



M 2017

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

VERIFICAÇÃO NUMÉRICA DA SEGURANÇA DO FUNDO DE ENSCADEIRAS

CLÁUDIA FILIPA DIAS LOURENÇO

DISSERTAÇÃO DE Mestrado APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – Mestrado Integrado em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia

VERIFICAÇÃO NUMÉRICA DA SEGURANÇA DO FUNDO DE ENSECADEIRAS

CLÁUDIA FILIPA DIAS LOURENÇO

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

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de
Lima

Coorientador: Professor Doutor Paulo Lopes Pinto

JUNHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ 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 +351-22-508 1440

✉ 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 - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

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.

Ao meu avô,

“Não sou nada.

Nunca serei nada.

Não posso querer ser nada.

À parte isso, tenho em mim todos os sonhos do mundo.”

Álvaro de Campos

AGRADECIMENTOS

Com a conclusão desta dissertação, que representa o culminar destes cinco anos, não poderia deixar de agradecer ao Professor Doutor António Campos e Matos, pela oportunidade que me deu ao vivenciar esta experiência num ambiente diferente e por ter sido uma inspiração durante as aulas práticas de Mecânica dos Solos, que me motivaram a optar pela especialização em Geotecnia.

A todos os membros da GEG pela simpatia e prontidão, especialmente ao Engenheiro Sérgio Cunha pela ajuda no desencadear deste processo.

Ao Professor Doutor Paulo Pinto pela extrema paciência e disponibilidade constante em tirar dúvidas (por mais ridículas que tenham sido), por alargar os horizontes relativamente a como se faz Engenharia Civil e pela partilha vasta de conhecimentos.

Ao Professor Engenheiro Celso Lima por sempre se mostrar receptivo a ajudar e sempre rigoroso com a forma como o trabalho era apresentado e explicado.

A todos os professores que nestes cinco anos partilharam o seu conhecimento, fazendo de nós melhores Engenheiros. Aos docentes de Geotecnia um especial e enorme agradecimento pela boa disposição, paciência infinita e incentivo contínuo durante este ano.

Aos “Geolindos” pelas vivências partilhadas neste ano complicado sem tempo para respirar, pelo alento nas horas mais negras e pelo companheirismo sempre presente na melhor sala da FEUP.

Ao Francisco Miguel por ainda me aturar, por todo o apoio, paciência, amor e carinho que ainda tem disponível e por me inspirar todos os dias a ser uma pessoa melhor.

À Beatriz e à Mariana, as minhas companheiras de guerra e melhores “migaschiqs” que podia ter pedido, que estiveram sempre presentes nos melhores e nos piores momentos durante estes cinco anos.

Aos meus amigos e melhores explicadores de sempre, que percorreram comigo este caminho atribulado sempre com um sorriso na cara de que tudo iria correr bem.

Um muito obrigado à minha família, especialmente aos meus avós que sempre me ensinaram que o trabalho duro dá frutos. Aos meus pais, por me terem proporcionado esta experiência incrível. À Ana, a melhor irmã que podia ter pedido, que me ensinou que a paciência é uma virtude. Ao Pedro, o amigo de todas as horas que ainda me atura passado estes anos todos. E aos meus tios que têm o maior coração do Mundo, e que sempre me apoiaram.

RESUMO

No processo de dimensionamento de estruturas geotécnicas de suporte de escavações em que a base se encontra abaixo do nível freático, como é o caso das ensecadeiras, a verificação à rotura hidráulica é uma verificação importante para garantir a estabilidade e a segurança da estrutura. Existem, no entanto, dificuldades relativamente ao cálculo das ações associadas às pressões da água, visto ser um parâmetro ao qual estão associadas mudanças e incertezas, podendo ter grandes consequências quando os fatores de segurança não são aplicados de forma consistente.

Assim, no presente trabalho, com o objetivo de aumentar a confiabilidade dos resultados para este tipo de verificação, estudaram-se dois modelos de ensecadeiras através da abordagem analítica ou tradicional, do Eurocódigo 7 e da modelação numérica (bidimensional e tridimensional através dos programas RS² e RS³ da Rocscience).

Os dois modelos estudados dizem respeito a um caso de estudo e a um modelo, ambos compostos por cortinas multi-escoradas, em solo arenoso, onde se analisou a instabilidade hidráulica (levantamento hidráulico e erosão interna), de modo a perceber a influência, variando em cada análise um parâmetro, no cálculo desta verificação.

No final, compararam-se os resultados retirados das diferentes análises, verificando quais os parâmetros que influenciaram, principalmente, a verificação à rotura hidráulica, com o intuito de perceber qual a melhor metodologia para a estimativa destas verificações, onde são consideradas as ações da água.

PALAVRAS-CHAVE: ensecadeira, instabilidade hidráulica, fatores de segurança, Eurocódigo 7, modelação numérica

ABSTRACT

In the dimensioning process of geotechnical structures supporting excavations, with their base below the ground water table, such as cofferdams, it is extremely important to verify the safety against hydraulic failure, which is a fundamental requirement to guarantee structural stability and safety. In this process, there are difficulties when it comes to calculating the actions associated with water pressure, since it is a parameter whose changes and uncertainties are associated and it can have great consequences when the safety factors are not applied consistently.

Therefore, in this work, whose the objective was to raise the trustworthiness of the results for this kind of verifications, two models of cofferdams were studied through analytical or traditional analysis, Eurocode 7 and numerical modeling (bidimensional and tridimensional via Rocscience RS² and RS³ programs).

The two models that were studied refer to a study case and a model, both formed by braced excavations, in sandy soil, where hydraulic instability was analyzed (heave and quick condition), in such a way as to understand the influence, changing in every analysis conducted one parameter, in the verification calculation.

In conclusion, the results from the different analysis were compared, verifying which parameters they influenced, mainly, the hydraulic failure, with the objective of understanding which is the best methodology to estimate these verifications, where the water actions are considered.

KEYWORDS: cofferdam, hydraulic instability, security factors, Eurocode 7, numerical modeling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ESTRUTURA	2
2. ENQUADRAMENTO	3
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO.....	3
2.2. LEVANTAMENTO HIDRÁULICO	3
2.3. EROÇÃO INTERNA.....	4
2.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO HIDRÁULICO	5
2.4.1. VERIFICAÇÃO USANDO O VALOR DE CÁLCULO DA PRESSÃO DA ÁGUA DOS POROS E DA TENSÃO TOTAL VERTICAL NA BASE DA CORTINA.....	6
2.4.2. VERIFICAÇÃO USANDO O VALOR DE CÁLCULO DA FORÇA VERTICAL DE PERCOLAÇÃO E DO PESO SUBMERSO NA COLUNA.....	7
2.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO GLOBAL (FLUTUAÇÃO)	7
2.6. PROBLEMAS RELACIONADOS COM O CÁLCULO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS ASSOCIADOS À INSTABILIDADE HIDRÁULICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7	9
2.7. INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO DO SOLO E DA POSIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO (ESTUDO PARAMÉTRICO DE UMA CORTINA MULTI-ESCORADA)	10
2.7.1. INTRODUÇÃO	10
2.7.2. CONTEXTUALIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	11
2.7.3. GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO	11
2.7.4. DISPOSITIVOS EXPERIMENTAIS	11
2.7.5. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA CORTINA	12
2.7.5.1. Modelação Numérica.....	12
2.7.5.2. Medições	13
2.7.5.3. Alteração do comportamento do solo.....	13
2.7.5.4. Alteração da posição do nível freático	14

2.8. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA (ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO DE UMA CORTINA MULTI-ESCORADA)	14
2.8.1. GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO	14
2.8.2. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	15
2.8.3. MODELO NUMÉRICO	16
2.8.4. VALIDAÇÃO DO MODELO	16
2.8.5. EFEITO DA COMPRIMENTO DA FICHA	17
2.9. ENSAIO LEFRANC	18
2.9.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO	18
2.9.2. DIFICULDADES DO ENSAIO	19
2.10. ENSAIOS SPT	20
2.10.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO	20
2.10.2. INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO	20
3. FUNCIONAMENTO DOS PROGRAMAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA	23
3.1. BREVE DESCRIÇÃO	23
3.2. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	23
3.3. CONFIGURAÇÕES GERAIS DOS MODELOS A ANALISAR	24
3.3.1. TIPO DE ANÁLISE	24
3.3.2. ACOPLAMENTO SÓLIDO-FLUÍDO	24
3.3.3. TIPO DE CÁLCULO	24
3.3.4. ANÁLISE DAS TENSÕES	25
3.3.5. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO	25
3.3.6. ESTADO DE TENSÃO INICIAL	26
3.3.7. MALHA	26
3.3.8. PROPRIEDADES DA CORTINA (INTERFACE ESTRUTURAL)	27
3.3.9. PROPRIEDADES DAS ESCORAS	28
3.3.10. PROPRIEDADES DO SOLO	28
4. MODELO: CORTINA MULTI-ESCORADA (ANÁLISE DE TRÊS CENÁRIOS DISTINTOS)	31
4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO	31
4.2. PARÂMETROS A MEDIR	32
4.3. MODELO NUMÉRICO	33

4.4. CENÁRIO 1	34
4.4.1. EVOLUÇÃO DA CARGA TOTAL E DO CAUDAL PERCOLADO COM A SUBIDA DO NÍVEL FREÁTICO	35
4.4.2. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA	37
4.4.3. VERIFICAÇÃO DO LEVANTAMENTO HIDRÁULICO COM O AUMENTO DA DISTÂNCIA ENTRE CORTINAS	41
4.4.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO HIDRÁULICO	45
4.4.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 COM OS VALORES RETIRADOS DO PROGRAMA (LEVANTAMENTO HIDRÁULICO)	46
4.4.6. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	48
4.4.6.1. Análise da plastificação	48
4.4.6.2. Deslocamentos horizontais na cortina	50
4.4.6.3. Deslocamentos verticais à superfície	51
4.4.6.4. Deslocamento horizontais à superfície	53
4.4.6.5. Levantamentos no fundo de escavação em função da fase	55
4.4.7. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO FUNDO DE ESCAVAÇÃO EM FUNÇÃO DA POSIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO	57
4.5. CENÁRIO 2	58
4.5.1. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA	59
4.5.2. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	61
4.6. CENÁRIO 3	61
4.6.1. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA	62
4.6.2. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	63
4.6.3. CAUDAL PERCOLADO	64
4.6.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO GLOBAL (FLUTUAÇÃO)	65
4.6.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 COM OS VALORES RETIRADOS DO PROGRAMA (LEVANTAMENTO GLOBAL)	66
5. CASO DE ESTUDO: ENSECADEIRA EM TERRENO ARENOSO COM CORTINA MULTI-ESCORADA	69
5.1. BREVE DESCRIÇÃO	69
5.2. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS	70
5.2.1. ENSAIOS SPT E CORTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	70
5.2.2. ENSAIO LEFRANC	72
5.3. ZONAMENTOS A CONSIDERAR NO MODELO	75
5.4. MODELO DO PROBLEMA E PARÂMETROS A MEDIR	75

5.5. MODELO NUMÉRICO	77
5.6. SECÇÃO 1	79
5.6.1. ESFORÇOS NA CORTINA	79
5.6.2. CAUDAL PERCOLADO.....	80
5.6.3. INSTABILIDADE HIDRÁULICA.....	81
5.6.4. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO	82
5.6.5. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA	83
5.6.5.1. Esforços na cortina.....	83
5.6.5.2. Caudal percolado	84
5.6.5.3. Instabilidade hidráulica.....	85
5.6.5.4. Levantamento no fundo de escavação	86
5.6.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE DE TENSÕES.....	87
5.7. SECÇÃO 2.....	88
5.7.1. ESFORÇOS NA CORTINA	89
5.7.2. CAUDAL PERCOLADO.....	90
5.7.3. INSTABILIDADE HIDRÁULICA.....	90
5.7.4. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO	91
5.7.5. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA	92
5.7.5.1 Esforços na cortina.....	92
5.7.5.2. Caudal percolado	93
5.7.5.3. Instabilidade hidráulica.....	94
5.7.5.4. Levantamento no fundo de escavação	95
5.7.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE DE TENSÕES.....	96
5.8. FATORES DE SEGURANÇA DE ORIGEM HIDRÁULICA EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DA FICHA	97
5.9. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DO CASO DE ESTUDO	98
5.9.1. MODELO NUMÉRICO E PARÂMETROS A MEDIR.....	98
5.9.2. ESFORÇOS NA CORTINA.....	100
5.9.3. CAUDAL PERCOLADO	101
5.9.4. INSTABILIDADE HIDRÁULICA	102
5.9.5. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO	104
6. CONCLUSÕES FINAIS.....	107
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Geometria do bloco potencialmente instável	4
Figura 2.2 – Quadrado do lado adjacente à cortina (adaptado ^[3] , 2006)	4
Figura 2.3 – Exemplo de um mecanismo de rotura por levantamento hidráulico (adaptado ^[6] , 2004)	5
Figura 2.4 – Ações aplicadas numa cortina sujeita a levantamento hidráulico (adaptado ^[7] , 2008)	5
Figura 2.5 – Coeficientes parciais para as ações (Quadro A.17 ^[5])	6
Figura 2.6 – Exemplo de um mecanismo de rotura por levantamento global (adaptado ^[6] , 2004)	7
Figura 2.7 – Ações aplicadas em dois exemplos numa cortina sujeita a levantamento global (adaptado ^[7] , 2008)	8
Figura 2.8 – Coeficientes parciais para as ações (Quadro A.15 ^[5])	9
Figura 2.9 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo e para as capacidades resistentes (Quadro A.16 ^[5])	9
Figura 2.10 – Características dos solos (adaptado ^[10] , 2003)	11
Figura 2.11 – Geometria da escavação (adaptado ^[10] , 2003)	11
Figura 2.12 – Vista em planta do plano de instrumentação (adaptado ^[10] , 2003)	12
Figura 2.13 – Modelo numérico do problema (adaptado ^[10] , 2003)	12
Figura 2.14 – Comparação dos deslocamentos horizontais entre as medições e o resultado da simulação numérica: a) parede Oeste; b) parede Este (adaptado ^[10] , 2003)	13
Figura 2.15 – Comparação entre as medições e o resultado da simulação numérica (deslocamentos horizontais das duas cortinas): a) para solos com comportamentos diferentes; b) para o rebaixamento do nível freático (adaptado ^[10] , 2003)	14
Figura 2.16 – Simbologia e geometria do caso de estudo: Caso 1A (adaptado ^[11] , 2013)	15
Figura 2.18 – Modelo numérico do caso de estudo (adaptado ^[11] , 2013)	16
Figura 2.19 – Deslocamentos: a) verticais na superfície; b) horizontais na cortina (adaptado ^[11] , 2013)	17
Figura 2.20 – Momentos fletores máximos na cortina em função da relação Db/De (adaptado ^[11] , 2013)	17
Figura 2.21 – Deslocamentos máximos horizontais na cortina em função da relação Db/De (adaptado ^[11] , 2013)	18
Figura 2.22 – Deslocamentos máximos verticais à superfície em função da relação Db/De (adaptado ^[11] , 2013)	18
Figura 2.23 – Dispositivo de Brillant para a realização do ensaio Lefranc (adaptado ^[12])	19
Figura 2.24 – Esquema do ensaio SPT (adaptado ^[15])	20
Figura 3.1 – Interação dos 3 módulos de programação do programa (adaptado ^[20])	24
Figura 3.2 – Exemplo de uma malha uniforme (adaptado ^[20])	26

Figura 3.3 – Tipos de elementos possíveis para utilizar na malha (adaptado ^[20])	27
Figura 3.4 – Constituintes da cortina: interface estrutural (adaptado ^[20]).....	27
Figura 3.5 – Modelo de um solo elástico-perfeitamente plástico (adaptado ^[20]).....	29
Figura 3.6 – Gráfico correspondente à função da permeabilidade (adaptado ^[20]).....	30
Figura 4.1 – Geometria do modelo (cenário 1)	32
Figura 4.2 – Valores típicos de coeficientes globais de segurança para obras geotécnicas (adaptado ^[4])	32
Figura 4.3 – Modelo numérico utilizado no programa RS ² (cenário 1)	33
Figura 4.4 – Geometria do modelo para o cenário 1.....	35
Figura 4.5 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 5 metros acima fundo de escavação).....	35
Figura 4.6 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 10 metros acima do fundo de escavação).....	36
Figura 4.7 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 15 metros acima do fundo de escavação).....	36
Figura 4.8 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 20 metros acima do fundo de escavação).....	36
Figura 4.9 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 25 metros acima do fundo de escavação).....	37
Figura 4.10 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 30 metros acima do fundo de escavação).....	37
Figura 4.11 – Gradiente hidráulico (nível freático 5 metros acima do fundo de escavação)	38
Figura 4.12 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável	39
Figura 4.13 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (N.F. entre 10 a 15 metros acima do fundo de escavação)	40
Figura 4.14 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (N.F. entre 15 a 20 metros acima do fundo de escavação)	41
Figura 4.15 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 20 metros)	42
Figura 4.16 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 30 metros)	43
Figura 4.17 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 40 metros)	44
Figura 4.18 – Fatores de segurança (levantamento hidráulico) para as diferentes distâncias entre cortinas.....	45
Figura 4.19 – Pressão neutra medida na base do bloco instável	47
Figura 4.20 – Comparação das duas verificações segundo o Eurocódigo 7	48

Figura 4.21 – Elementos plastificados (solo plástico sem nível freático)	49
Figura 4.22 – Elementos plastificados (solo plástico com nível freático a diferentes posições)	49
Figura 4.23 – Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina para o solo plástico: a) sem nível freático; b) com nível freático a diferentes posições	50
Figura 4.24 – Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina para o solo elástico: a) sem nível freático; b) com nível freático a diferentes posições	51
Figura 4.25 – Vetores deslocamento (nível freático 10 metros acima do fundo de escavação).....	52
Figura 4.26 – Evolução dos deslocamentos verticais na superfície para o solo plástico sem nível freático	52
Figura 4.27 – Evolução dos deslocamentos verticais finais na superfície para o solo plástico com nível freático a diferentes posições.....	52
Figura 4.28 – Evolução dos deslocamentos verticais na superfície para o solo elástico sem nível freático	53
Figura 4.29 – Evolução dos deslocamentos verticais finais na superfície para o solo elástico com nível freático a diferentes posições.....	53
Figura 4.30 – Evolução dos deslocamentos horizontais na superfície para o solo plástico sem nível freático.....	54
Figura 4.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais finais na superfície para o solo plástico com nível freático a diferentes posições	54
Figura 4.32 – Evolução dos deslocamentos horizontais na superfície para o solo elástico sem nível freático.....	54
Figura 4.33 – Evolução dos deslocamentos horizontais finais na superfície para o solo elástico com nível freático a diferentes posições	55
Figura 4.34 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo plástico sem nível freático.....	56
Figura 4.35 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo plástico com nível freático a diferentes posições.....	56
Figura 4.36 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo elástico sem nível freático.....	56
Figura 4.37 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo elástico com nível freático a diferentes posições.....	57
Figura 4.38 – Levantamentos finais no fundo de escavação para o solo plástico com a evolução da posição do nível freático.....	58
Figura 4.39 – Geometria do modelo (cenário 2)	59
Figura 4.40 – Coeficientes de permeabilidade para os diferentes tipos de solos (adaptado ^[24]).....	59
Figura 4.41 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (cenário 2)	60

Figura 4.42 – Fator de segurança em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 2)	60
Figura 4.43 – Plastificação para $k_B = 10^{-10}$ m/s (cenário 2)	61
Figura 4.44 – Geometria do modelo (cenário 3)	62
Figura 4.45 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da base do bloco impermeável (cenário 3) ..	63
Figura 4.46 – Fator de segurança em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)	63
Figura 4.47 – Plastificação para $k_{rolhão} = 10^{-7}$ m/s (cenário 3)	64
Figura 4.48 – Caudal percolado em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)	64
Figura 4.49 – Pressão neutra por metro na base do rolhão	66
Figura 4.50 – Tensão efetiva horizontal atuante na cortina	67
Figura 5.1 – Planta do caso de estudo	69
Figura 5.2 – Corte transversal da estrutura definitiva	70
Figura 5.3 – Resultados dos ensaios SPT	71
Figura 5.4 – Cortes geológico-geotécnicos: a) secção A; b) secção B	71
Figura 5.5 – Resultados dos ensaios de permeabilidade (carga variável) realizados nos furos das sondagens	72
Figura 5.6 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 3,00 metros ...	73
Figura 5.7 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 7,50 metros ...	73
Figura 5.8 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 13,00 metros .	74
Figura 5.9 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 16,00 metros .	74
Figura 5.10 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 19,50 metros	74
Figura 5.11 – Média dos coeficientes de permeabilidade para cada profundidade ensaiada	75
Figura 5.12 – Secções escolhidas para a modelação do problema 2D	76
Figura 5.13 – Geometria do caso de estudo (secção 1)	77
Figura 5.14 – Geometria do caso de estudo (secção 2)	77
Figura 5.15 – Modelo numérico utilizado no programa RS ² (secção 1)	79
Figura 5.16 – a) Momentos fletores finais atuantes na cortina; b) Deslocamentos horizontais finais na cortina (secção 1)	80
Figura 5.17 – Carga total (m) e caudal percolado (m ³ /h) com o N.F. à cota + 2,00 (secção 1)	80
Figura 5.18 – Carga total (m) e caudal percolado (m ³ /h) com o N.F. à cota + 4,70 (secção 1)	81
Figura 5.19 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura do bloco instável (secção 1)	82
Figura 5.20 – Levantamento no fundo de escavação (secção 1)	83

Figura 5.21 – Momentos fletores finais atuantes para um comprimento da ficha variável (secção 1)..	84
Figura 5.22 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h): a) na não convergência; b) com diminuição de 5 metros do comprimento da ficha; c) com aumento de 5 metros do comprimento da ficha (secção 1)	85
Figura 5.23 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (secção 1)	86
Figura 5.24 – Levantamento no fundo de escavação para um comprimento da ficha variável (secção 1)	87
Figura 5.25 – Momentos fletores finais atuantes para uma análise em tensões efetivas (secção 1) ...	88
Figura 5.26 – Levantamento no fundo de escavação para uma análise em tensões efetivas (secção 1)	88
Figura 5.27 – Modelo numérico utilizado no programa RS ² (secção 2)	89
Figura 5.28 – a) Momentos fletores finais atuantes na cortina; b) Deslocamentos horizontais finais na cortina (secção 2)	89
Figura 5.29 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h) com o N.F. à cota + 2,00 (secção 2)	90
Figura 5.30 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h) com o N.F. à cota + 4,70 (secção 2)	90
Figura 5.31 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura do bloco instável (secção 2)	91
Figura 5.32 – Levantamento no fundo de escavação (secção 2)	92
Figura 5.33 – Momentos fletores finais atuantes para o comprimento da ficha variável (secção 2)	93
Figura 5.34 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h): a) na não convergência; b) com diminuição de 5 metros do comprimento da ficha; c) com aumento de 5 metros do comprimento da ficha (secção 2)	94
Figura 5.35 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (secção 2)	95
Figura 5.36 – Levantamento no fundo de escavação para um comprimento da ficha variável (secção 2)	96
Figura 5.37 – Momentos fletores finais atuantes para uma análise em tensões efetivas (secção 2) ...	96
Figura 5.38 – Levantamento no fundo de escavação para uma análise em tensões efetivas (secção 2)	97
Figura 5.39 – Fatores de segurança em função do comprimento da ficha	97
Figura 5.40 – Modelo numérico utilizado no programa RS ³	98
Figura 5.41 – Planta da geometria usada na modelação 3D	98
Figura 5.42 – Determinação dos momentos longitudinais aplicados nas cortinas	100
Figura 5.43 – Momentos longitudinais máximos finais aplicados nas cortinas (convenção RS ³)	101
Figura 5.44 – Carga total (m): a) representação no plano xz com $y \approx 30$ m; b) representação no plano yz com $x \approx 43$ m; c) representação em perspetiva	102

Figura 5.45 – Gradiente hidráulico: a) representação em perspetiva; b) representação no plano xy com $z = 13,2$ m; c) representação no plano xy com $z = 28,7$ m 103

Figura 5.46 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (modelo 3D)..... 104

Figura 5.47 – Levantamento no fundo de escavação (modelo 3D) 105

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais.....	31
Tabela 4.2 – Faseamento construtivo para a modelação dos cenários	34
Tabela 4.3 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica	38
Tabela 4.4 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (N.F. entre 10 a 15 metros acima do fundo de escavação)	39
Tabela 4.5 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (N.F. entre 15 a 20 metros acima do fundo de escavação)	40
Tabela 4.6 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 20 metros)	42
Tabela 4.7 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 30 metros)	43
Tabela 4.8 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 40 metros)	44
Tabela 4.9 – Ações aplicadas no bloco.....	45
Tabela 4.10 – Valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina.....	46
Tabela 4.11 – Valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna	46
Tabela 4.12 – Verificação segundo o Eurocódigo 7 usando os valores obtidos pelo programa.....	47
Tabela 4.13 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (cenário 2).....	60
Tabela 4.14 – Fatores de segurança para o levantamento global (cenário 3).....	62
Tabela 4.15 – Caudal percolado em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)	64
Tabela 4.16 – Ações aplicadas no bloco impermeável	65
Tabela 4.17 – Verificação segundo o Eurocódigo 7 usando os valores obtidos pelo programa.....	66
Tabela 5.1 – Parâmetros estimados a partir dos resultados dos ensaios SPT	72
Tabela 5.2 – Características das camadas constituintes do solo	72
Tabela 5.3 – Caracterização final do solo	75
Tabela 5.4 – Faseamento construtivo para a modelação da secção 1	78
Tabela 5.5 – Faseamento construtivo para a modelação da secção 2.....	78
Tabela 5.6 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (secção 1).....	82
Tabela 5.7 – Fatores de segurança para a instabilidade hidráulica para um comprimento da ficha variável (secção 1)	86
Tabela 5.8 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (secção 2).....	91

Tabela 5.9 – Fatores de segurança para a instabilidade hidráulica para um comprimento da ficha variável (secção 2)	95
Tabela 5.10 – Faseamento construtivo para a modelação tridimensional	99
Tabela 5.11 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (modelo 3D)	104

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**Alfabeto Latino**

B – largura da escavação [m]

C – coeficiente característico da forma da cavidade no ensaio Lefrac

c' – coesão efetiva [kPa]

d – altura do bloco potencialmente instável [m]

D_{50} – diâmetro correspondente a 50% do material passado numa curva granulométrica [mm]

D_b – comprimento da ficha (altura enterrada da cortina) [m]

D_e – altura da escavação [m]

E – módulo de deformabilidade [MPa]

E_R – *ratio* de energia do ensaio SPT [%]

e – espessura da cortina [m]

F – vetor das forças internas

G – ações verticais permanentes [kN]

H – altura da água retida acima da linha de escavação [m]

h – carga hidráulica [m]

i – gradiente hidráulico

I_D – índice de compactidade [%]

J – resultante das forças de percolação num dado volume [kN]

K_0 – coeficiente do impulso em repouso

K_a – coeficiente de impulso ativo

k – coeficiente de permeabilidade [m/s]

l – lado do quadrado da rede de percolação, do lado de jusante adjacente à cortina [m]

N – número de pancadas para cravar 30 cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT

N_{60} – resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 60\%$

N_{55} – resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 55\%$

$(N_1)_{60}$ – valor de N_{60} corrigido para uma tensão efetiva de 1 atmosfera

N_e – número de quedas de potencial numa rede de escoamento

n – número total de iterações totais

P – vetor das cargas aplicadas

p_a – pressão atmosférica [kPa]

Q – ações verticais variáveis [kN]

q_c – resistência de ponta [MPa]
 R – capacidade resistente adicional [kN]
 S – área transversal [m²]
 T – tempo [s]
 t – altura da camada de solo impermeável [m]
 u – pressão de água nos poros ou pressão intersticial [kPa]
 V – combinação das ações verticais [kN]
 W' – peso submerso do bloco potencialmente instável [kN]

Alfabeto Grego

α – fator que relaciona E com q_c
 γ – peso volúmico do solo [kN/m³]
 γ_G – coeficiente parcial de segurança para ação permanente
 γ_Q – coeficiente parcial de segurança para ação variável
 γ_w – peso volúmico da água [kN/m³]
 Δ – variação de uma grandeza
 Δh – perda de carga hidráulica entre dois pontos [m]
 ΔU – vetor dos deslocamentos nodais
 δ – ângulo de atrito da interface solo-paramento estrutural [°]
 Λ_{HYD} – grau de utilização [%]
 ν – coeficiente de Poisson
 σ'_h – tensão efetiva horizontal [kPa]
 σ_v – tensão total vertical [kPa]
 σ'_v – tensão efetiva vertical [kPa]
 σ_z – tensão total principal na direção do eixo dos zz
 σ_1 – tensão total principal máxima no plano
 σ_3 – tensão total principal mínima no plano
 ϕ' – ângulo de atrito efetivo [°]

Índice de variáveis

b_{pi} – no bloco potencialmente instável
 c_r – valor crítico
 d – valor de cálculo

dst – ação desfavorável

jus – junto à fronteira de jusante

k – valor característico

máx – valor máximo

med – valor médio

min – valor mínimo

stb – ação favorável ou estabilizadora

0 – valor inicial

Outros símbolos

ln – logaritmo natural

Siglas

2D – 2 dimensões

3D – 3 dimensões

BH – *borehole* (furo de sondagem)

ELU – Estado Limite Último

FLAC^{2D} – *Fast Lagrangian Analysis of Continua*

FS – fator de segurança

N.F. – nível freático

RS² – *rock and soil 2-dimensional analysis program*

RS³ – *rock and soil 3-dimensional analysis program*

SPT – *Standard Penetration Test*

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Uma ensecadeira é definida como uma estrutura provisória construída para excluir terra e água da área de construção, permitindo, assim, que o trabalho no interior seja realizado a seco. No entanto, possíveis fugas sobre a construção e através das paredes da ensecadeira podem trazer quantidades consideráveis de água para o espaço de trabalho^[1]. Assim, é necessário cumprir os seguintes requisitos:

- as paredes da ensecadeira e qualquer apoio interno devem suportar as cargas e tensões impostas sobre eles;
- a quantidade de água que entra na ensecadeira deve ser controlada por bombagem e não interferir com a construção no seu interior;
- ser possível escavar o nível requerido evitando que o solo levante ou flutue para dentro da ensecadeira de uma maneira descontrolada;
- as paredes não devem deslocar-se para dentro de modo a interferir com a construção dentro da ensecadeira;
- a ensecadeira deve ter estabilidade contra a pressão das terras ou deslizamentos de terra, tais como deslizamentos circulares.

A responsabilidade pela segurança deste tipo de obras é assegurada pela existência de regulamentos como os Eurocódigos, sendo utilizado, neste caso o Eurocódigo 7 para projetos geotécnicos. Este Eurocódigo é um documento bastante geral onde são apresentados os princípios do cálculo geotécnico para os estados limites. Os princípios relacionam o cálculo de ações geotécnicas em estruturas e o cálculo dos próprios elementos estruturais em contato com o solo^[2]. No capítulo 10 deste documento estão descritos os modos de rotura hidráulica para os quais deve ser verificada a segurança sempre que necessário e que vão ser estudados ao longo desta dissertação.

Para além do uso deste regulamento também se utiliza a abordagem analítica ou tradicional, onde são avaliados a segurança à rotura por levantamento hidráulico e à rotura por erosão interna ou erosão tubular (através do cálculo do gradiente hidráulico crítico). Estas análises baseiam-se no cálculo de fatores de segurança, que comparam as ações atuantes com as resistentes, confirmando a instabilidade para fatores de segurança inferiores à unidade.

Na modelação numérica, através do recurso a programas de elementos finitos como o RS² (análise bidimensional) e o RS³ (análise tridimensional), é possível retirar todos os resultados necessários para o cálculo das verificações de segurança, sendo também possível analisar em todas as fases de construção, a evolução das tensões e dos excessos de pressão neutra, bem como a evolução da plastificação até ao colapso do modelo.

Como existe um grande número de variáveis normalmente envolvidas numa situação de projeto, como é o caso das ensecadeiras, todas estas análises se complementam com o intuito de analisar a instabilidade e a segurança dos problemas em estudo.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo nesta dissertação de mestrado é simular a rotura do fundo de ensecadeiras, por cálculo numérico, fixando alguns parâmetros e variando outro até atingir o colapso. Esta situação verifica-se quando no Método dos Elementos Finitos, não existe solução de resolução iterativa do sistema.

Com base nestas simulações é possível definir um fator de segurança (instabilidade) e compará-lo com os fatores de segurança convencionais (abordagem tradicional e Eurocódigo 7), separando assim as roturas localizadas (plastificação) da situação de Estado Limite Último (colapso).

1.3. ESTRUTURA

Este documento encontra-se dividido em seis capítulos, correspondendo o capítulo 1 à introdução, onde é apresentada uma breve descrição do conceito de ensecadeira, bem como dos seus métodos de verificação de segurança relativamente à instabilidade hidráulica. Também são apresentados os objetivos e a estrutura do presente documento.

No capítulo 2, o de enquadramento, é descrito todo o conteúdo teórico necessário à realização desta dissertação, onde também são apresentados estudos, retirados de revistas científicas da área, relacionados com os parâmetros estudados nos capítulos posteriores e descritos abaixo.

De modo a conhecer melhor o funcionamento dos programas a utilizar na modelação numérica dos problemas, o capítulo 3 é inteiramente dedicado à descrição dos programas utilizados para a modelação numérica dos modelos estudados.

O capítulo 4 corresponde à análise de um modelo composto por cortinas multi-escoradas com o objetivo de interpretar melhor o caso de estudo a examinar no capítulo 5. A verificação à rotura hidráulica é realizada através da abordagem analítica ou tradicional, pelo Eurocódigo 7 e pelo modelo numérico bidimensional. Os parâmetros estudados são a posição do nível freático, o aumento da largura de escavação e a diminuição do coeficiente de permeabilidade, com o objetivo de perceber a influência que têm para a verificação da instabilidade hidráulica.

No capítulo 5, é analisado o caso de estudo que diz respeito a uma ensecadeira em terreno arenoso constituído também por cortinas multi-escoradas, onde os cálculos para a verificação à rotura hidráulica são executados também pela abordagem analítica ou tradicional, pelos modelos bidimensional e tridimensional, analisando a influência do comprimento da ficha (altura enterrada da cortina) e da análise das tensões, totais ou efetivas (no programa RS² é possível fazer essa distinção).

O capítulo 6 é relativo às conclusões finais retiradas das análises feitas ao longo deste documento relativamente à influência que determinados parâmetros têm para a verificação da segurança hidráulica de uma ensecadeira, percebendo qual o melhor método para o cálculo destas verificações.

2

ENQUADRAMENTO

2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Com o objetivo de apresentar uma introdução teórica que sirva de base para todas as análises estudadas no presente documento, descreve-se de uma forma sucinta os conceitos principais utilizados: o levantamento hidráulico e a erosão interna. Estes conceitos são estudados com base na abordagem analítica ou tradicional, onde se determina um fator de segurança a partir dos gradientes hidráulicos determinados através do estudo da rede de percolação.

O cálculo segundo o Eurocódigo 7 também é apresentado neste capítulo para o levantamento hidráulico e para o levantamento global, onde existem problemas relacionados com o cálculo das pressões da água, induzindo uma análise demasiado conservativa, o que motivou o seu estudo nesta dissertação.

Para além de se descreverem os principais conceitos, também se citam trabalhos desenvolvidos sobre estudos paramétricos em cortinas multi-escoradas e a sua influência no comportamento das ensecadeiras. Os parâmetros analisados são o comportamento do solo e a posição do nível freático na construção do metro de Lyon e o comprimento da ficha. A influência destes parâmetros é posteriormente estudada nos capítulos 4 e 5.

No capítulo 5, são utilizados dois ensaios para caracterizar os solos do modelo: o ensaio Lefranc e o ensaio SPT. Assim, os dois ensaios encontram-se descritos neste capítulo, bem como a sua interpretação, explicando como se determina cada parâmetro a partir dos resultados obtidos em cada ensaio.

2.2. LEVANTAMENTO HIDRÁULICO

O levantamento hidráulico^[3] verifica-se quando os gradientes hidráulicos geram forças de percolação que anulam as tensões efetivas do solo numa dada secção e manifesta-se pelo levantamento do solo acima da mesma secção. Para o caso de escavações ou ensecadeiras^[4], deduziu-se que a zona mais crítica para a ocorrência de levantamento hidráulico é o bloco de terras adjacente à cortina de largura ($d/2$) igual a metade da altura enterrada (d) da mesma (retângulo a vermelho na figura 2.1). Para casos onde as escavações ou as ensecadeiras têm uma largura reduzida, o bloco potencialmente instável pode representar todo o espaço entre cortinas.

Na verificação da segurança ao levantamento hidráulico, compara-se o peso submerso do bloco potencialmente instável, W' , com a resultante das forças de percolação aplicadas, J , sendo necessário calcular o gradiente hidráulico médio do bloco instável, i_{med}^{bpi} (ao longo da linha a tracejado na figura 2.1, onde se dá a variação da carga hidráulica média, Δh_{med}). Assim, quando o peso submerso do bloco for

inferior à resultante das forças de percolação, o modo de rotura condicionante do maciço é o levantamento hidráulico.

$$FS = \frac{W'}{J} = \frac{(\gamma - \gamma_w) \times d \times (d/2)}{i_{med}^{bpi} \times \gamma_w \times d \times (d/2)}, \text{ com } i_{med}^{bpi} = \frac{\Delta h_{med}}{d} \quad (2.1.)$$

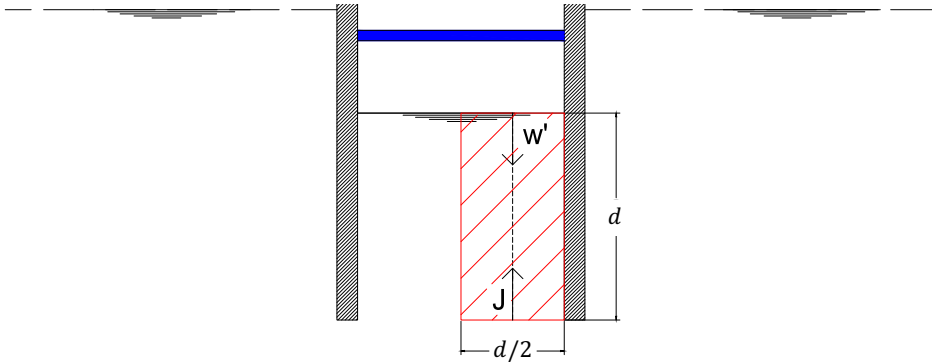


Figura 2.1 – Geometria do bloco potencialmente instável

2.3. EROSÃO INTERNA

A rotura em relação à ocorrência de uma condição crítica^[3] (*quick condition*), acontece quando junto da fronteira de jusante de obras hidráulicas ocorre um escoamento vertical no sentido ascendente, sendo o gradiente hidráulico suficientemente elevado para que a resultante da força de percolação e da impulsão iguale a força gravítica (anulando as tensões efetivas).

Caso o gradiente hidráulico crítico seja inferior ao gradiente hidráulico máximo de saída depara-se com uma situação crítica. Assim, o gradiente hidráulico máximo de saída, i_{max}^{jus} , deve ser calculado para o caso do quadrado do lado de jusante adjacente à cortina, que por ser o de dimensões mais reduzidas (l_{min}), representa a zona da saída onde é máximo o gradiente hidráulico, sendo N_e o número de quedas de potencial entre os níveis freáticos.

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{max}^{jus}}, \text{ com } i_{max}^{jus} = \frac{\Delta h(total)}{N_e \times l_{min}} \text{ e } i_{cr} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (2.2.)$$

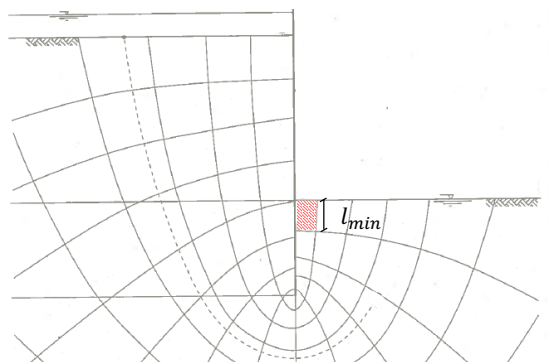


Figura 2.2 – Quadrado do lado adjacente à cortina (adaptado^[3], 2006)

2.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO HIDRÁULICO

A definição do Eurocódigo 7^[5] para a rotura por levantamento hidráulico afirma que ocorre levantamento quando forças de percolação de sentido ascendente, atuando contra o peso do solo, reduzem a zero a tensão efetiva vertical. As partículas de solo são então impelidas para cima pelo fluxo de água, produzindo-se assim rotura do solo (efervescência).

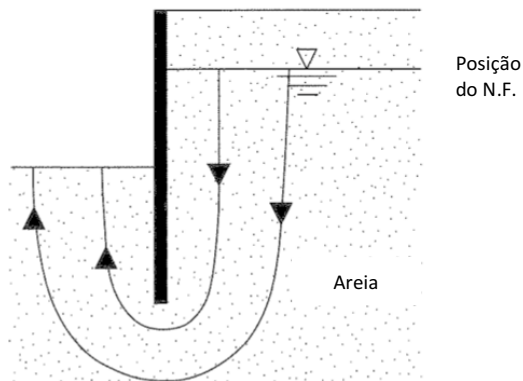


Figura 2.3 – Exemplo de um mecanismo de rotura por levantamento hidráulico (adaptado^[6], 2004)

O Eurocódigo 7 apresenta dois métodos alternativos para a verificação da segurança para a rotura por levantamento hidráulico:

- uma delas compara os valores de cálculo da pressão da água dos poros com os da tensão total vertical na base da cortina (verificação mais conservativa): $u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$;
- enquanto na outra são utilizados os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna: $J_{dst;d} \leq W'_{stb;d}$.

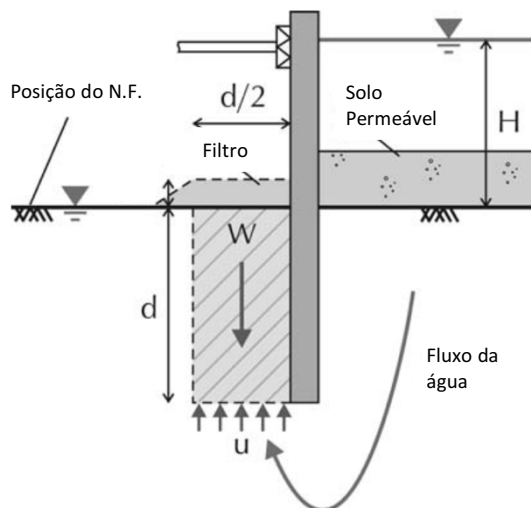


Figura 2.4 – Ações aplicadas numa cortina sujeita a levantamento hidráulico (adaptado^[7], 2008)

Em ambas as verificações são majorados os valores das forças permanentes desestabilizadoras ($\gamma_{G;dst} = 1,35$) e minorados os valores das forças permanentes estabilizadoras ($\gamma_{G;stb} = 0,90$), de acordo com o Quadro A.17 do Anexo Nacional do Eurocódigo 7 (figura 2.5).

Para ambas as verificações, assumem-se^[7] que a perda de carga causada pela infiltração na escavação é igual em ambos os lados da parede, sendo a carga total que atua na base da coluna, h , metade da altura da água retida acima da linha da escavação, H . Desta forma é possível calcular o valor característico aproximado do gradiente hidráulico ao longo do bloco, sendo igual a $i_k = \frac{h}{d} = \frac{H}{2d}$.

<i>Ação</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i> <i>Desfavorável</i> ^a <i>Favorável</i> ^b	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	1,35 0,90
<i>Variável</i> <i>Desfavorável</i> ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
^a Desestabilizante ^b Estabilizante		

Figura 2.5 – Coeficientes parciais para as ações (Quadro A.17^[5])

2.4.1. VERIFICAÇÃO USANDO O VALOR DE CÁLCULO DA PRESSÃO DA ÁGUA DOS POROS E DA TENSÃO TOTAL VERTICAL NA BASE DA CORTINA

Nesta verificação comparam-se os valores de cálculo da pressão da água dos poros com os da tensão total vertical na base da cortina, sendo confirmada a verificação quando $u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$, onde $u_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times u$, com $\gamma_{G;dst} = 1,35$, e $\sigma_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times \sigma_v$, com $\gamma_{G;stb} = 0,90$, sendo também possível verificar através do grau de utilização, Λ_{HYD} , definido como:

$$\Lambda_{HYD} = \frac{u_{dst;d}}{\sigma_{stb;d}} \leq 100\% \quad (2.3.)$$

No cálculo da pressão da água dos poros na base do bloco são necessários os valores do peso volúmico da água, da carga total que atua na base da coluna, h e da altura do bloco, d (altura enterrada da cortina), sendo o valor igual a $u_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times (h + d) = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times \left(\frac{H}{2} + d\right) = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times (i_k + 1) \times d$. A tensão total vertical na base da cortina é dada pelo peso volúmico do solo e pela altura enterrada da cortina, sendo igual a $\sigma_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times \gamma \times d$.

Se se resolver a inequação $u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d}$ em ordem ao valor característico do gradiente hidráulico ao longo do bloco, i_k , obtém-se a seguinte expressão, onde é possível verificar que o fator de segurança global aproximado desta verificação é de 3,0, sendo $i_k \leq \frac{\gamma_{G;stb}}{\gamma_{G;dst}} \times \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} + \frac{\gamma_{G;stb}}{\gamma_{G;dst}} - 1 = \frac{i_{cr}}{1,5} - \frac{1}{3} \approx 0,33 \approx \frac{i_{cr}}{3,0}$ com $i_{cr} \approx 1,0$, através da dedução feita^[7].

2.4.2. VERIFICAÇÃO USANDO O VALOR DE CÁLCULO DA FORÇA VERTICAL DE PERCOLAÇÃO E DO PESO SUBMERSO NA COLUNA

Esta verificação consiste na comparação dos valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna $J_{dst;d} \leq W'_{stb;d}$, onde $J_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times J_k$, com $\gamma_{G;dst} = 1,35$ e $W'_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times W'_k$, com $\gamma_{G;stb} = 0,90$, sendo também possível verificar através do grau de utilização,

$$\Lambda_{HYD} = \frac{J_{dst;d}}{W'_{stb;d}} \leq 100\% \quad (2.4.)$$

Para calcular a força vertical de percolação, $J_{dst;d}$, é necessário o conhecimento do peso volúmico da água, o valor característico do gradiente hidráulico e a altura enterrada da cortina, sendo igual a $J_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times i_k \times \left(\frac{d^2}{2}\right)$. Já o peso submerso na coluna é dado por $W'_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times (\gamma - \gamma_w) \times \left(\frac{d^2}{2}\right)$.

Se se resolver a inequação $J_{dst;d} \leq W'_{stb;d}$ também em ordem ao valor característico do gradiente hidráulico ao longo do bloco, i_k , obtém-se a seguinte expressão, onde é possível verificar que o fator de segurança global aproximado desta verificação é de 1,5, sendo $i_k \leq \frac{\gamma_{G;stb}}{\gamma_{G;dst}} \times \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{0,9}{1,35} \times i_{cr} \approx 0,67 \approx \frac{i_{cr}}{1,5}$ com $i_{cr} = 1,0$, através da dedução feita^[7].

Assim, é possível concluir que a primeira verificação que compara os valores de cálculo da pressão da água dos poros com os da tensão total vertical na base da cortina é mais conservativa e mais pelo lado da segurança do que esta última que compara os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna.

2.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO GLOBAL (FLUTUAÇÃO)

Na definição do Eurocódigo 7^[5] para a verificação do levantamento global ocorre flutuação quando a pressão na água dos poros, instalada sob uma estrutura ou sob um estrato de terreno de baixa permeabilidade, se torna mais elevada do que a tensão total vertical média (devido à estrutura e/ou aos estratos de terreno subjacentes).

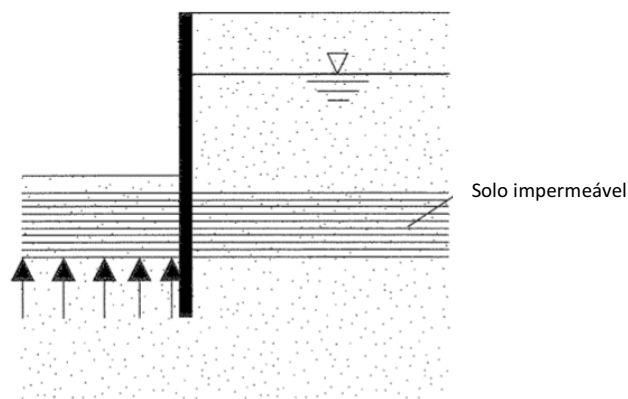


Figura 2.6 – Exemplo de um mecanismo de rotura por levantamento global (adaptado^[6], 2004)

A verificação é assegurada quando o valor de cálculo da combinação das ações verticais desestabilizadoras permanentes e variáveis ($V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$) é menor ou igual do que a soma do valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizadoras ($G_{stb;d}$) com o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global (R_d), causada pelo efeito das pressões de terras a atuar no lado da cortina que ajuda a estabilizar a estrutura.

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d \quad (2.5)$$

Assim, a ação vertical desestabilizadora é calculada através da pressão neutra, sendo igual a $V_{dst;d} = \gamma_{G;dst} \times \gamma_w \times (H + t) \times B$ e a ação vertical estabilizadora através do peso do solo impermeável $G_{stb;d} = \gamma_{G;stb} \times \gamma \times t \times B$, assumindo que se ignorou o peso da cortina e sendo t a altura do solo impermeável e B a largura da escavação.

Além disso, a resistência R causada por pressões de terra que atuam sobre a cortina ajuda a estabilizar a estrutura, sendo igual a $R_d = \frac{1}{2} \times K_a \times (\gamma - \gamma_w) \times (H + t)^2 \times \tan(\delta_d)$, sendo o coeficiente de impulso ativo K_a igual a $K_a = \frac{1 - \sin \phi'_d}{1 + \sin \phi'_d}$, ϕ' o ângulo de atrito interno do solo e δ o ângulo de atrito de contacto, calculado através do ângulo interno do solo $\delta_d = \frac{2}{3} \times \phi'_d$. Os valores característicos dos ângulos são calculados através dos coeficientes parciais da figura 2.9 (Quadro A.16^[5]).

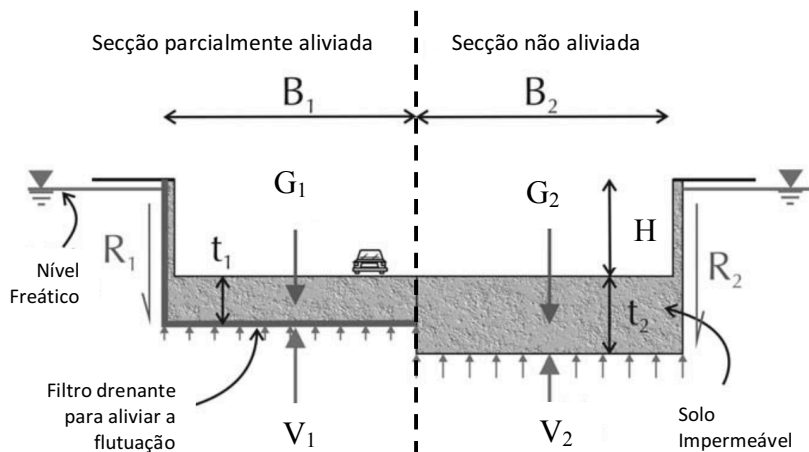


Figura 2.7 – Ações aplicadas em dois exemplos numa cortina sujeita a levantamento global (adaptado^[7], 2008)

Na secção parcialmente aliviada é instalado um filtro drenante para aliviar as pressões de água e permitir que a altura da base da camada impermeável seja minimizada. Já na secção não aliviada, não há um filtro instalado e a altura de base da camada deve ser escolhida de modo a equilibrar a resultante da força da pressão neutra.

Nesta verificação também são majorados os valores das forças permanentes desestabilizadoras ($\gamma_{G;dst} = 1,00$) e minorados os valores das forças permanentes estabilizadoras ($\gamma_{G;stb} = 0,90$), através do Quadro A.15 do Anexo Nacional do Eurocódigo 7, sendo também possível minorar os parâmetros do solo e das capacidades resistentes, através do Quadro A.16 do Anexo Nacional^[5].

Quando se compara o coeficiente parcial para as ações permanentes desfavoráveis desta verificação com o da verificação para o levantamento hidráulico, averigua-se que é maior para esta última (1,35 em vez

de 1,00), devido à incerteza do solo ser impermeável o suficiente para provocar um mecanismo de rotura por levantamento hidráulico.

<i>Ação</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Permanente</i> <i>Desfavorável</i> ^a <i>Favorável</i> ^b	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	1,0 0,9
<i>Variável</i> <i>Desfavorável</i> ^a	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
^a <i>Desestabilizante</i> ^b <i>Estabilizante</i>		

Figura 2.8 – Coeficientes parciais para as ações (Quadro A.15^[5])

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Valor</i>
<i>Ângulo de atrito interno em tensões efectivas</i> ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
<i>Coesão em tensões efectivas</i>	$\gamma_{c'}$	1,25
<i>Resistência ao corte não drenada</i>	γ_{cu}	1,40
<i>Resistência à tracção de uma estaca</i>	γ_{st}	1,40
<i>Resistência de uma ancoragem</i>	γ_a	1,40
^a <i>Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$</i>		

Figura 2.9 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo e para as capacidades resistentes (Quadro A.16^[5])

2.6. PROBLEMAS RELACIONADOS COM O CÁLCULO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS ASSOCIADOS À INSTABILIDADE HIDRÁULICA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7

As imposições feitas pelo Eurocódigo 7 dificultam o cálculo dos estados limites últimos (ELU) relativos à instabilidade hidráulica^[8], visto existirem problemas relacionados com o cálculo das pressões da água, parâmetro fundamental para o cálculo das ações. Assim, existe a necessidade de aumentar a confiabilidade dos cálculos e reduzir valores conservativos desnecessários.

Assim, existem características relacionadas com o cálculo geotécnico que necessitam de ser resolvidas:

- recolha e interpretação de dados, onde o conhecimento específico do local é caracterizado por parâmetros incertos, sendo a variedade de dados resultado de erros dos trabalhadores e dos equipamentos utilizados, bem como do uso de valores médios retirados do Eurocódigo;
- importância de variações extremas, onde os valores de cálculo se encontram fora do intervalo de variação, as pressões da água são mais gravosas que o previsto e o erro humano nos cálculos de dimensionamento são fatores que potenciam a instabilidade, sendo para isso necessário considerar o pior cenário, mesmo que improvável de acontecer (necessidade de variações paramétricas com combinações que incluam valores extremos de cálculo);
- necessidade de robustez, havendo um pequeno número de parâmetros para problemas tão complexos, onde devia existir uma margem de erro para compensar o possível erro humano e o facto dos coeficientes de segurança serem obtidos por exercícios de calibração;
- análise de confiabilidade, onde existem margens de segurança não baseadas em teorias probabilísticas, como é o caso do Eurocódigo 7.

Também se escreveu sobre a verificação de segurança para projetos geotécnicos dominados pela pressão da água^[9], tendo sido sempre difícil e controversa, representando uma proporção significativa de falhas geotécnicas devido aos efeitos imprevistos da pressão da água.

Atualmente, as diferentes normas existentes tentaram orientar julgamentos racionais e fornecer formatos precisos, em que a segurança pode ser estabelecida. A pressão da água no solo e as forças exercidas pela água são muito importantes no cálculo geotécnico, visto o solo ser um material atrítico, logo a resistência ao corte é muito afetada pela pressão da água dos poros, de modo que a pressão da água geralmente reduz a resistência geotécnica e o aumento das cargas aplicadas. Assim, mudanças e incertezas na pressão da água podem ter grandes consequências que não são contempladas de forma consistente por fatores de segurança.

No Eurocódigo 7, podem identificar-se duas situações particulares em que as pressões da água são principalmente equilibradas por outras cargas: levantamento hidráulico e levantamento global, dizendo em 2.4.6.1(6) que: “Quando se trate de pressões da água do terreno em estados limites com consequências severas (geralmente estados limites últimos), os valores de cálculo devem representar os valores mais desfavoráveis que podem ocorrer durante o tempo de vida útil da estrutura previsto no projeto. Para estados limites de consequências menos severas (geralmente estados limites de utilização), os valores de cálculo devem ser os valores mais desfavoráveis que podem ocorrer em circunstâncias normais.”. Acrescentando em 2.4.7.3.2(2) que: “Nalgumas situações de projeto a aplicação de coeficientes parciais a ações causadas pelo solo ou transmitidas pelo solo (tais como pressões de terras ou da água) poderia conduzir a valores de cálculo inverosímeis ou mesmo fisicamente impossíveis. Nestas situações, os coeficientes poderão ser aplicados diretamente aos efeitos das ações calculados a partir dos valores representativos das ações.”. Isso abre a possibilidade de que a tolerância para a incerteza nos efeitos da pressão da água possa ser feita aplicando fatores aos efeitos da ação, tais como momentos fletores estruturais, por exemplo, em vez das próprias pressões da água.

O objetivo destes estudos é considerar o que é necessário um cálculo de segurança que reflita e encoraje a boa engenharia geotécnica^[8], baseando esses princípios na escolha do cálculo de segurança, seja por coeficientes parciais, cálculos de confiabilidade ou outras abordagens.

2.7. INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO DO SOLO E DA POSIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO (ESTUDO PARAMÉTRICO DE UMA CORTINA MULTI-ESCORADA)

2.7.1. INTRODUÇÃO

A construção do terminal Ocidental da linha D do metro em Lyon^[10] foi conseguida por escavações profundas apoiadas em paredes moldadas com dois lances de escoras em depósitos de silte com características mecânicas precárias. A partir de um estudo hidrogeológico preliminar, que mostrou um risco do aumento da posição do nível freático, quando cruzado por estas paredes moldadas *in situ*, as cortinas foram concebidas com uma altura enterrada reduzida. Como apresentava um risco de levantamento hidráulico, a escavação foi instrumentada e monitorada ao longo do trabalho. A análise das observações experimentais confirmou a importante influência das forças de percolação no comportamento mecânico das cortinas e também mostrou o comportamento assimétrico da escavação, devido ao andamento dos trabalhos.

Nas abordagens tradicionais, os resultados obtidos foram comparados com os resultados das análises da modelação numérica, através do programa FLAC^{2D}, em que a percolação foi explicitamente levada em consideração, sendo complementada esta comparação por um estudo paramétrico.

2.7.2. CONTEXTUALIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O local experimental é a construção da linha de metro D em Lyon, mostrando os estudos uma sucessão de camadas de sedimentos arenosos com características de identificação bastante semelhantes. Do ponto de vista da sua dimensão, é areia fina argilosa com uma percentagem de passados no peneiro 0,002 mm entre 10 a 20%. À superfície existem algumas passagens que têm 10 a 30% de areias grossas. As características são estimadas com base em ensaios triaxiais, ensaios de corte rotativo (*vane shear test*) e ensaios pressiométricos e encontram-se apresentadas na figura 2.10.

Camadas	Profundidade (m)	Peso volúmico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Pressão Limite de Ménard (kPa)	Módulo de Ménard (kPa)	Módulo de deformabilidade (MPa)
Solo 1	0-6,2 m	17	2	22	200-400	1-2	7
Solo 2	6,2-9 m	19	0	27	200-400	1-2	7
Solo 3	> 9 m	21	0	35	700-900	3,5-4	12

Figura 2.10 – Características dos solos (adaptado^[10], 2003)

2.7.3. GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO

A escavação de 9 metros de largura e 8 metros de profundidade é projetada por duas cortinas de betão armado (classe C30), de 10,5 m de altura e 0,60 m de espessura (figura 2.11). O módulo de deformabilidade adotado é de cerca de 34 GPa para as deformações instantâneas e 11 GPa para as deformações diferidas, sendo considerado igual a 20 GPa para refletir o impacto retardado. Estas cortinas são realizadas por dois níveis de escoras passivas com um espaçamento horizontal de 3 metros, com um comprimento de 9 metros e constituídos por perfis metálicos HEB 340, caracterizada por um módulo de deformabilidade de 210 GPa. Antes da escavação, o nível freático encontrava-se entre 4 a 5 metros abaixo da superfície.

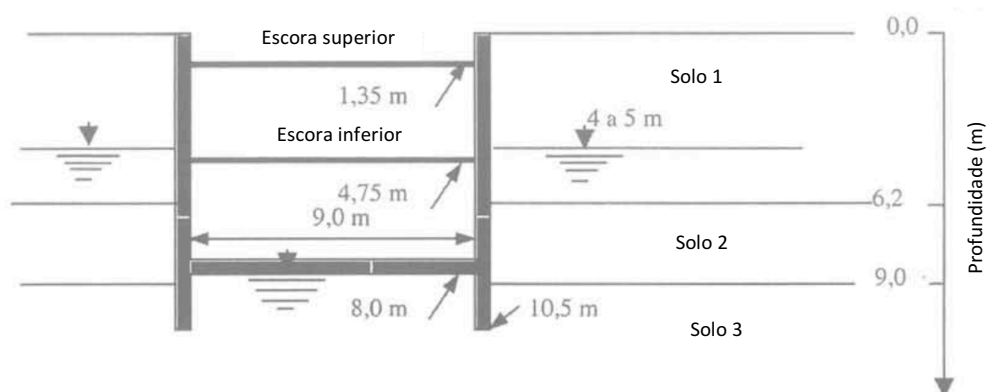


Figura 2.11 – Geometria da escavação (adaptado^[10], 2003)

2.7.4. DISPOSITIVOS EXPERIMENTAIS

O plano de instrumentação utilizado teve como objetivo medir os deslocamentos e a deformação das paredes e os esforços nas escoras, sendo estas observações realizadas utilizando os seguintes aparelhos:

- quatro inclinómetros ligados às gaiolas das paredes antes da betonagem;
- seis extensómetros de corda vibrante colocados na mesma secção para cada escora;
- quatro piezómetros numa linha substancialmente ortogonal à direção de escavação;
- quatro células de pressão equipadas nos pés das cortinas.

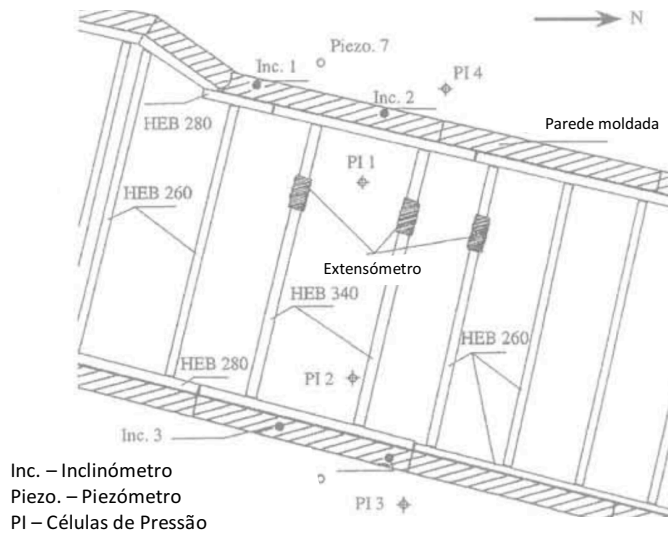


Figura 2.12 – Vista em planta do plano de instrumentação (adaptado^[10], 2003)

2.7.5. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS NA CORTINA

2.7.5.1. Modelação Numérica

Na modelação numérica (figura 2.13), o solo foi modelado com um comportamento elástico-perfeitamente plástico com o critério de Mohr-Coulomb, tendo este modelo uma desvantagem ao usar na parte elástica linear, um módulo de deformação de carga e descarga idênticos. No entanto, permite prever corretamente o movimento das paredes fornecido desde que se escolha cuidadosamente o módulo de deformabilidade do solo.

A parede foi modelada com elementos de viga, tendo sido cada suporte representado por uma barra ligada ao elemento de nó no painel da parede que coincide com a sua profundidade. A junção parede-escora não deve gerar momentos fletores. O contacto solo-cortina foi modelado por elementos de interface do tipo de Mohr-Coulomb. O ângulo de atrito da interface foi igual a 1/3 do ângulo de atrito do solo, representando uma interface de solo-cortina relativamente suave.

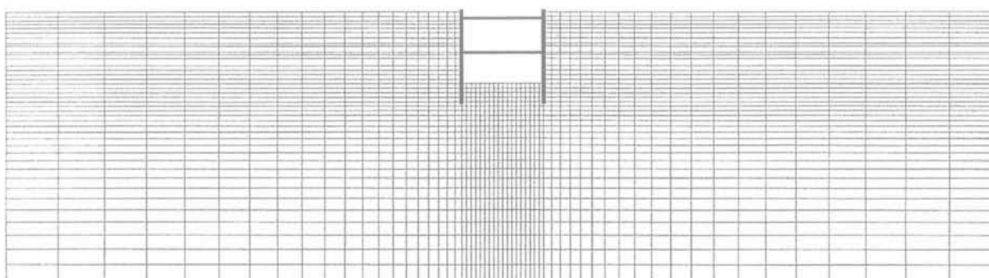


Figura 2.13 – Modelo numérico do problema (adaptado^[10], 2003)

2.7.5.2. Medições

Nas medições, durante a execução do projeto, ocorreram baixos movimentos horizontais: 0 a 1 mm para a primeira escavação a 1,8 m e 4 mm para a segunda escavação à profundidade de 5,2 m. A última fase de escavação para 8 m de profundidade é marcada por um deslocamento relativamente grande de 15,4 mm. É provável que naquela época, a cortina tenha ficado demasiado curta, solicitando o solo para um nível próximo do limite da pressão passiva.

Comparando-se o movimento da cortina a Este com a de Oeste mostra uma clara assimetria com uma mudança global a Oeste (figura 2.14). Esta assimetria pode ser atribuída à realização de um aterro de 30 a 40 cm de espessura na parte Este, na proximidade imediata da escavação, necessária para a circulação e estacionamento de todas as escavadoras.

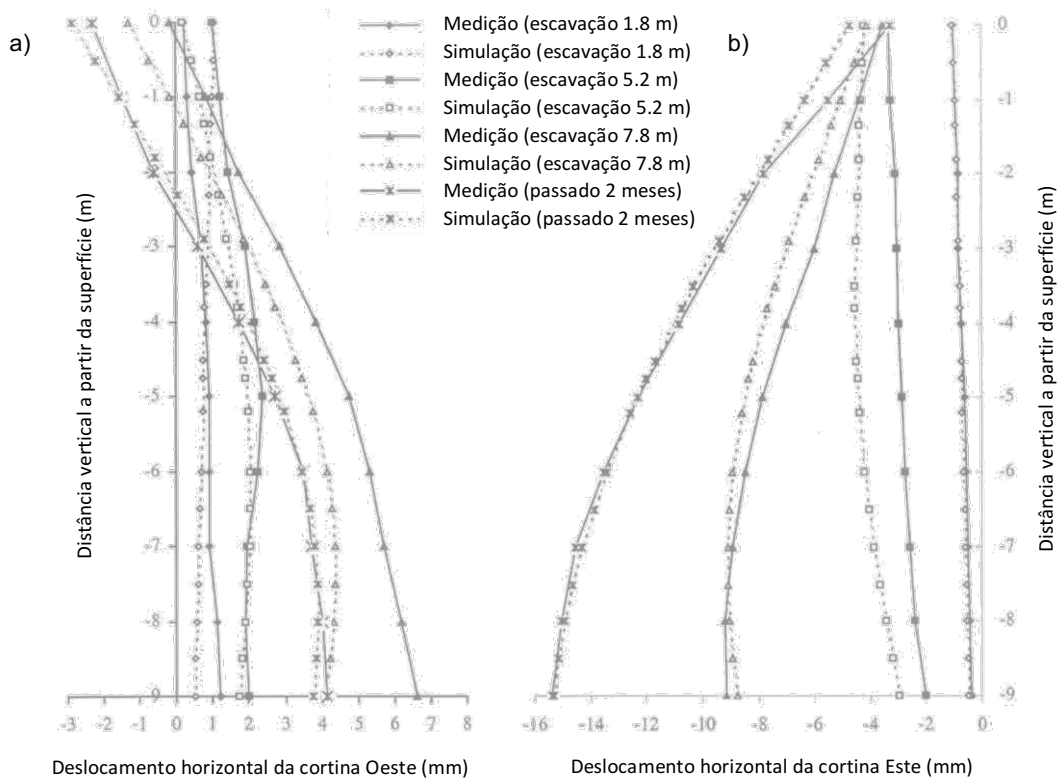


Figura 2.14 – Comparação dos deslocamentos horizontais entre as medições e o resultado da simulação numérica: a) parede Oeste; b) parede Este (adaptado^[10], 2003)

2.7.5.3. Alteração do comportamento do solo

Na figura 2.15.a), o deslocamento horizontal no topo da cortina obtido pela simulação é 8 vezes maior do que o deslocamento máximo de todos os inclinómetros durante esta fase, que é da ordem de 1 mm. Mesmo com um comportamento elástico, a divergência é significativa com um deslocamento no topo da cortina 5 vezes maior do que o deslocamento máximo medido. Apenas o aumento dos módulos de deformabilidade dos diferentes solos por um fator igual a 7 permite uma boa concordância entre as medições e os cálculos. Este comportamento pode ser explicado pelo efeito que o fenómeno dominante, que é a descarga do solo, tem. Os ensaios que têm sido utilizados aqui para identificar o valor do módulo

de deformabilidade são feitos em carregamento, conduzindo a valores de módulo de 5 a 10 vezes mais baixos do que o módulo em descarga.

2.7.5.4. Alteração da posição do nível freático

Na figura 2.15.b), e com o intuito de mostrar a influência do rebaixamento do nível freático no fundo de escavação relativamente aos deslocamentos da cortina foram feitas duas simulações. Uma simulação onde se rebaixou 1 metro o nível freático (à profundidade de 9 metros) e outra em que se rebaixou 2 metros (à profundidade de 10 metros) abaixo do fundo de escavação, na fase final da modelação. Os resultados obtidos mostram que este tipo de rebaixamento tem uma influência notável sobre a diminuição dos deslocamentos na cortina. O rebaixamento do nível freático de 1 metro abaixo do nível final da escavação para uma altura enterrada de 2,5 metros, induz uma redução do deslocamento máximo da cortina de 60%. Este comportamento é devido à redução das forças de fluxo vertical no fundo de escavação que leva a um aumento dos esforços axiais, garantindo um apoio mais seguro da cortina.

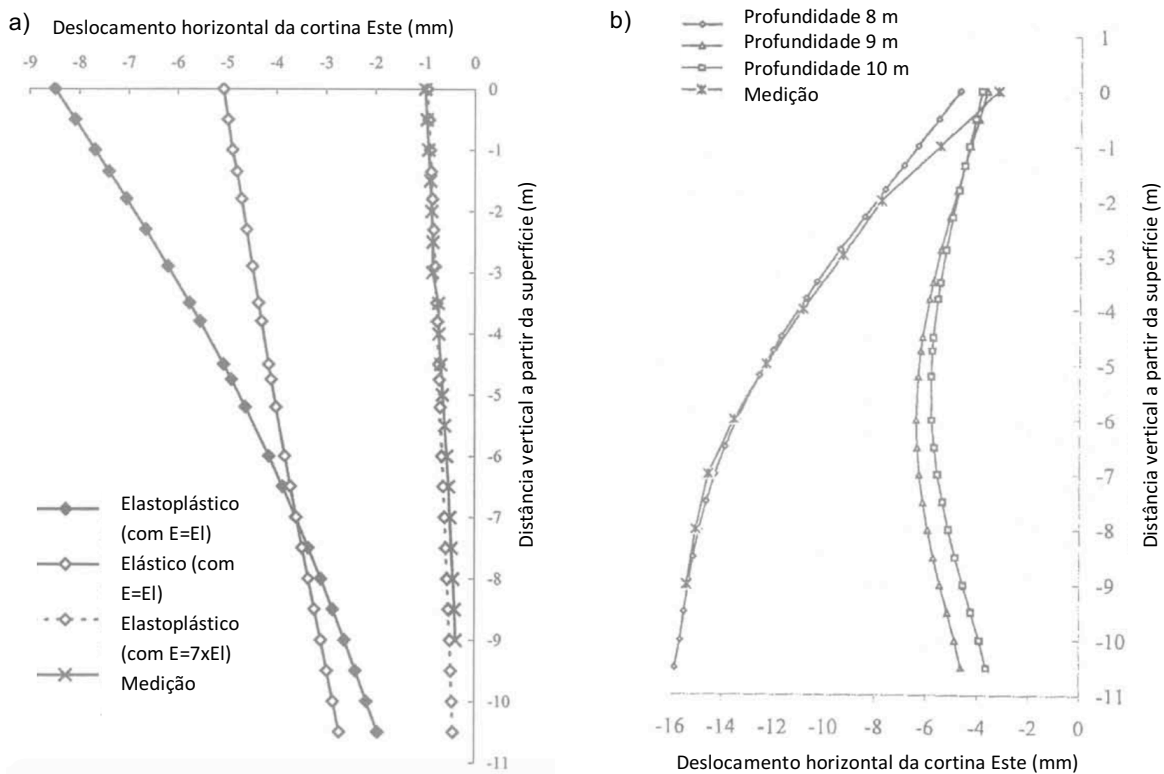


Figura 2.15 – Comparação entre as medições e o resultado da simulação numérica (deslocamentos horizontais das duas cortinas): a) para solos com comportamentos diferentes; b) para o rebaixamento do nível freático (adaptado^[10], 2003)

2.8. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA (ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO DE UMA CORTINA MULTI-ESCORADA)

2.8.1. GEOMETRIA DA ESCAVAÇÃO

Neste estudo, com o objetivo de estimar os vários parâmetros de cálculo que influenciam significativamente o comportamento de uma escavação, compararam-se os resultados de um caso de

estudo com os resultados obtidos pela modelação numérica de um modelo composto por uma cortina multi-escorada instalada num solo arenoso^[11].

Na figura 2.16 encontra-se a geometria do modelo, constituído por uma cortina multi-escorada, onde se deu primeiramente a instalação da cortina (com o nível freático a 3 metros abaixo do nível da superfície), dando-se a escavação um bocado abaixo da cota onde cada escora foi instalada até chegar ao nível final da escavação. A escavação tem 194 metros de desenvolvimento e 20,7 de largura, com 19,6 de profundidade. A cortina tem 1 metro de espessura com uma altura de 36 metros, suportada por quatro níveis de escoras, que foram introduzidas a 2,0, 6,0, 11,0 e 16,0 metros de distância da superfície (sistema 1A, visto terem-se analisado mais cinco sistemas, em que as escoras foram consideradas em posições diferentes, mas cujo não se considera relevante no âmbito desta dissertação).

A cortina foi modelada com elementos de viga e caracterizada com um módulo de deformabilidade de $2,5 \times 10^7$ kN/m² e um coeficiente de Poisson de 0,15, próprio do betão. Já as escoras também foram modeladas com elementos de viga com um módulo de deformabilidade de $2,0 \times 10^8$ kN/m².

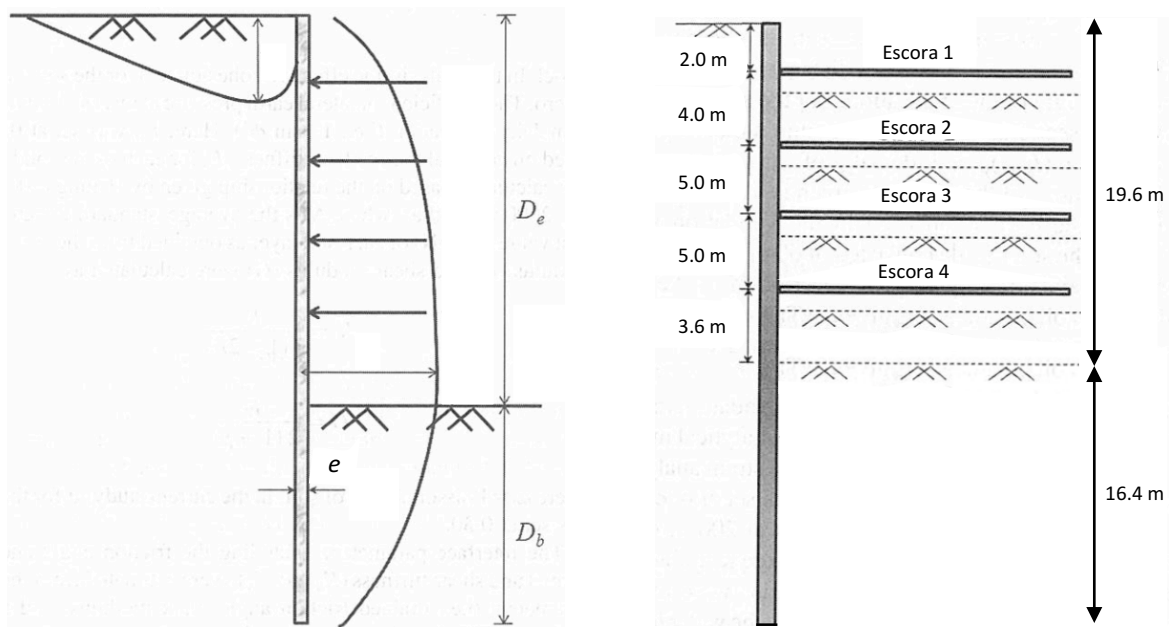


Figura 2.16 – Simbologia e geometria do caso de estudo: Caso 1A (adaptado^[11], 2013)

2.8.2. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O perfil do solo considera 60 metros de areia fina siltosa com ocasionais camadas de argila siltosa, em que as características foram retiradas a partir de ensaios SPT (figura 2.17). A coesão foi tomada igual a zero para todas as camadas, o coeficiente de impulso de repouso foi obtido pela equação de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \varphi'$), o módulo de deformabilidade para cada camada foi calculado com base na relação dada por $E[\text{kPa}] = 2000 \times N$, o coeficiente de Poisson foi de 0,30, valor correspondente ao de uma areia.

Assim, o solo foi dividido numa única camada, dividida em quatro subcamadas, caracterizada pelo aumento da rigidez com a profundidade.

Profundidade (m)	Subcamadas	N (SPT)	Peso volúmico (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Coefficiente de Poisson	E (kPa)
0.0–5.0	1	5	18.8	0	30	0.3	11,500
5.0–15.0	2	10	19.0	0	32	0.3	15,500
15.0–30.0	3	15	19.5	0	33	0.3	19,500
30.0–60.0	4	30	19.8	0	34	0.3	31,500

Figura 2.17 – Características da camada retirada a partir dos ensaios feitos (adaptado^[11], 2013)

2.8.3. MODELO NUMÉRICO

A análise numérica foi feita para um estado de deformação plana, usando o programa FLAC^{2D}. A malha e as condições de fronteira estão apresentadas na figura 2.18, onde foi criado um modelo de dimensões 210,35 por 60 metros, onde nas fronteiras verticais foram impedidos deslocamentos horizontais e na fronteira horizontal inferior foram impedidos os deslocamentos nas duas direções. O modelo comportamental do solo foi de um solo elástico-perfeitamente plástico com o critério de Mohr-Coulomb.

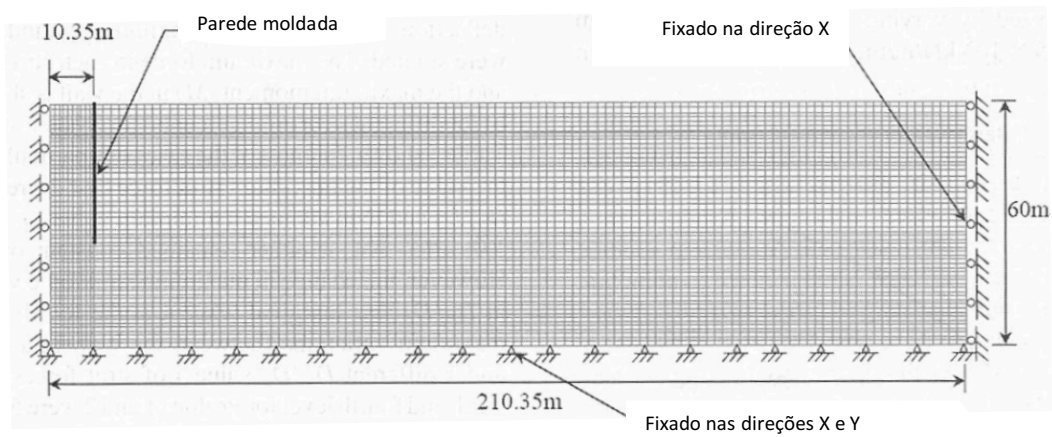
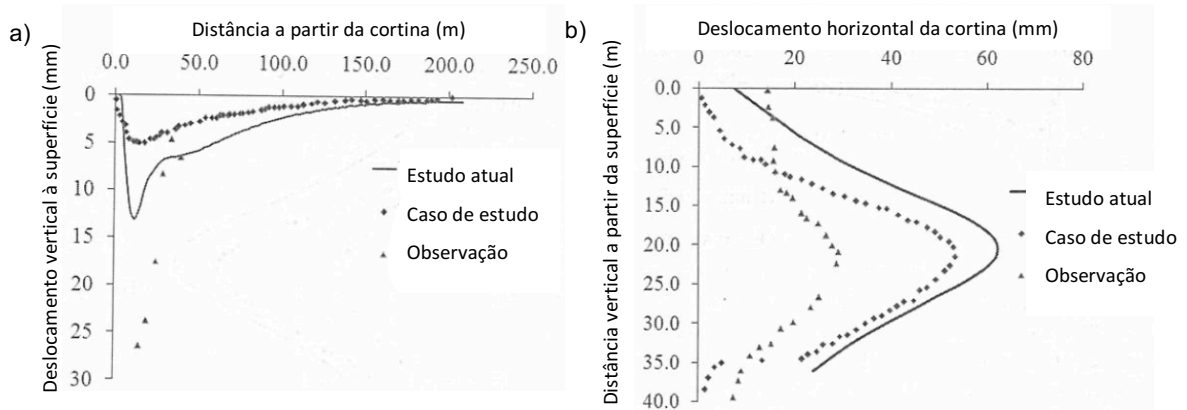


Figura 2.18 – Modelo numérico do caso de estudo (adaptado^[11], 2013)

2.8.4. VALIDAÇÃO DO MODELO

Para validar o modelo apresentado acima, os resultados da modelação foram comparados com a previsão dos valores baseados no estudo numérico e com a observação dos valores baseados nos ensaios de campo.

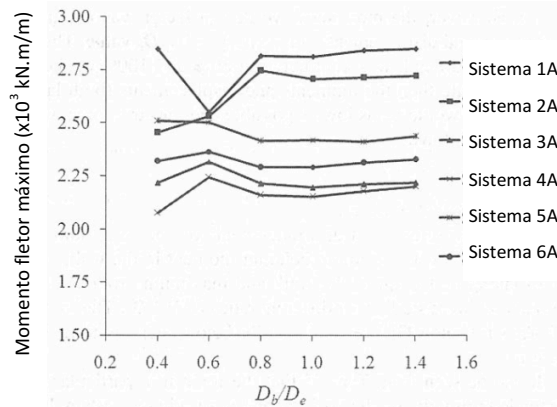
Ao analisar os deslocamentos verticais na superfície representadas na figura 2.19.a), observa-se que o modelo atual prevê deslocamentos maiores do que os previstos pelo caso de estudo, mas à medida que a distância da cortina é maior, a diferença torna-se gradualmente menor. Já os deslocamentos horizontais da cortina na figura 2.19.b), os resultados obtidos para o modelo atual são maiores dos que os previstos pelo caso de estudo a partir dos 5 metros de escavação.



2.8.5. EFEITO DA COMPRIMENTO DA FICHA

Neste estudo paramétrico, a largura da escavação manteve-se constante, bem como a sua altura (D_e) que fixada em 20 metros. O parâmetro que variou foi o comprimento da ficha, onde foram estudados os momentos flectores máximos atuantes e os deslocamentos máximos horizontais na cortina e os deslocamentos máximos verticais na superfície, sendo as análises feitas para a relação (D_b/D_e) que variou entre 0,4 e 1,4, correspondendo D_b ao comprimento da ficha e D_e à altura da escavação.

Para os momentos flectores máximos atuantes na cortina (figura 2.20), foi possível verificar que o momento mais baixo foi obtido para uma relação D_b/D_e entre 0,8 e 1,0, não havendo alterações significativas a partir daí. Isto acontece, porque o impulso passivo debaixo da base da escavação aumenta para um certo limite, que depois mantém-se contante com o aumento do comprimento da ficha.



Para os deslocamentos máximos horizontais na cortina (figura 2.21), os valores diminuem inicialmente com o aumento da relação D_b/D_e e depois alcançam o valor mínimo também para uma relação entre 0,8 e 1,0, que continua constante para ambas as camadas do solo.

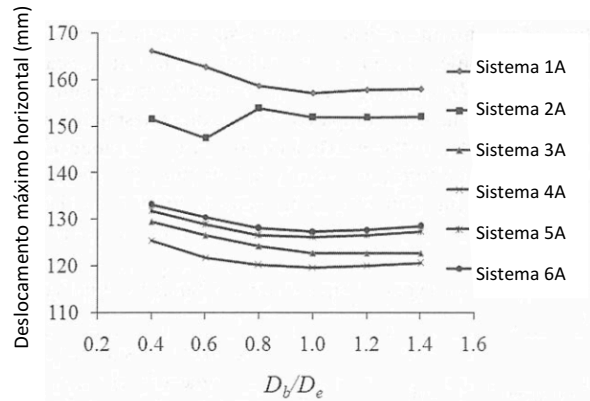


Figura 2.21 – Deslocamentos máximos horizontais na cortina em função da relação D_b/D_e (adaptado^[11], 2013)

O valor mínimo do conjunto dos deslocamentos máximos verticais na superfície (figura 2.22), foi atingido novamente para uma relação de D_b/D_e entre 0,8 e 1,0. No entanto, o deslocamento máximo vertical na superfície foi o fator mais sensível à variação da relação D_b/D_e . Caso o comprimento da ficha se mantivesse entre os 80 e 100 % da altura da escavação, os momentos fletores máximos atuantes na cortina, os deslocamentos máximos horizontais na cortina e os deslocamentos máximos verticais na superfície seriam os mais baixos possíveis, sendo também os esforços nas escoras os menores, concluindo, então, que uma relação de D_b/D_e entre 0,8 e 1,0 otimiza os resultados.

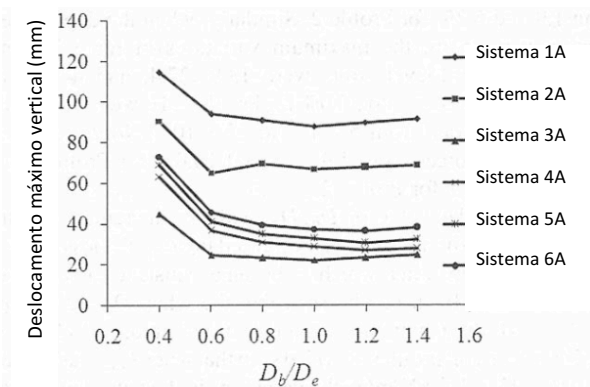


Figura 2.22 – Deslocamentos máximos verticais à superfície em função da relação D_b/D_e (adaptado^[11], 2013)

2.9. ENSAIO LEFRANC

2.9.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO

No dimensionamento de obras geotécnicas, o coeficiente de permeabilidade é um parâmetro muito difícil de determinar. O ensaio Lefranc^[12] permite medir este parâmetro, sendo feito normalmente a diversas profundidades e consiste em introduzir ou bombear água numa cavidade de forma fixa, esta situada a uma determinada profundidade do terreno em relação ao qual se pretende conhecer a permeabilidade, podendo ser feito com carga hidráulica constante ou variável.

No ensaio com carga hidráulica variável introduz-se ou bombeia-se um dado volume de água na cavidade e registam-se as variações do nível piezométrico no furo de sondagem ao longo do tempo. Este tipo de ensaio é, em geral, realizado em solos pouco permeáveis ($k < 10^{-6}$ m/s). O dispositivo de Brillant

(figura 2.23) é o dispositivo com o qual é possível fazer a determinação do coeficiente de permeabilidade quando a carga hidráulica (h) é variável ao longo do tempo (T). A fórmula teórica geralmente utilizada para a determinação do coeficiente de permeabilidade quando se realiza este tipo de ensaios em furos de sondagem cuja área da secção transversal é representada por S .

$$k = \frac{S}{C \times (T - T_0)} \times \ln\left(\frac{h_0}{h}\right) \quad (2.6.)$$

2.9.2. DIFICULDADES DO ENSAIO

Uma das dificuldades na interpretação dos resultados dos ensaios Lefranc resulta de que, em regra, não se determina separadamente o coeficiente de permeabilidade vertical e horizontal, já que o coeficiente de permeabilidade que se determina é um coeficiente misto, afetado pela permeabilidade vertical e horizontal. Esta circunstância tem tanto mais importância quanto menos isotrópico e homogêneo for o terreno onde se pretende determinar a permeabilidade.

Experimentalmente, o ensaio Lefranc exige disposições especiais para reduzir as fontes de erros^[13]: conhecimento preciso da posição do nível freático, a execução cuidadosa (sem lama) da cavidade para evitar entupimento prévio, isolamento total para evitar qualquer fuga e a estabilização do fundo das paredes por um filtro de cascalho. Apesar destas dificuldades é possível através destes ensaios zonar o solo em camadas com coeficientes de permeabilidade de valores próximos, de modo a ter uma modelação o mais próximo da realidade.

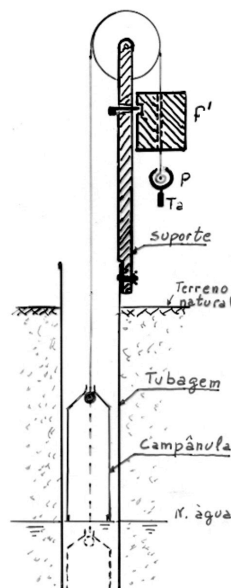


Figura 2.23 – Dispositivo de Brillant para a realização do ensaio Lefranc (adaptado^[12])

2.10. ENSAIOS SPT

2.10.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO

O ensaio SPT^[14] (*standard penetration test*) consiste na cravação, no fundo de um furo de sondagem, de um amostrador normalizado por meio de golpes ou pancadas de um martelo (63,5 kgf) que cai de uma altura de 76 cm. Esse amostrador (figura 2.24) é um tubo de aço bipartido com comprimento de cerca de 80 cm, de diâmetro interior de 35 mm e exterior de 51 mm com 6,8 kgf.

Esta cravação é realizada em duas fases sucessivas, com penetração do amostrador de 15 cm na 1ª fase (fase informativa, com o objetivo de atravessar o terreno mais perturbado imediatamente abaixo do fundo do furo) e sequencialmente de 15 cm mais 15 cm na 2ª fase, contabilizando o respetivo número de golpes do martelo. O número total de golpes do martelo na 2ª fase, isto é, a soma nas duas subfases de 15 cm, é considerado o resultado do ensaio, que posteriormente é corrigido. Caso na 1ª fase, o número de golpes atinja 50 sem penetração de 15 cm, ou o mesmo número (50) seja atingido num dos incrementos de 15 cm da 2ª fase, a cravação é interrompida, registrando o comprimento de penetração verificado. No entanto, em Portugal, é usualmente adotado 60 como número máximo de pancadas para interromper o ensaio, podendo ir nas normas internacionais até às 100 pancadas.

Este ensaio necessita de diversas correlações do número total de golpes do martelo por não estar totalmente normalizado, de modo a ser possível comparar resultados dos ensaios efetuados de forma diferenciada. Também pelo facto de existirem comportamentos como a suscetibilidade de maciços arenosos à liquefação e a parâmetros mecânicos, como o ângulo de atrito, que apresentam uma fiabilidade limitada.

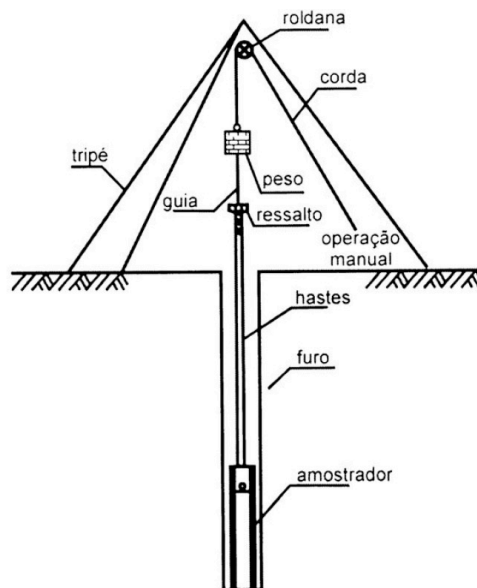


Figura 2.24 – Esquema do ensaio SPT (adaptado^[15])

2.10.2. INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO

Através dos resultados SPT é possível obter diversos parâmetros que caracterizam o solo relativamente à sua resistência. Um deles é o ângulo de atrito do solo (ϕ') que é tirado diretamente da sua correlação com o número de pancadas corrigido, sendo obtido através da equação 2.7^[16]:

$$\varphi'(^{\circ}) = [15,4 \times (N_1)_{60}]^{0,5} + 20^{\circ} \quad (2.7.)$$

O módulo de deformabilidade é estimado a partir da resistência de ponta (q_c), presente na equação 2.8 (correlação entre os resultados do CPT e do SPT), onde a relação do módulo de deformabilidade com a resistência de ponta (α) é igual a, aproximadamente, 3,0 para areias recentes normalmente consolidadas, 4,5 para areias antigas normalmente consolidadas e 6,0 para areias sobreconsolidadas^[17],

$$E \text{ (MPa)} = \alpha \times q_c \quad (2.8.)$$

A resistência de ponta pode ser obtida a partir da correlação entre este valor e o número de pancadas determinado em ensaios para um *ratio* de energia de 55%, em vez de 60% (N_{55}) multiplicado pela pressão atmosférica ($q_c/[N_{55} \times p_a]$) em função do diâmetro médio das partículas (D_{50})^[18]. No entanto, se se utilizar o valor de N_{60} estará a calcular-se pelo lado da segurança, visto ser maior a energia utilizada, sendo necessário um menor número de pancadas, aumentando os valores da razão $q_c/[N_{55} \times p_a]$ em cerca de 9% quando se utiliza o valor de N_{60} .

Também é possível determinar o índice de compactidade para as areias através do número de pancadas, sendo depois possível atribuir a sua compactidade^[19],

$$I_D(\%) = 100 \times \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (2.9.)$$

3

FUNCIONAMENTO DOS PROGRAMAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

3.1. BREVE DESCRIÇÃO

Para a realização das modelações presentes nesta dissertação foi utilizado o programa RS² (versão 9.0) para a análise de elementos finitos 2D^[20] e o programa RS³ (versão 1.0) para a análise de elementos finitos 3D^[21], ambos da Rocscience para aplicações com solos e rochas.

Nas suas aplicações destaca-se o estudo de estruturas geotécnicas, projeto de túnel e suporte, escavações subterrâneas, escavações superficiais, estabilidade de taludes, análise dinâmica, fundações, consolidação e análise da percolação, sendo usado para muitas mais situações.

Para a modelação dos problemas estudados nesta dissertação (o exemplo constituído por uma cortina multi-escorada, incluindo a análise de três cenários distintos e o caso de estudo, composto por uma ensecadeira em terreno arenoso constituído também por uma cortina multi-escorada) serão usadas as configurações gerais do programa descritas em 3.3, com o objetivo de ter uma modelação o mais próxima possível da realidade.

3.2. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Os programas consistem em 3 módulos de programação:

- modelação, que corresponde ao módulo de pré-processamento utilizado para inserir e editar as dimensões do modelo, do suporte, das tensões *in situ*, das condições fronteira, das propriedades do material e da criação da malha de elementos finitos;
- cálculo, onde se realiza a análise da tensão-deformação dos elementos finitos para o modelo;
- interpretação, que corresponde ao módulo de pós-processamento utilizado para a visualização de dados e interpretação dos resultados, onde os resultados podem ser exibidos no modelo ou através de gráficos.

Os módulos de programação funcionam como programas independentes, interagindo uns com os outros: o cálculo e a interpretação podem ser iniciados a partir da modelação, o cálculo deve ser executado num arquivo antes que os resultados possam ser analisados com a interpretação (seta vermelha na figura 3.1) e a modelação pode ser iniciada a partir da interpretação.

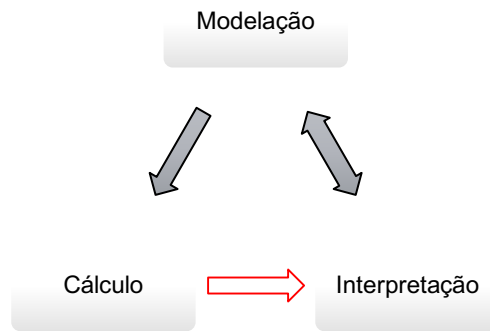


Figura 3.1 – Interação dos 3 módulos de programação do programa (adaptado^[20])

3.3. CONFIGURAÇÕES GERAIS DOS MODELOS A ANALISAR

As configurações gerais do projeto devem ser sempre escolhidas no início da modelação, uma vez que algumas das configurações determinam a disponibilidade de várias opções, sendo o número de etapas, o tipo de análise, as unidades e o método de análise da percolação, sempre escolhidos antes de começar a criar o modelo.

3.3.1. TIPO DE ANÁLISE

Na análise 2D, o tipo de análise utilizado foi o estado plano de deformação que assume que as escavações são de desenvolvimento infinito na direção perpendicular do plano, assim, a deformação nessa direção é igual a zero. Desta forma, a análise permite determinar:

- as tensões principais no plano: σ_1 e σ_3 ;
- a tensão principal fora do plano: σ_z ;
- os deslocamentos e deformações no plano.

3.3.2. ACOPLAMENTO SÓLIDO-FLUÍDO

Numa análise acoplada, baseada na Teoria de Biot, a análise das deformações é executada juntamente com a análise da percolação, sendo utilizada para o cálculo da consolidação em regime transitório, onde é necessária uma análise ao longo do tempo.

Já uma análise não acoplada, a utilizada para o estudo dos modelos da dissertação, é realizada para redes de percolação com fluxo estacionário, sendo realizada em primeiro lugar a análise da percolação, de modo a que as pressões da água nos poros calculadas possam ser utilizadas na análise de tensão-deformação.

3.3.3. TIPO DE CÁLCULO

O tipo de cálculo determina como se resolve a matriz que representa o sistema de equações definido pelo modelo, neste caso o método da Eliminação Gaussiana^[22] é um algoritmo para resolver equações lineares simultâneas. Essas equações são resolvidas eliminando sucessivamente as incógnitas, reduzindo o sistema a uma matriz triangular superior a partir da qual as incógnitas são calculadas pelo uso do método de substituição inversa, simplificando, assim, o processo de cálculo.

3.3.4. ANÁLISE DAS TENSÕES

Para a análise da tensão-deformação, o programa RS² por defeito considera que as deformações são resultado das mudanças nas tensões totais (análise não acoplada). Também é possível analisar em tensões efetivas, sendo as deformações resultado das mudanças na pressão dos poros e das tensões efetivas, mas a pressão dos poros não é resultado das mudanças na deformação ou do carregamento (análise parcialmente acoplada). O programa RS³ considera logo por defeito que as deformações são resultado das mudanças nas tensões efetivas.

O número máximo de iterações controla o número máximo de iterações permitidas em cada fase de carregamento. Quando esse número de iterações é ultrapassado, o cálculo não foi concluído para uma dada percentagem de carga aplicada, sendo o valor utilizado, por defeito, de 500 iterações.

O valor da tolerância define o ponto em que a solução de elementos finitos é considerada convergente, sendo um parâmetro sem dimensão, por defeito 0,001, que representa a energia desequilibrada admissível no sistema, correspondente ao critério de convergência. Assim, para uma dada fase do carregamento:

- se o desequilíbrio de energia de uma iteração for menor que o valor de tolerância, então a solução é considerada convergente e as iterações são interrompidas;
- se o valor de tolerância não for alcançado dentro do número máximo de iterações, então o processo de solução é considerado não convergente.

O tipo de convergência utilizado foi o da energia absoluta, tendo por base que na iteração seguinte se começa com uma nova estimativa mais precisa do vetor dos deslocamentos nodais, U , aplicando-se o mesmo vetor das cargas, P , sendo F o vetor das forças internas e representando i o número de iterações e n o número total de iterações. A convergência energética é então satisfeita quando:

$$\left\| \frac{\Delta U_{(i)}^T \times (P_{(n)} - F_{(i)})}{\Delta U_{(0)}^T \times (P_{(n)} - F_{(0)})} \right\| < \text{tolerância da energia específica} \quad (3.1.)$$

3.3.5. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO

Para as análises com a presença do nível freático, o método foi aplicado em regime estacionário, de modo a determinar a distribuição da pressão nos poros, com base nas condições fronteira que se definiram para o modelo, sendo esta análise feita com a mesma malha que a da análise de tensão-deformação.

Nesta análise, tal como na anterior, se a tolerância não for alcançada dentro do número máximo de iterações, então a análise será terminada nesse número. O número máximo de iterações (500) para esta análise é completamente independente do número máximo de iterações especificado para a análise da tensão-deformação. A tolerância (1e-006), tal como para a análise de tensão-deformação, representa o critério de convergência, sendo também independente da tolerância da análise de tensão-deformação. A solução é considerada aceitável, quando a diferença da carga total entre iterações é menor que a tolerância, em todos os nós da malha.

3.3.6. ESTADO DE TENSÃO INICIAL

O campo de tensões gravítico permite definir o estado de tensão *in situ* antes da escavação. Ao se ter optado por uma análise de campo de tensão gravítico, foi definido um campo de tensão *in situ* que varia linearmente com a profundidade, sendo tipicamente usado para escavações superficiais ou próximas da superfície. A profundidade pode ser medida a partir de uma elevação de superfície do solo especificada no modelo ou da superfície real do solo do modelo.

Ao medir a profundidade a partir da superfície real do solo, a tensão vertical inicial num determinado ponto é calculada usando a profundidade abaixo da superfície do solo real do modelo e o peso volúmico real do material sobreposto. Esta opção é útil para escavações de superfície, tendo como vantagem fornecer uma melhor estimativa inicial da tensão vertical *in situ* para escavações superficiais, onde a superfície do solo é irregular e não é definida por uma única superfície horizontal. Também fornece resultados mais confiáveis e precisos, devido à estimativa mais realista da distribuição da tensão inicial.

O valor adotado para o coeficiente de impulso em repouso foi de 0,5 e representa a relação da tensão efetiva que permite calcular as componentes horizontais da tensão do campo gravítico, com base na tensão vertical em qualquer ponto do modelo. Assim, a tensão efetiva horizontal é calculada da seguinte maneira:

$$\sigma'_H = K_0 \times \sigma'_V, \text{ neste caso com } K_0 = 0,5 \quad (3.2.)$$

3.3.7. MALHA

Para os modelos estudados nesta dissertação foi utilizado um tipo de malha uniforme, representado na figura 3.2, onde foi produzido uma malha de elementos finitos de tamanho aproximadamente igual, tendo sido necessário especificar o tipo de elemento e o número aproximado de elementos. Este número é um número aproximado, sendo o número real de elementos gerados exibido na barra de estado após a discretização da malha.

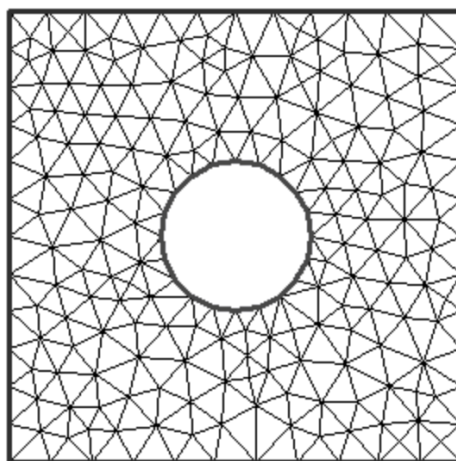


Figura 3.2 – Exemplo de uma malha uniforme (adaptado^[20])

Ao escolher o tipo de malha a utilizar é necessário também optar pelo tipo de elemento, existindo quatro tipos de elementos finitos diferentes possíveis para utilizar na malha e representados na figura 3.3:

- elementos triangulares de 3 nós;
- elementos triangulares de 6 nós;
- elementos quadriláteros de 4 nós;
- elementos quadriláteros de 8 nós quadriláteros.

Os nós dos elementos constituídos por elementos triangulares de 6 nós ou quadriláteros de 8 nós são exibidos na malha como pequenos pontos circulares no ponto médio de cada borda dos elementos finitos. O uso destes elementos aumenta o tamanho das matrizes usadas para resolver o problema, aumentando também o tempo de solução e os requisitos de memória. Assim, a malha utilizada para os modelos estudados nesta dissertação foi uma malha uniforme de elementos quadriláteros de 8 nós com aproximadamente 3000 elementos.

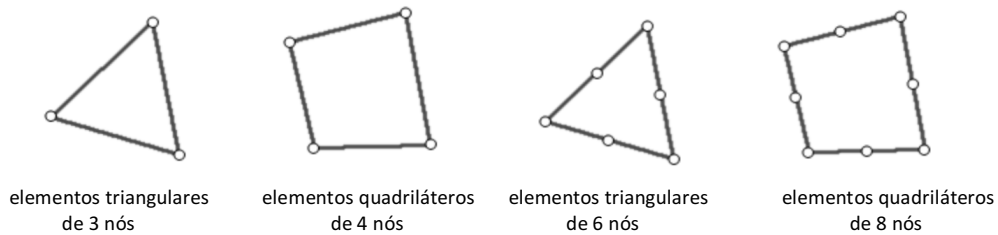


Figura 3.3 – Tipos de elementos possíveis para utilizar na malha (adaptado^[20])

3.3.8. PROPRIEDADES DA CORTINA (INTERFACE ESTRUTURAL)

A interface estrutural permitiu modelar o suporte que possui uma interface de deslizamento em ambos os lados do elemento de suporte, sendo constituída por um elemento estrutural encaixado entre dois elementos de interface ou de junta (figura 3.4).

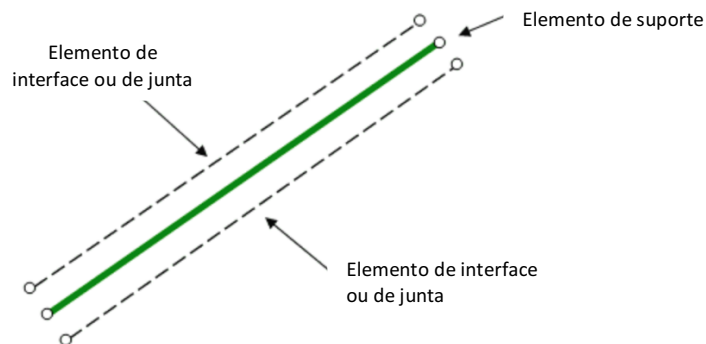


Figura 3.4 – Constituintes da cortina: interface estrutural (adaptado^[20])

Para caracterizar as juntas, o critério de cedência utilizado foi o de Mohr-Coulomb, sendo a coesão, o ângulo de atrito na interface, a resistência à tração e a resistência residual os parâmetros usados. Os parâmetros da resistência residual entram em vigor se houver uma cedência no deslizamento, isto é, caso o valor de pico seja excedido.

A deformação inicial da junta refere-se à forma como esta se comporta em relação aos esforços do campo envolvente. Como a deformação inicial é permitida, então a junta vai-se deformar com base nas tensões do campo envolvente e nas tensões induzidas devido a quaisquer escavações. Assim, o campo de tensão na vizinhança da junta é alterado a partir da distribuição do campo envolvente inicial.

Na permeabilidade, o limite de junta é um limite impermeável para os propósitos da análise da percolação, permitindo definir uma fronteira sem fluxo ($Q = 0$).

Para caracterizar o suporte, o tipo de suporte escolhido foi o de uma viga padrão, existindo duas formas de definir a secção transversal do suporte: a espessura ou a área e momento de inércia. Para os casos analisados nesta dissertação definiu-se a espessura, visto ser constante a secção transversal e as propriedades da cortina serem uniformes. As propriedades axiais e de flexão do suporte são baseadas numa área de secção transversal definida pela espessura e pelo seu desenvolvimento (largura unitária) no caso da análise bidimensional.

Relativamente às propriedades elásticas (coeficiente de Poisson e módulo de deformabilidade), os suportes foram adotados como tendo propriedades elásticas isotrópicas, por isso apenas um único módulo de deformabilidade e um único coeficiente de Poisson foram inseridos.

O tipo de formulação escolhido foi o de Timoshenko, que explica os efeitos de deformação transversais do corte, sendo recomendada caso se esteja a usar elementos constituídos por elementos triangulares de 6 nós ou quadriláteros de 8 nós, uma vez que neste caso o programa automaticamente usa elementos Timoshenko, resultando em deslocamentos compatíveis entre os elementos finitos. Este tipo de formulação considera^[23] que as secções planas se mantêm planas, contudo, supõe-se que uma secção normal ao eixo da viga não mantém essa característica após a deformação, sendo possível considerar a deformação devido ao corte.

3.3.9. PROPRIEDADES DAS ESCORAS

As propriedades das escoras foram idênticas às do suporte da cortina, tendo sido definidas também através de uma viga padrão. As escoras foram rotuladas nos apoios e o seu peso próprio não foi considerado nos cálculos. De modo a não ter uma laje e sim uma escora, as propriedades foram definidas através de valores normalizados por metro de cortina, tendo sido definidas uma área e um momento de inércia passíveis de representar uma secção para cada escora, em vez de uma espessura por um desenvolvimento, como aconteceu na caracterização da cortina.

3.3.10. PROPRIEDADES DO SOLO

O carregamento dos elementos iniciais permite especificar se o campo de tensões e/ou peso próprio são usados para o carregamento do elemento inicial de um determinado tipo de material, estando disponíveis quatro opções:

- Somente campo de tensões;
- Campo de tensões e peso próprio;
- Apenas peso próprio;
- Nenhum.

O carregamento do campo de tensões é derivado dos valores inseridos no estado de tensão inicial. A carga devida ao peso volúmico representa, como o nome indica, o peso próprio dos elementos e é derivada do peso volúmico do material. Caso se esteja a utilizar um campo de tensões constante, então o carregamento inicial do elemento por defeito para cada material é apenas o campo de tensões. Para um campo de tensões gravítico, como é o caso dos modelos desta dissertação, a carga do elemento inicial padrão para cada material é o campo de tensões e peso volúmico.

O peso unitário do material é usado para determinar o peso volúmico aplicado a cada elemento finito, funcionando em conjunto com o carregamento do elemento inicial, sendo somente aplicável se o peso próprio estiver incluído na carga inicial do elemento (análises com campo de tensões e peso volúmico ou apenas peso próprio).

Um material com comportamento isotrópico implica que as propriedades elásticas do material não variem com a direção, sendo definidas apenas por um único módulo de deformabilidade e um único coeficiente de Poisson. Existe também a possibilidade de definir um valor residual do módulo de deformabilidade (no caso de um solo ser plástico), mas não é aplicado aqui, visto que apesar do material eventualmente plastificar, o estado de carga não muda.

Para o modelo exemplo constituído por uma cortina multi-escorada, que incluiu a análise de três cenários distintos, num desses cenários o modelo foi analisado para um solo com um comportamento não só plástico, mas também elástico.

Assim, um material elástico sofre deformações elásticas e recuperáveis, que obedecem à Lei de Hooke ($\sigma = E \times \varepsilon$), originando com a aplicação de uma carga, uma certa deformação (das partículas individuais) que é anulada quando essa carga é aplicada. No programa, apesar do solo não ceder, os parâmetros do critério de cedência vão ser usados somente para o cálculo do fator de força do material e também do grau de excesso de tensão.

Já num material plástico, as deformações são plásticas e não recuperáveis, e não obedecem à Lei de Hooke (cedência plástica), originando com a aplicação de uma carga, uma certa deformação (relativa ao rearranjo estrutural das partículas durante o carregamento) que não é anulada, gerando uma carga residual. Na análise do programa, os parâmetros de resistência residual são usados caso ocorra a plastificação. Caso esses parâmetros sejam iguais aos parâmetros de pico, então está-se a definir um material elástico-perfeitamente plástico, representado na figura 3.5, como foi o caso dos modelos analisados nesta dissertação, onde os valores de pico foram iguais aos valores residuais.

O critério de cedência foi o de Mohr-Coulomb, onde se definiram os parâmetros coesão, ângulo de atrito e resistência à tração. Para um material plástico foi possível também definir o ângulo de dilatância, os valores residuais da coesão, do ângulo de atrito e da resistência à tração.

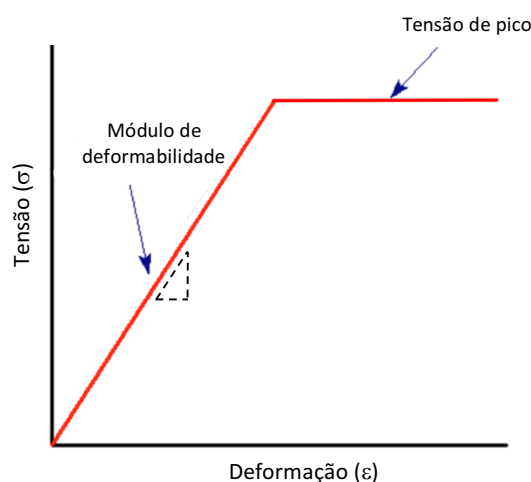


Figura 3.5 – Modelo de um solo elástico-perfeitamente plástico (adaptado^{20]})

Relativamente à permeabilidade dos materiais, esta influencia a distribuição da pressão de fluxo e dos poros ao longo do modelo, sendo definida por uma função onde é necessário especificar o modelo da função e o tipo de solo a analisar.

Assim, criou-se uma função (figura 3.6) onde a permeabilidade não saturada foi automaticamente determinada pelo programa com base na grandeza da permeabilidade saturada (K_s), onde a permeabilidade não saturada simplesmente diminui numa ordem de grandeza dentro da faixa inicial de valores de permeabilidade, permanecendo constante a partir daí (modelo simples e tipo de solo geral).

Como a permeabilidade foi considerada isotrópica, ficou descrita especificando um fator, que definiu a permeabilidade relativa nas duas direções ortogonais. O fator K_2/K_1 especifica a permeabilidade relativa na direção ortogonal à direção K_1 , correspondente à permeabilidade primária definida pela permeabilidade saturada. Para os casos estudados nesta dissertação, como $K_2/K_1 = 1$, a permeabilidade na direção vertical foi igual à permeabilidade na direção horizontal (K_s).

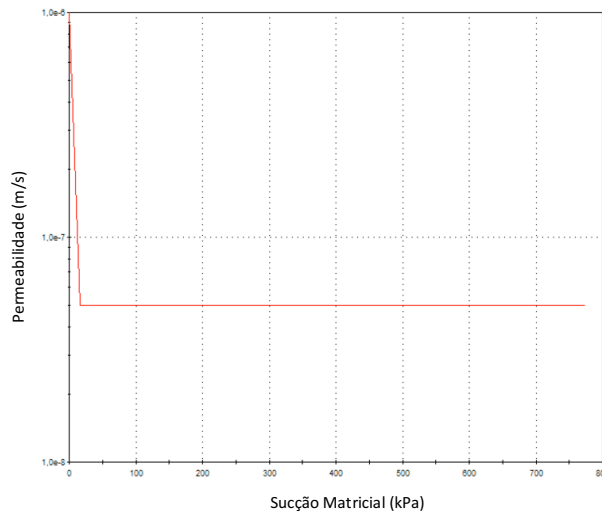


Figura 3.6 – Gráfico correspondente à função da permeabilidade (adaptado^[20])

4

MODELO: CORTINA MULTI- ESCORADA (ANÁLISE DE TRÊS CENÁRIOS DISTINTOS)

4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Com o objetivo de interpretar melhor o caso de estudo a examinar posteriormente no capítulo 5, com detalhe, optou-se por analisar um modelo composto por cortinas multi-escoradas de 40 metros de profundidade, com uma ficha de 10 metros de comprimento (figura 4.1).

Nesta análise admitiram-se três cenários com o objetivo de estudar a influência da variação de dois importantes parâmetros das obras geotécnicas: a posição do nível freático e o coeficiente de permeabilidade (coeficiente incerto e difícil de calcular). Assim, foram analisados os seguintes cenários:

- cenário 1 com um maciço homogéneo (analisado com um comportamento elástico e posteriormente plástico), em que o coeficiente de permeabilidade, k , teve um valor fixo, onde se estudou a posição do nível freático, ou seja, estudou-se o modelo com a ausência e depois com a presença de nível freático, subindo a sua posição de 5 em 5 metros a partir do fundo de escavação;
- cenário 2 composto por um maciço heterogéneo (analisado com um comportamento plástico), constituído pelo solo A (solo acima da cota do fundo de escavação) com um valor de k fixo e pelo solo B (solo abaixo da cota do fundo de escavação) com um k a diminuir, onde o nível freático se manteve a uma cota fixa, pois o objetivo era estudar a influência do coeficiente de permeabilidade;
- cenário 3 também composto por um maciço heterogéneo (analisado com um comportamento plástico), constituído pelo solo A com k fixo e um rolhão com 5 metros de profundidade com k a diminuir, onde o nível freático se manteve a uma cota fixa.

A cortina foi analisada com um comportamento linear elástico, sendo considerada impermeável e com os parâmetros característicos de uma cortina em betão. Já o solo, apesar do coeficiente de permeabilidade variar nos cenários 2 e 3, as restantes propriedades mantiveram-se, sendo os valores utilizados característicos de uma areia, presentes na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais

Elemento	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	k (m/s)	ν	E (MPa)	c' (kPa)	$\varphi' = \delta$ (°)
Solo	20,00	9,81	10^{-6}	0,30	20	1,00	30,00
Cortina	-	-	impermeável	0,20	30 000	-	-

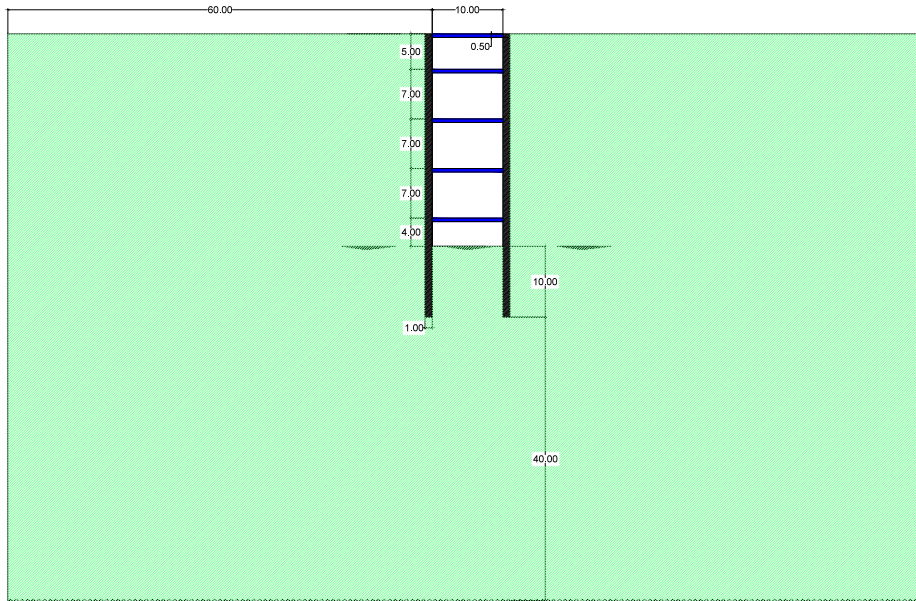


Figura 4.1 – Geometria do modelo (cenário 1)

4.2. PARÂMETROS A MEDIR

De forma a ser possível validar e comparar os resultados obtidos pela análise numérica, foi necessário fazer um cálculo tradicional para a verificação da instabilidade de origem hidráulica, tendo por base questões relativas ao levantamento hidráulico e à erosão interna. Assim, através do cálculo de fatores de segurança validou-se a segurança para fatores maiores ou iguais a 1,5 e 2,0, respetivamente, segundo os coeficientes globais de segurança para a percolação (figura 4.2). Esta verificação à instabilidade hidráulica foi também calculada segundo o Eurocódigo 7.

De forma a validar a geometria recomendada por Terzaghi para o bloco potencialmente instável (bloco de terras adjacente à cortina de largura igual a metade da altura enterrada da mesma), também se analisou o modelo do cenário 1 aumentando a distância entre cortinas.

Relativamente à resistência mecânica era necessário verificar a instabilidade e a plastificação do solo, de modo a comparar com os resultados analíticos da instabilidade hidráulica. Somente para o cenário 1 foram medidos também os deslocamentos horizontais na cortina, os deslocamentos verticais/horizontais à superfície, apesar de não ter sido necessário analisar edifícios adjacentes à escavação, e o levantamento no fundo de escavação, num único ponto, em função da fase, com o objetivo de conhecer a evolução dos deslocamentos na zona mais crítica do solo.

Tipo de rotura	Item	Valores de F
Corte	Obras de aterro	1,3-1,5
	Muros de suporte, escavações	1,5-2,0
	Fundações	2,0-3,0
Percolação	Levantamento hidráulico	1,5-2,0
	Gradiente de saída, <i>piping</i>	2,0-3,0
Carga de rotura de estacas	Ensaio de carga	1,5-2,0
	Fórmulas dinâmicas	3,0

Figura 4.2 – Valores típicos de coeficientes globais de segurança para obras geotécnicas (adaptado^[4])

4.3. MODELO NUMÉRICO

Para a análise numérica optou-se por modelar apenas metade da geometria do modelo, tirando partido da simetria, de forma a obter resultados mais precisos com uma malha mais refinada, sem perder muito tempo no processo de cálculo.

Assim, começou-se por adicionar uma fronteira externa de 80 por 65 metros para dar o efeito de fronteira infinita relativamente à escavação, colocando-se apoios de roletes nas fronteiras laterais, visto não se poderem deslocar na direção horizontal, apoios duplos na fronteira inferior e a superfície encontrava-se livre em todas as direções.

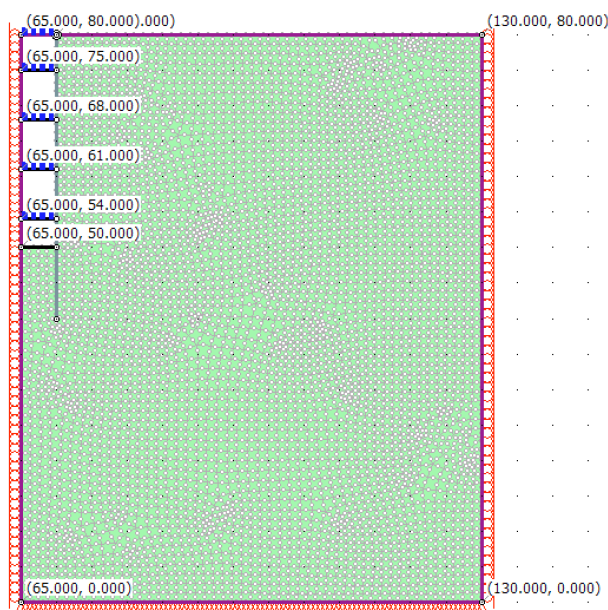


Figura 4.3 – Modelo numérico utilizado no programa RS² (cenário 1)

O número de fases, descritas na tabela 4.2, representou o processo construtivo simplificado da escavação multi-escorada, constituído por 12 fases, onde se escavou a totalidade do terreno entre cada escora antes da colocação da mesma (não correspondendo isso ao que acontece na realidade, onde se escava até uma cota inferior à cota de instalação da escora).

Para o cenário 1, o número de fases aumentou para 18 fases, mais 6 do que para os outros dois cenários, equivalendo cada uma à subida, por incrementos sucessivos, de 5 metros do nível freático a partir do fundo de escavação (5, 10, 15, 20, 25 e 30 metros acima do fundo de escavação).

Tabela 4.2 – Faseamento construtivo para a modelação dos cenários

Fase	Descrição
1	Inicial
2	Instalação da cortina até à cota + 40,00 m
3	Instalação da escora à cota + 80,00 m
4	Escavação até à cota + 75,00 m
5	Instalação da escora à cota + 75,00 m
6	Escavação até à cota + 68,00 m
7	Instalação da escora à cota + 68,00 m
8	Escavação até à cota + 61,00 m
9	Instalação da escora à cota + 61,00 m
10	Escavação até à cota + 54,00 m
11	Instalação da escora à cota + 54,00 m
12	Final (escavação + 50,00 m)

4.4. CENÁRIO 1

No cenário 1, como descrito anteriormente, o maciço homogéneo teve um coeficiente de permeabilidade fixo ($k = 10^{-6}$ m/s), onde se analisou o solo com dois comportamentos distintos: comportamento elástico e comportamento elástico-perfeitamente plástico, designado simplesmente como plástico. Em ambas as análises foi estudada a influência da posição do nível freático, onde se analisou o modelo com a ausência de nível freático e com presença do mesmo, com a posterior subida de 5 em 5 metros a partir do fundo de escavação, tendo como objetivo verificar até que altura de água a instabilidade e a segurança eram garantidas no programa, na abordagem tradicional e na análise segundo o Eurocódigo 7.

Assim, inicialmente foi analisada a rede de escoamento e o caudal percolado para o modelo todo, de modo a confirmar se a modelação tinha sido bem executada.

Com o objetivo de estudar a instabilidade hidráulica, calcularam-se os fatores de segurança para o levantamento hidráulico e para a erosão interna através da abordagem tradicional com os resultados dos gradientes calculados através do programa. Assim, foi possível verificar qual das duas verificações foi a mais condicionante e compará-la com a análise segundo o Eurocódigo 7.

No entanto, como as imposições feitas pelo Eurocódigo 7 têm por base certas simplificações (explicadas no capítulo 2), optou-se por comparar a verificação feita com este documento com os valores do programa para a verificação mais condicionante.

Para complementar a análise da instabilidade hidráulica, estudou-se a influência do aumento da largura de escavação relativamente às dimensões do bloco instável utilizado no cálculo da verificação do levantamento hidráulico proposto por Terzaghi.

Por fim, foi feita uma análise de tensão-deformação, onde se estudou a plastificação para o modelo plástico sem nível freático e para o modelo plástico com nível freático na posição em que se deu a não convergência dos resultados. Os deslocamentos foram retirados para os dois modelos (elástico e

plástico), no entanto para o modelo plástico com nível freático analisaram-se os resultados da fase final de escavação até à fase anterior onde os resultados não convergiram e para o modelo elástico com nível freático retiraram-se os resultados a partir da fase final de escavação até à posição final do nível freático. Para os modelos sem nível freático foram retirados os resultados de todas as fases da modelação.

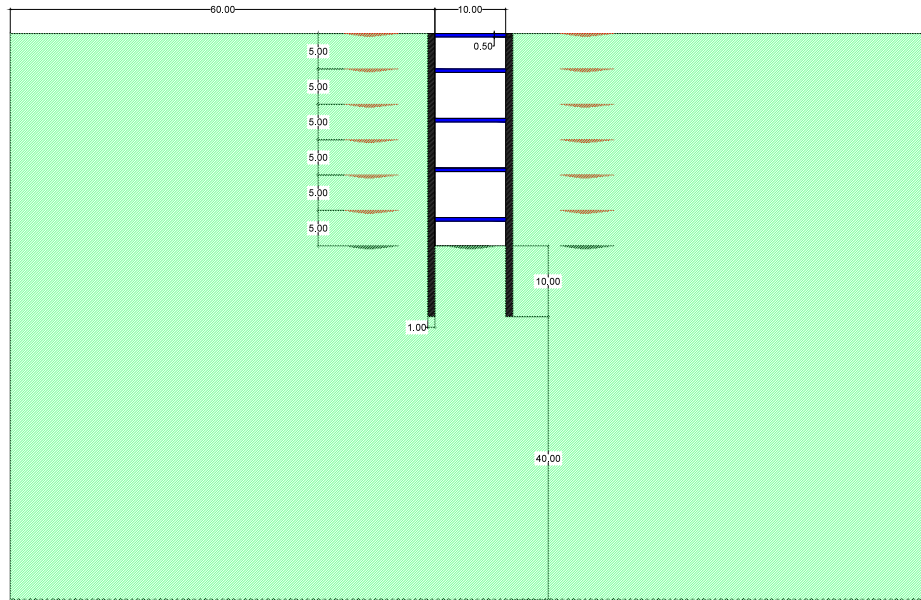


Figura 4.4 – Geometria do modelo para o cenário 1

4.4.1. EVOLUÇÃO DA CARGA TOTAL E DO CAUDAL PERCOLADO COM A SUBIDA DO NÍVEL FREÁTICO

Para este cenário, analisou-se primeiramente a evolução da carga total e do caudal percolado com a alteração da posição do nível freático (figuras 4.5 a 4.10), com o intuito de verificar se a modelação tinha sido executada corretamente. Assim, para a carga total, os valores tinham que variar entre a cota do nível da água no fundo de escavação (à cota 50 metros) e a cota da posição do nível freático adjacente às cortinas (variável). Relativamente ao caudal percolado, a soma dos caudais de cada lado tinha que ser aproximadamente igual ao caudal no fundo de escavação.

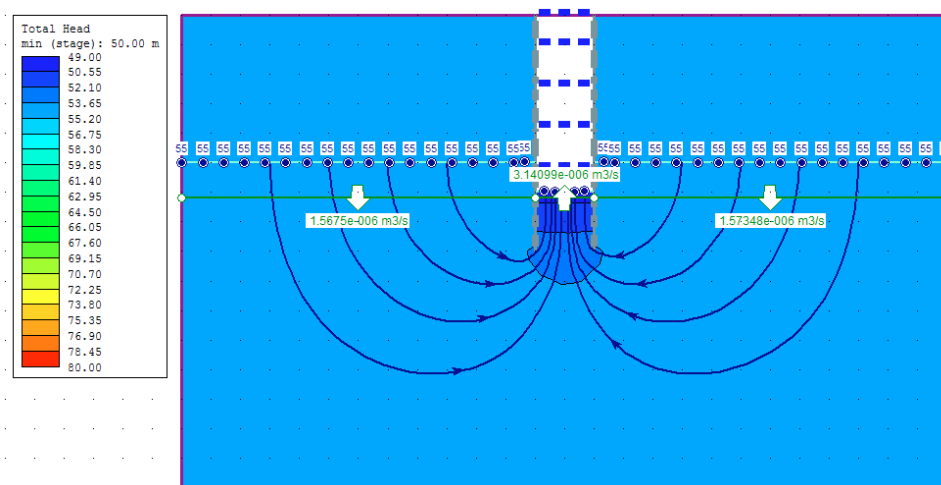


Figura 4.5 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 5 metros acima fundo de escavação)

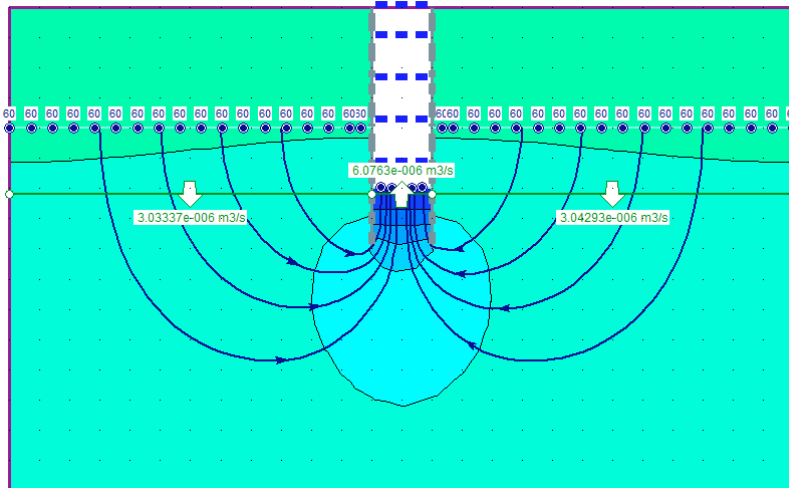


Figura 4.6 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 10 metros acima do fundo de escavação)

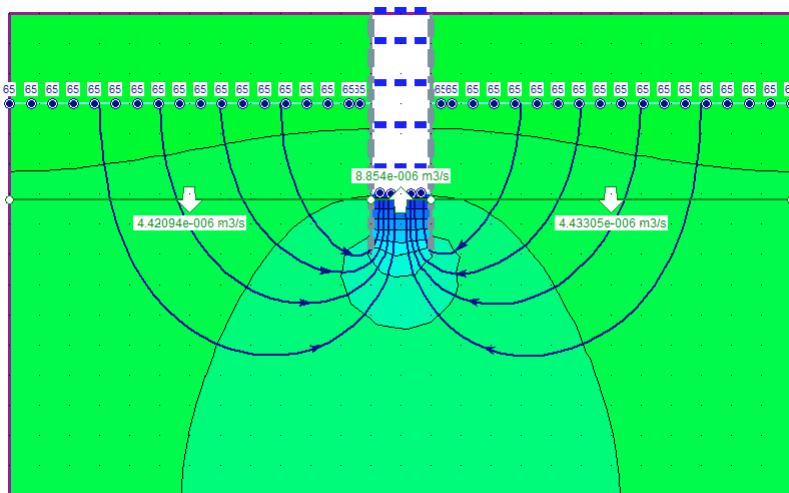


Figura 4.7 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 15 metros acima do fundo de escavação)

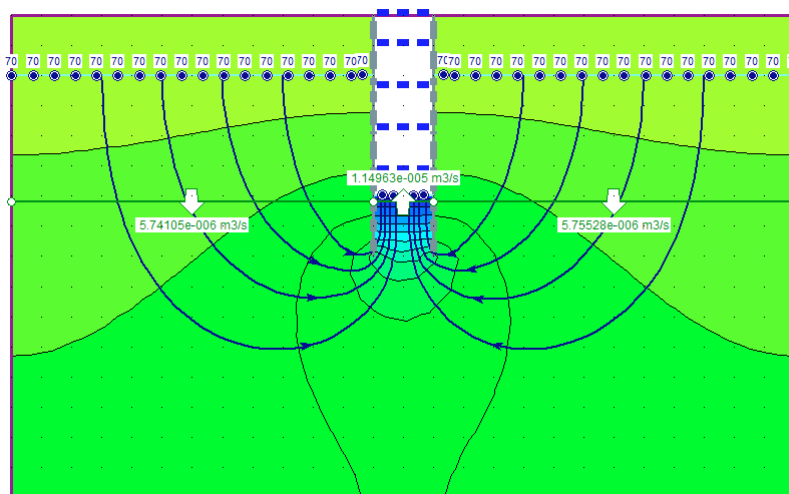


Figura 4.8 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 20 metros acima do fundo de escavação)

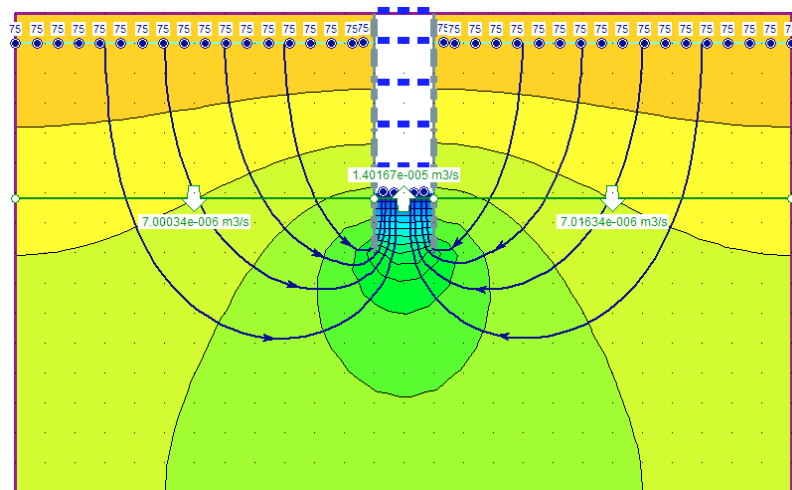


Figura 4.9 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 25 metros acima do fundo de escavação)

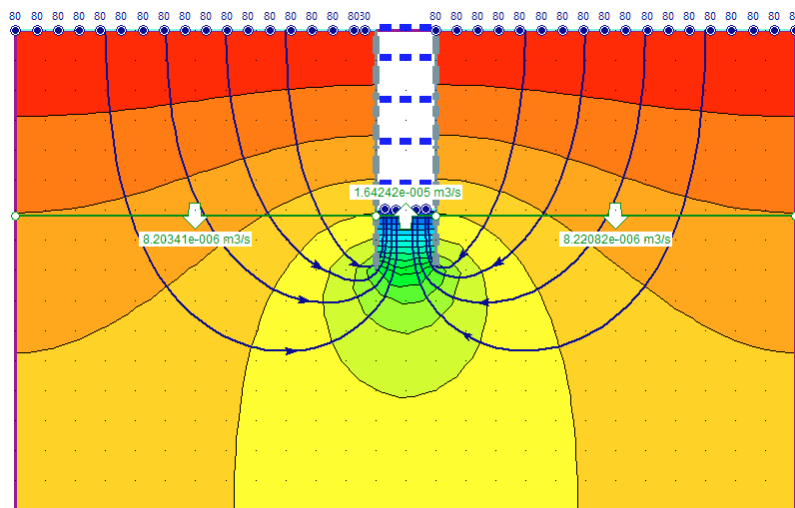


Figura 4.10 – Rede de escoamento e caudal percolado (nível freático 30 metros acima do fundo de escavação)

4.4.2. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA

Na abordagem tradicional para o levantamento hidráulico foi necessário calcular o peso submerso do bloco instável e a resultante das forças de percolação, sendo este gradiente hidráulico médio calculado ao longo da altura do bloco, diretamente do programa. Este valor foi retirado pela média do gradiente hidráulico ao longo da cortina e ao longo do eixo de simetria (figura 4.11), de modo a ter valores mais precisos para cada posição do nível freático.

Para a erosão interna, comparou-se o gradiente hidráulico crítico com o gradiente hidráulico máximo de saída, i_{max}^{jus} . O valor do gradiente hidráulico máximo de saída foi retirado diretamente do programa para o quadrado do lado de jusante adjacente à cortina, formado pelas equipotenciais e pelas linhas de fluxo.

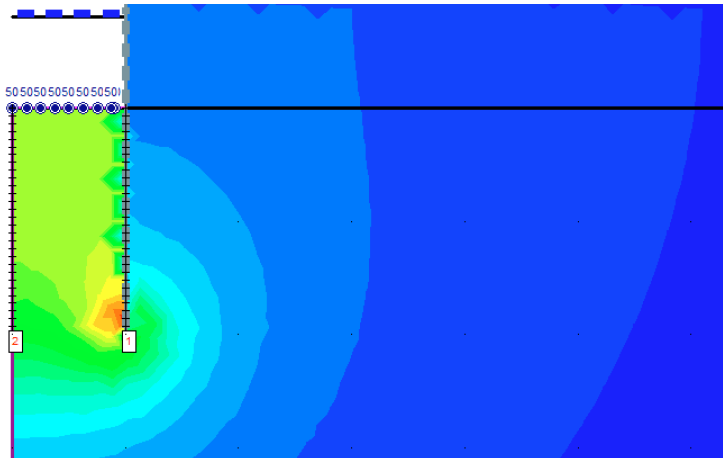


Figura 4.11 – Gradiente hidráulico (nível freático 5 metros acima do fundo de escavação)

Assim, através da tabela 4.3, foi possível concluir que o levantamento hidráulico foi a verificação condicionante, apresentando instabilidade para um nível freático 20 metros acima do fundo de escavação, enquanto que para a erosão interna, a instabilidade deu-se para um nível freático 25 metros acima. Os gradientes hidráulicos médios ao longo da altura do bloco instável para cada posição do nível freático foram apresentados na figura 4.12, sendo os valores apresentados na tabela 4.3, uma média dos gradientes hidráulicos, obtidos estes a partir da média do gradiente hidráulico ao longo da cortina e do gradiente hidráulico ao longo do eixo de simetria.

Tabela 4.3 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)		5	10	15	20	25	30
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	10,00					
	i_{med}^{bpi}	0,29	0,56	0,82	1,06	1,30	1,52
	W' (kN/m)	509,50					
	J (kN/m)	142,25	274,68	402,21	519,93	637,65	745,56
	FS	3,58	1,85	1,27	0,98	0,80	0,68
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.
Erosão interna	i_{cr}	1,04					
	Δh_{total} (m)	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0
	i_{max}^{jus}	0,42	0,45	0,51	0,70	1,13	1,90
	FS	2,50	2,29	2,04	1,49	0,92	0,55
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	K.O.	K.O.

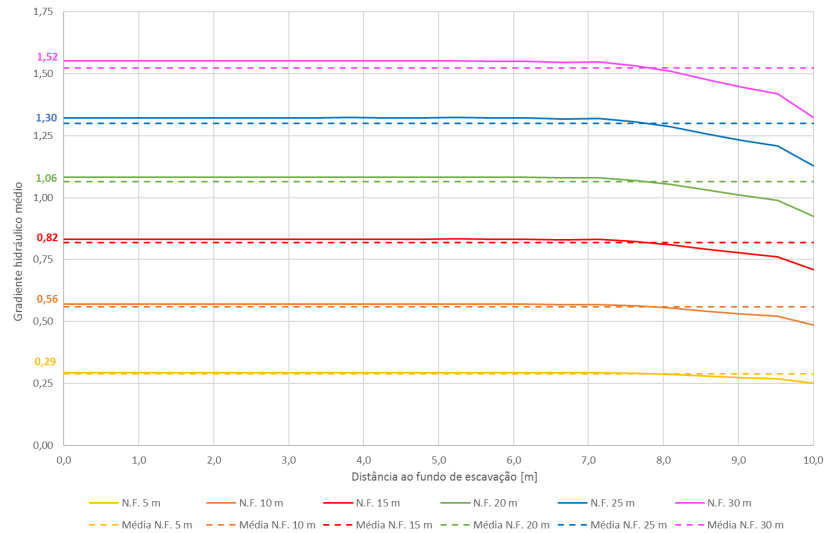


Figura 4.12 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável

De forma a ter um valor mais exato da posição do nível freático a partir do qual o nível de segurança e a condição limite de estabilidade não foram cumpridos, analisou-se, respetivamente, o modelo com um nível freático entre 10 a 15 metros e entre 15 a 20 metros acima do fundo de escavação. Os cálculos dos fatores de segurança foram feitos somente para a verificação mais condicionante, a do levantamento hidráulico, tendo sido retirados os gradientes hidráulicos da mesma forma que na figura 4.12.

Assim, com a análise pormenorizada da posição do nível freático foi possível verificar que a não satisfação do nível de segurança exigido ($FS < 1,50$) se deu para um nível freático 13 metros acima do fundo de escavação (tabela 4.4), sendo possível subir o nível freático 12 metros acima do fundo com um nível de segurança imposto de 1,50.

Tabela 4.4 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (N.F. entre 10 a 15 metros acima do fundo de escavação)

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)	10	11	12	13	14	15
γ (kN/m ³)	20,00					
γ_w (kN/m ³)	9,81					
d (m)	10,00					
i_{med}^{bpi}	0,56	0,61	0,66	0,72	0,77	0,82
W' (kN/m)	509,50					
J (kN/m)	274,68	299,21	323,73	353,16	377,69	402,21
FS	1,85	1,70	1,57	1,44	1,35	1,27
Verificação à segurança	O.K.	O.K.	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.

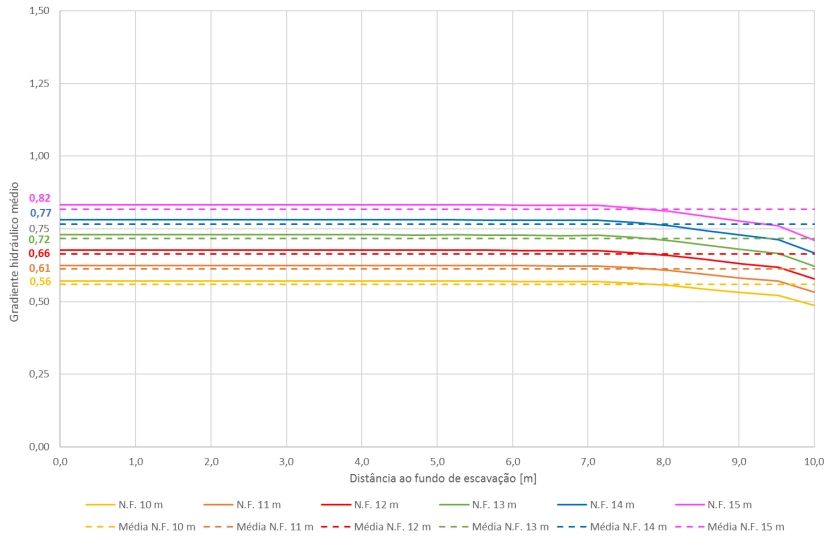


Figura 4.13 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (N.F. entre 10 a 15 metros acima do fundo de escavação)

A instabilidade ($FS < 1,00$) aconteceu para um nível freático 20 metros acima do fundo de escavação (tabela 4.5), sendo possível subir o nível freático 19 metros acima do fundo com um nível de estabilidade, considerando o modelo estável quando o peso submerso do bloco instável é igual à resultante das forças de percolação.

Tabela 4.5 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (N.F. entre 15 a 20 metros acima do fundo de escavação)

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)		15	16	17	18	19	20
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	10,00					
	i_{med}^{bpi}	0,82	0,87	0,92	0,97	1,01	1,06
	W' (kN/m)	509,50					
	J (kN/m)	402,21	426,74	451,26	475,79	495,41	519,93
	FS	1,27	1,19	1,13	1,07	1,03	0,98
	Verificação à instabilidade	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	K.O.

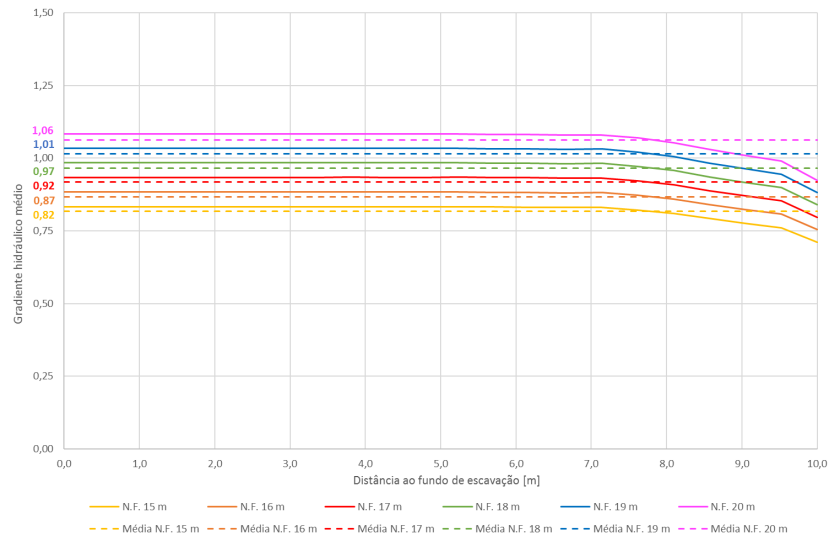


Figura 4.14 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (N.F. entre 15 a 20 metros acima do fundo de escavação)

4.4.3. VERIFICAÇÃO DO LEVANTAMENTO HIDRÁULICO COM O AUMENTO DA DISTÂNCIA ENTRE CORTINAS

Para verificar a geometria do bloco instável recomendada por Terzaghi, analisaram-se três modelos, onde para cada um deles se alterou para, respetivamente, 20, 30 e 40 metros a largura da escavação, analisando somente o levantamento hidráulico para o bloco instável utilizado anteriormente com dimensões de 10 por 5 metros.

A partir desta verificação, foi possível validar a análise recomendada por Terzaghi para a geometria do bloco instável, sendo uma verificação mais conservativa do que caso se verificasse para o espaço entre cortinas, visto que considera o gradiente hidráulico médio do bloco com uma base igual a metade da altura. Desta forma, examinou gradientes hidráulicos mais altos do que se o bloco instável fosse o bloco correspondente à largura total da escavação.

Para uma distância entre cortinas de 20 metros, a condição limite de estabilidade foi conseguida com um nível freático 25 metros acima do fundo de escavação, correspondente a um fator de segurança de 1,03 (tabela 4.6) e um gradiente hidráulico médio de 1,01 (figura 4.15). Assim, o aumento da largura da escavação representou uma melhoria na estabilidade do modelo, pois passou-se de um nível freático 20 metros acima do fundo de escavação para 25 metros, sendo os gradientes hidráulicos médios menores.

Tabela 4.6 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 20 metros)

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)		5	10	15	20	25	30
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	10,00					
	i_{med}^{bpi}	0,24	0,45	0,65	0,84	1,01	1,18
	W' (kN/m)	509,50					
	J (kN/m)	117,72	220,73	318,83	412,02	495,41	578,79
	FS	4,33	2,31	1,60	1,24	1,03	0,88
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	K.O.

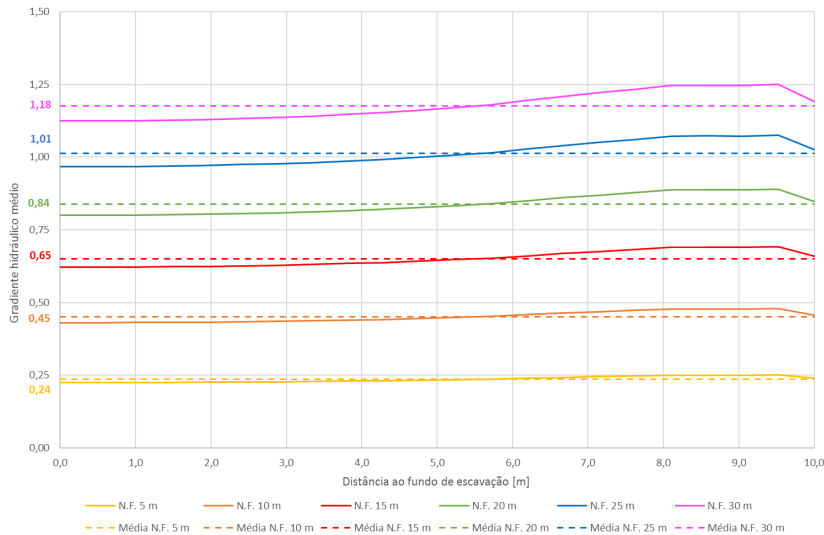


Figura 4.15 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 20 metros)

Para uma distância entre cortinas de 30 metros, a condição limite de estabilidade foi conseguida com um nível freático 30 metros acima do fundo de escavação, correspondente a um fator de segurança de 1,02 (tabela 4.7) e um gradiente hidráulico médio de 1,02 (figura 4.16). Este fator de segurança para a estabilidade ficou muito perto do limite de 1,00, sendo necessário uma distância entre cortinas maior para se ter mais confiança nos resultados.

Tabela 4.7 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 30 metros)

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)		5	10	15	20	25	30
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	10,00					
	i_{med}^{bpi}	0,21	0,40	0,57	0,73	0,88	1,02
	W' (kN/m)	509,50					
	J (kN/m)	103,01	196,20	279,59	358,07	431,64	500,31
	FS	4,95	2,60	1,82	1,42	1,18	1,02
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

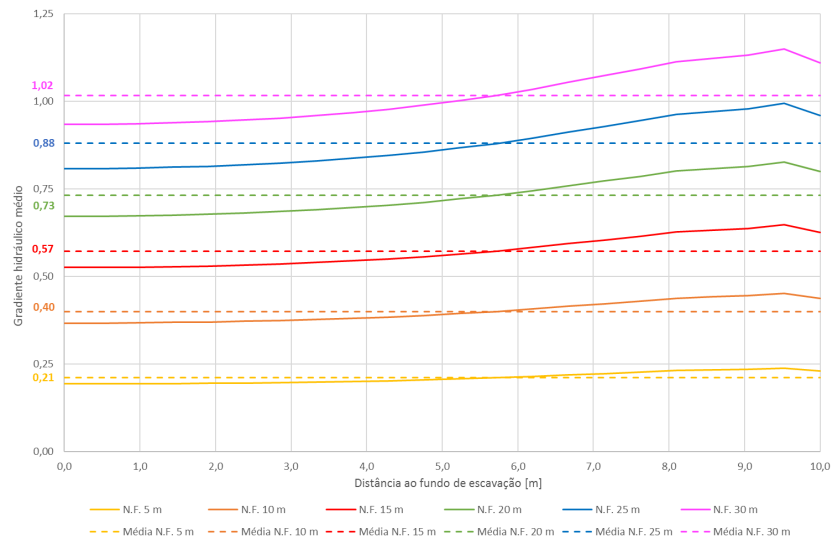


Figura 4.16 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 30 metros)

Para uma distância entre cortinas de 40 metros, a condição limite de estabilidade foi conseguida com um nível freático também 30 metros acima do fundo de escavação, mas com um fator de segurança mais afastado do limite de 1,12 (tabela 4.8) e um gradiente hidráulico médio de 0,93 (figura 4.17). Apesar de ser passível a construção deste modelo garantindo a estabilidade, somente para um nível freático 20 metros acima do fundo de escavação é que foi garantido o nível de segurança imposto de 1,50.

Tabela 4.8 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (distância entre cortinas de 40 metros)

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)		5	10	15	20	25	30
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	10,00					
	i_{med}^{bpi}	0,20	0,37	0,53	0,67	0,81	0,93
	W' (kN/m)	509,50					
	J (kN/m)	98,10	181,49	259,97	328,64	397,31	456,17
	FS	5,19	2,81	1,96	1,55	1,28	1,12
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

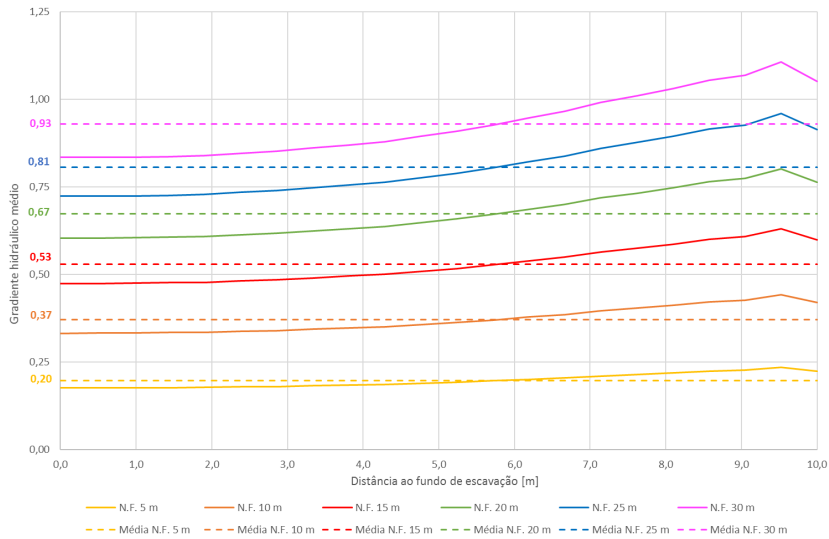


Figura 4.17 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável (distância entre cortinas de 40 metros)

Analisando as tabelas com os fatores de segurança e comparando a influência que o aumento da distância entre cortinas teve, foi possível concluir que o aumento da distância entre cortinas contribuiu para a segurança, pois significou menores gradientes hidráulicos ao longo da altura do bloco instável, sendo mesmo possível ter o nível freático à superfície (30 metros acima do fundo de escavação) sem problemas de instabilidade.

Na figura 4.18, apresentou-se os fatores de segurança em função da distância do nível freático ao fundo de escavação com os resultados tirados das análises feitas anteriormente para a instabilidade hidráulica relativas à verificação do levantamento hidráulico.

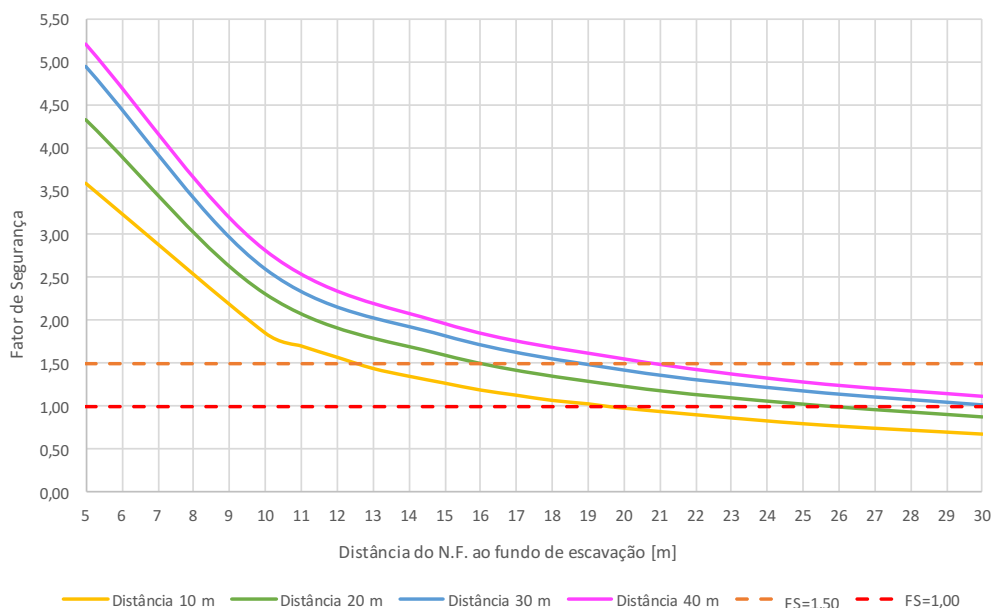


Figura 4.18 – Fatores de segurança (levantamento hidráulico) para as diferentes distâncias entre cortinas

4.4.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO HIDRÁULICO

De modo a calcular ambas as verificações propostas pelo Eurocódigo 7 para a rotura por levantamento hidráulico (com o valor de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina e com o valor de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna), foi necessário determinar individualmente cada uma das ações aplicadas no bloco. Assim, foi possível chegar a um nível de segurança imposto pelo Eurocódigo 7, que serve de base ao dimensionamento das mais diversas obras geotécnicas.

Tabela 4.9 – Ações aplicadas no bloco

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)	5	10	15	20	25	30
H (m)	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
h (m)	2,50	5,00	7,50	10,00	12,50	15,00
d (m)	10,00					
i_k	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
u (kPa)	122,63	147,15	171,68	196,20	220,73	245,25
σ_v (kPa)	200,00					
J_k (kN/m)	122,63	245,25	367,88	490,50	613,13	735,75
W'_k (kN/m)	509,50					

Para a verificação que usou o valor de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina foi possível ter um nível de segurança desta verificação para um nível freático 5 metros acima do fundo de escavação (tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)	5	10	15	20	25	30
$u_{dst;d}$ (kPa)	165,55	198,65	231,77	264,87	297,99	331,09
$\sigma_{stb;d}$ (kPa)	180,00					
Λ_{HYD} (%)	91,97	110,36	128,76	147,15	165,55	183,94
Verificação	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.

Na verificação usando o valor de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna, um nível freático 10 metros acima do fundo de escavação foi possível para o nível de segurança desta verificação (tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)	5	10	15	20	25	30
$J_{dst;d}$ (kN/m)	165,55	331,09	496,64	662,18	827,73	993,26
$W'_{stb;d}$ (kN/m)	458,55					
Λ_{HYD} (%)	36,10	72,20	108,31	144,41	180,51	216,61
Verificação	O.K.	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.

4.4.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 COM OS VALORES RETIRADOS DO PROGRAMA (LEVANTAMENTO HIDRÁULICO)

Com o objetivo de também verificar a análise feita pelo Eurocódigo 7 (para os dois métodos alternativos), onde as ações foram calculadas através do pressuposto que a infiltração na escavação é igual em ambos os lados da cortina, podendo resultar numa redução involuntária na fiabilidade, comparou-se esta análise com os valores retirados a partir do programa.

Os valores retirados do programa para o cálculo das ações foram a pressão neutra na base do bloco para cada posição do nível freático (figura 4.19) e o valor característico da força vertical de percolação através dos gradientes hidráulicos médios ao longo do bloco calculados anteriormente e presentes na figura 4.12.

Tabela 4.12 – Verificação segundo o Eurocódigo 7 usando os valores obtidos pelo programa

Distância do N.F. ao fundo de escavação (m)	5	10	15	20	25	30
i_k	0,29	0,56	0,82	1,06	1,30	1,52
u (kPa)	126,99	154,15	179,94	204,55	228,09	250,64
J_k (kN/m)	142,25	274,68	402,21	519,93	637,65	745,56
$u_{dst;d}$ (kPa)	171,44	208,10	242,92	276,14	307,92	338,36
$\sigma_{stb;d}$ (kPa)	180,00					
Λ_{HYD} (%)	85,72	104,05	121,46	138,07	153,96	183,94
Verificação 1	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.
$J_{dst;d}$ (kN/m)	192,04	370,82	542,98	701,91	860,83	1006,51
$W'_{stb;d}$ (kN/m)	458,55					
Λ_{HYD} (%)	41,88	80,87	118,41	153,07	187,73	219,50
Verificação 2	O.K.	O.K.	K.O.	K.O.	K.O.	K.O.

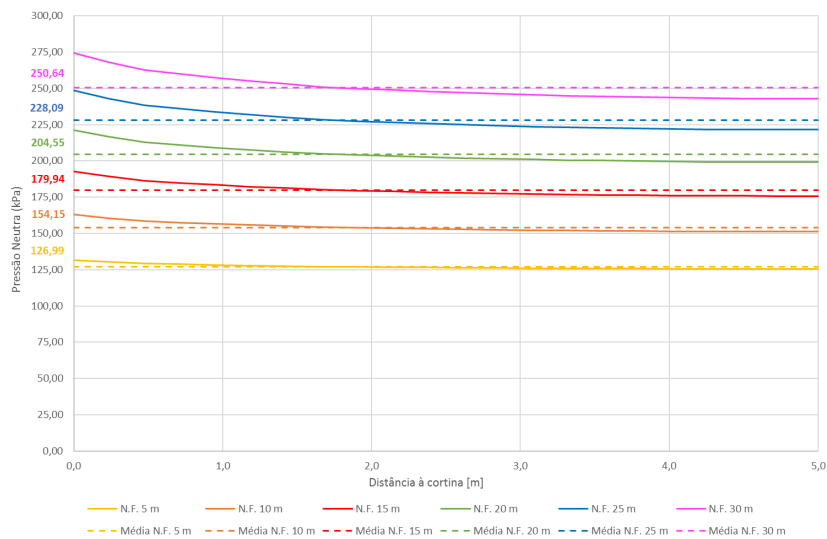


Figura 4.19 – Pressão neutra medida na base do bloco instável

Com base nos resultados foi possível concluir que a simplificação imposta na abordagem segundo o Eurocódigo 7 não se afastou muito da feita com os valores do programa (figura 4.20). Para a verificação com os valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina (a azul), a análise do Eurocódigo 7 é pelo lado da segurança (Λ_{HYD} maior), enquanto que na verificação com os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna (a verde), o Eurocódigo foi pelo lado da insegurança, mas correspondendo a diferença de análises a aproximadamente um metro na posição do nível freático.

Como ambas as análises têm uma evolução linear, foi possível conhecer a posição aproximada para a qual se alcança o nível de segurança imposto pelo Eurocódigo 7, correspondendo essa posição a 7 e a 13 metros do fundo de escavação, respetivamente, para cada verificação feita.

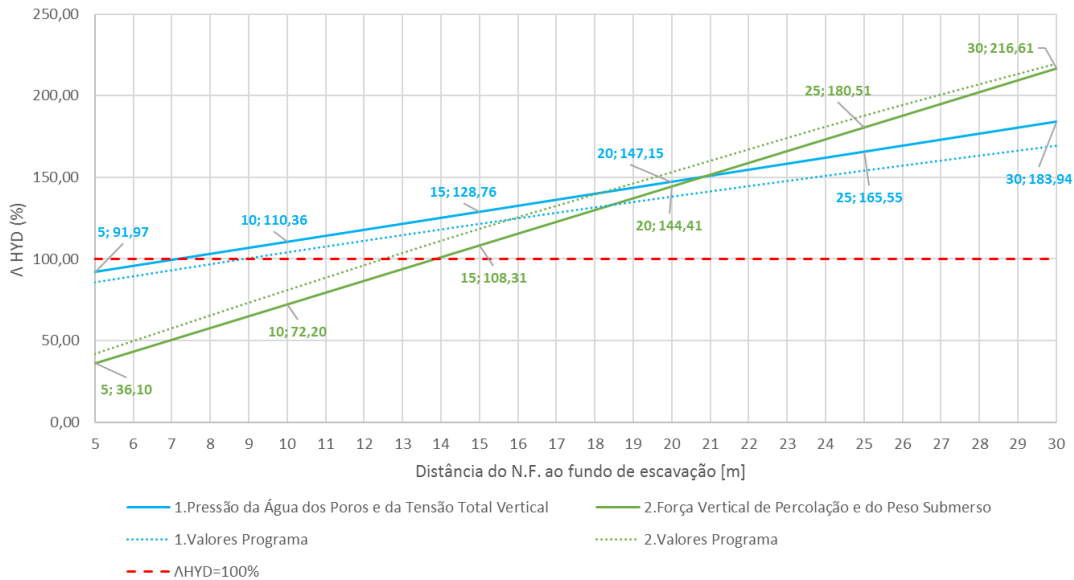


Figura 4.20 – Comparação das duas verificações segundo o Eurocódigo 7

4.4.6. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Para a análise de tensão-deformação, estudou-se a plastificação dos modelos plásticos sem nível freático e com o nível freático a diferentes posições (subida, por incrementos sucessivos, de 5 metros). Também se analisaram os deslocamentos (horizontais na cortina, verticais/horizontais à superfície e verticais no fundo de escavação) para todos os modelos estudados: solo elástico sem e com nível freático a diferentes posições e solo plástico sem e com nível freático a diferentes posições.

4.4.6.1. Análise da plastificação

Na análise da plastificação dos elementos dos modelos, estudou-se a plastificação para o modelo plástico sem nível freático e para o modelo plástico com nível freático na posição em que se deu a não convergência dos resultados.

Para o solo plástico sem nível freático verificou-se a convergência dos resultados, sendo possível proceder a esta escavação sem a presença no nível freático, correspondendo a cor vermelha aos elementos que se encontraram totalmente plastificados (figura 4.21).

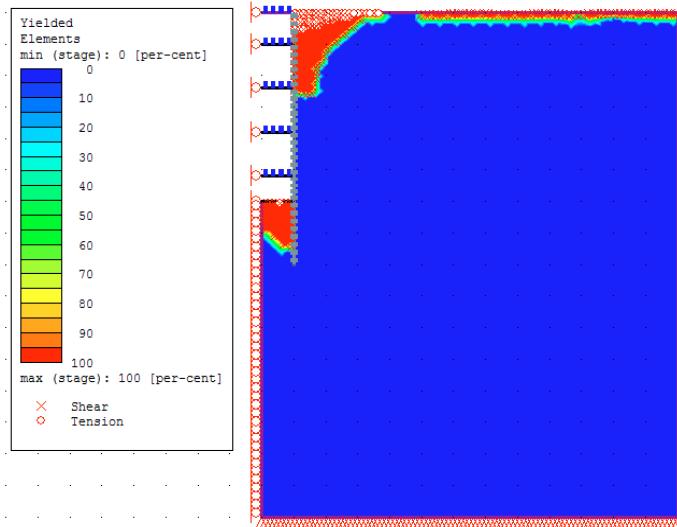


Figura 4.21 – Elementos plastificados (solo plástico sem nível freático)

No solo plástico com nível freático a diferentes posições, verificou-se a não convergência de resultados quando o nível freático se encontrava 15 metros acima do fundo de escavação (fase nº 15). Assim, ignoraram-se os valores para esta fase e para as fases seguintes, correspondendo os resultados dos deslocamentos até à fase nº 14 com o nível freático 10 metros acima do fundo de escavação.

De modo a ter também um valor mais exacto para a posição do nível freático, modelou-se o problema para um nível freático entre 10 a 15 metros acima do fundo de escavação, continuando a corresponder a não convergência de resultados para um nível freático 15 metros acima do fundo (figura 4.22).

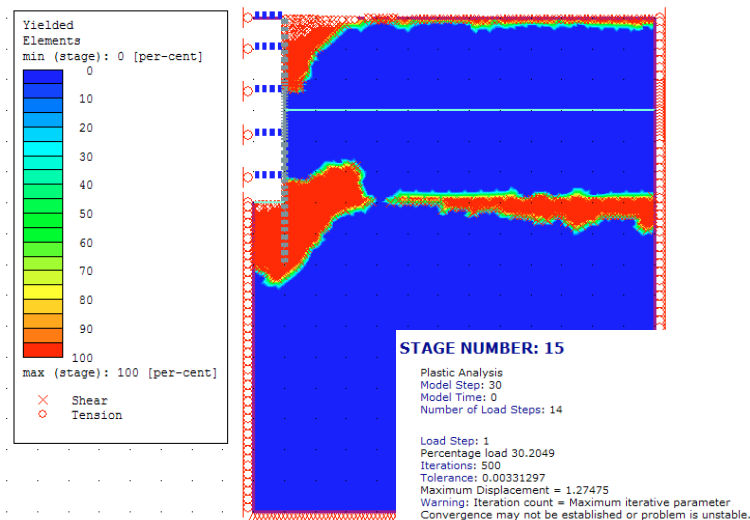


Figura 4.22 – Elementos plastificados (solo plástico com nível freático a diferentes posições)

4.4.6.2. Deslocamentos horizontais na cortina

Os deslocamentos foram retirados para os dois modelos (elástico e plástico), no entanto para o modelo plástico com nível freático a diferentes posições analisaram-se os resultados da fase final de escavação até à fase anterior onde os resultados não convergiram e para o modelo elástico com nível freático a diferentes posições retiraram-se os resultados a partir da fase final de escavação até à posição final do nível freático. Para os modelos sem nível freático foram retirados os resultados de todas as fases da modelação.

Para todos os deslocamentos foram analisados primeiramente os resultados do solo plástico sem e com nível freático a diferentes posições e seguidamente do solo elástico sem e com o nível freático a diferentes posições.

Relativamente aos resultados, era de esperar que o deslocamento horizontal máximo ocorresse abaixo do fundo de escavação, o que aconteceu em todos os quatro casos de análise. Os maiores deslocamentos eram previsíveis com a presença do nível freático, visto serem maiores as pressões aplicadas à cortina (terras + água), podendo ver essas diferenças entre as alíneas a) e b) das figuras 4.23 e 4.24. Os deslocamentos representados a roxo (fase final da escavação) são aproximadamente iguais sem e com a presença de nível freático, visto encontrar-se a o nível freático a 10 metros acima do fundo da cortina.

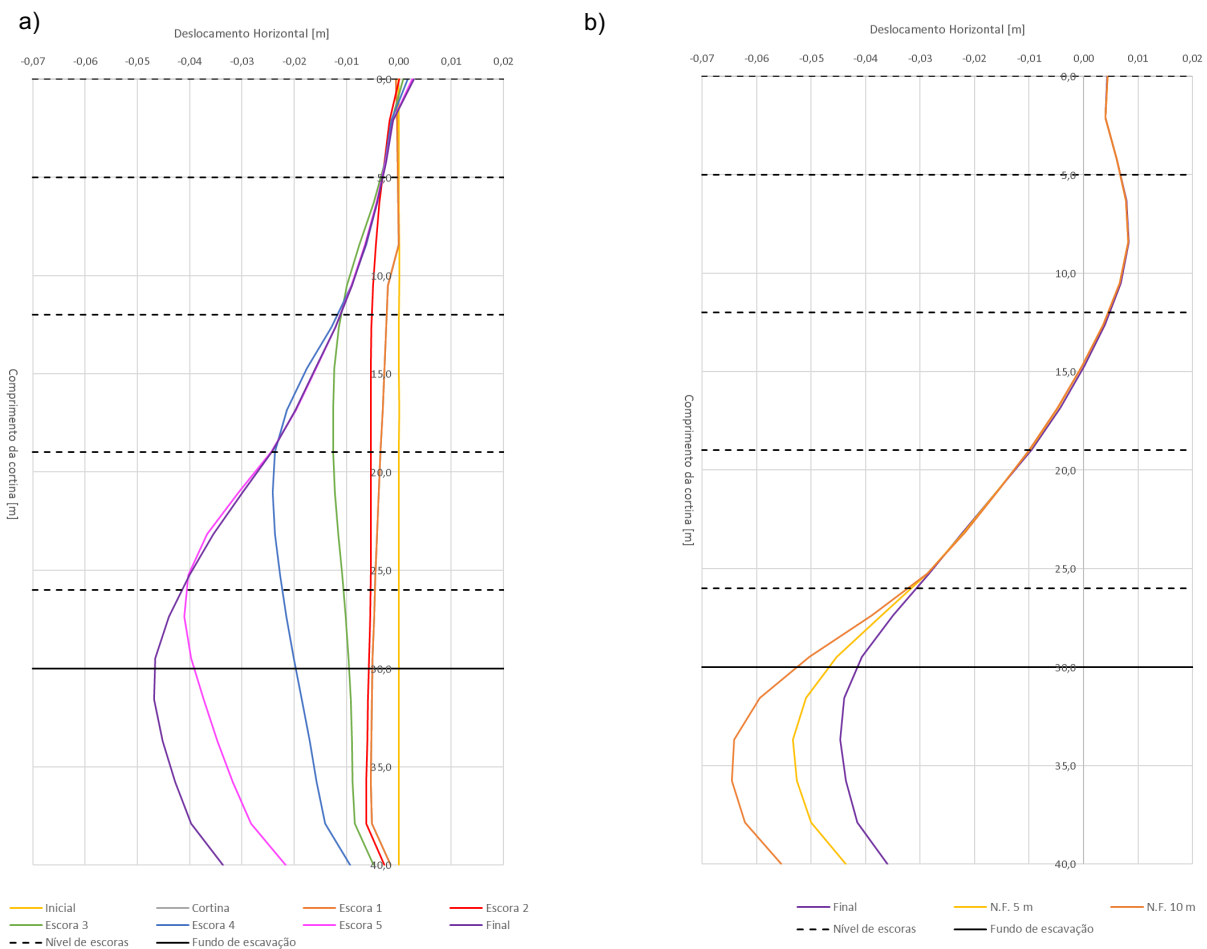


Figura 4.23 – Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina para o solo plástico: a) sem nível freático; b) com nível freático a diferentes posições

Quanto ao modelo comportamental dos solos, os deslocamentos para os modelos analisados com um comportamento plástico (figura 4.23) foram relativamente maiores comparativamente com os deslocamentos dos modelos analisados com um comportamento elástico (figura 4.24), devido à curva tensão-deformação de descarregamento que após deformação plástica não é exatamente paralela à curva tensão-deformação inicial.

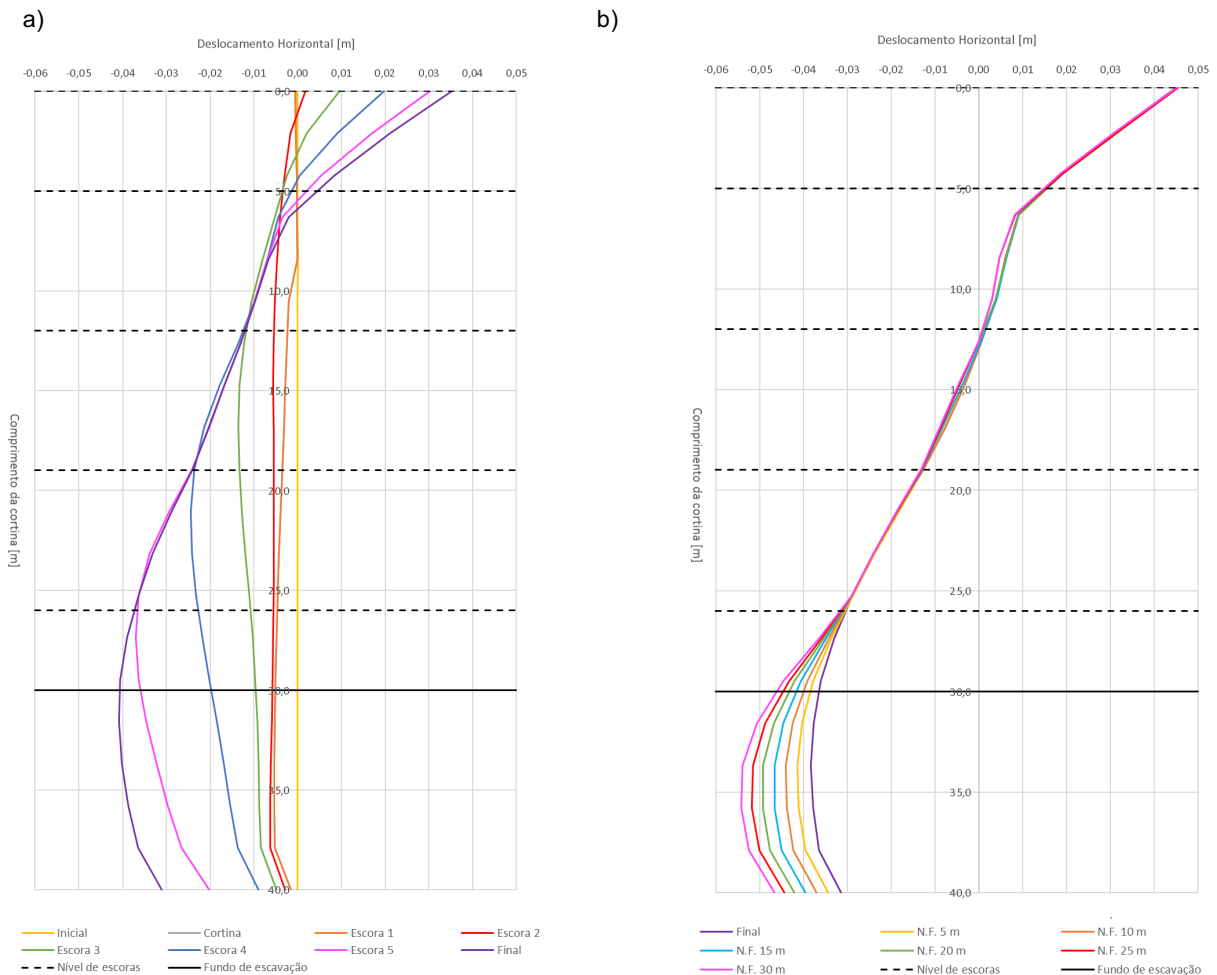


Figura 4.24 – Evolução dos deslocamentos horizontais na cortina para o solo elástico: a) sem nível freático; b) com nível freático a diferentes posições

4.4.6.3. Deslocamentos verticais à superfície

Os deslocamentos verticais à superfície acompanharam o movimento da cortina, representando deslocamentos positivos na superfície (para cima), como é possível verificar na figura 4.25 através dos vetores deslocamento. Isto aconteceu, porque no fundo de escavação se deu uma diminuição das tensões (durante o processo construtivo simplificado da escavação), provocando levantamentos consideráveis, o que implicou um levantamento também na superfície.

A influência da posição do nível freático e do modelo comportamental do solo, não foram muito notados para estes deslocamentos (figuras 4.26 à 4.29), principalmente para a posição do nível freático, visto não ter havido variações das tensões verticais totais com a mudança da posição do nível freático.

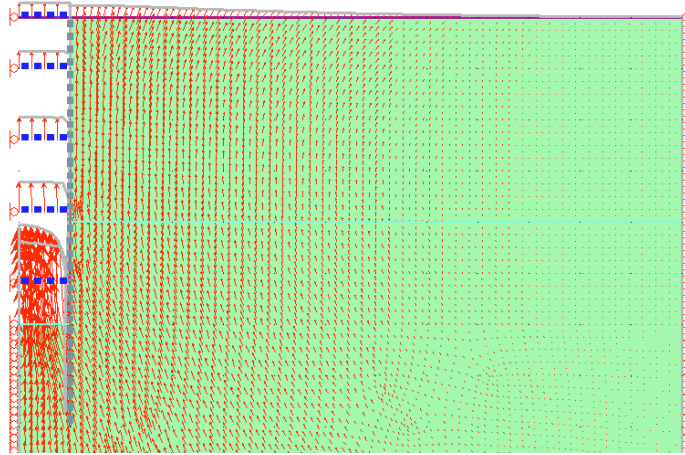


Figura 4.25 – Vetores deslocamento (nível freático 10 metros acima do fundo de escavação)

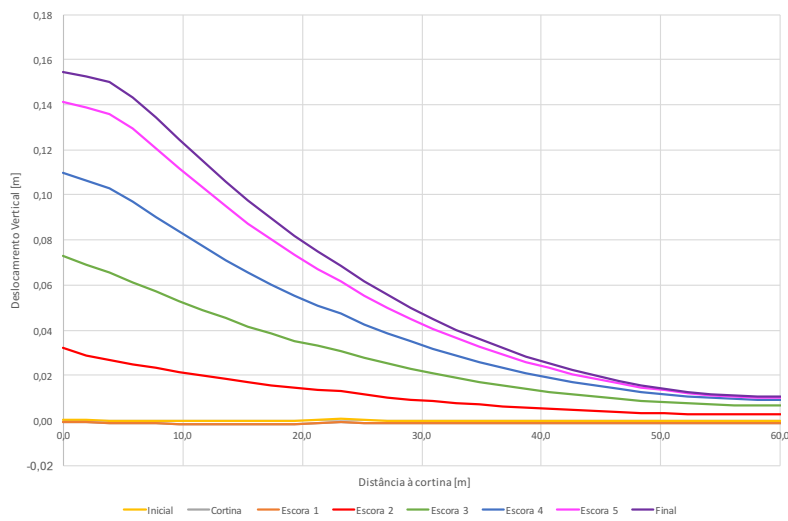


Figura 4.26 – Evolução dos deslocamentos verticais na superfície para o solo plástico sem nível freático

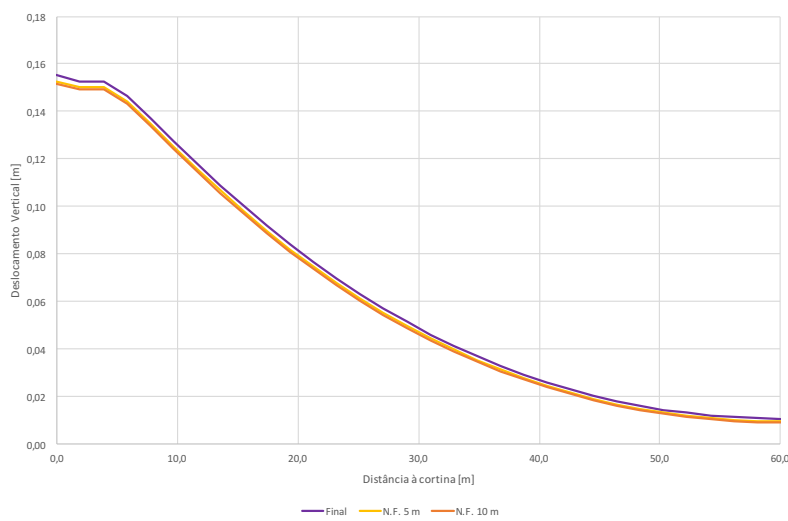


Figura 4.27 – Evolução dos deslocamentos verticais finais na superfície para o solo plástico com nível freático a diferentes posições

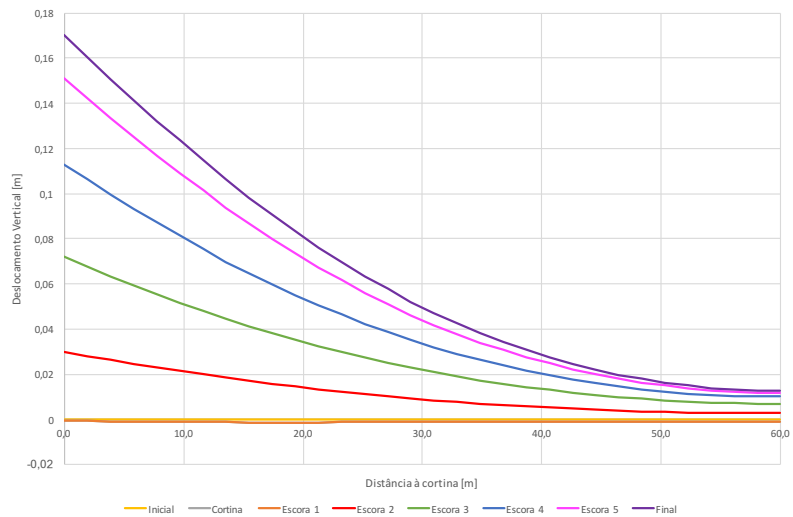


Figura 4.28 – Evolução dos deslocamentos verticais na superfície para o solo elástico sem nível freático

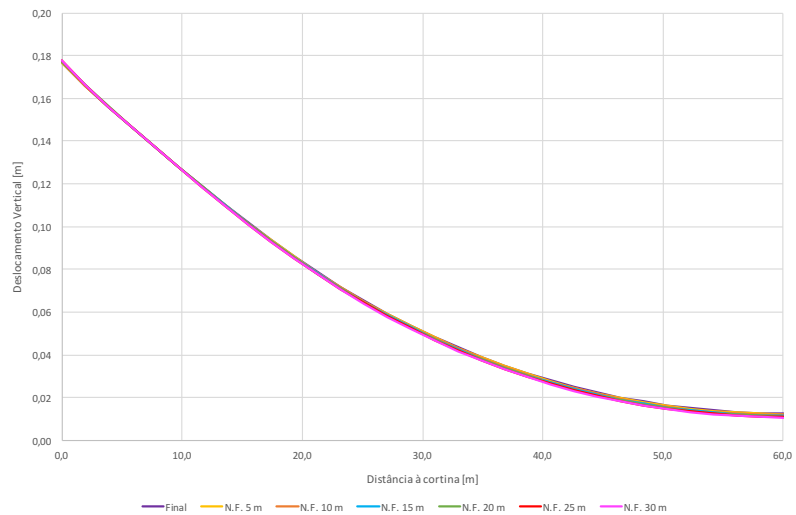


Figura 4.29 – Evolução dos deslocamentos verticais finais na superfície para o solo elástico com nível freático a diferentes posições

4.4.6.4. Deslocamento horizontais à superfície

Os deslocamentos horizontais à superfície, tal como os verticais, acompanharam o movimento da cortina, representando deslocamentos positivos na superfície (para a direita), como é possível verificar nas figuras 4.30 à 4.33. Para a posição do nível freático, as diferenças foram de, aproximadamente, 1,0 cm, sendo maiores para os modelos com nível freático. Para o comportamento do modelo, as diferenças foram também de, aproximadamente, 1,0 cm, tendo sido maiores para os modelos com comportamento plástico.

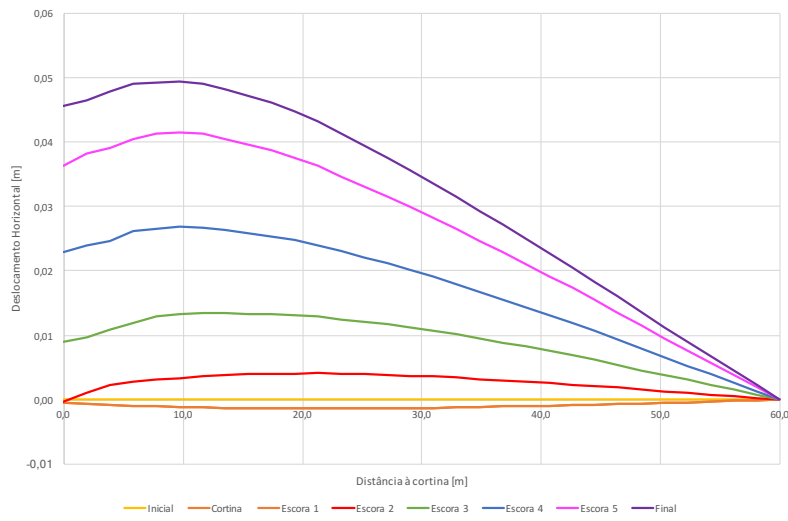


Figura 4.30 – Evolução dos deslocamentos horizontais na superfície para o solo plástico sem nível freático

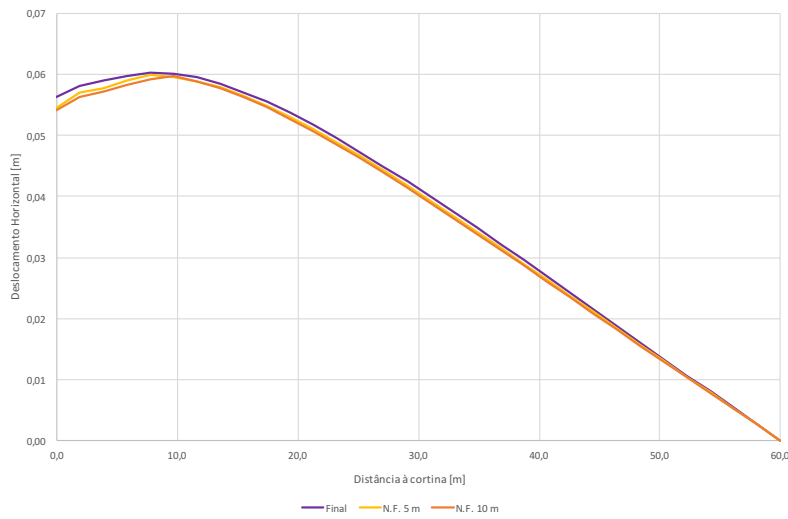


Figura 4.31 – Evolução dos deslocamentos horizontais finais na superfície para o solo plástico com nível freático a diferentes posições

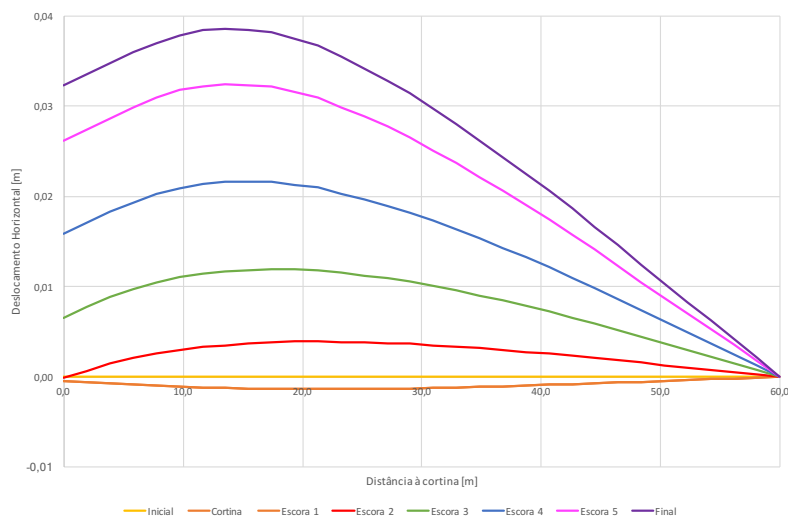


Figura 4.32 – Evolução dos deslocamentos horizontais na superfície para o solo elástico sem nível freático

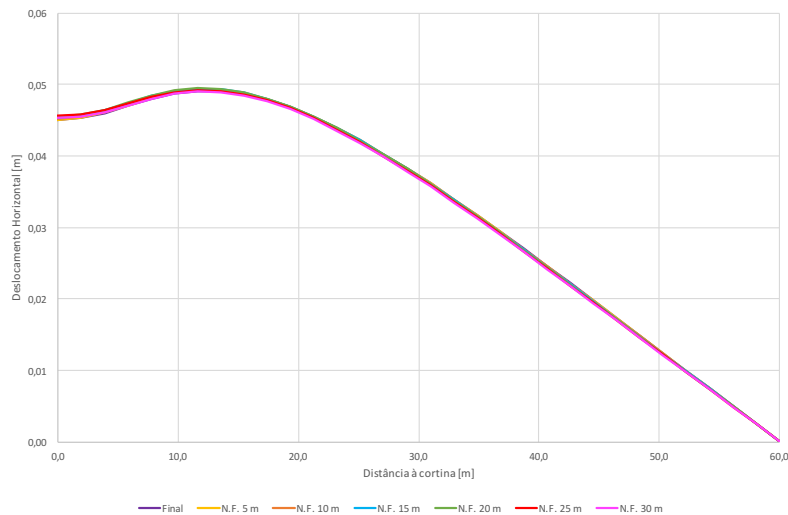


Figura 4.33 – Evolução dos deslocamentos horizontais finais na superfície para o solo elástico com nível freático a diferentes posições

4.4.6.5. Levantamentos no fundo de escavação em função da fase

O ponto escolhido para esta análise foi o ponto a meio do fundo de escavação à profundidade de 30 metros (cota + 50,00 metros), por se localizar sobre o eixo de simetria da escavação, pois era esperado o deslocamento vertical máximo nesse ponto na fase final.

Assim, foi possível concluir que com o nível freático, mais uma vez eram maiores os levantamentos do fundo de escavação (existência de levantamento hidráulico), estabilizando esses deslocamentos no solo elástico com o aumento da altura do nível freático (figura 4.37) e atingindo exponencialmente a rotura no solo plástico para um levantamento do solo de quase 2,00 metros (figura 4.35). Nos solos sem nível freático, os levantamentos foram maiores para o solo plástico.

Os deslocamentos para o solo plástico com nível freático foram devidos ao facto de que quando a resistência num ponto se esgota^[14], esse ponto passa a ser mais deformável ao corte do que os pontos vizinhos (rotura localizada ou pontual), onde o equilíbrio elástico passa a um equilíbrio elastoplástico, visto que a zona plasticada está envolvida por pontos vizinhos que estão em estado elástico. Esta diferença induziu uma redistribuição de tensões desse ponto para os pontos vizinhos, assegurando, assim, o equilíbrio estático do maciço. Em consequência a esta redistribuição, mais pontos vizinhos entrarão em rotura. Quando existir uma massa plasticada contínua até à superfície, dá-se a rotura global, como aconteceu no solo com um modelo comportamental plástico, não tendo os resultados a partir daí qualquer tipo de significado.

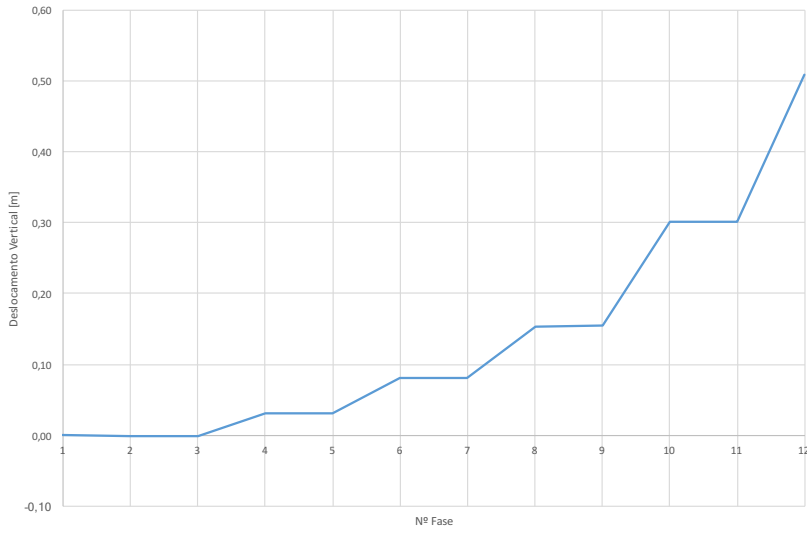


Figura 4.34 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo plástico sem nível freático

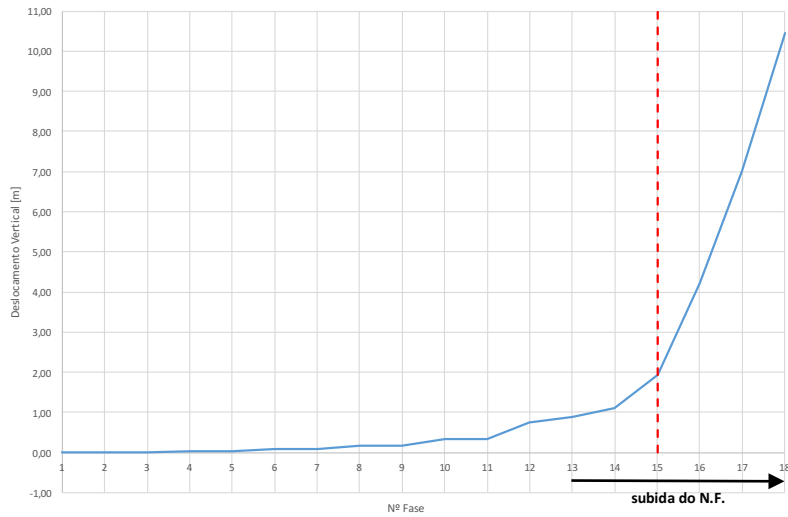


Figura 4.35 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo plástico com nível freático a diferentes posições

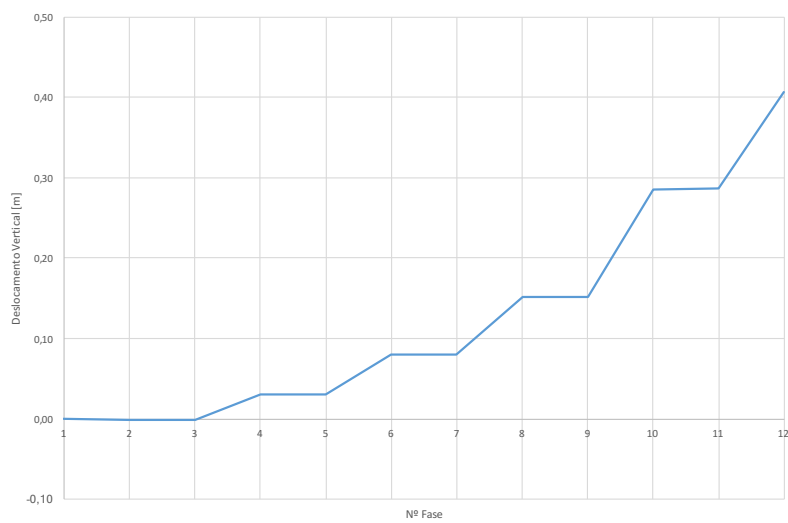


Figura 4.36 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo elástico sem nível freático

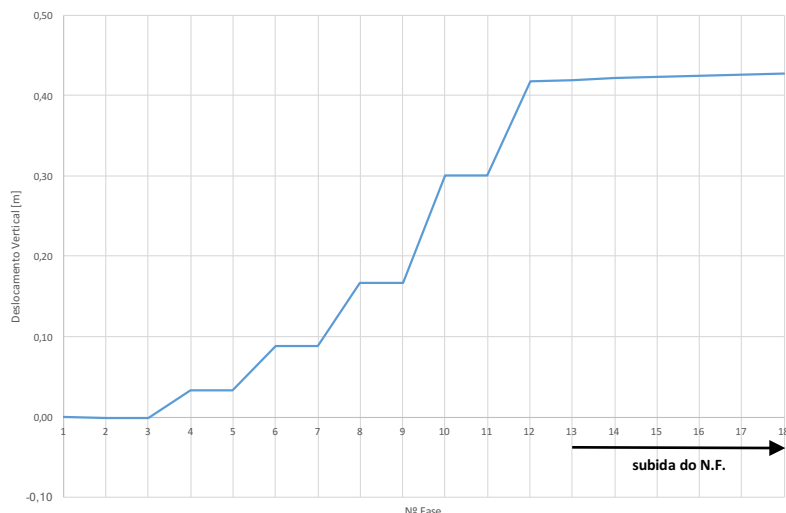


Figura 4.37 – Evolução dos levantamentos no fundo de escavação para o solo elástico com nível freático a diferentes posições

4.4.7. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO FUNDO DE ESCAVAÇÃO EM FUNÇÃO DA POSIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

Após feitas as diferentes análises para a verificação da segurança à instabilidade de origem hidráulica, concluiu-se que o levantamento hidráulico foi a verificação condicionante. Para a abordagem tradicional, a não satisfação do nível de segurança correspondeu a um nível freático 13 metros acima do fundo de escavação e a condição limite de estabilidade para um nível freático 20 metros acima do fundo.

No Eurocódigo 7, a verificação condicionante para a rotura por levantamento hidráulico foi a que comparou os valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina, correspondendo a não satisfação da segurança a um nível freático 7 metros acima do fundo, equivalendo a outra verificação (com os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna) a um nível freático 13 metros acima do fundo de escavação.

Como a posição do nível freático da análise pelo Eurocódigo 7 (a da força vertical e do peso submerso da coluna) foi aproximadamente igual à da abordagem tradicional para $FS < 1,5$, o nível de segurança de ambas foi semelhante. Então, foi possível confirmar que a verificação do Eurocódigo equivale a um fator de segurança aproximadamente igual a 1,5. Tanto a abordagem tradicional para $FS < 1,5$, como a do Eurocódigo 7, permitiram dimensionar para um determinado nível de segurança o problema, não comprometendo a estabilidade do modelo.

Já na análise numérica, a não convergência do cálculo correspondeu a um nível freático 15 metros acima do fundo para um deslocamento máximo no fundo de escavação de, aproximadamente, 2,00 metros, não sendo um deslocamento aceitável caso fosse executada a construção da ensecadeira.

Para a condição limite de estabilidade, a posição do nível freático obtida no programa (a que correspondeu à posição onde os resultados não convergiram) não correspondeu à da abordagem tradicional ($FS < 1,0$), havendo uma diferença de 5 metros entre as duas. Este sucedido é explicado pelo facto da geometria do bloco gerada no programa, devido à malha, não corresponder exatamente à mesma geometria da abordagem tradicional.

Com base nas conclusões retiradas das análises feitas anteriormente, foi possível, através da figura 4.38, encontrar intervalos para a posição do nível freático, onde a segurança era garantida e a instabilidade evitada.

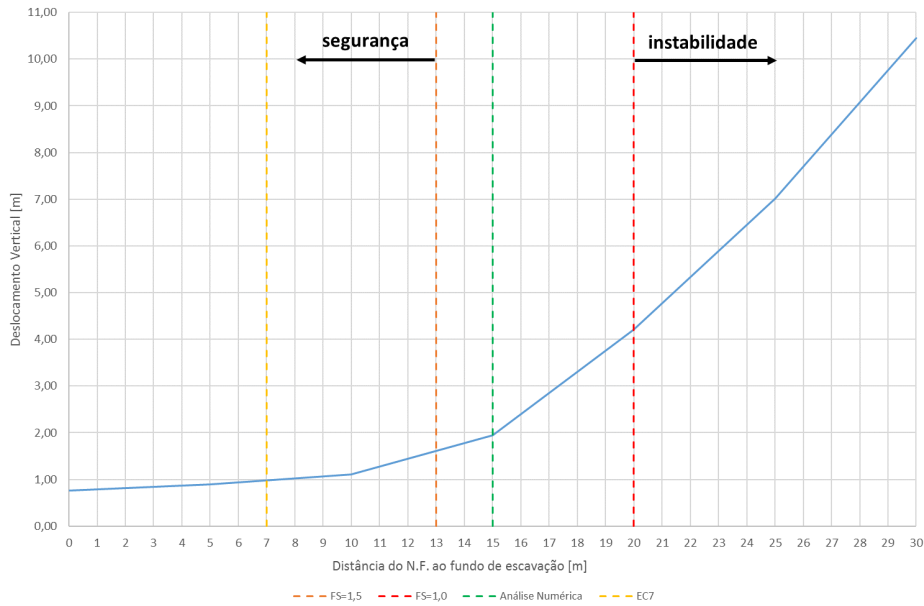


Figura 4.38 – Levantamentos finais no fundo de escavação para o solo plástico com a evolução da posição do nível freático

4.5. CENÁRIO 2

No cenário 2, o maciço heterogéneo é composto por dois solos (figura 4.29): o solo A com um coeficiente de permeabilidade fixo igual a $k=10^{-6}$ m/s, situado acima da cota do fundo de escavação e o solo B, abaixo dessa cota, com um coeficiente de permeabilidade que ia diminuindo para cada análise que se fez, tendo como objetivo estudar o efeito do coeficiente de permeabilidade no comportamento do modelo.

Os valores do coeficiente de permeabilidade do solo B variaram entre 10^{-6} e 10^{-10} m/s, não se fazendo mais análises para valores inferiores a 10^{-10} m/s, pois o solo é praticamente impermeável a partir desse valor (figura 4.40). O modelo foi analisado para solos com um comportamento plástico para um nível freático fixo 12 metros acima do fundo de escavação, posição onde o nível de segurança foi alcançado no cenário 1 (FS = 1,57) para a verificação do levantamento hidráulico.

Assim, estudou-se novamente a instabilidade hidráulica para a verificação relativa ao levantamento hidráulico, calculando para isso os fatores de segurança em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos dois solos, através dos gradientes hidráulicos médios retirados diretamente do programa ao longo da altura do bloco instável (bloco com dimensões 10 por 5 metros). Também se fez uma análise tensão-deformação, onde se estudou a plastificação para o valor de k do solo B para o qual foi menor o fator de segurança.

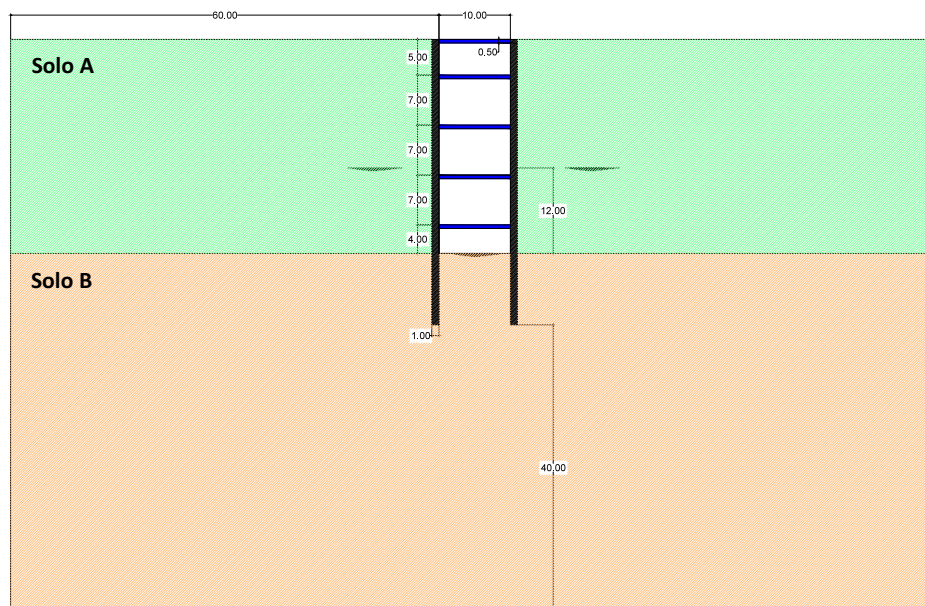


Figura 4.39 – Geometria do modelo (cenário 2)

Tipo de solo	k (m/s)	PERMEABILIDADE	k (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$	Alta	$> 10^{-3}$
Areia grossa	10^{-2} to 10^{-3}	Média	10^{-3} a 10^{-5}
Areia média	10^{-3} to 10^{-4}	Baixa	10^{-5} a 10^{-7}
Areia fina	10^{-4} to 10^{-5}	Muito baixa	10^{-7} a 10^{-9}
Areia siltosa	10^{-5} to 10^{-6}	Praticamente impermeável	$< 10^{-9}$
Siltes	10^{-6} to 10^{-8}		
Argilas	10^{-8} to 10^{-10}		

Figura 4.40 – Coeficientes de permeabilidade para os diferentes tipos de solos (adaptado^[24])

4.5.1. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA

Através da tabela 4.13, foi possível verificar que o fator de segurança ao levantamento hidráulico diminuiu com a diminuição da permeabilidade do solo B, não se notando muitas variações nos resultados dos fatores de segurança, visto que os gradientes hidráulicos médios ao longo do bloco instável, presentes na figura 4.41, também não sofreram variações com a mudança do valor do coeficiente de permeabilidade do solo B.

Assim, com a diminuição do coeficiente de permeabilidade não foi possível alcançar a instabilidade para este cenário, no entanto o nível de segurança foi perdido para um $k_B = 10^{-7}$ m/s, presentes esses valores na figura 4.42, onde se apresentaram os fatores de segurança ao levantamento hidráulico em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (k_A / k_B).

Tabela 4.13 – Fatores de segurança para o levantamento hidráulico (cenário 2)

k do solo B (m/s)	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}	
γ (kN/m ³)			20,00			
γ_w (kN/m ³)			9,81			
Levantamento Hidráulico	d (m)		10,00			
	i_{med}^{bpi}	0,660	0,713	0,719	0,720	0,720
	W' (kN/m)			509,50		
	J (kN/m)	323,73	349,73	352,67	353,16	353,16
	FS	1,574	1,457	1,445	1,443	1,442
	Verificação	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

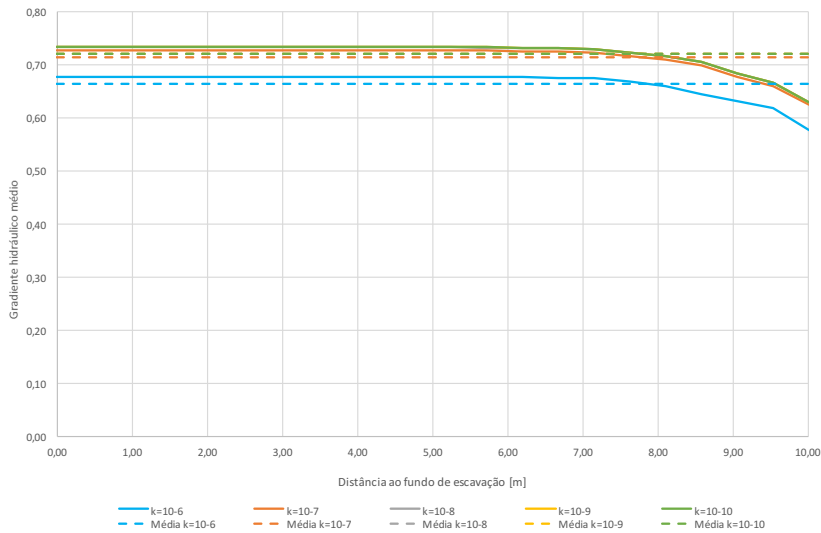


Figura 4.41 – Variação do gradiente hidráulico médio ao longo da altura do bloco instável (cenário 2)

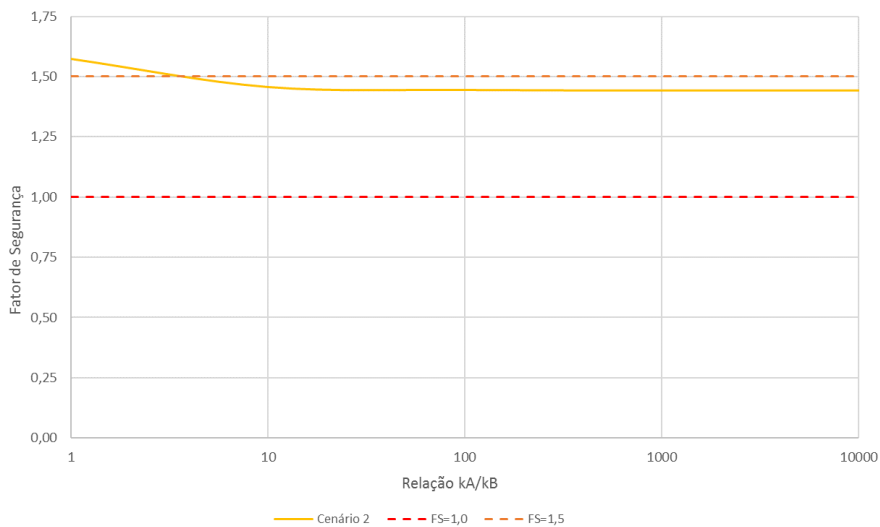


Figura 4.42 – Fator de segurança em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 2)

4.5.2. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Na análise numérica, a convergência dos resultados foi conseguida, sendo a plastificação, apresentada na figura 4.43, relativa à análise onde o fator de segurança foi mais baixo ($FS = 1,442$), correspondente a um coeficiente de permeabilidade do solo B igual a 10^{-10} m/s.

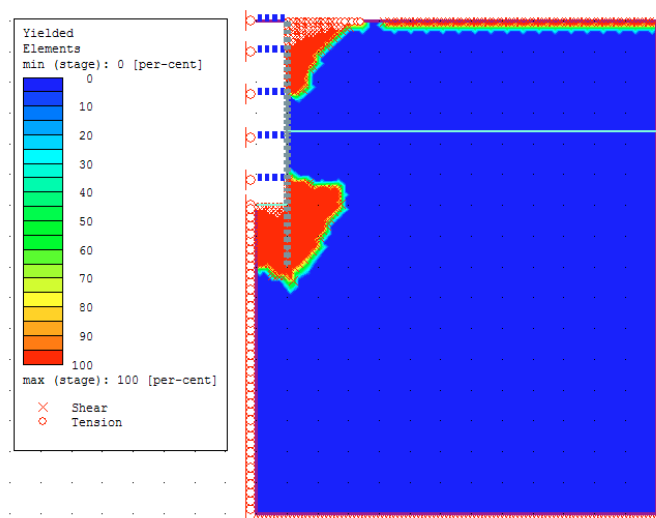


Figura 4.43 – Plastificação para $k_B = 10^{-10}$ m/s (cenário 2)

4.6. CENÁRIO 3

No cenário 3, o maciço heterogêneo é composto também por dois solos (figura 4.44): o solo A com um coeficiente de permeabilidade fixo ($k = 10^{-6}$ m/s) e o rolhão com uma profundidade de 5 metros a partir do fundo de escavação, com um coeficiente de permeabilidade que ia diminuindo para cada análise, tendo como objetivo estudar não só o efeito do coeficiente de permeabilidade no comportamento do modelo, mas também o tipo de rotura hidráulica presente.

Os valores do coeficiente de permeabilidade do rolhão variaram também entre 10^{-6} e 10^{-10} m/s. O modelo foi analisado para solos com um comportamento plástico para um nível freático fixo 12 metros acima do fundo de escavação, posição onde o nível de segurança foi alcançado no cenário 1 para a verificação do levantamento hidráulico.

Para este cenário também se estudou a instabilidade hidráulica, mas para uma nova verificação, o levantamento global, visto o rolhão representar um estrato de terreno de baixa permeabilidade, em que a pressão na água dos poros instalada sob uma estrutura se tornou mais elevada do que a tensão total vertical média. Para esta verificação, calcularam-se os fatores de segurança através dos gradientes hidráulicos ao longo da base do rolhão retirados diretamente do programa, para um bloco com as dimensões do mesmo.

Também se fez uma análise tensão-deformação, onde se estudou a plastificação para o valor de k do rolhão para o qual foi menor o fator de segurança. O caudal percolado também foi calculado para este cenário, bem como a verificação segundo o Eurocódigo 7 para o levantamento global.

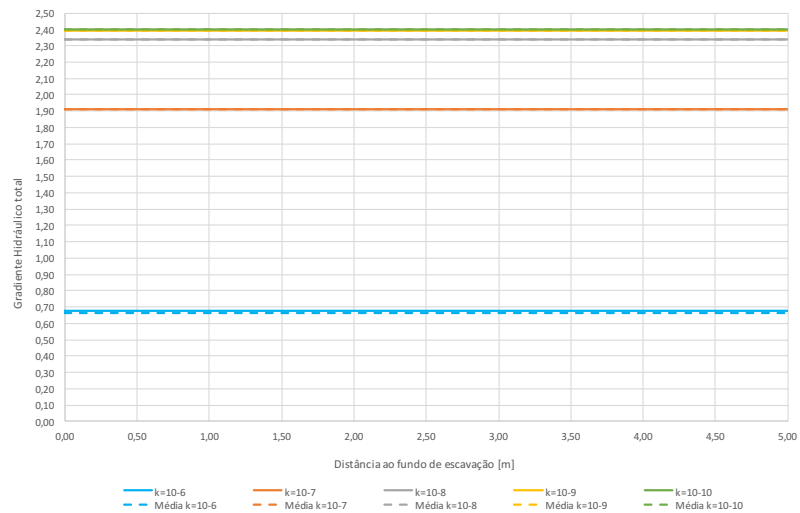


Figura 4.45 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da base do bloco impermeável (cenário 3)

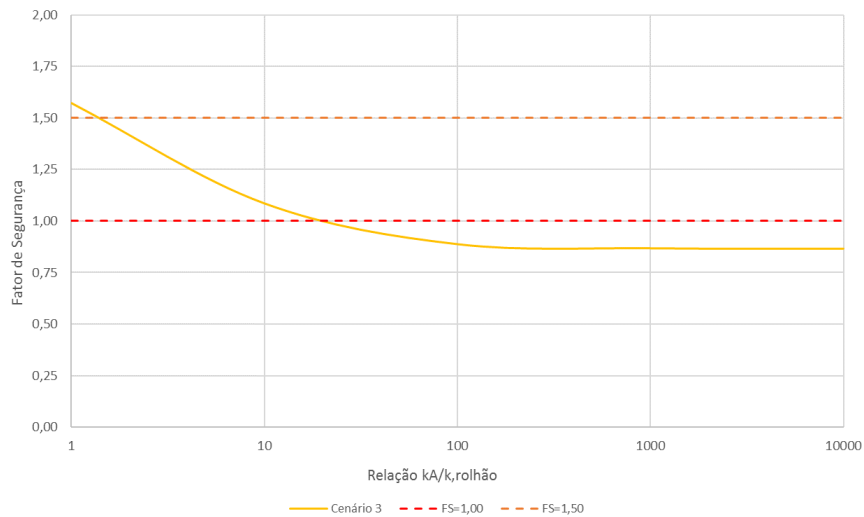


Figura 4.46 – Fator de segurança em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)

4.6.2. ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Na análise numérica, a não convergência dos resultados deu-se logo para um $k_{rolhão} = 10^{-7}$ m/s, não coincidindo com a abordagem tradicional para FS = 1,0, correspondente a um $k_{rolhão} = 10^{-8}$ m/s. Para um $k_{rolhão} = 10^{-7}$ m/s, os elementos da superfície encontraram-se totalmente plastificados, como foi possível verificar na figura 4.47.

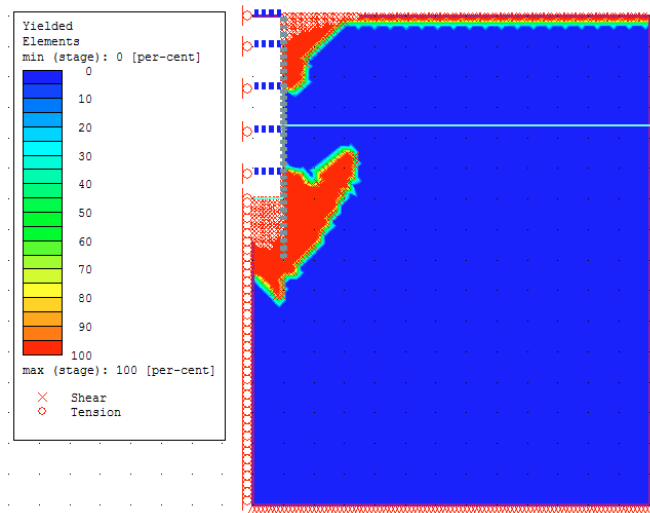


Figura 4.47 – Plastificação para $k_{rolhão} = 10^{-7}$ m/s (cenário 3)

4.6.3. CAUDAL PERCOLADO

O caudal percolado diminuiu com a alteração do coeficiente de permeabilidade, chegando mesmo a zero para valores muito baixos de $k_{rolhão}$ (solos impermeáveis). Isto deveu-se ao facto do caudal depender diretamente da granulometria das partículas, do índice de vazios, da estrutura, da composição mineralógica e do grau de saturação^[3], representando a diminuição da permeabilidade um impedimento às partículas de água de percorrerem o seu caminho na rede de percolação, como foi possível verificar na tabela 4.15 e na figura 4.48.

Tabela 4.15 – Caudal percolado em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)

k do rolhão (m/s)	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}
Q (m ³ /s)	3,3826E-06	9,5649E-07	1,1702E-07	1,1970E-08	1,1997E-09

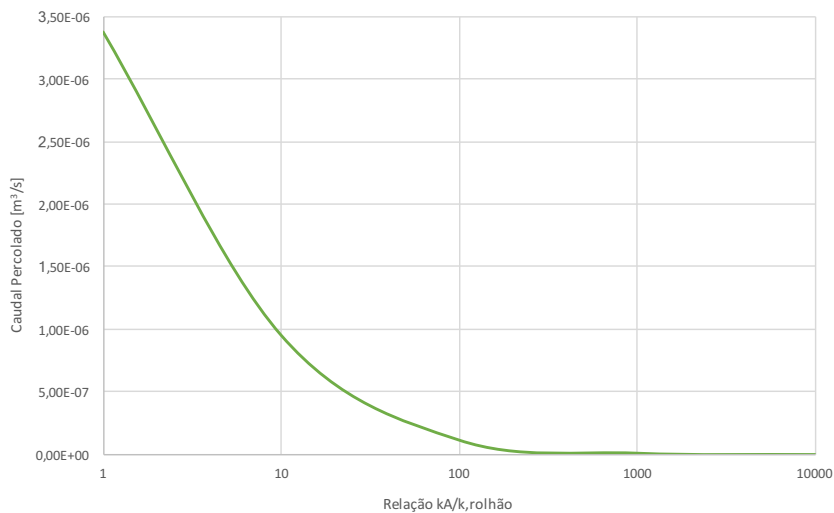


Figura 4.48 – Caudal percolado em função da relação dos coeficientes de permeabilidade dos solos (cenário 3)

4.6.4. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 PARA A ROTURA POR LEVANTAMENTO GLOBAL (FLUTUAÇÃO)

Sendo a análise da rotura hidráulica neste cenário uma rotura por levantamento global, em vez de uma rotura por levantamento hidráulico, calculou-se também esta verificação pelo Eurocódigo 7. Esta rotura por levantamento global dá-se quando existem dois solos com propriedades distintas na zona do fundo de escavação, onde o coeficiente de permeabilidade é menor no rolhão.

Assim, foi necessário calcular as ações que atuaram no rolhão (tabela 4.16), com o objetivo de obter o valor de cálculo da combinação das ações verticais desestabilizadoras permanentes e variáveis ($V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$), o valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizadoras ($G_{stb;d}$) e o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global (R_d), causada pelo efeito das pressões de terras a atuar no lado da cortina que ajuda a estabilizar a estrutura.

Assim, também foi possível chegar a um nível de segurança imposto pelo Eurocódigo 7 para o levantamento global, que neste caso não foi cumprido, pois a relação entre as forças estabilizadoras e as forças desestabilizadoras foi igual a 0,71, tendo sido maiores as forças desestabilizadoras a atuar no rolhão.

Tabela 4.16 – Ações aplicadas no bloco impermeável

Ações	
γ (kN/m ³)	20,00
γ_w (kN/m ³)	9,81
d (kN/m ³)	10,00
t (m)	5,00
B (m)	10,00
δ_d (°)	24,79
φ_d (°)	24,79
K_a	0,41
U (kN/m)	1667,70
$V_{d;dst}$ (kN/m)	1667,70
W (kN/m)	1000,00
$G_{d;stb}$ (kN/m)	900,00
R_d (kN/m)	278,25
$G_{d;stb} + R_d$ (kN/m)	1178,25
$(G_{d;stb} + R_d) / V_{d;dst}$	0,71
Verificação	K.O.

4.6.5. VERIFICAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 7 COM OS VALORES RETIRADOS DO PROGRAMA (LEVANTAMENTO GLOBAL)

De modo a verificar a análise tradicional do Eurocódigo 7 para o levantamento global, onde os cálculos foram executados com base de que o lençol freático sobe para a superfície do solo e o peso das paredes laterais é ignorado e na consideração do impulso ativo da cortina, comparou-se esta análise com os valores calculados a partir do programa: a ação vertical desestabilizadora, U , que correspondeu às pressões neutras na base do rolhão (figura 4.49) e a capacidade resistente, R , correspondente ao valor mínimo da tensão efetiva horizontal que atua sobre a cortina multiplicada por $\tan(\delta_d)$, de modo a calcular uma força vertical (figura 4.50).

Com base nos resultados foi possível concluir que a simplificação imposta na análise segundo o Eurocódigo 7 também não se afastou muito da feita com os valores do programa. A pressão neutra foi praticamente igual em ambas as análises e a capacidade resistente variou pouco, tendo sido maior para a análise segundo o Eurocódigo 7.

Tabela 4.17 – Verificação segundo o Eurocódigo 7 usando os valores obtidos pelo programa

Ações	
U (kPa)	1667,40
$V_{d;dst}$ (kN/m)	1667,40
$G_{d;stb}$ (kN/m)	900,00
R_d (kN/m)	54,17
$G_{d;stb} + R_d$ (kN/m)	954,17
$(G_{d;stb} + R_d) / V_{d;dst}$	0,57
Verificação	K.O.

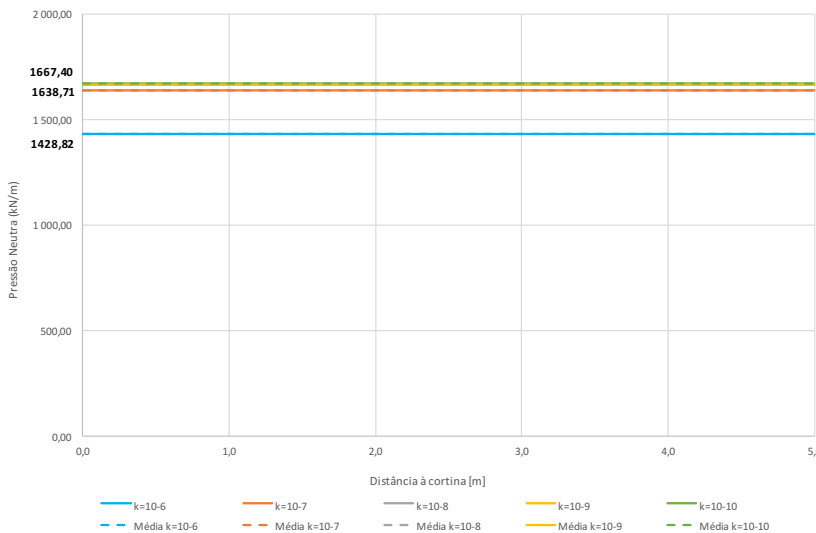


Figura 4.49 – Pressão neutra por metro na base do rolhão

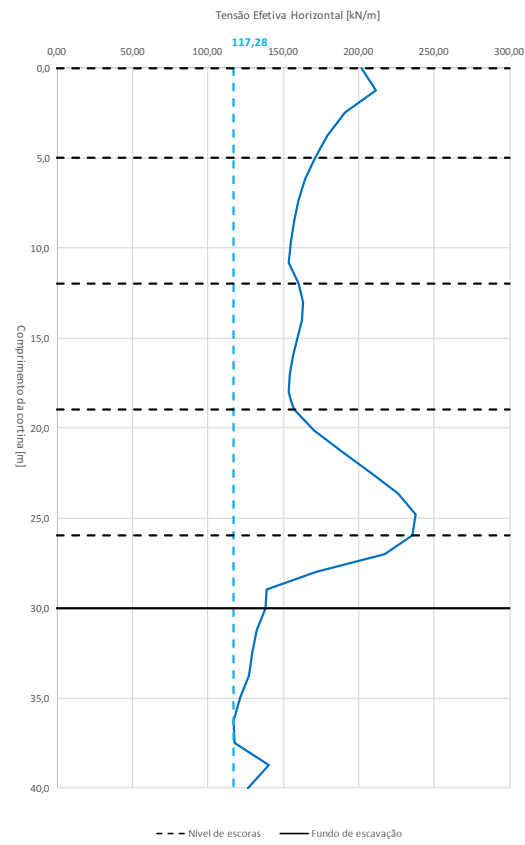


Figura 4.50 – Tensão efetiva horizontal atuante na cortina

5

CASO DE ESTUDO: ENSECADEIRA EM TERRENO ARENOSO COM CORTINA MULTI-ESCORADA

5.1. BREVE DESCRIÇÃO

No caso de estudo, modelou-se uma ensecadeira num terreno arenoso, com dimensão em planta de 86 por 60 metros quadrados (figura 5.1), encontrando-se o nível freático à cota + 2,00 (profundidade de 2,70 metros, visto a cota + 4,70 corresponder à profundidade zero), como é possível verificar na figura 5.2 do corte transversal da estrutura definitiva. Esta ensecadeira foi executada com uma parede moldada com 1,20 metros de espessura, sendo o travamento feito através de escoras para uma escavação com 13,2 metros de altura.

Para caracterizar o terreno afetado e envolvente da obra, executaram-se sondagens identificadas como BH na planta do caso de estudo presentes na figura 5.1, tendo sido daí retiradas informações importantes para o dimensionamento da ensecadeira a partir de ensaios SPT (resistência do solo) e de ensaios Lefranc (permeabilidade do solo).

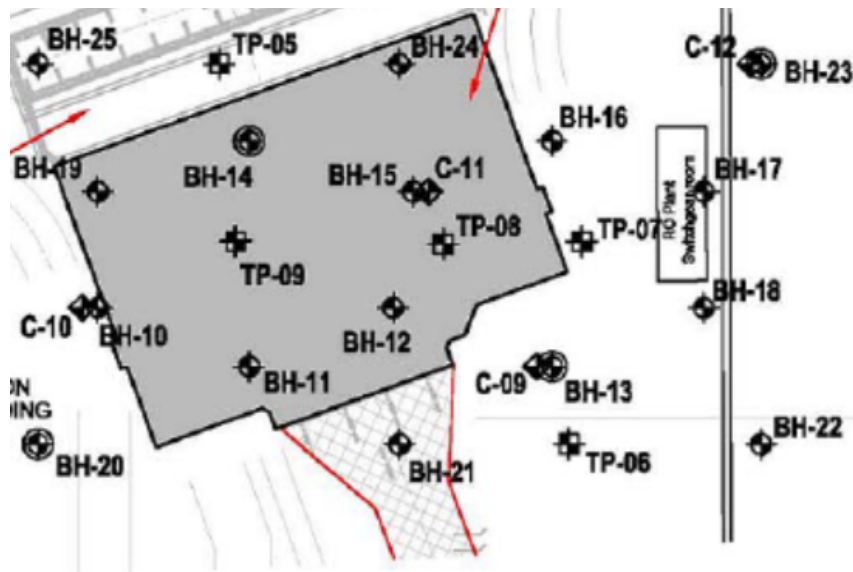


Figura 5.1 – Planta do caso de estudo

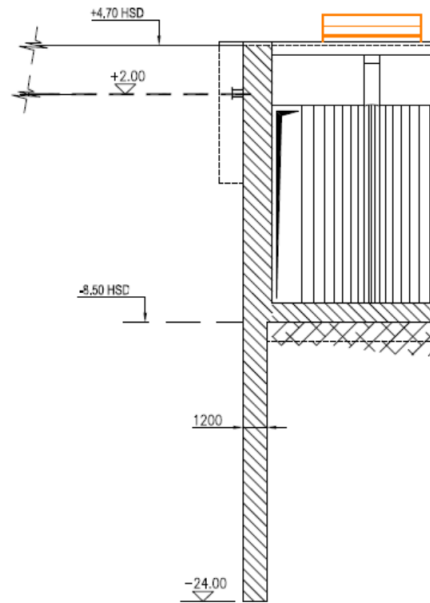


Figura 5.2 – Corte transversal da estrutura definitiva

5.2. INTERPRETAÇÃO DOS DADOS

5.2.1. ENSAIOS SPT E CORTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS

Os ensaios SPT foram executados nos furos de sondagens BH10 a BH25, tendo sido possível através deste ensaio obter parâmetros fundamentais para caracterizar o solo, como o módulo de deformabilidade e o ângulo de atrito.

Assim, foi possível verificar a partir dos gráficos fornecidos dos ensaios SPT, na figura 5.3, que existiu uma variação bastante acentuada do número de pancadas por volta dos 8,0 metros de profundidade (à cota - 3,30 metros), passando, aproximadamente, das 10 para as 100 pancadas, correspondendo a uma melhoria da resistência do solo (no caso das 100 pancadas, o valor a utilizar nos cálculos foi de 60 pancadas, pois a partir daí as correlações deixam de ter significado).

Desta maneira, foi possível dividir, simplificadamente com base neste ensaio, o solo em duas camadas distintas (camadas A e B), sendo apresentadas as suas características nas tabelas 5.1 e 5.2.

Os seguintes parâmetros descritos foram assumidos com o pressuposto de que o solo era constituído por areias compactas. A coesão também foi um parâmetro importante, mas como se tratou de uma análise de um solo arenoso, considerou-se uma coesão baixa de 1 kPa. Já o coeficiente de Poisson correspondeu ao de uma areia, sendo este igual a 0,3 para as duas camadas. Relativamente ao peso volúmico, este correspondeu a um valor igual a 20 kN/m³.

Para a estimativa do módulo de deformabilidade a partir dos resultados SPT, os cálculos foram executados com o valor de $(N_1)_{60}$ (lado da segurança) para uma pressão atmosférica de 101,33 kPa, tendo sido utilizados para as camadas A e B um valor de α igual a 3,0 e 4,5, respetivamente, para uma areia recente normalmente consolidada e antiga normalmente consolidada. O valor do diâmetro médio das partículas (D_{50}) foi admitido igual para as duas camadas, 0,5 mm.

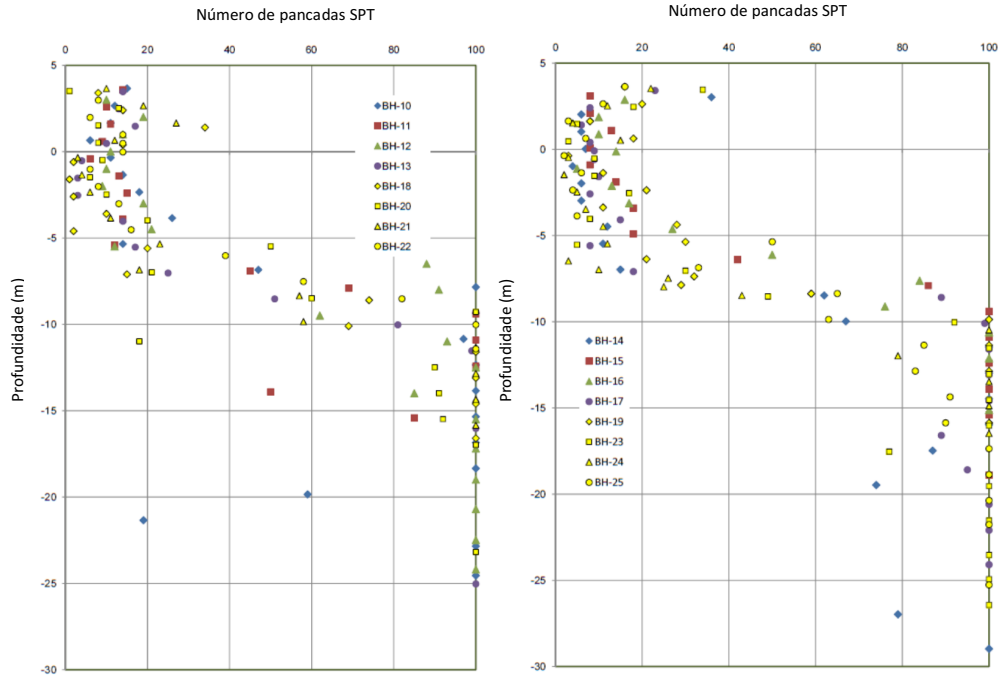


Figura 5.3 – Resultados dos ensaios SPT

Os cortes geológico-geotécnicos, contendo a sucessão de camadas ou estratos usados nos estudos geotécnicos da construção, foram estabelecidos com base nas amostras remexidas colhidas durante as sondagens de furação pelo amostrador do ensaio SPT, sendo possível definir a estratigrafia do terreno. As secções dos cortes, presentes na figura 5.4, não se encontram representadas em planta, visto corresponderem a secções quebradas.

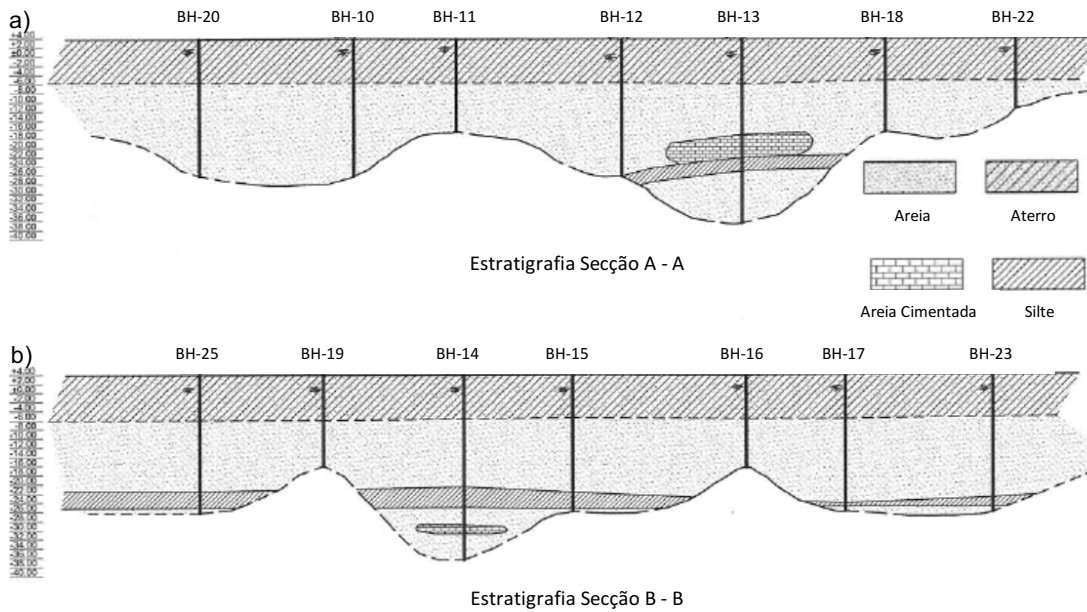


Figura 5.4 – Cortes geológico-geotécnicos: a) secção A; b) secção B

Tabela 5.1 – Parâmetros estimados a partir dos resultados dos ensaios SPT

Camada	$(N_1)_{60}$	$\varphi' = \delta$ ($^\circ$)	α	D_{50} (mm)	$q_c / (\rho_a \times N_{60})$	q_c (MPa)	E (MPa)	I_D (%)	Compacidade
A	≈ 10	32	3,0	0,5	5	5	15	41	Medianamente compacta
B	60 (≈ 100)	45	4,5	0,5	5	30	135	100	Muito compacta

Tabela 5.2 – Características das camadas constituintes do solo

Camada	γ (kN/m ³)	$\varphi' = \delta$ ($^\circ$)	E (MPa)	c' (kPa)	ν
A	20	32	15	1,00	0,30
B	20	45	135	1,00	0,30

5.2.2. ENSAIO LEFRANC

O ensaio Lefranc foi realizado nos furos de sondagens BH1 (que se encontrava na envolvente da zona de escavação, não aparecendo na planta do caso de estudo, nem na figura 5.5), BH18, BH21, BH23 e BH25, tendo sido feito a diferentes profundidades. Assim, foi possível retirar, ao longo do tempo e para cada profundidade (das figuras 5.6 à 5.10), a evolução do coeficiente de permeabilidade, com o objetivo de caracterizar o solo relativamente às características hidráulicas. Neste ensaio, o coeficiente de permeabilidade variou uma ordem de grandeza (entre 10^{-5} e 10^{-6} m/s), como se pode verificar na figura 5.5.

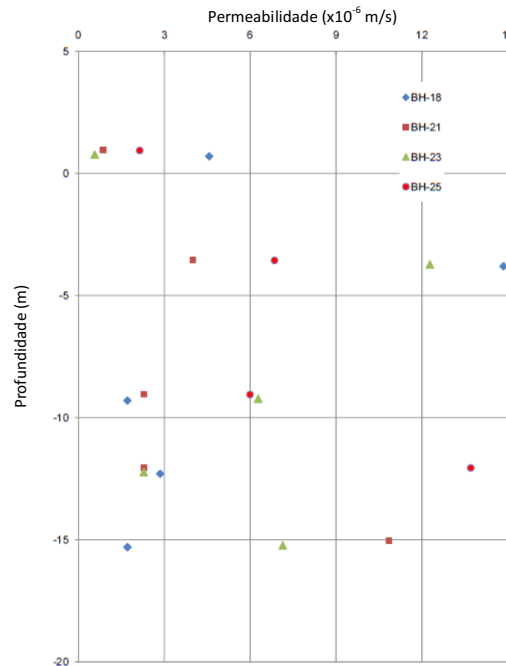


Figura 5.5 – Resultados dos ensaios de permeabilidade (carga variável) realizados nos furos das sondagens

Com base nos resultados seguintes foi possível dividir o solo em 5 camadas simplificadas (a vermelho no gráfico na figura 5.11), tendo sido feita uma média das médias dos ensaios (a tracejado nas figuras 5.6 à 5.10) para cada profundidade. As profundidades corresponderam a 3,00, 7,50, 13,00, 16,00 e 19,50 metros (às cotas + 1,70, - 2,80, - 8,30, - 11,30 e - 14,80), definindo assim o solo relativamente às suas características hidráulicas.

Como o ensaio foi executado para um tempo considerável de, aproximadamente, 3000 segundos (correspondente a 50 minutos) para cada profundidade, dever-se-iam ter utilizado os valores correspondentes a esse tempo para cada profundidade, visto o solo já ter tido tempo de estabilizar os valores dos níveis piezométricos.

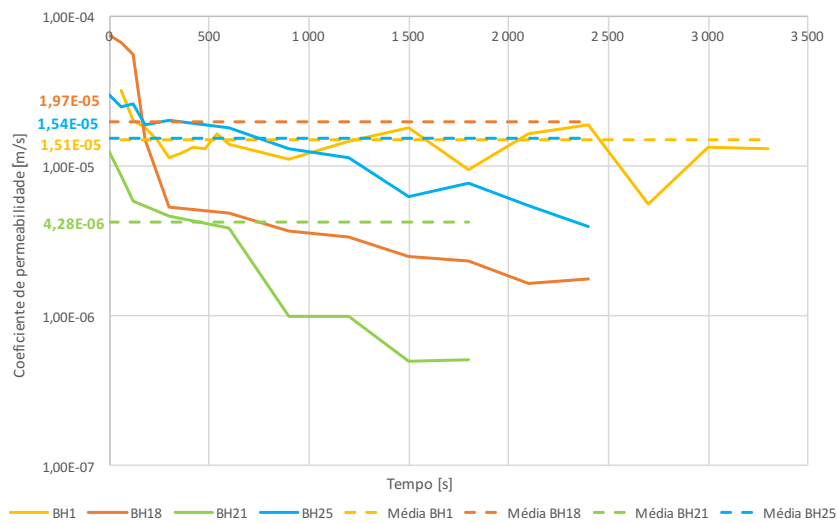


Figura 5.6 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 3,00 metros

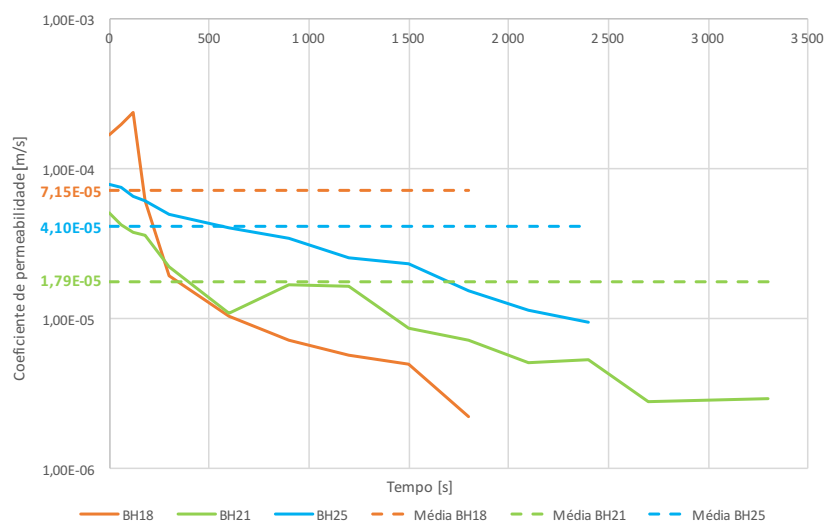


Figura 5.7 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 7,50 metros

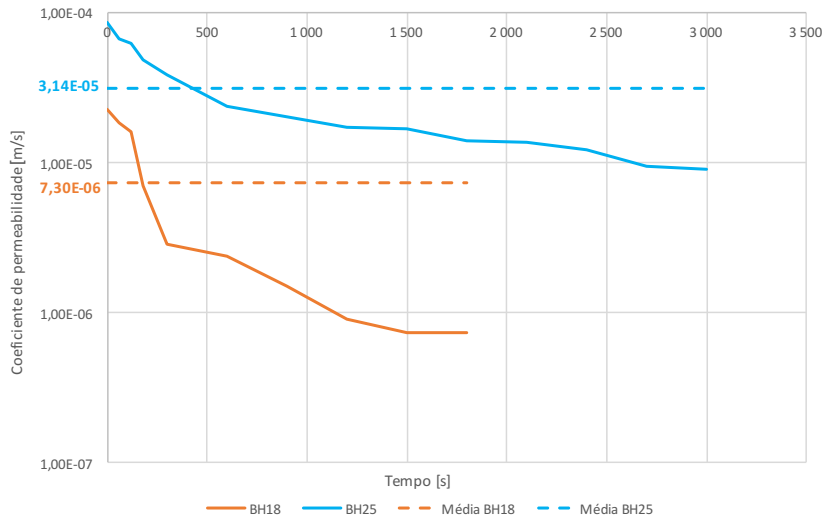


Figura 5.8 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 13,00 metros

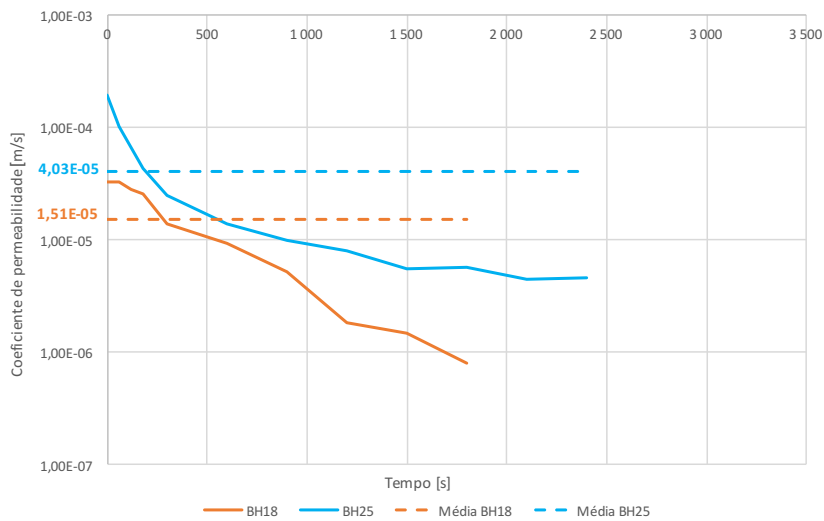


Figura 5.9 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 16,00 metros

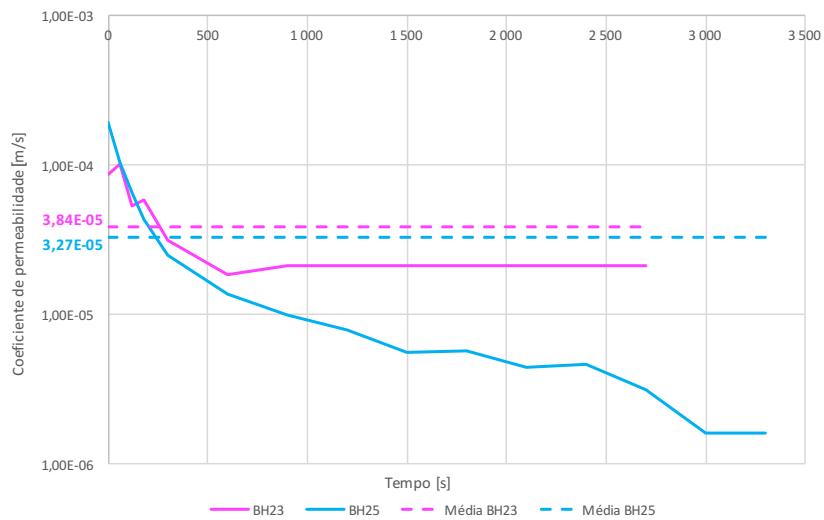


Figura 5.10 – Resultados do coeficiente de permeabilidade para uma profundidade de 19,50 metros

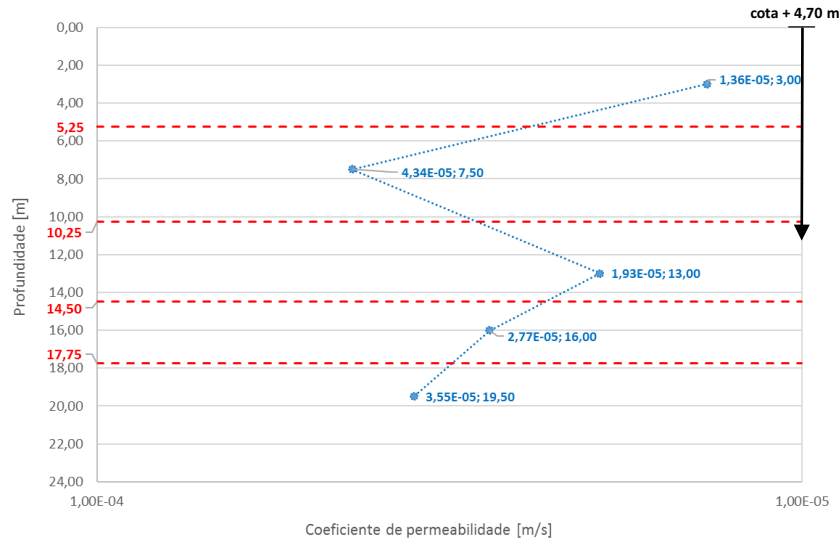


Figura 5.11 – Média dos coeficientes de permeabilidade para cada profundidade ensaiada

5.3. ZONAMENTOS A CONSIDERAR NO MODELO

Com base nos resultados dos ensaios SPT e Lefranc, onde o solo foi dividido, respetivamente, em duas e cinco camadas foi possível realizar um zonamento final do problema, com o objetivo de analisá-lo numericamente. Assim, o solo foi dividido em duas camadas principais relativamente às características mecânicas e depois subdivididas em cinco subcamadas correspondentes às suas características hidráulicas, estando presentes estas características na tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Caracterização final do solo

Camada	Profundidade (m)	k (m/s)	γ (kN/m ³)	$\varphi' = \delta$ (°)	E (MPa)	c' (kPa)	ν
A.1	0,00 – 5,25	1,36E-05	20	32	15	1,00	0,30
A.2	5,25 – 8,00	4,34E-05					
B.1	8,00 – 14,50	1,93E-05	45	135	1,00	0,30	
B.2	14,50 – 17,75	2,77E-05					
B.3	> 17,75	3,55E-05					

5.4. MODELO DO PROBLEMA E PARÂMETROS A MEDIR

Para a análise do caso de estudo foi necessário estudar o caudal, a segurança hidráulica (levantamento hidráulico e erosão interna), os esforços na cortina e os deslocamentos no fundo de escavação. Relativamente ao cálculo do caudal foram necessárias duas secções para a análise bidimensional, presentes na figura 5.12, sendo esse caudal obtido multiplicando pelo respetivo comprimento, de modo a ter o caudal total. Para este estudo só foi necessário modelar metade de cada secção.

Para o estudo de cada secção, analisou-se primeiramente com o comprimento da ficha fixo, variando somente a posição do nível freático da situação normal (+ 2,00) para a situação de cheia (+ 4,70).

Posteriormente, foi estudada a influência do comprimento da ficha, com o nível freático fixo na situação normal (cota + 2,00). Nestas análises o comprimento da ficha foi aumentado e diminuído em 5 metros relativamente ao comprimento da geometria original, de modo a perceber qual a influência deste parâmetro para o caso de estudo. Também se analisou o comprimento da ficha para o qual os resultados do programa não convergiram e para onde os fatores de segurança hidráulicos foram iguais a 1,0.

Também se procedeu a uma análise em que as deformações foram resultado das tensões efetivas, com o objetivo de ver as alterações que uma análise nestas condições provocaria, visto o programa por defeito considerar que as deformações são resultado das mudanças nas tensões totais (análise não acoplada). Nesta análise com as tensões efetivas, as mudanças na pressão dos poros e as tensões efetivas afetam a deformação, mas as mudanças na deformação ou no carregamento não afetam a pressão dos poros (análise parcialmente acoplada).

No final do capítulo, apresenta-se a uma modelação 3D do problema, com o objetivo de comparar os resultados (caudal, segurança hidráulica, esforços na cortina e deslocamentos no fundo de escavação) obtidos pelos dois programas: o RS² (análise bidimensional) e o RS³ (análise tridimensional).

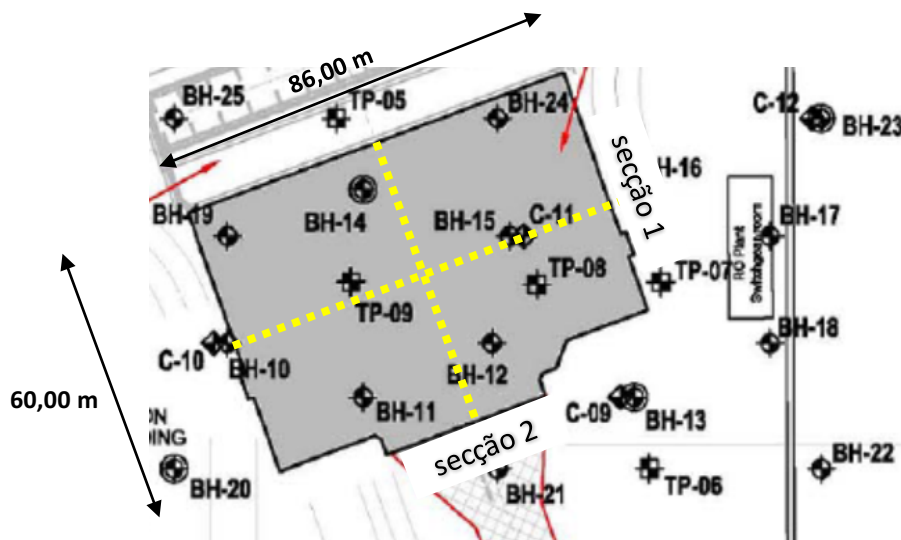


Figura 5.12 – Secções escolhidas para a modelação do problema 2D

Para esta análise foi necessário proceder ao pré-dimensionamento das escoras nas duas secções, existindo um desnível de 13,20 metros de escavação para escorar, com o objetivo de obter esforços pequenos na cortina. Para que a análise fosse mais realista teria sido necessário colocar estacas ou pilares de apoio intermédio, visto a distância entre paredes a escorar ser elevada (86 e 60 metros, respetivamente, para a secção 1 e 2).

Assim, para a secção 1, optou-se por colocar 4 níveis de escoramento com um espaçamento vertical de 3 metros com escoras espaçadas de 10 metros na horizontal às cotas + 4,70, + 1,70, - 1,30 e - 4,30, presente a geometria na figura 5.13.

Para a secção 2, com o objetivo de não sobrepor escoras em ambas as direções, decidiu-se colocar também 4 níveis de escoramento com um espaçamento vertical de 3 metros com escoras espaçadas de 5 metros na horizontal às cotas + 4,20, + 1,20, - 1,80 e - 4,80 (figura 5.14).

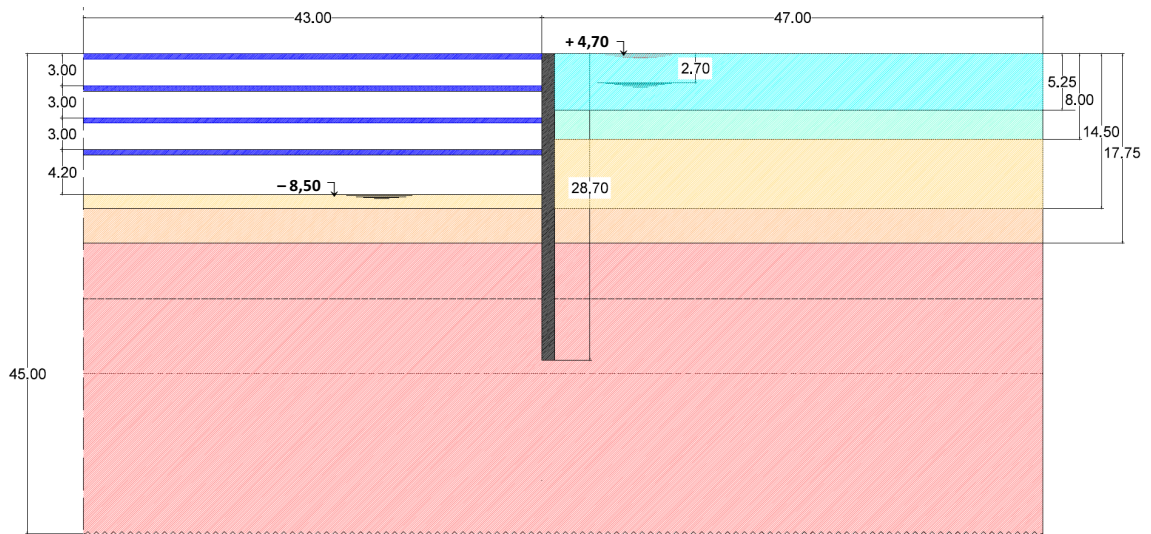


Figura 5.13 – Geometria do caso de estudo (secção 1)

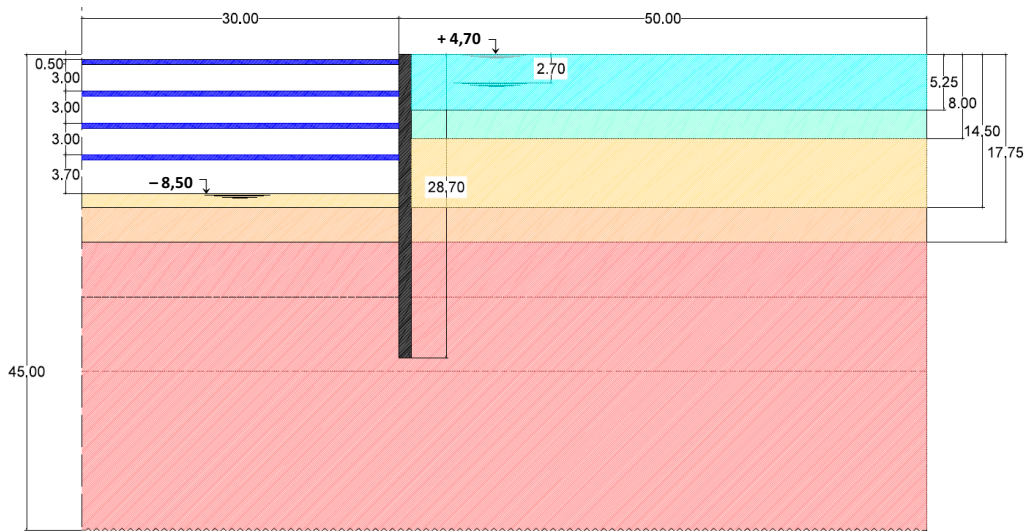


Figura 5.14 – Geometria do caso de estudo (secção 2)

5.5. MODELO NUMÉRICO

Tal como foi feito na análise apresentada no capítulo 4, começou-se por adicionar uma fronteira externa 90 por 45 metros e 80 por 45 metros, respetivamente para as secções 1 e 2, para dar o mesmo efeito de fronteira infinita relativamente à escavação. Esta diferença no comprimento da fronteira externa entre secções de 90 e 80 metros, respetivamente, para a secção 1 (com 43 metros de largura de escavação) e para a secção 2 (com 30 metros de largura de escavação), deveu-se ao facto de ser proporcional a distância da cortina à fronteira lateral, não representando um parâmetro influenciador dos resultados.

Assim, foram colocados apoios de roletes nas fronteiras laterais, visto não se poderem deslocar na direção horizontal, apoios duplos na fronteira inferior e a superfície encontrava-se livre em todas as direções. O faseamento da escavação foi feito rebaixando o nível freático no interior da escavação através de bombagem que na modelação se traduziu num rebaixamento da água à medida que se escavou

no interior, deixando uma folga de 0,5 metros para a introdução de cada escora em ambas as secções (tabelas 5.4 e 5.5).

Tabela 5.4 – Faseamento construtivo para a modelação da secção 1

Fase	Descrição
1	Inicial
2	Instalação da cortina até à cota – 24,00 m
3	Escavação até à cota + 4,20 m
4	Instalação da escora à cota + 4,70 m
5	Escavação até à cota + 1,20 m
6	Instalação da escora à cota + 1,70 m
7	Escavação até à cota – 1,80 m
8	Instalação da escora à cota – 1,30 m
9	Escavação até à cota – 4,80 m
10	Instalação da escora à cota – 4,30 m
11	Final (escavação – 8,50 m)

Tabela 5.5 – Faseamento construtivo para a modelação da secção 2

Fase	Descrição
1	Inicial
2	Instalação da cortina até à cota – 24,00 m
3	Escavação até à cota + 3,70 m
4	Instalação da escora à cota + 4,20 m
5	Escavação até à cota + 0,70 m
6	Instalação da escora à cota + 1,20 m
7	Escavação até à cota – 2,30 m
8	Instalação da escora à cota – 1,80 m
9	Escavação até à cota – 5,30 m
10	Instalação da escora à cota – 4,80 m
11	Final (escavação – 8,50 m)

5.6. SECÇÃO 1

A secção 1 corresponde ao corte ao longo do comprimento da escavação (86 metros), passando pelos furos de sondagem BH10, BH15, BH16 e BH23. Assim, foi possível verificar através dos cortes geológico-geotécnicos (figura 5.4) que para os furos de sondagem BH15 e BH23 existiu uma camada de silte, com aproximadamente 3 metros de espessura (a tracejado na figura 5.13) à cota - 23,00. No entanto, como não existiram mais dados sobre essa camada e por simplificação, utilizaram-se as características das camadas referentes à tabela 5.3.

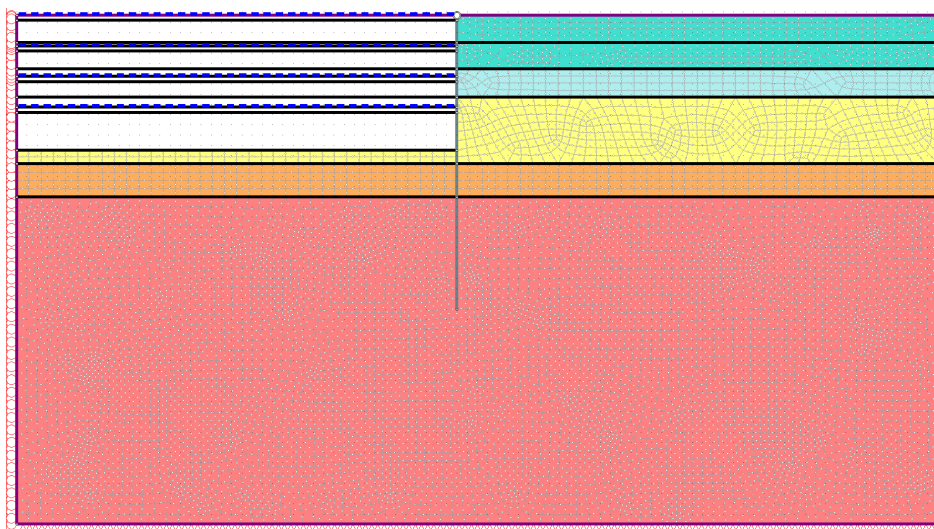


Figura 5.15 – Modelo numérico utilizado no programa RS² (secção 1)

5.6.1. ESFORÇOS NA CORTINA

De modo a perceber se os níveis de escoramento foram bem posicionados, retirou-se do programa os momentos fletores a atuar na cortina, bem como os deslocamentos horizontais na cortina, com o objetivo de verificar se os resultados eram adequados. Assim, analisaram-se os momentos para o caso onde o nível freático se encontra à cota + 2,00 e no caso de cheia à cota + 4,70. O momento fletor é positivo quando a fibra mais tracionada se situa no tardo da cortina.

Os momentos fletores máximos, como era esperado, foram maiores na situação de cheia, visto serem maiores as pressões das terras e da água exercidas na cortina, ocorrendo o momento máximo perto do fundo da escavação (que provocou a tração na face da cortina voltada para o interior da escavação)^[25]. Os momentos máximos obtidos acima da base da escavação foram relativamente reduzidos na zona escorada (na ordem dos 400 kN.m/m). Os deslocamentos horizontais na cortina, foram maiores na zona escorada para o caso de cheia (cota + 4,70) e abaixo do fundo de escavação para o nível freático à cota + 2,00.

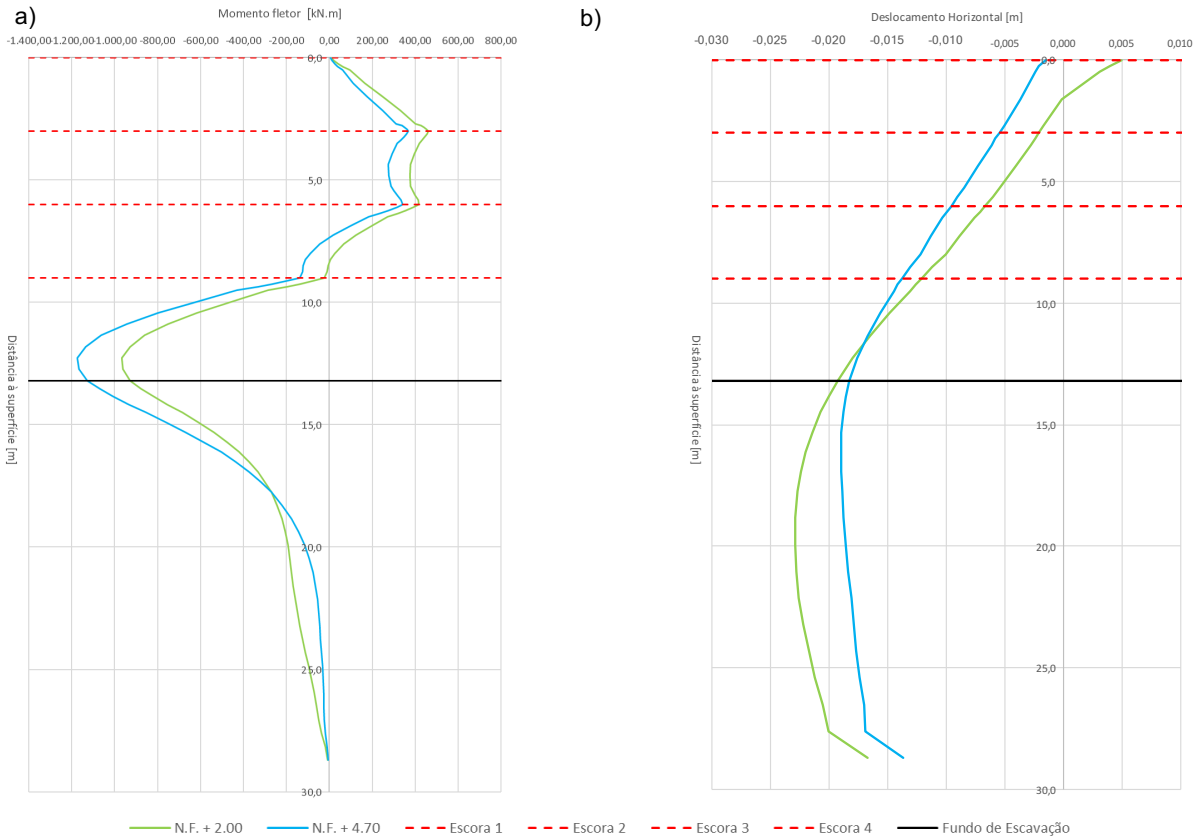


Figura 5.16 – a) Momentos fletores finais atuantes na cortina; b) Deslocamentos horizontais finais na cortina (secção 1)

5.6.2. CAUDAL PERCOLADO

Para o cálculo do caudal, como só se modelou metade da escavação o valor obtido pelo programa para além de ter sido multiplicado pelo respetivo comprimento, que neste caso foi 60 metros, também foi multiplicado por dois, de modo a obter o caudal total percolado no caso de estudo. Assim, para esta secção obteve-se um caudal de 67,8 e de 80,1 m³/h, respetivamente, para o nível freático às cotas + 2,00 e + 4,70.

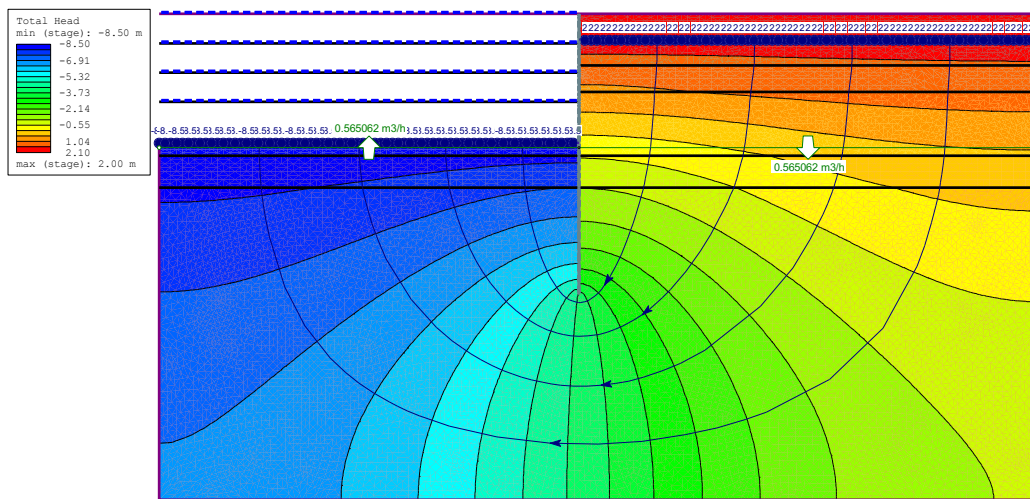


Figura 5.17 – Carga total (m) e caudal percolado (m³/h) com o N.F. à cota + 2,00 (secção 1)

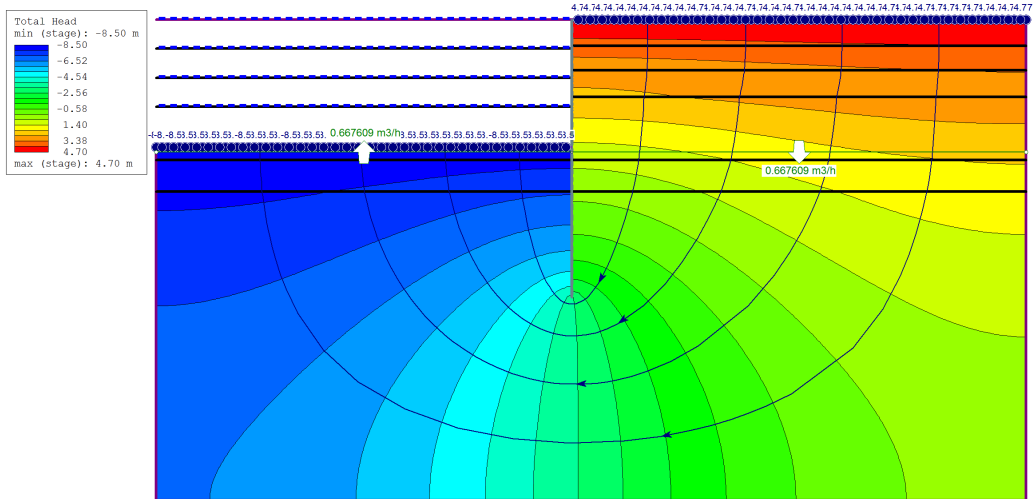


Figura 5.18 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h) com o N.F. à cota + 4,70 (secção 1)

5.6.3. INSTABILIDADE HIDRÁULICA

Relativamente ao cálculo da instabilidade hidráulica, o método utilizado foi o mesmo que no capítulo anterior, para um bloco instável de dimensões 15,50 por 7,75 metros (comprimento da ficha de 15,50 metros), encontrando-se os resultados presentes na tabela 5.6. Para o levantamento hidráulico é necessário o valor do gradiente hidráulico que foi obtido através da média dos gradientes hidráulicos ao longo das duas extremidades verticais do bloco instável (figura 5.19). Para a erosão interna, o gradiente hidráulico máximo de saída foi retirado diretamente do programa para o quadrado do lado de jusante adjacente à cortina.

As verificações consideraram seguras ambas as situações, sendo possível, assim, a construção deste modelo, tanto no caso com o nível freático à cota + 2,00, como em caso de cheia, sendo mais seguro a construção com o nível freático a uma profundidade maior, onde os gradientes hidráulicos apresentaram valores menores.

Apesar de em ambas as verificações, os fatores de segurança terem sido maiores do que os coeficientes globais de segurança (para o levantamento hidráulico correspondem a valores entre 1,5 e 2,0 e para a erosão interna entre 2,0 e 3,0), esses fatores aproximaram-se mais desses coeficientes para a erosão interna, sendo essa a verificação condicionante. Assim, optou-se por analisar os deslocamentos verticais não só a meio do fundo de escavação (no eixo de simetria), mas também na zona do fundo de escavação junto à cortina, com o intuito de perceber o efeito nos deslocamentos.

Tabela 5.6 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (secção 1)

Cota do nível freático (m)		+ 2,00	+ 4,70
γ (kN/m ³)		20,00	
γ_w (kN/m ³)		9,81	
Levantamento Hidráulico	d (m)	15,50	
	i_{med}^{bpi}	0,23	0,27
	W' (kN/m)	1 224,07	
	J (kN/m)	271,04	318,18
	FS	4,52	3,85
	Verificação	O.K.	O.K.
Erosão interna	i_{cr}	1,04	
	Δh_{total} (m)	10,50	13,20
	i_{max}^{jus}	0,29	0,35
	FS	3,59	2,97
	Verificação	O.K.	O.K.

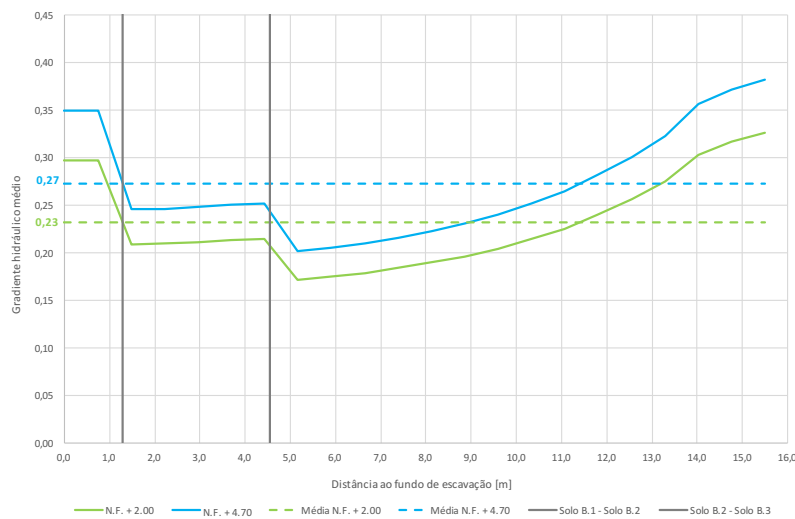


Figura 5.19 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura do bloco instável (secção 1)

5.6.4. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO

Os levantamentos no fundo de escavação foram medidos em dois pontos distintos correspondentes ao meio do fundo de escavação, no eixo de simetria, e na zona junto à cortina, ambos à cota – 8,50 e em função das fases da modelação. Na figura 5.20, por simplificação, estes pontos são apresentados como “meio” e “cortina”, respetivamente, para o meio do fundo de escavação (no eixo de simetria) e para a zona junto à cortina.

Assim, tanto a meio do fundo de escavação, como na zona do fundo de escavação junto à cortina, os deslocamentos não se afastaram muito nas duas situações, encontrando-se na ordem dos 6,0 cm. Isto deveu-se ao facto do módulo de deformabilidade ter sido constante para a camada (135 MPa) onde se analisaram os deslocamentos, dependendo as deformações diretamente das tensões totais, que neste caso são as mesmas, sendo irrelevante a diferença de 2,7 metros entre a posição dos níveis freáticos.

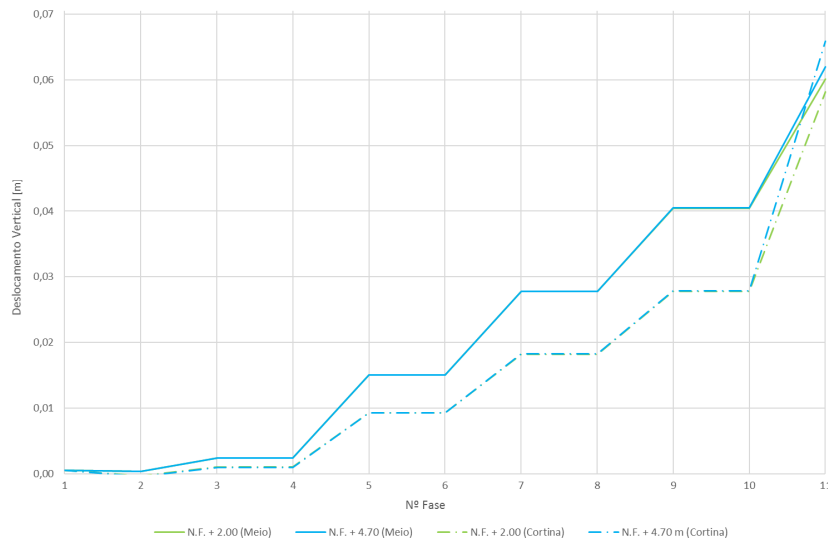


Figura 5.20 – Levantamento no fundo de escavação (secção 1)

5.6.5. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA

Com o intuito de estudar o efeito que o comprimento da ficha teve no modelo, analisaram-se quatro situações com o nível freático fixo à cota + 2,00, onde se aumentou e diminuiu o comprimento da ficha em 5 metros, ou seja, com 20,50 e 10,50 metros de altura, respetivamente. Também se analisou, por tentativas, o comprimento da ficha para o qual o programa não convergiu e para onde os fatores de segurança hidráulicos (levantamento hidráulico e erosão interna foram iguais a 1,0).

5.6.5.1. Esforços na cortina

Para os dois comprimentos da ficha (20,50 e 10,50 metros), os modelos convergiram, não variando significativamente os momentos fletores atuantes na cortina (devido à rigidez do solo onde foi instalada a ficha), sendo os momentos máximos maiores para um comprimento de ficha também maior.

Na não convergência, o modelo atingiu um comprimento da ficha de 0,10 metros, correspondendo a uma altura da cortina de 13,30 metros, onde não ocorreram momentos para compensar os esforços provocados pela parte interior da escavação, sendo apresentado a roxo, na figura 5.21, como “comprimento da ficha colapso”.

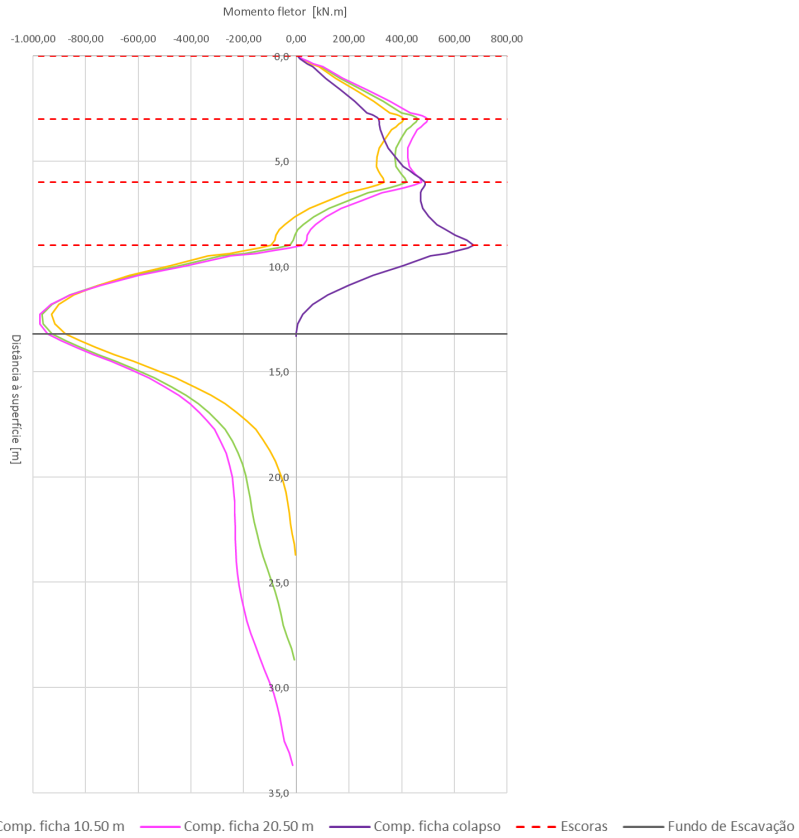
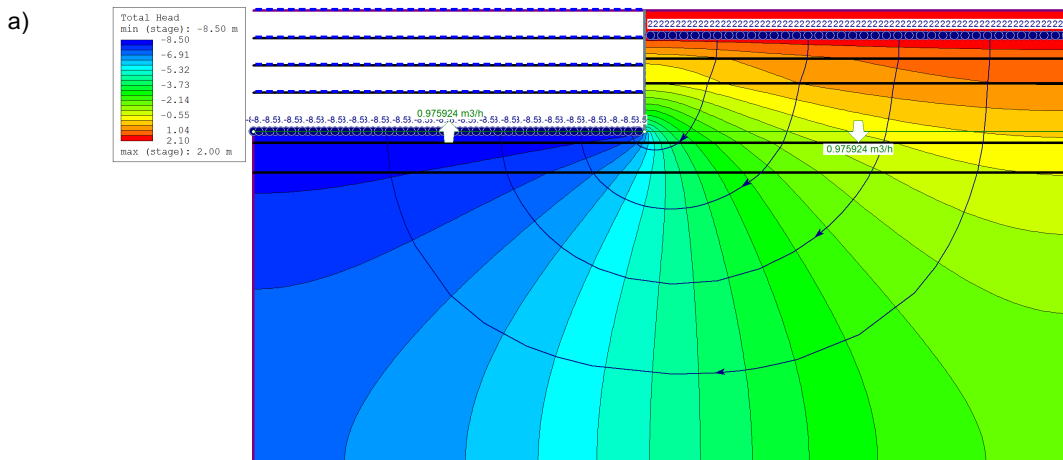


Figura 5.21 – Momentos fletores finais atuantes para um comprimento da ficha variável (secção 1)

5.6.5.2. Caudal percolado

O caudal percolado total para esta secção obtido anteriormente (para um comprimento da ficha de 15,50 metros) foi de 67,8 m³/h. Para estes três comprimentos da cortina, os valores foram de 117,1, 78,9 e 58,2 m³/h, respetivamente, para um comprimento da ficha de 0,10, 10,50 e 20,50 metros (figura 5.22), representando uma altura de cortina maior um impedimento à percolação do caudal para a superfície.



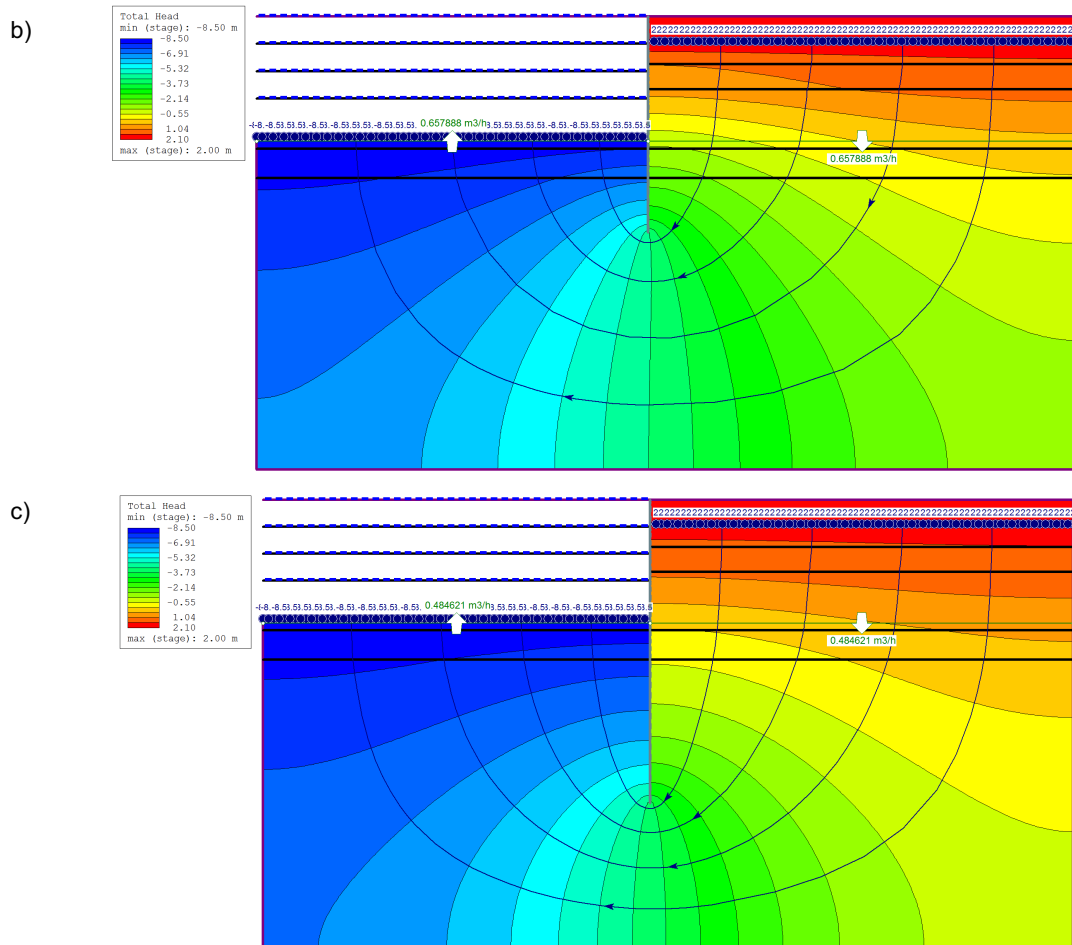


Figura 5.22 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h): a) na não convergência; b) com diminuição de 5 metros do comprimento da ficha; c) com aumento de 5 metros do comprimento da ficha (secção 1)

5.6.5.3. Instabilidade hidráulica

Na tabela 5.7 foram apresentados os fatores de segurança, correspondendo sempre o bloco instável a uma secção de dimensões $d/2$ por d metros, correspondendo d ao comprimento da ficha. Nesta verificação o aumento do comprimento da ficha provocou a diminuição do gradiente hidráulico ao longo do bloco, representando um fator de segurança maior.

O valor do gradiente hidráulico ao longo do bloco para a situação de não convergência foi retirado diretamente do programa, visto o bloco ser de dimensões bastante pequenas (0,10 por 7,75 metros), não tendo sido necessário proceder às médias dos gradientes hidráulicos.

Relativamente à erosão interna, aconteceu o mesmo, representando um fator de segurança maior à medida que se aumentou o comprimento da ficha, visto ter sido menor o caudal percolado.

Para um fator de segurança relativamente ao levantamento hidráulico igual a 1,0 foi necessário que a cortina tivesse uma ficha com 2,50 metros de comprimento. Para garantir estabilidade relativamente à erosão interna foi preciso uma cortina com uma ficha maior (3,00 metros), visto serem maiores os fatores de segurança para a verificação do levantamento hidráulico, aumentando essa diferença entre fatores à medida que se aumentou o comprimento da ficha.

Tabela 5.7 – Fatores de segurança para a instabilidade hidráulica para um comprimento da ficha variável (secção 1)

Comprimento da ficha (m)		0,10	2,50	3,00	10,50	15,50	20,50
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	0,10	2,50	3,00	10,50	15,50	20,50
	i_{med}^{bpi}	3,08	1,04	0,91	0,33	0,23	0,19
	W' (kN/m)	0,05	31,84	45,86	561,72	1 224,07	2 141,17
	J (kN/m)	0,15	31,88	40,17	178,46	271,04	474,11
	FS	0,34	1,00	1,14	3,15	4,52	5,47
	Verificação	K.O.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Erosão interna	i_{cr}	1,04					
	Δh_{total} (m)	10,50					
	i_{max}^{jus}	3,40	1,06	1,04	0,40	0,29	0,23
	FS	0,31	0,98	1,00	2,60	3,59	4,52
	Verificação	K.O.	K.O.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

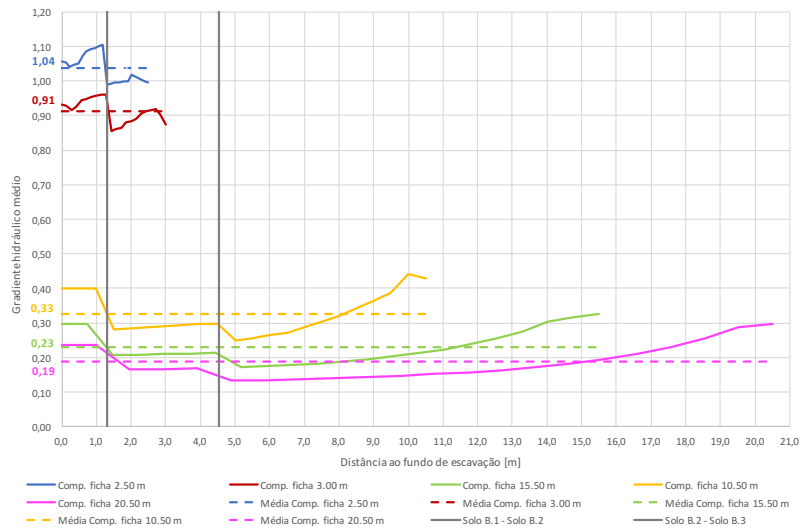


Figura 5.23 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (secção 1)

5.6.5.4. Levantamento no fundo de escavação

Independentemente do comprimento da ficha, os deslocamentos verticais mantiveram-se na ordem dos 6,0 cm. No entanto, para os deslocamentos medidos na zona do fundo de escavação junto à cortina para

o modelo onde se deu a não convergência, esses deslocamentos passaram quase para o dobro, na ordem dos 12,0 cm.

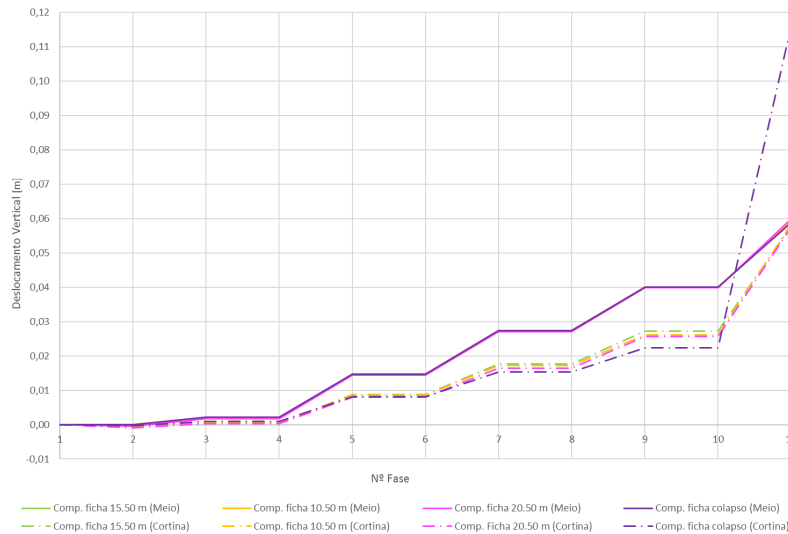


Figura 5.24 – Levantamento no fundo de escavação para um comprimento da ficha variável (secção 1)

5.6.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE DE TENSÕES

Com o objetivo de analisar a influência do tipo de análise utilizada relativamente às tensões, fixou-se o nível freático à cota + 2,00 e o comprimento da ficha igual à de projeto, 15,50 metros. Como para esta análise em tensões efetivas, as mudanças na pressão dos poros e as tensões efetivas afetaram a deformação, mas as mudanças na deformação ou no carregamento não afetaram a pressão dos poros, analisou-se somente os esforços na cortina e os deslocamentos no fundo de escavação, visto os resultados hidráulicos do modelo não terem sido influenciados por esta análise.

Assim, foi possível verificar, a partir das figuras 5.25 e 5.26, que os momentos fletores atuantes na cortina foram maiores e que os deslocamentos foram menores nesta análise (diferença de aproximadamente 2,0 cm), porque se trabalhou com tensões efetivas, mantendo-se os módulos de deformabilidade dos solos iguais às análises feitas anteriormente, dependendo os deslocamentos diretamente do estado de tensão ($\sigma' = E \times \varepsilon$).

Nestes modelos que incluem a componente da água, a análise em tensões totais é a mais conservativa, visto que considera que as pressões dos poros calculadas podem ser utilizadas pela análise de tensão-deformação, funcionando como uma componente resistente, em vez de ação, na medida em que considera que essa pressão é constante. Na análise de tensões efetivas acontece o contrário, visto que as mudanças na pressão dos poros afetam a deformação, não sendo a pressão constante, funcionando como uma ação. Assim, esta análise é a melhor para utilizar neste tipo de situações, visto representar o pior cenário relativamente aos esforços aplicados na cortina.

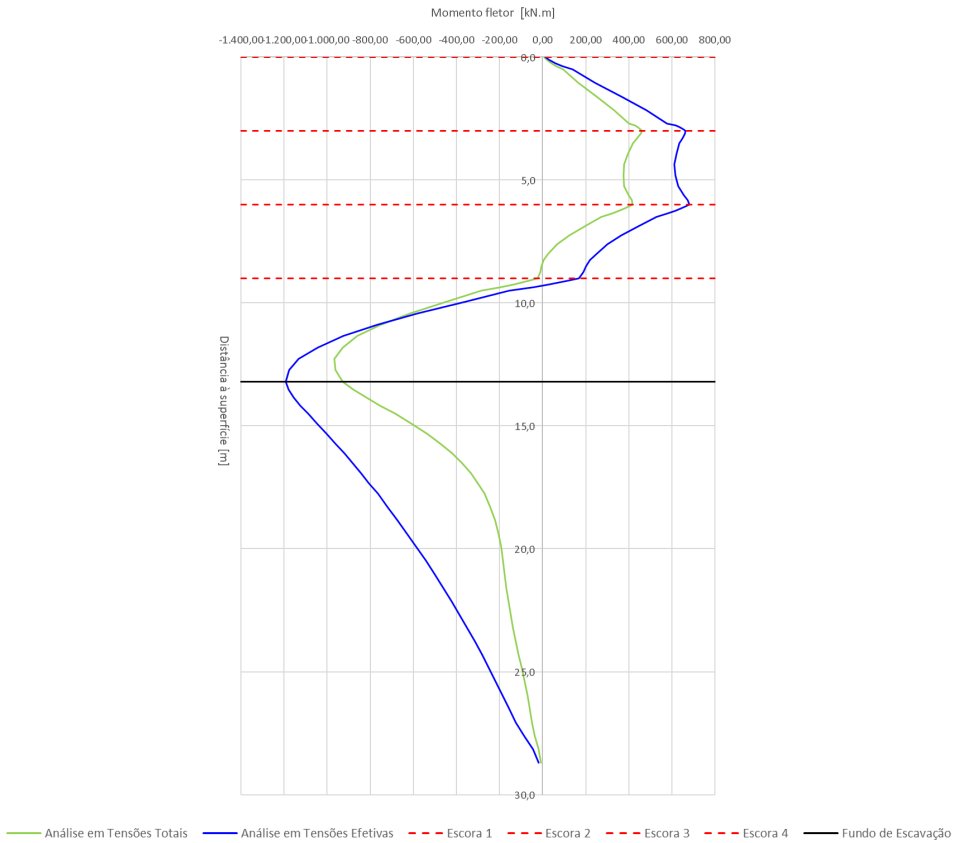


Figura 5.25 – Momentos fletores finais atuantes para uma análise em tensões efetivas (secção 1)

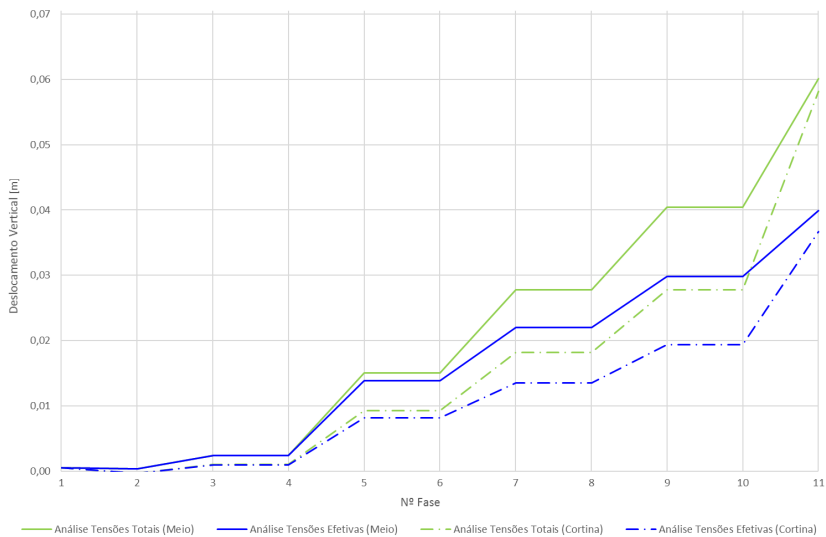


Figura 5.26 – Levantamento no fundo de escavação para uma análise em tensões efetivas (secção 1)

5.7. SECÇÃO 2

A secção 2 corresponde ao corte ao longo da largura da escavação (60 metros), passando também por furos de sondagem, que, neste caso, corresponderam ao BH14, BH12 e BH21. Também pelos cortes geológico-geotécnicos foi possível detetar uma camada de silte e outra de areia cimentada, respetivamente, às cotas – 22,00 e – 30,00 (a tracejado na figura 5.14).

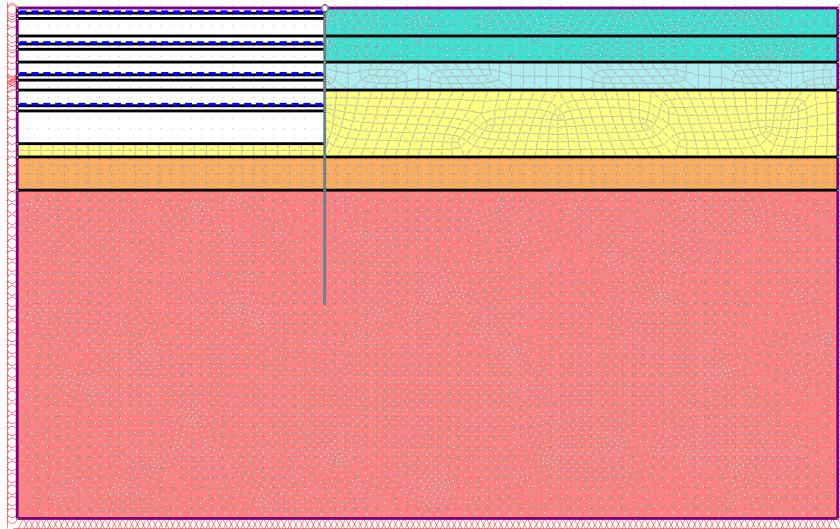


Figura 5.27 – Modelo numérico utilizado no programa RS² (secção 2)

5.7.1. ESFORÇOS NA CORTINA

Para esta secção, como o modelo construtivo das escoras foi semelhante, visto que se alternou uma escora de uma secção com a da outra, sendo a diferença entre elas de 0,50 metros, os momentos fletores e os deslocamentos horizontais na cortina foram bastante semelhantes, sendo os valores desta secção um pouco menores tanto na zona escorada, como abaixo da escavação.

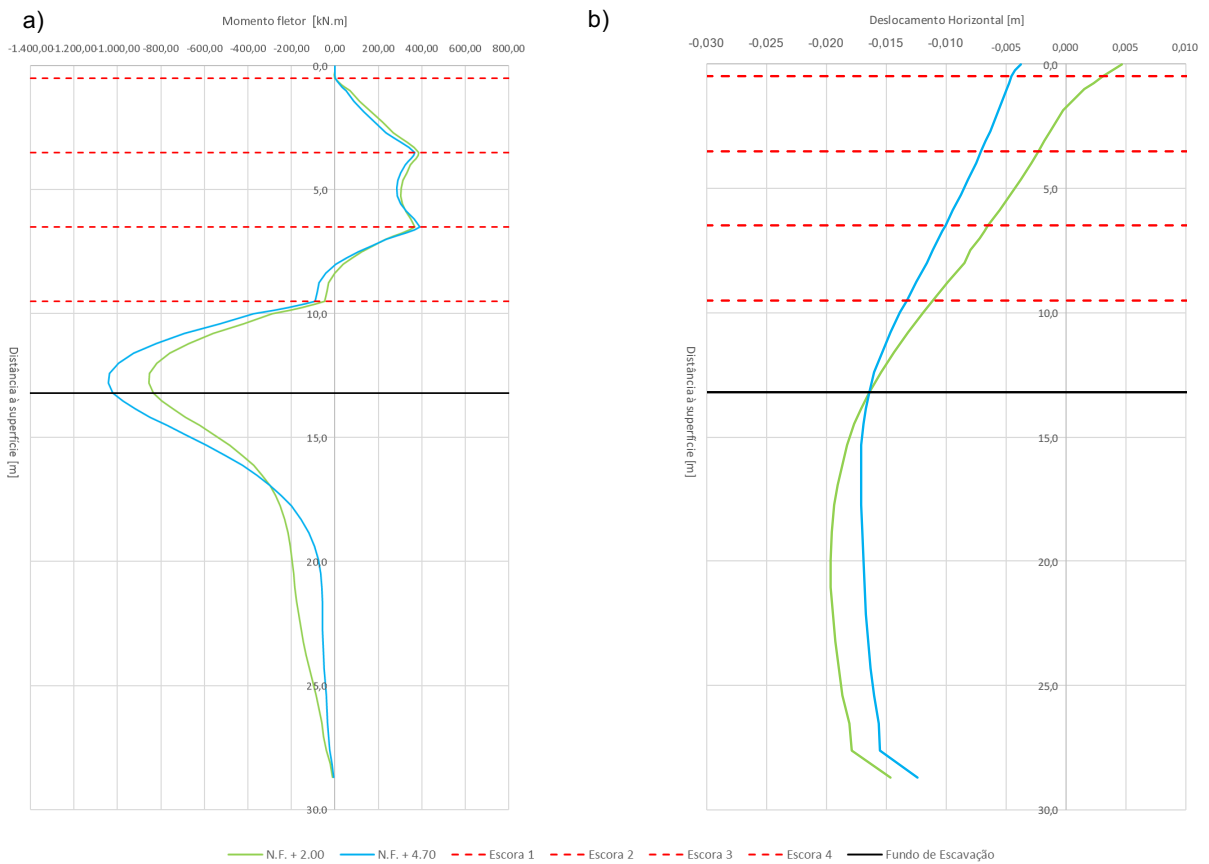


Figura 5.28 – a) Momentos fletores finais atuantes na cortina; b) Deslocamentos horizontais finais na cortina (secção 2)

5.7.2. CAUDAL PERCOLADO

Neste caso, como a secção tinha dimensões menores (30 metros, face aos 46 da secção 1), eram esperados no modelo também caudais menores, no entanto como o caudal foi multiplicado pelo comprimento respetivo, que neste caso foi de 86 metros, então os caudais percolados foram maiores para esta secção. Assim, para esta secção obteve-se um caudal de 94,1 e de 111,7 m³/h, respetivamente, para o nível freático à cota + 2,00 e + 4,70.

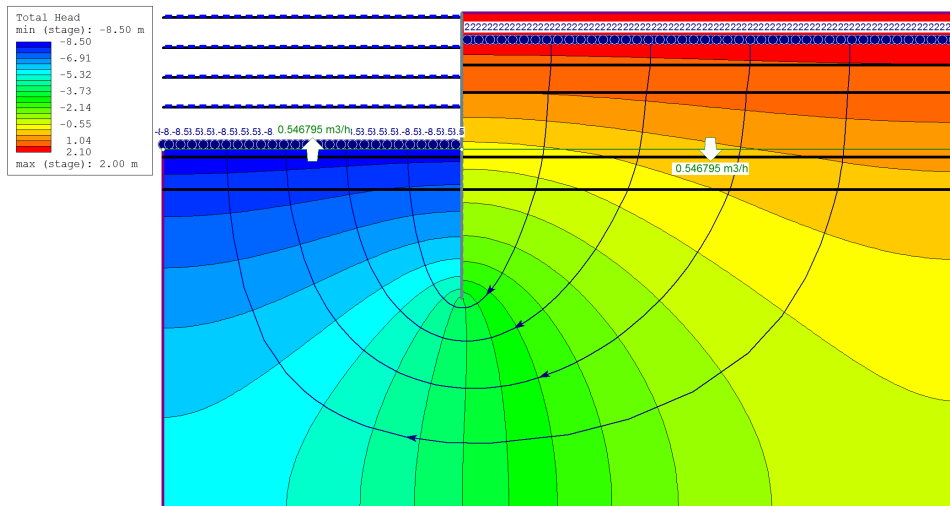


Figura 5.29 – Carga total (m) e caudal percolado (m³/h) com o N.F. à cota + 2,00 (secção 2)

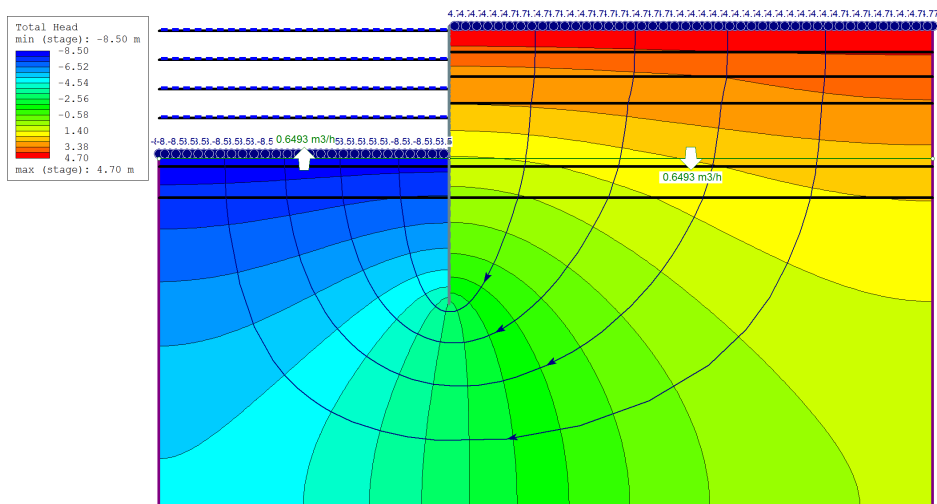


Figura 5.30 – Carga total (m) e caudal percolado (m³/h) com o N.F. à cota + 4,70 (secção 2)

5.7.3. INSTABILIDADE HIDRÁULICA

Neste caso, as verificações relativamente à secção anterior foram menores, visto ser menor a largura da escavação, logo, para a mesma posição do nível freático, os gradientes hidráulicos (figura 5.31) foram maiores e os fatores de segurança menores (resultados mais desfavoráveis). No entanto, as duas situações foram consideradas seguras, sendo possível a construção desta secção para este modelo, tendo sido também mais seguro a construção com o nível freático à cota + 2,00.

Tabela 5.8 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (secção 2)

Cota do nível freático (m)		+ 2,00	+ 4,70
γ (kN/m ³)		20,00	
γ_w (kN/m ³)		9,81	
Levantamento Hidráulico	d (m)	15,50	
	i_{med}^{bpi}	0,26	0,31
	W' (kN/m)	1 224,07	
	J (kN/m)	306,39	365,31
	FS	4,00	3,35
	Verificação	O.K.	O.K.
Erosão interna	i_{cr}	1,04	
	Δh_{total} (m)	10,50	13,20
	i_{max}^{jus}	0,33	0,39
	FS	3,15	2,67
	Verificação	O.K.	O.K.

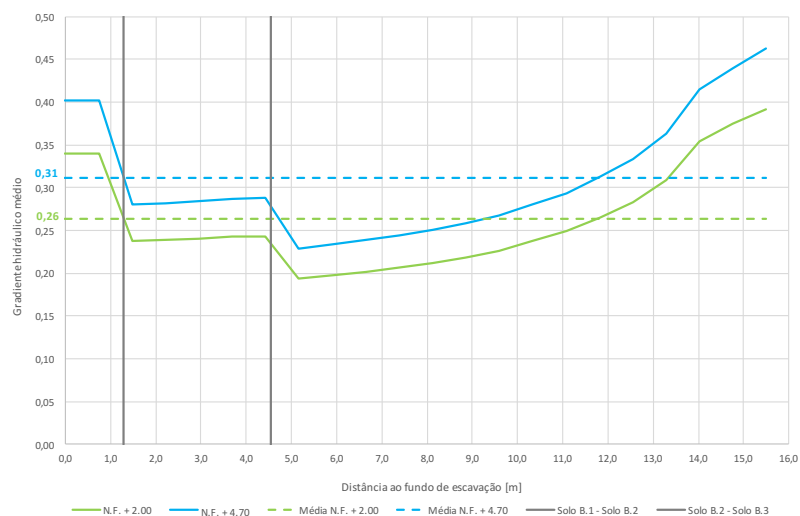


Figura 5.31 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura do bloco instável (secção 2)

5.7.4. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO

Os deslocamentos verticais a meio do fundo de escavação (no eixo de simetria) também não se afastaram muito nas duas situações, tendo sido maiores para esta secção, devido aos gradientes hidráulicos serem maiores. Os deslocamentos andaram na ordem dos 5,9 e 6,1 cm, respetivamente, para o nível freático à cota + 2,00 e + 4,70. Já na zona do fundo de escavação junto à cortina, os deslocamentos foram maiores,

na ordem dos 7,1 e 10,0 cm para o nível freático à cota + 2,00 e + 4,70, confirmando novamente a verificação da erosão interna como verificação condicionante.

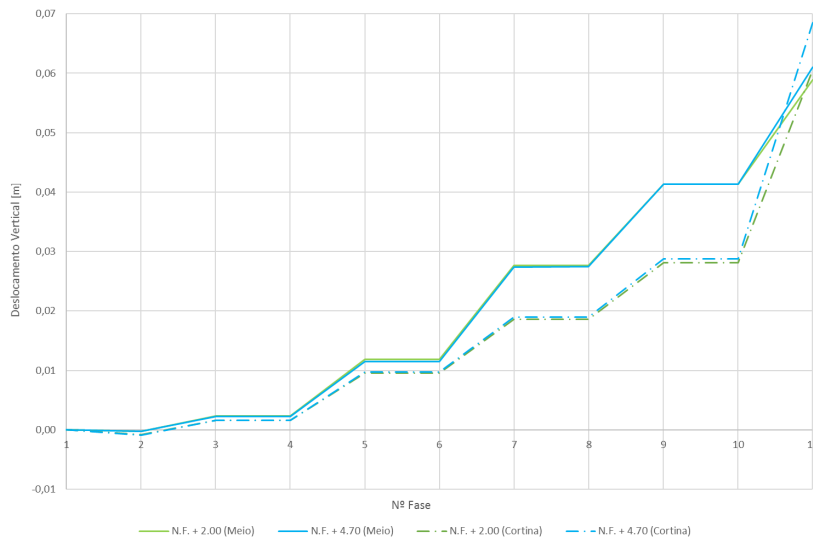


Figura 5.32 – Levantamento no fundo de escavação (secção 2)

5.7.5. INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA FICHA

5.7.5.1 Esforços na cortina

Neste caso, o modelo não convergiu para as duas novas alturas da cortina (20,50 e 10,50 metros), sendo a diferença de momentos na ordem dos 50 kN.m/m relativamente à ficha com o comprimento do projeto, 15,50 metros.

Assim, também se descobriu o comprimento da ficha para o qual o modelo não convergiu na modelação numérica, correspondendo esse comprimento a 0,20 metros (altura da cortina de 13,40 metros), onde não ocorreram momentos para compensar os esforços provocados pela parte interior da escavação.

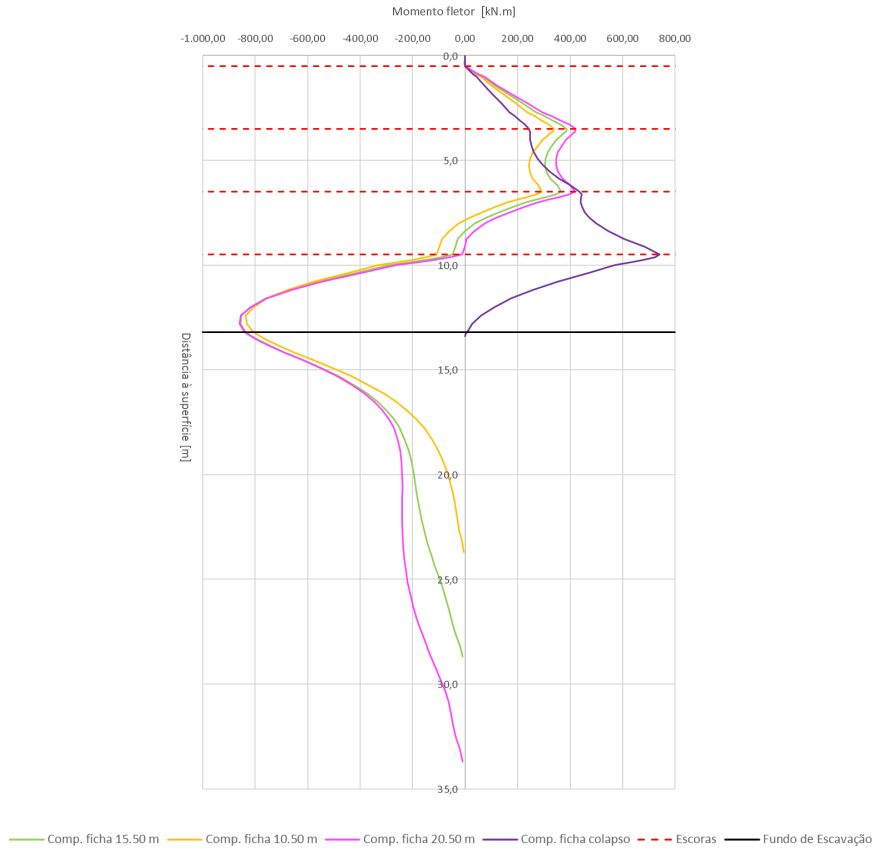
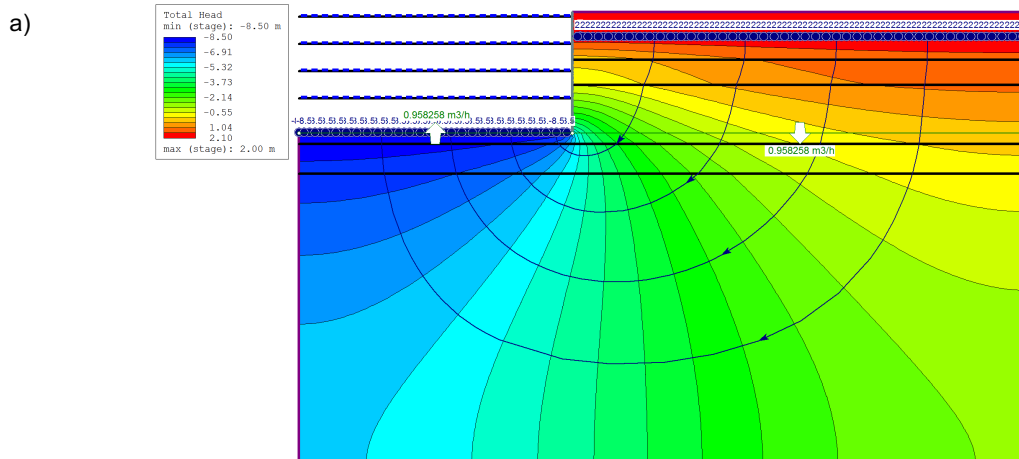


Figura 5.33 – Momentos fletores finais atuantes para o comprimento da ficha variável (secção 2)

5.7.5.2. Caudal percolado

O caudal percolado total para esta secção obtido anteriormente (para um comprimento da ficha de 15,50 metros) foi de 94,1 m³/h. Para estes três comprimentos, os valores foram de 144,5, 110,0 e 80,5 m³/h, respectivamente, para um comprimento da ficha de 0,20, 10,50 e 20,50 metros (figura 5.34).



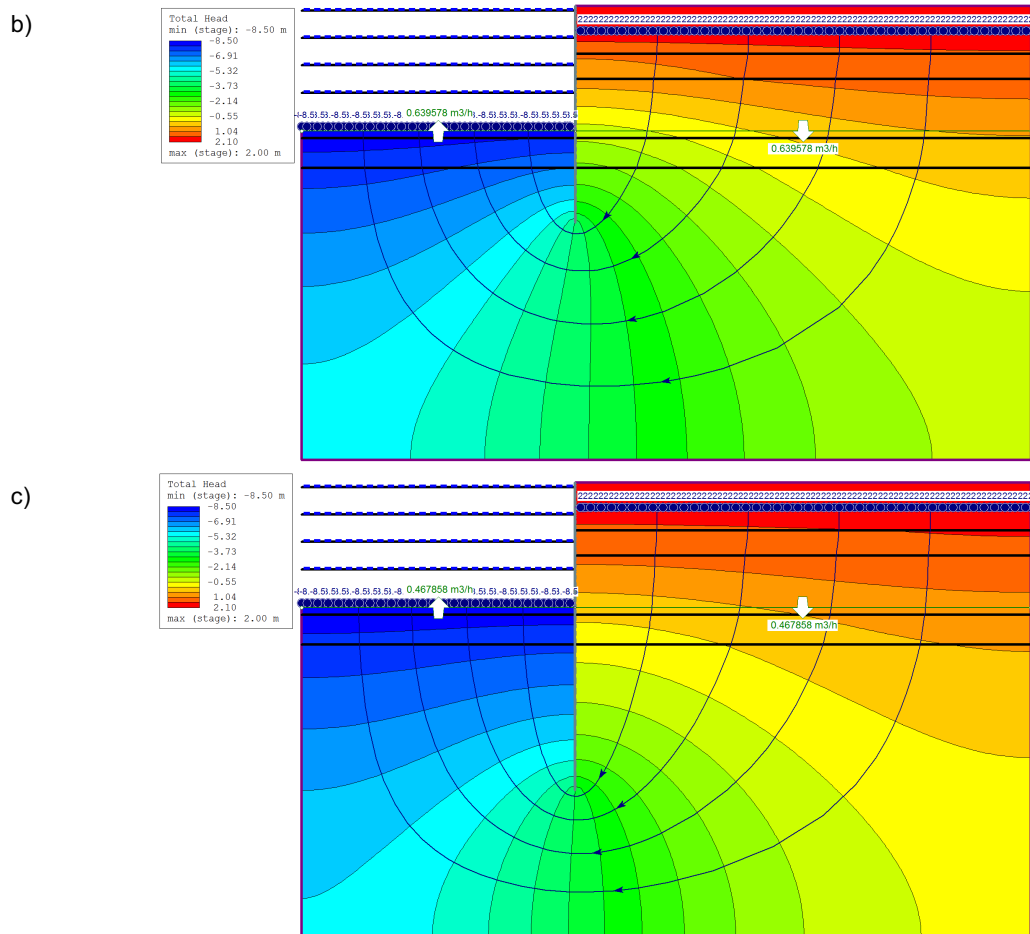


Figura 5.34 – Carga total (m) e caudal percolado (m^3/h): a) na não convergência; b) com diminuição de 5 metros do comprimento da ficha; c) com aumento de 5 metros do comprimento da ficha (secção 2)

5.7.5.3. Instabilidade hidráulica

Para a secção 2 aconteceu o mesmo que na secção 1, onde o aumento do comprimento da ficha representou um fator de segurança maior para o levantamento hidráulico e para a erosão interna. Neste caso, para um fator de segurança ao levantamento hidráulico e à erosão interna igual a 1,0 foi necessário que a cortina tivesse uma ficha, respetivamente, com 2,80 e 3,50 metros de comprimento.

Tabela 5.9 – Fatores de segurança para a instabilidade hidráulica para um comprimento da ficha variável (secção 2)

Comprimento da ficha (m)		0,20	2,80	3,50	10,50	15,50	20,50
γ (kN/m ³)		20,00					
γ_w (kN/m ³)		9,81					
Levantamento Hidráulico	d (m)	0,20	2,80	3,50	10,50	15,50	20,50
	i_{med}^{bpi}	2,95	1,04	0,81	0,35	0,26	0,21
	W' (kN/m)	0,20	39,94	62,41	561,72	1 224,07	2 141,17
	J (kN/m)	0,58	39,99	48,67	189,27	306,39	432,88
	FS	0,35	1,00	1,28	2,97	4,00	4,95
	Verificação	K.O.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.
Erosão interna	i_{cr}	1,04					
	Δh_{total} (m)	10,50					
	i_{max}^{jus}	3,29	1,10	1,04	0,44	0,33	0,26
	FS	0,32	0,95	1,00	2,36	3,15	4,00
	Verificação	K.O.	K.O.	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

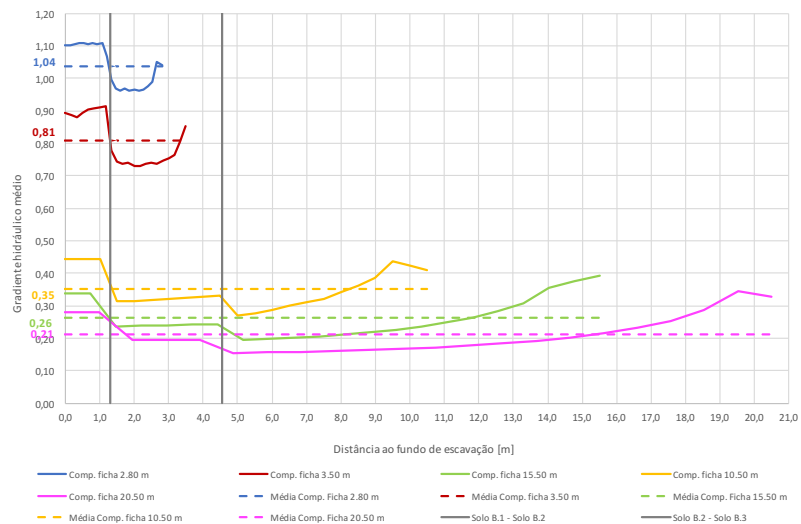


Figura 5.35 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (secção 2)

5.7.5.4. Levantamento no fundo de escavação

Com a alteração do comprimento da ficha, os deslocamentos a meio do fundo de escavação mantiveram-se igualmente na ordem dos 6,0 cm, no entanto para a zona junto à cortina, esses deslocamentos foram relativamente superiores para o modelo que não convergiu, estando na ordem dos 9,0 cm.

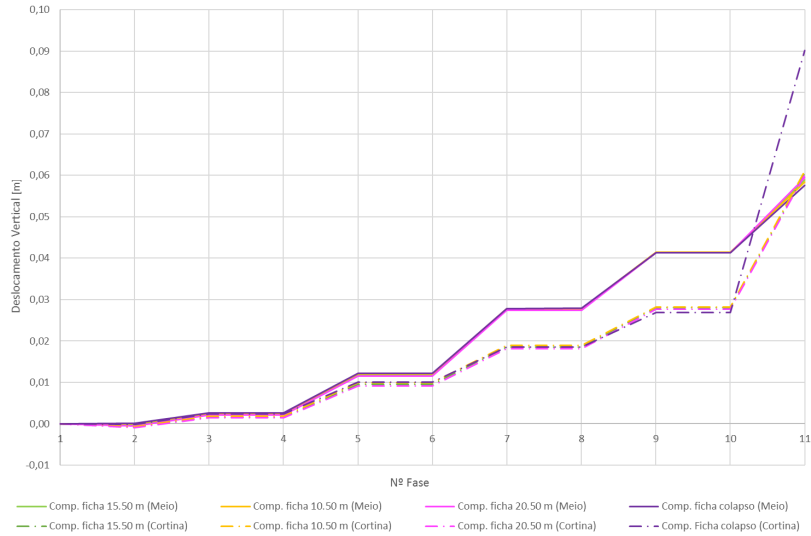


Figura 5.36 – Levantamento no fundo de escavação para um comprimento da ficha variável (secção 2)

5.7.6. INFLUÊNCIA DO TIPO DE ANÁLISE DE TENSÕES

Para esta secção, a alteração da análise das tensões provocou exatamente os mesmos efeitos que tinha provocado na secção 1, confirmando pelas figuras 5.37 e 5.38, que os momentos fletores atuantes na cortina foram maiores (na ordem dos 150 kN.m/m na zona escorada e 200 kN.m/m para o momento máximo) e que os deslocamentos foram menores com uma diferença de aproximadamente 2,0 cm.

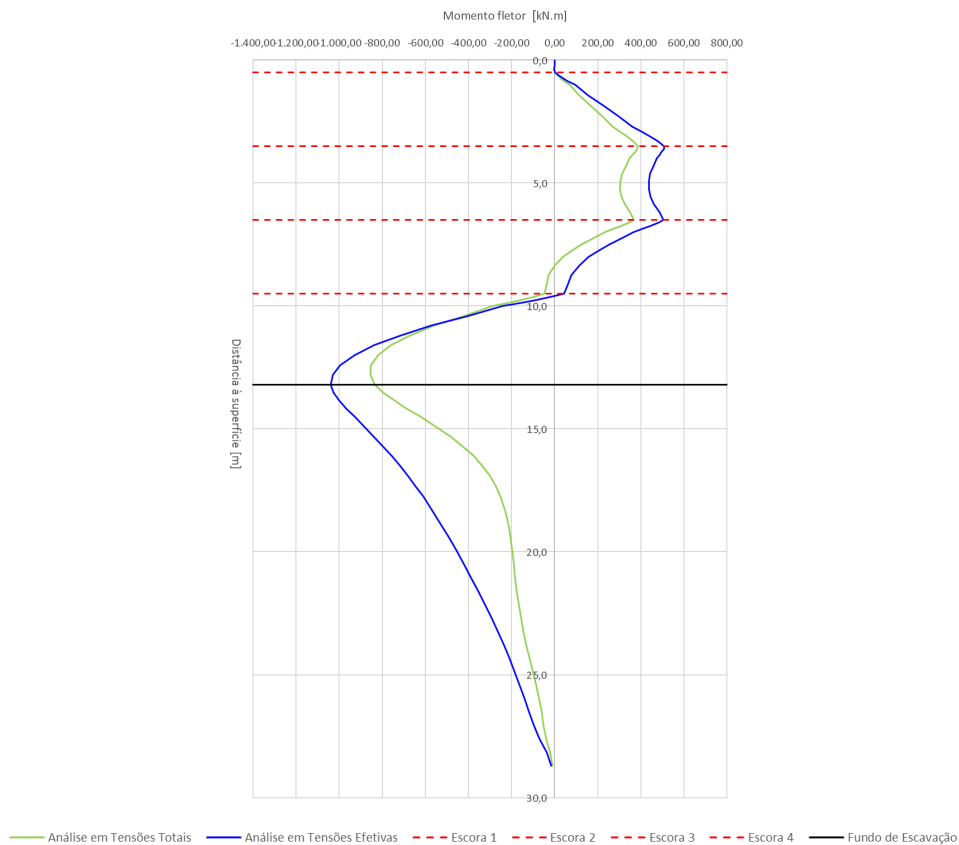


Figura 5.37 – Momentos fletores finais atuantes para uma análise em tensões efetivas (secção 2)

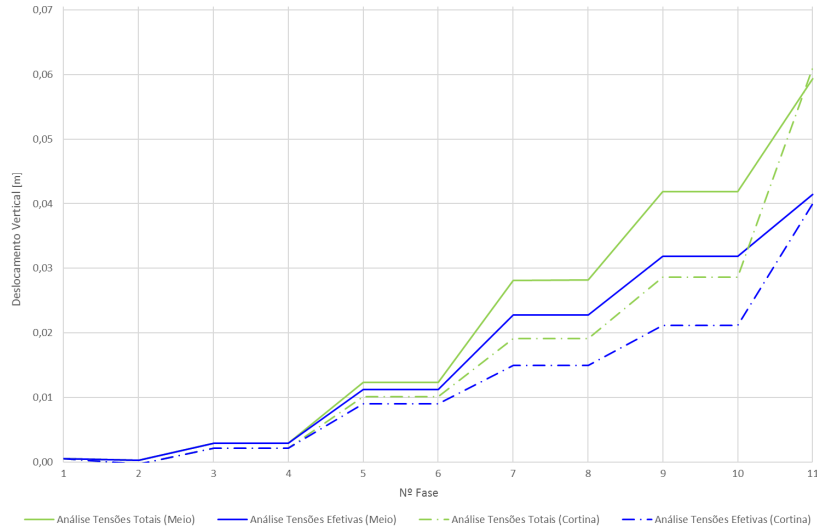


Figura 5.38 – Levantamento no fundo de escavação para uma análise em tensões efetivas (secção 2)

5.8. FATORES DE SEGURANÇA DE ORIGEM HIDRÁULICA EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DA FICHA

Com o cálculo dos fatores de segurança em função do comprimento da ficha, chegou-se à conclusão que a verificação mais gravosa foi a verificação para a erosão interna, sendo sempre necessário um comprimento de ficha maior para garantir a segurança em ambas as secções analisadas (figura 5.39).

Relativamente às diferenças entre as duas secções, a secção 1 foi a que apresentou valores mais altos de segurança para ambas as verificações da instabilidade hidráulica, visto ter sido aquela que tinha uma largura de escavação maior (43 metros, face aos 30 metros da secção 2), sendo menores os gradientes criados pela rede de percolação, logo maiores os fatores de segurança. Assim, verificou-se um acréscimo de aproximadamente 10 e 12,5 % do fator de segurança, respetivamente, nas verificações do levantamento hidráulico e da erosão interna, para o mesmo comprimento da ficha, visto ficar o caminho de percolação cada vez mais dificultado por esse aumento do comprimento da ficha.

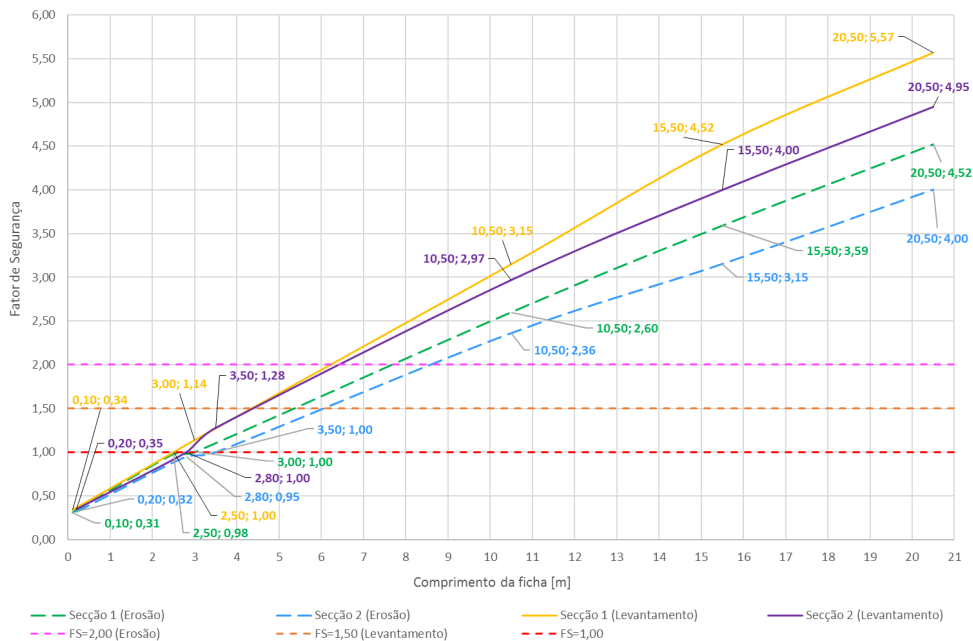


Figura 5.39 – Fatores de segurança em função do comprimento da ficha

5.9. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DO CASO DE ESTUDO

5.9.1. MODELO NUMÉRICO E PARÂMETROS A MEDIR

Com o objetivo de comparar os resultados da análise feita em 2D, realizou-se uma modelação através do programa RS³ para a análise de elementos finitos 3D para aplicações com solos e rochas, tendo por base a criação de fatias para a conceção do modelo numérico.

O modelo foi analisado para um quarto do modelo total com o nível freático fixo à cota + 2,00, com um comprimento da ficha fixo de 15,50 metros e teve como fronteiras externas um bloco retangular de 90 por 80 por 50 metros (figura 5.40), sendo a geometria da escavação a mesma utilizada nas modelações a duas dimensões (figura 5.41). A malha utilizada correspondeu a uma malha uniforme com elementos tetraédricos de 4 nós (2300 elementos). Relativamente aos apoios, as fronteiras laterais encontravam-se impedidas de se deslocar na direção x e y, respetivamente, para as fronteiras paralelas à cortina de 30 metros e para as fronteiras paralelas à cortina de 43 metros. A fronteira inferior estava impedida de se deslocar em x, y e z. Para as arestas entre as fronteiras laterais, os deslocamentos estavam impedidos na direção x e y, enquanto que a aresta da fronteira inferior estava impedida de se deslocar em x, y e z.

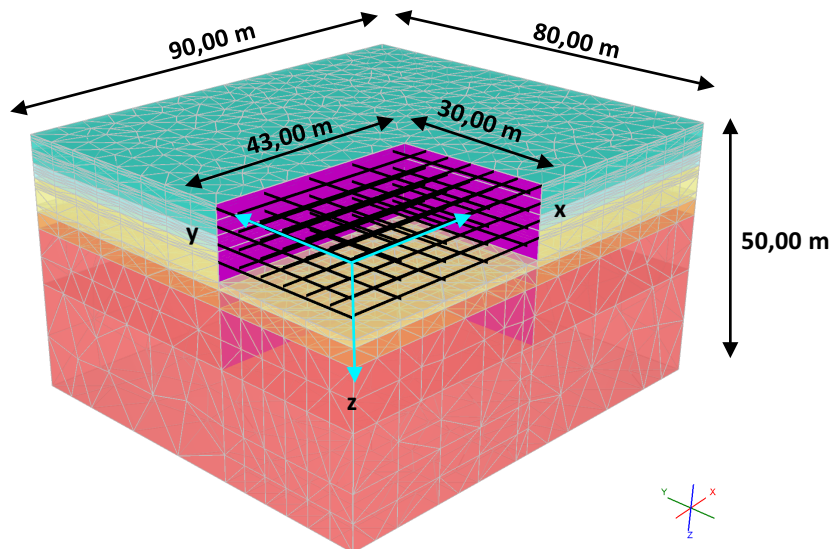


Figura 5.40 – Modelo numérico utilizado no programa RS³

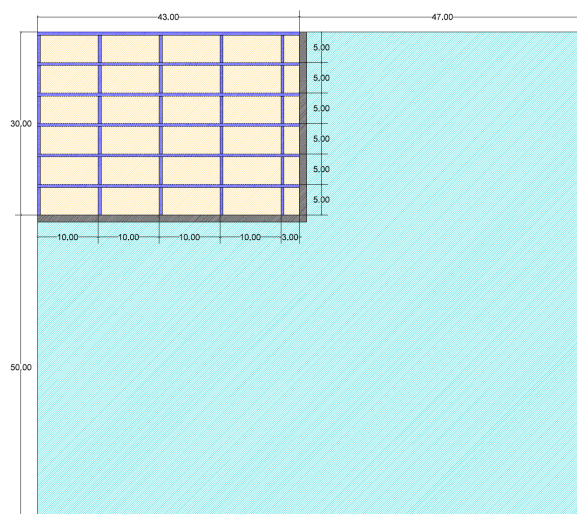


Figura 5.41 – Planta da geometria usada na modelação 3D

No programa utilizado para a modelação 3D, a análise foi feita em tensões efetivas, não tendo sido necessário escolher essa opção como foi o caso da modelação 2D. Também foi necessário escolher a orientação do modelo, que correspondeu a uma orientação vertical, onde o eixo principal é vertical e o eixo z positivo é na direção da gravidade (figura 5.40), visto a escavação ter sido efetuada nesse sentido, executando-se, assim, a modelação das fatias começando de cima para baixo a partir da cota $z = 0$.

Características como a tolerância, o número máximo de iterações, o tipo de análise sólido-fluido, o estado de tensão inicial, propriedades dos solos, da cortina e das escoras mantiveram as mesmas que na modelação 2D.

O faseamento para a modelação (tabela 5.10) correspondeu às fases das secções 1 e 2, intercalando a instalação das escoras e das escavações, acompanhando o nível freático a descida até ao fundo da escavação, perfazendo um total de 19 fases, onde as cotas corresponderam às adotadas no modelo 3D, que equivalem à profundidade a que foram executadas.

Tabela 5.10 – Faseamento construtivo para a modelação tridimensional

Fase	Descrição
1	Inicial
2	Instalação da cortina até à cota – 28,70 m
3	Escavação até à cota + 0,50 m
4	Instalação da escora à cota + 0,00 m (direção x)
5	Escavação até à cota + 1,00 m
6	Instalação da escora à cota + 0,50 m (direção y)
7	Escavação até à cota + 3,50 m
8	Instalação da escora à cota + 3,00 m (direção x)
9	Escavação até à cota + 4,00 m
10	Instalação da escora à cota + 3,50 m (direção y)
11	Escavação até à cota + 6,50 m
12	Instalação da escora à cota + 6,00 m (direção x)
13	Escavação até à cota + 7,00 m
14	Instalação da escora à cota + 6,50 m (direção y)
15	Escavação até à cota + 9,50 m
16	Instalação da escora à cota + 9,00 m (direção x)
17	Escavação até à cota + 10,00 m
18	Instalação da escora à cota + 9,50 m (direção y)
19	Final (escavação + 13,20 m)

Assim, estudou-se novamente os momentos fletores na cortina, o caudal percolado, a instabilidade hidráulica e o levantamento no fundo de escavação (a meio no eixo de simetria e na zona de interseção das cortinas) e compararam-se com os valores obtidos para as análises feitas anteriormente para as secções 1 e 2.

5.9.2. ESFORÇOS NA CORTINA

No programa RS³, a convenção de sinais é invertida para os momentos fletores comparativamente à convenção do RS². Assim, anteriormente tinha-se obtido um momento máximo de 1200 e de 1000 kN.m, respetivamente, para a secção 1 (figura 5.25) e para a secção 2 (figura 5.37).

Para a análise dos momentos fletores na cortina, foram retirados do programa os valores correspondentes aos momentos longitudinais ao longo da cortina em função da distância em z, sendo importante o momento longitudinal máximo de cada cortina ao longo do eixo do z (linhas a preto na figura 5.42).

Assim, foi possível verificar, a partir da figura 5.43, que os momentos máximos menores estiveram na ordem, respetivamente, de 900 e 730 kN.m para as secções 1 e 2 e os momentos na zona escorada foram bastante menores do que na análise 2D, existindo uma diferença de quase 500 kN.m. Os momentos foram iguais a zero a 2 metros de distância da superfície comparativamente aos 10 metros da análise 2D.

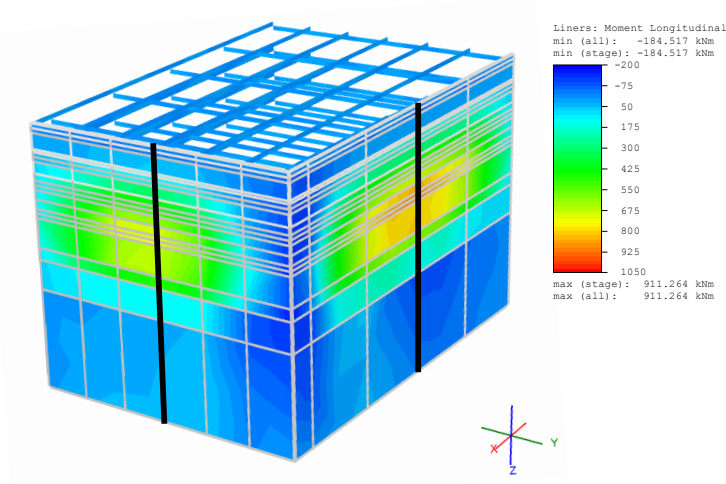


Figura 5.42 – Determinação dos momentos longitudinais aplicados nas cortinas

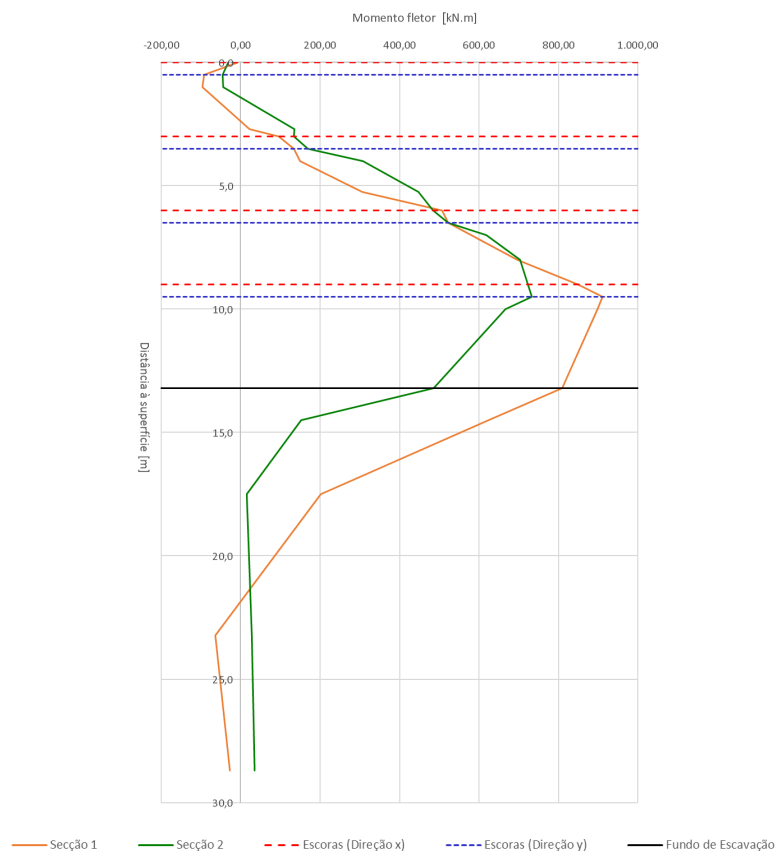


Figura 5.43 – Momentos longitudinais máximos finais aplicados nas cortinas (convenção RS³)

5.9.3. CAUDAL PERCOLADO

No cálculo dos caudais no modelo 2D das secções 1 (figura 5.17) e 2 (figura 5.29), os resultados foram, respetivamente, de 67,8 e 94,1 m³/h, fazendo um total de 161,9 m³/h de caudal percolado no modelo.

A carga total de cada secção é apresentada nas figuras 5.44 a) e b) através de planos, sendo possível confirmar que as condições fronteira hidráulicas foram bem introduzidas, visto serem iguais os valores desta análise com os da análise bidimensional. Estes planos foram retirados próximos da cortina: um plano xz ($y \approx 30$ m) e um plano yz ($x \approx 43$ m), correspondentes às secções 1 e 2, respetivamente, e presentes na figura 5.44 c).

Na modelação 3D, os caudais obtidos para as secções 1 e 2 foram, respetivamente, de 8,3 e 11,7 m³/h para cada quarto do modelo que multiplicado quatro vezes deu 33,2 e 46,8 m³/h, perfazendo um total de 80,0 m³/h, quase metade do valor da análise 2D. Esta diferença considerável foi devida ao facto de na análise 2D se contabilizar caudal em excesso ao multiplicar o caudal calculado obtido em cada secção pelo seu desenvolvimento, acrescentando dois caudais nas extremidades do modelo. Uma forma de alcançar caudais mais semelhantes em ambas as análises seria com o uso do mesmo tipo de elementos em ambas as modelações, bem como realizar uma análise 2D axissimétrica, em vez da que foi usada, em estado plano de deformação.

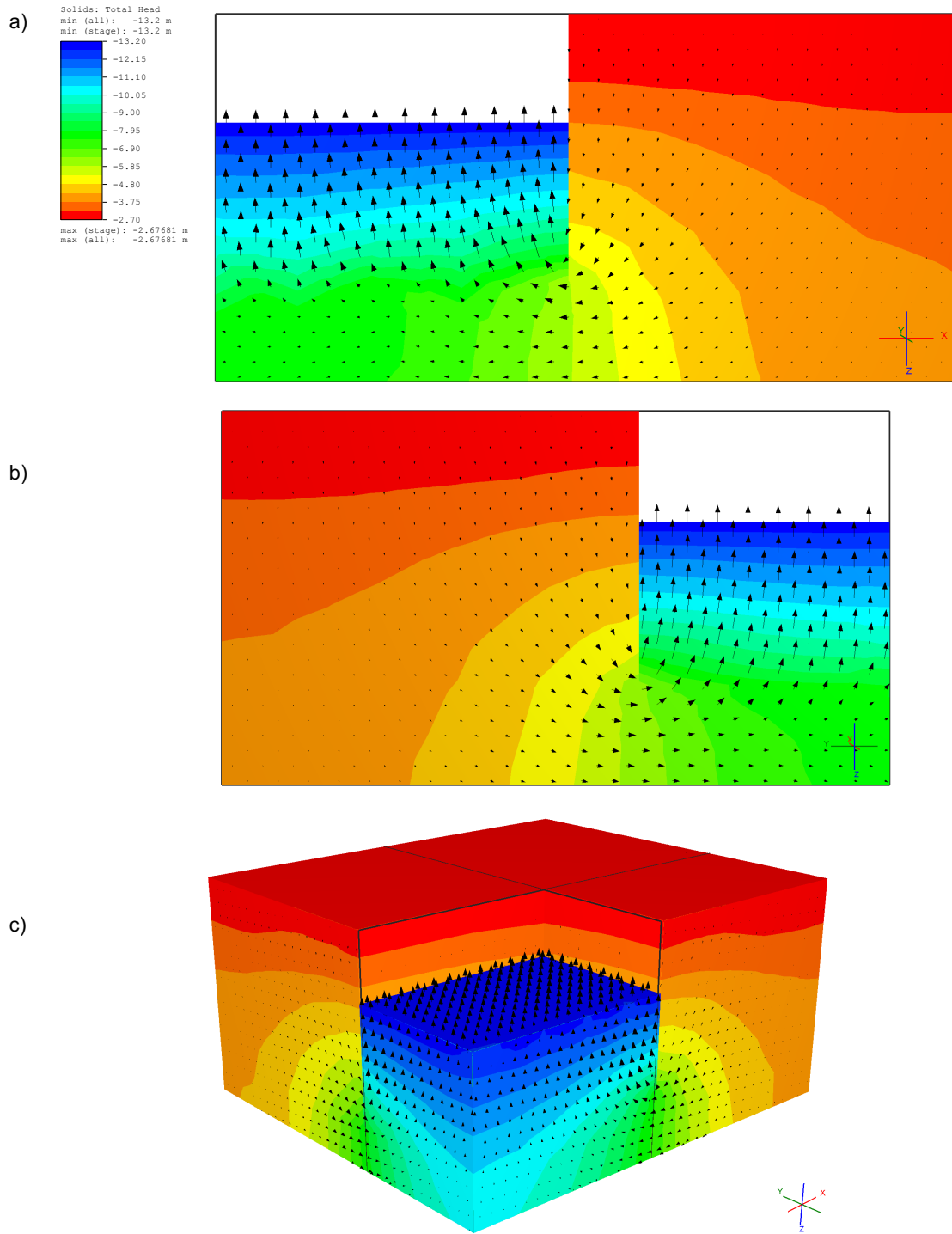


Figura 5.44 – Carga total (m): a) representação no plano xz com $y \approx 30$ m; b) representação no plano yz com $x \approx 43$ m; c) representação em perspectiva

5.9.4. INSTABILIDADE HIDRÁULICA

No modelo bidimensional, na secção 1, o fator de segurança para o levantamento hidráulico foi de 4,52 para um gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável de 0,23. Para a erosão interna, o fator de segurança foi de 3,59 com um gradiente hidráulico máximo de saída de 0,29 (tabela 5.6). Na secção 2,

o fator de segurança para o levantamento hidráulico foi de 4,00 para um gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável de 0,26. Para a erosão interna, o fator de segurança foi de 3,15 com um gradiente hidráulico máximo de saída de 0,33 (tabela 5.8).

Para o modelo tridimensional (tabela 5.11), nos cálculos para o levantamento hidráulico, o bloco instável teve as dimensões de 15,50 por 7,75 por 7,75 metros (altura igual ao comprimento da ficha, largura e comprimento iguais a metade dessa altura). O gradiente hidráulico médio ao longo do bloco instável foi medido entre os planos da figura 5.45 b) e c), visto ser nessa zona que se geram os gradientes maiores, não tendo sentido ser calculado noutra local.

Para a erosão interna, o valor do gradiente hidráulico máximo de saída foi também retirado diretamente do programa, correspondendo ao cubo dos lados de jusante adjacente às cortinas (junto à interseção entre as duas).

Assim, para o levantamento hidráulico obteve-se um gradiente hidráulico médio de 2,89 (figura 5.46), resultando num fator de segurança de 0,36. Para a erosão interna, o gradiente hidráulico máximo de saída foi de 4,37, originando um fator de segurança de 0,24. Para a modelação 3D, a erosão interna continuou a ser a verificação mais condicionante, no entanto os valores dos gradientes aumentaram onze e treze vezes, respetivamente, para o levantamento e para a erosão interna, visto que se passou de cálculos de áreas para volumes, sendo maior a influência do bloco instável e do cubo dos lados de jusante adjacente às cortinas.

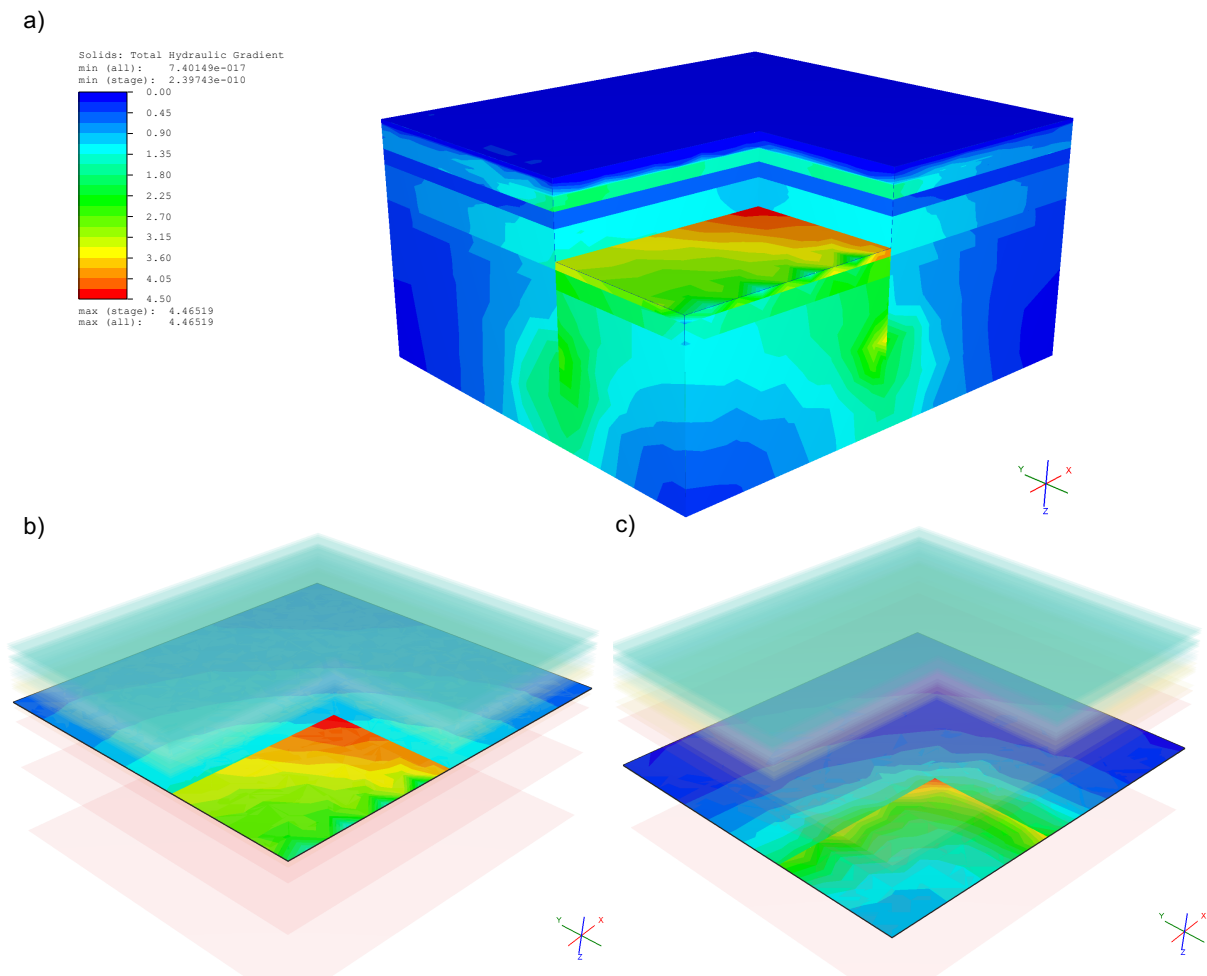


Figura 5.45 – Gradiente hidráulico: a) representação em perspetiva; b) representação no plano xy com $z = 13,2$ m; c) representação no plano xy com $z = 28,7$ m

Tabela 5.11 – Fatores de segurança para a instabilidade de origem hidráulica (modelo 3D)

Instabilidade hidráulica		
γ (kN/m ³)	20,00	
γ_w (kN/m ³)	9,81	
Levantamento Hidráulico	d (m)	15,50
	i_{med}^{bpi}	2,89
	W' (kN)	9 486,57
	J (kN)	26 393,80
	FS	0,36
	Verificação	K.O.
Erosão interna	i_{cr}	1,04
	Δh_{total} (m)	10,50
	i_{max}^{jus}	4,37
	FS	0,24
	Verificação	K.O.

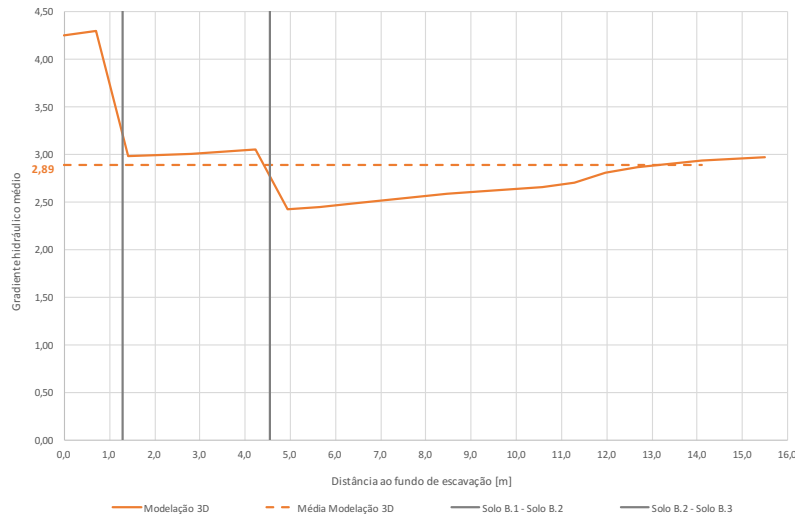


Figura 5.46 – Variação do gradiente hidráulico ao longo da altura variável do bloco instável (modelo 3D)

5.9.5. LEVANTAMENTO NO FUNDO DE ESCAVAÇÃO

Na análise 2D, para os levantamentos na secção 1, obtiveram-se deslocamentos de 4,0 e de 3,6 cm (figura 5.26), respetivamente, para o meio (no eixo de simetria) e para a zona de interseção das cortinas. Na secção 2, os deslocamentos foram de 4,1 e de 3,9 cm (figura 5.38).

Para a análise 3D, os deslocamentos foram calculados em z (sentido positivo para baixo na direção da gravidade), logo os deslocamentos corresponderam a levantamentos do fundo, sendo apresentados igualmente para cima na figura 5.47. Estes deslocamentos foram calculados em função das fases da modelação, para 3 pontos específicos às cotas (43; 30; 13,2), (21,5; 30; 13,2) e (43; 15; 13,2), representando, respetivamente, a zona de interseção das cortinas, o meio da secção 1 e o meio da secção 2. Para todos as análises, os deslocamentos foram praticamente iguais.

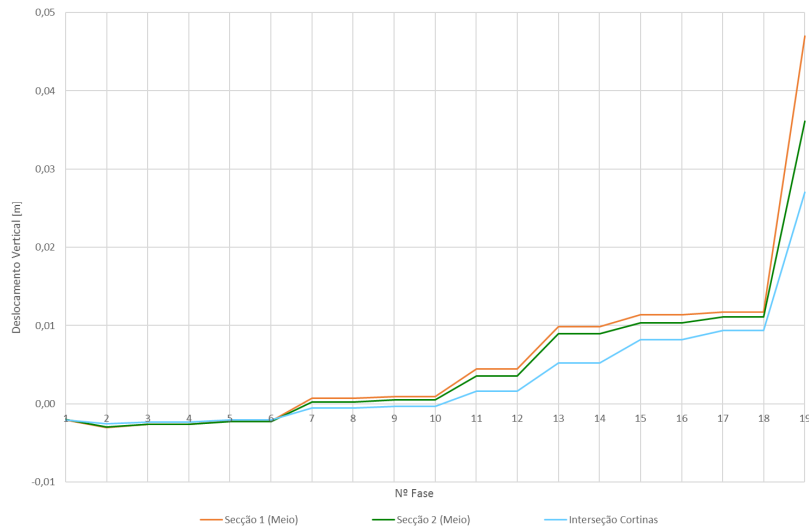


Figura 5.47 – Levantamento no fundo de escavação (modelo 3D)

6

CONCLUSÕES FINAIS

Para o estudo da verificação de segurança no fundo de escavação de ensecadeiras, a instabilidade hidráulica é a principal verificação a ser feita. Assim, utilizaram-se as abordagens através do método analítico ou tradicional, que tem por base a validação da estabilidade para fatores de segurança iguais à unidade e valida a segurança através de coeficientes globais de segurança propostos por Terzaghi & Peck (1948, 1967). A análise através do Eurocódigo 7 também foi verificada e tem por base o uso de coeficientes parciais de segurança para as ações (majorando as ações desestabilizadoras e minorando as ações estabilizadoras) e para os parâmetros resistentes do solo (minorando esses parâmetros). Por fim, utilizaram-se as análises numéricas, com recurso a modelações a duas e a três dimensões, onde foi possível examinar cada um dos resultados do modelo, como os deslocamentos e as tensões.

No capítulo 4, através da modelação numérica, foi possível validar a análise recomendada por Terzaghi para a geometria do bloco instável na verificação do levantamento hidráulico, sendo uma verificação mais conservativa, visto que considera gradientes hidráulicos mais altos do que se o bloco instável fosse o bloco correspondente à largura total da escavação.

Na análise pelo Eurocódigo 7, concluiu-se que a verificação condicionante para a rotura por levantamento hidráulico foi a que comparou os valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina (insegurança para um nível freático 7 metros acima do fundo de escavação). Na verificação que comparou os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna, a insegurança deu-se para um nível freático 13 metros acima do fundo de escavação igual à abordagem tradicional para $FS < 1,5$. Assim, é possível afirmar que o nível de segurança de ambas é semelhante e correspondente a 1,5, sendo também possível concluir que como a posição do nível freático para a insegurança na verificação condicionante foi o dobro (13 metros do fundo), que esta verificação tem um nível de segurança também igual ao dobro, ou seja, de 3,0, comprovando as deduções feitas por Bond & Harris (2008) apresentadas no capítulo 2.

Quando se comparou a análise pelo Eurocódigo 7 com os valores calculados analiticamente e com os valores retirados diretamente do programa, verificou-se que para a verificação com os valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina, a análise do Eurocódigo 7 é pelo lado da segurança. No entanto, na verificação com os valores de cálculo da força vertical de percolação e do peso submerso na coluna, o Eurocódigo foi pelo lado da insegurança, mas correspondendo a diferença de análises a aproximadamente um metro na posição do nível freático.

Também foi possível chegar a um nível de segurança imposto pelo Eurocódigo 7 para o levantamento global, onde, com base nos resultados, foi possível concluir que a simplificação imposta na análise tradicional não se afastou muito da feita com os valores do programa, tendo sido a pressão neutra na

base do rolhão praticamente igual em ambas as análises.

No capítulo 5, não se comparou os resultados das abordagens tradicionais, nem das análises numéricas (2D e 3D) com o Eurocódigo 7, no entanto com o cálculo dos fatores de segurança em função do comprimento da ficha, chegou-se à conclusão que a verificação mais gravosa foi a verificação para a erosão interna, tendo sido maior a diferença entre fatores de segurança com o aumento da ficha.

Após as análises feitas no presente documento, onde se estudou a influência que as variações de diferentes parâmetros tinham para a verificação da instabilidade hidráulica, é possível concordar com as incertezas explicadas por Simpson *et al.* (2011) relativamente ao cálculo da pressão da água, sendo necessário um estudo muito cuidado. Este estudo cuidado é relativo ao facto das análises tradicionais e pelo Eurocódigo 7 serem bastante conservativas, nomeadamente a que utiliza a geometria do bloco instável (Terzaghi) e a verificação do Eurocódigo 7 que utiliza os valores de cálculo da pressão da água dos poros e da tensão total vertical na base da cortina, onde o nível de segurança é o dobro relativamente à outra verificação existente.

Assim, o Eurocódigo 7 ainda necessita de ser trabalhado e desenvolvido relativamente ao cálculo geotécnico, principalmente quando envolve pressões de água. Desta forma, o conhecimento relativamente a estas matérias vai crescendo na medida em que se questiona a prática do cálculo atual, de modo a ter cada vez mais cálculos correspondentes com a realidade dos solos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Packshaw, S. *Cofferdams*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, volume 21 (páginas 367-398). ICE Publishing, 1962
- [2] Frank, R. *Développement de l'Eurocode 7 (calcul géotechnique)*. Revue Française de Géotechnique, 3^o trimestre, n^o 112 (páginas 21-28). EDP Sciences, Les Ulis (França), 2005
- [3] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. FEUP Edições, Porto, 2006
- [4] Terzaghi, K., Peck, R. B. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3^a Edição. John Wiley & Sons, Nova Iorque, 1996
- [5] NP EN 1997-1, *Eurocódigo 7: Projeto geotécnico (Parte 1: Regras gerais)*. Comité Europeu de Normalização, 2009
- [6] Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Kerbs Ovesen, N., Orr, T., Schuppener, B. *Designers' Guide to EN 1997-1: Eurocode 7 (Geotechnical Design General Rules)*. Thomas Telford, Londres, 2004
- [7] Bond, A., Harris, A. *Decoding Eurocode 7*. Taylor & Francis Group, Londres, 2008
- [8] Simpson, B. *Reliability in geotechnical design – some fundamentals*. ISGSR 2011: 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk. Munique (Alemanha), 2-3 junho 2011
- [9] Simpson, B., Vogt, N., van Seters, A. J. *Geotechnical safety in relation to water pressures*. ISGSR 2011: 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk. Munique (Alemanha), 2-3 junho 2011
- [10] Benmebarek, N., Benmebarek, S., Kastner, R. *Modélisation numérique par rétro-analyse du comportement des parois moulées butonnées*. Revue Française de Géotechnique, 1^o trimestre, n^o 102 (páginas 31-42). EDP Sciences, Les Ulis (França), 2003
- [11] Sankar Chowdhury, S., Deb, K., Sengupta, A. *Estimation of Design Parameters for Braced Excavation: Numerical Study*. *International Journal of Geomechanics*, maio/junho (páginas 234-247), American Society of Civil Engineers. Virginia (Estados Unidos da América), 2013
- [12] https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_7_GE.pdf (01-06-2017)
- [13] Dhouib, A., Shahrour, I., Lafhaj, Z., Delfaut, A. *Essais Lefranc pour la mesure de la perméabilité in situ: étude théorique et interprétation pratique*. Revue Française de Géotechnique, 3^o trimestre, n^o 84 (páginas 27-36), EDP Sciences, Les Ulis (França), 1998
- [14] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica (Volume 2)*. FEUP Edições, Porto, 2011
- [15] <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/ME5.pdf> (01-06-2017)
- [16] Hatanaka, M., Uchida, A. *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils*. *Soils and Foundations*, volume 36, n^o 4 (páginas 1-9). 1996
- [17] Campanella, R. G., Robertson, P. K. *Current status of the piezocone test*. Proceedings of First International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1 (páginas 93–116). Orlando (Estados Unidos da América), 22–24 março 1988.

- [18] Campanella, R. G., Robertson, P. K. *Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand*. Canadian Geotechnical Journal, volume 20, nº 4 (páginas 718-733). 1983
- [19] Skempton, A. W. *Standart penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Géotechnique, volume 36, nº 3 (páginas 425-447), Londres, 1986
- [20] <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm> (19-03-2017)
- [21] <https://www.rocscience.com/help/RS3/webhelp2/RS3.htm> (21-05-2017)
- [22] <http://mathworld.wolfram.com/GaussianElimination.html> (19-03-2017)
- [23] Azevedo, A. *Método dos Elementos Finitos*. FEUP, 2003
- [24] *Apontamentos Métodos Numéricos em Geotecnia (percolação)*. FEUP
- [25] Fortunato, E., Matos Fernandes, M., Silva Cardoso, A. *Uma perspectiva sobre o efeito de arco em escavações em maciços de solos argilosos moles*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, novembro, nº 78, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa, 1996

