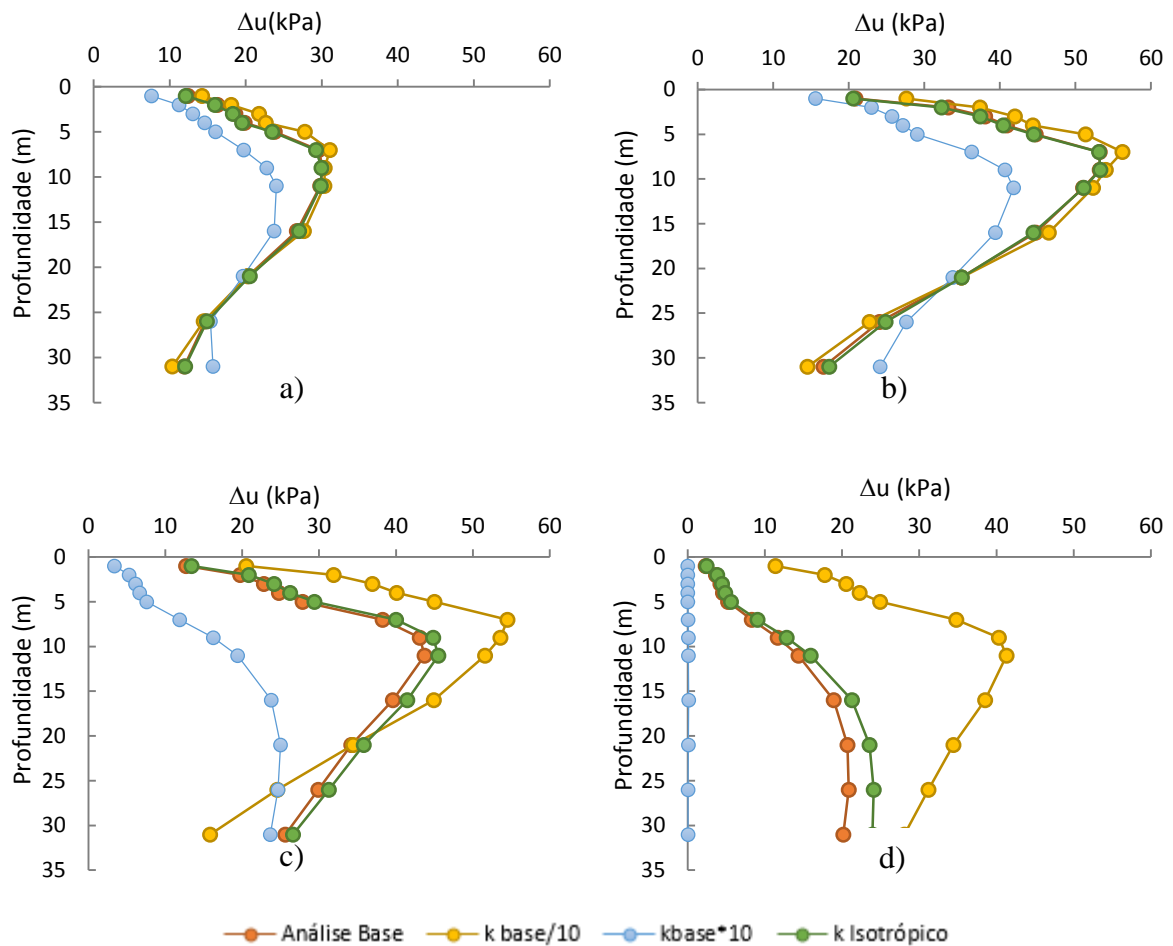


Figura 4.50- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes a) t=135 dias; b) t=190 dias; c) t=500 dias e d) t=6000 dias.



#### 4.6.5 Influência da sequência construtiva do aterro

No presente item estuda-se a influência da forma como é construído o aterro no comportamento global da obra. Para além do caso base, estudam-se outras seis sequências construtivas, identificadas por Caso 1 a 6 conforme a Figura 4.51 e a descrição seguidamente apresentada.

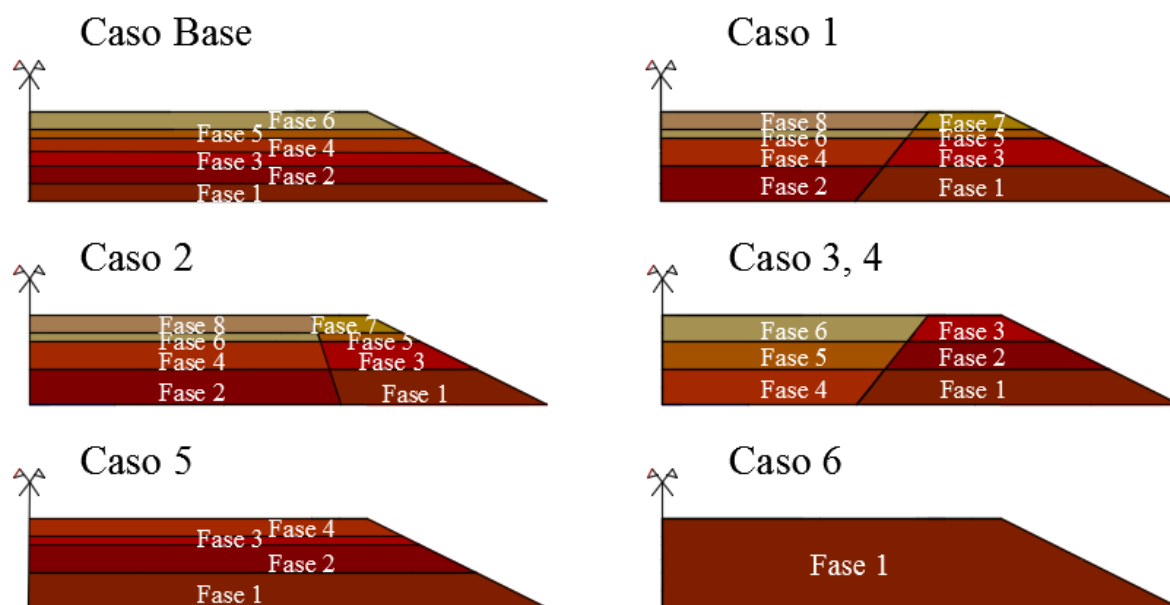


Figura 4.51- Faseamento construtivo de cada Análise.

No caso base, o aterro foi construído por seis camadas depositadas horizontalmente umas sobre as outras, correspondendo neste caso, cada camada a uma fileira de elementos da malha de elementos finitos.

No caso 1, as quatro camadas são subdivididas em termos de desenvolvimento horizontal, começando-se por depositar a subcamada exterior e somente depois a camada interior.

O caso 2 tem o mesmo princípio que o caso 1, com a diferença na permuta de comprimentos de cada subcamada: se a fase 1 do caso 1 correspondia a três elementos da malha e a fase 2 a dois elementos, nesta análise haverá uma troca e a fase 1 corresponderá a dois elementos e a fase 2 a três, funcionando de igual forma nas restantes camadas.

No caso 3, o aterro é construído em 3 camadas subdivididas horizontalmente, consistindo o método construtivo em efetuar parte do aterro (zona exterior) em primeiro lugar em todo o seu desenvolvimento em altura e posteriormente o restante.

O caso 4 tem o mesmo faseamento construtivo que a anterior diferindo apenas no período temporal. Enquanto nas restantes análises todo o faseamento construtivo demorava 190 dias, neste caso foi esse o período definido para a realização da primeira metade do aterro, correspondendo às fases 1, 2 e 3 da sequência construtiva (Figura 4.51). As fases seguintes demoraram mais 160 dias, o que resulta num total de 350 dias para a construção faseada do aterro.

O caso 5 é semelhante ao caso base com a diferença de se construir o aterro em quatro camadas depositadas horizontalmente umas sobre as outras, correspondendo ao caso A da Figura 4.4.

Com o caso 6, pretende-se perceber qual o comportamento se o aterro fosse construído numa única fase. Naturalmente, em termos práticos, este caso de carga só é viável de ser implementado se o solo de fundação tiver capacidade de carga suficiente, o que em geral não acontece quando na presença de solos moles.

A previsão numérica da evolução temporal dos assentamentos no eixo do aterro e na extremidade, encontram-se representados nas Figuras 4.52 (casos 1 e 2), 4.53 (casos 3 e 4), e 4.54 (casos 5 e 6), de acordo com os vários faseamentos construtivos e sempre em comparação com a análise base. Uma vez que em todas as análises anteriores não se conseguiu uma boa previsão de resultados para a extremidade do aterro, e não se sabendo ao certo qual será a causa da discrepância de valores, seguidamente opta-se por comentar apenas o comportamento para o eixo do aterro.

Na Figura 4.52 pode-se observar para o eixo do aterro que apesar dos resultados numéricos dos casos 1 e 2 não terem uma correlação tão boa com os valores medidos *in-situ* como o caso base, poderiam ser uma boa aproximação. Tal deve-se ao facto da construção das camadas ser feita de modo diferente mas respeitando os mesmos instantes temporais, não motivando uma diferença acentuada de valores. Contudo, nos casos 1 e 2, durante a construção do aterro ( $t < 190$  dias), face ao caso base, observa-se uma ligeira diminuição dos assentamentos no eixo e um ligeiro acréscimo na lateral, o que leva a crer que a construção inicial do exterior do aterro leva a uma diminuição dos assentamentos diferenciais entre o eixo e a lateral aterro.

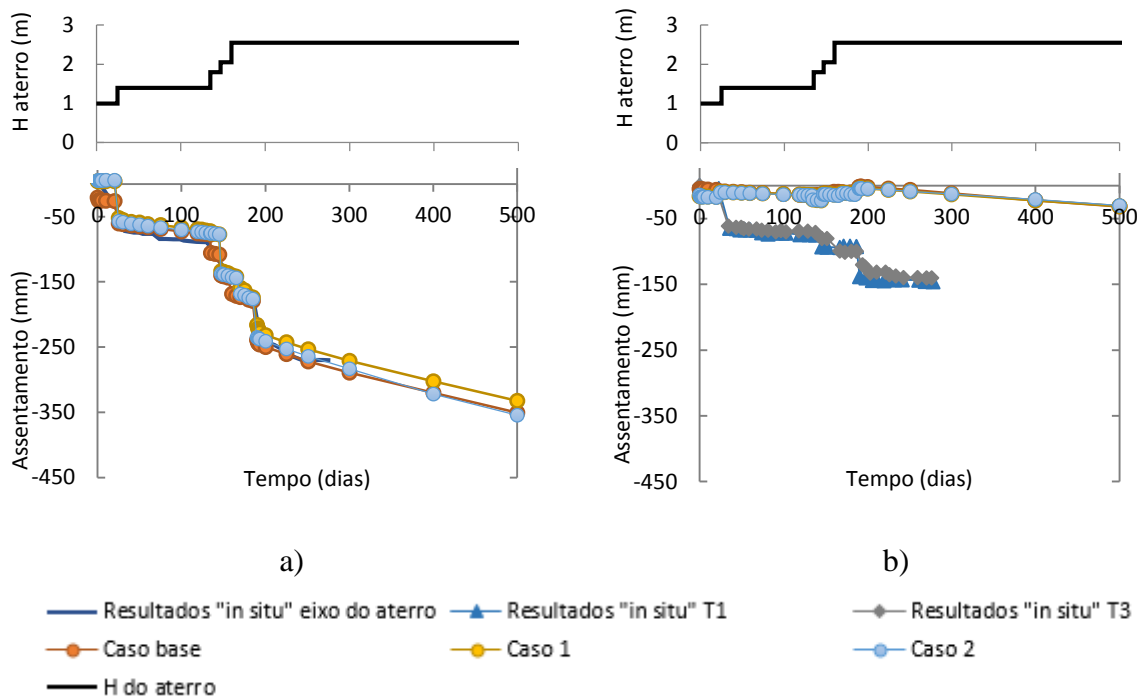


Figura 4.52- Influência da sequência construtiva (casos 1 e 2) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro; b) na extremidade do aterro.

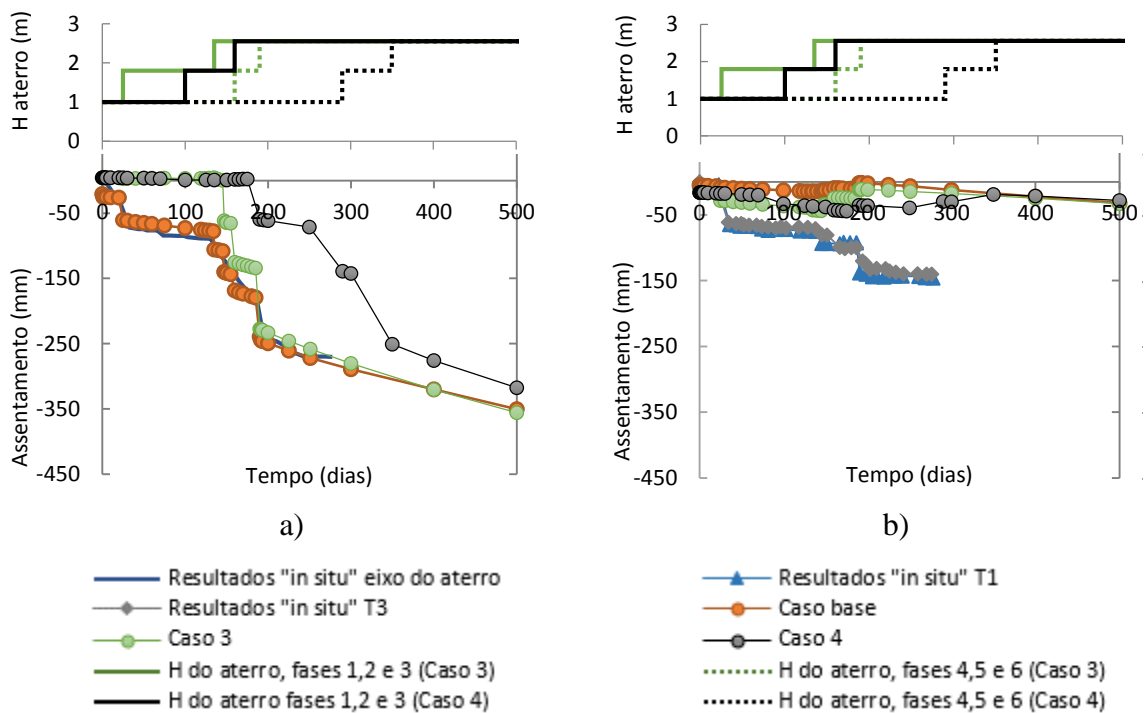


Figura 4.53- Influência da sequência construtiva (casos 3 e 4) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro; b) na extremidade do aterro.

Da análise da Figura 4.53 verifica-se que aquando da construção da parte externa do aterro (até ao instante 147 dias no caso 3 e 190 dias no caso 4), contrariamente ao que se tem verificado, existe um ligeiro levantamento do solo no eixo do aterro e um aumento dos assentamentos registados na extremidade deste. Uma vez que, nas análises em questão, a deposição das camadas horizontais não é feita na totalidade do perfil transversal, promovendo primeiro o desenvolvimento em altura da parte externa do aterro, o solo tende a assentar do lado externo e a levantar do lado interno (junto ao eixo do aterro). Quando a parte interna do aterro começa a ser executada, aumentam os assentamentos no eixo do aterro e diminuem na extremidade. É de salientar que após a execução de todas as camadas de aterro, ou seja, para os instantes posteriores a 190 e 350 dias, respetivamente para o caso 3 e 4, os assentamentos começam a ser pouco influenciáveis pelo faseamento construtivo do aterro.

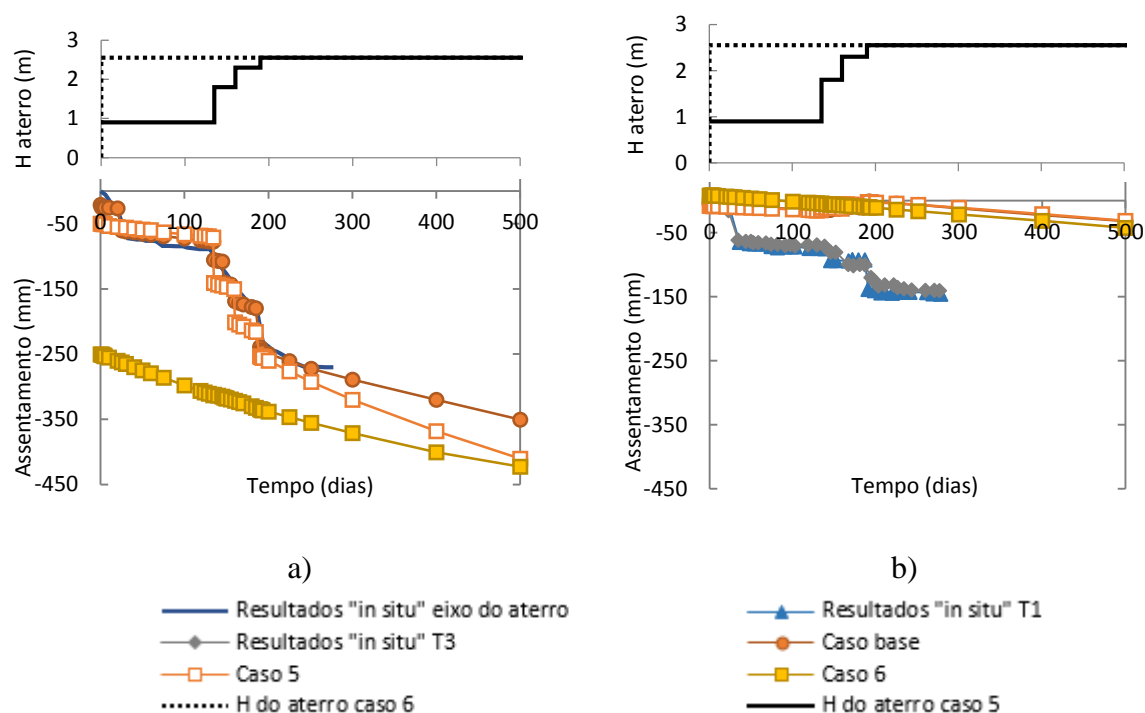


Figura 4.54- Influência da sequência construtiva (casos 5 e 6) nos assentamentos obtidos por via numérica: a) no eixo do aterro b) na extremidade do aterro.

Observando a Figura 4.54, que ilustra os casos 5 e 6 do faseamento construtivo, depreende-se que no caso 5 os assentamentos no eixo do aterro diferem um pouco dos valores registados *in-situ*, prevendo, de um modo geral, valores superiores aos obtidos no caso base para os instantes temporais analisados ( $t < 500$  dias). No caso 6, correspondente à construção do aterro numa só fase, tal como seria de esperar, existe um aumento considerável de assentamentos face aos demais faseamentos construtivos analisados. Logo de início, a previsão dos assentamentos chega a ser da mesma ordem dos valores registados *in-situ* para o instante correspondente ao fim da construção do aterro. O facto da construção não ser faseada, impede que haja ganho de

resistência do solo entre camadas, e como tal, os assentamentos são muito maiores. No entanto, a longo prazo esta diferença tende a atenuar-se, como se pode observar na Figura 4.55.

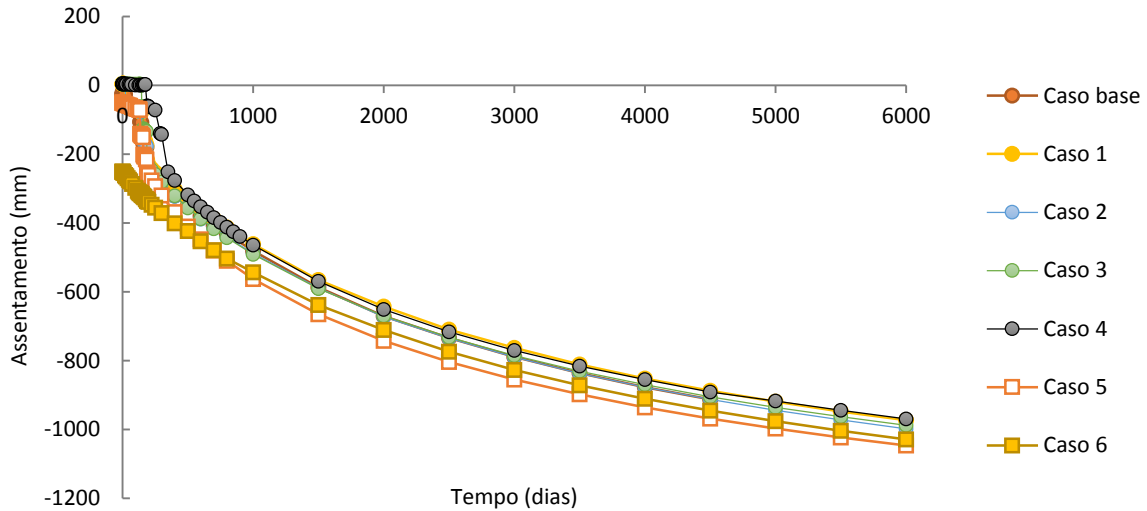
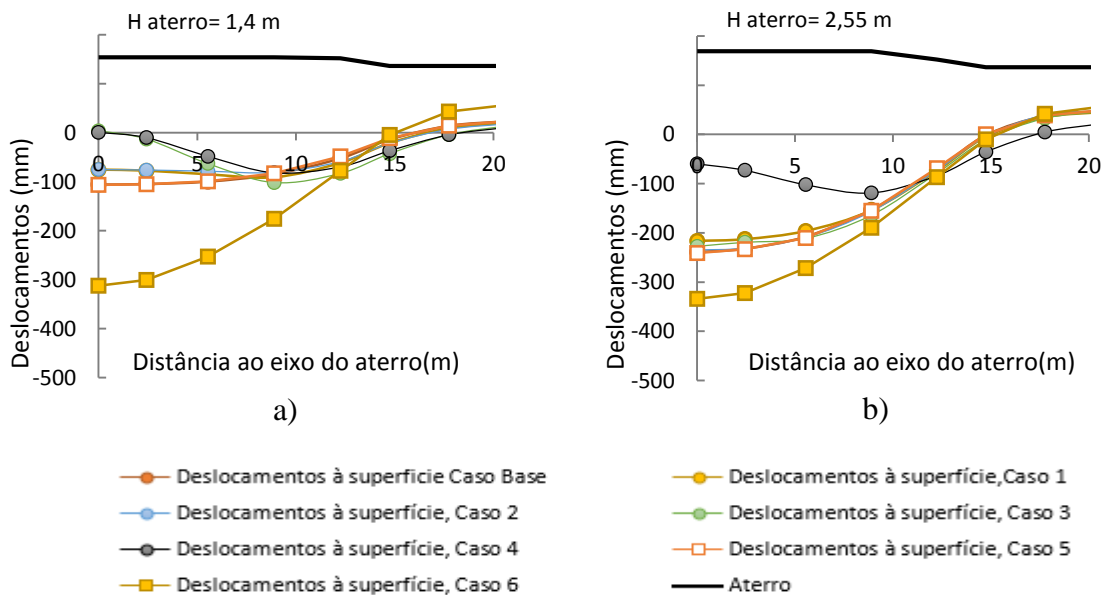


Figura 4.55- Previsão da evolução temporal dos assentamentos para o eixo do aterro.

Na Figura 4.56 podem-se observar as evoluções dos deslocamentos verticais ao longo da base do aterro para os diversos faseamentos construtivos analisados. Pela observação da figura, é possível constatar que o caso 6 (construção numa única camada) é o que se destaca em relação aos restantes, tanto mais quanto menor for o tempo considerado (compare-se as alíneas a) e b) com as alíneas c) e d) da Figura 4.56



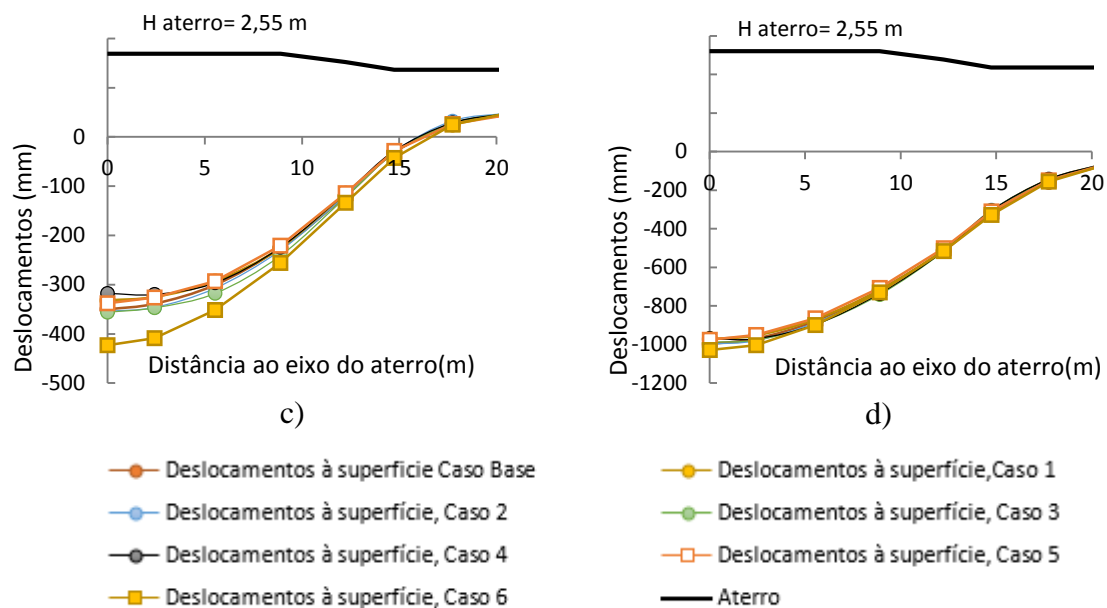
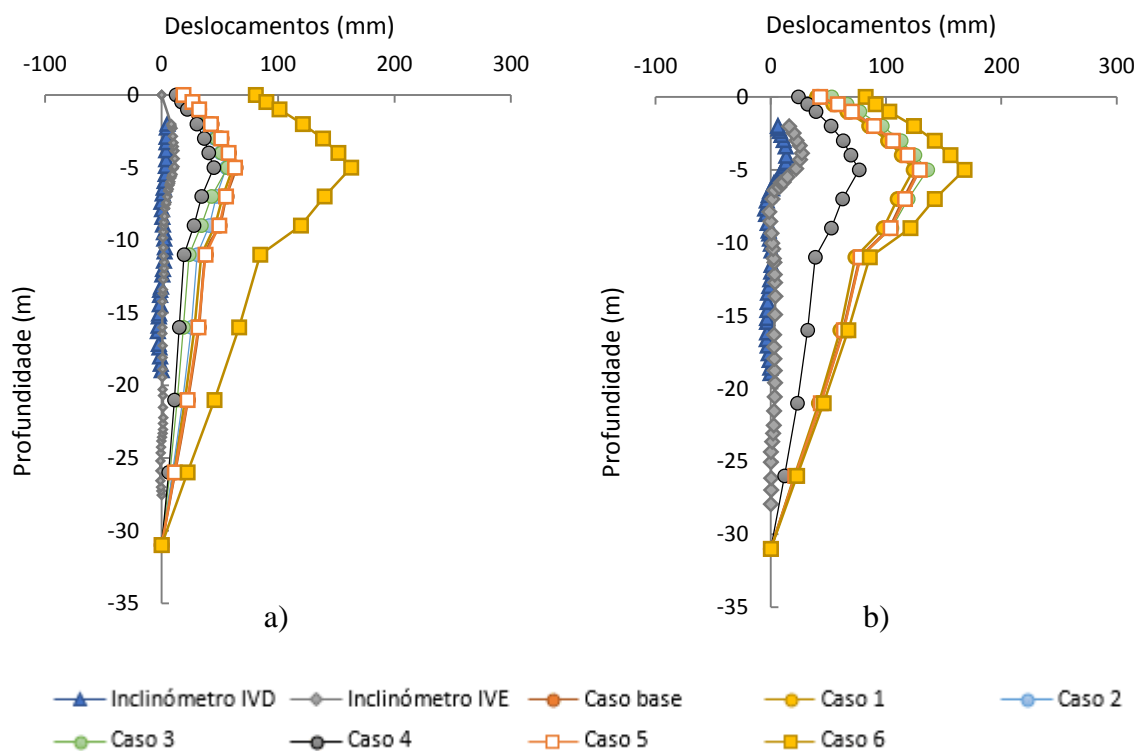


Figura 4.56- Variação dos deslocamentos verticais na base do aterro para diferentes tempos: a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Na Figura 4.57 representa-se a previsão da evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais (na prumada sob o ponto B, Figura 4.14) para cada um dos faseamentos construtivos analisados.



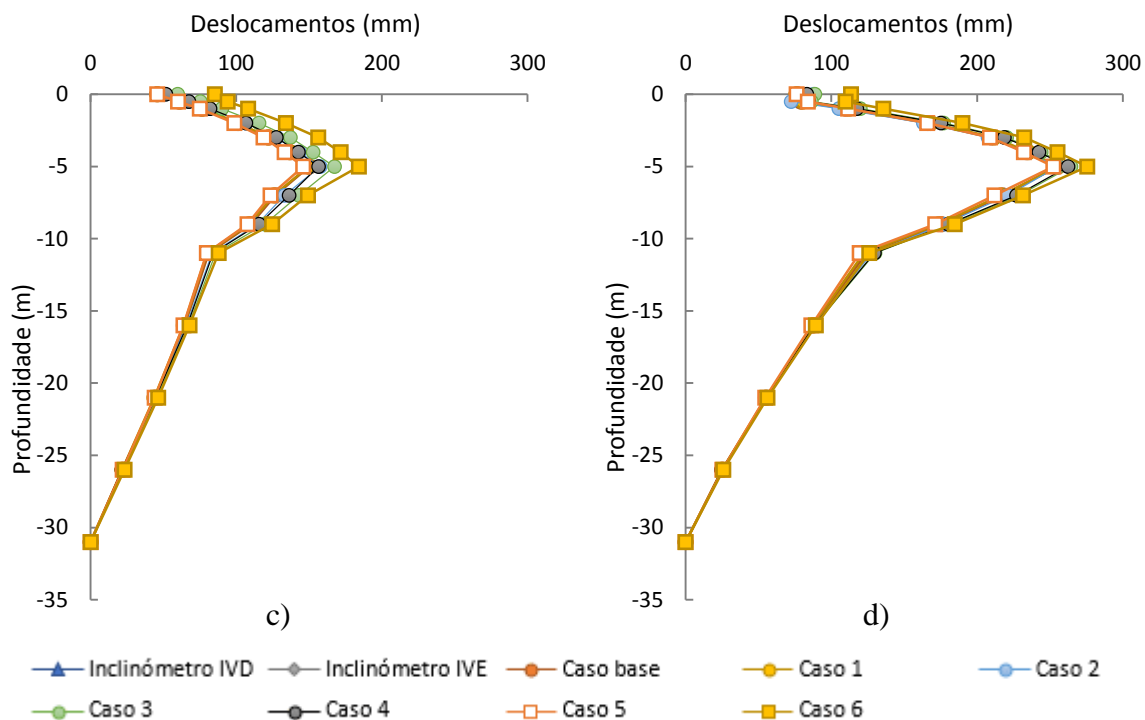


Figura 4.57- Evolução em profundidade dos deslocamentos horizontais na prumada sob o ponto B (x=14,8m): a) t=135 dias; b) t=190 dias ; c) t=500 dias; d) t=6000 dias.

Em termos qualitativos, observa-se que os deslocamentos horizontais aumentam ao longo do tempo e tendem a diminuir em profundidade (após os 5 a 6 m iniciais), uma vez que em profundidade o solo é mais rígido e também porque deixa de se sentir tanto a influência dos carregamentos à superfície. Em termos quantitativos, constata-se que o caso 6 é o que provoca maiores deslocamentos horizontais de solo para os instantes 135 e 190 dias, observando-se com o incremento temporal uma homogeneidade dos deslocamentos qualquer que seja o faseamento construtivo adotado. À semelhança das análises anteriores, também aqui a não concordância entre as previsões numéricas dos deslocamentos horizontais e os valores medidos *in-situ* é justificada pelas hipóteses indicadas no item 4.5.3.

A evolução temporal da previsão dos excessos de pressão intersticial para cada um dos faseamentos construtivos, pode ser observada nas Figuras 4.58 e 4.59, correspondentes aos nós 215 e 383 (Figura 4.18), respetivamente. Naturalmente, os picos de  $\Delta u$  surgem nos instantes em que existe introdução de carga, os quais, com o decorrer do tempo, tendem a baixar (dissipar) devido à saída de água. De acordo com o esperado, o caso 6 origina uma maior geração de  $\Delta u$ , uma vez que a carga do aterro é transmitida ao solo de fundação numa só etapa, não existindo qualquer dissipação do excesso de pressão intersticial, ao contrário do que acontece nos restantes casos.

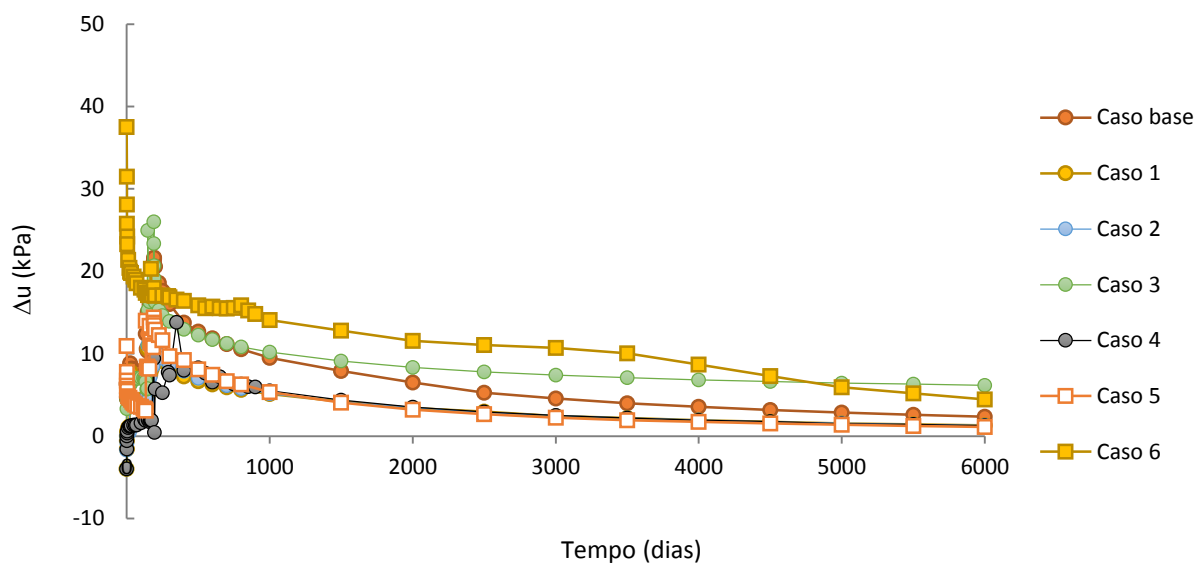


Figura 4.58- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 215 (z= 1m).

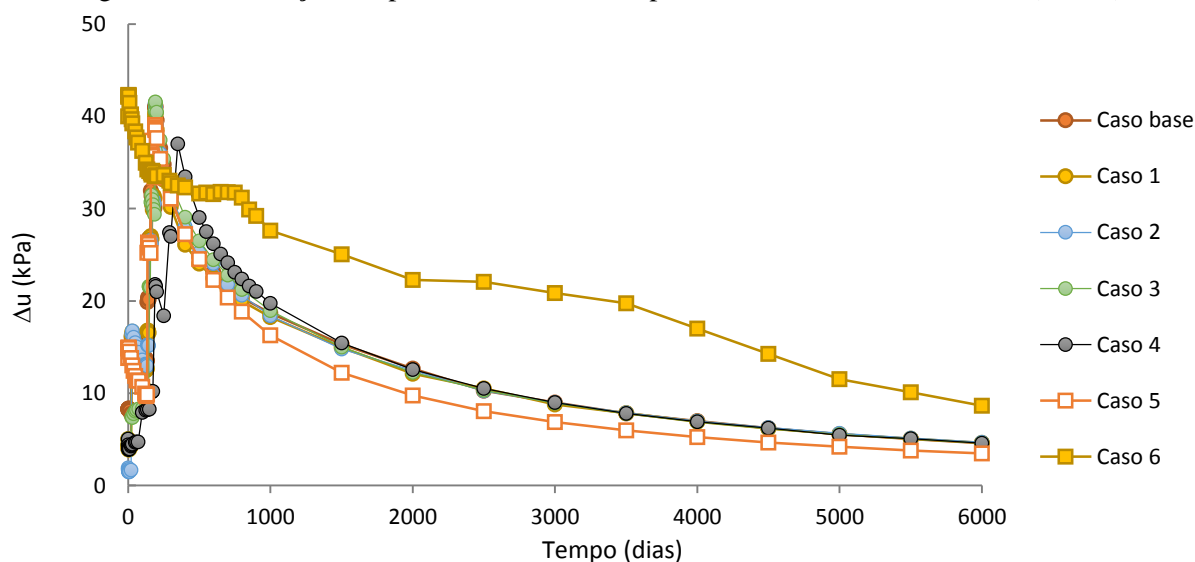


Figura 4.59- Evolução temporal dos excessos de pressões intersticiais no Nó 383 (z= 4m).

Na Figura 4.60 apresentam-se as evoluções em profundidade da previsão dos excessos de pressão intersticial (sob o eixo do aterro) para cada um dos faseamentos construtivos analisados. O caso 4 é o que gera menores valores de  $\Delta u$ , dado que sendo maior o espaço temporal entre as fases de carregamento, tal, permite que nesse período exista alguma dissipação do excesso de pressões intersticiais, o que se torna evidente no instante  $t=190$  dias, cujos valores de  $\Delta u$  são significativamente mais baixos que nas restantes análises.



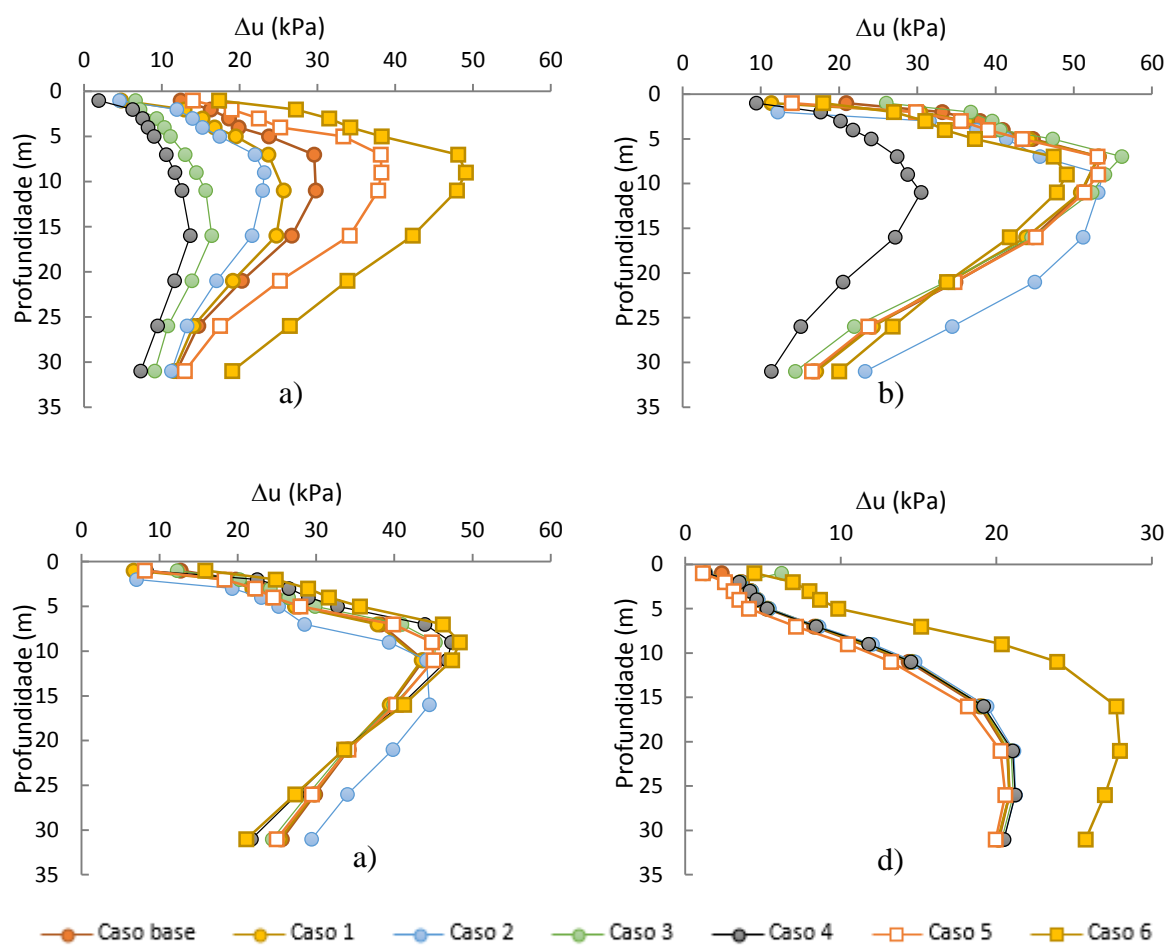


Figura 4.60- Evolução em profundidade do excesso de pressão intersticial sob o eixo do aterro para diferentes instantes: a)  $t=135$  dias; b)  $t=190$  dias; c)  $t=500$  dias e d)  $t=6000$  dias.

## 5. CONCLUSÕES

Neste capítulo registam-se as principais conclusões provenientes da análise do aterro sobre solos moles e do estudo paramétrico realizado.

Os resultados numéricos obtidos quer na análise base, quer nos posteriores estudos paramétricos, evidenciam a existência de uma boa previsão dos assentamentos no eixo do aterro, não se passando o mesmo na extremidade deste e em termos dos deslocamentos horizontais, sendo os valores numéricos muito superiores aos resultados observados *in-situ*. Estas discrepâncias sugerem que possa ter sido efetuada alguma modificação na geometria do aterro durante a sua construção, por exemplo, com a construção de uma banquetta provisória ou a deposição temporária de terras na sua lateral.

Relativamente ao estudo da influência da permeabilidade do solo de fundação, concluiu-se que, sendo o fluxo de água preferencialmente vertical, não se tira proveito da alteração do coeficiente de permeabilidade horizontal, o que explica a similaridade de resultados entre as análises base e com isotropia da permeabilidade. A variação do coeficiente de permeabilidade vertical influencia sobretudo o tempo de consolidação, não influenciando o valor dos deslocamentos verticais e horizontais a longo prazo. Deste modo, o aumento da permeabilidade vertical provoca maiores deslocamentos de solo em fases intermédias do processo de consolidação, o que naturalmente está associado a uma mais rápida dissipação dos excessos de pressão intersticial.

A análise do efeito da profundidade do solo de fundação, evidenciou (como esperado) que o aumento da profundidade do solo de fundação, origina maiores assentamentos e maiores deslocamentos horizontais. Como à partida se desconhecia qual a profundidade do “*bed-rock*”, com esta análise, constatou-se que a profundidade de 31 metros seria uma boa aproximação.

Quanto ao efeito do modelo utilizado para modelar o comportamento do solo de fundação, foi possível constatar que a modelação pelo modelo elástico/Mohr-Coulomb gera resultados muito deficientes, traduzidos por valores de assentamentos e deslocamentos horizontais menores do que os gerados pelos modelos de Cambridge (Cam Clay e Cam Clay Modificado). Os resultados também mostram que o modelo de Cam Clay Modificado é o que mais fielmente traduz as medições de campo.

A modelação do aterro pelo modelo elástico linear, conforme a análise efetuada, revela boas aproximações da realidade, independentemente da sua associação ou não ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, pelo que alterações na coesão e no ângulo de resistência ao corte não suscitaram modificações de comportamentos, deduzindo-se que o aterro esteja a funcionar primordialmente em regime elástico.

No que diz respeito ao faseamento construtivo, foi possível constatar que as maiores diferenças numéricas em comparação aos resultados *in-situ* acontecem nos casos 4 e 6. No caso 4, como o período de construção é mais extenso do que nas restantes análises e os instantes de entrada de carga não são coincidentes, constata-se que a grandeza dos assentamentos é similar aos resultados *in-situ*, estes ocorrem em instantes temporais díspares. O caso 6 é o que regista maiores assentamentos a curto prazo, o que já era previsto, uma vez que como a carga é transmitida ao solo numa só fase, não permite que este ganhe resistência, promovendo assentamentos elevados e situações de instabilidade. A longo prazo, verifica-se que todas as análises tendem para valores de assentamentos similares, refletindo o facto de a carga do aterro ser a mesma independentemente do faseamento construtivo adotado.

É de salientar que teria sido uma mais-valia ao presente estudo, se existisse uma melhor e mais adequada instrumentação do aterro, visando assim a obtenção de resultados *in-situ* mais fiáveis. No entanto, face às comparações realizadas é possível depreender que, de um modo geral, o programa Cons2D produz boas aproximações do comportamento da obra.

### **5.1 Propostas para desenvolvimentos de trabalhos futuros**

Depois de efetuada uma ponderação face ao trabalho realizado, seguem-se alguns tópicos que poderiam ser abordados em trabalhos futuros:

- Simulação do aterro estudado noutros programas de elementos finitos e comparação dos resultados com os obtidos no programa Cons2D.
- Estudo da influência da aplicação de métodos de melhoramento do solo a nível de assentamentos, deslocamentos verticais e geração de pressões intersticiais.
- Análise tridimensional do aterro em questão (Plaxis 3D, RS3).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, M.S., Marques, M.E.S. (2013). “Design and Performance of Embankments On Very Soft Soils”. Taylor & Francis Group, London.

Atkinson, J., Bransby, P. (1978) “The mechanics of soils: An introduction to critical soil mechanics”. McGRAW-HILL Book Company, England.

Barends, F.B.J. (2011) “Introduction to Soft Soil Geotechnique- Content, Context and Application”, Amsterdam, Netherlands.

Bourges, F. e Mieussens, C. (1979). “Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles, méthode de prévision”. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n° 101, pp 73-100.

Britto, A.M. e Gunn, M.J. (1987). “Critical state soil mechanics via finite elements”. Ellis Horwood Limited, England.

Burland, J.B. (1967). “Deformation of soft Clay”. Ph. D. thesis, Cambridge University, England.

Chan, D., Law, K.T. (2007) “Soft Soil Engineering”. Taylor&Francis Group Plc, London, UK.

Chan, H.T., Kenney, T. (1973). “Laboratory Investigations of permeability ratio of New Liskeard Varved Soil”. Canadian Geotechnical Journal, No 3, pp.453-472.

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

Esteves, E. (2014). “Aluviões silto-argilosos moles de Portugal- Parametrização para o dimensionamento de estruturas geotécnicas”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Jaky, J. (1944) “The Coefficient of Earth Pressure at Rest”. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp. 355-358.

Jamiolkowski et al (1985). “New developments in field and Laboratory testing of soils”. Proceedings of the 11th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 57-154.

Karstunen, M., Leoni, M. (2009). “Geotechnics of Soft Soils”. Taylor & Francis Group, London.

Kempfert, H.G. (2006). “Excavations and Foundations in Soft Soils”. Springer, Germany.

Kenney, T.C. (1976). “Formation and geotechnical characteristics of glacial – laked varved soils.” In: Bjerrum Mem. Vol, 15-39, NGI, Oslo.

Kitazuma, M, Terashi, M. (2002). ”The deep Mixing Method- Principle, Design and Construction”. Edited by Coastal Development Institute of Technology, Japan.

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

Leroueil, S., Bouclin, G., Tavenas, F., e Bergeon, L. e Rochelle, P. (1990). “Permeability anisotropy of natural clays as a function of strain”. Canadian Geotechnical Journal, n°27, pp. 568-579.

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

Matos Fernandes, M. (2002). “Mecânica dos solos”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Vol. I e II.

Mesri, G., Feng, T.W., Ali, S. & Hayat, T.M. (1994). “Permeability characteristics of soft clays”. Proceedings XIII<sup>th</sup> ICSMFE, New Deli, India.

Olson, R.E. e Daniel, D.E. (1981). “Measurement of the hydraulic conductivity of fine grained soils. ASTM STP746:Permeability and groundwater contaminant transport”, pp.18-64”.

Schmidt, B. (1966). “Earth pressures at rest. Canadian Geotechnical Journal, vol.3, No. 4, pp. 239-242”.

Tavenas, F.A., Mieussens, C., Bourges F. (1979). “Lateral displacements in clay foundation under embankments”. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16 (3), pp. 532-550.

Troung, 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., Pinheiro, J.L.P.; Correia, A.A.S (2011). “Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: parametric study”. Computers and Geotechnics 38, pp. 566-576.

Venda Oliveira, P.J., Correia, A.A.S.; Mira,E.S.P (2012). “Mitigation of creep deformations by preloading: laboratory study”. ICE – Geotechnical Engineering.

Venda Oliveira, P.J., Lemos, L.J.L., Coelho, P.A.L.F. (2010). “Behavior of and Atypical Embankment of Soft Soil: Field Observations and Numerical Simulation”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No.1, pp. 1-35.

Venda Oliveira, P.J., Leal Lemos, J.L., “Modelação Numérica do comportamento de um aterro Rodoviário com geometria assimétrica”

Sanches, S. (2012). “Reforço de Solos Moles de fundação de aterro em Deep Soil Mixing – Modelação de Caso de Estudo”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.