



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO



Universidade
Federal
Fluminense

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FLUXO E ASSENTAMENTO EM ESCAVAÇÃO COM REBAIXAMENTO DE NÍVEL FREÁTICO. ESTUDO DE CASO NO CENTRO DO RIO DE JANEIRO

JOSÉ RAFAEL PINHEIRO MARTINS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Coorientador: Professor Doutor Rodrigo Menezes Raposo de Almeida

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-5081446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-5081440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais,
A minhas avós Irene e Gracinda

Não possuo nenhum talento especial, sou apenas apaixonadamente curioso
Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Quer o autor endereçar sinceros agradecimentos a quem contribuiu para que a realização deste trabalho fosse possível.

Ao Prof. Doutor Rodrigo Raposo, pela abertura, amizade, paciência e conhecimentos transmitidos ao longo desta experiência de intercâmbio.

Ao Prof. Doutor António Viana da Fonseca, pelos valiosos conhecimentos transmitidos e pela total disponibilidade em orientar esta dissertação, ainda que à distância.

À Fundação Instituto de Geotécnica – Geo-Rio e, em particular, ao Sr. Nelson Paes, pelo fornecimento de dados essenciais ao desenvolvimento deste trabalho.

Ao Jonas, Joni, Paulo e Karim, companheiros durante esta etapa de intercâmbio, pelos momentos de amizade proporcionados.

Finalmente, o autor quer agradecer aos pais por proporcionarem todas as condições e apoio ao longo de toda esta enriquecedora experiência.

RESUMO

Este trabalho consiste no estudo dos efeitos na periferia de uma grande escavação, provocados pela bombagem de água no seu fundo, numa obra localizada no Centro do Rio de Janeiro, Brasil, num solo com uma altura de argila mole considerável e típica deste Estado. Alegadamente, a obra teve impactos estruturais nos edifícios envolventes e consequentes impactos sociais importantes.

O trabalho utiliza o programa de cálculo de fluxo MODFLOW-2005 através da recente interface gráfica e em desenvolvimento ModelMuse, ambos produzidos pela U.S. Geological Survey, para a montagem de um modelo numérico de determinação do assentamento à superfície do terreno (ou subsidência) na periferia da escavação, para avaliação da sua importância em relação ao que é alegado com o auxílio da subrotina de cálculo SUB-WT, integrante dos dois programas mencionados anteriormente. A aproximação do modelo à realidade é feita através de sondagens SPT e mapas topográficos da zona para a sua geometria e definição dos parâmetros de cálculo através da consulta de bibliografia, quando existente.

Estuda-se, em primeiro lugar, o caso para quatro fases de simulação, através de parâmetros base que se consideram os mais aproximados da realidade. Esta parte fornece os resultados que se acredita mais próximos do que se passou no decurso da obra, balizando ainda o problema com o que se passava antes do seu início e no caso de a bombagem se manter a longo-prazo.

Por fim, recorre-se a um estudo dos parâmetros mais importantes utilizados para perceber a influência que a sua definição tem na subsidência ao longo da obra.

PALAVRAS-CHAVE: Modelação Numérica, Grande Escavação, Argilas Moles, Subsidência, Meio Urbano

ABSTRACT

This work studies the effects around a large excavation caused by water pumping at its bottom, at the Rio de Janeiro's city center, with a considerable soft clay height, typical of this state. Allegedly, this excavation had a structural impact in the surrounding buildings, due to induced settlements, and some important social impacts as a consequence.

This work uses MODFLOW[®], a groundwater flow computer program, through the graphical interface ModelMuse, both produced by U.S. Geological Survey, to assemble a numerical model that computes vertical displacement at land surface (subsidence) in the excavation surrounding area. To evaluate its importance regarding this problem, SUB-WT auxiliary tool is used, a subroutine available in the two programs mentioned above. The soil characterization was based on SPT tests results and the geometry of the model on topographic maps. The definition of computing parameters was complemented by published works with similar materials, when existing.

Firstly, a case for four different simulation periods was studied, using parameter values considered as close as possible to reality. This section gives results that are believed to be close to what happened during excavation, limiting the problem to what happened before the construction or in a long-term period of pumping.

Finally, parameters are studied to evaluate the influence of their values on the subsidence results during construction.

KEYWORDS: Numerical Modelling, Large Excavation, Soft Clay, Subsidence, Urban Area

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO	2
2. PRINCÍPIOS SOBRE SUBSIDÊNCIA CAUSADA POR ESCAVAÇÕES COM CONTENÇÃO EM SOLOS ARGILOSOS MOLES.....	5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. CONCEITO DE SUBSIDÊNCIA E PERSPECTIVA HISTÓRICA DA EVOLUÇÃO DO SEU ESTUDO DEVIDO À RETIRADA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA.....	6
2.3. PERCOLAÇÃO	8
2.3.1. REGIME PERMANENTE E REGIME TRANSITÓRIO	8
2.3.2. LEI DE DARCY	8
2.3.3. ESCOAMENTOS BIDIMENSIONAIS.....	9
2.4. CONSOLIDAÇÃO	11
2.4.1. ESTIMATIVA DO ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO.....	11
2.4.2. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO.....	13
2.4.2.1. Hipóteses de base	13
2.4.2.2. Equação da consolidação	13
2.4.2.3. Solução para o excesso de pressão neutra inicial uniforme	14
2.4.2.4. Solução para o excesso de pressão neutra inicial triangular	17
2.4.2.5. Carregamento variável no tempo	18
2.5. VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS EM APENAS UMA FRONTEIRA DRENANTE	19
2.5.1. SITUAÇÕES QUE INDUZEM UM PROCESSO DE CONSOLIDAÇÃO.....	19
2.5.2. VARIAÇÃO DA TENSÃO EFETIVA PROVOCADA PELO REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO ACIMA OU REDUÇÃO DA CARGA HIDRÁULICA ABAIXO DO ESTRATO COMPRESSÍVEL	20
3. FERRAMENTA DE CÁLCULO NUMÉRICO UTILIZADA ..	23

3.1. INTRODUÇÃO.....	23
3.2. DESCRIÇÃO.....	23
3.3. FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DE CÁLCULO.....	24
3.4. INTERFACE GRÁFICO.....	27
3.5. SUBROTINA UTILIZADA PARA ESTIMATIVA DA SUBSIDÊNCIA.....	28
3.5.1. DESCRIÇÃO.....	28
3.5.2. BASE TEÓRICA.....	29
3.5.3. FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DE INTEGRAÇÃO NO PROGRAMA PRINCIPAL.....	32
4. CASO DE ESTUDO	35
4.1. INTRODUÇÃO.....	35
4.2. DESCRIÇÃO DA OBRA	36
4.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	38
4.3.1. SONDAGENS	38
4.3.2. GEOMETRIA	40
4.3.3. PROGRAMA DE MODELAÇÃO LITO-ESTRATIGRÁFICA	41
4.4. MATERIALIZAÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM DIFERENÇAS FINITAS	46
4.5. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS.....	48
4.6. PARAMETRIZAÇÃO.....	49
4.6.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	49
4.6.2. RESTANTES PARÂMETROS	50
4.7. FASEAMENTO DA SIMULAÇÃO.....	52
4.7.1. PREÂMBULO.....	52
4.7.2. FASE 1 – ANTES DA OBRA.....	53
4.7.3. FASE 2 – EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO COM CONTENÇÃO PERIFÉRICA	54
4.7.4. FASE 3 – PERÍODO DA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO	54
4.7.5. FASE 4 – LONGO-PRAZO.....	55
5. APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO	57
5.1. INTRODUÇÃO.....	57
5.2. FASE 1 – ANTES DA OBRA	57
5.2.1. INTRODUÇÃO.....	57
5.2.2. CARGA HIDRÁULICA	58
5.3. FASE 2 – EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO COM CONTENÇÃO PERIFÉRICA.....	60

5.3.1. SUBSIDÊNCIA	61
5.3.2. CARGA HIDRÁULICA	64
5.4. FASE 3 – PERÍODO DA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO	68
5.4.1. INTRODUÇÃO.....	68
5.4.2. SUBSIDÊNCIA	68
5.4.3. CARGA HIDRÁULICA	71
5.4.4. CONSOLIDAÇÃO DO ESTRATO ARGILOSO	75
5.4.5. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS DO ESTRATO ARGILOSO	78
5.4.6. VARIAÇÃO DE TENSÃO EFETIVA.....	79
5.5. FASE 4 – LONGO-PRAZO	80
5.5.1. INTRODUÇÃO.....	80
5.5.2. SUBSIDÊNCIA	80
6. ESTUDO PARAMÉTRICO -	
- ANÁLISE DE RESULTADOS.....	83
6.1. INTRODUÇÃO.....	83
6.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	83
6.2.1. PREÂMBULO.....	83
6.2.2. SUBSIDÊNCIA	84
6.2.2.1. Estrato 1	84
6.2.2.2. Estrato 2	86
6.2.2.3. Estrato 3	89
6.2.2.4. Estrato 4	92
6.3. INFLUÊNCIA DO ARMAZENAMENTO ESPECÍFICO.....	94
6.3.1. PREÂMBULO.....	94
6.3.2. SUBSIDÊNCIA	94
6.4. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE.....	97
6.4.1. PREÂMBULO.....	97
6.4.2. SUBSIDÊNCIA	97
6.5. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL	99
6.5.1. PREÂMBULO.....	99
6.5.2. SUBSIDÊNCIA	99
7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS....	103
7.1. CONCLUSÕES.....	103

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	106
BIBLIOGRAFIA	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Igreja de Santo António dos Pobres, a Norte do edifício (2014)	1
Fig. 2.1 - J.F. Poland e a subsidência em San Joaquin Valley, California: o assentamento registado foi da ordem dos 9 metros. Fotografia por R.L. Ireland (Johnson, 1991)	6
Fig. 2.2 - Caso genérico de escoamento bidimensional (adaptada de Craig (2005))	10
Fig. 2.3 - Caso de escoamento bidimensional numa escavação (adaptada de Craig (2005))	10
Fig. 2.4 – Solução para o excesso de pressão neutra inicial constante ao longo da espessura do estrato, com dupla fronteira drenante (Lambe e Whitman, 1969)	16
Fig. 2.5 – Grau de consolidação médio no tempo num estrato com dupla fronteira drenante (Lambe e Whitman, 1969)	17
Fig. 2.6 – Solução para excesso de pressão neutra inicial triangular (Lambe e Whitman, 1969)	18
Fig. 2.7 – Casos em que ocorrem excessos de pressão neutra triangular: a) rebaixamento do nível freático; b) retirada de água abaixo da argila (adaptado de Leake e Galloway (2007))	19
Fig. 2.8 – Solo com nível freático à superfície (momento inicial) (adaptado de Terzaghi [et al.] (1996))	21
Fig. 2.9 – Solo com rebaixamento do nível freático (adaptado de (Terzaghi [et al.], 1996))	21
Fig. 3.1 – Conjunto de células adjacentes à célula i,j,k (Harbaugh, 2005)	25
Fig. 3.2 – Fluxo da célula i,j,k para a célula i,j-1,k (Harbaugh, 2005)	26
Fig. 3.3 – <i>Display</i> do interface gráfico utilizado com quatro vistas: planta (zona central), secção lateral (à direita, a meia altura), secção frontal (à esquerda, em baixo), tridimensional (à direita, em baixo) (Winston, 2009)	28
Fig. 4.1 - Vista Sul do edifício: a) bloco de 21 andares à esquerda; b) bloco de 14 andares à direita	36
Fig. 4.2 - Imagem aérea parcial do Estado do Rio de Janeiro (Google, 2013)	37
Fig. 4.3 - Imagem aérea do Centro do Rio de Janeiro com indicação do local da obra (Google, 2013)	37
Fig. 4.4 - Imagem aérea do local da obra com escavação visível (Google, 2013)	38
Fig. 4.5 - Preparação das fundações do edifício, com Igreja de Santo António dos Pobres (lado esquerdo) e bombagem de água do fundo da escavação (tubo de cor laranja, lado direito). (Chagas, 2009)	38
Fig. 4.6 - Imagem aérea com localização da escavação e das sondagens (pontos de cor amarela) com respetiva numeração (Google, 2013)	39
Fig. 4.7 - Mapa topográfico (Geo-Rio)	40
Fig. 4.8 - Imagem aérea da zona a modelar com contorno definido e afloramentos rochosos identificados (Google, 2013)	41
Fig. 4.9 - Modelo a três dimensões da litologia	43
Fig. 4.10 - Camadas de argila mole e argila muito mole no modelo a três dimensões da litologia	44

Fig. 4.11 - Modelo a três dimensões da estratigrafia	45
Fig. 4.12 - Vista de cima da malha de cálculo do modelo	46
Fig. 4.13 – Corte frontal do modelo (sentido Sul-Norte)	47
Fig. 4.14 – Corte lateral do modelo (sentido Este-Oeste).....	47
Fig. 4.15 - Discretização dos estratos e camadas e respetiva numeração	48
Fig. 4.16 - Condições hidráulicas geometricamente definidas	49
Fig. 4.17 – <i>Display</i> do ModelMuse do conjunto de parâmetros definidores do modelo	52
Fig. 4.18 - Representação esquemática de um corte da cortina ancorada	53
Fig. 5.1 - Vista em planta das secções de corte para a Fase 1.....	58
Fig. 5.2 - Carga hidráulica em planta antes do início da obra (metros)	59
Fig. 5.3 - Corte frontal da carga hidráulica antes do início da obra (metros).....	59
Fig. 5.4 - Corte transversal da carga hidráulica antes do início da obra (metros)	60
Fig. 5.5 - Representação do nível freático e superfície do terreno ao longo do corte frontal	60
Fig. 5.6 - Pontos de observação da subsidência	61
Fig. 5.7 - Vista em planta da subsidência 2 meses após o início da obra (metros)	62
Fig. 5.8 - Vista em planta da subsidência 4 meses após do início da obra (metros)	62
Fig. 5.9 - Vista em planta da subsidência 6 meses após do início da obra (metros)	63
Fig. 5.10 - Perfil frontal de subsidência de 2, 4 e 6 meses após o início da obra em metros (sentido Oeste-.....	63
Fig. 5.11 - Perfil transversal de subsidência de 2, 4 e 6 meses após o início da obra em metros (sentido Sul-Norte)	64
Fig. 5.12 - Corte frontal da carga hidráulica 2 meses após o início da obra (metros)	65
Fig. 5.13 - Corte transversal da carga hidráulica 2 meses após o início da obra (metros)	65
Fig. 5.14 - Corte frontal da carga hidráulica 4 meses após o início da obra (metros)	66
Fig. 5.15 - Corte transversal da carga hidráulica 4 meses após o início da obra (metros)	66
Fig. 5.16 - Corte frontal da carga hidráulica 6 meses após o início da obra (metros)	67
Fig. 5.17 - Corte transversal da carga hidráulica 6 meses após o início da obra (metros)	67
Fig. 5.18 - Vista em planta da subsidência 12 meses após o início da obra (metros)	69
Fig. 5.19 - Vista em planta da subsidência 18 meses após o início da obra (metros)	69
Fig. 5.20 - Vista em planta da subsidência 24 meses após o início da obra (metros)	70
Fig. 5.21 - Perfil frontal de subsidência de 12, 18 e 24 meses após o início da obra em metros (sentido Oeste-Este)	70
Fig. 5.22 - Perfil transversal de subsidência de 12, 18 e 24 meses após o início da obra em metros (sentido Sul-Norte)	71
Fig. 5.23 - Corte frontal da carga hidráulica 12 meses após o início da obra (metros)	72

Fig. 5.24 - Corte transversal da carga hidráulica 12 meses após o início da obra (metros)	72
Fig. 5.25 - Corte frontal da carga hidráulica 18 meses após o início da obra (metros)	73
Fig. 5.26 - Corte transversal da carga hidráulica 18 meses após o início da obra (metros)	73
Fig. 5.27 - Corte frontal da carga hidráulica 24 meses após o início da obra (metros)	74
Fig. 5.28 - Corte transversal da carga hidráulica 24 meses após o início da obra (metros)	74
Fig. 5.29 - Assentamento vertical máximo e médio por camada do estrato argiloso: a) Camada 5; b) Camada 6; c) Camada 7; d) Camada 8	75
Fig. 5.30 - Assentamento médio de cada camada do estrato argiloso	76
Fig. 5.31 - Assentamento percentual médio de cada camada do estrato argiloso ao longo da obra...	77
Fig. 5.32 - Assentamento percentual absoluto em cada direção ao longo da obra.....	77
Fig. 5.33 - Índice de vazios em cada camada do estrato argiloso ao longo da obra: a) Camada 5; b) Camada 6; c) Camada 7; d) Camada 8	78
Fig. 5.34 - Índice de vazios médio em cada camada do estrato argiloso ao longo da obra.....	79
Fig. 5.35 - Variação de tensão efetiva na camada 9 do estrato arenoso subjacente ao estrato argiloso em cada direção	80
Fig. 5.36 - Vista em planta da subsidência 100 anos após o início da obra (metros)	81
Fig. 5.37 - Evolução da subsidência média e máxima até 100 anos após o início da obra	81
Fig. 5.38 - Variação relativa da subsidência até 100 anos após o início da obra	82
Fig. 6.1 - Vista em planta da subsidência no caso K1.1	84
Fig. 6.2 - Vista em planta da subsidência no caso K1.2	85
Fig. 6.3 - Perfil transversal da subsidência para os casos K1.1 e K1.2	86
Fig. 6.4 - Vista em planta da subsidência no caso K2.1	87
Fig. 6.5 - Vista em planta da subsidência no caso K2.2	88
Fig. 6.6 - Perfil transversal da subsidência para os casos K2.1 e K2.2	89
Fig. 6.7 - Vista em planta da subsidência no caso K3.1	90
Fig. 6.8 - Vista em planta da subsidência no caso K3.2	91
Fig. 6.9 - Perfil transversal da subsidência para os casos K3.1 e K3.2	91
Fig. 6.10 - Vista em planta da subsidência no caso K4.1	92
Fig. 6.11 - Vista em planta da subsidência no caso K4.2	93
Fig. 6.12 - Perfil transversal da subsidência para os casos K4.1 e K4.2	93
Fig. 6.13 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do armazenamento específico	95
Fig. 6.14 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do armazenamento específico	96
Fig. 6.15 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de armazenamento específico	96
Fig. 6.16 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do índice de compressibilidade	97

Fig. 6.17 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do índice de compressibilidade	98
Fig. 6.18 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de índice de compressibilidade	99
Fig. 6.19 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do índice de vazios inicial	100
Fig. 6.20 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do índice de vazios inicial	100
Fig. 6.21 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de índice de vazios inicial	101
Fig. 7.1 - Vista em planta da localização da igreja (linha de cor vermelha) adjacente à escavação no modelo criado	104
Fig. 7.2 – Assentamento da linha horizontal de três células da igreja mais próxima da obra (WZ) ...	104
Fig. 7.3 – Assentamento da linha horizontal de três células da igreja mais distante da obra (XY)	105

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Relações entre variáveis utilizadas no manual da subrotina SUB-WT e Mecânica dos Solos	31
Quadro 2 – Correlação entre os tipos de solo, litologia e valor de N_{SPT}	42
Quadro 3 – Perfil-tipo de estratigrafia	45
Quadro 4 – Propriedades do modelo	48
Quadro 5 – Condições hidráulicas	49
Quadro 6 – Valores base do coeficiente de permeabilidade por estrato (ms^{-1}).....	50
Quadro 7 – Valores paramétricos do caso de estudo.....	51
Quadro 8 – Correspondência entre nível da escavação, carga hidráulica e momento temporal	53
Quadro 9 – Casos de estudo da permeabilidade (valores em ms^{-1})	84
Quadro 10 – Valores mínimo e máximo do armazenamento específico (em m^{-1}).....	94
Quadro 11 – Valores mínimo e máximo do índice de compressibilidade	97
Quadro 12 – Valores mínimo e máximo do índice de vazios inicial.....	99

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a_v	coeficiente de compressibilidade
b	espessura do estrato
b_0	espessura inicial do estrato
C_c	índice de compressibilidade
C_r	índice de recompressibilidade
c_v	coeficiente de consolidação vertical
e	índice de vazios
e_0	índice de vazios inicial
H	distância máxima a percorrer pela água num estrato em consolidação
h	carga hidráulica
h_0	espessura inicial do estrato
i	gradiente hidráulico
k	coeficiente de permeabilidade
KR	permeabilidade ao longo da linha entre os nós
K_{xx}	permeabilidade na direção xx
K_{yy}	permeabilidade na direção yy
K_{zz}	permeabilidade na direção zz
l	comprimento
m_v	coeficiente de compressibilidade volumétrica
n	porosidade
n_w	teor de humidade dos sedimentos na zona não-saturada, como fração do volume total
Q_i	caudal que entra na célula
q	caudal
S	coeficiente de armazenamento
S_s	armazenamento específico
s_c	assentamento por consolidação
S_{sk}	componente do armazenamento específico devida à compressibilidade do estrato
S_{sw}	componente do armazenamento específico devida à compressibilidade da água
S_{ske}	armazenamento específico do esqueleto sólido elástico
S_{skv}	armazenamento específico do esqueleto sólido inelástico
T	fator tempo

t	variável temporal
U	grau de consolidação médio generalizado
U_z	grau de consolidação pontual
$\bar{U}_z$	grau de consolidação médio num processo de consolidação vertical
u	pressão neutra
u_0	pressão neutra em repouso
u_e	excesso de pressão neutra
v	velocidade
W	fluxo por unidade de volume
Z	fator de profundidade
z	cota geométrica
β_w	compressibilidade da água
γ_w	peso volúmico da água
γ_t	peso volúmico total
Δb	assentamento por consolidação
Δb_e	assentamento por consolidação elástica
Δb_i	assentamento por consolidação inelástica
Δc	comprimento da célula
Δe	variação do índice de vazios
Δh	perda de carga hidráulica
Δh_c	variação de carga hidráulica num estrato confinado
Δh_{wt}	variação de altura do nível freático
Δr	distância entre nós
ΔV	volume da célula
Δv	altura da célula
$\Delta \sigma'$	incremento de tensão efetiva
$\Delta \sigma'_v$	incremento de tensão efetiva vertical
ε_{vol}	extensão vertical
σ	tensão total
σ'	tensão efetiva
σ_v	tensão total vertical

σ'_v	tensão efetiva vertical
σ_{va}	média da tensão inicial e final
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical inicial
E	Este
Fig.	Figura
Geo-Rio	Fundação Instituto de Geotécnica – Geo-Rio
O	Oeste
N	Norte
N_{SPT}	Resultado do ensaio SPT
S	Sul
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O presente trabalho foi desenvolvido na Universidade Federal Fluminense, Brasil, ao abrigo do programa de intercâmbio Mobile com a Universidade do Porto, Portugal. O tema foi proposto pelo Professor Rodrigo Raposo, coorientador na Universidade Federal Fluminense.

A geologia típica do Estado do Rio de Janeiro é fértil em solos argilosos moles. Este facto levanta problemas recorrentes de consolidação nas diversas obras que se desenvolvam neste tipo de solos pelos seus assentamentos diferidos no tempo quando sob tensão.

O estudo deste trabalho envolve o caso de uma obra no Centro do Rio de Janeiro inserida num contexto social problemático, com base em notícias dos média. (G1, 2009a)

Aquando do decorrer da obra, ocorreram situações de risco nas edificações vizinhas à mesma. Cerca de duzentos moradores vizinhos tiveram de desocupar as suas casas, estabelecimentos comerciais foram afetados e até uma igreja (Fig. 1.1) foi interdita. Os danos verificados foram rachaduras e um estalo com posterior poeira de cimento, sendo que um dos prédios “escorregou” 5 cm, de acordo com relatos dos moradores.



Fig. 1.1 - Igreja de Santo António dos Pobres, a Norte do edifício (2014)

Em consequência, as autoridades foram chamadas ao local para averiguar o problema, tomadas medidas e as pessoas foram realojadas, sendo que a igreja em causa foi submetida a obras de reparação e por ora já se encontra aberta.

Ora, segundo estas notícias, a escavação tinha uma profundidade de cerca de 20 metros, numa área de um quarteirão. Na possibilidade de os danos causados serem responsabilidade da obra em causa, há duas hipóteses fortes de ser a causa do problema. O primeiro é a deformabilidade da cortina de contenção da escavação. A segunda é a subsidência causada por bombagem do fundo da escavação.

Tal como foi dito anteriormente, as argilas moles são muito frequentes neste Estado, pelo que a bombagem do fundo de uma escavação abaixo de um estrato deste tipo induz um processo de consolidação que pode corresponder a assentamentos importantes. Ainda em relação às notícias da época, a causa apontada como provável foi o assentamento por um “relaxamento do solo” e que uma paragem da bombagem resolveria o problema, de acordo com o Eng. Antônio Eulálio Pedrosa Araújo, do Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Estado. (Freitas, 2009)

Assim, escolheu-se estudar este fenómeno recorrendo a uma ferramenta de cálculo de fluxo que recentemente incorporou uma subrotina de cálculo da subsidência, através de um interface gráfico também ele recente.

No entanto, a deformabilidade da cortina não deve ser desprezada. Embora não se proceda ao seu estudo em detalhe, deve ser tido em consideração que a tendência de deformabilidade de uma cortina de contenção de uma escavação com estas características – larga e profunda – será sempre de agravar os assentamentos na periferia. (Terzaghi [et al.], 1996)

1.2. OBJETIVOS

O objectivo principal deste trabalho é averiguar se a obra pode ou não ter sido responsável pelos danos nas edificações vizinhas, percebendo os efeitos que este tipo de obra em centros urbanos pode surtir em presença de argilas moles.

O outro objectivo é a utilização tanto da subrotina como do interface gráfico recentemente lançados, aplicados a um caso de estudo prático, e avaliação da experiência de trabalho com estas ferramentas.

1.3. ORGANIZAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 7 capítulos. Após a introdução, os dois primeiros (2 e 3) são de carácter geral, de modo a perceber as bases do cálculo a efetuar no capítulo seguinte (4). Os capítulos 5 e 6 apresentam resultados e o final (7) apresenta as conclusões e desenvolvimentos futuros.

Assim, o Capítulo 1 apresenta o problema estudado, com o respetivo contexto, e os objetivos delineados.

No Capítulo 2 são apresentados os princípios do problema da obra que se pretende estudar e introduzem-se algumas bases teóricas para análise deste caso. A sua parte inicial é mais genérica, aproximando depois do problema em maior detalhe.

No Capítulo 3 apresentam-se as bases de cálculo do programa MODFLOW[®] e subrotina utilizados, assim como do respetivo interface gráfico.

No Capítulo 4 é apresentado o caso de estudo deste trabalho. Aqui faz-se a preparação do modelo a simular na ferramenta de cálculo, de acordo com as características da obra.

O Capítulo 5 revela os resultados da simulação do caso estudado com a respetiva análise dos resultados.

No Capítulo 6 variam-se os parâmetros utilizados no caso de estudo para perceber a influência de cada um através dos resultados de subsidência.

Finalmente, o Capítulo 7 traça as conclusões do trabalho bem como os desenvolvimentos que dele podem decorrer.

2

PRINCÍPIOS SOBRE SUBSIDÊNCIA CAUSADA POR ESCAVAÇÕES COM CONTENÇÃO EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

2.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo pretende fornecer as bases teóricas que se aplicam ao caso de estudo deste trabalho.

O principal objetivo deste trabalho é a avaliação da subsidência em redor de uma escavação suportada por parede moldada ancorada, provocada pela bombagem a partir do seu fundo, em solos com argilas moles. Assim, fez-se uma revisão bibliográfica de todas as matérias que possibilitem o entendimento deste problema.

Em primeiro lugar, fala-se da subsidência como conceito geral e como objeto de estudo devido à retirada de água subterrânea. Aqui procura-se mostrar a evolução deste estudo em duas áreas, Hidrologia e Mecânica dos Solos, com as suas principais contribuições.

Importa referir que a bombagem de água a partir do fundo de uma escavação provoca alterações no fluxo de um solo. Por essa razão, expõem-se, ainda que apenas de forma geral e simplificada, os princípios de percolação aplicados a este fenómeno, com distinção entre os dois tipos de regimes existentes, enunciação da lei que rege o escoamento num solo e exemplificação da forma bidimensional de um escoamento quando em presença de uma escavação.

O fluxo despoletado pela bombagem em presença de estratos de argilas moles é o causador de um processo de consolidação. Assim, as bases desse processo são apresentadas pela estimativa do assentamento total, bem como pela teoria da consolidação de Terzaghi (1925). Para esta teoria são apresentadas as soluções para o excesso de pressão neutra inicial uniforme e para o excesso de pressão neutra inicial triangular. A primeira é a mais simples e correntemente utilizada e é enunciada apenas com o intuito de comparação com a segunda, já que para este trabalho apenas esta se deverá verificar. Ainda respeitante a esta teoria, fica uma explicação simplificada da correção proposta por Terzaghi (1943) para um carregamento variável no tempo que pode ser relevante no caso de estudo.

Por fim são olhados em detalhe os casos em que ocorre uma variação das condições hidráulicas em apenas uma fronteira drenante, com o foco nas situações em que é provocado um processo de consolidação e respetivo entendimento físico das tensões efetivas.

2.2. CONCEITO DE SUBSIDÊNCIA E PERSPETIVA HISTÓRICA DA EVOLUÇÃO DO SEU ESTUDO DEVIDO À RETIRADA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

A subsidência corresponde ao assentamento vertical da superfície de um terreno. Os motivos de tal assentamento podem ser, por exemplo, a escavação de um túnel ou a bombagem de água através de poços para irrigação agrícola. A sua grandeza depende de inúmeros fatores, entre os quais, com especial importância neste caso, as características do solo.

Este fenómeno pode ocorrer tanto em solos granulares como em solos argilosos. No entanto, no que diz respeito ao objeto de estudo deste trabalho, o foco está nos efeitos da retirada de água subterrânea em argilas moles.

De qualquer forma, para areias em escavações com contenção periférica, a retirada de água subterrânea pode provocar assentamentos significativos caso ocorram flutuações cíclicas do nível freático. Quando o rebaixamento do nível freático não tem oscilações, os assentamentos são praticamente instantâneos e só são significativos caso se tratem de areias muito soltas. (Terzaghi [et al.], 1996)

Poland (1984) afirmou que estão identificados três tipos de fluido causadores de subsidência quando extraídos de um solo em condições geológicas favoráveis: petróleo, gás e água associada; água quente ou vapor para energia geotérmica; água subterrânea. Embora os fluidos sejam diferentes, todos eles se regem pelos mesmos princípios mecânicos em relação ao solo.

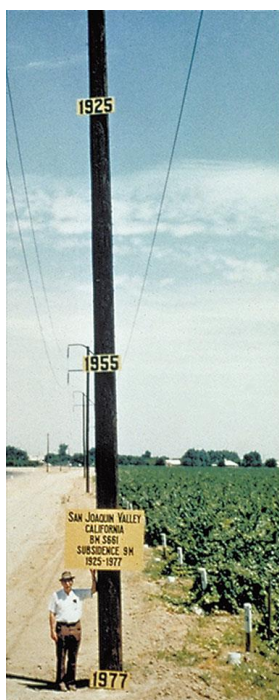


Fig. 2.1 - J.F. Poland e a subsidência em San Joaquin Valley, California: o assentamento registado foi da ordem dos 9 metros. Fotografia por R.L. Ireland (Johnson, 1991)

Alguns dos casos históricos de maior impacto ocorreram na Cidade do México, México e em Santa Clara Valley, Califórnia, Estados Unidos da América onde se verificaram assentamentos à superfície da ordem dos 8 m e 9 m, respetivamente. Em Veneza, Itália, uma situação de inundação ocorreu devido a subsidência. (Terzaghi [et al.], 1996)

O fenômeno da subsidência causada pela retirada de água subterrânea é objeto de estudo essencialmente de duas áreas: Hidrologia e Mecânica dos Solos.

Na Hidrologia, Meinzer e Hard (1925) verificaram um aumento de carga no esqueleto sólido quando a carga hidráulica foi reduzida por bombagem na Dakota do Norte. O mesmo autor indicou a compressibilidade e elasticidade como fundamentais em estratos de baixa permeabilidade e grande carga hidráulica, acrescentando que estas características do solo são importantes “não só por redução permanente do armazenamento, como também pela redução temporária restabelecida quando os poços são desligados ou durante a época de utilização mínima”. O conceito de armazenamento utilizado na Hidrologia foi explicado por Theis (1938) através do coeficiente de armazenamento, S , como o volume de água em metros cúbicos libertado do armazenamento em cada coluna do estrato com um metro quadrado de área e altura igual à espessura do estrato, quando o nível freático, ou outra superfície piezométrica, é rebaixado um metro. Mais tarde, Jacob (1940) afirmou haver um desfasamento entre a redução de pressão e a dissipação de água armazenada devido à baixa permeabilidade dos estratos argilosos.

Quanto ao entendimento físico e mecânico do fenômeno, bem como para estimativas dos assentamentos, Terzaghi (1925), através da teoria da consolidação e da introdução do conceito da tensão efetiva, deu um contributo fundamental na área da Mecânica dos Solos.

Tratando de duas áreas onde os parâmetros utilizados são diferentes, mas se encontram relacionados, importa mostrar algumas dessas relações.

O coeficiente de armazenamento, S , vale

$$S = S_s \cdot b \quad (2.1)$$

onde S_s representa o armazenamento específico em m^{-1} e b representa a espessura do estrato em m. Ora, Riley (1969) afirmou que

$$S_s = S_{sk} + S_{sw} \quad (2.2)$$

onde

$$S_{sk} = m_v \gamma_w \quad (2.3)$$

e

$$S_{sw} = n \beta_w \gamma_w \quad (2.4)$$

onde S_{sk} é a componente do armazenamento específico devida à compressibilidade do estrato, m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica, S_{sw} é a componente do armazenamento específico devida

à compressibilidade da água, n é a porosidade, β_w é a compressibilidade da água e γ_w representa o peso volumico da água. Atendendo às hipóteses da teoria da consolidação postulada por Terzaghi, a água é considerada incompressível, pelo que a componente S_{sw} terá valor nulo. Assim,

$$S_s = S_{sk} = m_v \gamma_w \quad (2.5)$$

pelo que é possível concluir que o valor do armazenamento específico utilizado na Hidrologia corresponde ao valor do coeficiente de compressibilidade volumétrica utilizado na Mecânica dos Solos.

Em suma, era importante desde já clarificar as relações existentes entre ambas as áreas de estudo em relação ao tema. Sendo este um trabalho com a perspetiva da Mecânica dos Solos, não seria possível descurar a importância do estudo deste fenómeno por parte da Hidrologia, enfocando, por isso, as contribuições históricas dos seus intervenientes.

2.3. PERCOLAÇÃO

2.3.1. REGIME PERMANENTE E REGIME TRANSITÓRIO

Os regimes de escoamento têm em conta as condições hidráulicas no solo. O regime poderá ser permanente ou transitório, consoante sejam variáveis as condições hidráulicas no tempo ou não.

De forma a distinguir estes dois conceitos apresenta-se um exemplo prévio.

No caso de cascalhos limpos, em que a permeabilidade é grande, a dissipação da carga hidráulica induzida por uma precipitação é praticamente instantânea. No entanto, se se tiver um estrato argiloso subjacente ao estrato de cascalho, a permeabilidade reduzida do primeiro origina um nível freático suspenso que necessita de um tempo considerável para se dissipar. Cada um dos casos representa um dos regimes de escoamento definidos de seguida.

No caso de se manterem as condições hidráulicas iniciais ao longo do tempo, o movimento da água terá as mesmas características, sendo o seu caudal, gradientes hidráulicos e pressões de água onde ocorre a percolação, constantes. Nesta situação, diz-se que o regime de escoamento é permanente. (Fernandes, 2011) Este tipo de escoamento é constante enquanto se mantiverem todas as propriedades enumeradas anteriormente.

Quando as condições hidráulicas iniciais se alteram, as características do escoamento enunciadas anteriormente também se alteram. Desta forma, designa-se o regime de escoamento de transitório. (Fernandes, 2011) Precipitações ou escavações contidas por cortinas são exemplos de escoamentos transitórios sempre que a permeabilidade do solo provoque níveis freáticos suspensos e estes sejam dissipados em períodos consideráveis de tempo.

2.3.2. LEI DE DARCY

A lei de Darcy é a lei que rege o movimento da água num meio terroso deduzida a partir de um permeâmetro. Importa saber que para existir fluxo num solo é necessário existir uma diferença de carga hidráulica, Δh , entre dois pontos, o que origina uma velocidade, v , proporcional à permeabilidade, k , do mesmo. Este é o conceito geral da lei de Darcy. As equações 2.6 e 2.7 exprimem o princípio da lei de Darcy explicado.

$$v = \frac{Q}{S} = k i \quad (2.6)$$

onde v é a velocidade em ms^{-1} , Q é o caudal em m^3s^{-1} , S é a secção em m^2 , k é o coeficiente de permeabilidade em ms^{-1} e i é o gradiente hidráulico adimensional expresso por

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (2.7)$$

onde Δh é a diferença de carga hidráulica em m e l é a distância em m.

Quanto à permeabilidade, esta depende de diversas propriedades do solo. A granulometria é aquela que mais a influencia, sendo que quatro outras características são importantes: índice de vazios, composição mineralógica, fábrica e grau de saturação. (Fernandes, 2006, Lambe e Whitman, 1969) Os solos granulares são aqueles que apresentam maior permeabilidade, dependendo imensamente de uma boa graduação para obter permeabilidades reduzidas para utilizações, por exemplo, em leitos de pavimento ou barragens. Já nos solos argilosos, a permeabilidade é bastante baixa, o que origina os regimes transitórios explicados anteriormente e o processo de consolidação apresentado adiante.

2.3.3. ESCOAMENTOS BIDIMENSIONAIS

Um aspeto essencial neste trabalho é entender como se processa o fluxo de água nos solos. A partir do princípio da lei de Darcy é possível prever esse fluxo.

Representa-se na Fig. 2.2 um solo homogêneo e isotrópico em termos de permeabilidade, percorrido por um escoamento permanente originado por um desnível ou diferença de cargas hidráulicas entre montante e jusante da cortina considerada impermeável (BE). A fronteira inferior, FG, é impermeável.

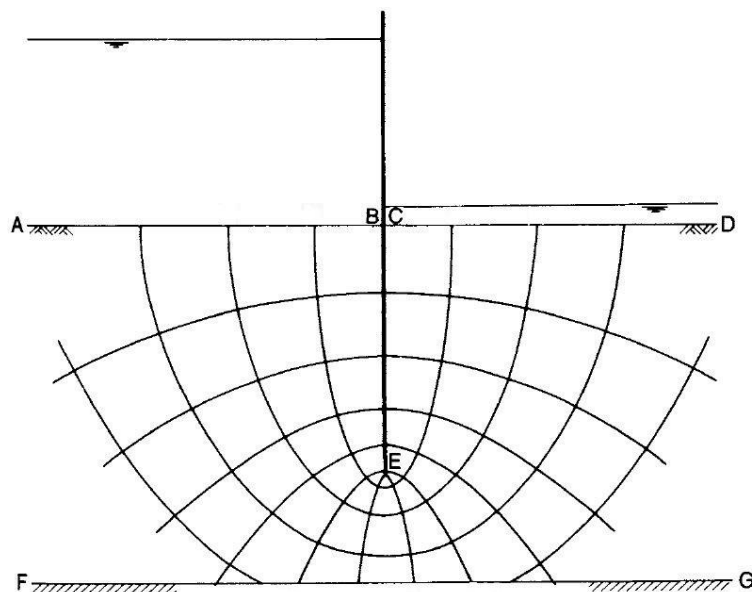


Fig. 2.2 - Caso genérico de escoamento bidimensional (adaptada de Craig (2005))

Os dois tipos de linhas representadas na figura são linhas de corrente, que representam trajetórias de partículas de água, e linhas equipotenciais, que representam linhas de igual carga hidráulica. Como o meio é isotrópico, os dois tipos de linhas intersectam-se ortogonalmente. Esta representação designa-se por rede de fluxo ou rede de escoamento. (Fernandes, 2011)

Tendo por base este caso simples, apresenta-se na Fig. 2.3, de forma mais clara, como pode ser representada a rede de fluxo numa escavação.

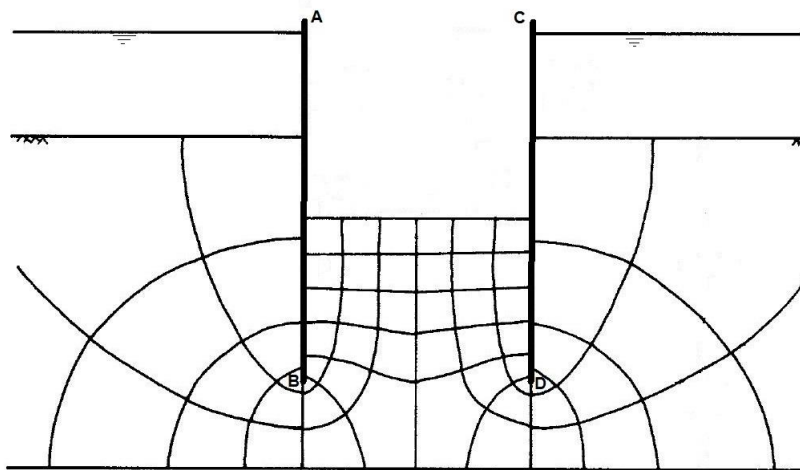


Fig. 2.3 - Caso de escoamento bidimensional numa escavação (adaptada de Craig (2005))

As cortinas AB e CD são impermeáveis e as condições do solo são semelhantes às do caso anterior. Este tipo de fluxo em escavações origina problemas já conhecidos na Mecânica dos Solos como a erosão interna, o levantamento hidráulico e a *quick condition*. Esses fenómenos não serão estudados no presente trabalho.

Pelo acima exposto, importa salientar que numa escavação, como resultado da percolação, existirá um caudal que é necessário retirar, de forma a ter condições de trabalho no fundo da escavação. Tal é efetuado por bombagem, podendo ter consequências importantes na periferia da escavação, como se explicará mais adiante.

2.4. CONSOLIDAÇÃO

2.4.1. ESTIMATIVA DO ASSENTAMENTO POR CONSOLIDAÇÃO

Um solo que contenha estratos compressíveis pouco permeáveis, usualmente argilas, com estratos adjacentes permeáveis, constitui o modelo típico de subsidência causada pela retirada de água deste. Esta retirada é estudada neste tipo de fenómenos, normalmente, a partir de poços de bombagem a diversas profundidades. Na bombagem de água do fundo de uma escavação com contenção periférica, os princípios são os mesmos.

Este fenómeno é causado por uma variação de carga hidráulica (pressão neutra) negativa (redução). Se uma dissipação da pressão neutra no solo implica o assentamento o estrato, o contrário verifica-se para um aumento de pressão neutra – expansibilidade. Este efeito contrário ao assentamento é, por sua vez, também contrário à subsidência, podendo provocar um empolamento do solo à superfície.

A expansibilidade pode surgir em vários momentos, de forma intercalada com o assentamento. Para tal suceder, no caso dos referidos poços de bombagem, estes teriam de, por exemplo, parar de retirar água do solo, permitindo um aumento de volume por recuperação. Contudo, e dependendo do histórico de tensões a que esteve sujeito o estrato comprimido, a sua recuperação até às condições em que se encontrava antes do início da bombagem – condições iniciais, referentes à espessura e índice de vazios – é limitada. Se a tensão a que se encontrou sujeito for maior do que a tensão máxima experimentada anteriormente, existirá uma parte não-recuperável. Se a tensão for inferior à máxima experimentada, as condições iniciais podem ser repostas por expansão.

Assim, o assentamento total por consolidação, s_c , pode ser estimado a partir do ensaio edométrico para solos normalmente consolidados, isto é, solos para os quais a tensão máxima experimentada é inferior à tensão a que se encontra sujeito (virgens),

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.8)$$

onde h_0 é a espessura inicial e e_0 é o índice de vazios inicial; C_c representa o índice de compressibilidade determinado a partir do ensaio edométrico; σ'_{v0} representa a tensão efetiva inicial; $\Delta\sigma'_v$ representa o incremento de tensão efetiva.

Para solos sobreconsolidados o cálculo é análogo, sendo que neste caso a tensão máxima a que esteve sujeito o solo é maior do que a soma $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$. Assim,

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} C_r \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2.9)$$

onde C_r representa o índice de recompressibilidade obtido a partir do ensaio edométrico.

O assentamento total pode ser estimado recorrendo ao coeficiente de compressibilidade, a_v , ou ao coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , por

$$s_c = \frac{a_v}{1+e_0} h_0 \Delta \sigma'_v \quad (2.10)$$

$$s_c = m_v h_0 \Delta \sigma'_v \quad (2.11)$$

respetivamente, onde,

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (2.12)$$

e

$$m_v = \frac{\varepsilon_{vol}}{\Delta \sigma'_v} \quad (2.13)$$

Estes dois coeficientes estão relacionados entre si (equação 2.14), assim como com o índice de compressibilidade, C_c (equações 2.15 e 2.16, respetivamente).

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} a_v \quad (2.14)$$

$$a_v = \frac{0,435 C_c}{\sigma_{va}} \quad (2.15)$$

$$m_v = \frac{0,435 C_c}{(1+e_0) \sigma_{va}} \quad (2.16)$$

onde σ_{va} é a média da tensão inicial e final. Pelas relações expostas é possível concluir que os dois coeficientes apresentados (a_v e m_v) apenas dizem respeito a solos normalmente consolidados, isto é, a situações onde a tensão aplicada seja maior do que a tensão máxima já experimentada pelo solo.

O ensaio edométrico é fundamental na definição dos parâmetros de solos argilosos através das suas curvas $e - \sigma'_v$. No entanto, o referido ensaio não é utilizado neste trabalho, pelo que, pormenores do

tratamento das suas curvas, que antecedem a obtenção dos valores mencionados anteriormente, não são explicados.

2.4.2. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO

2.4.2.1. Hipóteses de base

O assentamento de solos compressíveis verificado pela retirada de água subterrânea é calculado com base na teoria da consolidação de Terzaghi (1925).

O processo de consolidação pode ser originado de duas formas: através da aplicação de uma carga exterior ou pela alteração das condições hidráulicas no solo. Tal origina um fluxo de regime transitório e para ambas as hipóteses da teoria da consolidação dadas são, citando Fernandes (2006):

- “O solo é homogêneo e está saturado;
- A compressibilidade da água e das partículas individuais é desprezável;
- Em qualquer secção horizontal e em qualquer instante os estados de tensão e de deformação são uniformes
- As deformações ocorrem apenas na direção vertical;
- O escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- Os efeitos, os fenómenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;
- Para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade, k , e os coeficientes de compressibilidade, a_v , e de compressibilidade volumétrica, m_v ;
- Existe uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical, num dado ponto e num dado instante (inexistência de fluência do esqueleto sólido);
- É válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).”

2.4.2.2. Equação da consolidação

Para estas hipóteses, as equações que regem o processo de consolidação são: (Lambe e Whitman, 1969)

- Equilíbrio

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z + \text{tensão à superfície} \quad (2.17)$$

Onde a tensão total, σ_v , iguala o produto do peso volúmico total do solo, γ_t , com a profundidade, z , mais a tensão à superfície, isto é, um qualquer carregamento que exista.

- Tensão-deformação

$$\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} = -a_v \quad (2.18)$$

Onde a variação do índice de vazios em relação à tensão efetiva vertical é representada por $\partial e / \partial \sigma'_v$ e a_v é o coeficiente de compressibilidade.

- Continuidade

$$k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.19)$$

Sendo k a permeabilidade, h a carga hidráulica, z a profundidade, e o índice de vazios e t o tempo.

A partir das três equações referidas é possível deduzir a equação da consolidação de Terzaghi,

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \sigma_v}{\partial t} \quad (2.20)$$

onde c_v é o coeficiente de consolidação e u_e representa o excesso de pressão neutra. As outras variáveis foram definidas acima. O coeficiente de consolidação vale

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.21)$$

Assim, o coeficiente de consolidação é um parâmetro essencial no comportamento de um solo compressível e está dependente do ensaio edométrico por meio do coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v , necessitando também de uma estimativa do coeficiente de permeabilidade.

2.4.2.3. Solução para o excesso de pressão neutra inicial uniforme

O caso mais simples que pode ser estudado é aquele em que exista um carregamento de dimensões horizontais consideradas infinitas e o tempo até este se completar muito menor que o tempo de consolidação (e por isso considerado instantâneo). Para este caso, a variação da tensão total no tempo é nula ($\partial \sigma_v / \partial t = 0$), o excesso de pressão neutra inicial é uniforme em profundidade e existe dupla fronteira drenante, isto é, ambos os estratos adjacentes ao estrato compressível são permeáveis e permitem que a água expulsa por consolidação passe facilmente nestes.

São então introduzidas variáveis adimensionais:

$$Z = \frac{z}{H} \quad (2.22)$$

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.23)$$

onde z e Z são medidos a partir do topo do estrato em consolidação e H representa a metade da espessura do estrato. A variável Z é denominada fator de profundidade e T chamada fator tempo. A equação de consolidação torna-se

$$\frac{\partial^2 u_e}{\partial Z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial T} \quad (2.24)$$

As condições hidráulicas no estrato são as seguintes:

- Para $t = 0$

$$u_e = u_0 \quad \text{se} \quad 0 \leq Z \leq 2$$

- Para $t > 0$

$$u_e = 0 \quad \text{se} \quad Z = 0 \text{ e } Z = 2$$

Para esta situação é utilizada a solução da Fig. 2.4 onde é possível determinar, além do excesso de pressão neutra, o grau de consolidação, U_z , em cada ponto do estrato num dado instante.

$$U_z = 1 - \frac{u_e}{u_0} \quad (2.25)$$

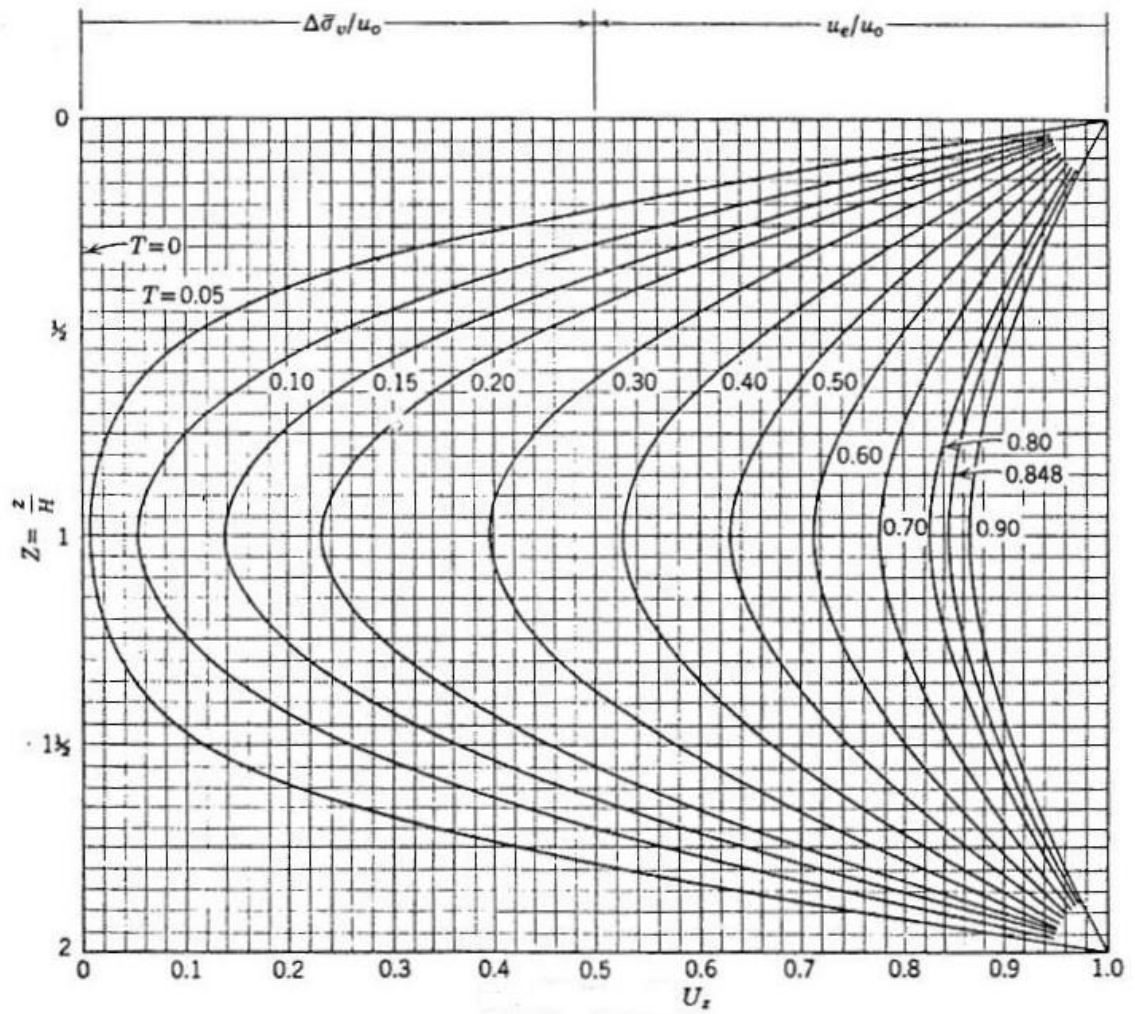


Fig. 2.4 – Solução para o excesso de pressão neutra inicial constante ao longo da espessura do estrato, com dupla fronteira drenante (Lambe e Whitman, 1969)

Para determinar a consolidação total do estrato para um determinado instante utiliza-se o gráfico da Fig. 2.5. Este valor é chamado de grau de consolidação médio, $\bar{U}_z$ ou U (equação 2.26).

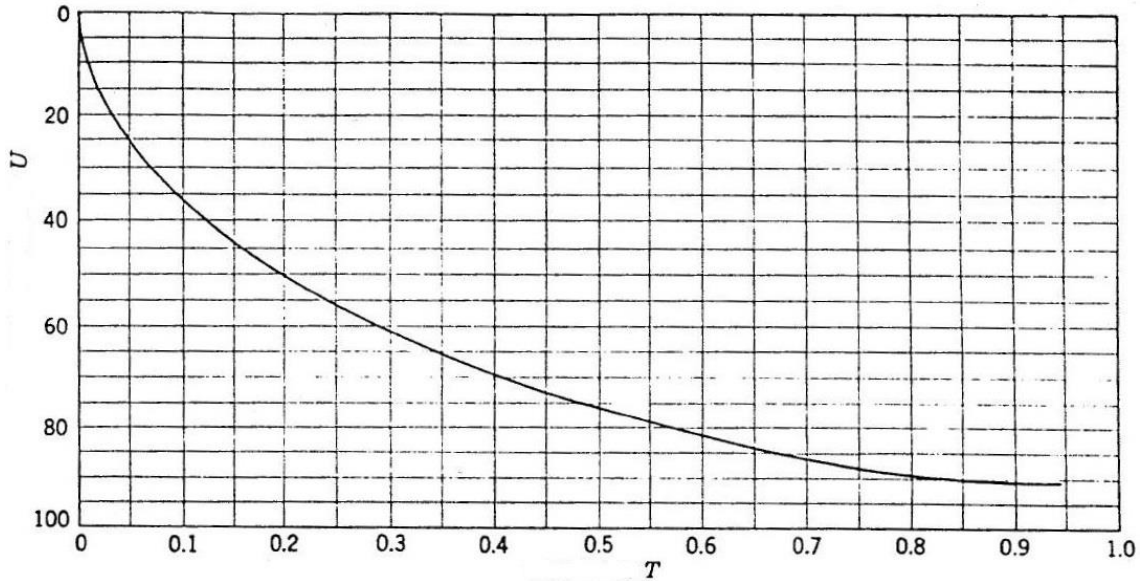


Fig. 2.5 – Grau de consolidação médio no tempo num estrato com dupla fronteira drenante (Lambe e Whitman, 1969)

$$U = \bar{U}_z = \frac{\text{assentamento no instante } T}{\text{assentamento no final da consolidação}} \quad (2.26)$$

2.4.2.4. Solução para o excesso de pressão neutra inicial triangular

Esta solução aplica-se quando existe uma variação das condições hidráulicas em apenas uma das fronteiras do estrato. Em comparação com a solução anterior, na presente solução também não varia a tensão total no tempo. No entanto, o excesso de pressão neutra inicial não é uniforme, já que a alteração de condições hidráulicas em apenas uma das fronteiras origina um diagrama triangular. Por fim, e embora não muito intuitivo, o sistema funciona como se existissem duas fronteiras drenantes. (Lambe e Whitman, 1969) Este facto faz com que o gráfico da Fig. 2.5 possa ser aplicado também para esta solução.

Como foi dito anteriormente, as condições hidráulicas alteram-se

- Para $t = 0$

$$u_e = 0 \quad \text{se} \quad Z = 0$$

$$u_e = u_0 \quad \text{se} \quad Z = 2$$

- Para $t > 0$

$$u_e = 0 \quad \text{se} \quad Z = 0$$

$$u_e = 0 \quad \text{se} \quad Z = 2$$

Assim, o cálculo a partir das equações 2.22 e 2.23 é análogo ao da solução anterior, embora neste caso com a utilização da solução da Fig. 2.6.

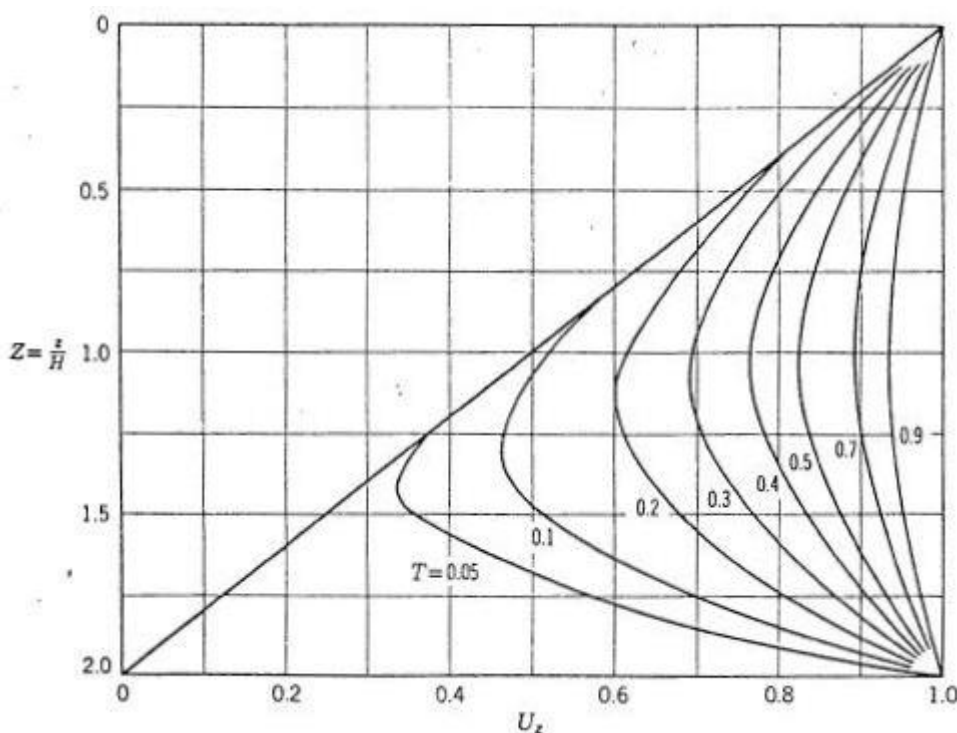


Fig. 2.6 – Solução para excesso de pressão neutra inicial triangular (Lambe e Whitman, 1969)

2.4.2.5. Carregamento variável no tempo

Nas soluções anteriores, os carregamentos aplicados são normalmente considerados como instantâneos, pelos assentamentos em solos argilosos serem diferidos no tempo, com durações que tornam irrelevantes os períodos de carregamento. No entanto, para as situações em que os carregamentos levem um tempo considerável a ser completados, Terzaghi (1943) propôs um método corretivo do tempo de construção.

O método consiste em assumir que o carregamento durante o período da construção de uma estrutura (após a escavação já estar concluída) é crescente até ao seu final. Este período é chamado de “período de construção efetiva”. A partir daí, o carregamento é considerado como constante, naturalmente.

Numa escavação em condições particulares, suscetível à ocorrência de subsidência, a sua profundidade pode levar a ter em conta este método, pela duração que esta implica. Neste caso, o “carregamento” corresponderia à redução de carga hidráulica por bombagem ao longo da escavação a partir do seu fundo.

2.5. VARIAÇÃO DAS CONDIÇÕES HIDRÁULICAS EM APENAS UMA FRONTEIRA DRENANTE

2.5.1. SITUAÇÕES QUE INDUZEM UM PROCESSO DE CONSOLIDAÇÃO

A variação das condições hidráulicas em apenas uma fronteira drenante pode ser despoletada acima ou abaixo do estrato compressível e com aumento ou diminuição da carga hidráulica. Assim, as combinações passíveis de se verificar são quatro:

- Acima, com subida do nível freático;
- Acima, com rebaixamento do nível freático;
- Abaixo, com aumento da carga hidráulica;
- Abaixo, com redução da carga hidráulica;

Para a primeira e terceira situações, a tendência é de expansibilidade do solo, já que o volume de água adicionado ajuda a suportar o peso do solo sobrejacente e leva a um ajustamento da pressão neutra até à posição hidrostática por absorção de água do estrato compressível.

Nas outras duas situações há uma retirada de água do solo que provoca um processo de consolidação. As duas situações encontram-se comparadas na Fig. 2.7.

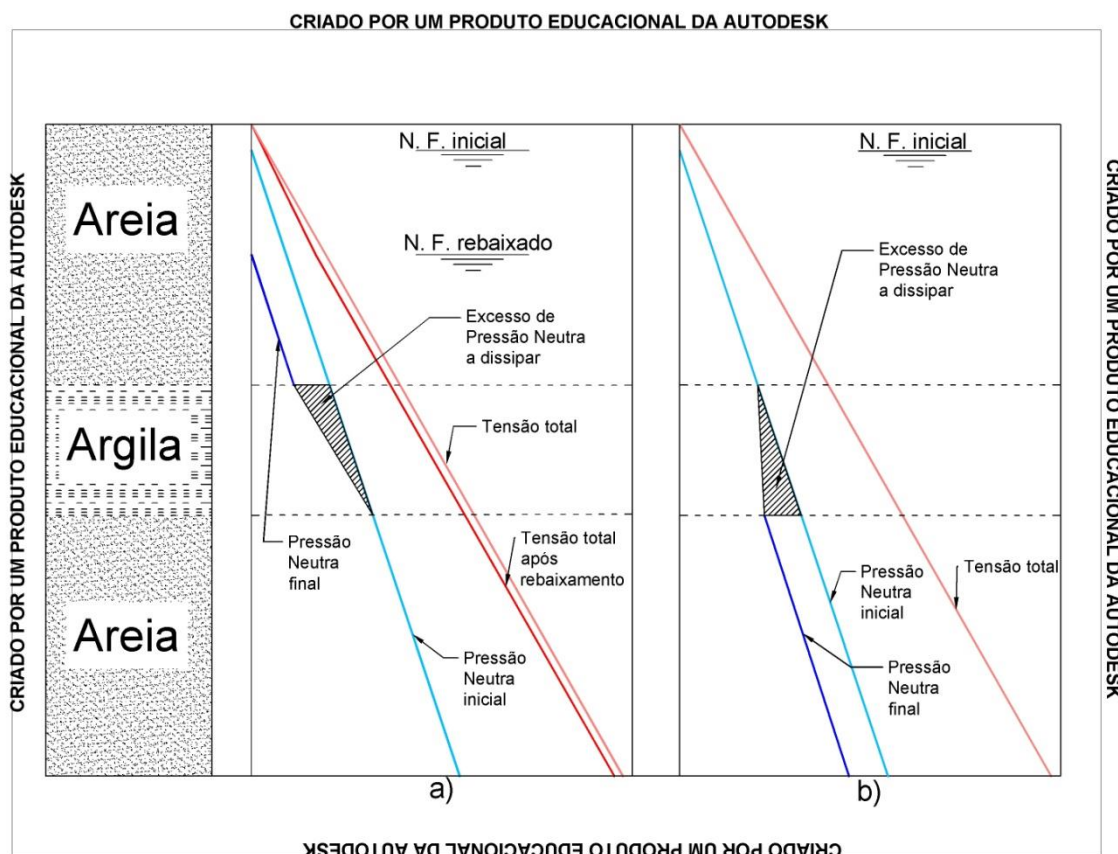


Fig. 2.7 – Casos em que ocorrem excessos de pressão neutra triangular: a) rebaixamento do nível freático; b) retirada de água abaixo da argila (adaptado de Leake e Galloway (2007))

No caso a) o nível freático é rebaixado, fazendo com que o diagrama de pressão neutra se inicie abaixo do que ocorre no momento inicial. Na parte superior, a pressão neutra ajusta-se rapidamente, pelo solo ser arenoso e, portanto, permeável (para efeitos de cálculo, este ajustamento é considerado instantâneo). É possível notar a variação de tensão total antes e após o rebaixamento, pela componente da pressão neutra ter sido reduzida. O excesso de pressão neutra inicial é triangular, como é possível observar na figura, pelo que os gradientes hidráulicos serão maiores próximo da fronteira drenante superior. No entanto, interessa reforçar – tal como explicado em 2.4.2.4 – que o sistema se comporta com duas fronteiras drenantes.

O caso b) é semelhante ao exemplificado anteriormente. Ocorre uma retirada de água abaixo do estrato argiloso que pode ser causada por um poço em funcionamento ou numa escavação com fundo abaixo do nível freático. A carga hidráulica é, por isso, reduzida, levando a que o diagrama de pressão neutra final se ajuste abaixo da argila. Neste caso, a tensão total não se altera nesta fase, mas apenas quando o equilíbrio for restabelecido, isto é, o processo de consolidação se finalizar. O excesso de pressão neutra inicial é também triangular e os gradientes hidráulicos maiores na fronteira inferior do estrato argiloso, por oposição ao ocorrido no caso a).

Ainda na interpretação da Fig. 2.7 convém relembrar que a tensão efetiva corresponde à diferença entre a tensão total e a pressão neutra, isto é, à distância horizontal entre os diagramas correspondentes. Assim, é de fácil entendimento que, para a situação a), o incremento de tensão efetiva é decrescente em profundidade, sendo máximo na fronteira drenante superior do estrato de argila e nulo na inferior. O oposto verifica-se para a situação b).

2.5.2. VARIAÇÃO DA TENSÃO EFETIVA PROVOCADA PELO REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO ACIMA OU REDUÇÃO DA CARGA HIDRÁULICA ABAIXO DO ESTRATO COMPRESSÍVEL

Para uma correta estimativa dos assentamentos provocados pelo rebaixamento do nível freático acima ou pela redução da carga hidráulica abaixo do estrato argiloso é necessário o incremento de tensão efetiva utilizado nas equações 2.8 e 2.9. Tal variável é usualmente utilizada quando existe um carregamento à superfície que é introduzido na mesma equação. Na ausência de um carregamento à superfície, uma variação das condições hidráulicas em apenas uma das fronteiras drenantes provoca um mesmo incremento de tensão efetiva.

Assim, para entender fisicamente o seu cálculo, utiliza-se um exemplo (Terzaghi [et al.], 1996).

Na Fig. 2.8 encontra-se representado um solo composto por um estrato argiloso sobrejacente a uma areia. No momento inicial, o nível freático encontra-se à superfície do terreno e a carga no piezômetro colocado na areia encontra-se também à cota da superfície do terreno.

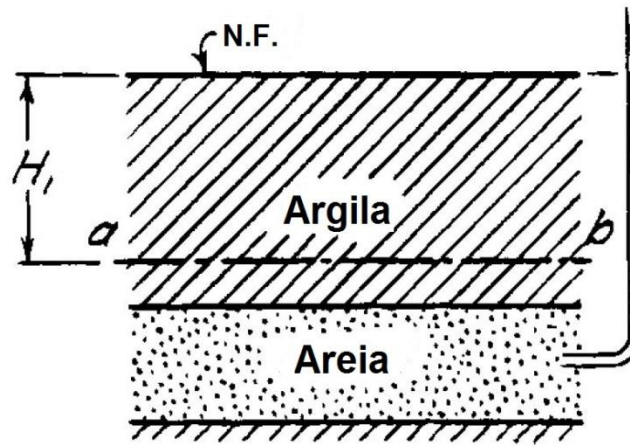


Fig. 2.8 – Solo com nível freático à superfície (momento inicial) (adaptado de Terzaghi [et al.] (1996))

Assim, a tensão efetiva para a secção a-b, representado na Fig. 2.8, vale

$$\sigma'_{v_{abi}} = \sigma_{v_{ab}} - u_{ab} = \gamma_{argila}H_1 - \gamma_w H_1 = \gamma'_{argila}H_1$$

onde

$$\gamma'_{argila} = \gamma_{argila} - \gamma_w$$

Mais tarde, é iniciada a bombagem de água a partir da areia, que induz, numa primeira instância, um abaixamento da cota no piezômetro (redução da carga hidráulica na areia), para no final do processo de consolidação o nível freático corresponder à cota do piezômetro (Fig. 2.9).

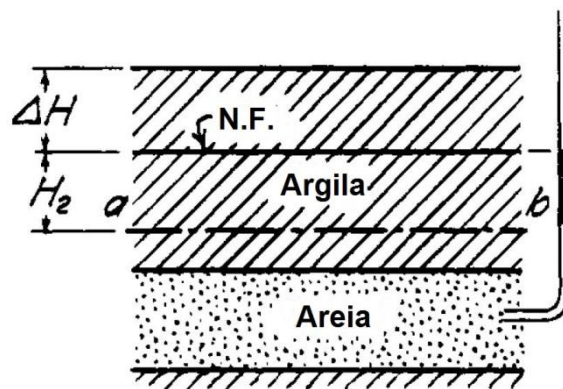


Fig. 2.9 – Solo com rebaixamento do nível freático (adaptado de (Terzaghi [et al.], 1996))

Desta forma, após o rebaixamento do nível freático por bombagem, representado na Fig. 2.9,

$$\begin{aligned}\sigma'_{v_{abf}} &= \sigma_{v_{ab}} - u_{ab} = \gamma_{argila}(\Delta H + H_2) - \gamma_w H_2 = \gamma_{argila} \Delta H + \gamma_{argila} H_2 - \gamma_w H_2 = \\ &= \gamma_{argila} \Delta H + \gamma'_{argila} H_2\end{aligned}$$

ora, relacionando ambas as figuras,

$$H_1 = \Delta H + H_2$$

e, finalmente, a diferença de tensões efetivas do momento inicial para o final vale

$$\begin{aligned}\sigma'_{v_{abf}} - \sigma'_{v_{abi}} &= \gamma_{argila} \Delta H + \gamma'_{argila} H_2 - \gamma'_{argila} H_1 \\ &= \gamma_{argila} \Delta H + \gamma'_{argila} H_2 - \gamma'_{argila} (\Delta H + H_2) = \Delta H \cdot \gamma_w\end{aligned}$$

Assim, é possível concluir que a variação de tensão efetiva corresponde à variação do nível freático.

A partir das figuras anteriores, a percepção, à primeira vista, pode ser de um rebaixamento imediato do nível freático com a bombagem. No entanto, convém reforçar que o caso mostrado corresponde à situação b) da Fig. 2.7, isto é, a uma bombagem a partir do estrato inferior, que leva a um rebaixamento do nível freático num período que pode ser tanto maior, quanto menor for a permeabilidade do estrato argiloso. O nível freático acaba por chegar ao nível de carga hidráulica abaixo da argila mostrado no piezômetro se a bombagem se mantiver, num momento onde o equilíbrio se alcança novamente e se dá por terminado o processo de consolidação.

3

FERRAMENTA DE CÁLCULO NUMÉRICO UTILIZADA

3.1. INTRODUÇÃO

A ferramenta de cálculo numérico constitui uma parte fundamental para o que se propõe fazer neste estudo. A análise que se pretende fazer à obra realizada depende do rigor com que se efetuarem os cálculos para se ter a melhor aproximação à realidade.

A construção de um modelo numérico envolve a preparação, em primeiro lugar, de um modelo matemático que consiste em expressões matemáticas. Qualquer modelo necessita de leis físicas para definir as variáveis do sistema como a carga hidráulica e a geometria. (Zhang, 2009)

Para isso tem de se saber como é processado o cálculo, percebendo em concreto as fórmulas subjacentes ao mesmo, bem como o seu alcance e as suas limitações.

Assim, começar-se-á por fazer uma descrição do programa adotado neste trabalho, na qual constarão explicações sobre a generalidade do seu funcionamento e da sua organização.

Seguidamente, expor-se-ão os princípios fundamentais que regem o seu cálculo no que diz respeito, especificamente, ao fluxo de água nos solos.

Mais à frente, por ser uma ferramenta inovadora, falar-se-á do interface gráfico utilizado e das suas potencialidades e desvantagens.

Por fim, explicar-se-á o funcionamento da subrotina do programa de cálculo que interessa (e que também é recente) a este trabalho. Esta subrotina calcula e faculta os resultados pretendidos para a análise do problema no que diz respeito à subsidência.

3.2. DESCRIÇÃO

A ferramenta de cálculo numérico utilizada para este trabalho chama-se MODFLOW-2005, versão 1.11.00, e foi desenvolvida nos Estados Unidos da América pela organização governamental U. S. Geological Survey (USGS). Trata-se de um programa de cálculo de modelos de fluxo de água subterrânea de diferenças finitas.

Este programa é correntemente designado apenas por MODFLOW, sendo que no resto deste trabalho assim será designado simplificadaamente.

O fluxo de água subterrânea é simulado através de uma aproximação por diferenças finitas num ponto central de uma célula tridimensional. Os estratos podem ser simulados como confinados ou não-

confinados. O fluxo associado a tensões externas, como poços, precipitação, evapotranspiração, drenos e rios, também pode ser simulado. (Harbaugh, 2005)

A discretização espacial e temporal do domínio do modelo é necessária para criar o modelo computacional à escala real. Os estratos, as linhas e as colunas apresentadas como células modeladas são usados para caracterizar a discretização espacial. O modelo computacional é construído sob um sistema de coordenadas cartesiano. A cada célula é atribuída uma linha e coluna nas duas direções horizontais e um estrato que está relacionado com a espessura do estrato modelado na direção vertical. A discretização temporal é definida por períodos de teste ("stress periods") e etapas de tempo para caracterizar situações como recarga (precipitação) ou descarga do solo. (Zhang, 2009)

A estrutura modular consiste num programa principal e uma série de sub-rotinas independentes. As sub-rotinas estão agrupadas em "pacotes". Cada "pacote" tem em conta uma característica específica do sistema hidrológico a ser simulado, como o fluxo de rios ou fluxo para drenos, ou com um método específico de calcular a série de equações simultâneas que resultam do método de diferenças finitas. (Harbaugh, 2005)

3.3. FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DE CÁLCULO

A simulação do movimento de água nos solos assenta simplificada em duas equações para o seu cálculo.

Na primeira, o movimento tridimensional de água subterrânea de densidade constante através de material poroso pode ser descrito pela equação diferencial de Navier-Stokes (Harbaugh, 2005)

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.1)$$

onde,

K_{xx} , K_{yy} e K_{zz} são valores de permeabilidade ao longo dos eixos x, y e z, que são assumidos como paralelos aos eixos principais de permeabilidade (ms^{-1});

h é a carga potencial (m);

W é o fluxo por unidade de volume que representa fontes e/ou retiradas de água, com valor positivo se o fluxo é para fora do sistema e valor negativo se o fluxo é para dentro do sistema (s^{-1});

S_s é o armazenamento específico do material poroso (m^{-1});

t é o tempo (s).

Em segundo lugar, o desenvolvimento da equação de fluxo de água subterrânea na forma de diferenças finitas segue a partir da aplicação da equação da continuidade: a soma dos caudais que saem e entram numa célula tem de ser igual à taxa de alteração do armazenamento na célula. Tendo em conta que a densidade da água subterrânea é constante, a equação de continuidade que expressa o equilíbrio de fluxo para uma célula é

$$\Sigma Q_i = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V \quad (3.2)$$

onde,

Q_i é o caudal que entra na célula (m^3s^{-1});

ΔV é o volume da célula (m^3);

Δh é a diferença de carga num intervalo de comprimento temporal Δt .

A Fig. 3.1 mostra seis células adjacentes à célula central i,j,k .

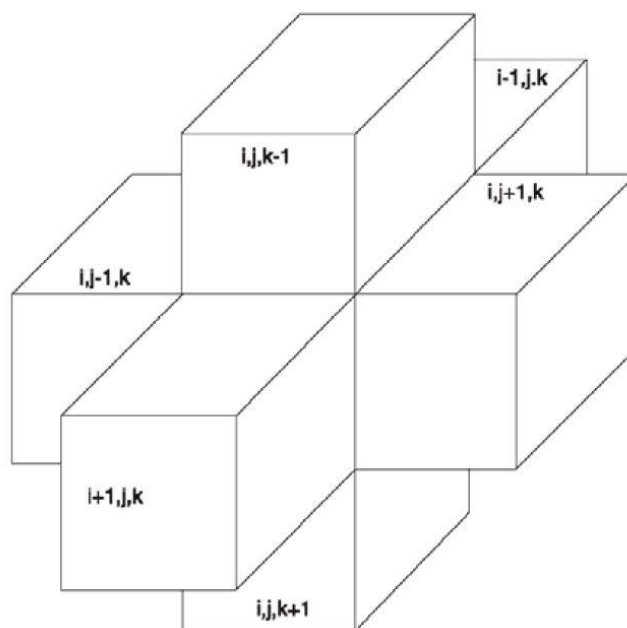


Fig. 3.1 – Conjunto de células adjacentes à célula i,j,k (Harbaugh, 2005)

Para mostrar como se calcula o fluxo nesta ferramenta de cálculo numérico utilizam-se duas dessas células (Fig. 3.2). A referência em cada uma das células tridimensionais é o ponto central do bloco, chamado de “nó”.

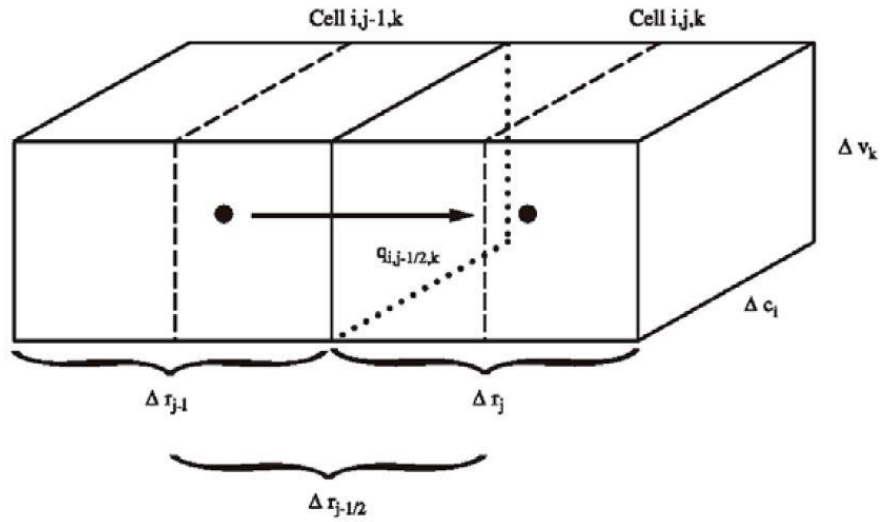


Fig. 3.2 – Fluxo da célula i,j,k para a célula $i,j-1,k$ (Harbaugh, 2005)

O fluxo é considerado positivo quando entra numa célula. Assim, entre as células i,j,k e $i,j-1,k$ é utilizada a lei de Darcy como

$$q_{i,j-1/2,k} = KR_{i,j-1,k} \Delta c_i \Delta v_k \frac{(h_{i,j-1,k} - h_{i,j,k})}{\Delta r_{j-1/2}} \quad (3.3)$$

onde

$h_{i,j,k}$ é a carga hidráulica no nó i,j,k (m);

$h_{i,j-1,k}$ é a carga hidráulica no nó $i,j-1,k$ (m);

$q_{i,j-1/2,k}$ é o caudal que passa na face entre as células i,j,k e $i,j-1,k$ (m^3s^{-1});

$KR_{i,j-1,k}$ é a permeabilidade ao longo da linha entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$ (ms^{-1});

$\Delta c_i \Delta v_k$ é a área das faces das células normais à direção da linha (m^2);

$\Delta r_{j-1/2}$ é a distância entre os nós i,j,k e $i,j-1,k$ (m).

O termo “1/2” indica apenas que se trata de um fluxo entre células, não tendo qualquer interpretação de cálculo para além desta.

De modo análogo, o cálculo de fluxo para as outras células adjacentes é efetuado, assim como para quaisquer outras células adjacentes num modelo pretendido.

A discretização do modelo, já mencionada, também é importante de forma a ter rigor nos resultados obtidos. Quando o modelo geométrico é criado, importa que o tamanho das células cúbicas seja suficiente para o cálculo ser rigoroso, mas não demasiado para o seu tempo se tornar incomportável. Assim, horizontalmente é possível reduzir o tamanho das células até ao desejável e definir quais estão ativas ou não quando se define o contorno do modelo, bem como, por exemplo, possíveis afloramentos rochosos que o fluxo tem de contornar. Verticalmente também é possível e se devem discretizar os estratos para um cálculo mais rigoroso.

O cálculo é realizado utilizando iterações com as fórmulas anteriormente apresentadas, com margens de erro das cargas hidráulicas definidas previamente.

3.4. INTERFACE GRÁFICO

O MODFLOW é um programa de cálculo em que, na sua origem, era necessário introduzir todos os dados de entrada (“input”) de forma manual, e, assim, de forma muito mais trabalhosa, demorada e pouco intuitiva, o que, tendo em conta os meios existentes, é incomportável. Por isso, foi desenvolvido outro *software* pela USGS para a introdução dos dados de entrada (“input”) para o *software* MODFLOW.

O ModelMuse é um interface gráfico para introdução dos dados de entrada do programa principal (de cálculo) MODFLOW, também desenvolvido pela USGS, com a possibilidade de cálculo integrado da subsidência. Esta é uma das vantagens deste interface recente e o principal motivo da escolha do mesmo. Os factos de ser de acesso livre e permitir modelos de escala muito grande (em que o cálculo fica apenas a depender da capacidade do processador do computador utilizado) são outras vantagens que levaram à escolha deste *software*.

No entanto, uma limitação na sua utilização é a disposição contínua dos estratos. Os estratos têm de apresentar homogeneidade a toda a área do modelo definido, não permitindo que se adicionem, por exemplo, núcleos argilosos entre camadas, ou outras situações derivadas das características naturais dos solos. A aproximação a modelos reais fica limitada desta forma.

Convém mencionar que este é um *software* recente que se encontra ainda em desenvolvimento, pelo que existem problemas que vão sendo resolvidos com o lançamento de atualizações. Alguns desses problemas foram inclusivamente detetados pelo autor deste trabalho e solucionados após contacto direto com o responsável da USGS pelo *software*, Richard B. Winston. Por isso, este programa exigiu uma atenção e atualização permanentes, nomeadamente desde a utilização da versão inicial 3.0.0.0, até à versão 3.2.1.24. A sua evolução incidiu principalmente na visualização dos resultados.

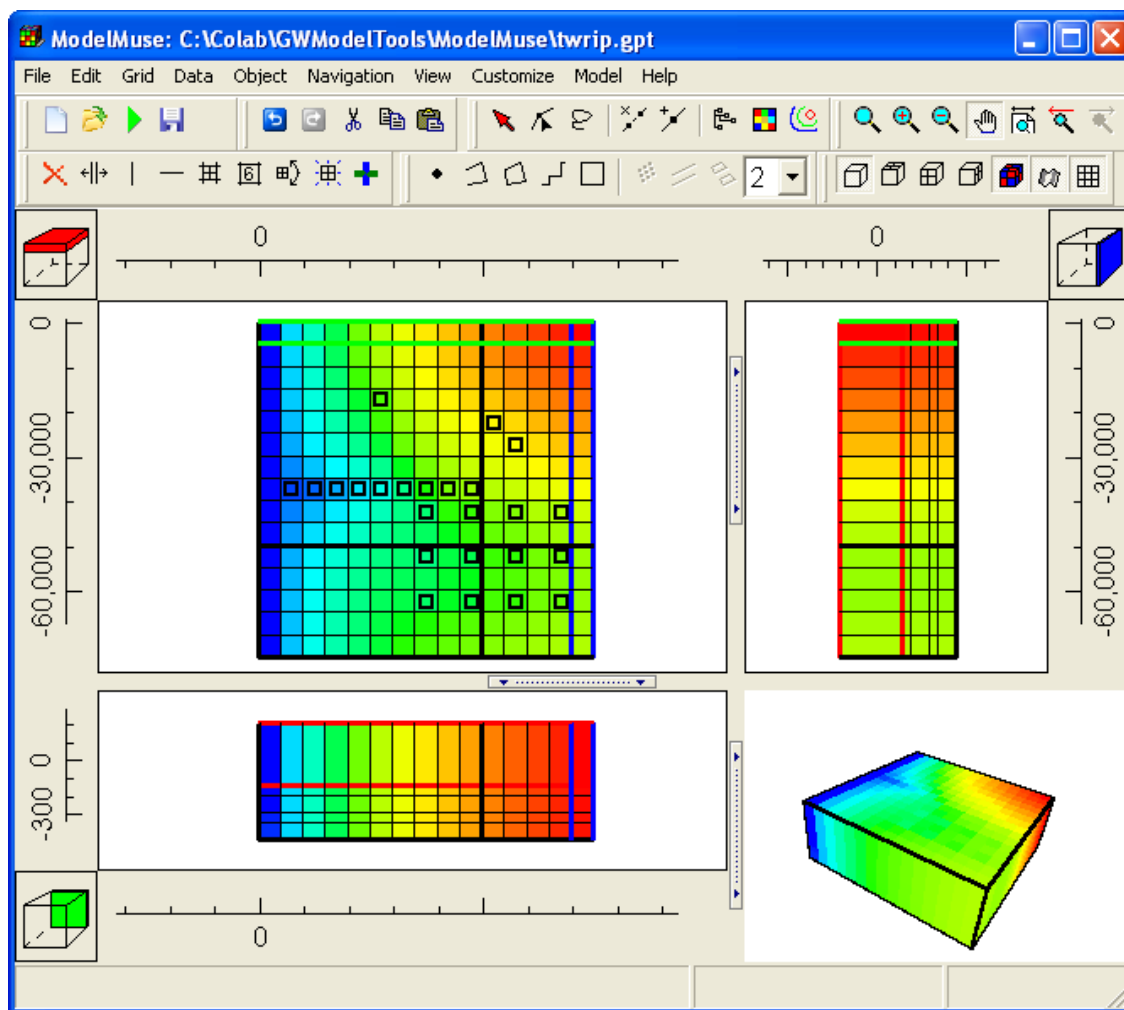


Fig. 3.3 – Display do interface gráfico utilizado com quatro vistas: planta (zona central), secção lateral (à direita, a meia altura), secção frontal (à esquerda, em baixo), tridimensional (à direita, em baixo) (Winston, 2009)

3.5. SUBROTINA UTILIZADA PARA ESTIMATIVA DA SUBSIDÊNCIA

3.5.1. DESCRIÇÃO

Tal como explicado anteriormente, o MODFLOW encontra-se organizado em subrotinas para adicionar elementos ao cálculo do fluxo do programa principal.

Neste trabalho são utilizadas algumas dessas subrotinas. No entanto, aquele que interessa relevar é o SUB-WT (“Subsidence and Aquifer-System Package for water tables”), pois é este que calcula a subsidência do solo a partir dos parâmetros introduzidos.

Esta subrotina permite calcular o assentamento vertical, consolidação do estrato compressível, variação da tensão efetiva ou o índice de vazios, entre outros resultados, ao longo dos períodos definidos, nas camadas pretendidas.

3.5.2. BASE TEÓRICA

Apesar desta base teórica abordar matérias que coincidem com o que foi explicado no Capítulo 2, desta feita tem-se o manual do programa como a base destas explicações. (Leake e Galloway, 2007) Considera-se importante apresentar o processo de cálculo de tal manual que, ainda que similar, utiliza variáveis da Hidrologia que estão relacionadas com as da Mecânica dos Solos e cujos valores são requisitados no programa.

De modo a incorporar cálculos de assentamento em modelos de fluxo de água subterrânea, uma relação entre assentamento e alteração de tensão efetiva tem de ser estabelecida. A base teórica do cálculo efetuado pelo SUB-WT baseia-se na teoria da tensão efetiva de Terzaghi (1925),

$$\sigma' = \sigma - u \quad (3.4)$$

onde,

σ' é a tensão efetiva;

σ é a tensão total;

u é a pressão neutra.

A partir desta expressão, foram efetuadas novas deduções para chegar a expressões que definam a variação da tensão efetiva em função ou da variação do nível freático ou da variação de carga hidráulica num estrato confinado (resultado de uma bombagem de poço, por exemplo) como já foi mostrado no capítulo anterior.

Para a variação do nível freático: (Poland e Davis, 1969)

$$\Delta\sigma' = -\gamma_w(1 - n + n_w)\Delta h_{wt} \quad (3.5)$$

Para a variação da carga hidráulica: (Poland e Davis, 1969)

$$\Delta\sigma' = -\gamma_w\Delta h_c \quad (3.6)$$

onde,

$\Delta\sigma'$ é a variação de tensão efetiva;

γ_w é o peso volúmico da água;

n é a porosidade;

n_w é o teor de humidade dos sedimentos na zona não-saturada, como fração do volume total;

$\Delta h_{wt} = \Delta u / \gamma_w$ é a variação de altura do nível freático;

$\Delta h_c = \Delta u / \gamma_w$ é a variação de carga hidráulica num estrato confinado.

É importante notar que a variação de tensão efetiva causada pela mudança de carga num estrato não-confinado é reduzida por um fator $(1 - n + n_w)$ em relação a uma mudança de carga equivalente num estrato confinado.

Para muitos tipos de materiais, o índice de vazios, e , decresce linearmente com o aumento do logaritmo da tensão efetiva.

$$\Delta e = -C_c \Delta \log_{10} \sigma' \quad \text{se } \sigma' > \sigma'_c \quad (3.7)$$

$$\Delta e = -C_r \Delta \log_{10} \sigma' \quad \text{se } \sigma' \leq \sigma'_c \quad (3.8)$$

Onde C_c e C_r são os índices de compressibilidade e recompressibilidade adimensionais e σ'_c é a tensão de préconsolidação. A partir de estudos empíricos, C_c tem um valor bem maior do que C_r . A equação 3.7 é válida para aumentos de σ acima de σ'_c e as reduções resultante do índice de vazios são permanentes – resultado de consolidação inelástica. A variação de e descrita na equação 3.8 resulta de consolidação elástica ou expansão.

O assentamento por consolidação, Δb , está relacionada com a variação do índice de vazios pela expressão:

$$\Delta b = -\frac{b_0}{1+e_0} \Delta e \quad (3.9)$$

onde b_0 é a espessura inicial da camada e e_0 o índice de vazios inicial. A convenção para Δb é positiva para consolidação e negativa para expansão. O assentamento por consolidação inelástica, Δb_i , e o assentamento por consolidação elástica, Δb_e , pode ser calculada combinando as equações 3.7, 3.8 e 3.9 e usando a relação $\Delta \log_{10} \sigma' = 0.434 \Delta \sigma' / \sigma'$. As expressões são:

$$\Delta b_i = \frac{0.434 b_0 C_c \Delta \sigma'}{(1+e_0) \sigma'} \quad (3.10)$$

$$\Delta b_e = \frac{0.434 b_0 C_r \Delta \sigma'}{(1+e_0) \sigma'} \quad (3.11)$$

De acordo com Leake e Prudic (1991), Δb_i e Δb_e estão relacionados com $\Delta \sigma'$ por

$$\Delta b_i = \frac{S_{skv} b_0}{\gamma_w} \Delta \sigma' \quad (3.12)$$

$$\Delta b_e = \frac{S_{ske} b_0}{\gamma_w} \Delta \sigma' \quad (3.13)$$

Onde S_{skv} e S_{ske} são valores de armazenamento específico do esqueleto sólido inelástico (virgem) e elástico, respetivamente, componentes de S_{sk} definido pela equação 2.5. As equações anteriores possibilitam que S_{skv} e S_{ske} sejam expressos como

$$S_{skv} = \frac{0.434 C_c \gamma_w}{\sigma' (1 + e_0)} \quad (3.14)$$

$$S_{ske} = \frac{0.434 C_r \gamma_w}{\sigma' (1 + e_0)} \quad (3.15)$$

em que

$$S_{sk} = S_{skv} + S_{ske} \quad (3.16)$$

Isto significa que a compressibilidade do estrato pode ser definida tanto pelos índices de compressibilidade e recompressibilidade como pelo armazenamento específico inelástico e elástico. O programa fornece a opção de definição das características de compressibilidade do estrato de uma destas duas formas.

Do processo de cálculo mostrado até ao momento é possível concluir que esta subrotina tem o mesmo processo de cálculo utilizado na Mecânica dos Solos, mostrado no Capítulo 2. No entanto, as variáveis utilizadas são diferentes. Assim, para melhor compreender a relação entre ambas as áreas, o Quadro 1 apresenta algumas correspondências.

Quadro 1 – Relações entre variáveis utilizadas no manual da subrotina SUB-WT e Mecânica dos Solos

SUB-WT	Mecânica dos Solos
σ'	σ'_{va}
b_0	h_0
Δb	s_c
Δb_i	s_c
	(solos normalmente consolidados)
Δb_e	s_c
	(solos sobreconsolidados com tensão aplicada inferior à máxima experimentada anteriormente)

De notar que o armazenamento específico do esqueleto sólido está inversamente relacionado com a tensão efetiva. Para profundidades grandes, a tensão efetiva terá valores altos e as reduções de pressão neutra resultantes da bombagem de água subterrânea não são plausíveis de provocar alterações de tensão efetiva. Nesse caso, S_{skv} e S_{ske} podem ser vistas como constantes com pequena margem de erro. Por outro lado, próximo da superfície onde a tensão efetiva é relativamente pequena, a variação de pressão neutra pode resultar em alterações muito significativas da tensão efetiva.

As equações 3.10 e 3.11 podem ser combinadas numa expressão geral para a consolidação ou expansão do solo, Δb , nos tempos t_{n-1} e t_n como mostrado a seguir:

$$\Delta b = \frac{0.434b_0}{(1+e_0)\sigma'} \left(C_n (\sigma'_n - \sigma'_{c,n-1}) + C_r (\sigma'_{c,n-1} - \sigma'_{n-1}) \right)$$

$$C_n = \begin{cases} C_c, \sigma'_n > \sigma'_{c,n-1} \\ C_r, \sigma'_n \leq \sigma'_{c,n-1} \end{cases} \quad (3.17)$$

onde σ'_{n-1} e σ'_n são valores de tensão efetiva nos tempos t_{n-1} e t_n , respetivamente, $\sigma'_{c,n-1}$ é o valor de tensão de préconsolidação no tempo t_{n-1} . De notar que a relação entre σ'_n e $\sigma'_{c,n-1}$ é usada para determinar se o valor de C_n é C_c ou C_r . A expressão fornece resultados corretos para solos sobreconsolidados, solos normalmente consolidados e solos a transitar da sobreconsolidação para consolidação normal.

3.5.3. FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DE INTEGRAÇÃO NO PROGRAMA PRINCIPAL

As bases para o cálculo do programa principal MODFLOW foram apresentadas acima. Importa agora relacionar a base teórica da subsidência calculada a partir da subrotina SUB-WT com o programa principal.

Para simular as variações de assentamento e armazenamento no MODFLOW, é adicionada uma expressão às equações de diferenças finitas para ter em conta a taxa resultante do fluxo que entra e sai das camadas compressíveis. A expressão a ser adicionada ao MODFLOW deriva da equação 3.17. No entanto, o MODFLOW utiliza a carga hidráulica como uma variável dependente, o que faz com que a equação 3.17 tenha de ser reescrita. Utiliza-se para este efeito a expressão de Terzaghi (equação 3.4). Para uma célula n , a pressão neutra, u_n , pode ser expressa como $u_n = (h_n - z_n)\gamma_w$, onde h_n é a carga total e z_n é a cota piezométrica. Substituindo estas duas relações na equação 3.17 tem-se:

$$\Delta b = \frac{0.434b_0\gamma_w}{(1+e_0)\sigma'_{n-1}} \left(C_n \left(\frac{\sigma_n}{\gamma_w} - h_n + z - \frac{\sigma'_{c,n-1}}{\gamma_w} \right) + C_r \left(\frac{\sigma'_{c,n-1}}{\gamma_w} - \frac{\sigma'_{n-1}}{\gamma_w} \right) \right) \quad (3.18)$$

De notar que a tensão total é uma variável nesta equação. Num estrato não confinado, a tensão total varia em função da posição do nível freático, que é normalmente assumido como igual à carga. A equação 3.18 é modificada para exprimir o caudal que entra e sai das camadas do solo. Esta modificação é alcançada multiplicando pela área de uma célula de elementos finitos, A ; dividindo por um passo temporal do modelo, Δt_n , e alterando a expressão resultante vem:

$$Q_i = \frac{Ab_n}{\Delta t_n} \left[S_{sk} \left(\frac{\sigma'_n}{\gamma_w} - h_n + z_n - \frac{\sigma'_{c,n-1}}{\gamma_w} \right) + S_{ske} \left(\frac{\sigma'_{c,n-1}}{\gamma_w} - \frac{\sigma'_{n-1}}{\gamma_w} \right) \right]$$

$$S_{sk} = \begin{cases} S_{skv}, & \sigma'_n > \sigma'_{c,n-1} \\ S_{ske}, & \sigma'_n \leq \sigma'_{c,n-1} \end{cases} \quad (3.19)$$

$$S_{skv} = \frac{0.434 C_c \gamma_w}{\sigma'_{n-1} (1 + e_0)} \quad (3.20)$$

$$S_{ske} = \frac{0.434 C_r \gamma_w}{\sigma'_{n-1} (1 + e_0)} \quad (3.21)$$

onde,

Q_i é o caudal que entra e sai nas camadas compressíveis;

Δt_n é a diferença $t_n - t_{n-1}$;

z_n é a altura média das camadas no estrato no instante t_n .

De notar que todas as tensões são divididas por γ_w . Esta operação tem o efeito de converter todas as tensões em metros coluna de água.

Assim, a subrotina que simula o assentamento apenas o faz para a consolidação primária, não contando com nenhum efeito de fluência da consolidação secundária.

4

CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo exploram-se na prática as capacidades do programa de cálculo para o modelo criado a partir dos dados recolhidos, de forma a obter resultados que não sendo reais, se tentam aproximar deles.

O correto enquadramento do caso de estudo implica, em primeiro lugar, uma descrição da obra em causa, onde os detalhes a que foi possível aceder são mostrados.

Seguidamente, a construção do modelo através de uma nova interface como o ModelMuse envolve uma aprendizagem do mesmo, assim como das equações matemáticas que possibilitam o seu cálculo e que já foram explicadas no capítulo anterior. As componentes principais que se devem inserir para se proceder ao cálculo do modelo desejado são a geometria, as condições hidráulicas e os parâmetros geotécnicos.

Desta forma, o primeiro passo é a criação do modelo geológico-geotécnico. Procuraram-se obter dados sobre a zona onde se encontra a escavação para caracterizar a topografia e estratigrafia do modelo. Para isso foram requisitadas as sondagens e os mapas topográficos da zona à Fundação Instituto de Geotécnica – Geo-Rio, órgão da Secretaria Municipal de Obras da Prefeitura do Rio de Janeiro. Esses dados foram gentilmente cedidos.

Assim, começa-se por mostrar o tratamento das sondagens obtidas, para posterior definição da geometria a partir dos mapas topográficos. No entanto, o modelo só fica completo recorrendo a um outro *software* de introdução de sondagens para obtenção da estratigrafia final.

Essa estratigrafia é introduzida na ferramenta de cálculo principal, no que se chama de materialização em diferenças finitas do modelo geológico-geotécnico.

No ponto seguinte tratam-se as condições hidráulicas definidas previamente, conhecidas como “condições-fronteira”. Este é um passo muito importante para a definição do fluxo no modelo.

Os critérios de atribuição dos valores dos parâmetros necessários na ferramenta de cálculo são explicados neste capítulo.

Finalmente, e não menos importante, está o faseamento da simulação. Neste ponto são abordados todos os pormenores do caso de estudo ao longo da obra. Entre os quais os períodos de cálculo e as cargas hidráulicas para a aproximação à realidade possível.

4.2. DESCRIÇÃO DA OBRA

A obra analisada neste trabalho é um edifício de quatro blocos interligados: dois deles com 14 andares e os outros dois de 21 andares, mais os pisos subterrâneos para estacionamento e outras possíveis utilizações. O principal elemento de estudo da obra é a sua escavação. Esta possui uma área de 19500 m², um perímetro de 560 metros e uma profundidade de 20 metros, sendo estes valores aproximados.

Na Fig. 4.1 é possível observar dois blocos de diferentes alturas dos quatro que compõe o edifício, tendo cada um deles um bloco da mesma altura atrás, olhando pelo lado Sul.



a)



b)

Fig. 4.1 - Vista Sul do edifício: a) bloco de 21 andares à esquerda; b) bloco de 14 andares à direita

A sequência de figuras seguinte mostra a localização da obra do Estado/cidade do Rio de Janeiro (Fig. 4.2) para o Centro da cidade do Rio de Janeiro (Fig. 4.3), terminando numa vista aproximada do local da mesma (Fig. 4.4).

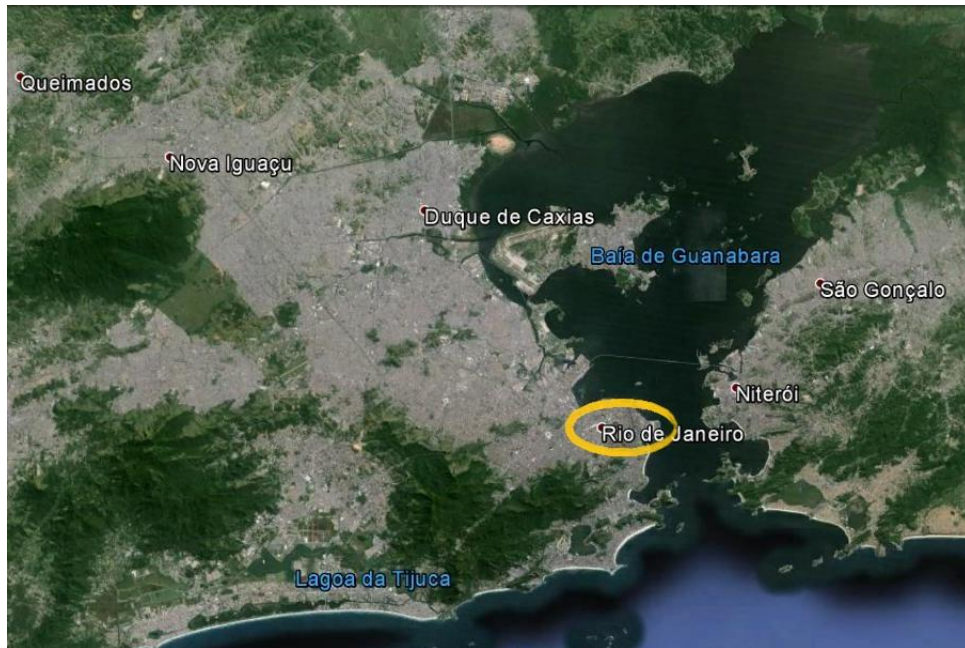


Fig. 4.2 - Imagem aérea parcial do Estado do Rio de Janeiro (Google, 2013)

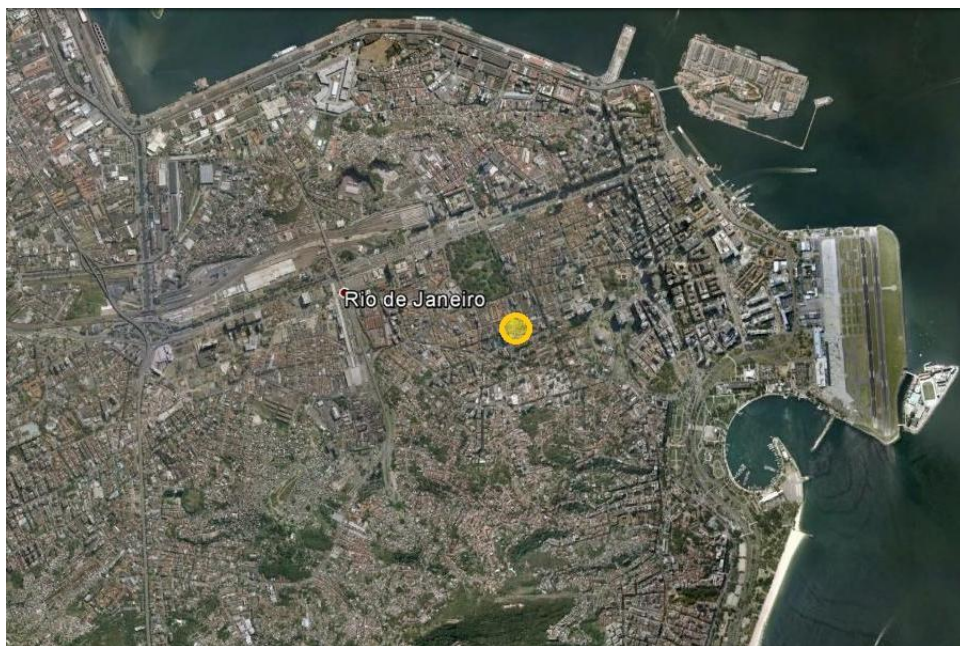


Fig. 4.3 - Imagem aérea do Centro do Rio de Janeiro com indicação do local da obra (Google, 2013)

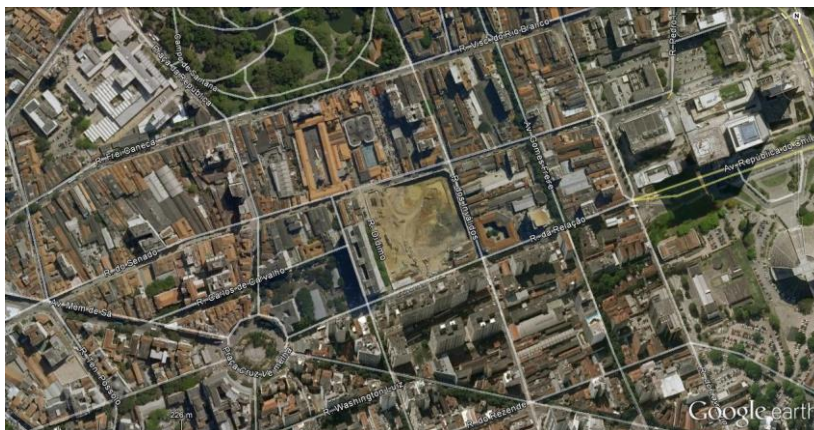


Fig. 4.4 - Imagem aérea do local da obra com escavação visível (Google, 2013)

A obra localiza-se no Centro do Rio de Janeiro, Estado do Rio de Janeiro, Brasil, e ocupa um quarteirão no cruzamento da Avenida Henrique Valadares e da Rua do Senado com a Rua dos Inválidos e a Rua Dídimo. A zona envolvente tem edifícios residenciais na sua maioria, tendo também edifícios de serviços como um quartel dos bombeiros e uma igreja. A zona comercial mais importante da cidade do Rio de Janeiro situa-se a Este, um pouco mais afastada.

Teve a duração de 2 anos, sendo que a escavação chegou à profundidade de 20 metros ao fim de 6 meses, aproximadamente.

A escavação utilizou como contenção uma parede moldada com 5 níveis de ancoragens. O nível freático foi mantido no fundo da escavação por bombagem.



Fig. 4.5 - Preparação das fundações do edifício, com Igreja de Santo António dos Pobres (lado esquerdo) e bombagem de água do fundo da escavação (tubo de cor laranja, lado direito). (Chagas, 2009)

4.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

4.3.1. SONDAGENS

As sondagens obtidas são todas do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), datadas dos anos 50, 60 e 70.

Este é um ensaio clássico e aquele com maior utilização no mundo. É realizado por pancadas de um martelo no fundo do furo de sondagem com um amostrador. O martelo tem um peso e a uma altura definidas (63,5 kgf e 76 cm, respetivamente). No ensaio contam-se as pancadas necessárias para penetrar 15 cm numa primeira fase, que apenas serve para passar o terreno do fundo do furo. Na segunda fase, contam-se as pancadas necessárias para atravessar 30 cm (subfases de 15 cm mais 15 cm). O resultado obtido da segunda fase é o número total de golpes do martelo na segunda fase, N. O solo recolhido no amostrador fornece informações acerca da granulometria, o que permite definir a estratigrafia do terreno. (Fernandes, 2011)

Em primeiro lugar, é importante notar que a numeração do mapa de sondagens (Fig. 4.6) não é contínua. O motivo é o facto de, das 41 sondagens fornecidas, algumas delas se localizarem fora dos limites expectáveis do modelo e outras serem repetidas.



Fig. 4.6 - Imagem aérea com localização da escavação e das sondagens (pontos de cor amarela) com respetiva numeração (Google, 2013)

Em segundo lugar, como foi referido, as sondagens datam das décadas de 50, 60 e 70, pelo que se deve ter em conta que os métodos de execução não teriam a sofisticação que existe atualmente, assim como as classificações do solo a partir dos valores de N se regiam, possivelmente, por diferentes critérios.

Por último, as sondagens de penetração foram efetuadas em mais do que um local em cada um dos pontos assinalados. Por exemplo, muitas das sondagens obtidas tinham como intuito uma construção nesse local, sendo que foram realizadas sondagens em vários pontos da área de construção. Apenas foi escolhida uma destas sondagens para cada ponto na figura, tendo como critérios de seleção a mais comumente verificada em termos de perfil do solo, em primeiro lugar, e a mais profunda, em segundo lugar.

4.3.2. GEOMETRIA

O primeiro passo estabelecido para a montagem de um modelo que se quer o mais próximo da realidade possível é a definição da sua geometria. Para isso, e tal como explicado no Capítulo 3, utilizou-se o programa de interface gráfico ModelMuse para introdução dos dados de entrada para posterior cálculo no programa principal, MODFLOW.

No ModelMuse a definição da superfície do terreno em planta é relativamente simples. Mais complicado é definir todas as variações em profundidade, sejam cotas dos vários estratos em profundidade ou as cotas à superfície do terreno, sabendo, como também já foi referido, que este programa tem a limitação de todos os estratos terem de estar devidamente separados, sem possíveis interligações.

O mapa topográfico da Fig. 4.7 faculta informações relevantes, sendo que duas são utilizadas na definição do modelo: delimitação do contorno do modelo e possíveis afloramentos rochosos no seu interior; definição das cotas das sondagens.



Fig. 4.7 - Mapa topográfico (Geo-Rio)

No primeiro ponto são os morros e afloramentos rochosos que limitam o “caminho” do fluxo de água subterrânea. Olhando para a Fig. 4.7 pode-se constatar que tanto a Norte como a Sul se verifica a existência de tais morros, pelo que o fluxo de água será efetuado de Oeste para Este, desaguando na Baía de Guanabara. Note-se também a existência de dois afloramentos rochosos no interior do modelo, sendo um deles de maior altura que o outro.

No segundo ponto, convém referir que, tendo em conta as datas a que foram realizadas as sondagens e o espaçamento considerável entre as curvas de nível do mapa, o rigor da sua definição pode não ser o melhor.

Na Fig. 4.8 apresenta-se o contorno do modelo (polígono a linha azul) e dois afloramentos rochosos no seu interior, resultado da análise feita ao mapa topográfico. O afloramento mais opaco (central) estende-se a uma maior altura, sendo que o mais transparente (Sudoeste) atinge cotas inferiores.



Fig. 4.8 - Imagem aérea da zona a modelar com contorno definido e afloramentos rochosos identificados (Google, 2013)

Desta forma, é necessário tratar os dados das sondagens de acordo com as limitações do programa de cálculo. Para isso, recorreu-se a um outro software exclusivamente para o tratamento das sondagens.

4.3.3. PROGRAMA DE MODELAÇÃO LITO-ESTRATIGRÁFICA

O *software* Rockworks pertence à RockWare Incorporated e a versão utilizada foi a 2013.2.19.

Este *software* permite gerar um modelo a três dimensões estratificado (de acordo com a limitação do ModelMuse de sobreposições) a partir da uniformização da litologia extraída das sondagens.

A partir dos dados das sondagens é definida a litologia, isto é, são definidos tipos de solo uniformes para cada classificação de solo em cada sondagem. Esta é a primeira uniformização realizada e rege-se pelo valor de N_{SPT} .

O Quadro 2 apresenta as correspondências entre os tipos de solo e os intervalos de N_{SPT} , e a respetiva litologia.

Quadro 2 – Correlação entre os tipos de solo, litologia e valor de N_{SPT}

Tipo de Solo	Litologia	N_{SPT}
Aterro	ATERRO	-
Areia muito solta	AREIAMTSOLTA	0 – 3
Areia solta	AREIASOLTA	3 – 8
Areia medianamente compacta	AREIAMEDIA	8 – 25
Areia compacta	AREIACOMPACTA	25 – 42
Areia muito compacta	AREIAMTCOMPACTA	> 42
Argila muito mole	ARGILAMTMOLE	0 – 4
Argila mole	ARGILAMOLE	4 – 8
Argila média	ARGILAMEDIA	8 – 15
Argila rija	ARGILARIJA	15 – 30
Argila muito rija	ARGILAMTRIJA	30 – 60
Argila dura	ARGILADURA	> 60

De notar que ao solo de aterro não tem qualquer classificação de solo específica.

Na Fig. 4.9 apresenta-se o modelo gerado a partir da litologia introduzida com a respetiva legenda do lado esquerdo da figura.

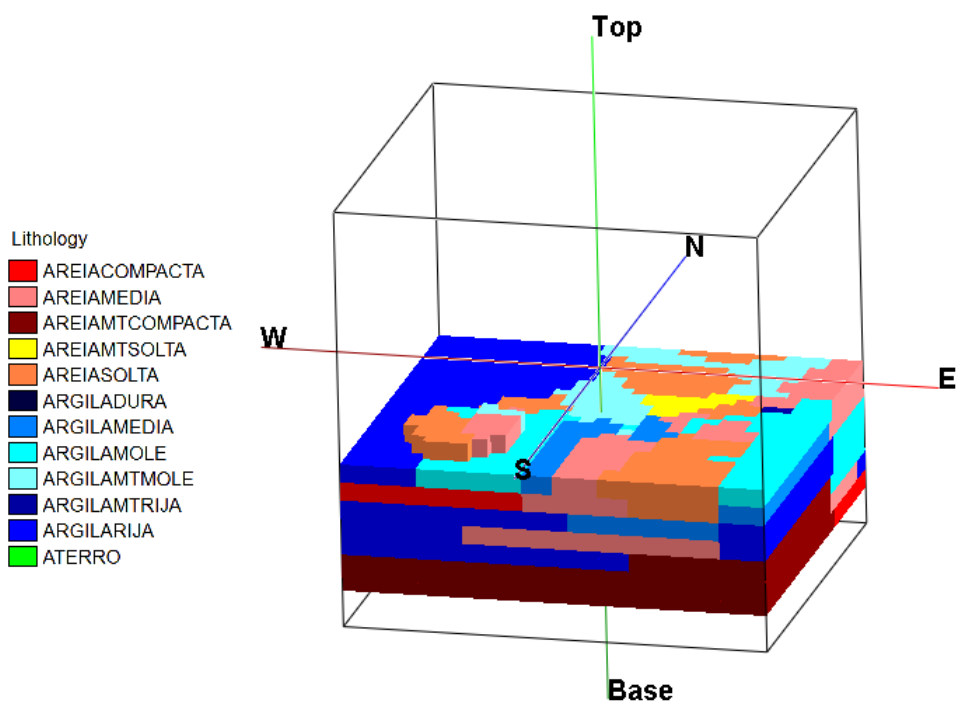


Fig. 4.9 - Modelo a três dimensões da litologia

De referir a capacidade do programa para extrapolar os resultados das sondagens nos vários pontos para formar zonas com os diversos tipos de solo. Os eixos apresentados são: Norte (N), Sul (S), Este (E) e Oeste (W), horizontalmente; topo (Top) e base (Base), verticalmente.

A Fig. 4.10 mostra outra das possibilidades do programa: é possível refinar o modelo para observar apenas os estratos que pretendemos analisar.

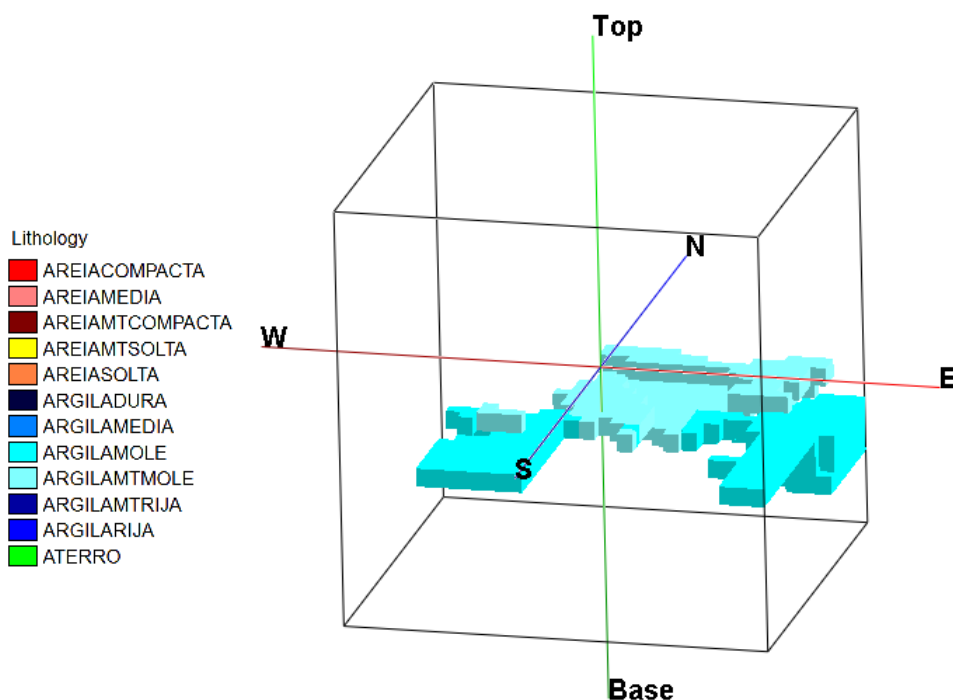


Fig. 4.10 - Camadas de argila mole e argila muito mole no modelo a três dimensões da litologia

Neste caso, podem-se observar os estratos de argila mole e argila muito mole (na litologia ARGILAMOLE E ARGILAMTMOLE, respectivamente) e verificar por onde se propagam estes tipos de solo, que são de grande importância neste trabalho.

O passo seguinte é a uniformização para estratos contínuos em toda a extensão do modelo, a chamada estratigrafia.

A partir da análise do modelo de litologia e da observação das sondagens, define-se um perfil-tipo para todo o modelo. Esta fase é de extrema importância, já que este perfil tem consequências decisivas na realidade do modelo, pois influencia todos os parâmetros a ser atribuídos futuramente a estes estratos para o cálculo.

As sondagens SPT apresentam dois resultados fundamentais para análise: granulometria e compactidade. Levantam-se, assim, algumas questões pertinentes sobre como classificar os solos. Este processo combina o problema em estudo, o modelo de litologia obtido, as análises das sondagens e os parâmetros de cálculo do programa.

Para os solos argilosos moles, o que importa é a sua compactidade e não tanto a sua granulometria, pois a grandeza do assentamento verificado estará diretamente relacionado com a compactidade, enquanto a granulometria não tem um papel tão importante. Já para as areias, a granulometria assume um papel fundamental, por influenciar decisivamente a permeabilidade das mesmas. A compactidade, num tipo de problema de fluxo como o estudado, não varia de forma tão importante, logo a sua relevância é menor.

Assim, de acordo com o referido acima, chegou-se ao seguinte perfil-tipo (de 1 a 4, de cima para baixo) do Quadro 3:

Quadro 3 – Perfil-tipo de estratigrafia

Estrato	Classificação do solo
1	Areia Solta Fina
2	Argila Mole
3	Areia Compacta Média
4	Argila Rija

Depois desta importante definição do perfil-tipo, parte-se para uma nova uniformização, desta vez a partir da litologia anteriormente apresentada. Todas as sondagens passam a ter a ordem do perfil-tipo definido, resultado do agrupamento da litologia no tipo de solo dominante.

O programa consegue, tal como na litologia, extrapolar os dados introduzidos para todo o modelo. A diferença neste caso é que os estratos resultantes para cada tipo de solo são contínuos. Este processo resulta na definição da estratigrafia do modelo. Na Fig. 4.11 é possível observar o modelo estratificado a três dimensões com a respetiva legenda referente aos tipos de solo definidos previamente, no lado direito da imagem.

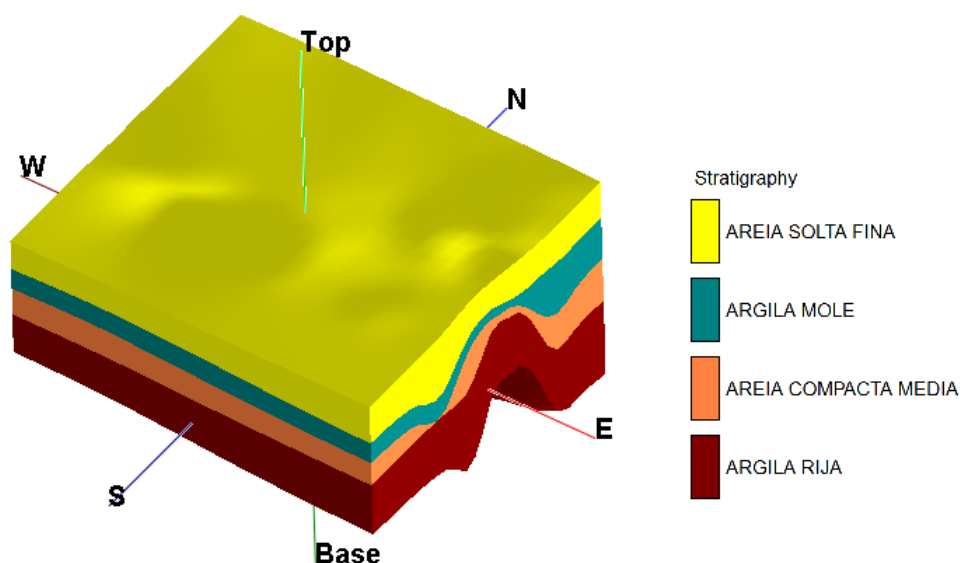


Fig. 4.11 - Modelo a três dimensões da estratigrafia

Mais uma vez se realça a facto de este processo de simplificação ser necessário por limitação do programa de cálculo. Convém fazer notar, portanto, que, como consequência, não é possível negligenciar que a realidade do modelo é afetada negativamente.

4.4. MATERIALIZAÇÃO DO MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO EM DIFERENÇAS FINITAS

A partir do modelo obtido para a estratigrafia, mostrado pela Fig. 4.11, é possível exportar a geometria do Rockworks (RockWare, 2013) para o ModelMuse.

Como foi explicado no Capítulo 3, a discretização dos estratos e a densidade da malha de cálculo (que corresponde ao tamanho das células a três dimensões) aumenta o rigor com que o modelo é calculado. (Winston, 2009)

Nesta parte apresentam-se os detalhes do modelo.

Na Fig. 4.12 é possível observar a malha de cálculo gerada a partir do contorno do modelo (polígono a cor preta) e os dois afloramentos rochosos a cor amarela.

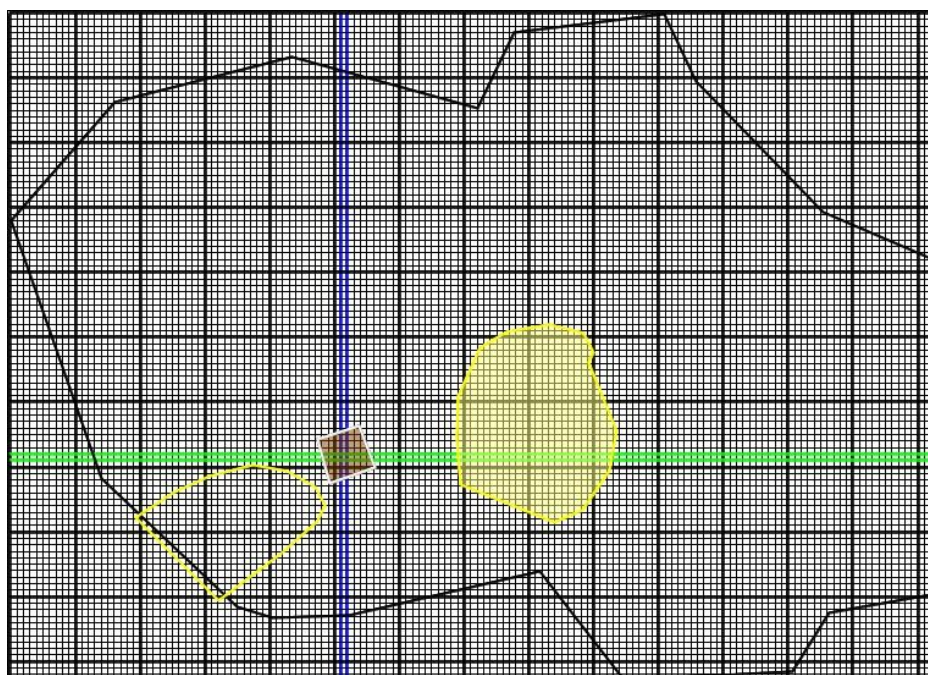


Fig. 4.12 - Vista de cima da malha de cálculo do modelo

O afloramento central é considerado impermeável a toda a altura do modelo na área definida. O outro afloramento é considerado impermeável apenas nos dois estratos inferiores do modelo. As linhas de cor azul e de cor verde representam os cortes frontal e lateral do modelo representados na Fig. 4.13 e na Fig. 4.14, respectivamente, e que se cruzam no local da escavação (representada a cor castanha). O corte frontal é também considerado como longitudinal e o corte lateral considerado como transversal.

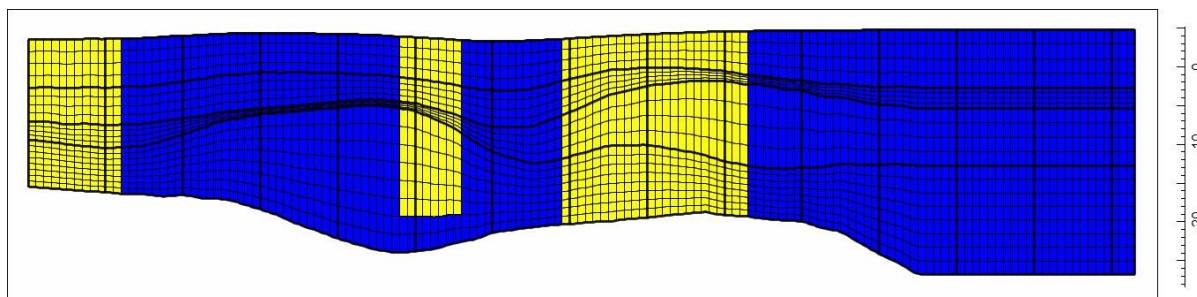


Fig. 4.13 – Corte frontal do modelo (sentido Sul-Norte)

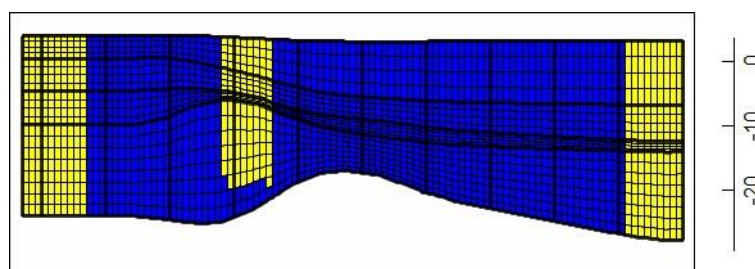


Fig. 4.14 – Corte lateral do modelo (sentido Este-Oeste)

Importa referir que nas figuras Fig. 4.13 e Fig. 4.14 existem 4 estratos. Esses estratos estão, por sua vez, discretizados uniformemente. O estrato inferior encontra-se dividido em 8 partes iguais e os 3 restantes em 4 partes iguais em altura, tal como mostrado na Fig. 4.15. Esta informação será relevante na análise de resultados posterior.

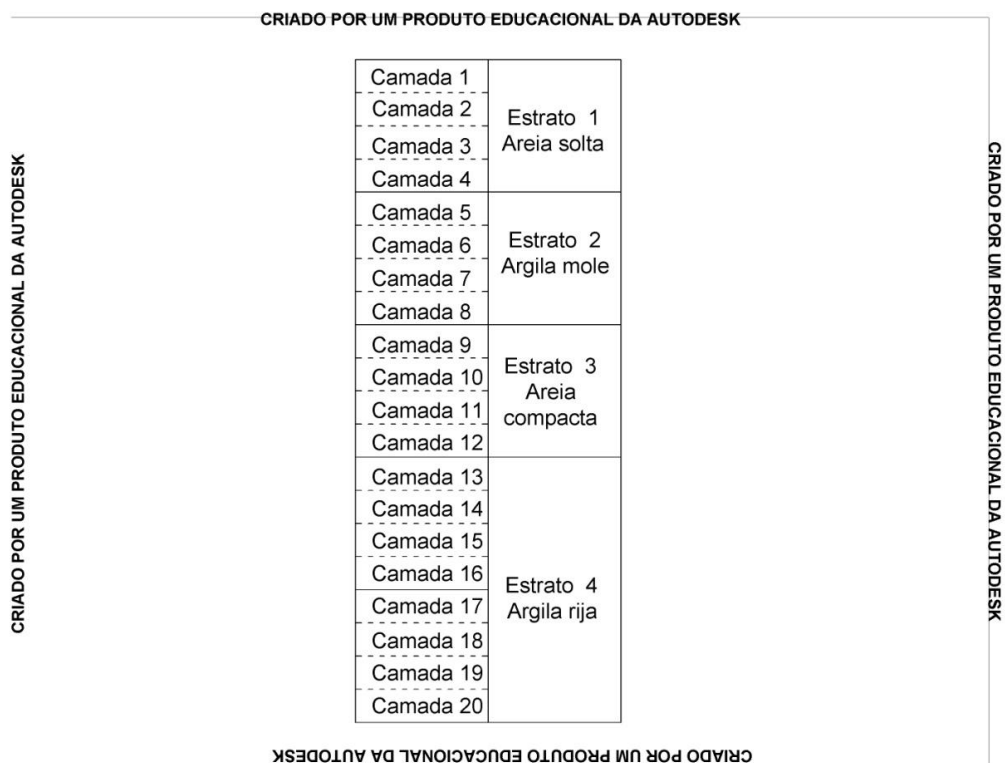


Fig. 4.15 - Discretização dos estratos e camadas e respetiva numeração

Algumas propriedades geométricas do modelo são apresentadas no Quadro 4:

Quadro 4 – Propriedades do modelo

Área	4,2 km ²
Perímetro	8,4 km
Largura Célula	20 m
Número de linhas	103
Número de colunas	143

4.5. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

As condições hidráulicas, também chamadas de condições-fronteira, são premissas de todo o “fluxo natural” que acontece no modelo.

Na Fig. 4.16 apresenta-se uma fotografia aérea da zona modelada. Os limites do modelo encontram-se a cor azul escura sobrepostos pelas respetivas cargas hidráulicas definidas (condições-fronteira). Do lado Oeste (a cor verde), a carga hidráulica varia com a topografia do terreno, encontrando-se um metro abaixo da superfície do mesmo. Já do lado Este, a carga hidráulica é constante ao longo de todo o comprimento, com valor zero.

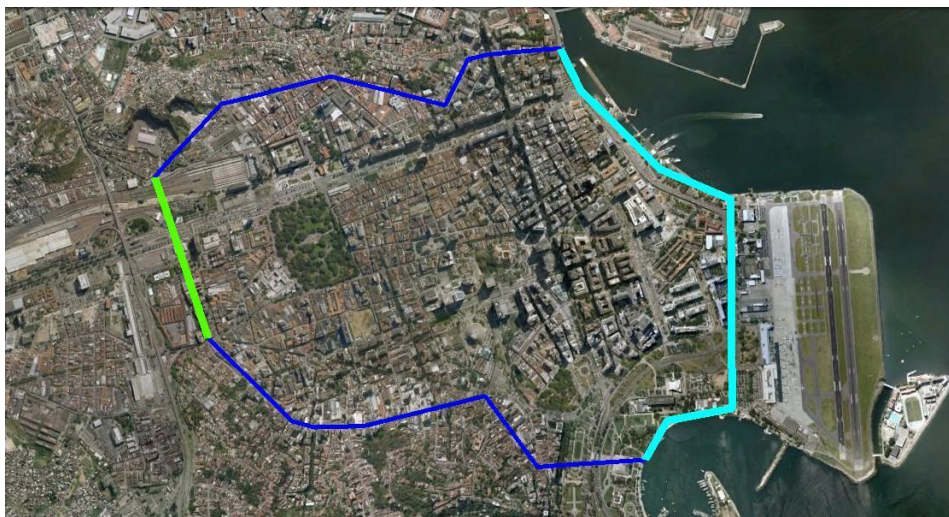


Fig. 4.16 - Condições hidráulicas geometricamente definidas

Neste caso, o aspecto mais evidente é que existe uma baía na parte Este (Baía de Guanabara), o que define, à partida, um sentido de fluxo que desagua nesta. Assim, a carga hidráulica ao nível do mar é, por defeito, zero.

A atribuição da carga hidráulica do lado Oeste reveste-se de uma maior complexidade. Procuraram-se distâncias dos níveis freáticos à superfície nas sondagens e a grande variação dos mesmos não levou a nenhuma conclusão sobre o valor definitivo. Assim, por simplificação, definiu-se um valor da carga hidráulica um metro abaixo da superfície do terreno.

A mesma diferença de um metro no valor de carga hidráulica inicial (cota do nível freático) foi atribuída ao resto do modelo.

O Quadro 5 sintetiza a definição de carga hidráulica no modelo, explicada acima.

Quadro 5 – Condições hidráulicas

Local	Carga hidráulica (m)	Tempo
Linha cor verde, Oeste	0	Sempre
Linha cor azul clara, Este	(Cota Superfície Terreno) - 1	Sempre
Área restante delimitada pela linha cor azul escura	(Cota Superfície Terreno) - 1	Início

4.6. PARAMETRIZAÇÃO

4.6.1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro muito importante. No entanto, é muito difícil definir com rigor o seu valor a partir de análises de amostras em laboratório. Mais ainda recorrendo apenas a

testes de penetração antigos, como os de que se dispõe, e após as homogeneizações (simplificações) efetuadas ao longo do trabalho.

A forma escolhida para chegar aos valores é a descrição de cada um dos estratos pela informação recolhida das sondagens, para depois, através da consulta de bibliografia, corresponder a essas descrições.

O primeiro estrato foi denominado por “Areia solta fina” e é na sua maioria areia que está misturada com os aterros à superfície e que foram incluídos neste estrato. A partir dos ensaios SPT constatou-se que os seus valores eram na sua maioria bastante baixos, o que é típico desta profundidade. Assim, olhando depois para a granulometria mais frequente definiu-se que esta seria uma areia fina.

O segundo estrato engloba os estratos de argila mole e argila muito mole que são típicos do Estado do Rio de Janeiro. Foi possível pelas sondagens denotar claramente a existência de uma faixa deste tipo de solo, já mostrada anteriormente na Fig. 4.10.

A partir do terceiro estrato tornou-se mais difícil a definição. A homogeneidade das camadas e da sequência era bastante mais reduzida. Ainda assim descortinou-se a existência com maior frequência de areia, sendo esta agora mais compacta, pela profundidade a que se encontra. Muitas vezes foi possível observar camadas argilosas rijas ou areia solta onde se fez esta definição. Contudo, é necessário chegar a uma conclusão e essa foi a de granulometria média numa areia compacta.

O último estrato apresentava na sua maior parte argila rija, sendo que se trata de solo residual com outros tipos de solos como areia e, por vezes, silte.

Recorreu-se então a bibliografia para fazer corresponder a classificação dos solos a valores do coeficiente de permeabilidade. (Fernandes, 2006, Geotechdata.info, 2013)

O Quadro 6 apresenta os valores definidos de permeabilidade horizontal. As permeabilidades verticais têm um valor de uma ordem de grandeza abaixo.

Quadro 6 – Valores base do coeficiente de permeabilidade por estrato (ms^{-1})

Estrato	k
1	10^{-4}
2	10^{-8}
3	10^{-6}
4	10^{-7}

4.6.2. RESTANTES PARÂMETROS

Os valores dos restantes parâmetros requisitados para a simulação do modelo são atribuídos com base num trabalho realizado no Estado do Rio de Janeiro, que contém análises laboratoriais, e foram obtidos por comunicação pessoal do Professor Rodrigo Raposo, coorientador desta dissertação.

O Quadro 7 mostra os valores utilizados para o caso de estudo.

Quadro 7 – Valores paramétricos do caso de estudo

Estrato	Peso volúmico saturado (kN.m ⁻³)	Peso volúmico não-saturado (kN.m ⁻³)	S_s (m ⁻¹)	C_c	C_r	e_0
1	19,62	16,68	10^{-5}	-	-	-
2	15,70	10,80	10^{-5}	1,95	0,20	2,92
3	19,62	16,68	10^{-5}	-	-	-
4	19,62	16,68	10^{-5}	-	-	-

O peso volúmico saturado aplica-se às zonas dos estratos abaixo do nível freático. Por oposição, o peso volúmico não-saturado corresponde às zonas entre a superfície do nível freático e a superfície do terreno.

Quanto ao estrato compressível (estrato 2), a espessura compressível do estrato é um dado que pode ser definido. Considera-se que toda a altura é compressível, correspondente à diferença de altura entre a base do estrato 1 e a superfície do estrato 3.

A tensão de préconsolidação é considerada nula, o que significa que toda a tensão a que esteja sujeito o estrato, está no ramo virgem e que, o índice de recompressibilidade só é necessário caso a bombagem seja interrompida ou, porventura, reduzida.

Pode ainda ser adicionado um carregamento à superfície. Neste caso, não foi considerado.

O armazenamento específico, S_s , foi mencionado anteriormente e consiste num parâmetro adimensional que representa a percentagem de água que é escoada por gravidade de um determinado volume de solo. Na prática, se se disser que um solo saturado tem 30 % de coeficiente de armazenamento significa que num volume de 1 metro cúbico de solo, 300 litros da água são retirados por gravidade.

A Fig. 4.17 mostra uma imagem extraída do ModelMuse com os parâmetros que é necessário introduzir para a definição do solo.

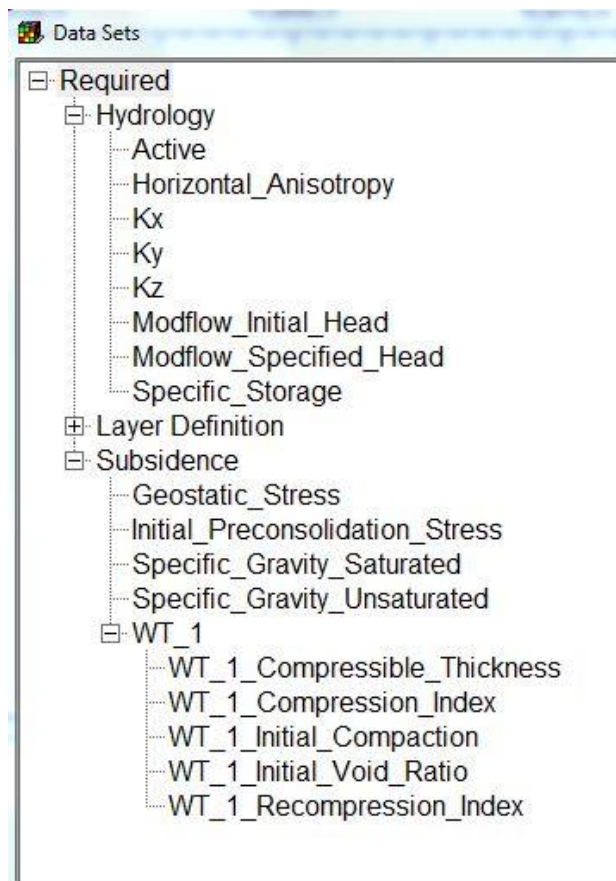


Fig. 4.17 – Display do ModelMuse do conjunto de parâmetros definidores do modelo

4.7. FASEAMENTO DA SIMULAÇÃO

4.7.1. PREÂMBULO

A simulação encontra-se dividida em 4 fases temporais: antes da obra; execução da escavação com contenção periférica; período da construção do edifício; longo-prazo.

A profundidade da escavação é conhecida – 20 metros. Contudo, não são conhecidos os detalhes geométricos acerca do processo construtivo da contenção, nomeadamente a profundidade de cada nível de ancoragens. Pela observação da Fig. 4.5 e do vídeo de onde provém a mesma conseguem-se contar cinco níveis de ancoragens mais o nível do fundo de escavação, representados esquematicamente na Fig. 4.18.

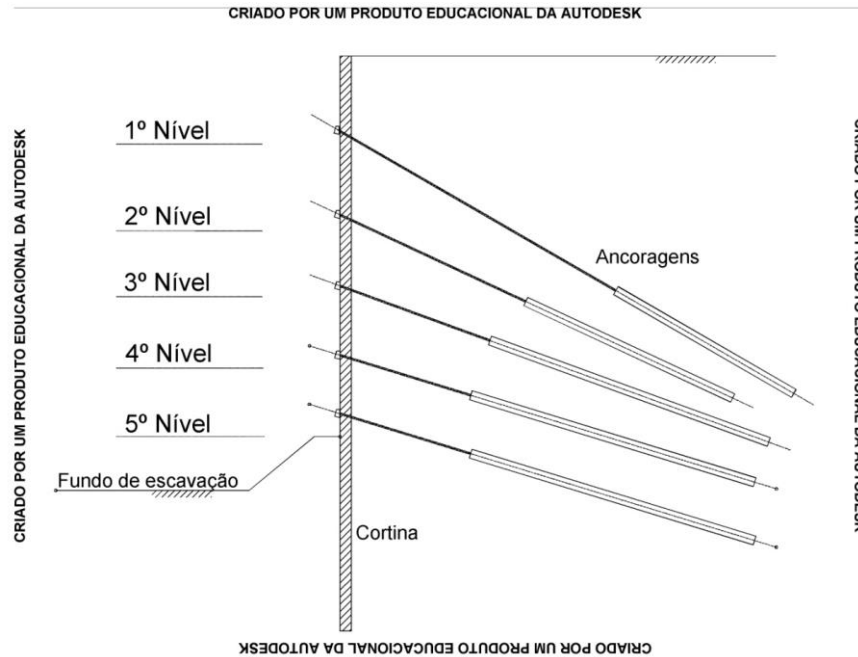


Fig. 4.18 - Representação esquemática de um corte da cortina ancorada

A profundidade de 20 metros até ao fundo de escavação é dividida pelos 6 níveis da forma que parece mais razoável. Sabendo que a construção da cortina até ao fundo de escavação teve uma duração de aproximadamente 6 meses, cada um dos níveis é simulado com a duração de 1 mês, o que corresponde, no que ao cálculo do modelo diz respeito, à carga hidráulica definida durante os primeiros 6 meses de obra.

Quadro 8 – Correspondência entre nível da escavação, carga hidráulica e momento temporal

Nível Escavação	Cota/Carga hidráulica	Mês
1	-4	1º
2	-8	2º
3	-11	3º
4	-14	4º
5	-17	5º
6	-20	6º

4.7.2. FASE 1 – ANTES DA OBRA

O programa dá a possibilidade de simular um regime de escoamento permanente em primeiro lugar, para depois, utilizando estes resultados (podem ser entendidos como de fluxo natural do sistema), simular um regime transitório que se pretenda.

Assim, apenas se utilizam para este “fluxo natural do sistema” em regime permanente a geometria e as condições hidráulicas mencionadas anteriormente. Este cálculo prévio será utilizado para todos os casos e variantes que se irão estudar.

4.7.3. FASE 2 – EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO COM CONTENÇÃO PERIFÉRICA

Após o regime permanente, define-se o tempo de estudo do regime transitório, neste caso da bombagem de água da escavação.

Esta bombagem é simulada no programa definindo como inativo todo o volume de escavação, não permitindo a passagem de água nestas células. Seguidamente, ter-se-á de definir a carga hidráulica específica para essa mesma área da escavação, consoante a profundidade a que se encontre a mesma, obrigando assim à formação de uma rede de fluxo em direção ao fundo da escavação provocada pelo seu diferencial de carga hidráulica. Como a carga hidráulica se encontra sempre à cota do fundo de escavação quando existe bombagem, é possível simular o faseamento da escavação por níveis desta forma.

Assim sendo, a estrutura de contenção periférica é considerada como infinitamente rígida, já que não são tidas em conta quaisquer características de resistência e deformabilidade da mesma. No entanto, no que diz respeito aos resultados, caso estas características pudessem ser simuladas, o expectável seria sempre o agravamento da subsidência.

O período considerado para esta simulação é de 6 meses, analisado em três momentos: ao fim de 2, 4 e 6 meses. Apesar de a análise ser feita com espaçamento de dois meses, as etapas de cálculo no programa são mensais. Isto possibilita um maior rigor.

O principal objetivo deste período é perceber a influência do processo construtivo da cortina na obra, dentro do rigor com que é possível fazer essa simulação, bem como a grandeza do assentamento verificado durante os primeiros meses de bombagem. Assim, procura-se fazer uma aproximação à realidade tendo em conta a solução apresentada no Capítulo 2 de um carregamento variável no tempo, e perceber a sua influência.

4.7.4. FASE 3 – PERÍODO DA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO

O princípio de cálculo é o mesmo do anterior, aplicado a partir do fundo de escavação com execução das fundações até ao final da construção do edifício.

Neste caso, a carga hidráulica definida será sempre de -20 m até ao final dos 2 anos de obra.

O período de 2 anos é subdividido em etapas de 1 mês (24 etapas), incluindo o faseamento da escavação de 6 meses até à profundidade projetada de 20 metros.

A terceira fase é a mais relevante neste estudo, porque utiliza todas as condições definidas de geometria, condições hidráulicas e parâmetros, aplicadas ao período em que ocorreram problemas na sua periferia.

O objetivo é analisar os resultados de subsidência para entender se a grandeza dos assentamentos poderá, eventualmente, ter causado os problemas relatados.

4.7.5. FASE 4 – LONGO-PRAZO

Por último, outro aspeto relevante neste estudo (essencialmente teórico) é perceber qual o assentamento do terreno a longo-prazo e como se propaga pelo modelo, isto é, quando é que o grau de consolidação do solo compressível chega a percentagens próximas dos 95%. Para isso, simular-se-á nas mesmas condições o modelo, com um período de 100 anos no horizonte, subdivididos em etapas anuais, no sentido de avaliar a evolução dos resultados.

Será possível perceber se e quando ocorre uma estabilização da subsidência.

5

APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS E ANÁLISE DO CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados para as fases de simulação exibidas anteriormente. O tipo de resultado apresentado varia de fase para fase consoante a sua importância na análise.

A orientação de todas as figuras em planta é a Norte. Existem cortes e perfis em duas direções: frontal ou longitudinal, no sentido Oeste-Este da esquerda para a direita; lateral ou transversal, no sentido Sul-Norte da esquerda para a direita. Os cortes atravessam o centro da escavação em todas as figuras, exceto na Fase 1.

5.2. FASE 1 – ANTES DA OBRA

5.2.1. INTRODUÇÃO

Esta fase pretende observar como se processa o fluxo contando apenas com a geometria e as condições hidráulicas do modelo em regime de escoamento permanente.

Este caso serve para testar a funcionalidade do modelo, bem como entender o “fluxo natural do sistema” criado.

Na Fig. 5.1 está representada uma vista em planta com a localização das secções de corte frontal e lateral a cor verde e a cor azul, respetivamente.

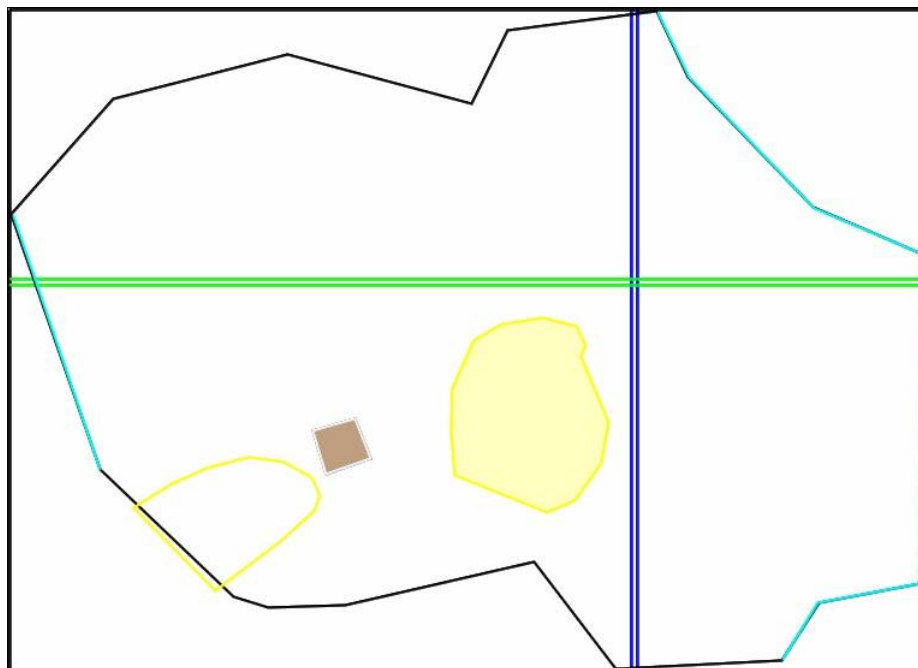


Fig. 5.1 - Vista em planta das secções de corte para a Fase 1

O corte frontal foi escolhido por não conter zonas impermeáveis e assim se poder observar os resultados ao longo de todo o comprimento do modelo. A secção lateral teve como critério a não existência de zonas impermeáveis e por ser a secção de maior largura nessa direção.

5.2.2. CARGA HIDRÁULICA

Na Fig. 5.2 podem-se observar as linhas equipotenciais de carga hidráulica em planta. Embora a área de escavação se encontre representada, esta não tem interferência no fluxo. A sua presença é meramente informativa.

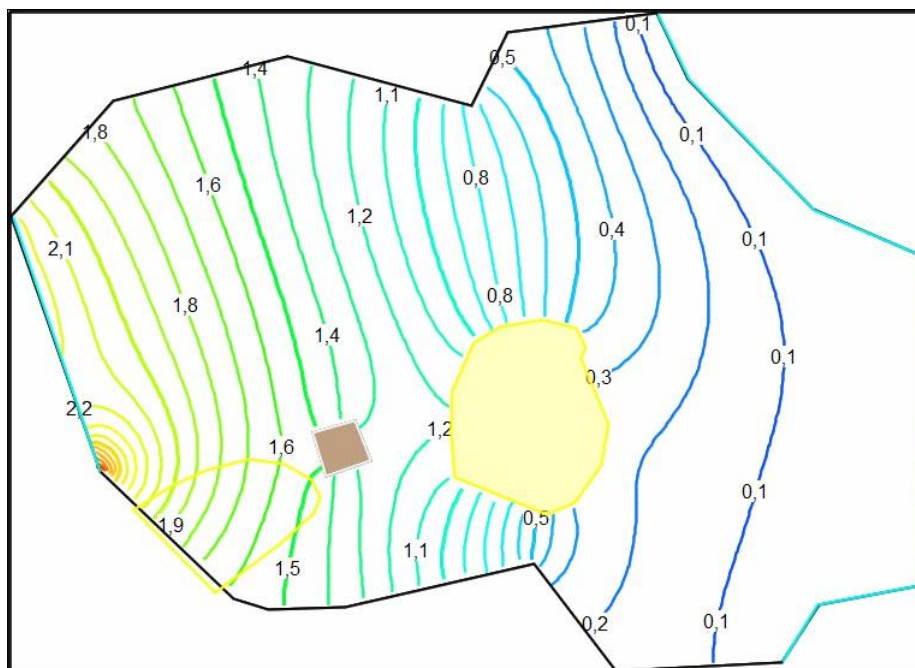


Fig. 5.2 - Carga hidráulica em planta antes do início da obra (metros)

Pela sua análise, percebe-se que o fluxo tem sentido da esquerda para a direita (Oeste-Este) em direção à baía, com maiores perdas de carga a verificarem-se onde a largura é menor, por influência principal da zona impermeável no centro do modelo.

A Fig. 5.3 mostra um corte frontal com representação das linhas equipotenciais de carga hidráulica ao longo do comprimento do modelo.

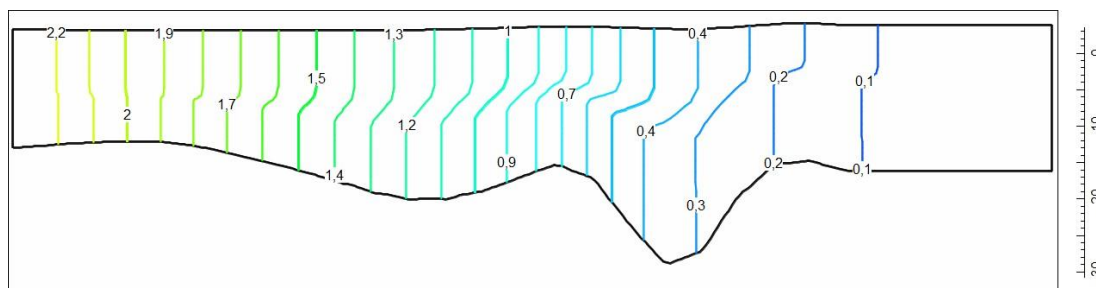


Fig. 5.3 - Corte frontal da carga hidráulica antes do início da obra (metros)

Percebe-se novamente o mesmo sentido de fluxo. Esta vista permite observar uma mudança de declive em profundidade provocada pela baixa permeabilidade do estrato argiloso.

Na Fig. 5.4 apresenta-se um corte transversal do modelo com a carga hidráulica antes do início da obra.

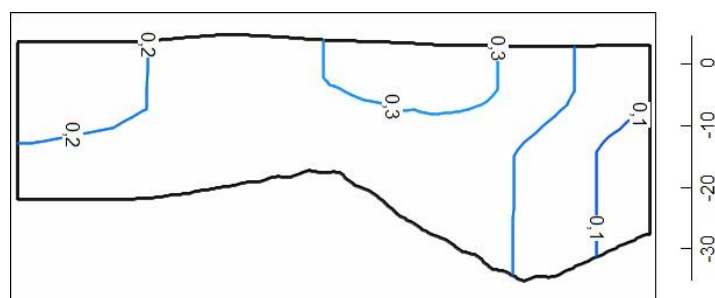


Fig. 5.4 - Corte transversal da carga hidráulica antes do início da obra (metros)

As linhas equipotenciais manifestam o mesmo declive do corte frontal causado pela baixa permeabilidade da argila mole, tendo a maior carga hidráulica na zona central.

A Fig. 5.5 representa as cotas do nível freático e do nível do terreno a todo o comprimento do corte frontal. As curvas foram obtidas medindo as cotas de 20 pontos equidistantes distribuídos ao longo do comprimento.

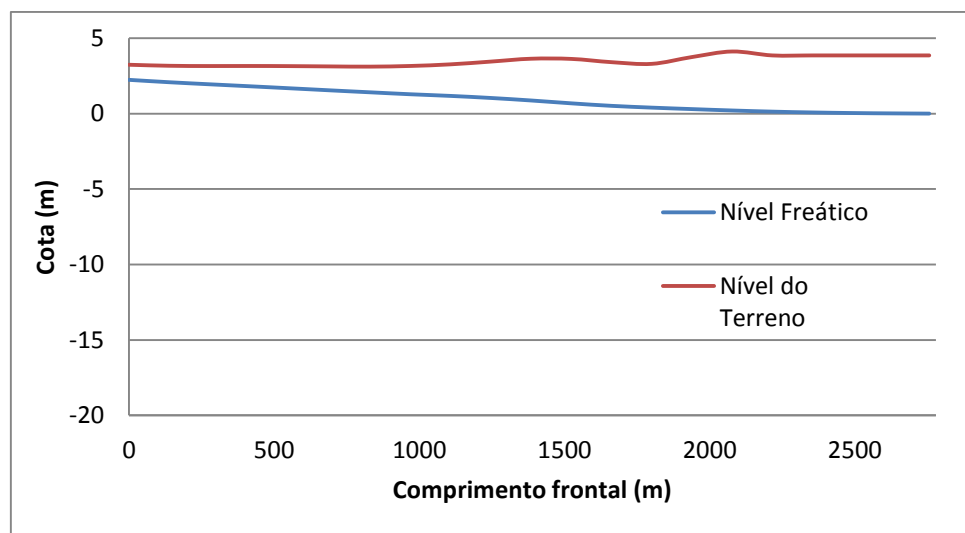


Fig. 5.5 - Representação do nível freático e superfície do terreno ao longo do corte frontal

A curva do nível freático corresponde ao esperado e pretendido aquando da definição das condições hidráulicas. Pode-se perceber pela análise da carga hidráulica desta fase que o fluxo de água se processa de Oeste para Este em direção à baía, onde a carga hidráulica é nula.

5.3. FASE 2 – EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO COM CONTENÇÃO PERIFÉRICA

5.3.1. INTRODUÇÃO

O processo construtivo da contenção periférica é o período a que corresponde esta fase e interessa saber quais os efeitos deste na obra. Por isso se estudam as variações de carga hidráulica ao longo dos 6 meses iniciais da obra, que correspondem à bombagem de água do fundo de escavação para os diferentes níveis.

Procuram-se, em primeiro lugar, os resultados de subsidência, e estes serão fornecidos de duas formas: numa vista em planta com o intuito de observar a grandeza e dispersão dos seus efeitos;

em dois perfis, longitudinal e transversal, que passam pelo centro da escavação, obtidos através de pontos distribuídos em 4 direções ortogonais a diferentes distâncias.

Pela observação da Fig. 5.6 constatam-se as duas direções da distribuição dos pontos, sendo os sentidos atribuídos aos perfis de baixo para cima (Sul-Norte) numa direção e da esquerda para a direita (Oeste-Este) na outra, de forma a corresponder aos cortes frontal e lateral que o programa fornece.

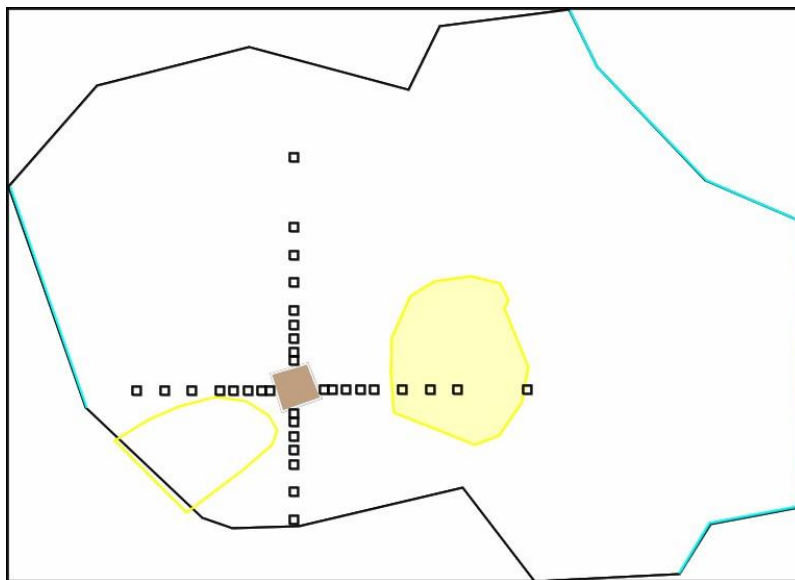


Fig. 5.6 - Pontos de observação da subsidência

Depois, com os resultados de carga hidráulica será possível fazer uma relação entre os dois tipos de resultados para chegar a algumas conclusões.

5.3.2. SUBSIDÊNCIA

A Fig. 5.7 mostra a subsidência ao fim de 2 meses de obra, o que corresponde a uma carga hidráulica nula ao longo do primeiro mês e de -4 m ao longo do segundo.

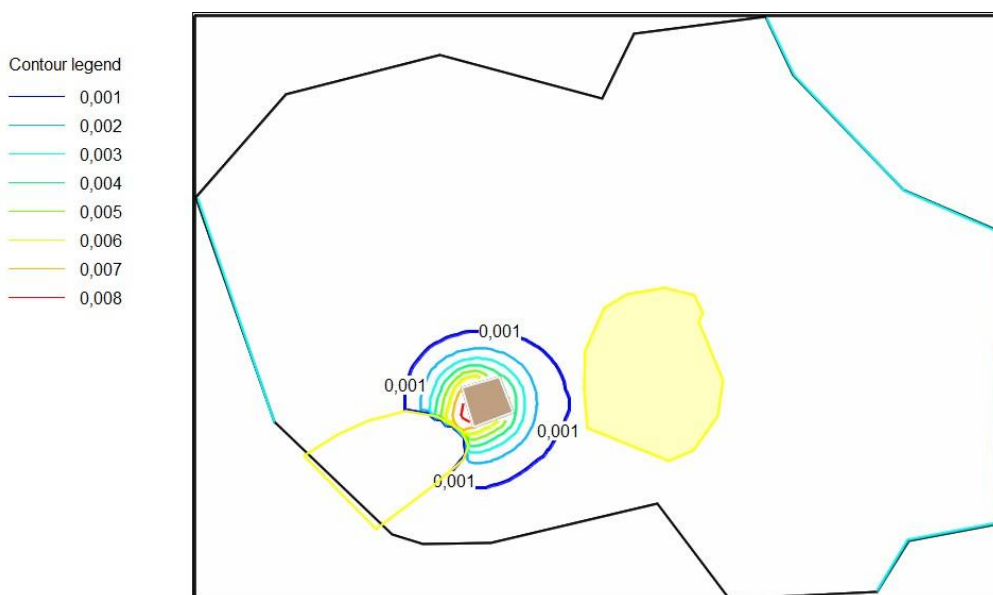


Fig. 5.7 - Vista em planta da subsidência 2 meses após o início da obra (metros)

A dispersão não se revela muito acentuada e o assentamento atinge o valor máximo de 0,86 cm a Oeste da escavação.

Na segunda figura de subsidência da Fase 2 (Fig. 5.8), a carga hidráulica simulada é de -8 m no terceiro mês e -11 m no quarto.

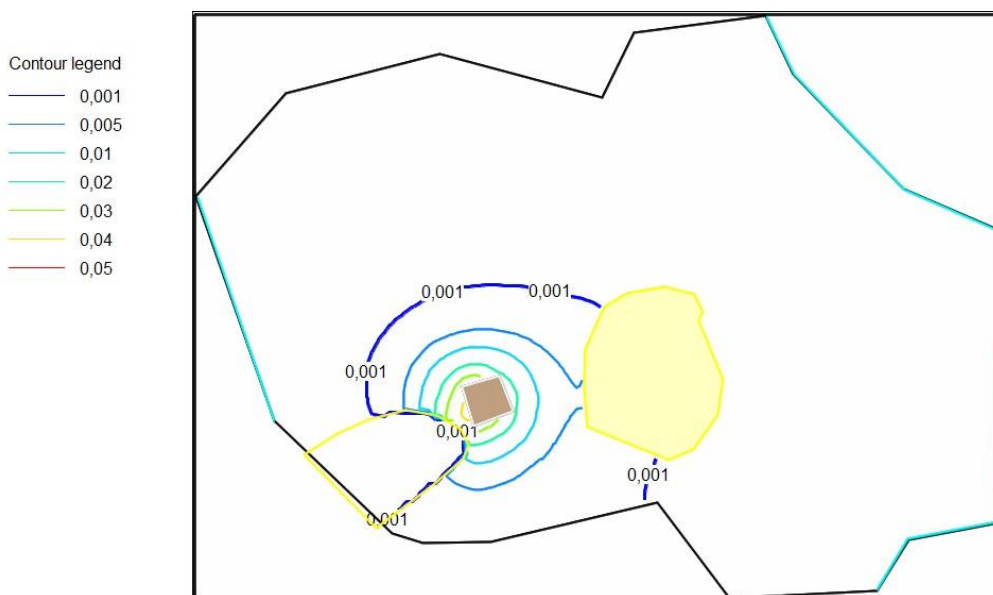


Fig. 5.8 - Vista em planta da subsidência 4 meses após do início da obra (metros)

Nota-se tanto um aumento da dispersão como um aumento da grandeza do assentamento, com o valor máximo a situar-se na mesma zona e com valor calculado de 4,31 cm. Um aumento de cerca de cinco vezes o valor máximo, 2 meses antes.

A Fig. 5.9 mostra a simulação da carga hidráulica de valor -14 m no quinto mês e -17 m no sexto até ao final da construção da cortina que atinge a cota de -20 m.

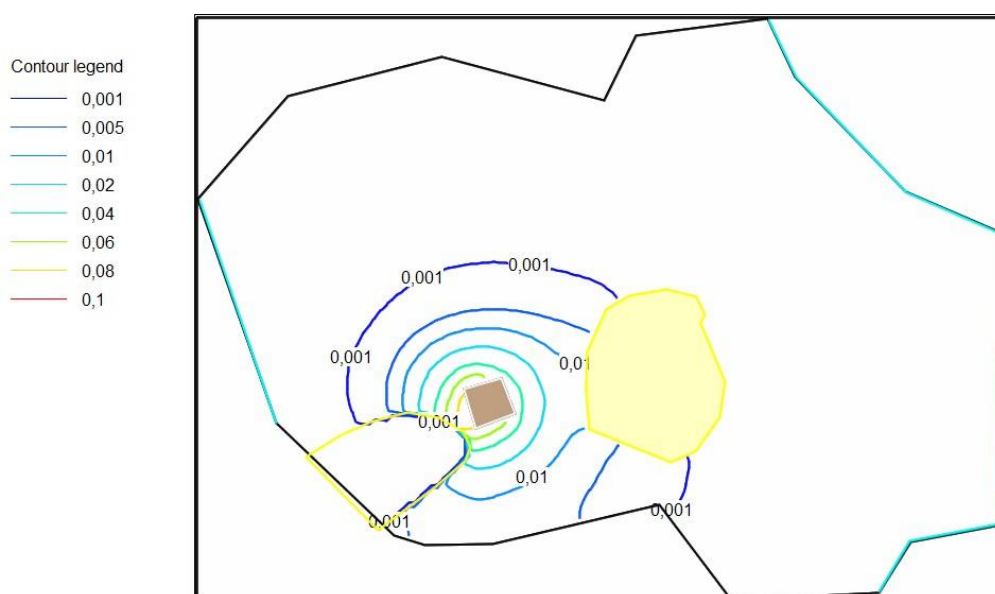


Fig. 5.9 - Vista em planta da subsidência 6 meses após do início da obra (metros)

Denota-se um aumento da grandeza de subsidência em redor da escavação, mas não um aumento de dispersão, constatado pela pequena variação de dispersão do valor mínimo representado (0,001 m). Assim, a área afetada é relativamente igual em relação ao que se verificava ao fim de 4 meses, mas com valores mais elevados, chegando a atingir um valor máximo de 9,48 cm, mais de duas vezes o valor da etapa anterior e onze vezes o registado ao fim de 2 meses de simulação.

O gráfico da Fig. 5.10 representa um perfil de subsidência no sentido Oeste-Este que passa pelo centro da escavação e onde estão representados os valores de assentamento nos pontos mais próximos da escavação de cada um dos lados, ao fim de cada uma das etapas da simulação – 2, 4 e 6 meses.

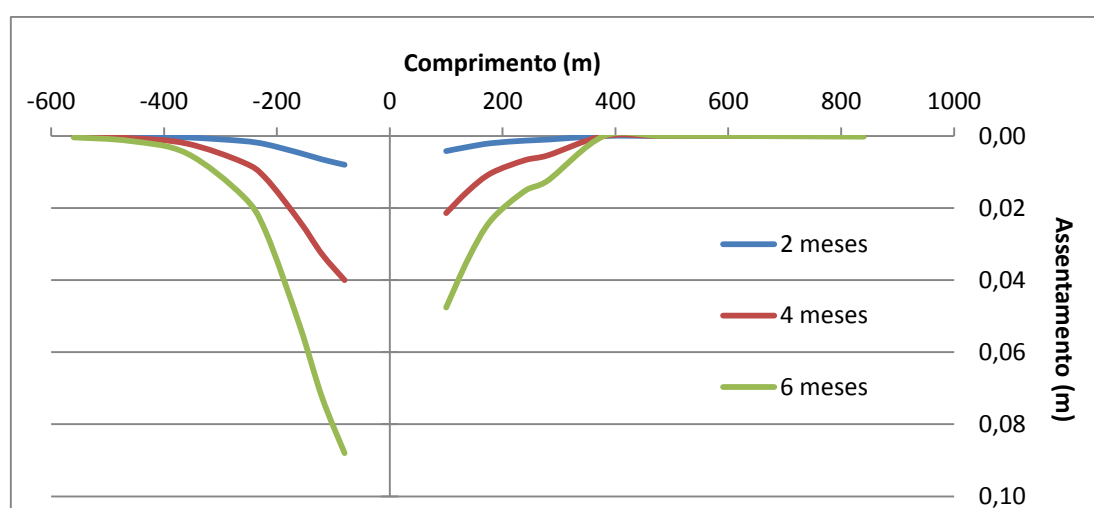


Fig. 5.10 - Perfil frontal de subsidência de 2, 4 e 6 meses após o início da obra em metros (sentido Oeste-Este)

Todas as linhas apresentam relativamente a mesma forma, notando-se uma tendência de evolução no sentido do aumento de assentamento com o tempo e mais acentuada na proximidade da escavação, sobretudo do lado Oeste, tal como já constatado nas figuras anteriores.

O perfil da Fig. 5.11 é semelhante ao da figura anterior, apenas com mudança na direção estudada – sentido Sul-Norte.

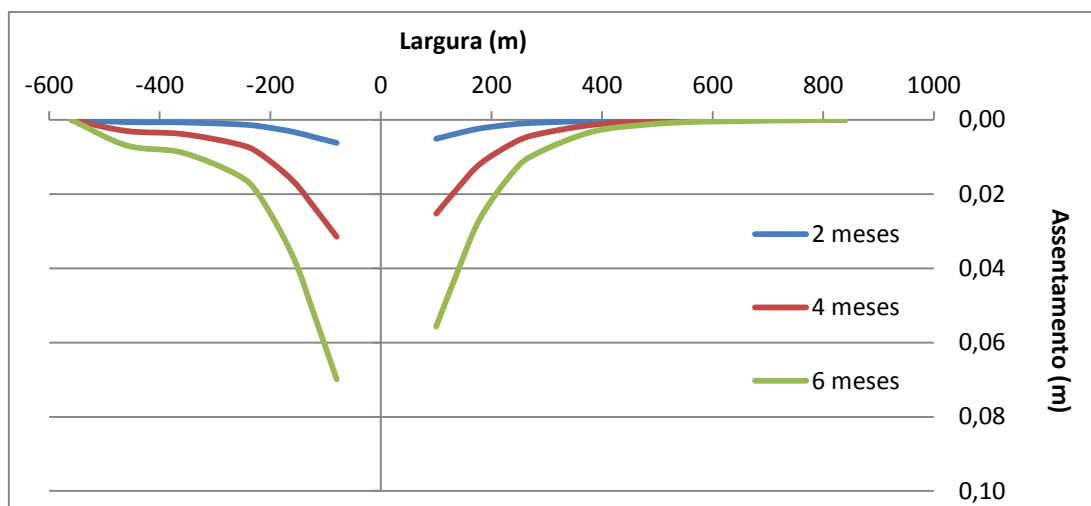


Fig. 5.11 - Perfil transversal de subsidência de 2, 4 e 6 meses após o início da obra em metros (sentido Sul-Norte)

A tendência de evolução é em tudo semelhante à da outra direção, tendo neste caso o lado Sul valores mais altos de assentamento.

5.3.3. CARGA HIDRÁULICA

As figuras Fig. 5.12 a Fig. 5.17 mostram as linhas equipotenciais de carga hidráulica em cortes longitudinais e transversais que passam pelo centro da escavação para os três momentos anteriormente analisados para a subsidência: 2 meses, 4 meses e 6 meses. A escavação encontra-se representada na sua profundidade total – 20 metros. Esta situação deriva de uma limitação do programa, pois não é possível fazer variar as células inativas (que não são calculadas) com o tempo. Estas células representam a escavação e a solução encontrada para uma correta simulação foi a definição da carga hidráulica pretendida, independentemente da cota do fundo de escavação. Isto terá um efeito igual ao pretendido, pela diferença de carga hidráulica do fundo da escavação em relação à periferia corresponder à desejada.

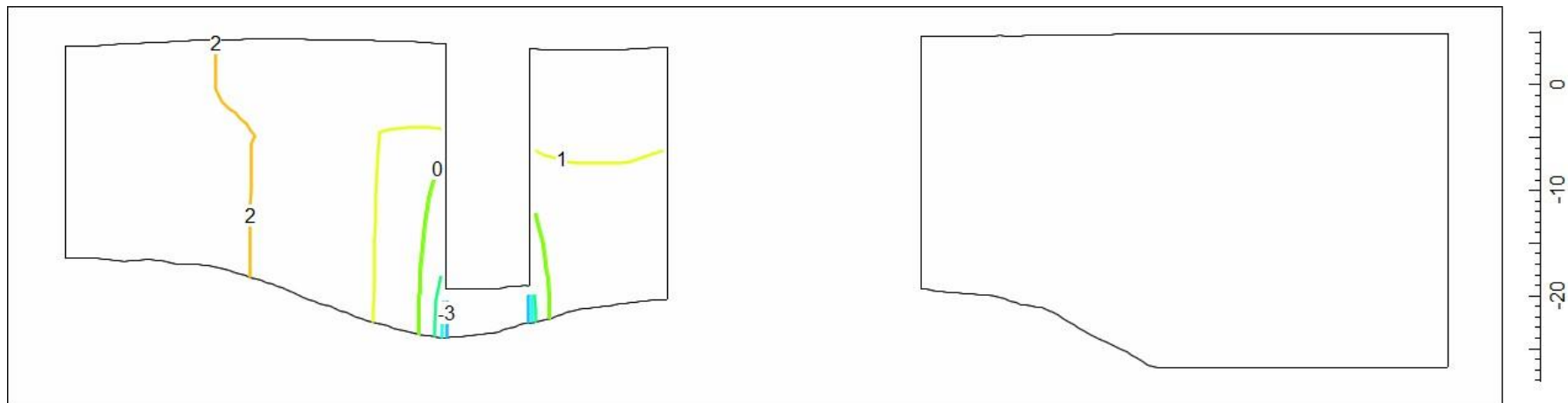


Fig. 5.12 - Corte frontal da carga hidráulica 2 meses após o início da obra (metros)

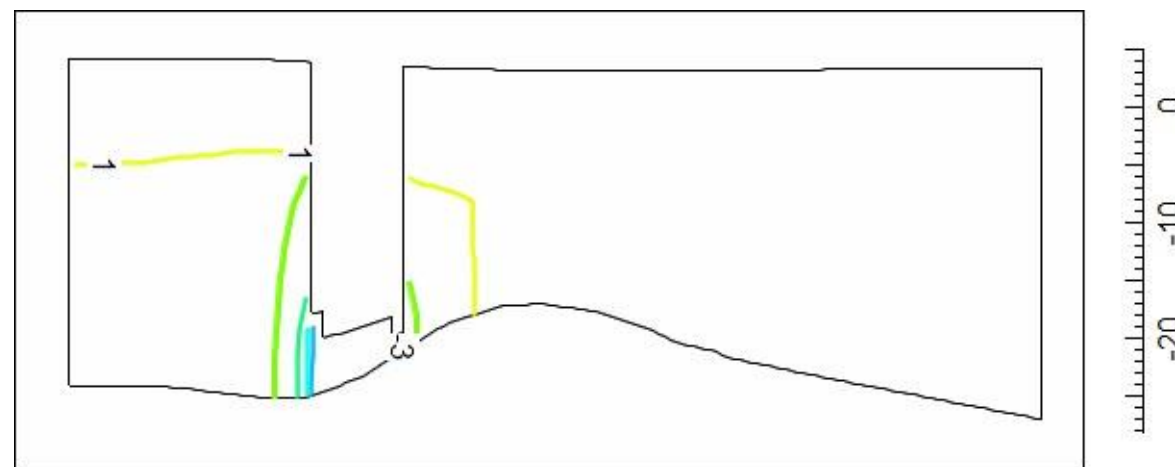


Fig. 5.13 - Corte transversal da carga hidráulica 2 meses após o início da obra (metros)

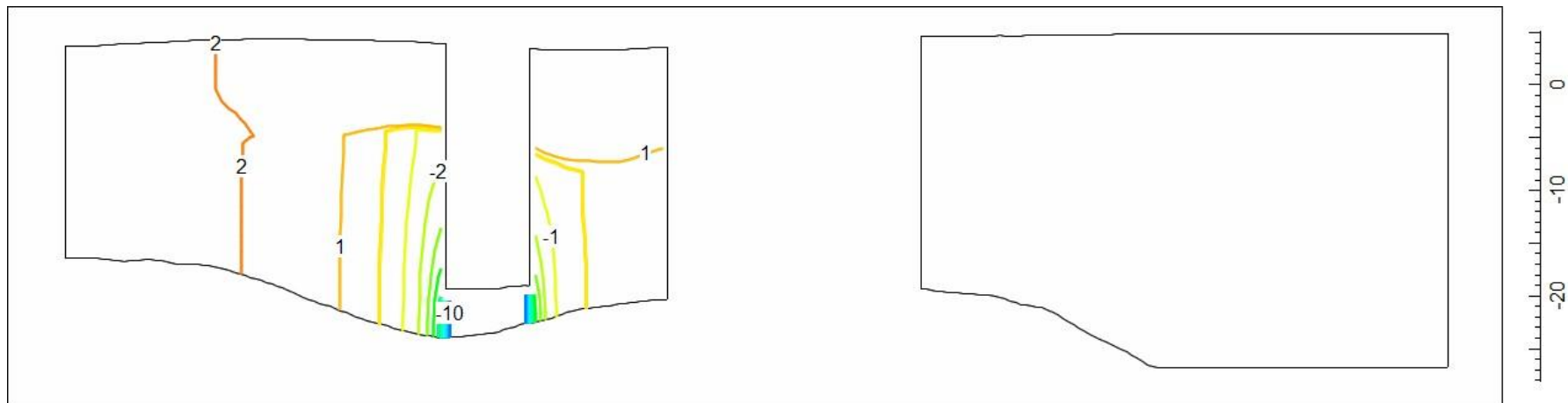


Fig. 5.14 - Corte frontal da carga hidráulica 4 meses após o início da obra (metros)

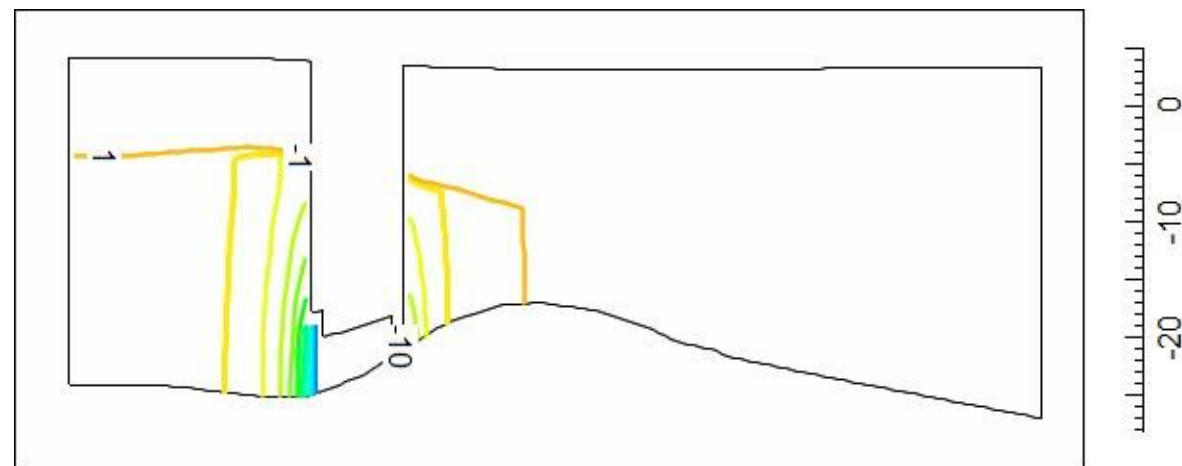


Fig. 5.15 - Corte transversal da carga hidráulica 4 meses após o início da obra (metros)

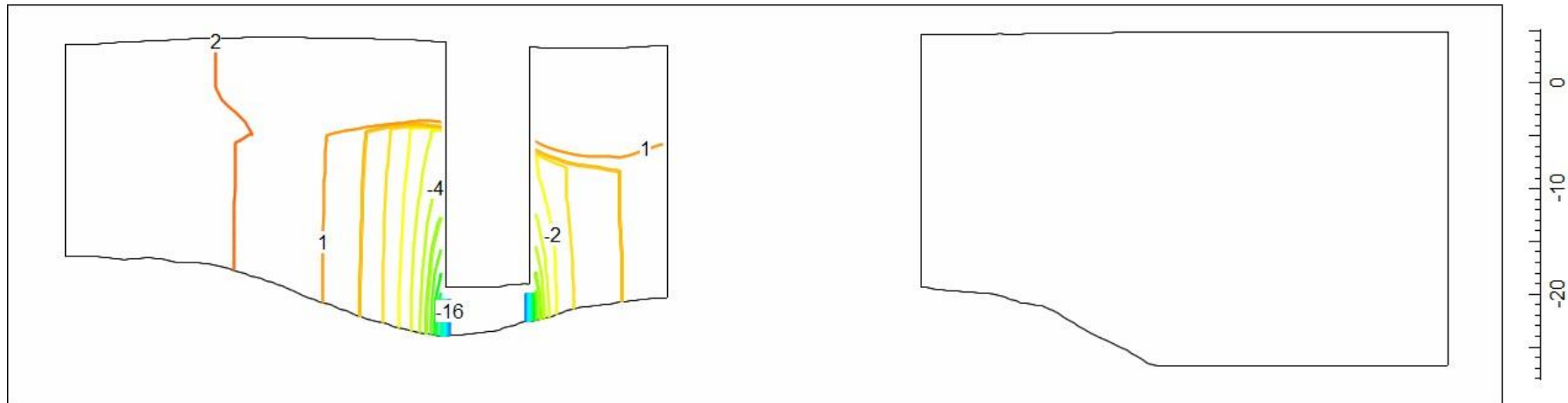


Fig. 5.16 - Corte frontal da carga hidráulica 6 meses após o início da obra (metros)

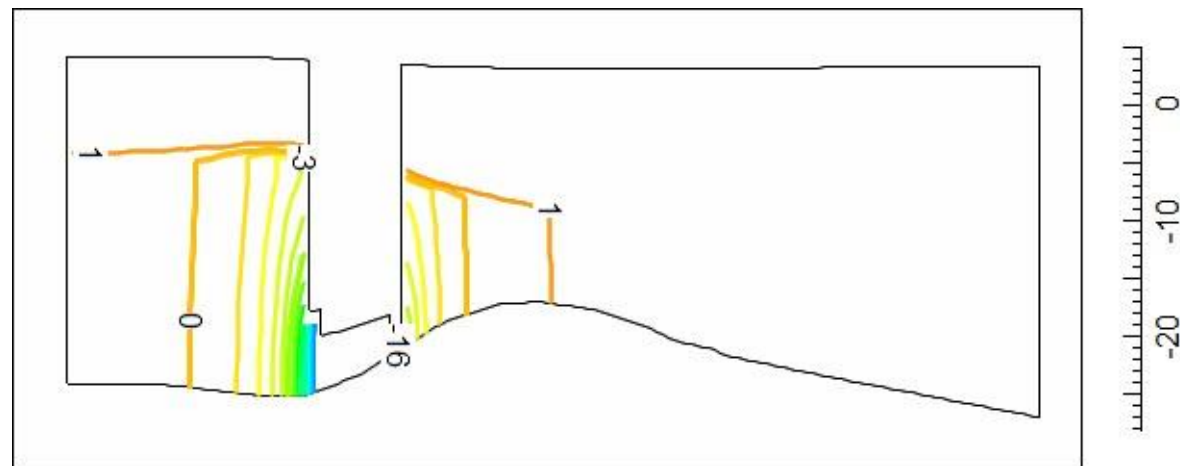


Fig. 5.17 - Corte transversal da carga hidráulica 6 meses após o início da obra (metros)

A evolução da carga hidráulica mostra uma tendência para que a perda de carga no estrato argiloso provocada pela sua baixa permeabilidade se revele pelo número de equipotenciais que se acumulam horizontalmente no mesmo, tal como uma diminuição da carga em média, com uma rede de fluxo que converge para o fundo da escavação.

São resultados expectáveis tendo em conta o observado nos resultados de subsidência.

Atente-se, de forma particular, no comportamento da linha equipotencial de 2 m dos cortes frontais da Fig. 5.12, da Fig. 5.14 e da Fig. 5.16 para esta fase e também, não especificamente para esta linha equipotencial, para a Fig. 5.3, anterior ao início da obra. Enquanto nesta última figura o declive é aproximadamente uniforme na zona do estrato argiloso mole, a evolução da linha equipotencial de 2 m mostra um aumento de curvatura na zona mais próxima da fronteira drenante inferior da argila. Pretende-se com isto confirmar que estamos perante um excesso de pressão neutra inicial triangular causado por bombagem e, assim, verificar que os princípios enunciados no Capítulo 2 correspondem ao cálculo efetuado por esta ferramenta.

5.4. FASE 3 – PERÍODO DA CONSTRUÇÃO DO EDIFÍCIO

5.4.1. INTRODUÇÃO

Esta fase decorre desde a execução das fundações até ao término da obra e tem a duração de simulação de 18 meses, divididos em 3 momentos: 12, 18 e 24 meses após o início da obra, incluindo o período de 6 meses da execução da cortina da escavação.

A carga hidráulica simulada no fundo da escavação é constante e igual à cota do fundo de escavação, tendo o valor de -20 m.

Esta é a fase de maior importância neste estudo e, por isso, serão analisados vários parâmetros para melhor entender o fenómeno. Será complementado ao estudo da subsidência a variação de tensão efetiva, o índice de vazios e a consolidação do estrato argiloso num período que inclui os resultados da fase anterior, de forma a observar a evolução dos mesmos.

Tentar-se-á assim justificar a importância do fenómeno em estudo neste caso.

5.4.2. SUBSIDÊNCIA

A Fig. 5.18 representa a subsidência ao fim de 12 meses de obra e 6 meses após a construção da cortina.

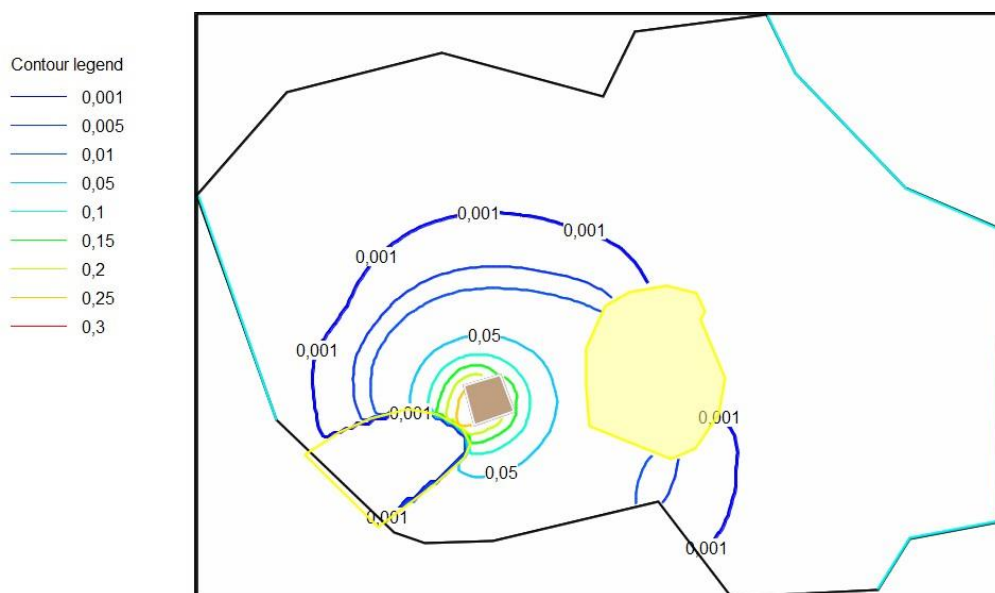


Fig. 5.18 - Vista em planta da subsidência 12 meses após o início da obra (metros)

Comparando com o que se pode observar 6 meses antes, a área onde existe assentamento aumentou de forma uniforme em termos de raio de incidência, assim como a sua grandeza. O valor máximo calculado é de 29,1 cm.

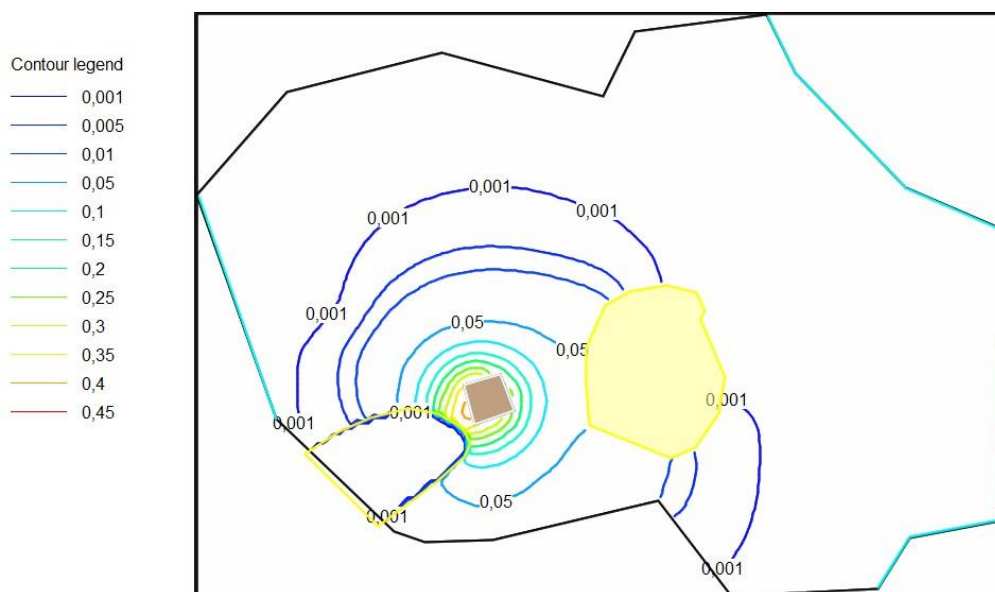


Fig. 5.19 - Vista em planta da subsidência 18 meses após o início da obra (metros)

Ao fim de 18 meses de obra, a Fig. 5.19 mostra um aumento não muito significativo da área de incidência. Esta conclusão é obtida por observação das linhas de subsidência mínima na figura (0,001; 0,005; 0,01). Contudo, nas zonas mais próximas da escavação observa-se um aumento importante do assentamento à superfície, tendo sido calculado o valor máximo de 42,7 cm. Regista-se, portanto, um aumento de 13,6 cm em relação ao momento estudado 6 meses antes.

Ao término da obra, 24 meses após o início da mesma, tem-se a subsidência mostrada na Fig. 5.20.

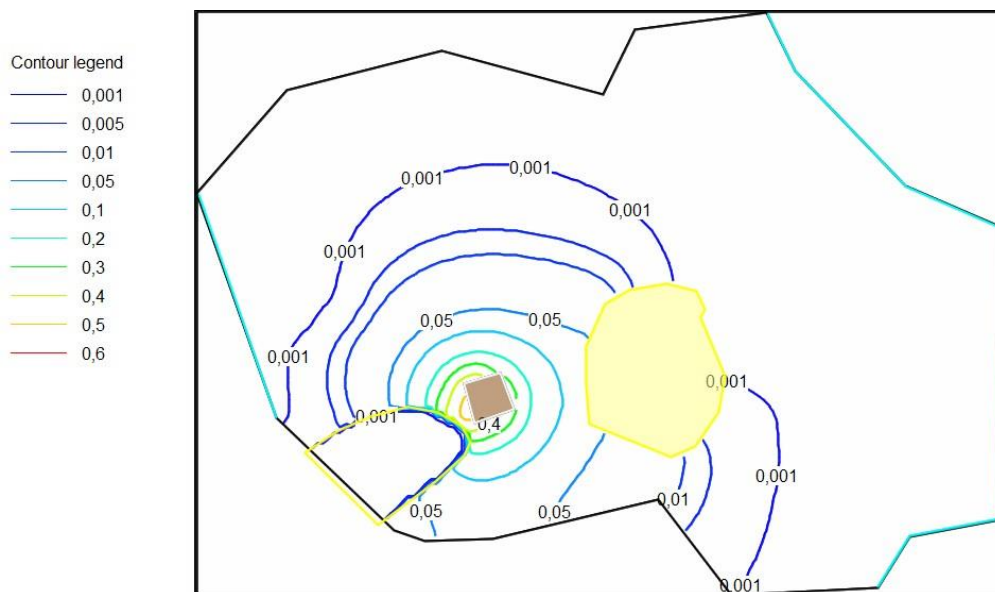


Fig. 5.20 - Vista em planta da subsidência 24 meses após o início da obra (metros)

A área de incidência mostra-se relativamente semelhante, com um aumento na zona próxima à escavação, revelando o mesmo padrão de evolução da análise anterior. O valor máximo calculado é 54,23 cm, registrando um aumento de 11,6 cm. Apesar de o aumento ser bastante significativo, é inferior ao aumento dos 6 meses anteriores.

Esta tendência de diminuição da variação de assentamento máximo está relacionada com o grau de consolidação do estrato compressível e será estudada na fase seguinte.

A Fig. 5.21 mostra um perfil frontal (longitudinal) do assentamento verificado 12, 18 e 24 meses após o início da obra.

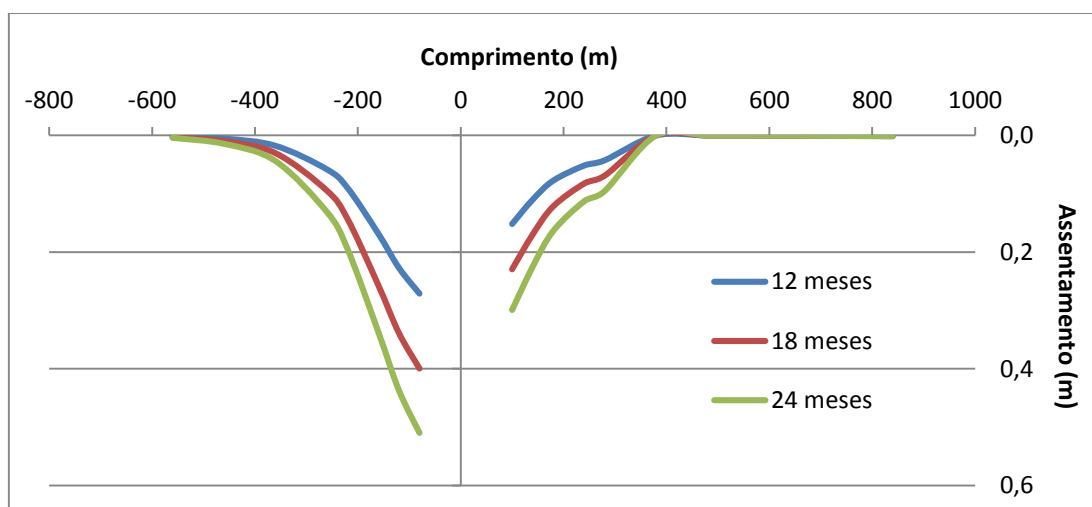


Fig. 5.21 - Perfil frontal de subsidência de 12, 18 e 24 meses após o início da obra em metros (sentido Oeste-Este)

Um perfil análogo foi realizado para os primeiros 6 meses, tendo revelado tendências semelhantes ao longo do tempo, com um aumento forte próximo da escavação. Para este período este padrão mantém-se com o aumento de declive, isto é, o aumento mais acentuado a verificar-se nos 200 m mais próximos da escavação de forma relativamente uniforme nos dois sentidos, tendo o lado Oeste valores mais elevados.

A Fig. 5.22 representa o mesmo da figura anterior na direção ortogonal.

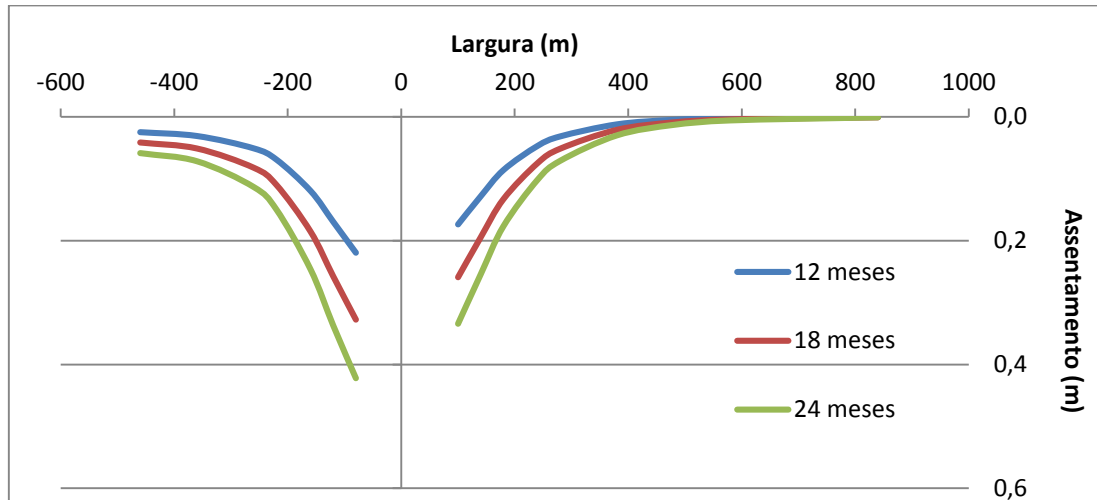


Fig. 5.22 - Perfil transversal de subsidência de 12, 18 e 24 meses após o início da obra em metros (sentido Sul-Norte)

A tendência de evolução é semelhante, com o lado Sul novamente com valores mais elevados em termos de assentamento.

5.4.3. CARGA HIDRÁULICA

Tal como para a fase anterior, as figuras Fig. 5.23 a Fig. 5.28 mostram as linhas equipotenciais de carga hidráulica em cortes longitudinais e transversais que passam pelo centro da escavação para os três momentos anteriormente analisados para a subsidência: 2 meses, 4 meses e 6 meses.

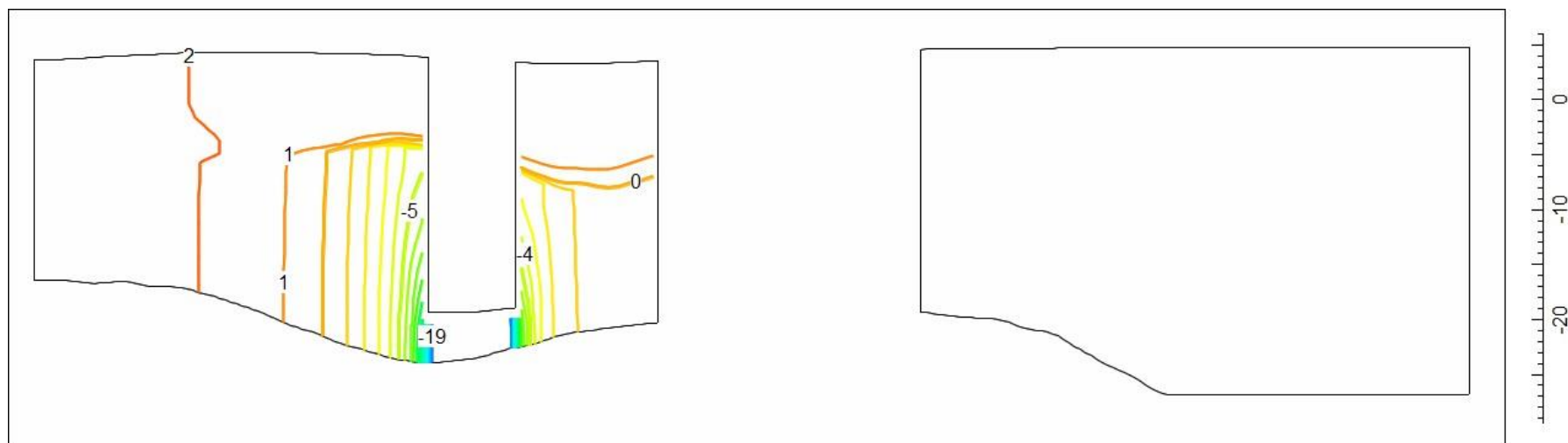


Fig. 5.23 - Corte frontal da carga hidráulica 12 meses após o início da obra (metros)

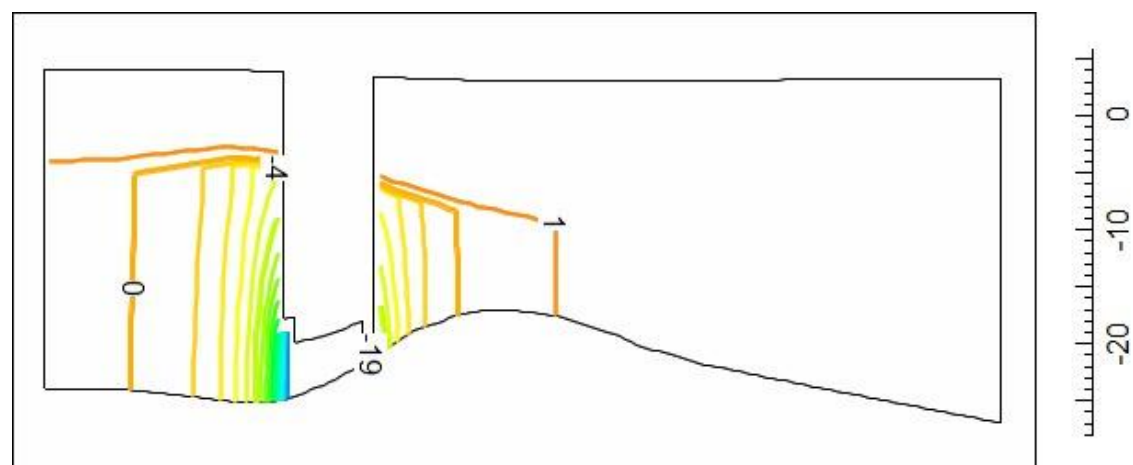


Fig. 5.24 - Corte transversal da carga hidráulica 12 meses após o início da obra (metros)

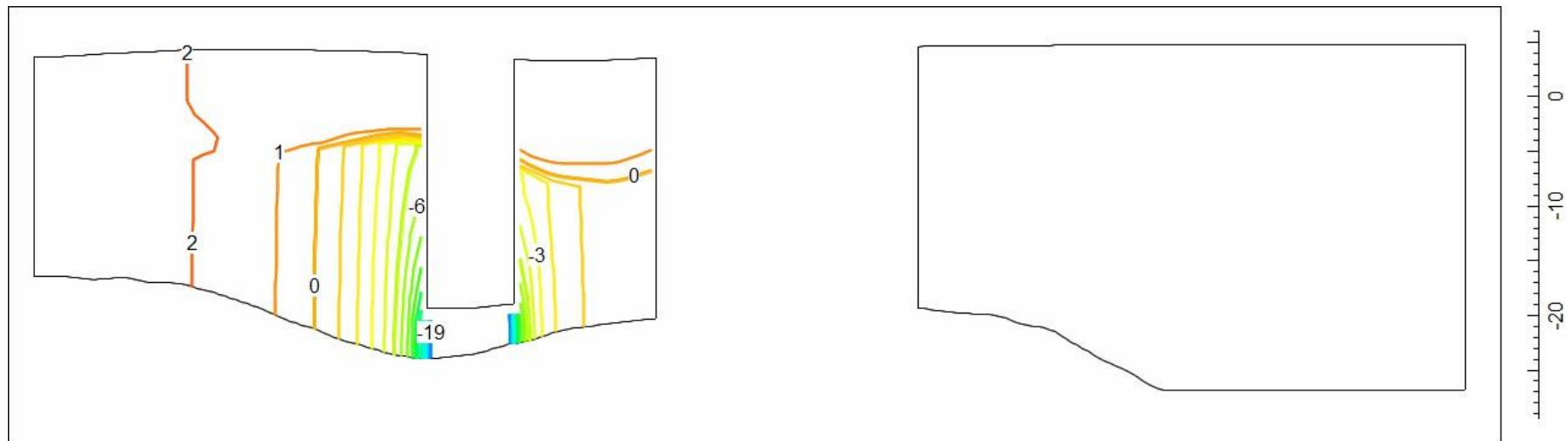


Fig. 5.25 - Corte frontal da carga hidráulica 18 meses após o início da obra (metros)

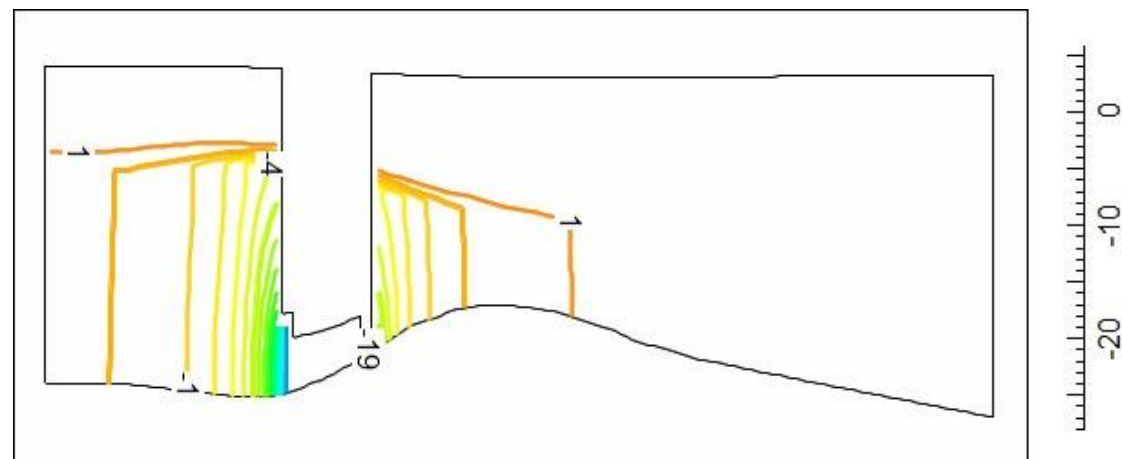


Fig. 5.26 - Corte transversal da carga hidráulica 18 meses após o início da obra (metros)

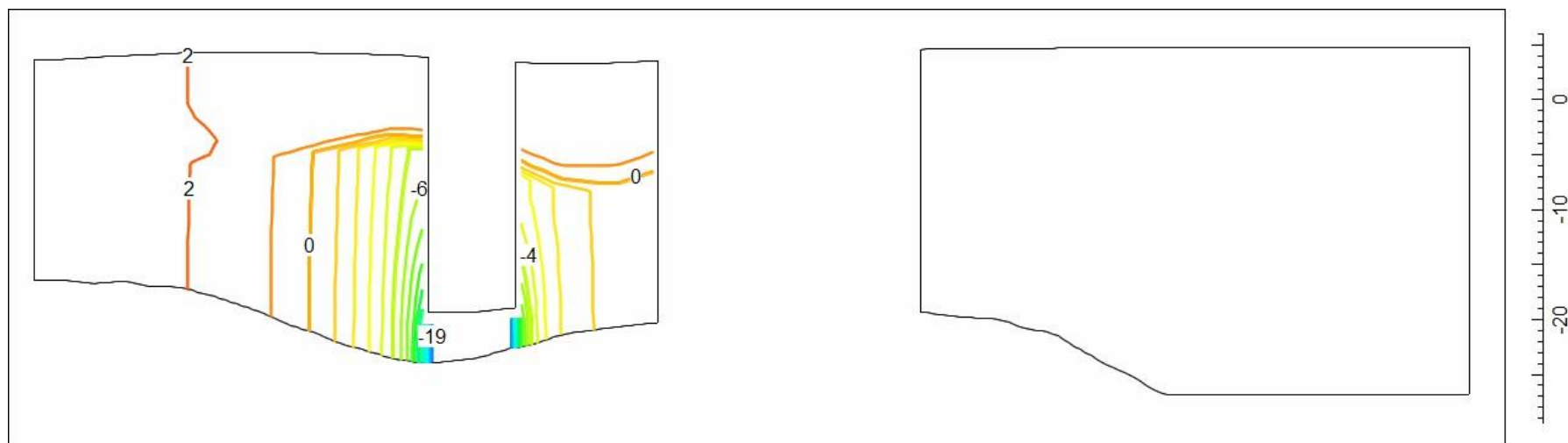


Fig. 5.27 - Corte frontal da carga hidráulica 24 meses após o início da obra (metros)

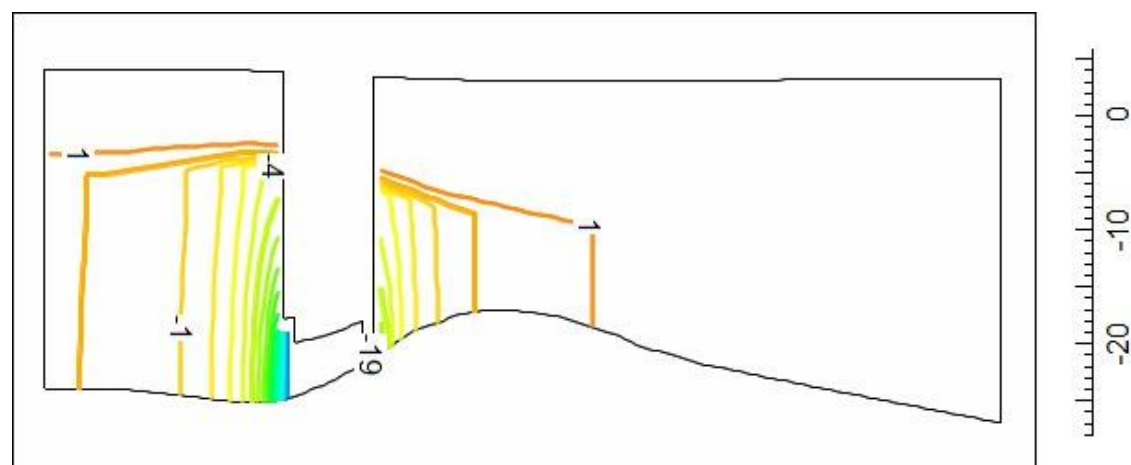


Fig. 5.28 - Corte transversal da carga hidráulica 24 meses após o início da obra (metros)

As figuras Fig. 5.23 e Fig. 5.24 revelam uma tendência semelhante aos primeiros 6 meses, agora para uma carga hidráulica do fundo da escavação de -20 m. A perda de carga no estrato argiloso é demonstrada pela acumulação de linhas equipotenciais no mesmo e a carga hidráulica continua a diminuir em termos médios em volta da escavação.

As figuras Fig. 5.25 e Fig. 5.26 são análogas às figuras anteriores para 18 meses após o início da obra. A diminuição da carga hidráulica média mantém-se, assim como a perda de carga provocada pelo estrato argiloso.

As figuras Fig. 5.27 e a Fig. 5.28 mostram a rede de fluxo no final da obra, sendo que a evolução é semelhante à analisada no momento anterior.

Em suma, a evolução da carga hidráulica dos 6 aos 24 meses mantém a tendência dos primeiros 6 meses.

5.4.4. CONSOLIDAÇÃO DO ESTRATO ARGILOSO

A Fig. 5.29 apresenta os gráficos correspondentes aos assentamentos verticais médio e máximo por camada do estrato argiloso ao longo dos 2 anos de obra.

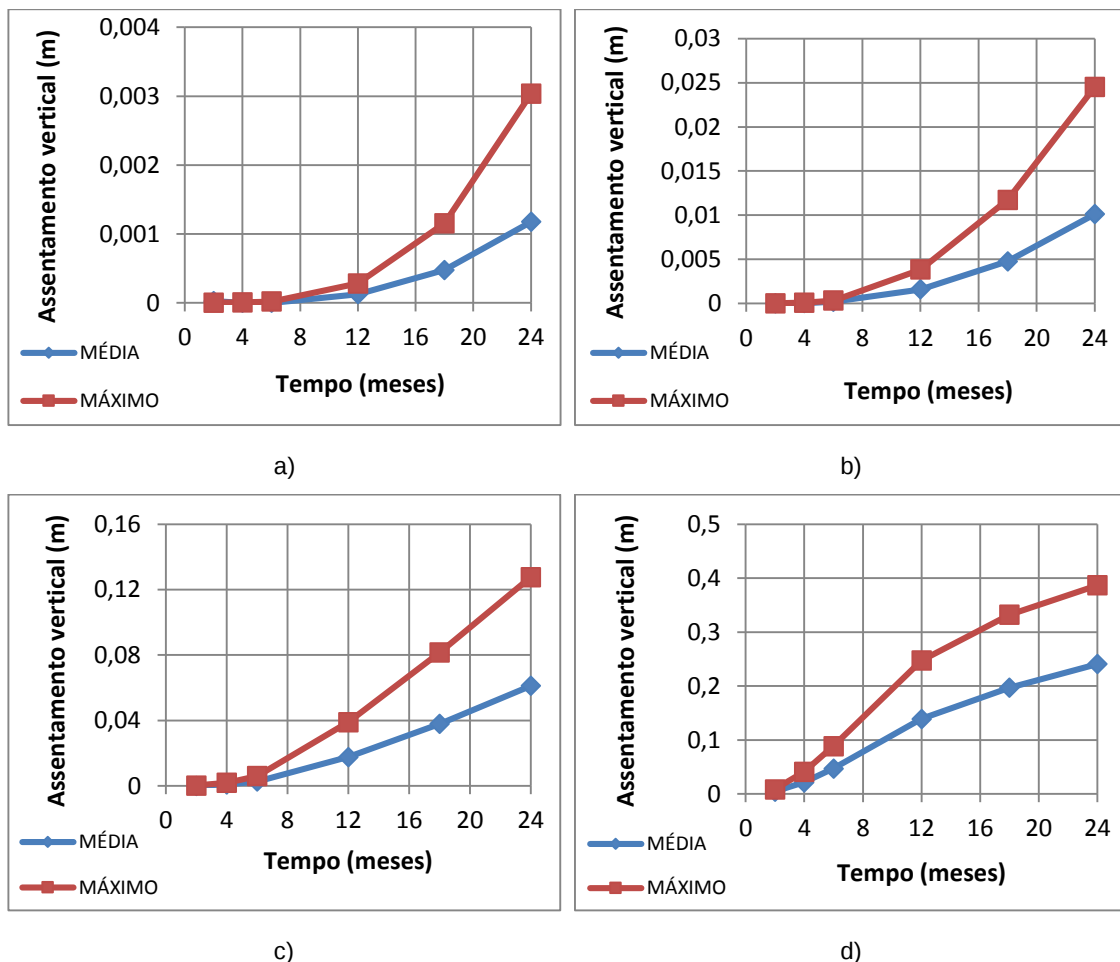


Fig. 5.29 - Assentamento vertical máximo e médio por camada do estrato argiloso: a) Camada 5; b) Camada 6; c) Camada 7; d) Camada 8

O estrato argiloso encontra-se subdividido em 4 camadas como foi explicado anteriormente e se mostra na Fig. 4.15. O assentamento médio foi determinado recorrendo a quatro pontos, um em cada sentido (Norte, Sul, Oeste e Este), distanciados em relação à cortina da escavação 10 metros.

Como é possível constatar, o assentamento é maior na camada mais baixa do estrato argiloso e vai diminuindo quanto mais elevada é a cota da camada. Significa portanto que a parte mais baixa do estrato argiloso compactou muito mais do que a parte mais alta.

Outro dado importante é a forma das curvas. Para o período dos 12 aos 24 meses, enquanto nas duas camadas superiores, 5 e 6, as curvas se encontram com declive positivo e concavidade voltada para cima, na camada 7 existe declive praticamente uniforme e na camada 8 o declive é positivo e a concavidade voltada para baixo. O facto de a concavidade estar voltada para baixo indicia que a última camada possa estar no caminho da estabilização do assentamento, pelo seu grau de consolidação já ter um valor considerável. Por outro lado, nas duas primeiras camadas, de concavidade voltada para cima, o grau da consolidação será ainda bastante reduzido.

Na Fig. 5.30 utilizam-se os valores de assentamento médio de cada camada da Fig. 5.29 para uma comparação das curvas.

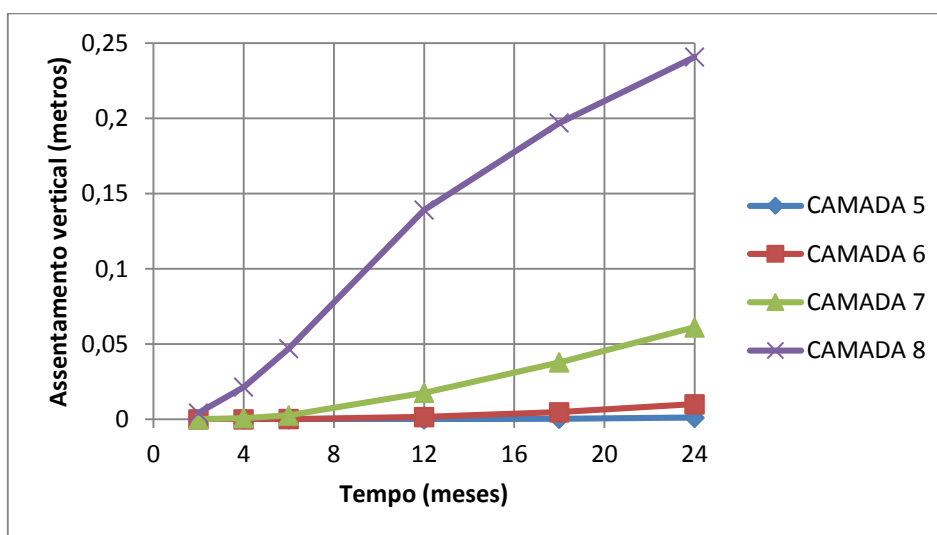


Fig. 5.30 - Assentamento médio de cada camada do estrato argiloso

A grandeza de assentamento da camada 8 revela-se novamente muito maior do que qualquer outra e de valor próximo dos 25 cm.

A Fig. 5.31 relaciona a percentagem de assentamento médio de cada camada no decorrer de toda a obra. Os valores são obtidos pela razão entre o assentamento vertical por camada já mostrado pela espessura de cada camada, nos quatro pontos em cada sentido (Norte, Sul, Oeste e Este).

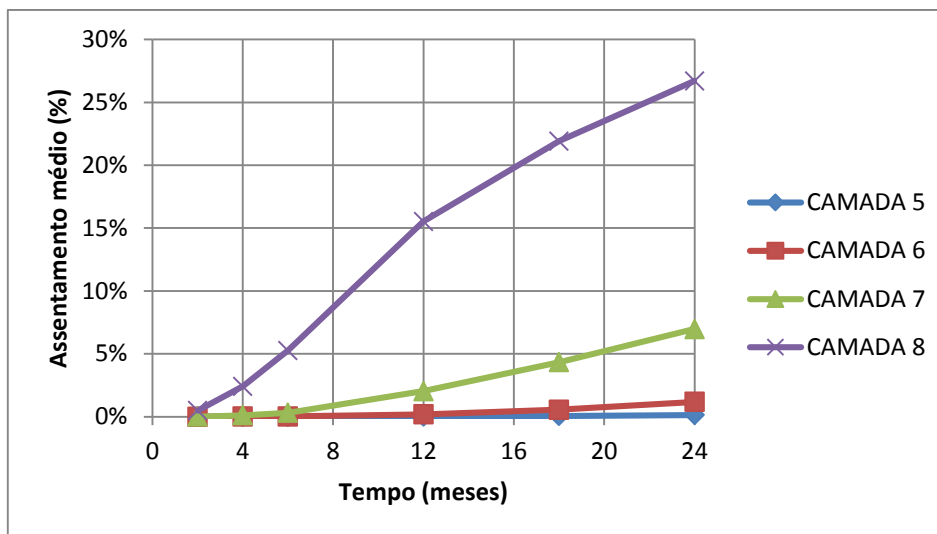


Fig. 5.31 - Assentamento percentual médio de cada camada do estrato argiloso ao longo da obra

O gráfico representado tem a mesma forma da Fig. 5.30 pelo facto de as espessuras serem todas sensivelmente iguais. Contudo, este gráfico apresenta os valores de forma relativa à espessura das camadas e, apesar de não representar o valor do grau de consolidação, fornece uma informação válida sobre a evolução do assentamento. As camadas 6, 7 e 8 têm ainda uma grande margem de assentamento, até porque, tendo a camada 8 quase as mesmas características das homólogas, é expectável que, caso se mantivessem as condições hidráulicas, estas atingissem pelo menos o mesmo grau de consolidação.

A Fig. 5.32 mostra a percentagem do assentamento absoluto em cada sentido até ao final da obra. A percentagem de assentamento absoluto é obtida pela razão entre o assentamento em cada ponto (que representa cada um dos sentidos Norte (N), Sul (S), Oeste (O) e Este (E)) e a espessura total do estrato argiloso.

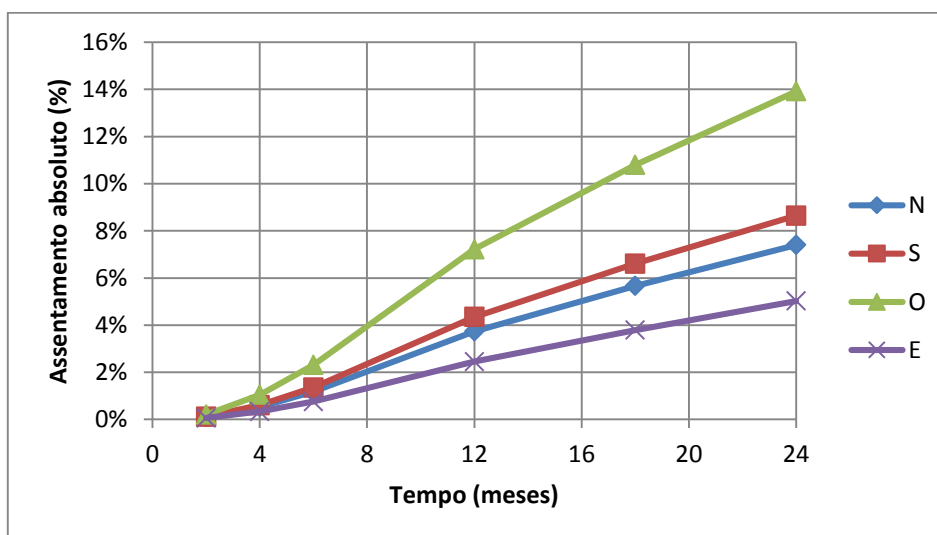


Fig. 5.32 - Assentamento percentual absoluto em cada direção ao longo da obra

A partir deste gráfico pode-se perceber que o sentido Oeste é aquele onde se verifica um maior assentamento, seguido do sentido Sul e Norte, situando-se o sentido Este um pouco abaixo. Este facto vai de encontro, de resto, ao verificado anteriormente aquando da análise da subsidência.

5.4.5. VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS DO ESTRATO ARGILOSO

A evolução do índice de vazios em cada camada em cada sentido é mostrada na Fig. 5.33.

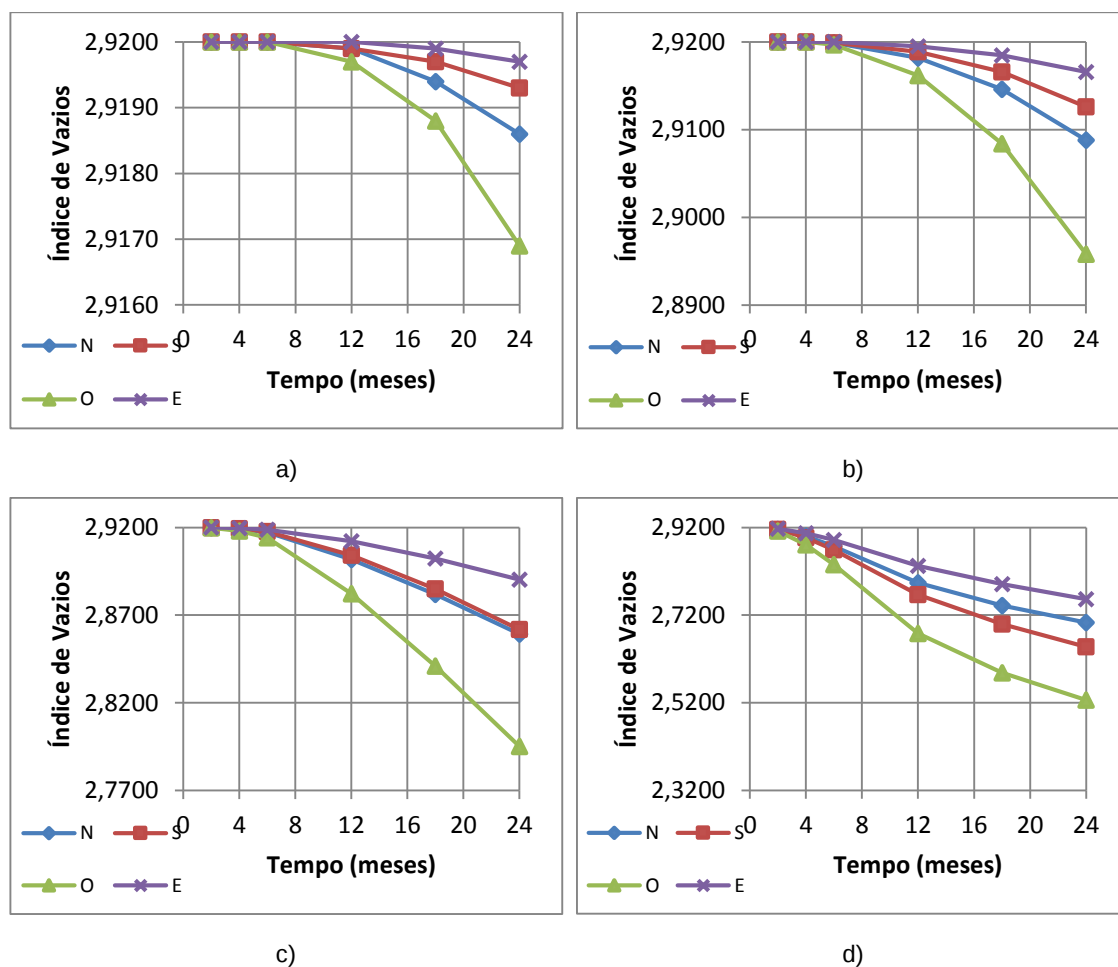


Fig. 5.33 - Índice de vazios em cada camada do estrato argiloso ao longo da obra: a) Camada 5; b) Camada 6; c) Camada 7; d) Camada 8

Os resultados indicam a relação já esperada no que diz respeito ao assentamento em cada camada, mais concretamente ao verificado na Fig. 5.29, não só em termos de grandeza da variação deste índice como na forma das curvas. Os declives e direção das concavidades são iguais em todos os sentidos nas diferentes camadas, sendo estas características comuns nas camadas 5 e 6 e diferentes nas restantes duas. Enquanto a camada 8 indicia um início de estabilização da diminuição do índice de vazios, por já ter um grau de consolidação mais elevado, nas duas primeiras a ideia é a oposta, até pelos baixos valores de variação deste índice.

Assim, tal como referido, a evolução deste parâmetro é em tudo semelhante à verificada na consolidação da argila.

Apenas como nota complementar fica a evolução nos sentidos Norte e Sul. Enquanto os sentidos Oeste e Este apresentam sempre as maiores e menores reduções em todas as camadas do estrato argiloso, respetivamente, os sentidos Norte e Sul variam entre camadas. Nas camadas 5 e 6 a redução do índice de vazios é claramente maior para Norte, na camada 7 os valores estão já muito próximos e a redução acaba mesmo por ser maior no sentido Sul na camada 8. Esta situação poderá ser explicada pela estratigrafia dessas zonas.

Tal é confirmado na Fig. 5.34, que compila os valores em cada direção para obter uma média e comparar de forma mais prática aquilo que sucede em profundidade.

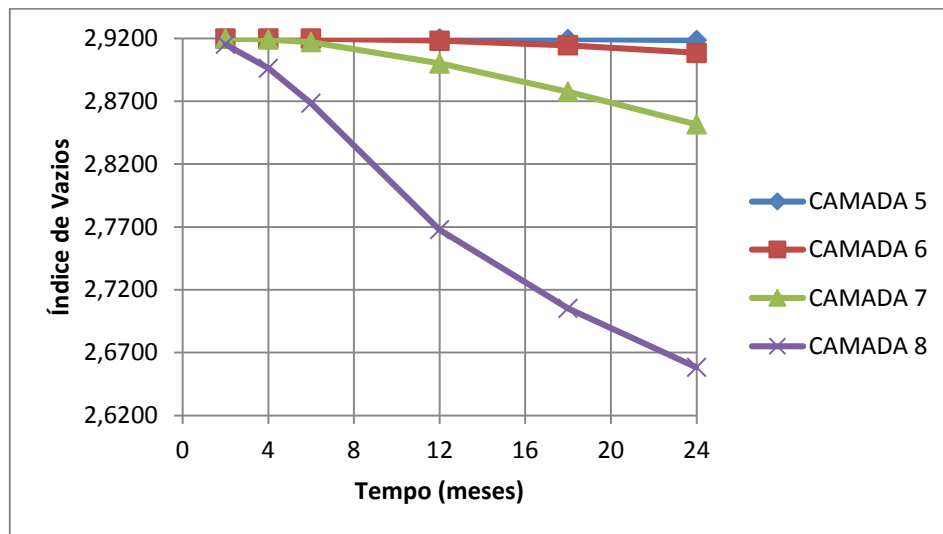


Fig. 5.34 - Índice de vazios médio em cada camada do estrato argiloso ao longo da obra

A camada 8 distancia-se claramente em termos de redução do índice de vazios, tendo uma consolidação que atinge em média uma variação de mais de 0,25 do valor deste índice em relação ao valor inicial. A camada superior tem uma variação praticamente nula, a camada subjacente apresenta uma variação muito reduzida e a camada 7 evidencia variação um pouco maior em relação às anteriores, mas ainda assim distante da verificada na camada 8.

5.4.6. VARIAÇÃO DE TENSÃO EFETIVA

A variação de tensão efetiva na situação de fluxo abaixo de um estrato compressível, como é o caso, manifesta-se principalmente na base da argila. Por esse facto, a camada escolhida para o estudo da variação da tensão efetiva é a camada imediatamente abaixo do estrato argiloso.

A Fig. 5.35 tem representado um gráfico da variação da tensão efetiva na camada 9 do estrato arenoso subjacente ao estrato argiloso compressível nos quatro sentidos.

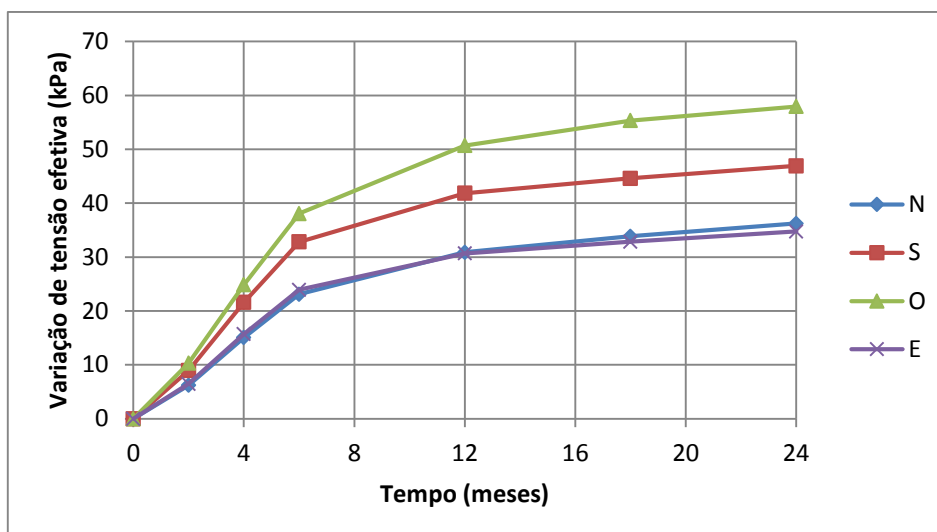


Fig. 5.35 - Variação de tensão efetiva na camada 9 do estrato arenoso subjacente ao estrato argiloso em cada direção

O gráfico mostra um aumento de tensão efetiva nos quatro sentidos, com maior incidência a Oeste da escavação e a Sul, sendo a variação a Norte e Este praticamente a mesma. As curvas têm concavidade voltada para baixo o que pode indicar que poderão estar a estabilizar. Aliás, este facto tem semelhanças com o verificado para a consolidação da camada inferior da argila e imediatamente acima desta (camada 8), onde se verifica uma tendência de estabilização. Contudo, seria necessário um estudo mais longo para confirmar esta tendência.

Os dados confirmam o que tem sido visto nos outros parâmetros, no que aos diferentes sentidos diz respeito.

5.5. FASE 4 – LONGO-PRAZO

5.5.1. INTRODUÇÃO

A razão desta fase de simulação, para além da investigação teórica de balizar o problema, é a suposição prática de ainda estar a ser bombeada água do local onde foi realizada a obra.

Caso fosse verdadeira a suposição, importa projetar até quando se poderão verificar os efeitos dessa retirada de água e quando terminaria o processo de consolidação do estrato compressível.

Outro dado importante a retirar desta fase de estudo consiste na definição do assentamento máximo espectável, para, através desse conhecimento, determinar os graus de consolidação pretendidos.

Para esta fase todas as condições anteriores foram mantidas, incluindo a carga hidráulica à cota -20 m.

5.5.2. SUBSIDÊNCIA

Na Fig. 5.36 encontra-se representada a previsão de subsidência em planta 100 anos após o início da obra.

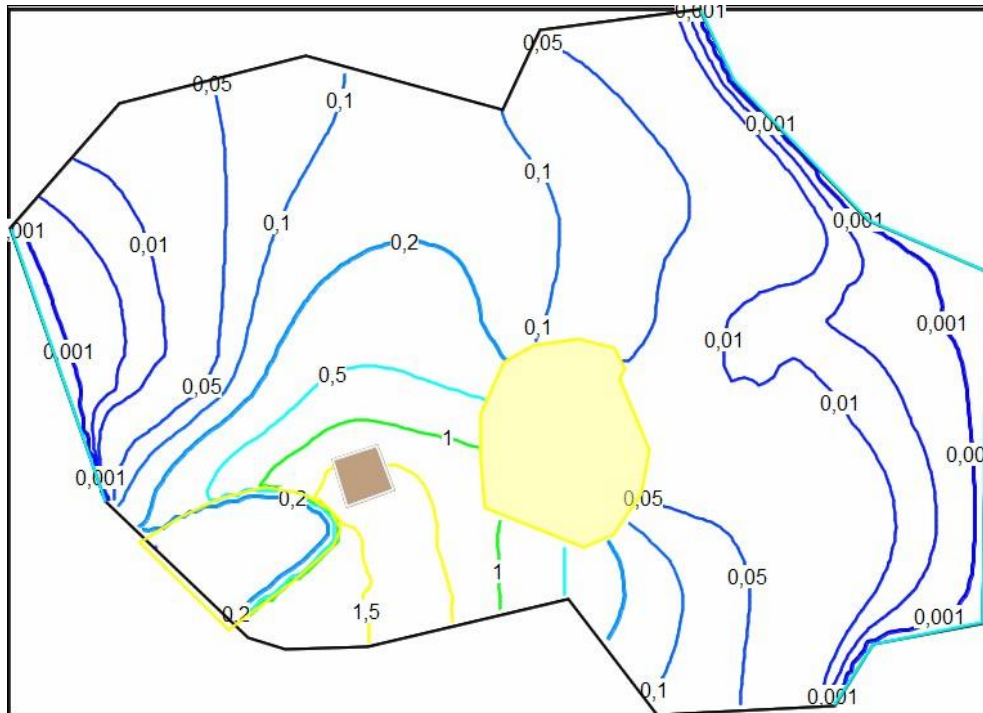


Fig. 5.36 - Vista em planta da subsidência 100 anos após o início da obra (metros)

É possível observar que a subsidência ocupa todo o modelo com valores extremamente elevados dispersos por uma área bastante grande em redor da escavação.

O gráfico da Fig. 5.37 junta alguns dados da subsidência aos da vista em planta. Os valores recolhidos estão espaçados de 10 anos. A curva média representa os valores de subsidência nos quatro pontos distribuídos nos vários sentidos, já utilizados anteriormente.

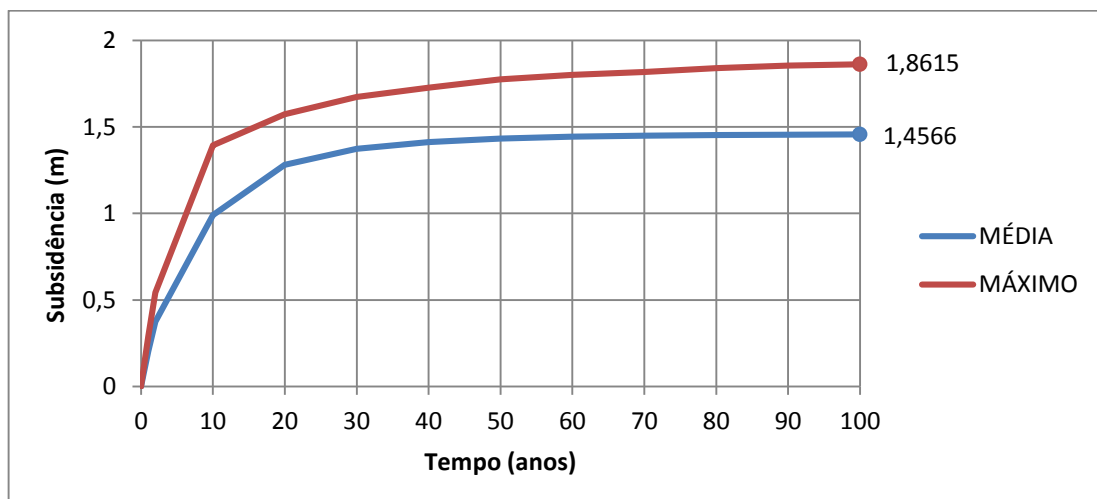


Fig. 5.37 - Evolução da subsidência média e máxima até 100 anos após o início da obra

Pode-se constatar que o valor máximo calculado é de 1,86 m e a sua evolução deu-se de forma mais acentuada nos primeiros dez anos, sendo que depois vem estabilizando. A curva média revela a mesma evolução, sendo que a estabilização parece ser maior nesta, próximo dos 100 anos de cálculo.

A estabilização do assentamento no tempo pode ser analisada recorrendo ao gráfico da Fig. 5.38. Foi realizada uma razão da diferença entre dois valores de subsidência consecutivos e o maior desses valores, para chegar a uma percentagem palpável da sua evolução. Sendo que a subsidência no instante inicial é nula, a variação ao fim dos primeiros 10 anos é de 100%.

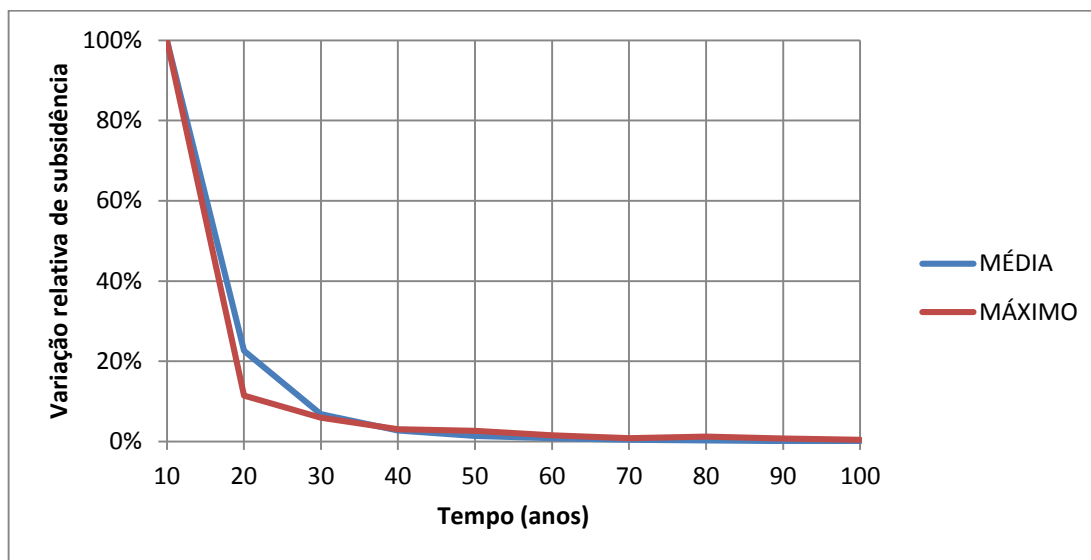


Fig. 5.38 - Variação relativa da subsidência até 100 anos após o início da obra

A conclusão é que, de facto, usando este critério, verifica-se uma estabilização tanto do valor máximo como do valor médio de subsidência.

A variação do valor máximo é menor nos primeiros 10 anos com alguma diferença, sendo que continua ligeiramente menor até aos 20 anos e a partir daí tem sempre valores maiores de variação, mas sempre mais baixos ou iguais a 3% até atingir uma taxa de variação de 0,41% aos 100 anos.

A variação do valor médio apresenta sempre decrescimento ao longo da curva, estando abaixo da taxa de 1% de variação ao fim de 60 anos e terminando com uma taxa de 0,08% aos 100 anos.

Com estes resultados definiu-se o grau de consolidação de 100% como o correspondente à subsidência verificada ao fim de 100 anos na curva média. O valor de assentamento final está indicado na Fig. 5.37 e corresponde a 1,4566 m.

Assim, para as percentagens típicas de grau de consolidação de 50% e 95%, o assentamento calculado é de 0,73 cm e 1,38 m, que ocorrem, através de interpolação, ao fim de 6 anos e 6 meses e 32 anos e 6 meses, respetivamente.

6

ESTUDO PARAMÉTRICO – ANÁLISE DE RESULTADOS

6.1. INTRODUÇÃO

O estudo paramétrico tem como objetivo a análise de influência dos vários parâmetros introduzidos no programa. Olhando para os parâmetros introduzidos no caso de estudo, denominados por valores base, nem todos foram escolhidos para esta análise.

Os resultados escolhidos para análise e comparação são da subsidência, sob a forma de vista em planta e num dos cortes que atravessam a escavação – corte lateral ou transversal.

O índice de recompressibilidade não é estudado pelo facto da obra ser contínua, não existirem paragens de bombagem do fundo de escavação que promovessem a recuperação, ou expansibilidade, da argila mole e o solo argiloso ser normalmente consolidado.

O índice de compressibilidade é parte deste estudo pela razão oposta do índice anterior.

O coeficiente de permeabilidade é estudado pela sua difícil determinação.

Quanto ao armazenamento específico, pretende avaliar-se a sua importância.

O índice de vazios inicial está relacionado com o índice de compressibilidade no processo de consolidação e é também parte deste estudo.

Todos os casos e variantes dos valores base são calculados para um período de 24 meses, correspondente à duração da obra.

6.2. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

6.2.1. PREÂMBULO

O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro de muito difícil determinação, como foi referido anteriormente.

De forma a perceber qual a importância do rigor na definição do valor do coeficiente de permeabilidade em cada estrato, incorpora-se neste trabalho um estudo paramétrico da permeabilidade como variável.

Para cada um dos estratos haverá duas variantes do valor base estudadas. Uma variante mínima que corresponde a uma ordem de grandeza abaixo do valor base e uma variante máxima correspondente a uma ordem de grandeza acima do valor base.

Os casos estudados de acordo com o critério que foi explicado encontram-se sintetizados no Quadro 9.

Quadro 9 – Casos de estudo da permeabilidade (valores em ms⁻¹)

Estrato	Valor Base	Caso							
		K1.1	K1.2	K2.1	K2.2	K3.1	K3.2	K4.1	K4.2
1	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻³						
2	10 ⁻⁸			10 ⁻⁹	10 ⁻⁷				
3	10 ⁻⁵					10 ⁻⁶	10 ⁻⁴		
4	10 ⁻⁶							10 ⁻⁷	10 ⁻⁵

Sempre que cada um dos casos for simulado com a variação do coeficiente de permeabilidade de um dos estratos, os valores do coeficiente de permeabilidade dos restantes serão, naturalmente, os valores base. Convém referir que os valores de coeficiente de permeabilidade do quadro dizem respeito à direção horizontal, tendo a direção vertical valores de uma ordem de grandeza abaixo.

6.2.2. SUBSIDÊNCIA

6.2.2.1. Estrato 1

Na Fig. 6.1 apresenta-se uma vista em planta da subsidência para o caso K1.1.

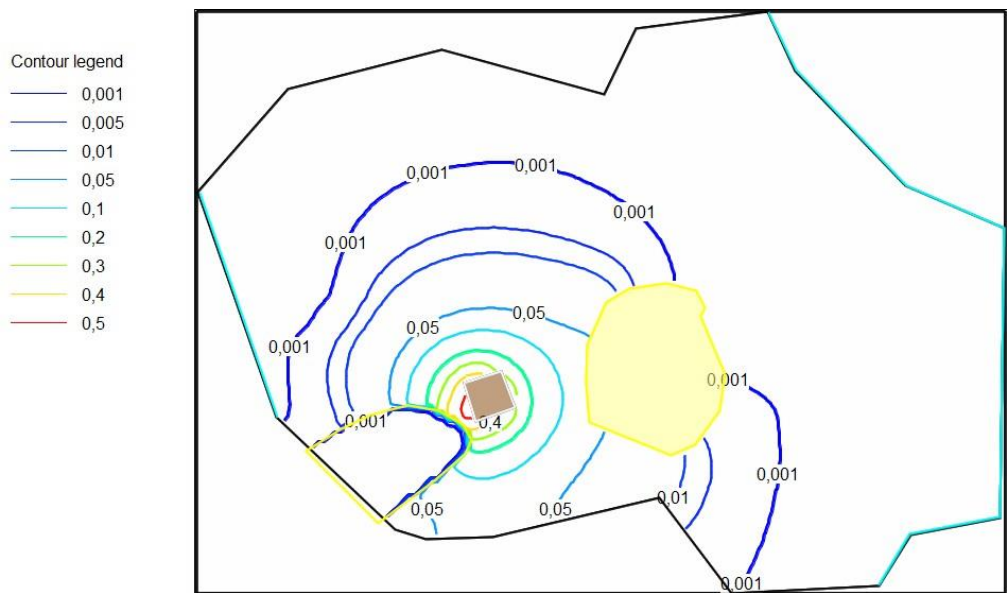


Fig. 6.1 - Vista em planta da subsidência no caso K1.1

As linhas de valor de subsidência igual representadas na figura apresentam sensivelmente a mesma dispersão e localização das do estudo base.

Uma forma de comparar a diferença entre o caso base e as variantes paramétricas é a variação entre os valores máximos calculados. Neste caso, o valor máximo obtido é 53,9 cm, que quando relacionado com o resultado base revela uma diminuição de 0,55% do assentamento à superfície.

Assim, a diminuição de permeabilidade do estrato 1 não revela grandes alterações em termos de assentamentos à superfície.

Quanto a um aumento da permeabilidade no primeiro estrato, a Fig. 6.2 representa os resultados de subsidência neste caso.

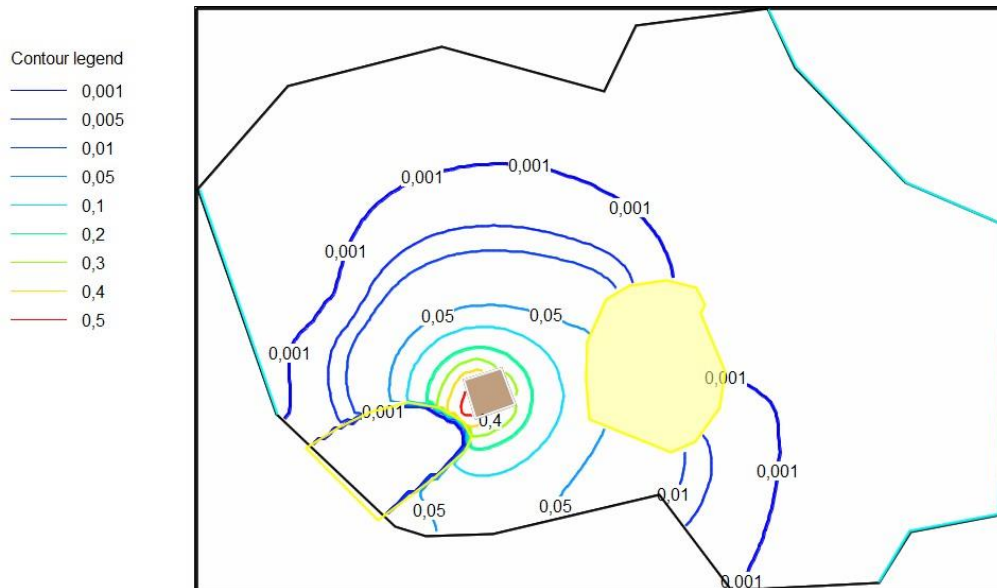


Fig. 6.2 - Vista em planta da subsidência no caso K1.2

O valor máximo calculado mostra uma variação ainda menor (0,07%) do que no caso anterior, mas ainda assim um maior assentamento que o estudo base. Tanto a dispersão como a grandeza da subsidência mostradas são praticamente iguais.

Não se observam, por isso, grandes alterações relativas a um aumento de permeabilidade do estrato 1.

Finalmente, complementa-se o estudo deste parâmetro com uma comparação gráfica da amplitude de valores estudados para o estrato 1 que está representada na Fig. 6.3. O sentido é Sul-Norte.

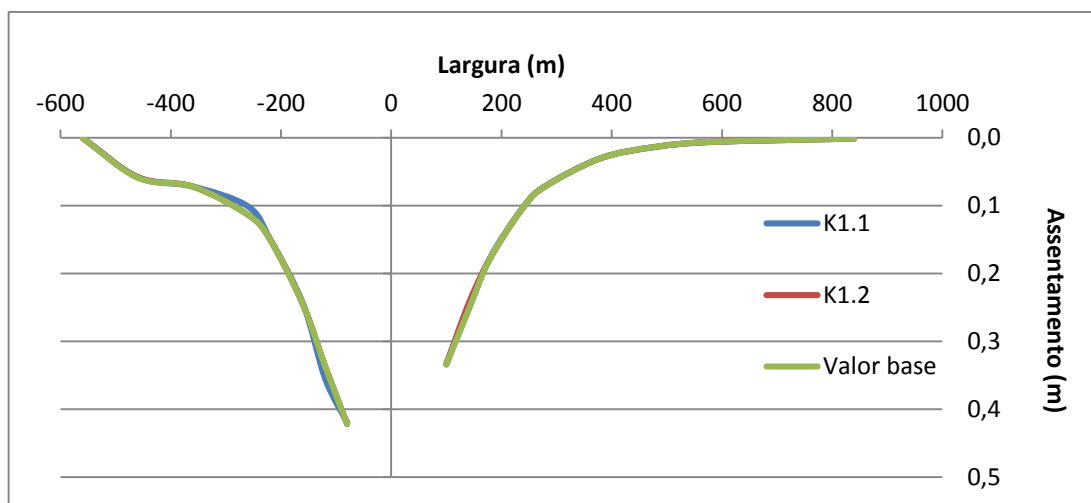


Fig. 6.3 - Perfil transversal da subsidência para os casos K1.1 e K1.2

As curvas tanto para o valor mínimo como para o valor máximo são praticamente coincidentes. Apenas a cerca de 250 m a Sul se encontra uma pequena diferença entre o valor base e o valor mínimo é registada.

Em suma, o estrato 1 não revela alterações significativas pela variação da sua permeabilidade. A razão para este facto prende-se com a localização deste acima do estrato compressível. Ao localizar-se acima de um estrato de muito baixa permeabilidade não existe um fluxo muito importante pelo estrato subjacente não o permitir. Mantém-se assim relativamente constante o nível freático com o decorrer da bombagem em profundidade, pelo caudal do “fluxo natural do sistema” ser muito maior do que o que é retirado do fundo da escavação.

6.2.2.2. Estrato 2

A Fig. 6.4 mostra a vista em planta da subsidência para uma permeabilidade de 10^{-9} m/s do estrato 2. Convém referir que a permeabilidade atribuída é extremamente baixa, seja para que tipo de solo for.

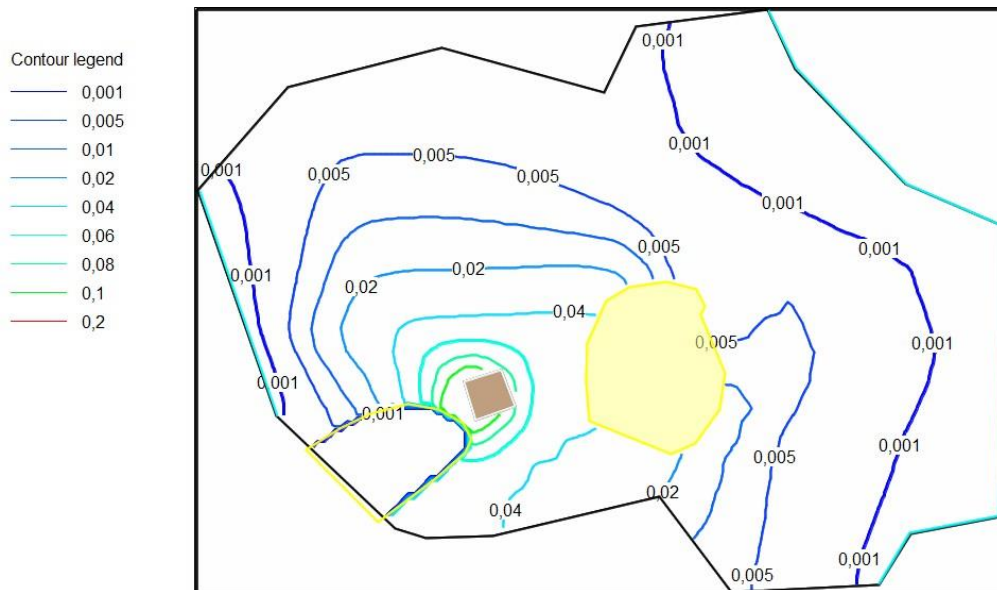


Fig. 6.4 - Vista em planta da subsidência no caso K2.1

A dispersão mostrada é bastante mais acentuada do que a do caso base. Pode-se observar que a linha mínima se encontra perto dos limites do modelo e as seguintes acompanharam esta evolução. No entanto, a grandeza é bastante mais reduzida. O valor em média baixou e isso revela-se na variação de cerca de 75% do valor máximo registado ao final da obra no estudo base.

A dispersão e a grandeza da subsidência revelam sinais contraditórios se comparados com aquilo que tinha sido a evolução ao longo da obra no estudo base. Sempre que a dispersão aumentava, a grandeza acompanhava com maior incidência nas proximidades da escavação. No entanto, a redução de permeabilidade do estrato argiloso causa um aumento de perda de carga no mesmo, impedindo que o fluxo se processe de forma tão célere. De forma a manter a carga hidráulica especificada no fundo da escavação, a percolação passa a ocorrer numa área mais vasta. A redução de grandeza parece ser explicada pelo aumento da área de incidência, pois quanto maior for a área onde ocorra a percolação, menor é o caudal proveniente das proximidades da escavação e, conseqüentemente, menor a redução de pressão na base da argila nessa zona.

A Fig. 6.5 mostra a vista de cima do modelo com o resultado de subsidência para uma permeabilidade de 10^{-7} m/s no estrato 2.

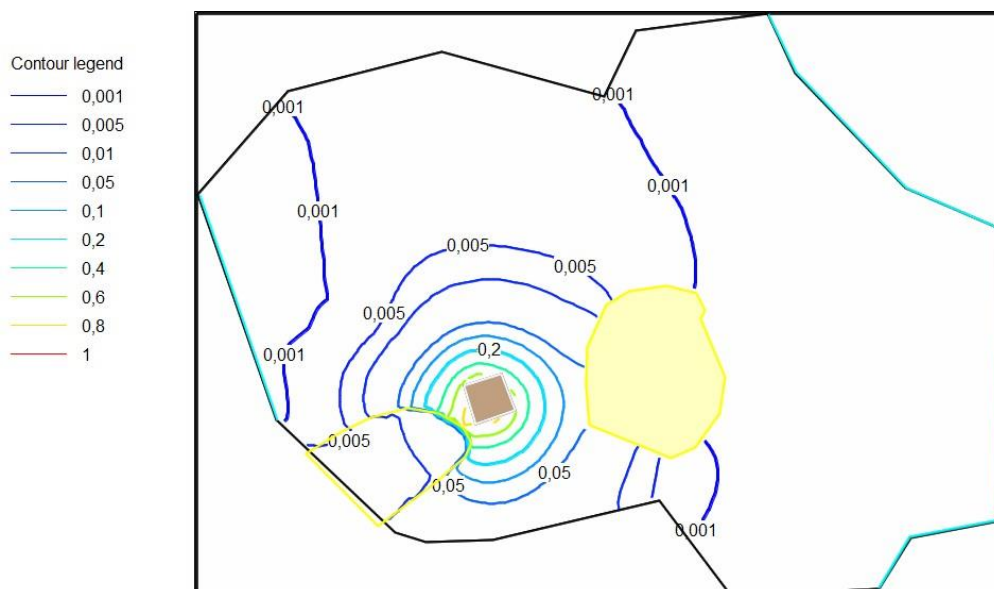


Fig. 6.5 - Vista em planta da subsidência no caso K2.2

Observa-se que o valor mínimo (0,001 m) teve um alargamento de incidência apenas para Norte. Nas proximidades da escavação verifica-se um aumento da grandeza considerável. O valor máximo calculado é agora 86,5 cm, cerca de 60% acima do resultado base. Nota-se também um dado novo: na zona impermeável (apenas nos dois estratos inferiores) a Sudoeste do modelo regista-se um assentamento até aqui não verificado.

A dispersão neste caso é inferior à do caso K2.1, sendo a grandeza nas proximidades da escavação muito maior. Isto parece ser explicado pelos mesmos princípios apresentados para o caso anterior. Um aumento de permeabilidade permite a passagem de um maior fluxo no estrato argiloso mole. Para que o fundo de escavação tenha a carga hidráulica especificada, não necessita de “procurar” zonas mais alargadas.

Como consequência, o assentamento aumenta de forma muito significativa nas proximidades da escavação.

A comparação dos perfis transversais para os casos K2.1 e K2.2 de sentido Sul-Norte a passar pelo centro da escavação apresenta-se na Fig. 6.6.

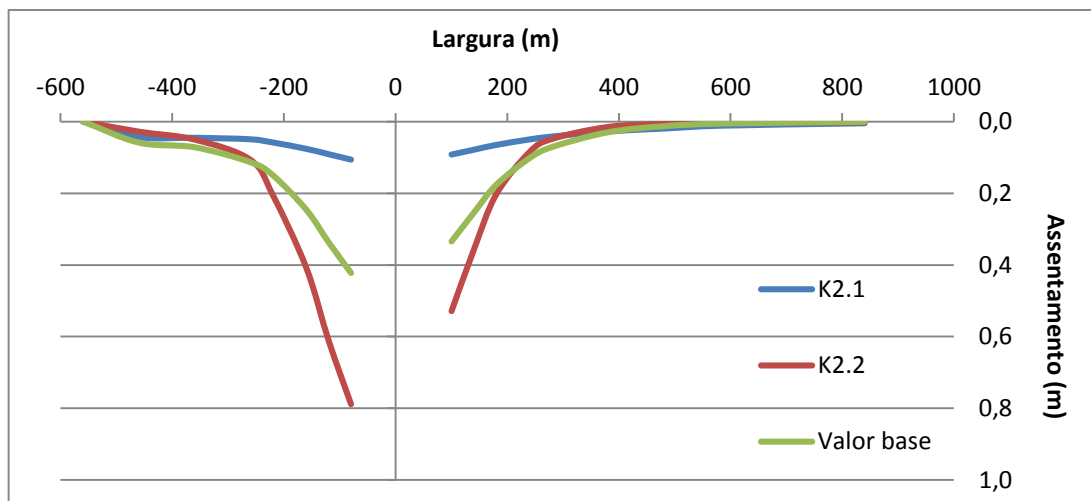


Fig. 6.6 - Perfil transversal da subsidência para os casos K2.1 e K2.2

A curva do caso K2.1 nas zonas mais distantes da escavação apresenta assentamentos maiores e relativamente constantes até a cerca de 200 m da escavação. A curva do caso K2.2 mantém-se de forma similar à curva base até aumentar o declive de forma abrupta a cerca de 250 m da escavação. Os valores máximos destes perfis são mais elevados a Sul da escavação.

O gráfico confirma os resultados visualizados a partir de cima na Fig. 6.4 e na Fig. 6.5, se bem que a sua interpretação tenha maior significado nas zonas próximas da escavação.

A variação de permeabilidade estudada para o estrato 2 mostra como esta pode significar alterações de diferentes características no modelo. O significado físico de uma má definição do valor de permeabilidade pode ter uma variabilidade muito alargada de respostas.

6.2.2.3. Estrato 3

A Fig. 6.7 mostra a vista em planta do assentamento à superfície para o caso K3.1.

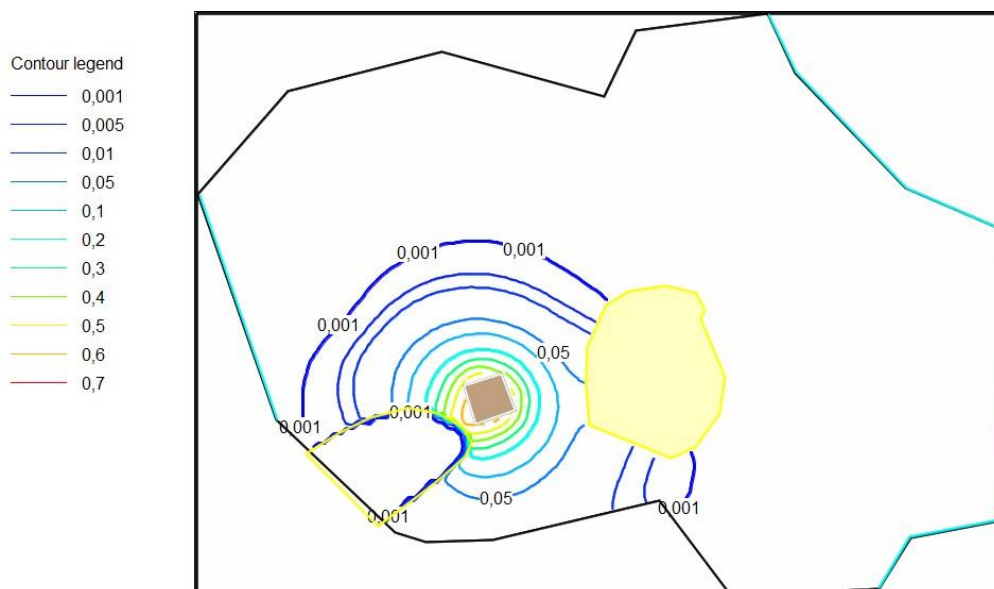


Fig. 6.7 - Vista em planta da subsidência no caso K3.1

A grandeza da subsidência aumentou, mas não a sua dispersão. Nas proximidades da escavação regista-se um aumento de subsidência, com uma variação de 23,1% do valor máximo em relação ao homólogo valor no estudo base.

Este resultado contraria a tendência até aqui verificada de diminuição da subsidência quando diminuída a permeabilidade do solo. A diminuição de permeabilidade neste caso levou a um aumento da subsidência. No entanto, a localização deste estrato abaixo do estrato em consolidação faz com que este produza resultados particulares. Uma redução de permeabilidade do estrato subjacente ao estrato compressível ao longo de toda a área do modelo, parece fazer com que o fluxo se efetue em zonas mais próximas da escavação. Apesar de os valores mínimos de subsidência se manterem, este facto é apenas revelado pelas linhas nas proximidades da escavação. A diminuição da área onde o solo “procura” água para satisfazer a carga hidráulica especificada no fundo da escavação, provocada pela redução da permeabilidade, origina este aumento de assentamento do estrato argiloso.

Na Fig. 6.8 apresenta-se a subsidência para um aumento de permeabilidade no estrato 3.

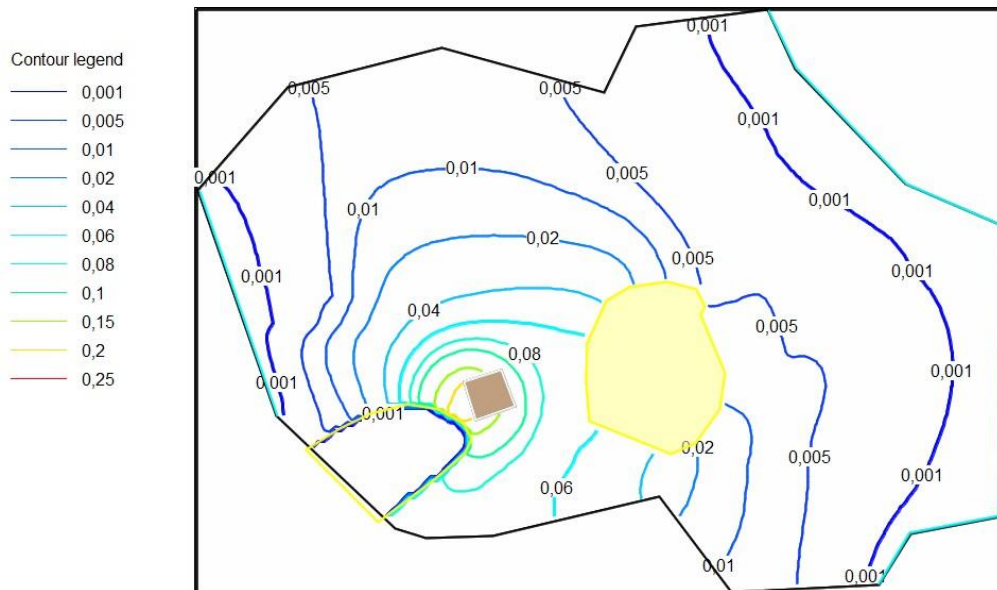


Fig. 6.8 - Vista em planta da subsidência no caso K3.2

O aumento de permeabilidade no estrato subjacente ao estrato compressível tem um resultado semelhante ao de redução de permeabilidade do estrato argiloso (caso K2.1). A dispersão é alargada a todo o modelo, praticamente, mas a grandeza é reduzida. O valor máximo calculado chega a 22,6 cm, cerca de 60% menor que o do estudo base.

A explicação para a redução da grandeza reside, aparentemente, na redução da pressão na base da argila nas proximidades da escavação. No entanto, o aumento de permeabilidade do estrato subjacente permite que a percolação ocorra numa área mais vasta.

Os perfis transversais de sentido Sul-Norte para os casos K3.1 e 3.2 encontram-se no gráfico da Fig. 6.9.

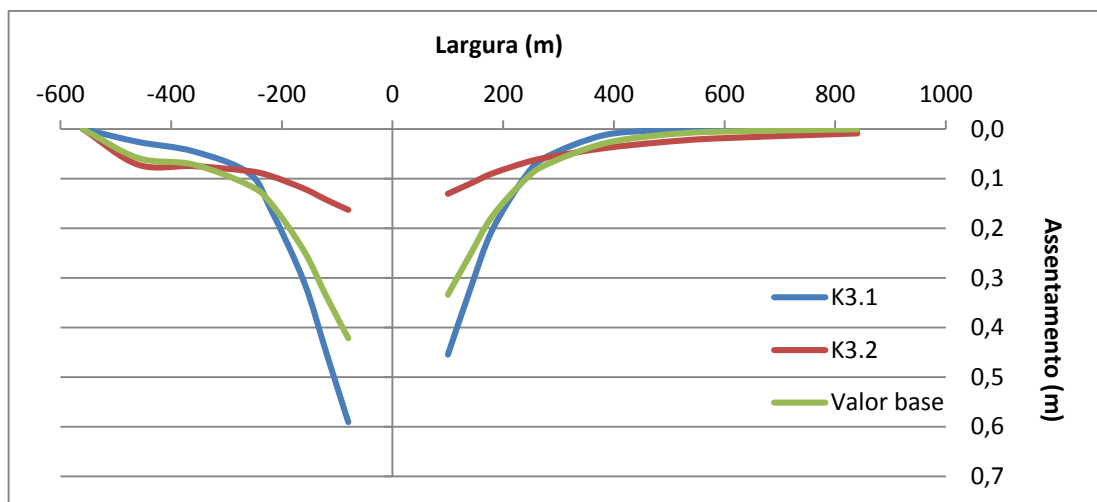


Fig. 6.9 - Perfil transversal da subsidência para os casos K3.1 e K3.2

O perfil do caso K3.1 apresenta a menor subsidência do lado Sul até a cerca de 250 m do centro da escavação, onde ocorre um aumento abrupto do seu valor. A Norte, o seu valor é praticamente nulo até 400 m de distância da começando aí a aumentar com posteriores aumentos fortes de declive consecutivos a cerca de 250 m e 200 m do centro da escavação, respectivamente. A curva do caso K3.2 tem maiores valores que a curva do caso K3.1 a uma maior distância, sendo que se revela relativamente constante até cerca de 200 m onde ocorre um ligeiro aumento de declive.

Os perfis transversais complementam as explicações anteriormente expostas, principalmente em relação ao caso K3.1. De facto, se comparada a sua curva com a curva de valor base, os valores de assentamento revelam uma importância muito maior na proximidade da escavação, pela sua curva começar com valores menores a uma maior distância, para a cerca de 250 m do centro da escavação ter um aumento de declive que rapidamente ultrapassa os valores da curva base.

6.2.2.4. Estrato 4

A Fig. 6.10 representa uma vista de cima da subsidência para uma redução do valor de permeabilidade no estrato 4.

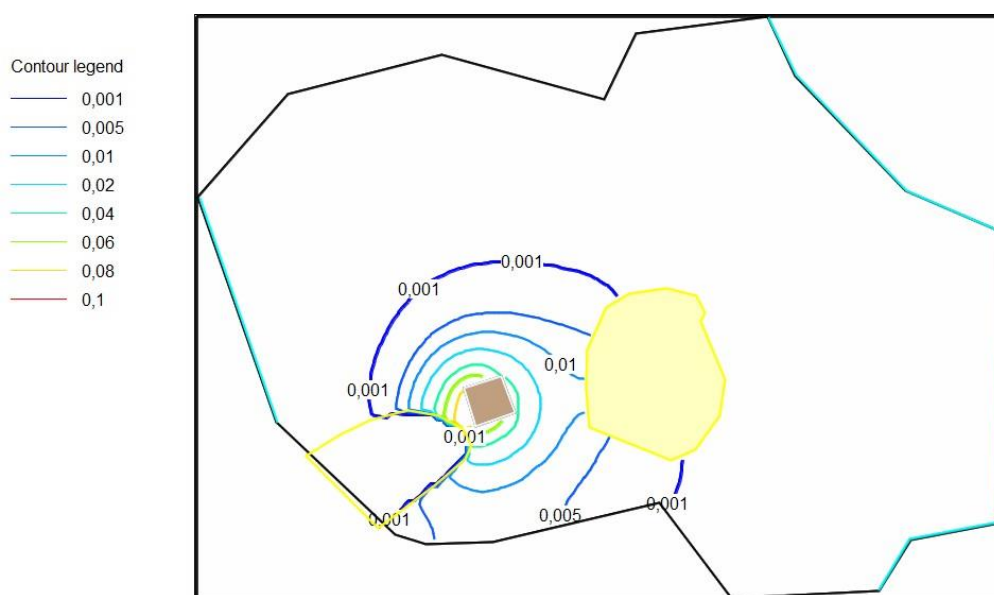


Fig. 6.10 - Vista em planta da subsidência no caso K4.1

Os resultados desta redução são uma diminuição da área de dispersão, assim como uma diminuição muito significativa da grandeza dos assentamentos. O valor máximo registado é de 9,6 cm, cerca de 82% abaixo do valor máximo no estudo base.

A redução da permeabilidade no estrato onde se encontra o fundo de escavação dificulta a passagem do fluxo provocada pela diferença de carga entre o nível freático e a cota do fundo. Esta parece ser a principal razão para a redução do assentamento, visto que este estrato não tem consequências apenas no estrato argiloso como acontece com o estrato 3, mas antes em todo o modelo, por limitar o fluxo que entra na escavação.

Na Fig. 6.11 apresenta-se a subsidência no caso K4.2.

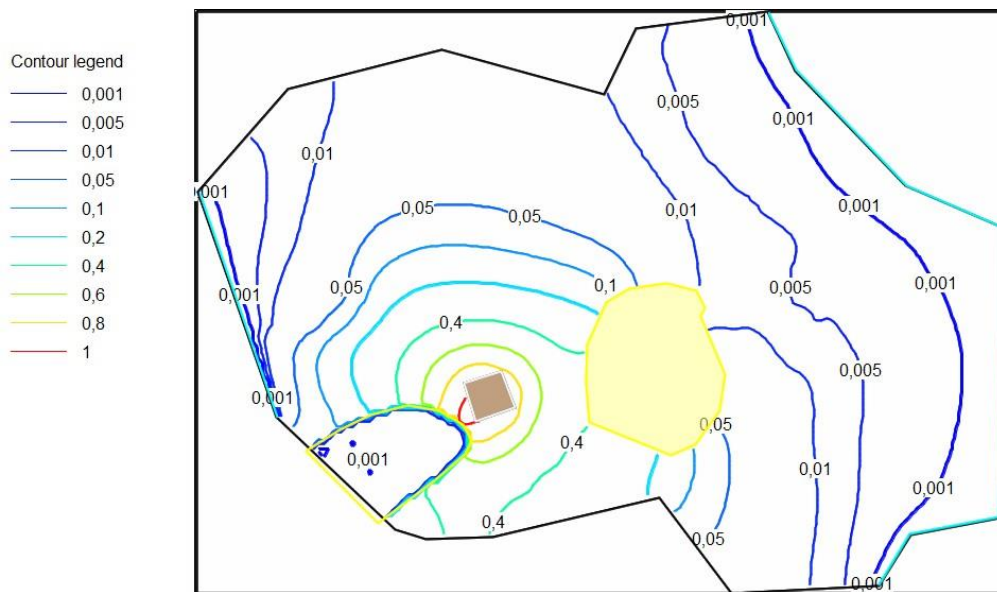


Fig. 6.11 - Vista em planta da subsidência no caso K4.2

Observa-se que esta se alastrou a todo o modelo, ao mesmo tempo que aumentou a grandeza do assentamento em todo o modelo. Regista-se um aumento de cerca de 95% do valor máximo calculado para 1,06 m.

O aumento de permeabilidade do estrato inferior do modelo provoca um aumento enorme do assentamento, provavelmente por este estrato estar localizado onde se encontra o fundo da escavação, mas também por ser o mais espesso de todos na zona da escavação. Parece ser esta a explicação mais válida para tão grande variação. Em termos práticos, parece plausível afirmar que este aumento de permeabilidade significa que o caudal bombeado no fundo da escavação aumentou bastante e provém tanto das proximidades da escavação como do resto da área do modelo.

Tem-se ainda o perfil transversal de subsidência para os casos K4.1 e K4.2 (Fig. 6.12).

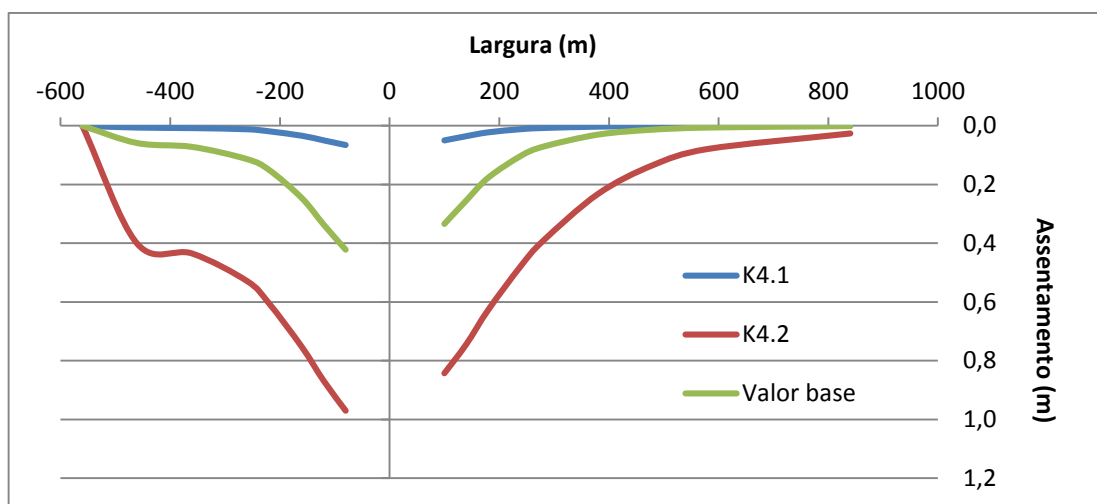


Fig. 6.12 - Perfil transversal da subsidência para os casos K4.1 e K4.2

As suas curvas encontram-se bem distintas. Para uma redução da permeabilidade no estrato 4, o assentamento à superfície é menor até 200 m de distância do centro da escavação, onde aumenta ligeiramente o declive. Para um aumento de permeabilidade no mesmo estrato, há um grande aumento em relação à curva base a Sul, com uma oscilação de declives assinalável terminando com um valor maior do que a Norte, onde a curva tem um aumento de declive consistente.

Pode-se concluir da análise de resultados do estrato 4 que este é o mais influente em termos de permeabilidade. Foi aquele que revelou uma amplitude de valores máximos maior para uma mesma variação do coeficiente de permeabilidade.

6.3. INFLUÊNCIA DO ARMAZENAMENTO ESPECÍFICO

6.3.1. PREÂMBULO

O armazenamento específico, S_s , é um parâmetro utilizado principalmente em Hidrologia e requisitado para o cálculo.

Por isso, e para perceber a sua importância num caso deste tipo, será analisada a sua influência.

Quadro 10 – Valores mínimo e máximo do armazenamento específico (em m^{-1})

Valor base	Valor Mínimo	Valor Máximo
10^{-5}	10^{-6}	10^{-4}

Assim, variar-se-ão os valores em uma ordem de grandeza em relação ao valor base.

6.3.2. SUBSIDÊNCIA

A Fig. 6.13 mostra a vista de cima do assentamento à superfície para uma redução do valor de armazenamento específico.

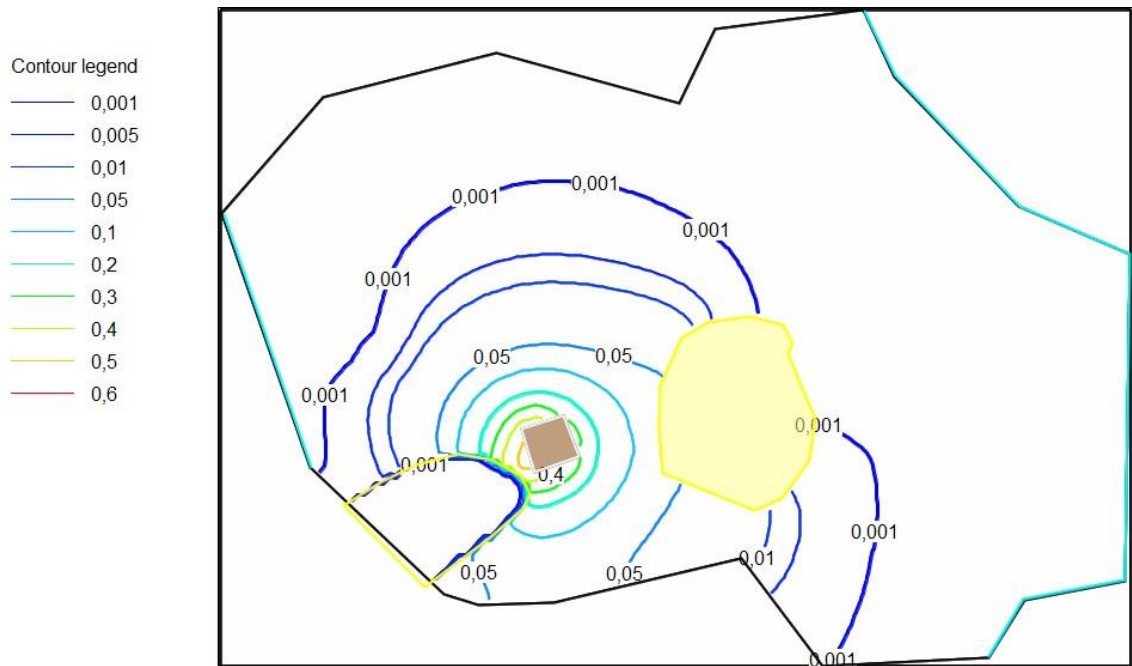


Fig. 6.13 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do armazenamento específico

A dispersão é praticamente igual à do estudo base, assim como a grandeza da subsidência. O aumento do valor máximo calculado é de 0,07%.

A variação do valor máximo, assim como os resultados visuais, indicam como praticamente insignificantes as alterações provocadas pela diminuição de uma ordem de grandeza do armazenamento específico no cálculo.

Na Fig. 6.14 apresenta-se a subsidência para um aumento do armazenamento específico para 10^{-4} m^{-1} .

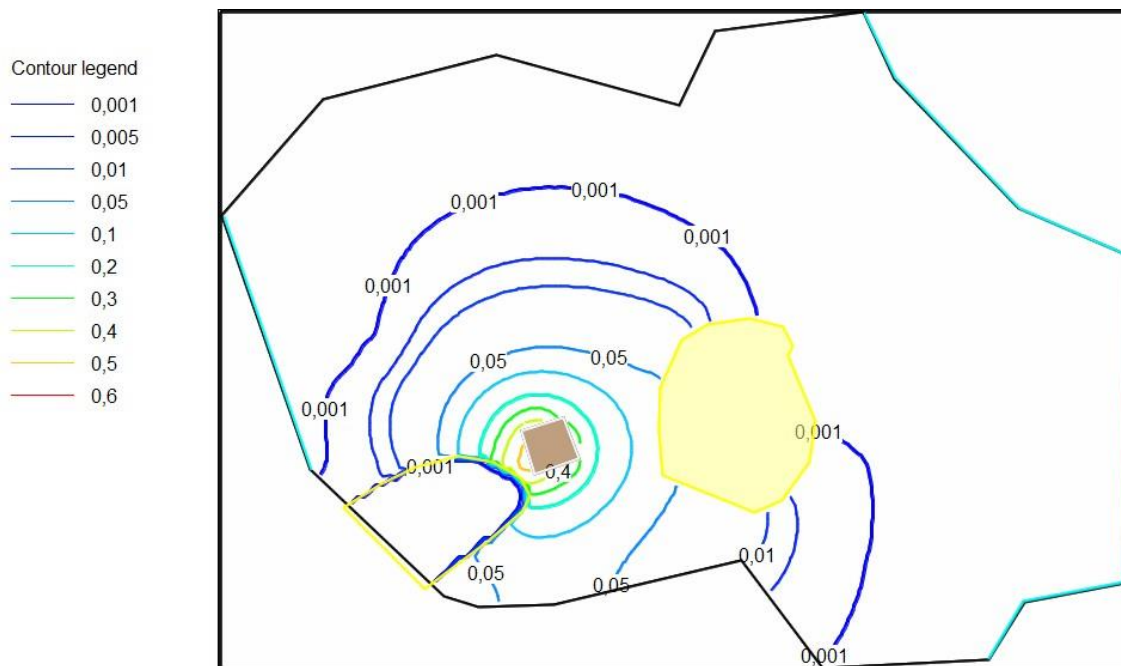


Fig. 6.14 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do armazenamento específico

A grandeza e a dispersão são, tal como na situação estudada anteriormente, praticamente as mesmas do estudo base. O valor máximo calculado é de 53,8 cm, estando 0,71% abaixo do valor do estudo base.

Nota-se novamente pouca influência deste parâmetro para a variação definida do seu valor.

Por fim, apresentam-se os perfis transversais da subsidência para os dois casos na Fig. 6.15.

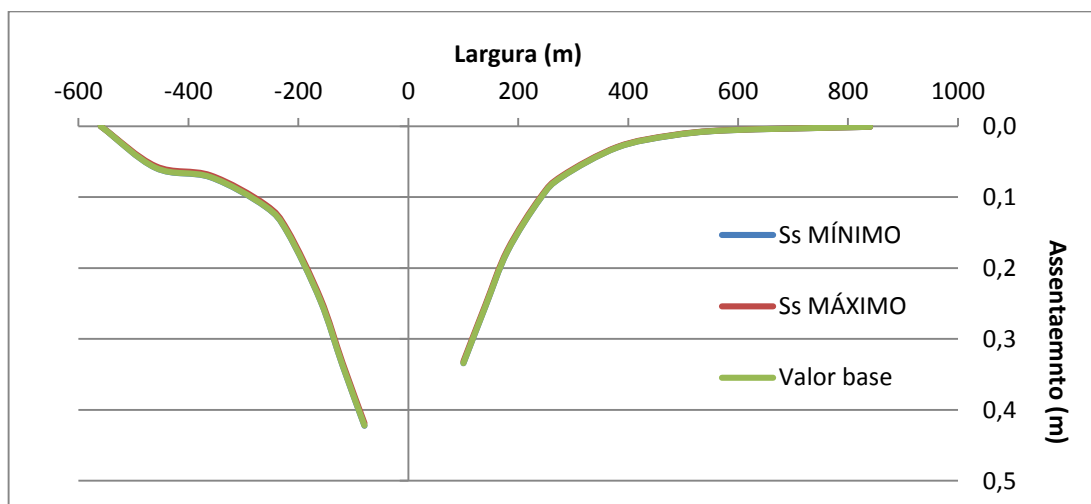


Fig. 6.15 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de armazenamento específico

As curvas são praticamente coincidentes uma com a outra e com a curva do valor base deste coeficiente.

Como conclusão, para a variação definida deste parâmetro de uma ordem de grandeza, não se revela uma grande influência nos valores de assentamento à superfície.

6.4. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE

6.4.1. PREÂMBULO

O índice de compressibilidade é um parâmetro definido apenas para o estrato compressível de argila mole. Quanto maior for o seu valor, maior será, em princípio, o assentamento à superfície do terreno.

Quadro 11 – Valores mínimo e máximo do índice de compressibilidade

Valor base	Valor Mínimo	Valor Máximo
1,95	0,95	2,95

Para verificação desta ideia e avaliação da sua influência, será variado o valor base em uma unidade para comparação de resultados numa amplitude considerável.

6.4.2. SUBSIDÊNCIA

Na Fig. 6.16 é possível observar os resultados de subsidência numa vista superior do modelo para uma redução do valor do índice de compressibilidade para 0,95.

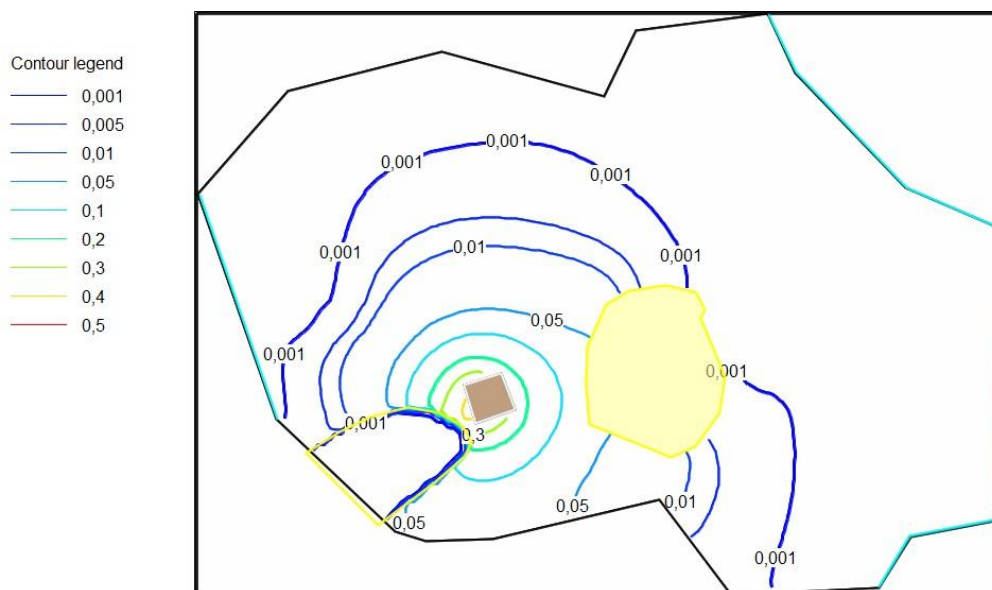


Fig. 6.16 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do índice de compressibilidade

A figura mostra um aumento ligeiro da área de incidência, com uma redução mais significativa da grandeza do assentamento. O valor máximo calculado tem o valor de 42,3 cm, 22% abaixo do valor do estudo base.

Neste caso, os resultados indiciam um mesmo comportamento do que sucedeu com uma diminuição do coeficiente de permeabilidade (caso K2.1 em 6.2.3). A consolidação do estrato 2, que começa junto à

escavação (onde a rede de fluxo criada é mais intensa), parece ser alargada pela baixa compressibilidade da argila não permitir que esta se mantenha apenas nessa zona, ainda que numa proporção bastante ligeira.

A Fig. 6.17 mostra uma vista em planta análoga à do caso anterior, mas com índice de compressibilidade de valor 2,95.

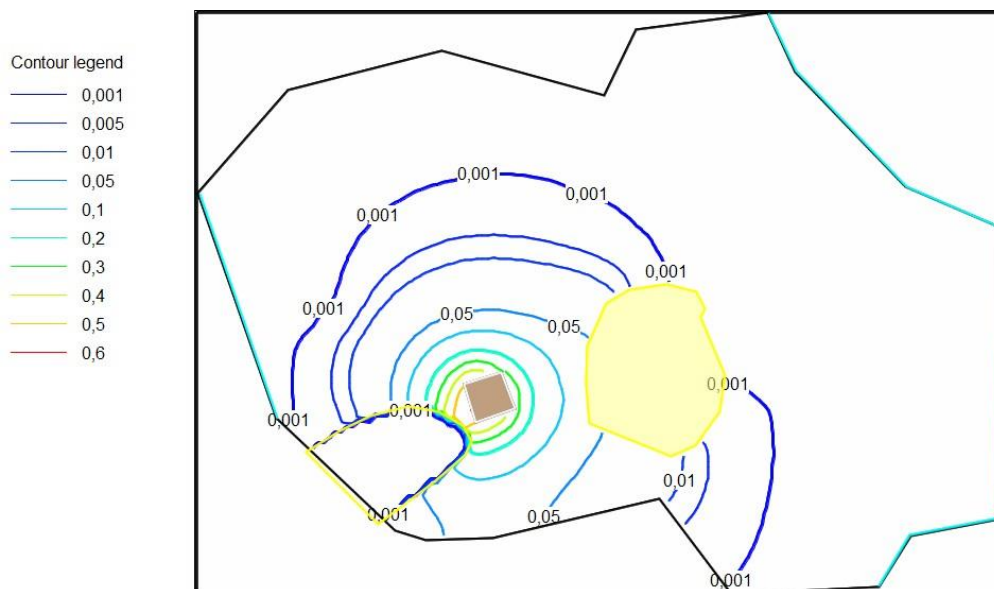


Fig. 6.17 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do índice de compressibilidade

O aumento do valor máximo calculado em relação ao do estudo base é de quase 11%, chegando ao valor de 60,1 cm. A dispersão é praticamente a mesma do estudo base com a grandeza na proximidade da escavação a aumentar.

Pela mesma lógica usada para o caso anterior, o aumento da compressibilidade da argila parece fazer com que a rede de fluxo criada pela diferença de carga hidráulica não seja “obrigada” a alargar a sua área de influência, aumentando a dispersão do assentamento à superfície. Se a argila é mais compressível e não será necessário aumentar essa área, o assentamento na mesma terá valores maiores como consequência.

A Fig. 6.18 mostra os perfis transversais de subsidência no sentido Sul-Norte para a variação deste índice.

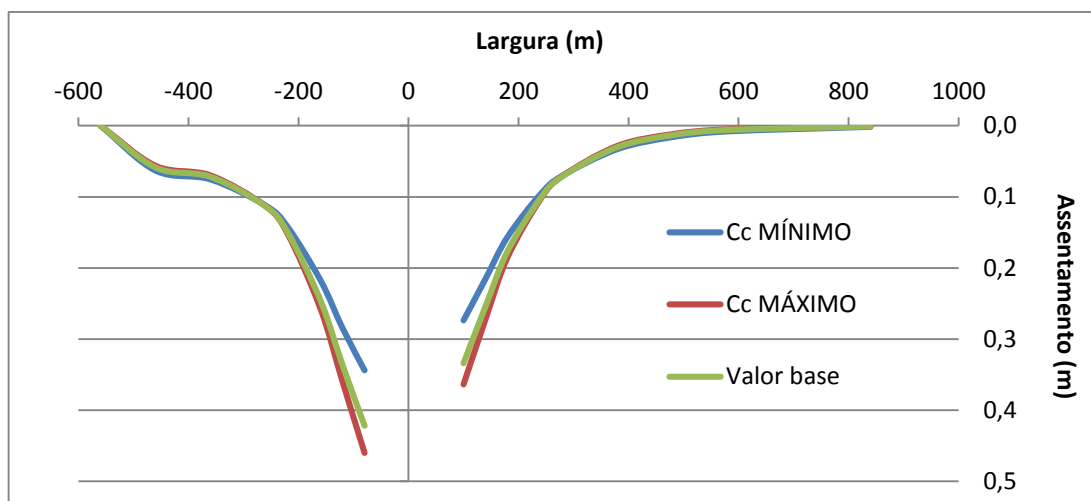


Fig. 6.18 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de índice de compressibilidade

As curvas são praticamente coincidentes até próximo da escavação (a cerca de 200 m do centro da mesma) onde se separam e aumentam substancialmente os seus declives, tendo o índice de compressibilidade máximo o valor mais elevado no final.

De facto a variação de compressibilidade tem resultados de valores importantes, ainda que com uma influência apenas nas proximidades da escavação.

6.5. INFLUÊNCIA DO ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL

6.5.1. PREÂMBULO

O índice de vazios vai sendo reduzido no processo de consolidação, como foi visto nos resultados do estudo base. Já o índice de vazios inicial funciona inversamente em relação ao assentamento. Quanto maior o seu valor, menor será expectável o assentamento.

Quadro 12 – Valores mínimo e máximo do índice de vazios inicial

Valor base	Valor Mínimo	Valor Máximo
2,92	1,92	3,92

Para verificar esta tendência é feito variar o valor base deste índice, que apenas se aplica ao estrato 2, em uma unidade e analisados os resultados.

6.5.2. SUBSIDÊNCIA

A Fig. 6.19 mostra a subsidência para o valor de 1,92 do índice de vazios.

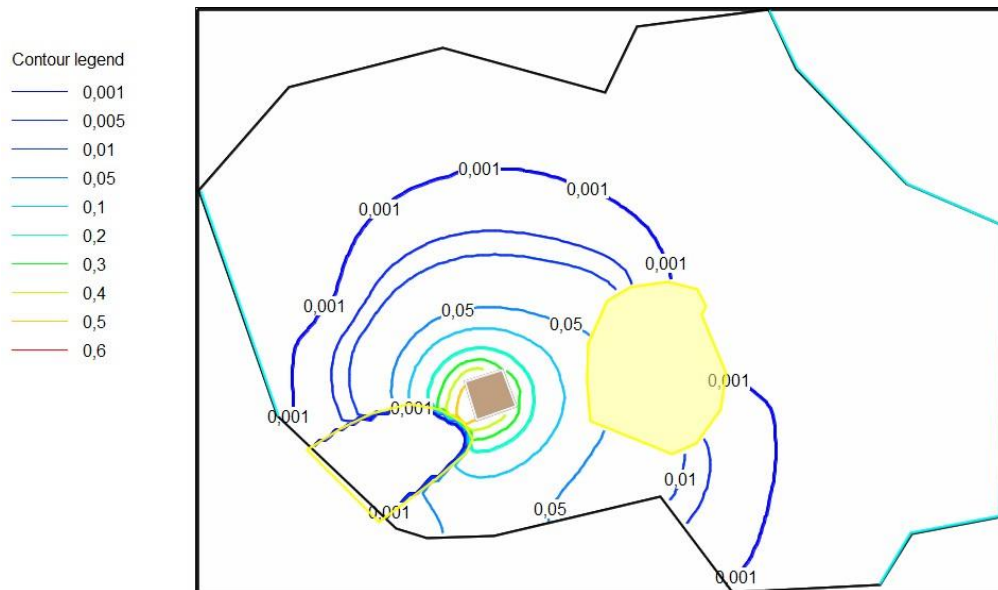


Fig. 6.19 - Vista em planta da subsidência para o valor mínimo do índice de vazios inicial

A dispersão é praticamente igual àquela observada no estudo base, sendo que a grandeza nas proximidades da escavação é superior. O valor máximo calculado teve um aumento de 7,9% para 58,5 cm em relação ao mesmo estudo.

Tal como introduzido, o índice de vazios inicial revela, de facto, uma proporcionalidade inversa com o assentamento por consolidação.

A Fig. 6.20 mostra uma vista superior da subsidência para o índice de vazios máximo definido.

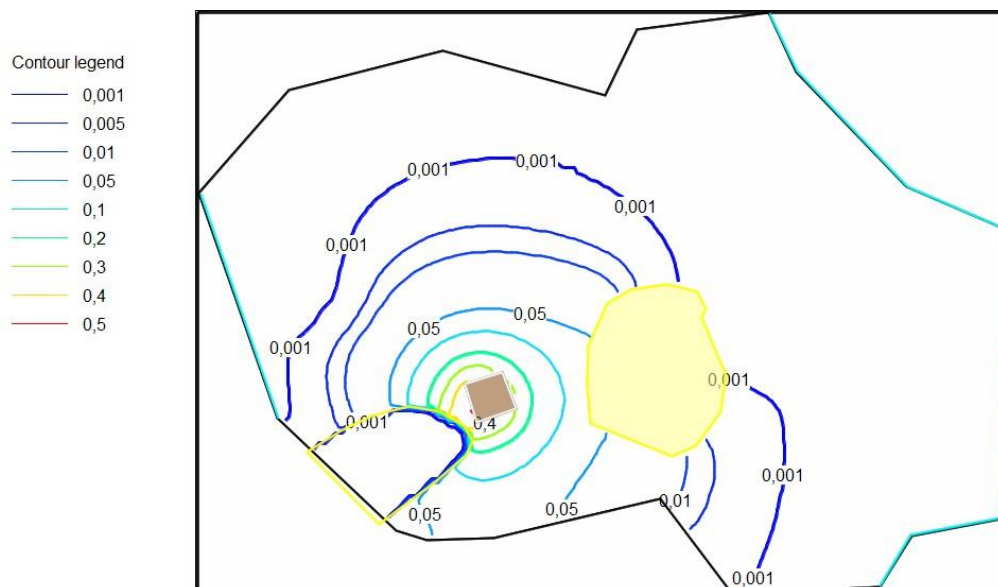


Fig. 6.20 - Vista em planta da subsidência para o valor máximo do índice de vazios inicial

A dispersão mantém-se novamente, sendo que a grandeza volta a variar apenas nas proximidades da escavação. Essa variação é para valores de assentamento inferiores nessa zona, com a variação do assentamento máximo calculado a registar cerca de 7% a menos, ficando pelo valor de 50,5 cm.

Na Fig. 6.21 apresentam-se os perfis transversais de assentamento à superfície para a variação de índice de vazios inicial.

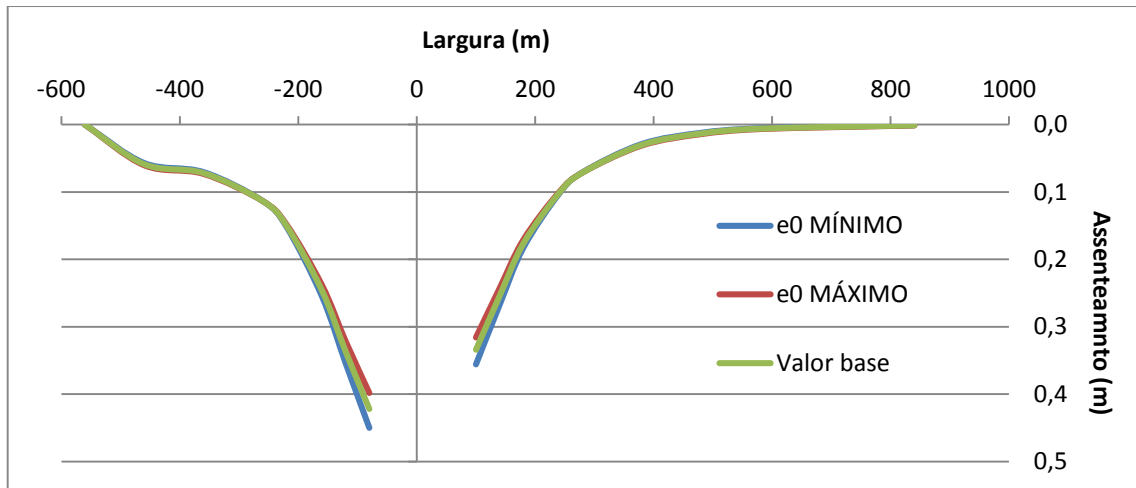


Fig. 6.21 - Perfil transversal da subsidência para os valores mínimo e máximo de índice de vazios inicial

As curvas são praticamente coincidentes ao longo de todo o comprimento, estabelecendo uma pequena diferença já muito próximo da escavação. Confirmam, contudo, a relação com o índice de compressibilidade pelas semelhanças entre os perfis apresentados, apesar de os resultados serem opostos no que diz respeito aos estratos, como expectável.

Em relação aos princípios enunciados no Capítulo 2, convém notar que esta relação entre índice de compressibilidade e índice de vazios inicial faz parte da estimativa do assentamento por consolidação (equação 2.8) na forma

$$\frac{C_c}{1 + e_0}$$

Ora, no que diz respeito a estratos normalmente consolidados ou ligeiramente consolidados (como é o caso em estudo), esta razão não apresenta uma variação muito acentuada no processo de consolidação. (Fernandes, 2006) Assim, tendo em conta os resultados observados e considerada esta razão como constante, pode-se concluir que, embora a subsidência não apresente grandes alterações para o período de estudo de dois anos, o potencial do assentamento por consolidação, para um aumento do índice de compressibilidade ou diminuição do índice de vazios inicial, é maior e, por esta lógica, os seus efeitos deverão ter uma repercussão com maior incidência para períodos de estudo mais longos.

7

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

Depois de apresentados e analisados os resultados do cálculo a partir da ferramenta numérica utilizada, apresentam-se agora as conclusões obtidas.

Em primeiro lugar, relacionando os resultados obtidos com os princípios enunciados no Capítulo 2, pode-se concluir que estes se verificaram, com especial ênfase para a formação de excessos de pressão neutra inicial de forma triangular no estrato compressível. Os resultados de carga hidráulica mostraram este facto de forma direta e visível. No entanto, a discretização por camadas do estrato argiloso mostra, através dos resultados da consolidação e variação do índice de vazios deste, uma variação em profundidade que também confirma este princípio de forma indireta, sendo que a primeira aumenta em profundidade e na segunda acontece o oposto pelos gradientes hidráulicos serem bastante maiores na fronteira drenante inferior quando começa a consolidação.

Em segundo lugar, a subsidência, resultado principal deste trabalho, tem duas componentes que a permitem caracterizar: grandeza e dispersão.

Em relação à dispersão nota-se uma tendência clara de aumento da subsidência nas proximidades da escavação, particularmente no raio de 200 metros em relação ao centro da obra, como já referido. A subsidência mínima tende a estabilizar nas zonas mais distantes da obra e quanto mais perto, mais se agudiza a subsidência.

No que diz respeito à grandeza, em áreas edificadas, os assentamentos totais admissíveis para estruturas de alvenaria, no caso de o assentamento não ser uniforme, rondam os 2,5 a 5 cm, sendo que para estruturas porticadas deverão rondar os 5 a 10 cm. (Sowers, 1962) Se comparados estes valores admissíveis com os valores obtidos para o caso de estudo, é possível concluir que os assentamentos tornam-se problemáticos a partir dos 4 meses de obra, sendo a zona de maior preocupação o raio de 200 metros em relação ao centro da escavação. A sua evolução é sempre no sentido desfavorável em relação à estabilidade das edificações vizinhas e a variação verificada entre os momentos observados na Fase 2 e na Fase 3 da simulação são muito alarmantes.

No ponto 1.1 reportou-se a ocorrência de um “escorregamento” de 5 cm de um edifício. Com os dados agora disponíveis e sabendo que esta ocorrência se deu 4 meses após o início da obra (G1, 2009b), confirma-se a plausibilidade de os danos verificados se deverem à mesma.

No entanto, outro resultado específico é apresentado como complemento.

O caso da igreja que teve de ser submetida a obras de reparação, mencionado no Capítulo 1, fornece informação prática acerca deste estudo.

Na Fig. 7.1 mostra-se uma vista em planta do modelo com a localização da igreja (retângulo a Norte da obra). É possível observar que esta intersecta seis células do modelo simulado. Para estas seis células é estudada a evolução da subsidência em duas linhas horizontais de três células: a linha mais próxima da obra e a linha adjacente a Norte desta.

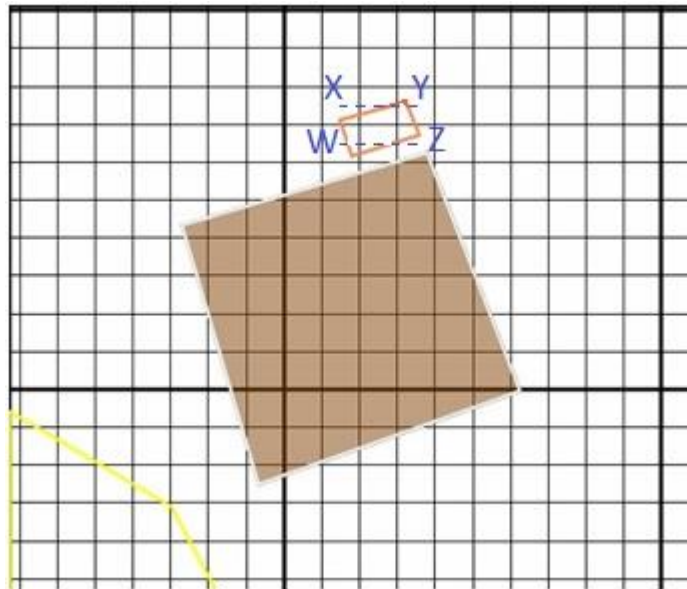


Fig. 7.1 - Vista em planta da localização da igreja (linha de cor vermelha) adjacente à escavação no modelo criado

Assim, para a linha de três células mais próxima da obra (WZ), os assentamentos para os diversos momentos do caso de estudo são apresentados na Fig. 7.2.

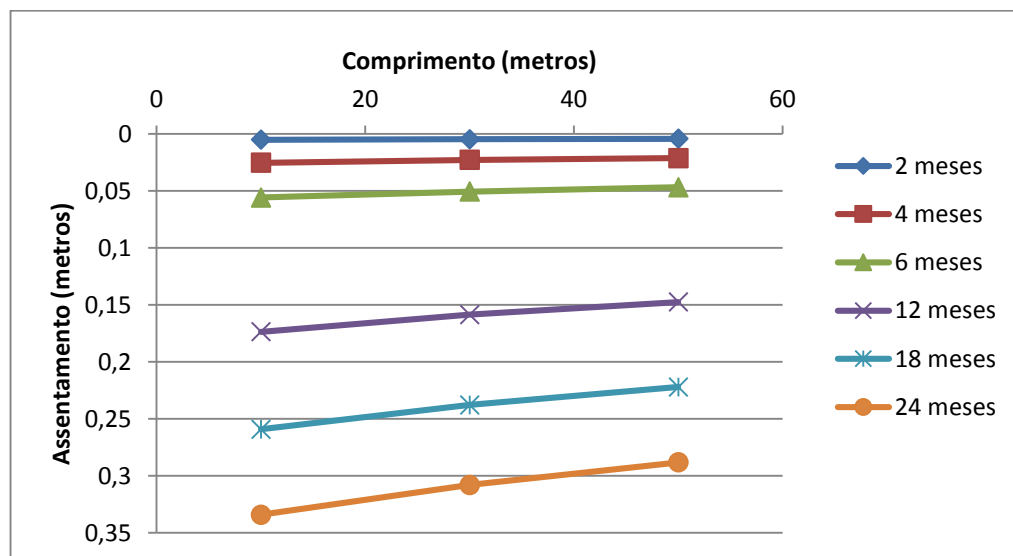


Fig. 7.2 – Assentamento da linha horizontal de três células da igreja mais próxima da obra (WZ)

O mesmo tipo de resultados é apresentado na Fig. 7.3 para a linha adjacente a Norte (XY).

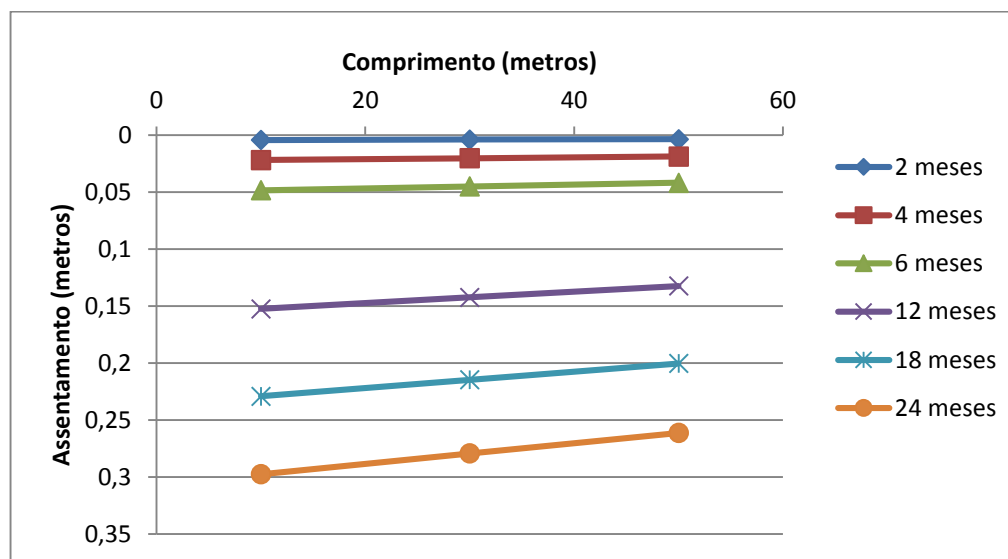


Fig. 7.3 – Assentamento da linha horizontal de três células da igreja mais distante da obra (XY)

A observação das figuras apresentadas permite verificar um aumento de assentamento com o decorrer da obra, como tinha sido verificado anteriormente. Em ambas as linhas se denota um assentamento maior do lado Oeste.

A forma dos assentamentos favorece uma rotação do edifício, pelos assentamentos diferenciais não serem muito elevados. No entanto, deve ser tido em conta que o tamanho das células do modelo (20 por 20 metros) não fornece o maior rigor na aproximação à realidade em relação a assentamentos diferenciais.

De qualquer forma, para o momento em que se verificaram os problemas na estrutura (4 meses), o seu valor rondaria os 2 cm, numa estrutura que se presume de alvenaria pela sua antiguidade. Contudo, mais relevante do que isto é o potencial de subsidência demonstrado pela evolução no resto da simulação para este local e o facto de a igreja ter sido reparada. A coincidência entre resultados simulados neste estudo e o que se passou na realidade leva a crer que poderão estar, de facto, relacionados diretamente.

Pode ainda ser considerado o valor da razão de deflexão (ou assentamento relativo) calculado a partir dos valores de assentamento apresentados nas figuras anteriores, que não é mais do que a razão da diferença de assentamento entre dois pontos pela distância entre os mesmos. Os critérios conhecidos apresentam valores máximos deste parâmetro num edifício de alvenaria, como a igreja analisada, de 1/1500. (ASCE, 1994) Assim, ao fim de 24 meses, obtêm-se valores da ordem de 1/1000 para quaisquer pares de pontos observados, o que se mostra preocupante.

O estudo paramétrico revela, no entanto, informações que apelam à reserva em relação a conclusões definitivas. O coeficiente de permeabilidade mostra uma influência em relação aos resultados extremamente importante, principalmente no que diz respeito ao estrato onde se encontra o fundo da escavação (estrato 4), havendo também resultados particulares em relação aos estratos 2 e 3. Já o índice de compressibilidade e o índice de vazios inicial encontram-se relacionados de forma inversa, com influência expectável mais evidente a longo prazo.

Assim, as dificuldades encontradas para um maior rigor no estudo e obtenção de resultados fiáveis estão sobretudo associadas à parametrização, principalmente a permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro que, mesmo recorrendo a ensaios *in situ*, é de difícil rigor. Ora, tendo em conta que os valores desse parâmetro são obtidos de bibliografia geral e que a sua influência no modelo simulado, determinada a partir do estudo paramétrico, é muito grande, ficam demonstradas as razões para tais reservas.

Em suma, o objetivo proposto neste trabalho é averiguar se a obra foi ou não a causadora dos danos nos edifícios envolventes. A partir do estudo efetuado e das conclusões obtidas, pode-se concluir que a estratigrafia existente no local tem um potencial de subsidência que facilmente causa assentamentos de grandeza considerável nas zonas mais próximas da obra e que é plausível que esta seja a causa dos danos ocorridos em edificações vizinhas.

Finalmente, em relação ao outro objetivo deste trabalho, o ModelMuse apresentou algumas dificuldades inerentes ao facto de ainda se encontrar em desenvolvimento, nomeadamente no que diz respeito à exportação de resultados. Os perfis apresentados ao longo do trabalho foram obtidos ponto a ponto e a retirada de imagens do programa é pouco prática. Contudo, a amplitude de ferramentas de simulação de fluxo no solo é muito vasta. Quanto ao funcionamento da subrotina utilizada, a base teórica é correspondente com o esperado, necessitando, no entanto, de comparação dos resultados com outros programas similares.

7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Este trabalho pode ser visto como uma base para a utilização do recente interface gráfico utilizado através de um caso de estudo prático. No entanto, o recurso a ensaios para a caracterização mais rigorosa do solo é um procedimento que deve ser adotado, já que permite uma melhor definição dos parâmetros usados para o cálculo.

A variação da carga hidráulica com paragens da bombagem até ao restabelecimento da carga hidráulica inicial é outra hipótese possível para tornar este estudo mais completo.

Deve ainda atender-se à importância da consolidação secundária não considerada neste estudo, mas com implicações importantes que complementam um trabalho deste tipo.

Pode ainda fazer-se um estudo comparado num programa de cálculo numérico com análise mecânica e hidráulica acoplada, como o PLAXIS, Codebright – Upc, etc..

Por fim, e de modo a evitar que possíveis situações similares ocorram, fica uma reflexão para que as obras com grandes escavações em meio urbano tenham um estudo cuidado das características geológico-geotécnicas do local onde se inserem, bem como dos edifícios existentes do meio envolvente, de forma a evitar que situações de risco se verifiquem nessas edificações e afetem o bem-estar da população.

BIBLIOGRAFIA

- ASCE - Settlement Analysis. USA: U.S. Army Corps of Engineers, 1994.
- Chagas, S. - Obra Centro Empresarial Senado - em 18 dezembro 2009.MPG. 2009. Disponível em WWW: <<http://youtube.com/watch?v=iLLO9h5yFBI>>.
- Craig, R. F. - Craig's Soil Mechanics. Londres, Reino Unido: Spon Press, 2005.
- Fernandes, M. d. M. - Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais. 1ª Edição. Porto, Portugal: FEUP edições, 2006.
- Fernandes, M. d. M. - Mecânica dos Solos, Introdução à Engenharia Geotécnica. 2ª Edição. Porto, Portugal: FEUP edições, 2011.
- Freitas, C. - Rachaduras em prédio no Centro foram causadas por obra, diz Crea. 2009. Disponível em WWW: <<http://extra.globo.com/noticias/rio/rachaduras-em-predio-no-centro-foram-causadas-por-obra-diz-crea-387818.html>>.
- G1 - Defesa Civil interdita mais quatro imóveis na Rua dos Inválidos. 2009a. Disponível em WWW: <<http://g1.globo.com/Noticias/Rio/0,,MUL1410064-5606,00-DEFESA+CIVIL+INTERDITA+MAIS+QUATRO+IMOVEIS+NA+RUA+DOS+INVALIDOS.html>>.
- G1 - Defesa Civil libera construções vizinhas a prédio com rachaduras. 2009b. Disponível em WWW: <<http://g1.globo.com/Noticias/Rio/0,,MUL1412412-5606,00-DEFESA+CIVIL+LIBERA+CONSTRUcoes+VIZINHAS+A+PREDIO+COM+RACHADURAS.html>>.
- Geotechdata.info - Soil permeability coefficient. 2013. Disponível em WWW: <<http://geotechdata.info/parameter/permeability.html>>.
- Google - Google Earth. 7.1.2.2041. Google Inc., 2013.
- Harbaugh, A. W. - U.S. Geological Survey Techniques and Methods. Reston, Virginia, Estados Unidos da América: U.S. Geological Survey, 2005. 16 - MODFLOW-2005, The U.S. Geological Survey modular ground-water model - the Ground-Water Flow Process.

- Jacob, C. E. - On the flow of water in an elastic artesian aquifer. *Am. Geophys. Union Trans.* Vol. 2. (1940). p. 574-586.
- Johnson, A. I. - Land Subsidence. Houston, Texas, Estados Unidos da América: International Association Of Hydrological Sciences, 1991.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. - Soil Mechanics. Nova Iorque, Estados Unidos da América: John Wiley and Sons, 1969.
- Leake, S. A.; Galloway, D. L. - U.S. Geological Survey, Techniques and Methods. Reston, Virgínia, Estados Unidos da América: U.S. Geological Survey, 2007. 23 - MODFLOW ground-water model - User guide to the Subsidence and Aquifer-System Compaction Package (SUB-WT) for water-table aquifers.
- Leake, S. A.; Prudic, D. E. - U.S. Geological Survey, 1991. - Documentation of a computer program to simulate aquifer-system compaction using the modular finite-difference ground-water flow model.
- Meinzer, O. E.; Hard, H. A. - The artesian-water supply of the Dakota sandstone in North Dakota with special reference to the Edgeley quadrangle. *U.S. Geol. Survey Water-Supply Paper 520-E*. (1925). p. 73-95.
- Poland, J. F. - Guidebook to studies of land subsidence due to ground-water withdrawal. Paris: UNESCO, 1984.
- Poland, J. F.; Davis, G. H. - Land subsidence due to withdrawal of fluids. Geol. Soc. America, 1969.
- Riley, F. S. - Analysis of borehole extensometer data from central California. Tison, L. J.: Internat. Assoc. Sci. Hydrology, 1969.
- RockWare - Rockworks. 2013.2.19. RockWare Incorporated, 2013.
- Sowers, G. F. - Foundation Engineering. New York, N.Y.: McGraw-Hill, Inc, 1962. 6 - Shallow foundations.
- Terzaghi, K. - Principles of soil mechanics: IV, Settlement and consolidation of clay. *Eng. News-Rec.* (1925). p. 874-878.
- Terzaghi, K. - Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.

- Terzaghi, K.; Peck, R. B.; Mesri, G. - Soil Mechanics in Engineering Practice. Nova Iorque, Estados Unidos da América: Wiley-Interscience, 1996.
- Theis, C. V. - The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. *Am. Geophys. Union Trans.* Vol. 16. (1938). p. 519-524.
- Winston, R. B. - U.S. Geological Survey Techniques and Methods. Reston, Virgínia, Estados Unidos da América: U.S. Geological Survey, 2009. 29 - ModelMuse - A graphical user interface for MODFLOW–2005 and PHAST.
- Zhang, L. - A Model for Transient Three-Dimensional Underground Deformation in Response to Groundwater Pumpage. Universidade de Morgan State, 2009.