

# **Aterros Estruturais de Barragens. Uma Contribuição para o seu Dimensionamento Hidráulico**

**Daniel João Silva Cardoso de Sousa**

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

---

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

FEVEREIRO DE 2013



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

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.





**AOS MEUS PAIS**

*“O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo.  
Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas  
admiráveis.”*

*José de Alencar*



## **AGRADECIMENTOS**

Concluído o presente trabalho, manifesto aqui o meu profundo agradecimento a todas as pessoas que das mais diversas formas contribuíram para que todos os objetivos fossem alcançados, em especial:

Ao Professor Eduardo Fortunato, pela partilha do saber, pelas valiosas sugestões e análises críticas bem como pela bibliografia disponibilizada.

A todos os meus amigos em especial, aos amigos e colegas de curso Carlos, Lino, Armindo, António, Cédric, André e Bruno pela amizade e sabedoria que me transmitiram ao longo do percurso académico desde o seu início, e por me apoiarem em todos os momentos. As épocas de exames tornavam-se mais fáceis, graças à entajuda que sempre demonstrámos ter uns com os outros.

Um agradecimento especial ao meu grande amigo Luís Nobre pela disponibilidade de material, que sempre me foi facultando ao longo de todo o percurso académico, bem como pelo convívio e companheirismo, sem a sua ajuda teria sido sem dúvida, bastante mais complicado. O meu sincero e grandioso obrigado.

À turma de Geotecnia 2011-2012, que me acompanharam ao longo da última fase do meu curso, pela troca de ideias e ambiente alegre de convívio que me proporcionaram. E sobretudo, pelo apoio e ajuda incondicional, a todos os Professores que contribuíram positivamente para a minha formação, muito obrigado por tudo.

À minha família, por todo o carinho, incentivo e preocupação demonstrada nesta etapa da minha vida, em especial aos meus pais.

À Ana, pelo apoio que demonstrou em todas as horas, especialmente pela sua preciosa ajuda na leitura da dissertação, bem como pelo incontornável incentivo, para que não me deixasse abater nas horas de infortúnio.



## **RESUMO**

A presente trabalho tem como principal objetivo analisar o fenómeno da percolação que ocorre numa barragem de aterro.

Quando se pretende construir uma barragem, a escolha do tipo de estrutura a construir depende, entre outros fatores, do relevo dos terrenos onde ela será implantada, dos materiais disponíveis nas redondezas, da natureza da fundação, da atividade sísmica e da finalidade do empreendimento.

A decisão de construir uma barragem de aterro, conduz à necessidade de dispensar particular atenção às questões relacionadas com os geomateriais a utilizar. Quando a solução estrutural contempla um perfil misto, com um núcleo de solos argilosos, essa questão é ainda mais importante, pois o comportamento desse elemento influencia de forma determinante o desempenho e a segurança da estrutura.

Neste trabalho procedeu-se a uma revisão bibliográfica relacionada com o tema da erosão dos solos, em particular quando ela ocorre em barragens de aterro. Abordam-se essencialmente as características do fenómeno, a forma como se pode desenvolver e as características físicas e mecânicas dos materiais que são importantes na análise do mesmo.

Discutem-se algumas questões relacionadas com o comportamento hidráulico das barragens de aterro, na medida em que o mesmo é importante, não só no que se refere ao cumprimento da função principal de retenção da água, mas também no que se relaciona com a estabilidade estrutural e a segurança do empreendimento.

Realizaram-se diversos cálculos com um modelo numérico por elementos finitos, com os objetivos de modelar o comportamento hidráulico de um perfil de uma barragem de aterro, e de perceber a forma como esse comportamento é influenciado pelas características dos materiais que compõem a estrutura.

Desenvolveu-se um estudo paramétrico, foram analisados os resultados obtidos e discutiram-se alguns dos aspetos mais relevantes do comportamento da estrutura.

Por último, são apresentadas as principais conclusões do trabalho e propostas algumas ideias para desenvolvimento futuro, no âmbito deste tema.

**PALAVRAS-CHAVE:** Barragem de aterro, permeabilidade, erosão interna, filtro, modelação numérica.



## **ABSTRACT**

The present work has as main objective to analyze the percolation phenomenon that occurs in embankment dam.

When you want to build a dam, the choice of the type of structure to build depends, among other factors, the relief of the land where it is deployed, the materials available in the area, the nature of the foundation, seismic activity and the purpose of the project.

The decision to build an embankment dam, leading to the need to pay particular attention to issues related to geomaterials using. When the structural solution contemplates a mixed profile, with a core of clay soils, this question is even more important because the behavior of this element a decisive influence the performance and safety of the structure.

In this work we proceeded to a literature review related to the theme of soil erosion in particular when it occurs in fill dams. Discuss essentially the characteristics of the phenomenon how one can develop and the physical and mechanical characteristics of materials which are important in the analysis of the same.

It is discussed some questions related to the hydraulic behavior of fill dams, according as it is important not only with respect to compliance the main function of water retention, but also as relates to the structural stability and security of the project.

There were conducted various calculations with a finite element numerical model, with the objective of model the hydraulic behavior of a profile of an fill dam, and understand how this behavior is influenced by the characteristics of the materials that comprise the structure.

Developed a parametric study, the results were analyzed and discussed to some of the most relevant aspects of the behavior of the structure.

Finally, are presented main conclusions and propose some ideas for future development in this theme.

**KEYWORDS:** Fill dam, permeability, internal erosion, filter, numerical modeling.





## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS .....	X
ÍNDICE DE QUADROS .....	XV
SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS .....	XVI
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS .....	1
1.3. ESTRUTURA DA TESE.....	2
<b>2. VISÃO GLOBAL DO CONCEITO DE BARRAGEM .....</b>	<b>5</b>
2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	5
2.2. CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS.....	7
2.3. DIFERENTES TIPOS ESTRUTURAIS E LOCALIZAÇÃO DE BARRAGENS .....	8
<b>3. BARRAGENS DE ATERRO .....</b>	<b>11</b>
3.1. TIPOLOGIAS DE BARRAGENS DE ATERRO .....	11
3.2. ASPETOS QUE PODEM INFLUENCIAR A ESCOLHA DO PERFIL TRANSVERSAL.....	16
3.3. PERMEABILIDADE DOS SOLOS .....	18
3.3.1. Fatores que influenciam a permeabilidade .....	18
3.3.2. Métodos de previsão da condutividade hidráulica do solo saturado .....	21
3.4. CONTROLO DA SEGURANÇA .....	25
3.4.1. Análise de risco e modos de rutura.....	25
3.4.2. Incertezas associadas à estimativa dos parâmetros geotécnicos .....	30
3.5. FENDILHAÇÃO DE BARRAGENS DE ATERRO.....	31
3.5.1. Classificação e mecanismos de formação de fendas .....	31
3.6. INSTABILIDADE DE ORIGEM E EROSÃO INTERNA.....	33
3.6.1. Gradiente Hidráulico.....	34

3.6.2.	Mecanismo do <i>piping</i> .....	38
3.6.3.	Métodos para prever o início da ocorrência do <i>piping</i> baseadas em análises de risco	51
3.6.4.	Ensaio laboratoriais para a determinação da ocorrência do <i>piping</i> .....	57
3.6.5.	Estudos recentes no âmbito da erosão interna.....	63
3.6.6.	Identificação de solos dispersivos .....	66
3.6.7.	Soluções para os problemas de instabilidade .....	68
<b>3.7.</b>	<b>EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO ESTUDO DOS FILTROS.....</b>	<b>70</b>
3.7.1.	O critério de Terzaghi .....	70
3.7.2.	O trabalho de Karpoff .....	71
3.7.3.	O estudo de Sherard, Dunnigan e Talbot.....	73
3.7.4.	Racionalização dos critérios de dimensionamento de filtros.....	76
3.7.5.	Aparecimento do conceito “filtro perfeito” .....	77
3.7.6.	A proposta de Sherard, Dunnigan e Talbot .....	79
3.7.7.	Propostas recentes .....	84
<b>3.8.</b>	<b>ALGUNS EXEMPLOS RELEVANTES DE RUTURAS DE BARRAGENS DE ATERRO.....</b>	<b>88</b>
3.8.1.	Baldwin Hills .....	88
3.8.2.	Teton.....	90
3.8.3.	Dique Quail Creek .....	91
<b>4.</b>	<b>DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE BARRAGEM UTILIZADO .....</b>	<b>95</b>
4.1.	LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM .....	95
4.2.	DEFINIÇÃO DO PERFIL TIPO A AVALIAR E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	97
4.3.	DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO.....	100
<b>5.</b>	<b>ANÁLISE DO SEEP/W .....</b>	<b>103</b>
5.1.	DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES FRONTEIRA.....	103
5.2.	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS .....	105
5.3.	ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO .....	106
5.3.1.	Análises relativas ao caso base .....	106
5.3.2.	Modelação de alterações ao nível da estrutura .....	111
5.3.3.	Alterações ao nível das permeabilidades.....	122

<b>6. CONCLUSÕES E POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS</b> .....	139
6.1. CONCLUSÕES.....	139
6.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	140
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	142
<b>ANEXOS</b> .....	149
<b>ANEXO 1</b> .....	151
<b>ANEXO 2</b> .....	155

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Barragem Romana de Cornalvo (Espanha,séc. I) (retirado de [2]) .....	6
Figura 2.2 – Barragem de Grand Coulee,Washington (retirado de [3]) .....	6
Figura 2.3 – Barragem de Castelo de Bode (retirado de [4]) .....	7
Figura 2.4 – Distribuição mundial das grandes barragens (inclui todos os tipos) (adaptado de [5]) .....	8
Figura 2.5 – Diferentes tipos estruturais de barragens existentes (adaptado de [6]) .....	8
Figura 2.6 – Perfil Tipo dos vários tipos de barragens de betão: : a) de Gravidade; b) de Arco (existem de arco com contrafortes, gravidade ou de abóbada); c) de Contrafortes (adaptado de [8]) .....	9
Figura 3.1 – Tipos de perfis mais correntes nas barragens de aterro (adaptado de [12]) .....	12
Figura 3.2 – Perfil homogéneo modificado com filtro vertical e tapete drenante (adaptado de [13])....	13
Figura 3.3 – Desenho esquemático do perfil tipo de uma barragem com núcleo central (esquerda) e com núcleo inclinado (direita) (adaptado de [16]) .....	14
Figura 3.4 – Desenho esquemático de um perfil tipo simplificado de uma barragem de aterro zonada (adaptado de [16]) .....	15
Figura 3.5 – Esquema de uma barragem de aterro com núcleo fendilhado (adaptado de [17]) .....	16
Figura 3.6 – Esquema de escoamento concentrado numa fenda (adaptado de [17]) .....	16
Figura 3.7 – Relação entre a temperatura e o coeficiente de viscosidade ( $\mu$ ) (adaptado de [18]) .....	19
Figura 3.8 – Curva de condutividade tipo (adaptado de [21]) .....	20
Figura 3.9 – Método gráfico para estimar $k_s$ (cm/s) (adaptado de [26]) .....	22
Figura 3.10 – Relação entre os valores previstos e os valores medidos da permeabilidade (adaptado de [26]).....	23
Figura 3.11 – Gráfico que relaciona $K_s$ estimado e $K_s$ previsto através da equação (3.3) (adaptado de [26]).....	24
Figura 3.12 – Análise gráfica dos diferentes modelos com base na equação (3.4) – comparação entre o valor medido/calculado e o valor previsto de $K_s$ no ensaio (adaptado de [26]).....	25
Figura 3.13 – Enquadramento da gestão do risco (adaptado de [28]).....	26
Figura 3.14 – Evolução do risco nas diversas fases da vida de uma barragem (adaptado de [30]) ....	28
Figura 3.15 – Ilustração de possíveis modos de rutura (adaptado de [31]).....	29
Figura 3.16 – Incertezas associadas à estimativa dos parâmetros geotécnicos (adaptado de [28]) ...	30
Figura 3.17 – Classificação das fendas segundo a sua localização e posição (baseado em [33]) .....	32
Figura 3.18 – Várias formas de deteção de fendas .....	32
Figura 3.19 – Perfil-tipo da barragem de Balderhead (adaptado de [34]).....	33
Figura 3.20 – Categorias de erosão em solos e rochas em função da tensão de corte (adaptado de [19]).....	34
Figura 3.21 – Permeâmetro com o nível de água constante (adaptado de [19]).....	35
Figura 3.22 – Forças aplicadas sobre um metro cúbico de solo submerso em condições hidrodinâmicas.....	35
Figura 3.23 – Exemplo de blocos potencialmente instáveis (adaptado de [17]).....	37
Figura 3.24 – Ocorrência de erosão interna por erosão regressiva ( <i>backward</i> ) (adaptada de [35]) ....	38
Figura 3.25 – Estágios de desenvolvimento de rutura de erosão interna por <i>backward</i> (1) progredindo depois para <i>piping</i> (2) (adaptado de [30]) .....	39
Figura 3.26 – Desenvolvimento do processo de <i>piping</i> numa barragem de aterro (adaptado de [19])	40
Figura 3.27 – Mecanismo de formação de <i>piping</i> (adaptado de [30]).....	40
Figura 3.28 – Ruturas que levam a acidentes em barragens de aterro (estatística feita até1986, inclui apenas grandes barragens) (baseado em [1]) .....	41

Figura 3.29 – Representação do acidente por galgamento no coroamento da barragem (adaptado de [38]) .....	41
Figura 3.30 – Fenómenos observados durante a ocorrência de <i>piping</i> através do aterro (adaptado de [1]) .....	43
Figura 3.31 – Fenómenos observados durante a ocorrência de <i>piping</i> através da fundação (adaptado de [1]) .....	44
Figura 3.32 – Exemplo de análise de sensibilidade que contempla o tempo de rutura e a largura da brecha (simulação de rutura parcial da barragem da Aguireira) (adaptado de [39]) .....	47
Figura 3.33 – Equilíbrio de uma partícula (adaptado de [14]) .....	47
Figura 3.34 – Pequena barragem que sofreu <i>piping</i> através da fundação (adaptado de [14]) .....	48
Figura 3.35 – Dique que sofreu colapso parcial devido ao <i>piping</i> através das aberturas de um tubo de drenagem não devidamente protegido (adaptado de [14]) .....	49
Figura 3.36 – Filtros críticos e os critérios de projeto de filtros (adaptado de [36]) .....	49
Figura 3.37 – Interação de influência geométrica e hidráulicas (adaptado de [36]) .....	49
Figura 3.38 – Evolução da velocidade de erosão crítica versus o diâmetro das partículas para diferentes valores de porosidade (adaptado de [36]) .....	51
Figura 3.39 – Terminologia aplicada à Árvore de Eventos (adaptado de [30]) .....	53
Figura 3.40 – Esboço da ocorrência de <i>piping</i> numa barragem de aterro (adaptado de [40]) .....	55
Figura 3.41 – Esboço do trabalho desenvolvido por Bonelli e Benahmed (2010), retratando várias fases do processo da erosão por <i>piping</i> , desde o seu início até ao colapso da estrutura (adaptado de [40]) .....	57
Figura 3.42 – <i>Erosion Function Apparatus</i> (adaptado de [19]) .....	58
Figura 3.43 – <i>Jet Erosion Test</i> realizado in situ (adaptado de [37]) .....	58
Figura 3.44 – <i>Hole Erosion Test</i> dispositivo desenvolvido pela Cemagref (adaptado de [37]) .....	59
Figura 3.45 – Aspeto do TTPTA na sua posição de ensaio (adaptado de [42]) .....	60
Figura 3.46 – Registo do tempo decorrido para se dar o início do <i>piping</i> relacionando o diferencial de pressão (adaptado de [42]) .....	61
Figura 3.47 – Valores da velocidade crítica em função da taxa de variação do fluxo de entrada, obtidos nos ensaios TTPTA (adaptado de [42]) .....	62
Figura 3.48 – Velocidade crítica em função do ângulo de infiltração (adaptado de [42]) .....	62
Figura 3.49 – Geometria e condições fronteira do aterro estudado por Auvienet <i>et al</i> (adaptado de [19]) .....	63
Figura 3.50 – Vetores velocidade para dois intervalos de tempo distintos, durante o esvaziamento do aterro (adaptado de [19]) .....	63
Figura 3.51 – Gradiente hidráulico (magnitude) no final do esvaziamento (t = 5 dias) (adaptado de [19]) .....	64
Figura 3.52 – Mudança de vetores velocidade e redução do gradiente hidráulico, devido à colocação de um dreno horizontal (adaptado de [19]) .....	64
Figura 3.53 – Perfil considerado para o estudo da variação da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico em regime transitório (esvaziamento/enchimento) (adaptado de [19]) .....	64
Figura 3.54 – Variação do nível de água no reservatório com o tempo (adaptado de [19]) .....	65
Figura 3.55 – Valor do gradiente hidráulico (magnitude) em três datas diferentes, durante o esvaziamento/enchimento da barragem (adaptado de [19]) .....	65
Figura 3.56 – Velocidade de fluxo em função do fator tempo (adaptado de [44]) .....	66
Figura 3.57 – Esboço do procedimento do <i>Pinhole Test</i> (adaptado de [45]) .....	68
Figura 3.58 – Medidas para prevenir a erosão do solo ou o <i>piping</i> através de uma fundação permeável de uma barragem de aterro (adaptado de [19]) .....	69

Figura 3.59 – Esquema de funcionamento de um filtro segundo o critério $D_{15}/d_{85}$ (adaptado de [14])	70
Figura 3.60 – Ilustração do esquema analisado por Taylor (1948) (adaptado de [14])	71
Figura 3.61 – Curva característica de um solo de granulometria extensa e uniforme (a) e de um solo bem graduado e mal graduado (b)) (adaptado de [47])	72
Figura 3.62 – Uma das curvas granulométricas dos filtros utilizados no programa de ensaios (adaptado de [14])	73
Figura 3.63 – Curva granulométrica dos solos base utilizados nos ensaios (adaptado de [14])	74
Figura 3.64 – Relação entre $D_{15}$ do filtro e do $d_{85}$ do solo base (adaptado de [14])	74
Figura 3.65 – Material granular utilizado nos ensaios de permeabilidade (adaptado de [14])	75
Figura 3.66 – Exemplo de um solo cuja granulometria apresenta falta de certas dimensões (adaptado de [14])	77
Figura 3.67 – Determinação da fronteira estável de filtragem (adaptado de [14])	78
Figura 3.68 – Influência da granulometria do solo do núcleo nos mecanismos de autofiltragem (adaptado de [48])	79
Figura 3.69 – Escoamento concentrado nas proximidades da interface núcleo-filtro (adaptado de [14])	80
Figura 3.70 – Equipamento utilizado na simulação de uma fenda através do material de base (adaptado de [14])	81
Figura 3.71 – Equipamento utilizado em ensaios com lama densa, simulando o material da base (adaptado de [14])	81
Figura 3.72 – Limites de graduação dos filtros de cascalho arenosos mais grosseiros aconselháveis para argilas finas (adaptado de [14])	83
Figura 3.73 – Percentagem de partículas passadas pelo peneiro 0,075 milímetros relacionada com a permeabilidade do filtro (adaptado de [52])	84
Figura 3.74 – Relação entre $D_{15}$ e permeabilidade de filtros proposta por Delgado (adaptado de [52])	85
Figura 3.75 – Relação entre $D_{15}$ do filtro e a sua permeabilidade (com 0% de passados em 0.075mm), investigada e descrita por Delgado (adaptado de [52])	85
Figura 3.76 – Esquema dos mecanismos de autofiltragem na interface núcleo – filtro (adaptado de [17])	87
Figura 3.77 – Formação de brecha na barragem <i>Baldwin Hills</i> (retirado de [57])	88
Figura 3.78 – Alguns dos danos causados devido ao acidente em <i>Baldwin Hills</i> (adaptado de [57])	89
Figura 3.79 – Reservatório de <i>Baldwin Hills</i> depois da rutura (retirado de [58])	89
Figura 3.80 – Evolução, numa série de fotos, da rutura da barragem de Teton (EUA) e uma foto do local após o desastre (adaptado de [56])	90
Figura 3.81 – Rutura no Dique <i>Quail Creek</i> (retirado de [59])	91
Figura 3.82 – Área de superfície e capacidade de armazenamento de curvas para o Reservatório de <i>Quail Creek</i> no sudoeste de Utah (adaptado de [61])	92
Figura 4.1 – Localização no mapa de Portugal	95
Figura 4.2 – Vista pormenorizada da barragem no terreno	96
Figura 4.3 – Alçada da Barragem de São Domingos (adaptado de [64])	96
Figura 4.4 – Perfil Tipo a modelar/estudar	97
Figura 4.5 – Elementos que constituem a barragem de São Domingos (adaptado de [63])	97
Figura 4.6 – Curva granulométrica fornecida nos dados de projeto da barragem de São Domingos (tamanho das partículas em mm) (adaptado de [63])	98
Figura 4.7 – Modo como se encontrou a média dos valores de $D_{10}$ para o filtro na curva granulométrica	99

Figura 4.8 – Forma da curva de retenção consoante o tipo de material a usar (adaptado de [21])..	101
Figura 5.1 – Diferentes elementos a modelar no Perfil Tipo.....	103
Figura 5.2 – Definição das condições fronteira para pleno armazenamento .....	104
Figura 5.3 – Representação da malha de elementos finitos e das secções de análise (e sua numeração) estudadas.....	105
Figura 5.4 – Curvas Características do material que constitui o núcleo.....	105
Figura 5.5 – Análise da variação de permeabilidade dos materiais dos filtros: a) permeabilidade de $1,44 \times 10^{-4}$ m/s para ambos os filtros; b) valor de valor de $1,44 \times 10^{-3}$ e de $1,44 \times 10^{-2}$ para Filtro 1 e Filtro 2, respetivamente .....	107
Figura 5.6 – Análise do comportamento da barragem no caso base (geral).....	107
Figura 5.7 – Zona onde foi analisado o gradiente hidráulico e a velocidade de escoamento (zona 1) .....	108
Figura 5.8 – Zona onde foi analisado o gradiente hidráulico e a velocidade de escoamento (zona 2) .....	108
Figura 5.9 – Gradiente hidráulico na zona em estudo (zona 1).....	109
Figura 5.10 – Análise do Gradiente hidráulico na zona em estudo (zona 2).....	109
Figura 5.11 – Distintas direções dos vetores de velocidade no ponto 2.....	110
Figura 5.12 – Análise do comportamento da barragem com inexistência de tapete drenante a jusante (caso 2).....	112
Figura 5.13 – Apenas o filtro a jusante. Ausência tanto do dreno horizontal como do tapete drenante .....	113
Figura 5.14 – Análise do comportamento da barragem sem filtro de jusante (caso 5) .....	113
Figura 5.15 – Comparação entre o caso base e o caso em que não existe filtro de jusante (alínea a) e b), respetivamente) .....	114
Figura 5.16 – Análise do comportamento da barragem sem qualquer tipo de elemento a jusante (caso 6) .....	114
Figura 5.17 – Comparação entre o caso base e o caso em que se aumentou a altura do tapete drenante a jusante (alínea a) e b), respetivamente) .....	115
Figura 5.18 – Comparação da velocidade de fluxo na zona 2, entre o caso base e o caso em que se aumentou a altura do tapete drenante a jusante (alínea a) e b), respetivamente).....	115
Figura 5.19 – Alteração do comprimento da cortina: a) Caso base; b) Caso 8 em estudo .....	116
Figura 5.20 – Alteração da inclinação da cortina de impermeabilização: a) Caso base; b) Caso 9 em estudo.....	117
Figura 5.21 – Cortina de impermeabilização vertical.....	117
Figura 5.22 – Inclinação da cortina face à vertical.....	118
Figura 5.23 – Análise do comportamento da barragem removendo-se o filtro de montante .....	118
Figura 5.24 – Análise do comportamento da barragem sem fundação .....	119
Figura 5.25 – Análise do Caso 12 (zona 2) – Sem Fundação: a) Gradiente hidráulico; b) Velocidade de fluxo .....	119
Figura 5.26 – Comparação do gradiente hidráulico (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada a alteração da permeabilidade da fundação para $6,0 \times 10^{-7}$ (alínea a) e b), respetivamente) .....	124
Figura 5.27 – Comparação da velocidade de fluxo (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada um aumento da permeabilidade de ambos os filtros (alínea a) e b), respetivamente) ...	125
Figura 5.28 – Análise do comportamento da barragem aquando da diminuição da permeabilidade dos filtros .....	125

Figura 5.29 – Comparação da velocidade de fluxo (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada uma diminuição da permeabilidade de ambos os filtros (alínea a) e b), respetivamente) .....	125
Figura 5.30 – Análise do gradiente hidráulico (zona 2) para uma permeabilidade no núcleo de $1 \times 10^{-10}$ .....	126
Figura 5.31– Análise da velocidade de fluxo (zona 2) para um aumento da permeabilidade de ambos os maciços de enrocamento, de $2,76 \times 10^{-5}$ para $2,76 \times 10^{-3}$ .....	127
Figura 5.32 – Representação das alterações proferidas no núcleo, utilizadas em análise no Caso 18 .....	127
Figura 5.33 – Caso 18 (alínea a – preenchido com material de enrocamento – $k=2,76 \times 10^{-5}$ ): Diferença de volume de caudal percolado entre a heterogeneidade (linha azul) e no restante material que constitui o núcleo (linha vermelha) .....	130
Figura 5.34 – Caso 18 (alínea a – preenchido com material de enrocamento – $k=2,76 \times 10^{-5}$ ): Zona onde se procedeu ao estudo da velocidade de percolação e do gradiente hidráulico .....	131
Figura 5.35 – Análise gráfica da velocidade de fluxo e do gradiente hidráulico na zona considerada na Figura 5.33.....	131
Figura 5.36 – Observação do gradiente hidráulico no ponto 1 (junto do pé do filtro de montante) considerando a cortina permeável .....	132
Figura 5.37 – Análise do comportamento da velocidade considerando o dreno horizontal impermeável .....	132
Figura 5.38 – Análise do comportamento da barragem considerando o tapete drenante impermeável .....	133
Figura 5.39 – Observação das várias alterações analisadas no Caso 21 .....	134
Figura 5.40 – Comparação observada nos vetores velocidade considerando: a) existência de tapete drenante; b) inexistência de tapete drenante .....	135
Figura 5.41 – Caso 21, alínea c): Dreno horizontal de grandes dimensões como a única saída de caudal .....	136
Figura 5.42 – Alteração da zona na análise no ponto 2.....	136



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Percentagem e tipos de barragens a nível mundial (adaptado de [7]) .....	9
Quadro 3.1 – Coeficientes de permeabilidade típicos de solos de origem sedimentar (adaptado de [17] e [22]) .....	20
Quadro 3.2 – Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade (adaptado de [17]) .....	21
Quadro 3.3 – Análise dos diferentes modelos .....	24
Quadro 3.4 – Comparação entre valores medidos e calculados de $k_s$ .....	25
Quadro 3.5 – Estatística dos modos de rutura registados em grandes barragens de aterro construídas antes e depois de 1950 (adaptado de [28]) .....	30
Quadro 3.6 – Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos (adaptado de [28]) .....	31
Quadro 3.7 – Gradientes hidráulicos críticos para iniciar a erosão interna (adaptado de [35]) .....	36
Quadro 3.8 – Ocorrência de incidentes após a construção – <i>piping</i> através do aterro (adaptado de [30]) .....	44
Quadro 3.9 – Ocorrência de incidentes após a construção ( <i>piping</i> através da fundação) (adaptado de [30]) .....	45
Quadro 3.10 – Estatística de incidentes por <i>piping</i> com a presença e/ou inexistência de filtros na fundação (adaptado de [30]) .....	46
Quadro 3.11 – Proposta de Karpoff para filtros (adaptado de [14]) .....	72
Quadro 3.12 – Resultados dos ensaios de permeabilidade em partículas aluviais e partículas obtidas por britagem (adaptado de [14]) .....	76
Quadro 3.13 – Dimensão $D_{15M}$ requerida para filtros “críticos” (adaptado de [14]) .....	82
Quadro 3.14 – Análise da velocidade e possibilidade de causar erosão continuada através de uma abertura de 10 mm no núcleo, assumindo permeabilidade da zona onde ocorrer a brecha (adaptado de [36]) .....	86
Quadro 3.15 – Quadro Resumo das principais características dos três acidentes anteriormente descritos .....	93
Quadro 4.1 – Correção dos valores a utilizar no projeto .....	100
Quadro 5.1 – Valores do gradiente e da velocidade no ponto 2 (zona1), em pontos vizinhos .....	110
Quadro 5.2 – Comparação de diferentes tipos de malhas de elementos finitos .....	111
Quadro 5.3 – Quadro resumo, análise do caso 1 ao caso 12, registo dos volumes de caudais percolados .....	120
Quadro 5.4 – Quadro resumo, análise do caso 1 ao caso 12, registo do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo .....	121
Quadro 5.5 – Quadro resumo, análise do caso 13 ao caso 17, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo .....	123
Quadro 5.6 – Quadro resumo, análise do caso 18 ao caso 20, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo .....	129
Quadro 5.7 – Valores da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico na zona analisada no caso da heterogeneidade horizontal colocada no núcleo (Caso 18, alínea a) .....	131
Quadro 5.8 – Quadro resumo, análise do Caso 21, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo .....	135

## SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

C	- Estimativa de danos numa eventual rutura da barragem
C <sub>e</sub>	- Coeficiente de erosão do solo
C <sub>I</sub>	- Fator Multiplicativo
C <sub>U</sub>	- Coeficiente de uniformidade do solo
C <sub>1</sub>	- Valor constante, que varia de acordo com o tamanho médio do grão
d <sub>i</sub>	- Distância interpartículas
d <sub>1</sub>	- Diâmetro da maior esfera
d <sub>2</sub>	- Diâmetro de menor esfera
D <sub>15</sub>	- Máxima dimensão das partículas do material de filtro correspondente a 15% em peso do material passado numa análise granulométrica
D <sub>50</sub>	- Idem para 50%
d <sub>15</sub>	- Máxima dimensão das partículas do solo base correspondente a 15% em peso do material passado numa análise granulométrica
d <sub>50</sub>	- Idem para 50%
d <sub>85</sub>	- Idem para 85%
F	- Fator de segurança
F <sub>p</sub>	- Força de percolação
H <sub>dam</sub>	- Altura da Barragem
i	- Gradiente Hidráulico
i <sub>cr</sub>	- Gradiente hidráulico crítico
i <sub>max</sub>	- Gradiente hidráulico máximo
i <sub>max</sub> <sup>jusante</sup>	- Gradiente hidráulico máximo na secção de jusante
i <sub>médio</sub> <sup>bpi</sup>	- Gradiente hidráulico médio do bloco potencialmente instável
k	- Coeficiente de permeabilidade
K <sub>(1)</sub>	- Fator de intensidade de tensão, mede a resistência à propagação da fenda
K <sub>(2)</sub>	- Condutividade hidráulica
k <sub>s</sub>	- Condutividade hidráulica saturada do solo
k <sub>v</sub>	- Condutividade hidráulica vertical
k <sub>c</sub>	- Início da propagação da fenda
L	- Litro
L(t)	- Comprimento do tubo

$L_{\text{dam}}$	- Largura da Barragem
MPa	- Megapascal <sup>(1)</sup>
$n$	- Porosidade
$n_{\text{max}}$	- Valor máximo de porosidade
$n_{\text{min}}$	- Valor mínimo de porosidade
$P$	- Peso próprio
$P_R$	- Potencial de risco
$P_0$	- Pressão de condução, igual à tensão de corte tangencial exercida pelo fluxo de piping no solo
$q$	- Descarga específica
$R(t)$	- Raio do tubo
$R_u$	- Raio máximo do tubo antes do colapso
$R_0$	- Raio inicial
$s$	- Segundo
$T_t$	- Resultante das resistências à tração
$t_{\text{er}}$	- Tempo característico de erosão interna
$t_d$	- Altura em que se dá a deteção do piping
$t_u$	- Tempo de colapso
$v$	- Velocidade de percolação
$V_{(1)}$	- Velocidade linear média
$V_{\text{crit}}$	- Velocidade de erosão crítica.
$V$	- Vulnerabilidade
$V_M$	- Vulnerabilidade atual da estrutura
$V_P$	- Vulnerabilidade da relação entre as recomendações e normas atuais e os dados de projeto utilizados na conceção da obra
$Z$	- Taxa de erosão
$\Delta p$	- Queda de pressão no orifício/tubo
$\Delta p_T(t)$	- Queda da pressão média
$\Delta t_u$	- Tempo decorrido desde a deteção do <i>piping</i> até ao colapso da estrutura
$m$	- Metro
$cm$	- Centímetro
$mm$	- Milímetro
$hm^3$	- Hectómetro cúbico
$\mu m$	- Micrómetro <sup>(2)</sup>

%	- Percentagem
$\delta$	- Diâmetro representativo do tamanho do floco em $\mu\text{m}$
$\tau$	- Tensão de corte na interface solo-água
$\tau_c$	- Tensão de corte crítica
$\Psi$	- Potencial matricial
$\theta/w$	- Teor em água volumétrico
$w_r$	- Teor de água volumétrico residual do solo
$w_s$	- Teor de água volumétrico do solo na saturação
$\alpha$	- Comprimento da fenda
$\sigma$	- Tensão aplicada perpendicularmente à zona da fenda
$\beta$	- Fator adimensional que depende da geometria do elemento que contém a fenda;
$\gamma$	- Peso volúmico
$\gamma_w$	- Peso volúmico da água
$y_i$	- Valor calculado do log Ks
$\hat{y}_i$	- Valor previsto do log Ks
$\rho_{\text{dry}}$	- Densidade do solo seco
#	- Peneiro
COBA	- Consultores de Engenharia Civil
CIGB	- Comissão Internacional de Grandes Barragens
ICOLD	- International Commission of Large Dams
RSB	- Regulamento de Segurança de Barragens
SAS	- Statistical Analysis System
SCDHEC	- The South Carolina Department of Health and Environmental Control
SNPC	- Sociedade Nacional de Proteção Civil
UST	- Underground Storage Tanks
Acre – pé	- Unidade de volume usada nos Estados Unidos da América como referência aos recursos de água de grande potência <sup>(3)</sup>

**NOTA:**

(1) 1 MPa= 10<sup>6</sup> Pa

(2) Micrômetro, é a unidade de medida derivada do metro (1  $\mu\text{m}$  = 1x10<sup>-6</sup> m)

(3) Acre, é o nome de uma unidade de medida de área que equivale a 4.046,8564224 m<sup>2</sup>. Desde 1958, os Estados Unidos e a Commonwealth adotaram essa medida para áreas rurais. No Brasil e Portugal essa medida não é utilizada, sendo que nestes países se utiliza o Alqueire e o Hectare (que seria a unidade mais simples de utilização) como unidade de medida em áreas

rurais. Define-se como 66 pés por 660 pés. O volume de um acre-pé é exatamente igual a 43.560 pés cúbicos, que equivale a aproximadamente 1233482 litros.



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O crescimento da população tem como consequência direta a expansão das áreas urbanizadas para zonas desocupadas, que apresentam, em muitos dos casos, solos com fracas características do ponto de vista geotécnico, nomeadamente para servirem como material de construção e para a fundação de estruturas de engenharia civil, incluindo barragens.

A exploração deste tipo de estrutura acarreta, em termos relativos, quando comparado com outras estruturas de engenharia, riscos elevados. Assim, é fundamental que o seu dimensionamento, construção e exploração sejam adequados, para que se minimizem esses riscos.

Nas últimas décadas a modelação do comportamento de barragens de aterro tem sido um assunto explorado pela comunidade científica, com vista a desenvolver modelos, cada vez mais fiáveis, que reproduzam as condições estruturais e hidráulicas do funcionamento deste tipo de estruturas. No que se refere ao comportamento hidráulico dos solos, durante as primeiras décadas do século XX o enfoque era demasiado dado às questões relacionadas com a granulometria dos materiais e ao grau de compacidade com que eram colocados. A evolução do conhecimento e as experiências vividas, têm permitido conhecer outros aspetos relevantes do comportamento destes materiais e, com isso, melhorar a conceção das estruturas.

## 1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS

No âmbito do presente trabalho é dado particular destaque à avaliação de grandezas como o caudal percolado, velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico, que se observam num perfil de uma barragem de aterro. Analisam-se os valores destas grandezas na ótica quer da eficiência da exploração (valores do caudal percolado através da estrutura), quer da possibilidade de prever a ocorrência de erosão interna, os quais assumem em termos relativos, uma importância significativa, tendo em conta os registos de acidentes neste tipo de barragens (48% por erosão interna e 46% por galgamento) [1].

Assim, analisam-se questões como as incertezas associadas à estimativa dos parâmetros geotécnicos, a permeabilidade dos solos e fatores que a afetam, a importância da identificação de solos dispersivos, cujo comportamento é distinto dos solos não dispersivos, a importância da deteção atempada de fendas bem como a identificação dos eventos indicadores de uma possível rutura. Faz-se também uma referência à evolução do estudo dos materiais utilizados nos filtros, pois trata-se de um assunto de relevo, tendo em conta que estes elementos se constituem essenciais para o adequado funcionamento deste tipo de estruturas.

Desenvolveram-se estudos paramétricos, recorrendo a um programa comercial desenvolvido pela Geo-Slope International, SEEP/W, um programa de elementos finitos que permite analisar problemas de percolação em solos e dissipação de pressões neutras. O programa permite vários tipos de análises, quer em meios saturados e regime estacionário, quer situações mais complexas envolvendo materiais não saturados em regime transitório. Com base no perfil tipo da Barragem de São Domingos modelaram - se vários perfis, com alterações tanto estruturais como ao nível de permeabilidade. Confrontando-as entre si e com o caso base, retiraram-se conclusões acerca de zonas potencialmente mais instáveis, aumentos de fluxo, sua velocidade ou o gradiente hidráulico, expondo e documentando várias reflexões e conclusões interessantes.

### 1.3. ESTRUTURA DA TESE

O trabalho desenvolvido encontra-se organizado em seis capítulos, apresentando-se neste primeiro algumas considerações gerais sobre as barragens de aterro face às de betão, principais preocupações, bem como o enquadramento, objetivos e motivações que levaram ao desenvolvimento da dissertação no âmbito deste tema, tal como a organização do trabalho.

No Capítulo 2 pretende-se transmitir os conceitos básicos sobre barragens. Inicialmente abordam-se alguns marcos históricos, como o aparecimento das primeiras barragens tanto em território nacional como internacional. Ao contexto histórico sucede-se a classificação das barragens segundo a Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB) e o Regulamento de Segurança em Barragens (RSB), seguindo-se a distinção dos diferentes tipos de barragens existentes, suas principais características, apresentando as vantagens e desvantagens pela opção de cada género.

O Capítulo 3 é o capítulo de maior desenvolvimento do trabalho, poderá subdividir-se em duas partes distintas, uma antes e outra após a secção 3.6. Na primeira parte aborda-se as incertezas associadas ao dimensionamento de uma barragem de aterro, a necessária cooperação entre os vários intervenientes do projeto. Caracterizam-se os elementos que constituem uma obra deste género, sua localização no corpo na barragem e sua função. Neste contexto, distinguem-se várias opções de geometria e seus condicionalismos. Aborda-se a temática: permeabilidade do solo, dada a sua enorme influência, neste género de estrutura. Fatores que a influenciam, procedimentos que levam à determinação da forma da sua curva (curva de condutividade ou permeabilidade). Faz-se um levantamento bibliográfico elaborado abordando a temática risco, modos de rutura, fendas, etc. O termo risco, nunca poderá ser dissociado do estudo de barragens de aterro.

A partir da secção 3.6, além de abordagens teóricas, foram introduzidos neste capítulo, alguns dados que serão importantes para o desenvolvimento prático da dissertação. Procede-se ao estudo de instabilidades de origem hidráulica, essencialmente a erosão do solo, onde se abordam parâmetros importantes de compreender, como a velocidade de fluxo, o gradiente hidráulico, a erosão interna, permeabilidade do filtro, etc. Por fim, examinam-se alguns exemplos históricos relevantes de ruturas de barragem de aterro.

Discutida a problemática da variabilidade das propriedades dos solos, no capítulo 4, explanam-se as principais características do modelo de barragem utilizado. Sua localização, características da barragem, características dos materiais que a constituem, etc, promovendo assim a sua contextualização na dissertação.

O capítulo 5 refere-se ao estudo e modelação no SEEP/W. Numa fase inicial é modelada a solução implementada efetivamente em obra, fundamentada em dados referentes ao seu projeto. Posteriormente estudam-se diferentes possibilidades de aplicação de soluções. A discussão é



polarizada em torno da variabilidade da permeabilidade e geometria da barragem e dos próprios elementos que a constituem.

Por último, no capítulo 6, são destacadas as principais conclusões do trabalho realizado e mencionadas possíveis considerações, a ter em conta futuramente, no desenvolvimento da investigação do tema aqui em estudo.



## 2. VISÃO GLOBAL DO CONCEITO DE BARRAGEM

### 2.1. EVOLUÇÃO HISTÓRICA

A História das primeiras civilizações cruza-se com o aparecimento das barragens. De facto, o Homem, desde cedo, teve necessidade de proceder à construção de estruturas que possibilitassem o armazenamento de água, para fazer face à sua escassez em determinadas épocas do ano.

A água como principal recurso natural tem tido ao longo da história humana uma enorme importância no desenvolvimento económico, tecnológico, social e corporativo. No entanto, a irregularidade e imprevisibilidade do fluxo da água dos rios e de outros recursos, que conduziam a inundações violentas e destrutivas num ano e a condições de seca em anos subsequentes, acarretou a necessidade da construção de barreiras físicas para proteção e contenção de consideráveis volumes de água.

Os antigos egípcios foram, entre 2950 a.C. e 2750 a.C., pioneiros na construção de barragens devido especialmente aos extensos períodos de seca a que estavam sujeitos. A primeira barragem a ser construída foi designada por Sadd-el-Kafara, que em hebraico significa “barragem dos pagãos” e localizava-se no sul do Cairo, no Wadi Garawi [2].

Apesar da inovação dos egípcios, foi na Mesopotâmia, considerada como o berço da civilização, que se desenvolveram e aprimoraram algumas estruturas hidráulicas.

A sofisticação das civilizações residentes baseou-se no desenvolvimento e sustentabilidade do abastecimento de água, o que os levou a aproveitar também os recursos hídricos a jusante da barragem. Com este intuito foram desenvolvidos novos usos como a força motriz através do surgimento da roda de água e até a navegação.

Foram, no entanto, os romanos que séculos mais tarde se empenharam profundamente na construção de barragens. Apesar de a engenharia romana seguir os conceitos fundamentais sobre estruturas hidráulicas instituídos pelas civilizações mais antigas, a sua capacidade de planeamento e organização na construção possibilitou aumentar as dimensões das obras em que se empenhavam.

A barragem com maior altura construída pelo povo romano que ainda se encontra em utilização é a barragem de Cornalvo (Figura 2.1) que se situa em Mérida, Espanha. Esta obra foi construída no primeiro século d.C., possui 28 m de altura, 26 m de largura e 194 m de comprimento no coroamento [2].



Figura 2.1 – Barragem Romana de Cornalvo (Espanha,séc. I) (retirado de [2])

Estas barreiras artificiais apresentaram também um desenvolvimento funcional, por exemplo relacionado com a capacidade de produção de energia elétrica, essencial nas civilizações modernas. Esta necessidade levou a uma natural evolução nas estruturas construídas pelo Homem, chegando-se às magníficas e complexas obras de arte que hoje facilmente se encontram pelos quatro cantos do mundo (Figura 2.2).

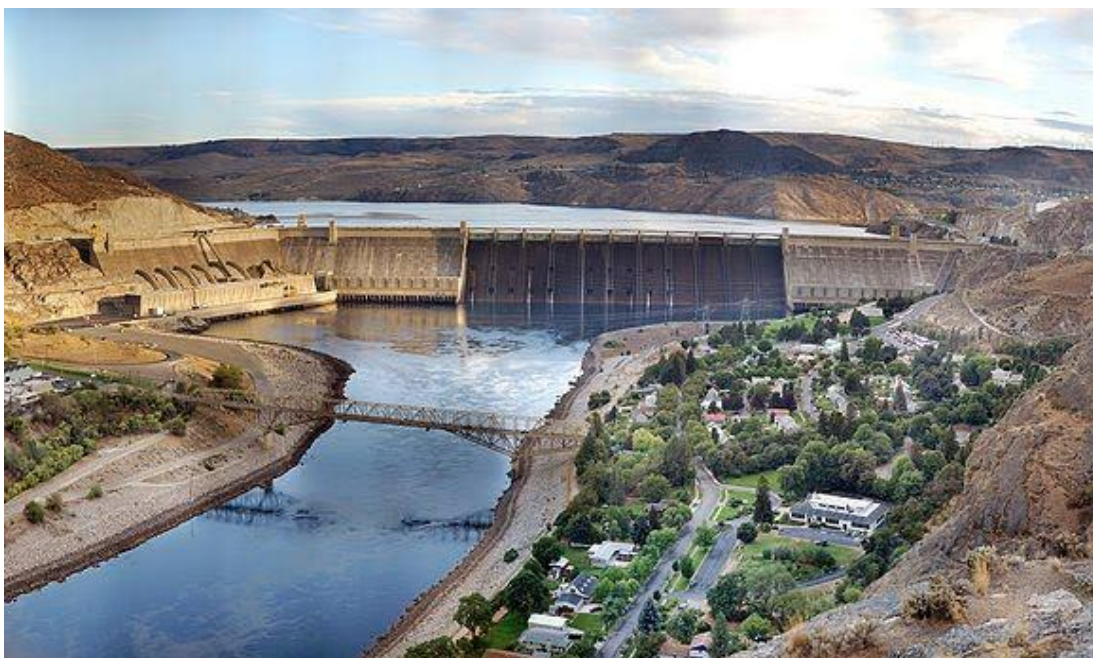


Figura 2.2 – Barragem de Grand Coulee, Washington (retirado de [3])



Em território nacional a construção de barragens atingiu o seu apogeu na década de 50. Devido ao acentuado desenvolvimento da engenharia foram inauguradas importantes barragens como Pracana (1950) que foi a primeira barragem de contrafortes, e Castelo de Bode (1951), que se tornou, naquela data, a maior barragem em altura do país [2].

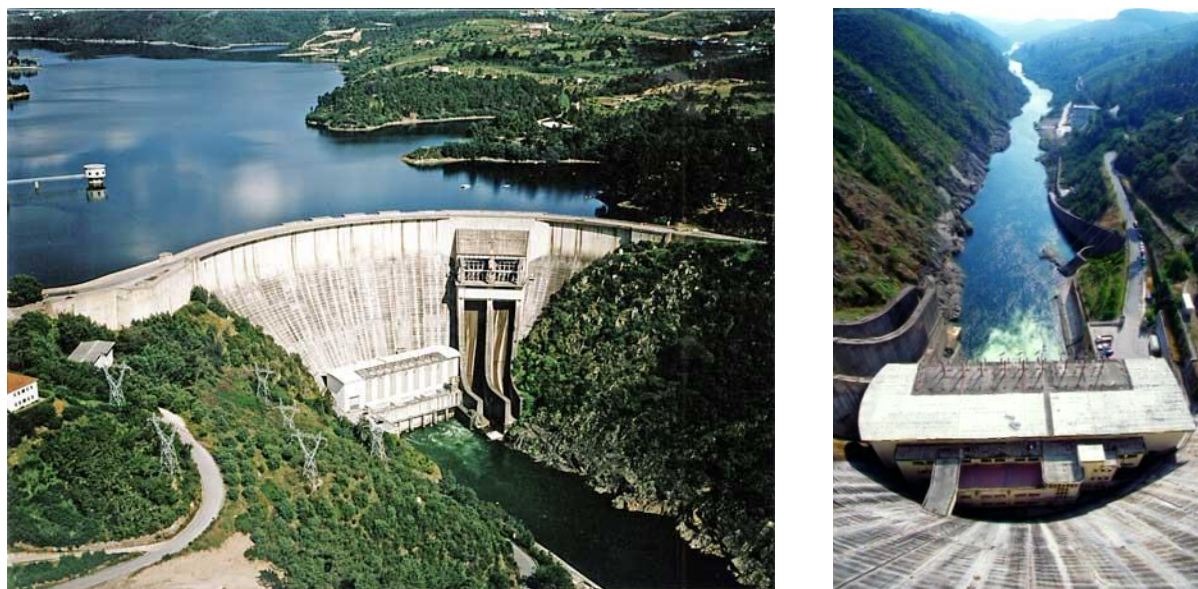


Figura 2.3 – Barragem de Castelo de Bode (retirado de [4])

## 2.2. CLASSIFICAÇÃO DAS BARRAGENS

As barragens podem ser classificadas segundo diferentes critérios, nomeadamente quanto à forma estrutural, aos materiais utilizados, às suas dimensões, à capacidade de armazenamento e finalidade.

A Comissão Internacional de Grandes Barragens (CIGB/ICOLD) classifica as barragens em três tipos: pequenas barragens, grandes barragens e barragens principais, considerando apenas como critérios, a sua altura e o volume de água armazenado. Do conjunto das grandes barragens distinguem-se aquelas que têm uma altura superior a 150 m, que são designadas por barragens principais, mas ainda inexistentes em Portugal.

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB) (Decreto-Lei n.º 344/2007) classifica como grandes barragens aquelas que têm uma altura igual ou superior a 15 m, desde a superfície da fundação até à cota do coroamento, e as que têm uma altura igual ou superior a 10 m mas cuja capacidade da albufeira é igual ou superior a 1 hm<sup>3</sup>. Para além disso, o RSB faz também um enquadramento relativamente à segurança dos outros tipos de barragens.

Em Portugal, a lei contém regulamentação específica bastante desenvolvida, nomeadamente no que respeita à ocorrência de fenómenos sísmicos, em resposta ao elevado grau de vulnerabilidade do país em relação a este tipo de situações, estipulando-se os eventos após os quais se devem proceder a inspeções de segurança. Noutros países, como no Reino Unido, dá-se um maior ênfase às questões decorrentes da aplicação da lei enquanto que em Portugal se assiste a uma predominância das considerações de natureza técnica sobre as questões jurídicas. A legislação britânica é mais exigente no que respeita à segurança das pessoas (trabalhadores na barragem e público em geral).

### 2.3. DIFERENTES TIPOS ESTRUTURAIS E LOCALIZAÇÃO DE BARRAGENS

Apesar do trabalho estar relacionado essencialmente com as barragens de aterro, pareceu pertinente fazer referência, de uma forma geral, aos vários tipos de barragens existentes, incluindo qual a construção predominante e de que forma estas estruturas se encontram espalhadas pelo mundo.

Na observação da figura seguinte, onde são expostos dados percentuais mundiais face ao ano de 2000, facilmente se conclui que consoante o desenvolvimento tecnológico e capacidade financeira, motivado por se tratar de estruturas de complexa e dispendiosa construção, maior e menor será a sua predominância. É de salientar o impacto da Ásia, um continente em progressivo crescimento tanto financeiro como populacional.

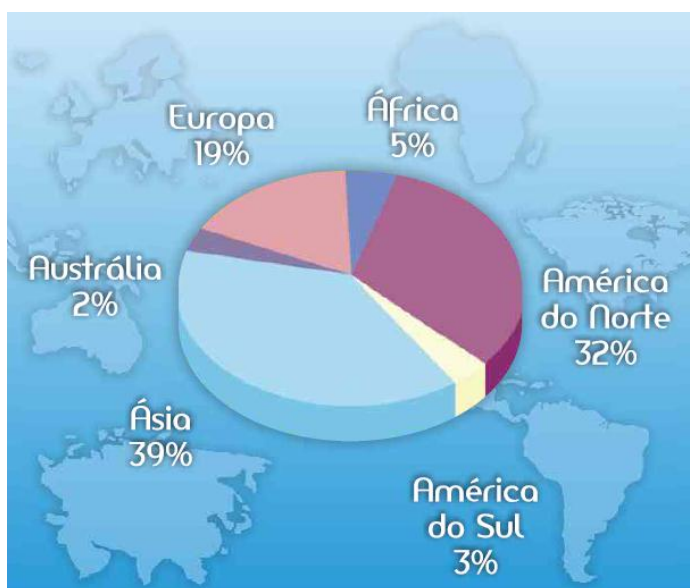


Figura 2.4 – Distribuição mundial das grandes barragens (inclui todos os tipos) (adaptado de [5])

Dependendo do material de construção, as barragens podem ser classificadas em dois grandes grupos:

- Barragem de Betão
- Barragem de Aterro

A subdivisão destes grupos (Figura 2.5), e a sua importância relativa, em termos de existências, apresenta-se no Quadro 2.1, onde se faz um levantamento do número de barragens no mundo em função do tipo de construção (só são contabilizadas grandes barragens).

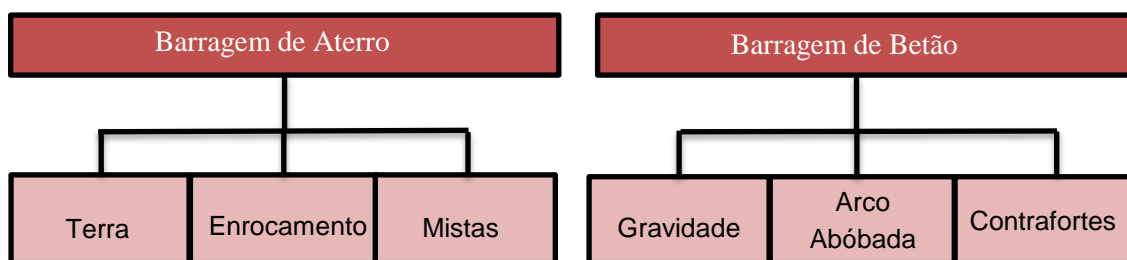


Figura 2.5 – Diferentes tipos estruturais de barragens existentes (adaptado de [6])

As barragens de terra são o tipo de barragens mais usuais em todo o mundo, representando cerca de 63% do total mundial. Em seguida, surgem as barragens em betão, de gravidade, com cerca de 17% do total em todo o planeta (Quadro 2.1)

Quadro 2.1 – Percentagem e tipos de barragens a nível mundial (adaptado de [7])

Tipo	Betão/Alvenaria				Aterro		Outros
	Gravidade	Contrafortes	Arcos	Arcos múltiplos	Terra	Enrocamento	
Número	6390	416	1854	141	23736	2888	2216
%	17	1,1	4,9	0,4	63	7,7	5,9
%	23,4				70,7		5,9

As barragens de betão são construídas essencialmente com materiais granulares produzidos artificialmente, aos quais se adicionam cimento e aditivos químicos.

Na figura seguinte apresenta-se o perfil tipo dos vários tipos de barragens de betão.

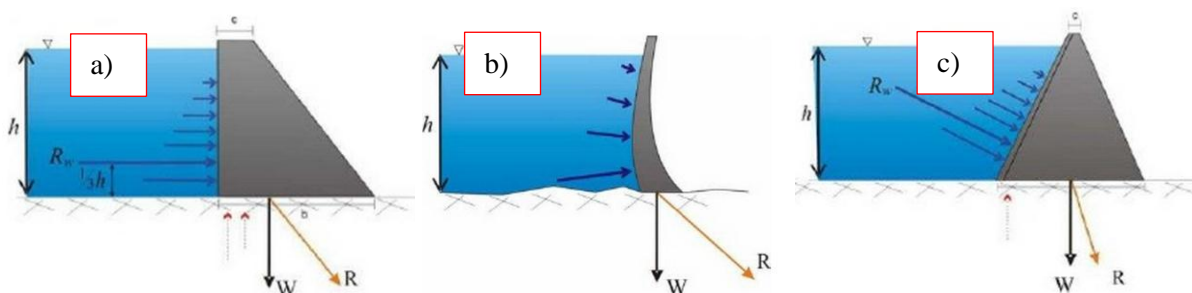


Figura 2.6 – Perfil Tipo dos vários tipos de barragens de betão: : a) de Gravidade; b) de Arco (existem de arco com contrafortes, gravidade ou de abóbada); c) de Contrafortes (adaptado de [8])

Uma barragem de aterro é uma estrutura de retenção de água que é construída com materiais resultantes da escavação em empréstimos, tais como argilas, siltes, areias ou enrocamentos, e com materiais britados. Alguns órgãos destas estruturas são construídos em betão ou aço, como os descarregadores de cheias, as condutas de descarga de fundo e as comportas.

Existem também outros tipos de barragens como as barragens de aço ou barragens de madeira, que não são tão comuns como os tipos de barragens referidos anteriormente [2].

As barragens em aço apresentam como vantagens uma maior rapidez na construção, um custo inferior em comparação com os outros materiais, uma maior flexibilidade e por isso maior facilidade em resistir a assentamentos diferenciais. Têm também um bom comportamento sob as ações de gelo-degelo e além disso, a soldadura permite reparar de forma simples as fugas nas juntas da barragem [2]. No entanto, devido essencialmente ao material, é necessária uma maior e mais frequente manutenção que o betão, e por ter um peso inferior não absorve de forma tão eficaz o choque das vibrações da queda da água [2]. São construções não muito usuais.

As barragens de madeira são ideais para construir uma barragem temporária, devido à sua facilidade e rapidez de construção. Se for bem projetada, construída e mantida, a estrutura pode ter uma vida útil superior a 50 anos, mas os encargos da manutenção da madeira são muito elevados em comparação com os outros materiais. Além disso são pouco estanques, o que torna a madeira uma escolha duvidosa para o corpo de barragem. São por vezes utilizadas sobre fundações pouco resistentes, onde as de betão não podem ser utilizadas, pois as barragens em madeira ao contrário das barragens de betão, admitem ligeiros assentamentos sem interferir na estabilidade da estrutura [2].

Portugal tem cerca de 100 barragens que foram classificadas pela COBA, das quais a mais antiga tem menos de 80 anos, 50% só entraram em atividade a partir de 1971 e há um número significativo de barragens de betão. O que contradiz um pouco com a prática a nível europeu. Por exemplo no Reino Unido, aproximadamente metade das barragens têm mais de 100 anos, e há uma clara predominância das barragens de aterro [7].



## 3. BARRAGENS DE ATERRO

### 3.1. TIPOLOGIAS DE BARRAGENS DE ATERRO

A decisão de construir uma barragem de aterro poder-se-á ficar a dever às características do local de instalação, nomeadamente a sua topografia e as características geológico-geotécnicas, e à abundância, no local, ou próximo, de materiais adequados para a sua construção.

O sistema de construção destas barragens consiste na compactação, com equipamentos específicos, de geomateriais dispostos em camadas de espessura variável [9].

Este tipo de barragem pode comportar-se de maneira razoável em praticamente todos os tipos de terrenos, uma vez que as tensões transmitidas à fundação são menores que nas barragens de betão, e os assentamentos verificados durante e após a construção não são, em geral, significativos para comprometer a estabilidade da barragem, devido à fácil adaptabilidade do material do aterro [9].

Em relação às outras barragens, uma barragem de aterro implica, desde logo, uma preocupação acrescida com os estudos de percolação, uma vez que a passagem de água através do corpo da barragem é uma realidade. Estes estudos, bem como os de estabilidade deverão ser acompanhados por um eficaz sistema de monitorização, em fase de construção e em serviço, para averiguar a funcionalidade e segurança de todo o sistema.

Este tipo de barragem comporta-se de maneira razoável em praticamente todos os tipos de fundação, uma vez que os esforços transmitidos à fundação por unidade de área são menores que nas barragens de betão, e os assentamentos verificados durante e após a construção não são significativos para comprometer a estabilidade da barragem, devido à fácil adaptabilidade do material do aterro [9].

O comportamento destas estruturas tem vindo a ser observado há várias décadas, pois é um assunto que preocupa os intervenientes nestes projetos, nomeadamente os donos de obra, os projetistas e as autoridades. A observação do comportamento destas estruturas permite, por exemplo [10]:

- Testar o comportamento durante a construção e a validade dos critérios utilizados no projeto;
- Garantir a segurança da estrutura durante a sua vida útil;
- Acumular a experiência com repercussões na segurança e economia das barragens a projetar e a construir no futuro.

As Normas de Projeto de Barragens (Portaria 846/93) classificam as barragens de aterro da seguinte forma:

- Barragens de terra, com perfil homogéneo ou com perfil zonado;

- Barragens de enrocamento, com órgão de estanquidade a montante ou com órgão de estanquidade interno;
- Barragens mistas, com perfil constituído por dois maciços, um de terra e outro de enrocamento.

Em geral, uma barragem de aterro não é completamente estanque. É admissível uma certa percolação de água, tanto a que infiltra pela face de montante como a que infiltra pela fundação. Em certas situações o valor do caudal infiltrado é da ordem daquele que é necessário garantir como caudal ecológico, pelo que não constitui um problema [11] e [12].

Na Figura 3.1 apresentam-se, como exemplo, alguns “perfis-tipo” de barragens de aterro.

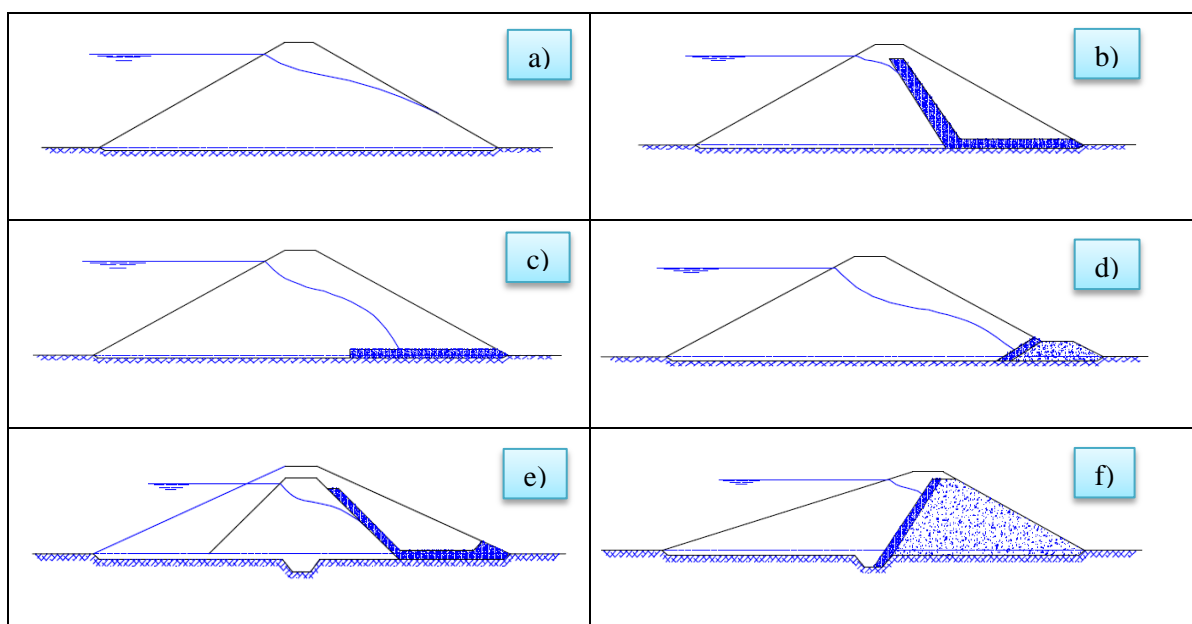


Figura 3.1 – Tipos de perfis mais correntes nas barragens de aterro (adaptado de [12])

Na Figura 3.1 a) está representado um perfil homogéneo, que é, possivelmente, a solução mais simples para o perfil transversal tipo. O material utilizado na construção (argilas, argilas arenosas, areias argilosas e até areias e cascalhos desde que a sua permeabilidade seja aceitável) tem que garantir, em simultâneo, uma resistência adequada, baixa deformabilidade e baixa permeabilidade. Neste caso, o perfil tipo é constituído praticamente por um único material, com permeabilidade suficientemente reduzida para garantir níveis aceitáveis (relativamente baixos) de caudais percolados, e as inclinações dos taludes a montante e jusante, são calculadas de modo a garantir a estabilidade, relativamente às diversas ações. Nestes casos é necessário assegurar que não há problemas com o maciço estabilizador de jusante (escorregamento do talude) caso a linha de saturação suba no perfil, devido à insuficiente capacidade de estanquidade do aterro e da fundação. Por esta razão, este tipo de perfil não é muito comum, recorrendo-se, muitas das vezes, a um perfil quase homogéneo (perfil homogéneo modificado), mas onde se introduzem elementos distintos. Nestes casos colocam-se filtros e/ou drenos, para fazer o controlo do escoamento da água no interior do aterro, o que possibilita o aumento da inclinação dos taludes, dependendo do coeficiente de segurança exigido e das características mecânicas dos materiais.

Como se observa na Figura 3.1 existem vários sistemas de controlo do escoamento (drenagem/filtragem) dentro de um perfil homogéneo modificado, entre eles:

- Dreno/Filtro chaminé (Vertical ou Inclinado) (Figura 3.1 b);
- Dreno Horizontal (Figura 3.1 c);
- Dreno de Pé de talude (Figura 3.1 d).

Inicialmente utilizava-se, com frequência, o tapete drenante associado ao filtro vertical (Figura 3.2), para controlar o fluxo de água no maciço. No entanto, esta opção foi sendo substituída por aquela que contempla um filtro inclinado (Figura 3.1 b)), de forma a otimizar o posicionamento do filtro. Esta configuração é, no entanto, de mais difícil execução, devido à necessidade de garantir a inclinação estabelecida em projeto, durante a construção das camadas de aterro [13]. Este sistema de drenagem, que combina um dreno/filtro chaminé com um dreno horizontal, é importante nomeadamente para aumentar o coeficiente de segurança da obra, tendo em conta a possibilidade de existirem defeitos de construção (má compactação, deficiente ligação entre as camadas) ou de serem utilizados materiais com propriedades inadequadas, como solos dispersivos [12].

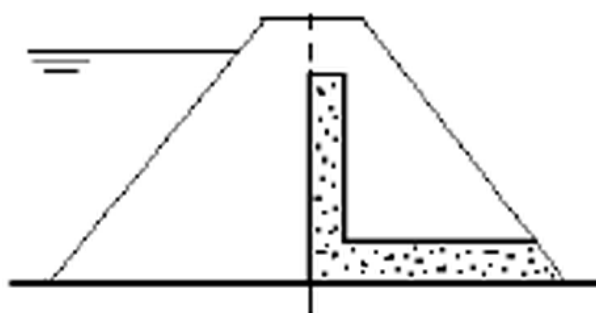


Figura 3.2 – Perfil homogéneo modificado com filtro vertical e tapete drenante (adaptado de [13])

A possível maior rigidez dos materiais de drenos e filtros, por exemplo no caso de filtros verticais, pode levar ao aparecimento de assentamentos diferenciais entre estes e o maciço envolvente, conduzindo à formação de fendas. Este problema pode ser controlado pela utilização de um filtro inclinado, minimizando desta forma os assentamentos diferenciais entre o filtro e o aterro. Conclui-se, assim, que a posição dos filtros pode ter influência direta na abertura de fendas [14].

Como se observa na Figura 3.1, existem outras alternativas em relação ao perfil homogéneo, como por exemplo, o dreno horizontal (Figura 3.1 c)). Este é pensado e previsto essencialmente para dar vazão à água que percola o maciço, atuando, preferencialmente, no controlo do fluxo que ocorre na fundação. Por seu lado, o filtro e o dreno de pé de talude (Figura 3.1 d)) têm como principais funções rebaixar o nível de água no talude de jusante e evitar que os materiais finos penetrem os materiais grossos, conduzindo à colmatção e à diminuição da permeabilidade destes [13] e [12].

Um outro perfil muito utilizado é o de barragem zonada. Este tipo de perfil está representado na Figura 3.1 e) – barragem zonada com núcleo interno, e na Figura 3.1 f) – barragem zonada com talude de montante impermeável e com talude de jusante de enrocamento. A opção por este tipo de perfil obriga

à existência, em quantidade suficiente, de solos com características de permeabilidade apropriadas à função de estanquidade.

Na construção de barragens zonadas, o adequado controlo do processo construtivo é particularmente determinante para o bom desempenho de estrutura, pois é necessário proceder à compactação, no mesmo plano, de camadas de materiais distintos (núcleo e maciços laterais) [15]. Neste tipo de barragens, o elemento construído com material de baixa permeabilidade pode apresentar diferentes configurações, como já foi referido, e distintos volumes, em relação ao volume total do aterro (Figura 3.3).

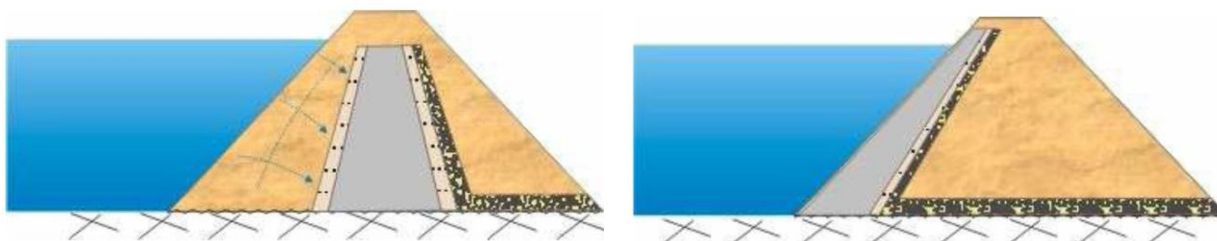


Figura 3.3 – Desenho esquemático do perfil tipo de uma barragem com núcleo central (esquerda) e com núcleo inclinado (direita) (adaptado de [16])

As primeiras barragens de terra-enrocamento com núcleo caracterizaram-se por uma acentuada inclinação deste órgão. Quanto às razões que levam a optar por uma ou outra solução, há investigadores que defendem que as estruturas com núcleo inclinado podem ser menos suscetíveis à fracturação devido a assentamentos diferenciais, além de serem mais seguras quando submetidas a sismos, dada a existência dum enorme maciço estável a jusante do núcleo. Por outro lado Mikuni (1980) [16], defendia que os núcleos verticais de solos grosseiros e bem graduados são a melhor solução para um bom comportamento relativamente a ações sísmicas. Já no caso de solos argilosos com elevados teores em água, e para o mesmo tipo de ações, é desaconselhável a solução de núcleo vertical, principalmente quando este é muito esbelto, uma vez que a probabilidade de se desenvolverem efeitos de arco é maior.

A posição do núcleo é um fator que pode influenciar o comportamento estrutural, mas a opção pela melhor solução é fundamentalmente um procedimento casuístico [16]. Ainda hoje não se chegou a um consenso sobre o que poderia ser a melhor solução.

De uma forma geral, pode-se identificar na constituição do corpo de uma barragem de aterro zonada quatro tipos de elementos distintos, que desempenham funções específicas no funcionamento da barragem, sendo eles (Figura 3.4): núcleo; filtros e drenos; maciços de montante e de jusante; e elementos de proteção (normalmente camadas de enrocamento). Em traços gerais, poder-se-á dizer que os dois primeiros têm essencialmente funções de carácter hidráulico (relacionadas com a percolação de água nos solos), ao passo que os dois últimos estão relacionados com as questões de estabilidade e proteção da estrutura. Outros elementos, como sejam a própria fundação do aterro, a vala corta águas, ou a cortina de impermeabilização, podem ter também um papel fundamental no comportamento global da estrutura.

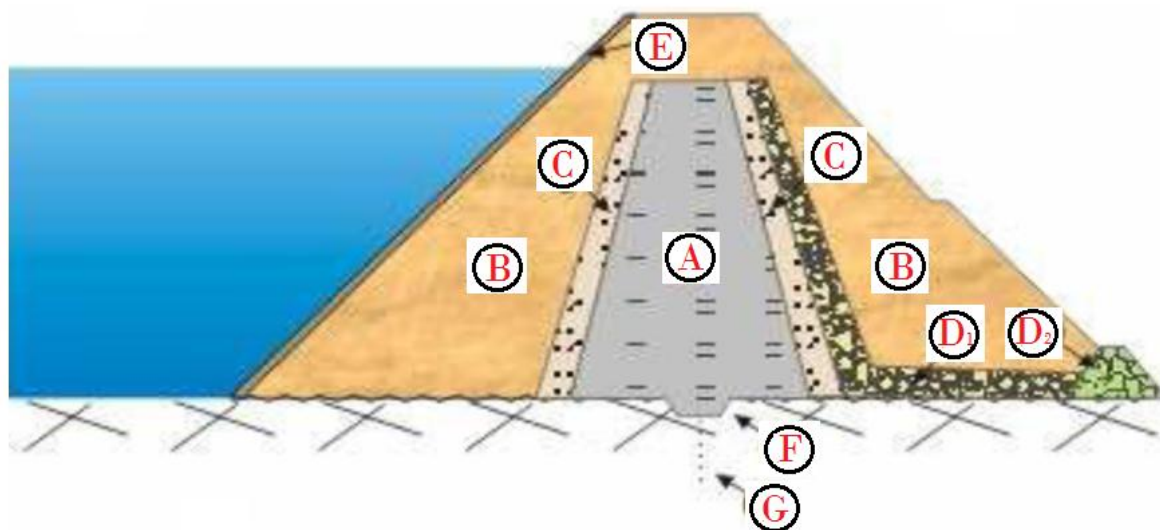


Figura 3.4 – Desenho esquemático de um perfil tipo simplificado de uma barragem de aterro zonada (adaptado de [16])

Legenda:

- A) Núcleo da barragem;
- B) Maciços estabilizadores;
- C) Filtros;
- D<sub>1</sub>) Dreno de chaminé e tapete drenante;
- D<sub>2</sub>) Dreno de pé de jusante;
- E) Proteção (geralmente enrocamento);
- F) Vala corta-águas;
- G) Eventual cortina de impermeabilização.

O núcleo é o elemento central e, porventura, o mais importante no funcionamento da barragem. Tem como principal função garantir a estanquidade, evitando a passagem da água para jusante. Desta forma, este elemento deverá ser constituído por materiais de baixa permeabilidade, como argilas.

Os drenos têm como finalidade escoar a água que atravessa o corpo da barragem e a fundação, impedindo que ela se acumule em zonas onde se tornaria indesejável para a estabilidade da estrutura, como por exemplo o maciço estabilizador de jusante.

Os filtros destinam-se a impedir a erosão interna das partículas do solo pela água, e a promover a diminuição da perda de carga. São constituídos por materiais com granulometrias selecionadas, suficientemente finas para impedir a passagem de partículas do solo, mas ainda assim, com dimensões que permitam uma elevada permeabilidade, assegurando deste modo que o gradiente hidráulico na camada de filtro seja baixo. Para que se perceba melhor a função do filtro atente-se ao exemplo relativo à hipotética existência de uma fenda sub-horizontal no núcleo (Figura 3.5). A existência do filtro junto da fronteira jusante do núcleo é muito importante, uma vez que tenderá a controlar a erosão interna do material do núcleo, dada a sua ação na retenção das partículas erodidas, permitindo, eventualmente, que a fenda se volte a fechar [17].

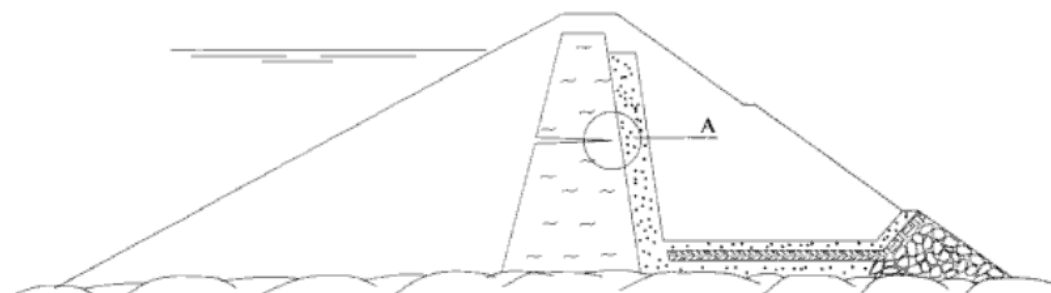


Figura 3.5 – Esquema de uma barragem de aterro com núcleo fendilhado (adaptado de [17])



Figura 3.6 – Esquema de escoamento concentrado numa fenda (adaptado de [17])

Os maciços de montante e jusante têm como função garantir a estabilidade da barragem e como tal, poderão ser construídos com materiais de maior permeabilidade. Dos dois, o maciço estabilizador de jusante é, talvez, o mais importante, pelo que nele não deve haver percolação. No projeto estabelece-se as inclinações destes elementos, de forma a garantir a estabilidade da estrutura. Poderá ser importante introduzir banquetas, essencialmente no talude de jusante, para, entre outros aspetos, reduzir a inclinação média dos taludes e facilitar a inspeção e as atividades de conservação da estrutura. O dimensionamento dos taludes deverá procurar a inclinação máxima compatível com as características mecânicas dos materiais empregues e as condições de fundação.

A cortina de impermeabilização deverá reduzir os caudais que atravessam a fundação, aumentando a perda de carga no maciço.

### 3.2. ASPETOS QUE PODEM INFLUENCIAR A ESCOLHA DO PERFIL TRANSVERSAL

O perfil adotado é principalmente condicionado pelos seguintes fatores [12]:

- Materiais disponíveis;
- Natureza da fundação;
- Dimensão e forma do vale;
- Água no subsolo;
- Atividade Sísmica;
- Condições Climáticas;

- Desvio do rio;
- Ação das águas;
- Condições de construção e exploração da barragem;
- Tempo disponível para a construção.

Materiais disponíveis (tipo, quantidade, qualidade e localização) – se há apenas um material disponível, a solução possivelmente passará por uma barragem homogênea com drenos. Por outro lado, se o material disponível é permeável (areia, seixo, cascalho), optar-se-á por uma barragem zonada, com um núcleo impermeável; se, porventura, não houver nenhum material disponível dessas características (argilas) a solução passa por uma cortina impermeável.

Natureza da fundação – as barragens fundadas em terrenos menos resistentes possuem taludes com inclinações menores; pode ainda ser necessário fazer um tratamento generalizado da fundação, para aumentar as características resistentes; se a fundação for constituída por um solo permeável é necessário construir uma cortina de injeções.

Dimensão e forma do vale – se o vale for largo, não terá grande influência no dimensionamento do perfil, mas caso seja estreito e com vertentes inclinadas pode influenciar as condições de construção e a transferência de tensões no interior do maciço; deverá ter-se especial cuidado com a zona de ligação entre o corpo da barragem e o talude natural do vale, pois esta zona é propícia à ocorrência de fendilhação e consequentes infiltrações produzidas por assentamentos diferenciais.

Água no subsolo – este é um fator que poderá influenciar a rede de percolação.

Atividade sísmica – é importante analisar a atividade sísmica do local onde está inserida a barragem, de forma a avaliar se esta suporta as acelerações provocadas pelos sismos mais prováveis na respetiva região; a existência de acidentes geológicos deve também ser avaliada.

Condições climáticas e condições atmosféricas – são fatores de grande importância, quer em termos dos estudos hidrológicos e do dimensionamento hidráulico dos órgãos da barragem, quer em termos do dimensionamento da ensecadeira e dos órgãos de desvio do rio durante a construção; no que se refere ao processo construtivo dos aterros, condicionam a calendarização da obra, essencialmente no que se refere à compactação dos solos.

Desvio do rio – o caudal do rio é naturalmente um fator a ter em conta, por exemplo caso seja necessário uma ensecadeira de grandes dimensões. Neste caso, poderá ser adequado incorporá-la na barragem, dimensionando-a de forma a evitar o seu galgamento durante a fase de construção.

Condições de construção e exploração da barragem – possibilidade de ocorrência de situações críticas durante a construção, o primeiro enchimento, o pleno armazenamento e o esvaziamento rápido da albufeira.

Tempo disponível para a construção – poderá ser um fator que pese na escolha da solução adotada. Por exemplo, no tratamento das fundações caso seja requerida a consolidação pode não ser compatível com o tempo disponível; justificado pela falta de tempo para a dissipação das tensões neutras durante a construção do núcleo, poderá ser necessário a colocação de cortinas impermeáveis ao invés do núcleo de material argiloso.

### 3.3. PERMEABILIDADE DOS SOLOS

#### 3.3.1. FATORES QUE INFLUENCIAM A PERMEABILIDADE

Entende-se por permeabilidade a capacidade de um determinado solo, sob condições normais, permitir a passagem de água (ou outro fluido) através de seus vazios. De entre os parâmetros físicos e mecânicos associados às obras de Engenharia Civil, o coeficiente de permeabilidade dos solos é, porventura, aquele que exhibe uma gama mais lata de valores: oito a nove ordens de grandeza, para os solos correntes [17]. Todos os solos são mais ou menos permeáveis, em função de, entre outros fatores, a distribuição e o volume de vazios, parâmetros estes relacionados com a sua curva granulométrica [18].

De acordo com vários estudos experimentais, o fluxo de água através de solos finos desenvolve-se num regime laminar (partículas de água que se movem em paralelo umas com as outras), e tal fluxo rege-se pela lei de Darcy, de acordo com a seguinte equação [19]:

$$v = k \times i \quad (3.1)$$

em que:

v = velocidade de percolação;

k = coeficiente de permeabilidade (ou condutividade);

i = gradiente hidráulico.

Existem vários fatores que podem influenciar o coeficiente de permeabilidade (k) do solo, nomeadamente [20]:

- Granulometria;
- Índice de vazios;
- Grau de Saturação;
- Estrutura;
- Anisotropia;
- Macro-estrutura;
- Temperatura;
- Pressão nos poros.

Granulometria – numa barragem de aterro, uma partícula de água experimenta grandes variações de velocidade ao longo do seu percurso, justificado pelos sucessivos estrangulamentos e alargamentos dos poros entre as partículas dos materiais; intuitivamente percebe-se, que quanto menor forem as partículas do solo, menores serão as dimensões dos canais de fluxo e, conseqüentemente menor será a permeabilidade; nos solos com uma grande percentagem de partículas de grande diâmetro (partículas com diâmetro superior a 2mm), sem finos, o valor de k é superior a 0,01cm/s, já nos solos finos (partículas com diâmetro inferior a 0,074mm) os valores de k podem ser significativamente inferiores a este valor.



Índice de vazios – a permeabilidade dos solos está relacionada com o índice de vazios (quanto menor o índice de vazios, menores serão os valores da permeabilidade).

Grau de saturação – para o mesmo índice de vazios, geralmente solos com um grau de saturação mais elevado são mais impermeáveis.

Estrutura – o arranjo e a disposição dos grãos são importantes; solos que possuam macro poros na sua estrutura, como é o caso dos solos residuais, possuem, conseqüentemente, permeabilidades maiores; especialmente nos solos finos, a estrutura interna é uma das principais características a salientar; uma estrutura interna “floculada” apresenta maiores permeabilidades que uma estrutura interna “dispersa”, uma vez que a percolação é maior através de um canal grande do que de vários canais pequenos, da mesma secção total; conclui-se assim que quanto maiores forem os canais para um determinado volume de vazios, maior será a permeabilidade.

Anisotropia – em relação à anisotropia, usualmente os solos compactados exibem uma maior permeabilidade na direção horizontal, o que se deve à orientação das partículas.

Macro-estrutura – está relacionada com a quantidade e características que os solos guardam do material de origem (rocha mãe).

Composição mineralógica – a influência da composição mineralógica é explicada pela variação da superfície específica e capacidade de troca iônica.

Temperatura – quanto maior a temperatura, menor será a viscosidade da água (Figura 3.7), conseqüentemente maior será a permeabilidade.

Pressão nos poros – a permeabilidade depende da sucção que se instala nos poros do solo; a variação da permeabilidade com a pressão, depende do tipo de solos (Figura 3.8).

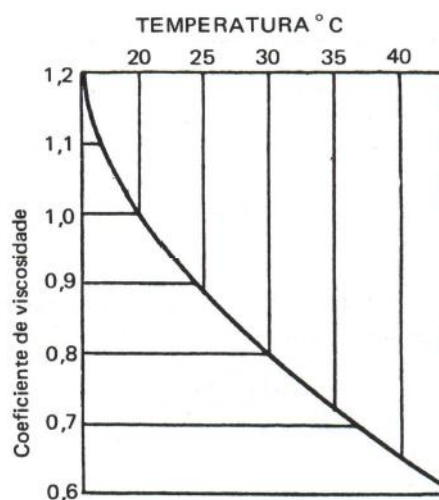


Figura 3.7 – Relação entre a temperatura e o coeficiente de viscosidade ( $\mu$ ) (adaptado de [18])

Torna-se difícil analisar os fatores separadamente, já que estão estritamente interligados.

A distribuição das partículas deverá ser suficientemente extensa para evitar que as partículas menores sejam arrastadas pela força de percolação. No caso de solos que não possuam essa característica, a percolação poderá produzir um arrasto de finos e o conseqüentemente aumento da condutividade hidráulica (Figura 3.8).

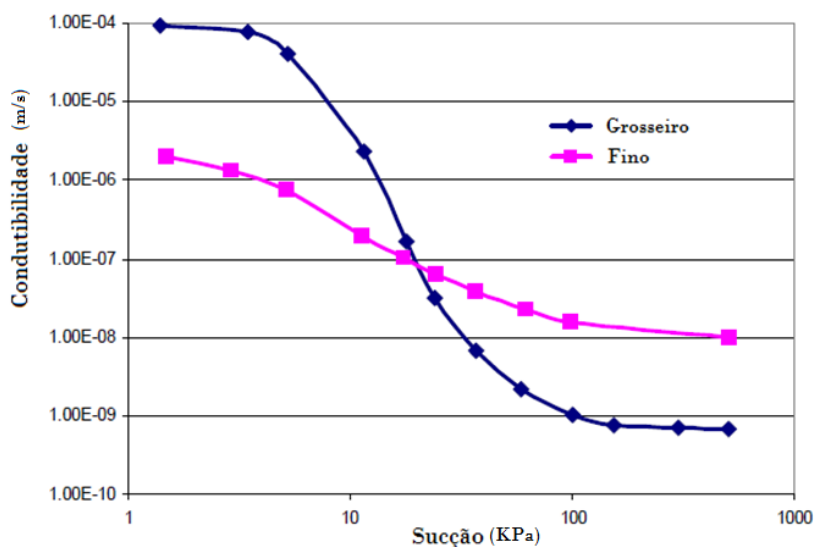


Figura 3.8 – Curva de condutividade tipo (adaptado de [21])

A capacidade de um solo para o transporte ou condução de água sob condições tanto saturadas como não saturadas é refletida pela função de que é determinada através de ensaios de laboratório.

O Quadro 3.1 apresenta as ordens de grandeza típicas do coeficiente de permeabilidade para os solos de origem sedimentar saturados.

Quadro 3.1 – Coeficientes de permeabilidade típicos de solos de origem sedimentar (adaptado de [17] e [22])

Tipo de solo	k (m/s)	Referência
Cascalho Limpos	$>10^{-2}$	[17]
Areia Grossa	$10^{-2}$ a $10^{-3}$	[17]
	$10^{-3}$	[22]
Areia Média	$10^{-3}$ a $10^{-4}$	[17]
	$10^{-4}$	[22]
Areia Fina	$10^{-4}$ a $10^{-5}$	[17]
	$10^{-5}$	[22]
Areia Siltosa	$10^{-5}$ a $10^{-6}$	[17]
Areia Argilosa	$10^{-7}$	[22]
Siltes	$10^{-6}$ a $10^{-8}$	[17]
	$10^{-6}$ a $10^{-9}$	[22]
Argilas	$10^{-8}$ a $10^{-10}$	[17]
	$<10^{-9}$	[22]

Consideram-se solos permeáveis, ou que apresentam drenagem livre, aqueles que têm permeabilidade superior a  $10^{-7}$  m/s. Os demais são solos impermeáveis ou com drenagem impedida (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 – Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade (adaptado de [17])

Tipo de Solo	Permeabilidade	k (m/s)
Solos permeáveis	Alta	$>10^{-3}$
	Média	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
	Baixa	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Solos Impermeáveis	Muito baixa	$10^{-7}$ a $10^{-9}$
	Baixíssima/Praticamente impermeável	$<10^{-9}$

### 3.3.2. MÉTODOS DE PREVISÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO SOLO SATURADO

Ao longo de décadas, vários investigadores têm desenvolvido métodos que visam a otimização de parâmetros para a determinação das propriedades hidráulicas. Os modelos existentes para a estimativa da condutividade hidráulica do solo (k) em função do teor de água (w) ou potencial matricial ( $\Psi$ ) podem ser subdivididos em três grupos: os empíricos, os macroscópicos e os estatísticos. Os empíricos relacionam os três fatores através de equações funcionais que não têm fundamento teórico, desenvolvidas até à década de 60. Os macroscópicos representam uma relação analítica entre os fatores deduzida com base na integração de fenômenos microscópicos. Os modelos denominados “estatísticos” estabelecem a relação entre Y ou w e a condutividade hidráulica relativa, sendo essa última a razão entre condutividade hidráulica não saturada e saturada. Nestes modelos, nos modelos estatísticos, o solo é considerado um conjunto de poros interconectados que conduzem água, quando saturados.

A divergência dos vários métodos e trabalhos desenvolvidos é notória, pelo que é impossível enunciarlos e debatê-los todos de forma clara. O armazenamento de água no solo é um fenômeno temporário ditado pela dinâmica da água no solo. Esse facto complica sua descrição matemática, o que fez com que ao longo do tempo fossem introduzidos conceitos não rigorosamente corretos do ponto de vista teórico, mas aceitáveis do ponto de vista prático [23].

Em geral, duas categorias de métodos podem ser distinguidas: métodos de medição e métodos de previsão.

Os métodos de medição/métodos calculados dependem de procedimentos experimentais, que tanto podem ser realizados em ensaios laboratoriais como em ensaios de campo. Quanto aos métodos de previsão/métodos estimados, estes baseiam-se numa medição precisa de processos de fluxo, sendo geralmente realizadas em pequenas amostras de solo, a representatividade do solo poderá ser assim questionada.

A presença de pedras, fendas, fraturas ou furos em perfis de solos não saturados, torna-se assim difícil de identificar, devido ao facto da amostra ser de pequena escala em laboratório. As técnicas de campo, apesar de serem mais difíceis de gerir e controlar, têm a vantagem de permitir estimar mais adequadamente as propriedades hidráulicas mais representativas do solo [24] e [25].

Apesar dos inúmeros trabalhos desenvolvidos, as técnicas de determinação da permeabilidade continuam dispendiosas e demoradas, especialmente quando são necessários dados para grandes áreas. O estabelecimento de métodos adequados para estimar propriedades hidráulicas do solo em áreas onde a quantidade de informação disponível é limitada continua a ser uma questão em estudo.

Alguns trabalhos realizados nos anos 80 do século XX propõem a determinação da permeabilidade dos solos através da granulometria.

A partir da equação (3.2), Rawls e Brakensiek (1989) [23] estimam a permeabilidade de solos saturados ( $k_s$ ) recorrendo a três parâmetros distintos: percentagem de argila (C), percentagem de areia (S) e porosidade (n), baseando-se em amostras de 1323 solos, todos eles recolhidos na zona sudeste dos EUA. O facto de os solos serem todos provenientes da mesma região, é uma das críticas apontadas à relação. A Figura 3.9 pretende ser uma representação gráfica da equação (3.2).

$$k_s = \exp[19.52348n - 8.96847 - 0.028212C + 0.00018107S^2 - 0.0094125C^2 - 8.39521n^2 + 0.077718Sn - 0.00298S^2n^2 - 0.019492C^2n^2 + 0.0000173S^2C + 0.02733C^2n + 0.001434S^2n - 0.0000035C^2S] \quad (3.2)$$

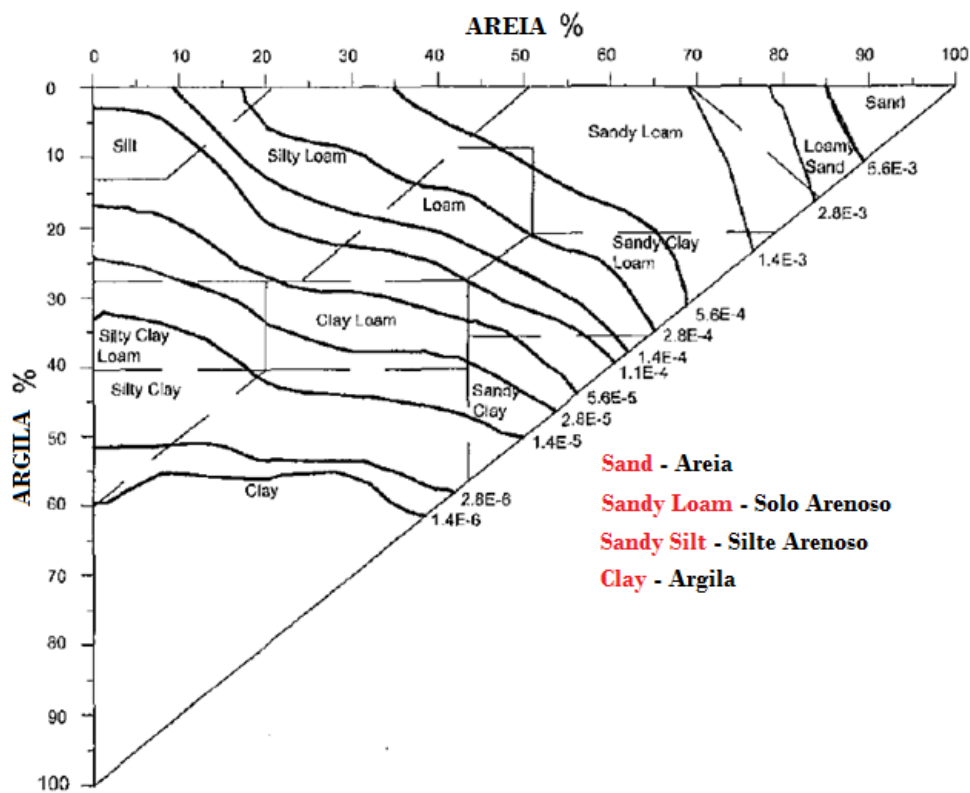


Figura 3.9 – Método gráfico para estimar  $k_s$  (cm/s) (adaptado de [26])

A equação e gráfico anteriores são válidos para solos com 5% a 70% de partículas de areia (2 a 0,05mm) e para solos com 5% a 60% de argila (< 0,002mm). Contudo, muitos dos solos do sudeste dos Estados Unidos têm uma muito elevada percentagem de partículas de dimensão areia; para casos

como este, o *The South Carolina Department of Health and Environmental Control* (SCDHEC) recomenda usar o máximo valor de  $K_s$ ,  $5,6 \times 10^{-3}$  cm/s.

Motivados por este facto, os mesmos investigadores definiram uma nova relação, para solos com mais de 70% de partículas de areia [26], a qual é apresentada na equação (3.3); neste caso não fazem depender a permeabilidade da porosidade.

$$K_s = \exp(99.49815337 - 2.808839211S + 0.017873264S^2 - 0.019881556SC + 0.000268919S^2C) \quad (3.3)$$

Na Figura 3.10 apresenta-se a relação entre os valores previstos e os valores medidos da permeabilidade, consoante as percentagens de areia e argila.

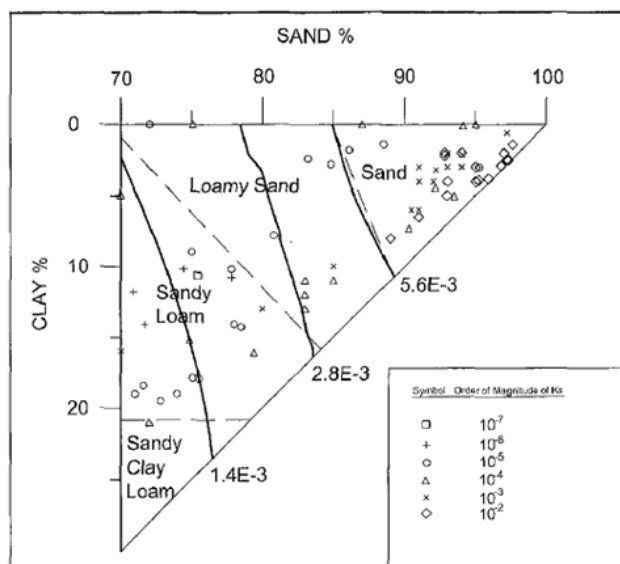


Figura 3.10 – Relação entre os valores previstos e os valores medidos da permeabilidade (adaptado de [26])

Várias investigações e modelos, como o modelo de Rosetta e o modelo SCDHEC, foram baseados nas primeiras conclusões de Rawls e Brakensiek [26] e [27]. No quadro 3.3 apresenta-se um indicador da qualidade dos referidos modelos, quando aplicados a um conjunto de dados. A relação da equação (3.3), a segunda formulada por Rawls e Brakensiek, traduz uma melhor aproximação, e a estimava mais grosseira é obtida pela relação proposta pelo SC DHEC.

$$\sqrt{\frac{1}{n} \sum (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (3.4)$$

em que:

$y_i$  – valor calculado

$\hat{y}_i$  – valor previsto

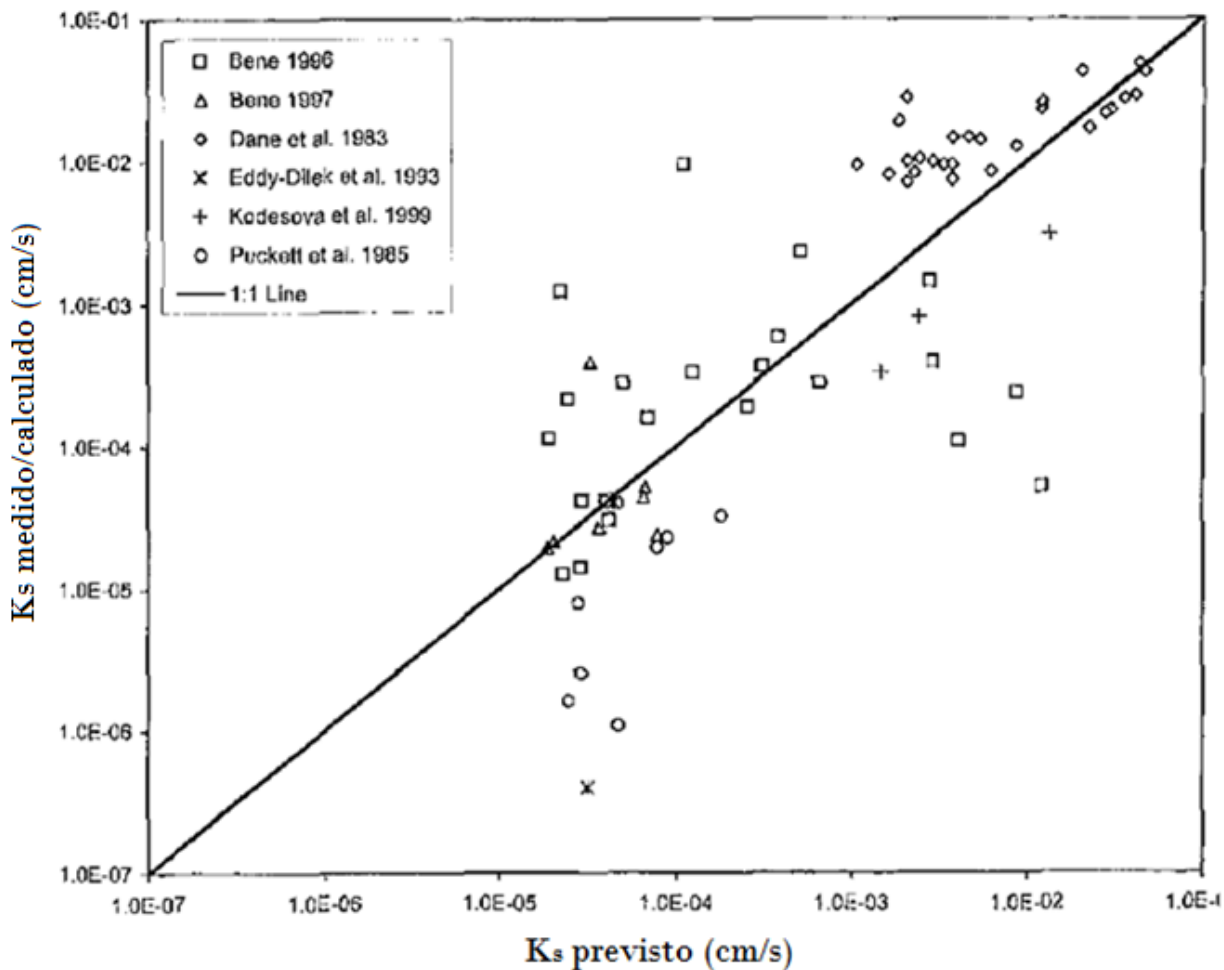


Figura 3.11 – Gráfico que relaciona Ks estimado e Ks previsto através da equação (3.3) (adaptado de [26])

Quadro 3.3 – Análise dos diferentes modelos

Modelos	$\sqrt{\frac{1}{n} \sum (y_i - \hat{y}_i)^2}$	Máxima diferença entre $(y_i - \hat{y}_i)^2$
Equação (3.2)	1,51	6,09
Equação (3.3)	0,79	3,03
Rosetta	1,11	3,19
SC DHEC	1,57	5,52

Baseado no quadro seguinte, apresenta-se de seguida, na Figura 3.12 uma análise gráfica onde se compara as aproximações protagonizadas pelos diferentes métodos. Cada coluna representa a soma em valor absoluto de todos os “erros” efetuados em cada um dos modelos, e o valor a branco em cada uma das colunas, representa a média desses desvios.

Quadro 3.4 – Comparação entre valores medidos e calculados de ks

Fonte de Dados	Valor de Ks (cm/s)				
	Medido	Equação (3.2)	Equação (3.3)	Rosetta	SC DHEC
Dane et al. (1983)	4,64E-02	1,24E-02	2,42E-02	9,54E-03	5,60E-03
	1,80E-02	8,86E-03	1,62E-03	4,51E-03	5,60E-03
	1,52E-02	1,29E-02	2,21E-02	8,11E-03	5,60E-03
Bene (1996)	2,51E-05	7,36E-03	1,36E-04	8,07E-04	5,60E-03
	5,84E-04	1,67E-03	3,09E-04	7,42E-04	5,60E-03
	8,23E-05	1,08E-02	4,51E-03	5,01E-03	5,60E-03
Bene (1997)	7,58E-05	3,55E-03	3,21E-05	5,20E-04	5,60E-03
Puckett et al (1985)	3,06E-05	3,30E-03	3,46E-05	1,50E-03	5,60E-03

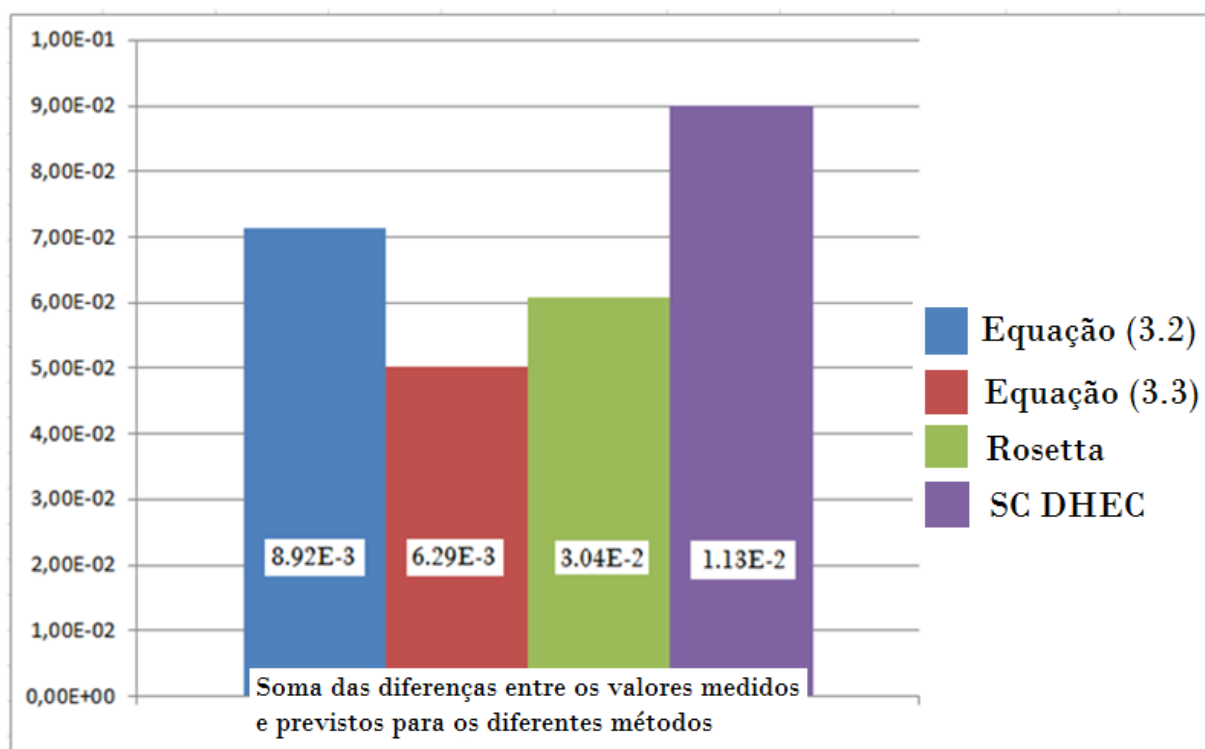


Figura 3.12 – Análise gráfica dos diferentes modelos com base na equação (3.4) – comparação entre o valor medido/calculado e o valor previsto de Ks no ensaio (adaptado de [26])

### 3.4. CONTROLO DA SEGURANÇA

#### 3.4.1. ANÁLISE DE RISCO E MODOS DE RUTURA

No sentido de promover a “redução do risco associado à construção e exploração de obras de engenharia” têm-se desenvolvido estudos específicos, no sentido de estabelecer medidas preventivas de situações indesejáveis e medidas de proteção, face a essas situações. Estas medidas visam evitar

e/ou reduzir a probabilidade de ocorrência dessas situações (preventivas) e limitar a gravidade das consequências (proteção).

Nenhum projeto é livre de risco. O risco pode ser gerido, minimizado, partilhado, transferido ou aceite. Não pode ser ignorado [28].

A avaliação do risco de uma estrutura, e, em particular, de uma barragem, é uma ferramenta que fornece pistas que podem fortalecer os aspetos relacionados com a prática da engenharia e a tomada de decisões sobre a respetiva segurança. São geralmente enfatizados os benefícios dos aspetos qualitativos da identificação sistemática dos modos de rutura e das consequências associadas a esses mesmos modos de rutura, bem como a sua comparação com critérios objetivos [28].

Na Figura 3.13 estão identificados os processos a considerar na gestão do risco.

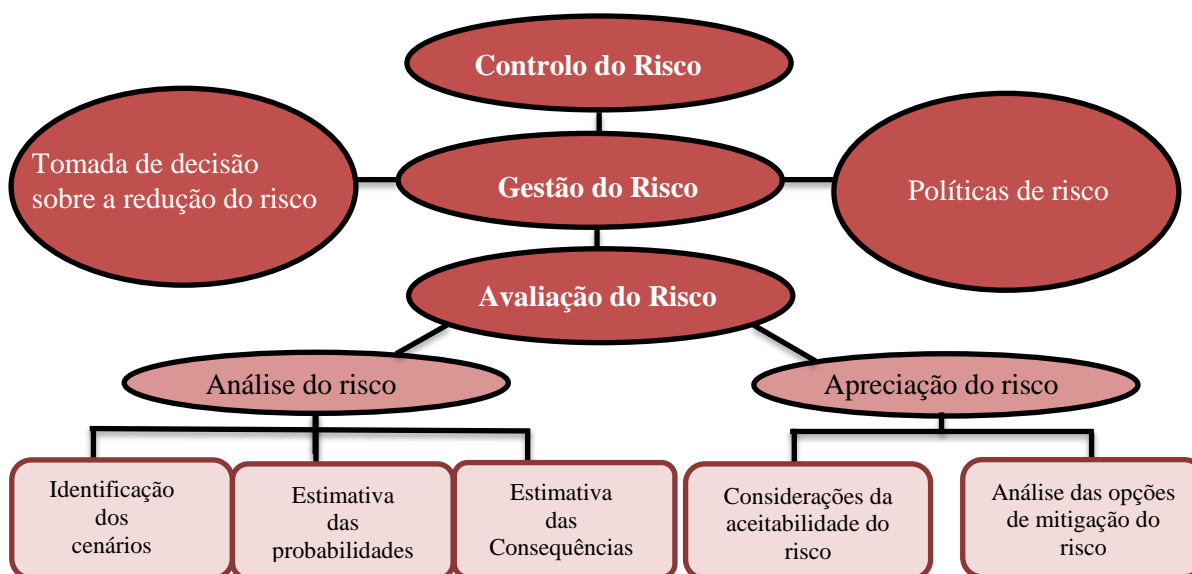


Figura 3.13 – Enquadramento da gestão do risco (adaptado de [28])

Uma análise de risco dependerá sempre do seu objetivo no enquadramento do processo de tomada de decisão subjacente. Previamente à realização de uma análise de risco, o engenheiro geotécnico deverá desenvolver em conjunto com a equipa de projeto e o decisor, um conhecimento partilhado das expetativas e do produto final desejado. Os objetivos das análises de risco estão, essencialmente, relacionados com a avaliação das condições de segurança das obras e do impacte da respetiva rutura sobre a sociedade [28].

Os grandes grupos de riscos numa barragem são:

- Risco associado a problemas Hidráulico-Operacionais;
- Risco sísmico;
- Risco associado a cheias.

A análise de risco envolve a consideração de pelo menos três elementos: o cenário, a probabilidade de ocorrência e a consequência associada. O risco associado a um cenário é traduzido pelo produto da probabilidade de ocorrência desse cenário pelas suas consequências [28].

O processo da análise do risco conduz à identificação do modo como as incertezas se podem combinar e como os cenários desfavoráveis se podem evidenciar, mesmo tendo um conhecimento incompleto



dos fenómenos envolvidos. Trata-se de uma matéria de natureza complexa, até para obras mais simples. Para as obras mais complexas, como as barragens de aterro, terá de ser considerado um maior número de conjuntos de análise [29].

Em barragens, a rutura estará associada a incapacidade de retenção de água e, eventualmente, a sua libertação não controlada para jusante, a qual põe em causa a segurança quer de pessoas quer de bens. Podem ser definidos dois tipos de rutura: a do tipo *I*, e a do tipo *II* [28].

- Rutura Tipo I – Leva ao abandono ou à demolição da estrutura;
- Rutura Tipo II – Não se exclui a possibilidade de reparação e de reposição em serviço da barragem.

Os incidentes, por seu lado, definem-se como anomalias suscetíveis de afetar, a curto ou a longo prazo, a funcionalidade da obra, e implicam a implementação de medidas de reabilitação e/ou de conservação, de uma forma simplista, é uma rutura ou acidente que requer reparos [28].

Quanto a acidente, define-se como um acontecimento ou uma sequência de acontecimentos imprevistos, do(s) qual(is) resultam ferimentos ou a morte de pessoas, danos materiais ou a combinação destas consequências [28].

Nesse contexto, apresenta-se uma metodologia para classificação de barragens baseada nos conceitos de risco, para que a avaliação da vulnerabilidade não seja tão subjetiva.

$$RISCO = [P_R + (V_M + V_P) \times C] \quad (3.5)$$

onde:

- $P_R$  – Potencial de risco,
- $V_M$  – Vulnerabilidade atual da estrutura
- $V_P$  – Vulnerabilidade da relação entre as recomendações e normas atuais, e os dados de projeto utilizados na concepção da obra.
- $C$  – estimativa de danos numa eventual rutura da barragem.

A equação (3.5) aborda vários índices para cálculo da consequência ( $C$ ), que levam em consideração a capacidade de escoamento, volume do reservatório e tipo de ocupação das áreas a jusante; índices para cálculo da condição atual das estruturas ( $V_M$ ), baseados em gravidade e urgências; itens de projeto usados na concepção da obra que definem uma escala de aproximação do projeto usado em relação às recomendações atuais ( $V_P$ ), além do potencial de risco ( $P_R$ ), que considera o tipo de barragem, tipo de fundação e idade da obra [30].

Num empreendimento de uma barragem, é necessário compreender e gerir todas as fases da vida da obra, desde o planeamento até a desativação sustentável. A Figura 3.14 ilustra as fases de análise de risco envolvidas ao longo do tempo. Na parte inferior da figura, observa-se que o risco é bastante reduzido nas primeiras fases de planeamento, projeto e construção. Após o primeiro enchimento, o risco é controlado por reavaliações e intervenções, necessárias por toda a vida da barragem, até a desativação sustentável. Essas análises de risco devem abranger sistemas ambientais, de segurança, social e aspetos económicos [30]. A gestão de riscos é uma ferramenta fundamental nas ações de prevenção, devendo ser rápida na predição e sempre atualizada.

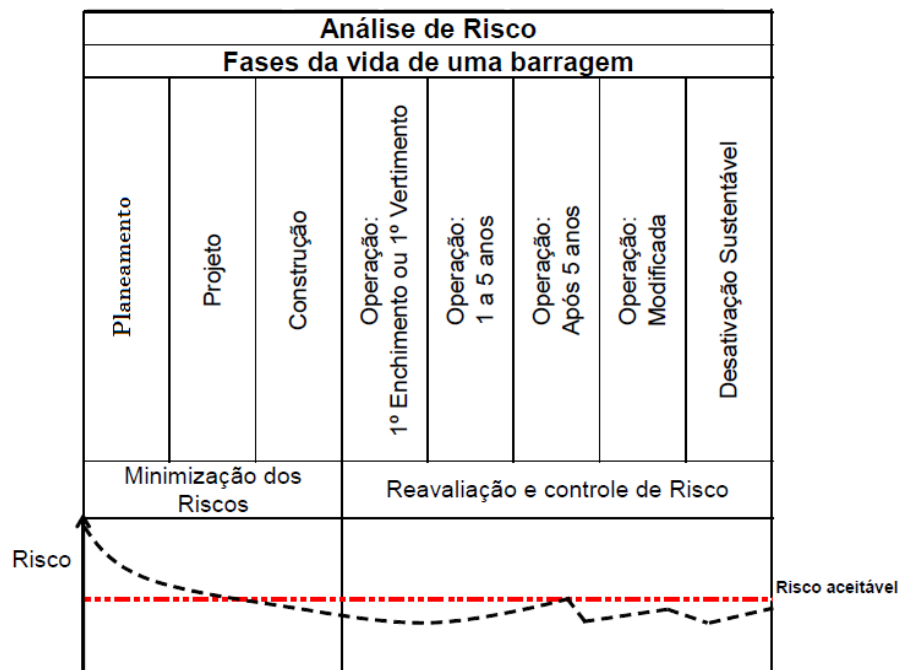


Figura 3.14 – Evolução do risco nas diversas fases da vida de uma barragem (adaptado de [30])

As normas aplicáveis em geotecnia, designadamente os Eurocódigos, não contêm explicitamente o conceito de risco, mas diferenciam as exigências de fiabilidade das estruturas em função das respetivas consequências. No final, as barragens são classificadas segundo a probabilidade de rutura e/ou acidente, as consequências e o risco associado.

Em barragens de aterro, as causas geradoras de acidentes podem agrupar-se em:

- Ações exteriores (ex: cheias, sismos);
- Anomalias nos procedimentos operacionais;
- Ações humanas ou acidentais;
- Deficiências de projeto ou de construção;
- Avarias de equipamentos;
- Atos de vandalismo ou sabotagem.

Os tipos de rutura identificados para estas estruturas são:

- Ruturas Hidráulicas;
- Movimentos de grandes massas;
- Erosão interna.

Ruturas hidráulicas – acontecem quando níveis de água elevados na albufeira induzem a um galgamento do aterro, devido quer a insuficiente capacidade de vazão do descarregador, quer a erros humanos na operação das comportas dos descarregadores, provocando uma possível erosão externa da fundação e/ou aterro [28].

Movimentos de grandes massas – ocorrem quando por exemplo o esvaziamento rápido da albufeira leva a instabilidade nos maciços estabilizadores. Este modo de rutura está essencialmente relacionado com propriedades inadequadas dos materiais ou singularidades da fundação não detetadas, como a presença de argilas plásticas na fundação, que em caso de molhagem poderá levar ao seu amolecimento, podendo provocar a rutura (parcial ou total) por corte na fundação [28].

Erosão interna – dos solos ou dos preenchimentos de discontinuidades, ao longo de condutas ou galerias (descarga ou tomada de água) ou nas proximidades de outras estruturas rígidas [28].

Na Figura seguinte ilustram-se quatro possíveis modos de rutura numa barragem de aterro para dois cenários de rutura distintos e os seus mecanismos de rutura [28].

O estabelecimento de modelos de comportamento pode ser feito quer através da modelação matemática e física da estrutura, quer através da análise do comportamento de estruturas similares (modelos empíricos, baseados em séries de registos). Neste caso, procuram-se registos de obras semelhantes e comparam-se com os que vão sendo obtidos na obra em análise.

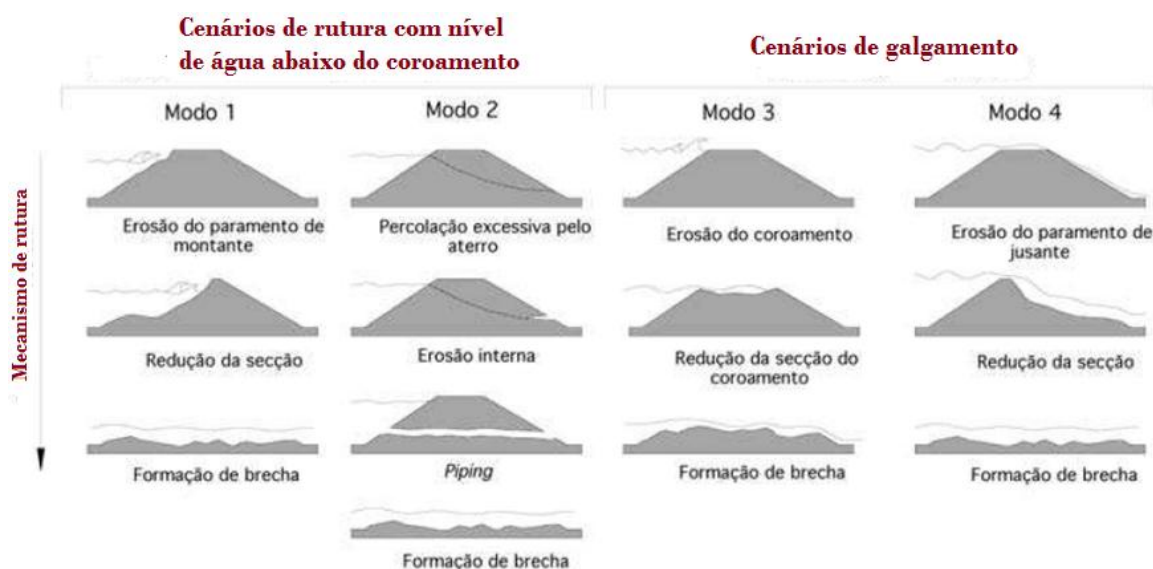


Figura 3.15 – Ilustração de possíveis modos de rutura (adaptado de [31])

A taxa de rutura dos vários tipos de barragens, devido a diferentes causas, permite uma visão global da robustez relativa e das tolerâncias destas estruturas a diferentes solicitações e condições ambientais [28]. Com o passar dos anos as tendências para um certo tipo de rutura em detrimento de outra foram-se alterando, o que se pode justificar pela evolução do conhecimento e dos processos de análise, pelo aumento de fiabilidade dos equipamentos, pela existência entidades com maior e melhor formação, e pelo aumento do controlo, durante o projeto, a construção e a exploração. O quadro seguinte mostra como a evolução da segurança tem vindo a ser uma preocupação constante, registando-se um decréscimo de ruturas ao longo do tempo (Quadro 3.5).

Outras análises estatísticas realizadas permitiram verificar que o tipo de ruturas, de acidentes e de incidentes, varia de país para país, refletindo provavelmente a sua respetiva capacidade económica e tecnológica [32].

Quadro 3.5 – Estatística dos modos de rutura registados em grandes barragens de aterro construídas antes e depois de 1950 (adaptado de [28])

Grandeza	Construídas antes de 1950	Construídas depois de 1950
Nº total de barragens	2356	8836
Nº de ruturas	88	48
Nº de ruturas estruturais	41	25
Frequência média de ruturas	0,0374	0,0054
Frequência média de ruturas estruturais	0,0174	0,0028
Frequência média anual de ruturas	$8,6 \times 10^{-4}$	$2,7 \times 10^{-4}$
Frequência média anual de ruturas estruturais	$3,6 \times 10^{-4}$	$1,6 \times 10^{-4}$

### 3.4.2. INCERTEZAS ASSOCIADAS À ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os valores dos parâmetros para o projeto geotécnico baseiam-se na informação geotécnica disponível e nos dados recolhidos através da prospeção. No entanto, os solos são inerentemente heterogéneos e muitos deles constituídos por camadas irregulares, em que existe uma grande variância nas suas características (compacidade, consistência, teor em água e outras características que afetam a sua resistência e deformabilidade), pelo que qualquer estimativa está sujeita a uma incerteza considerável. Uma das formas de lidar com estas incertezas será recolher um grande número de observações, estudar a variabilidade da grandeza medida e adotar um valor com um elevado nível de confiança [28].

Na figura seguinte resumem-se as contribuições mais importantes para as incertezas associadas à estimativa dos parâmetros geotécnicos.

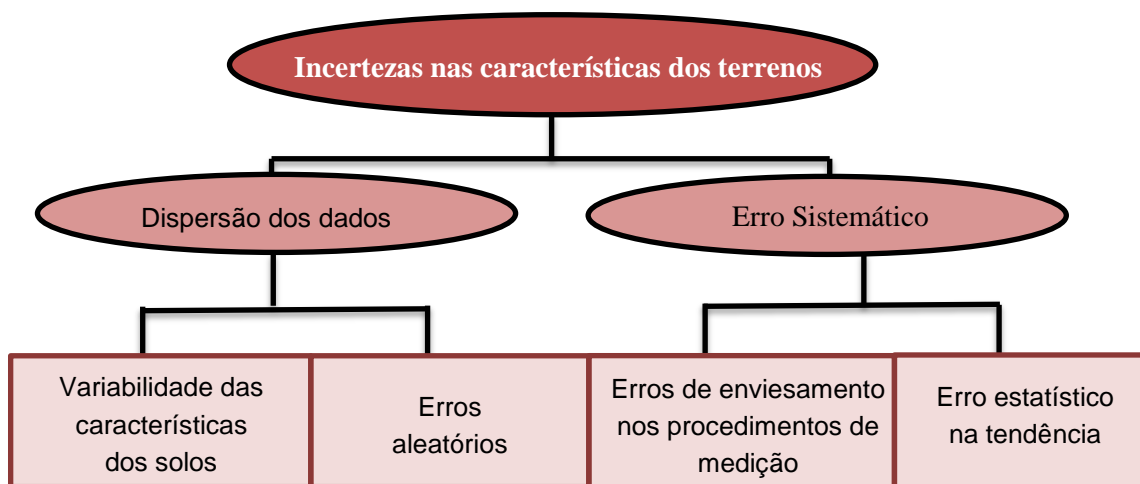


Figura 3.16 – Incertezas associadas à estimativa dos parâmetros geotécnicos (adaptado de [28])

A dispersão dos dados está relacionada com a variabilidade das características (real, espacial ou temporal) ou com erros aleatórios decorrentes de medições, perturbações na medição, designados por

ruído na medição ou erros aleatórios. Existem também erros grandes e sistemáticos designados por erros de enviesamento, que poderão advir da diferença entre o desempenho observado e o previsto, provocados por desvios na medição ou por simplificações admitidas aquando da leitura e interpretação de ensaios (erros de enviesamento nos procedimentos de medição). Em relação aos erros estatísticos da tendência, estes são devido ao limitado número de ensaios que por vezes são realizados, levando a possíveis “conclusões erradas”, trata-se assim de um erro sistemático, uma vez que esse valor produzirá erros em todos os locais onde seja considerado [28].

De acordo com [28] apresenta-se no seguinte quadro intervalos de valores do coeficiente de variação de alguns parâmetros geotécnicos.

Quadro 3.6– Coeficientes de variação dos parâmetros geotécnicos (adaptado de [28])

Parâmetro	Coeficiente de variação (%)	Referência
Peso Volúmico	3 4 a 8	Hammit (1966), Wolff (1994)
Resistência drenada de areias	3,7 a 9,3 12	Wolff (1994) Schultze (1972)
Resistência drenada de argilas	7,5 a 10,1	Wolff (1985) em argilas compactadas
Resistência não drenada de argilas	40 30 a 40 11 a 45	Fredlund e Dahlman (1972), Wolff (1994) Wolff (1985) em argilas compactadas
Razão entre a resistência e a tensão efetiva	31	Wolff (1994)
Coeficiente de permeabilidade	90	Nielson, Biggar e Erh (1973),
Permeabilidade do tapete argiloso	20 a 30	Wolff (1994)
Permeabilidade da fundação em areia	20 a 30	Wolff (1994)
Permeabilidade do aterro em areia	30	Wolff (1994)

### 3.5. FENDILHAÇÃO DE BARRAGENS DE ATERRO

#### 3.5.1. CLASSIFICAÇÃO E MECANISMOS DE FORMAÇÃO DE FENDAS

O papel da fendilhação nas barragens de aterro, com particular incidência na sua segurança estrutural, foi levantado por Casagrande, em 1950 [10]. Só após este trabalho onde se formulou a hipótese da ocorrência da erosão interna, através de fendas existentes no aterro, passou a haver maior consciencialização desta problemática, provocando o aparecimento de algumas contribuições e discussões sobre o assunto.

As fendas que se desenvolvem nos aterros podem ser classificadas de acordo com a sua localização e em relação à sua posição [33].

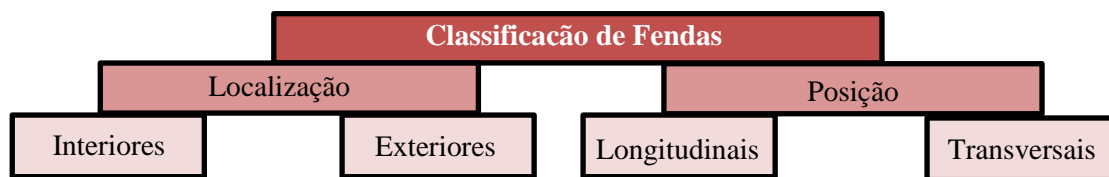


Figura 3.17 – Classificação das fendas segundo a sua localização e posição (baseado em [33])

As fendas longitudinais têm um desenvolvimento paralelo ao desenvolvimento longitudinal da barragem, e as transversais são perpendiculares às primeiras. As fendas transversais são potencialmente mais perigosas, pois podem influenciar a segurança estrutural da barragem, contribuindo particularmente para os mecanismos de erosão [33].

Uma fenda pode ser detetada do seguinte modo:

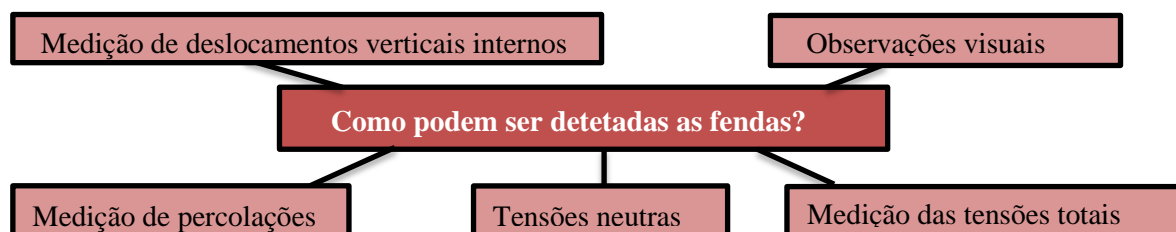


Figura 3.18 – Várias formas de deteção de fendas

A inspeção visual e a interpretação dos valores fornecidos pelos dispositivos de observação poderão permitir a localização de uma fenda atempadamente, sem que esta crie danos de maior. Poderá também ser possível detetar uma fenda através da análise dos caudais percolados, em particular se for possível fazer um zonamento do maciço.

A medição das tensões neutras no núcleo pode também fornecer informação relevante relativamente à eventualidade de existirem fendas. A obtenção de valores relativamente distintos daqueles que são esperados, obtidos a partir da interpretação da rede de percolação expectável para estruturas semelhantes, pode indiciar comportamentos desadequados.

A análise dos assentamentos da estrutura, em particular dos assentamentos diferenciais, poderá dar indicações sobre o eventual desenvolvimento de fendas internas.

A medição de tensões totais em vários pontos poderá dar indicação sobre a eventualidade de ter havido transferências de tensão por “efeito de arco”, nomeadamente do núcleo para os maciços estabilizadores (em princípio menos deformáveis), e daí poderem decorrer fenómenos de fratura hidráulica. No caso muito específico de a fenda se desenvolver na zona em que está instalada a célula, a tensão medida será muito distinta da espectável, podendo anular-se.

Um dos aspetos de mais difícil resolução é definir as medidas a tomar quando o comportamento da estrutura se desvia do normal. A abordagem do problema implica o conhecimento claro e inequívoco das causas e consequências das deteriorações, para que se esteja em condições de definir os critérios de intervenção mais adequados, tendo em conta os riscos envolvidos e os custos das reparações.

As fendas detetadas durante o enchimento e exploração da albufeira podem ser tratadas através de injeções de calda de cimento. Os níveis de penetração e pressão da injeção deverão ser bem controlados (dependem da granulometria dos solos) para que não ocorra a fracturação hidráulica ou a amplificação das fraturas existentes [34].

A Figura 3.19 representa o perfil-tipo da barragem de Balderhead, construída na Inglaterra em 1965. Trata-se de uma barragem zonada com um núcleo de material argilo-arenoso e maciços estabilizadores xistosos. Em 1967, dois anos após o enchimento da albufeira, apareceram buracos de grande dimensão no coroamento, do lado de montante. As investigações levaram à conclusão da existência de fendas e que as percolações através delas provocaram a erosão de uma parte considerável do núcleo [34].

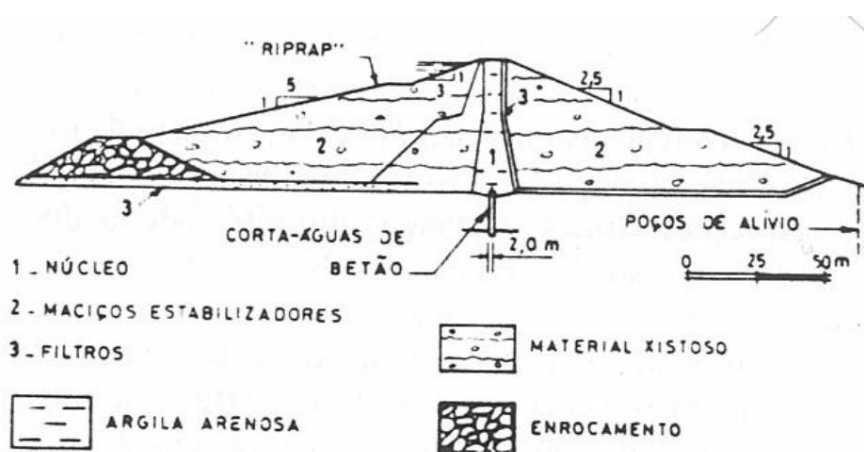


Figura 3.19 – Perfil-tipo da barragem de Balderhead (adaptado de [34])

Nos trabalhos de recuperação da barragem foram efetuadas observações de perdas de água em furos de sondagem. Diagnosticada a situação, procedeu-se a injeções de uma calda de argila-cimento para aumentar o estado de tensão no núcleo e à construção de uma parede moldada de betão plástico. As medidas adotadas revelaram-se eficazes, nada havendo de anormal a apontar no comportamento posterior da barragem.

### 3.6. INSTABILIDADE DE ORIGEM E EROSÃO INTERNA

Este subcapítulo apresenta uma revisão bibliográfica sucinta relativa a fenómenos de erosão do solo, nomeadamente no âmbito da construção de barragens.

Os primeiros métodos para projetar barragens de aterro para resistir aos fenómenos de erosão interna, foram desenvolvidos no início do século XX. Os critérios a considerar nos filtros para fazer face a solos dispersivos foram aperfeiçoados na década de 70. Têm sido também desenvolvidos procedimentos laboratoriais padronizados para avaliar a possibilidade de ocorrência desses fenómenos, tal como se descreverá neste trabalho. Trabalhos recentes destacam as poucas ocorrências dos fenómenos de erosão interna e o papel que o adequado dimensionamento e construção poderão ter na existência das ruturas.

A erosão dos materiais da barragem foi a principal preocupação de vários investigadores que ao longo do século XX se dedicaram ao estudo dos fenómenos que lhe davam origem, e à avaliação da maneira mais adequada de os prevenir e de os detetar atempadamente. Vários fatores têm sido discutidos, como

a homogeneidade ou a anisotropia das propriedades, o grau de compactação dos materiais utilizados no processo de construção, a sua condutividade hidráulica, a pressão (dependente do nível de água na albufeira), a velocidade da água no interior da massa do solo, bem como o gradiente hidráulico.

A erodibilidade dos solos é um dos aspetos mais relevantes no âmbito da análise da erosão em barragens. Pode ser definida como a relação entre a velocidade da água que flui sobre o solo e a taxa de erosão correspondente experimentada pelo mesmo. Esta definição de erodibilidade apresenta alguns problemas porque a velocidade da água é uma grandeza vetorial que varia em todo o fluxo e é teoricamente nula na interface solo-água. É preferível quantificar a ação da água sobre o solo, utilizando a tensão de corte aplicada pela água sobre o solo na interface água-solo (Figura 3.20). Assim a erodibilidade de um solo pode ser definida através da relação entre a taxa de erosão e a tensão de corte na interface solo-água [19].

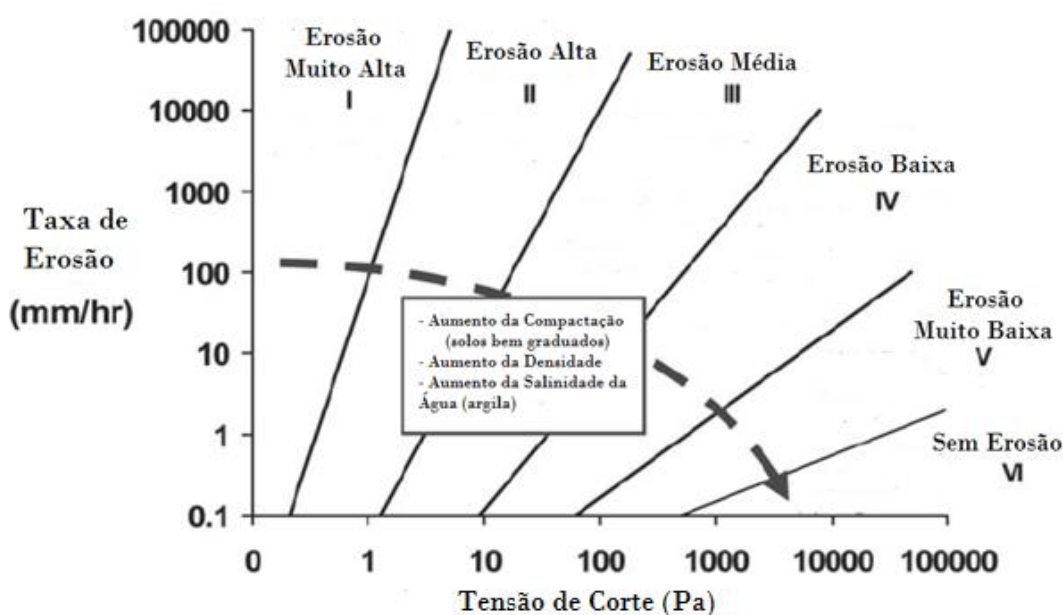


Figura 3.20 – Categorias de erosão em solos e rochas em função da tensão de corte (adaptado de [19])

Este processo não foi desenvolvido na dissertação, apenas foi referido a título informativo. Para efeitos de análise, a erodibilidade foi estudada a partir do cálculo da velocidade de fluxo e do gradiente hidráulico.

### 3.6.1. GRADIENTE HIDRÁULICO

A velocidade do fluxo de água através da massa de solo depende da condutividade hidráulica do solo e do gradiente hidráulico.

A condutividade hidráulica do solo, tal como já se referiu, é determinada através de ensaios de laboratório ou de campo.

Atendendo ao esquema da Figura 3.21, o gradiente hidráulico ( $i$ ) é dado pelo quociente entre a diferença de carga ( $h_1 - h_2$ ) calculada entre a entrada e saída do volume percolado, e o comprimento ( $L$ ) desse volume, sendo:



$$i = \frac{(h_1 - h_2)}{L} = \frac{\Delta h}{L} \quad (3.6)$$

Assim,

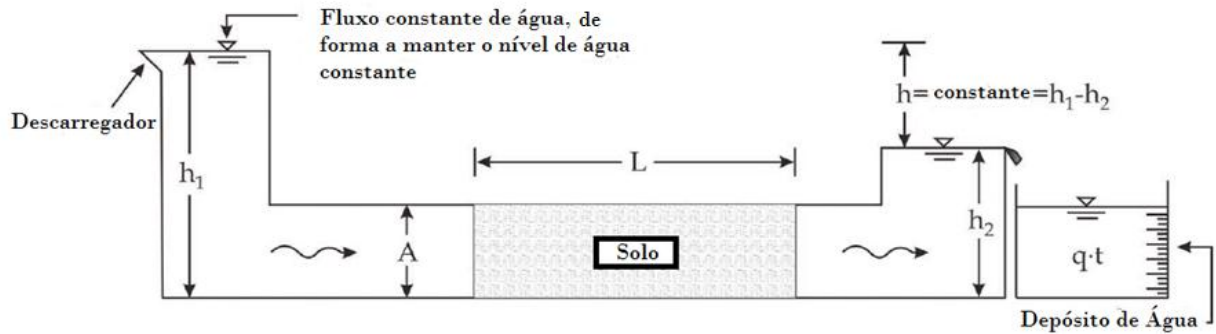


Figura 3.21 – Permeômetro com o nível de água constante (adaptado de [19])

Quando o gradiente hidráulico é suficientemente elevado para que a resultante da força de percolação e da impulsão iguale a força gravítica, anulando deste modo as tensões efetivas e levando a que as forças de atrito de resistência contra a erosão se anulem, ele designa-se por gradiente hidráulico crítico,  $i=i_{CR}$  (Figura 3.22). O gradiente hidráulico é uma grandeza adimensional. Quando crítico varia geralmente entre  $1 \pm 0,20$  [17] e [19].

A Figura 3.22 representa um metro cúbico de um solo submerso em condições hidrodinâmicas, quando:

- Lado esquerdo  $\Rightarrow j(i + \gamma_w) + \gamma_w < \gamma$
- Lado direito  $\Rightarrow j(i + \gamma_w) + \gamma_w = \gamma$

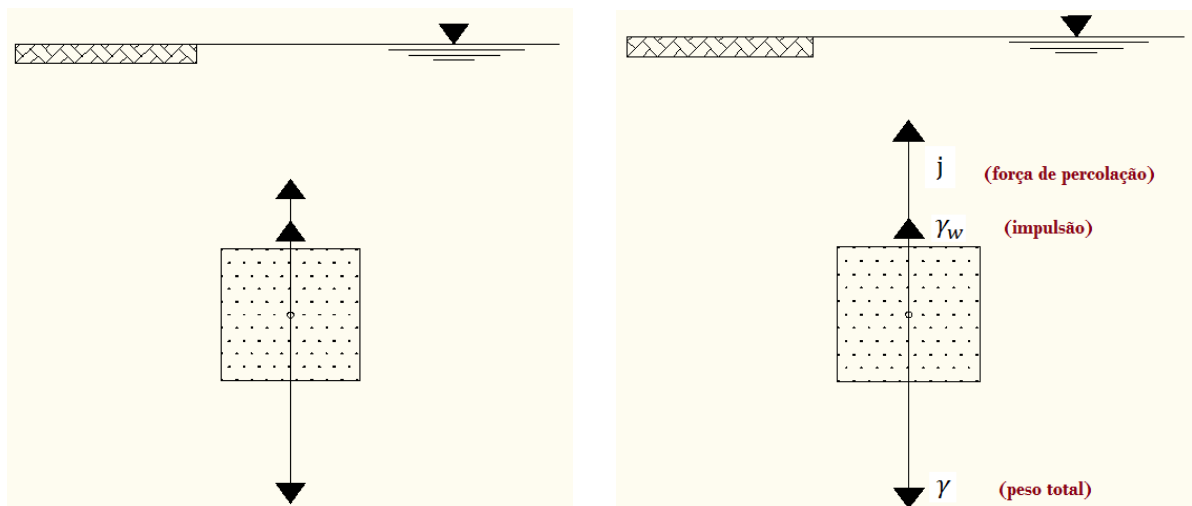


Figura 3.22 – Forças aplicadas sobre um metro cúbico de solo submerso em condições hidrodinâmicas

O gradiente hidráulico crítico é considerado dependente do coeficiente de uniformidade do solo –  $C_u$ , ou seja, o risco de ocorrência de erosão interna aumenta com o aumento de  $C_u$  [35].

$$i_{cr} = \begin{cases} 0,3 \text{ a } 0,4 & \text{para } C_u < 10 \\ 0,2 & \text{para } 10 \leq C_u \leq 20 \\ 0,1 & \text{para } C_u > 20 \end{cases} \quad (3.7)$$

Vários investigadores, baseando-se em estudos empíricos, têm proposto valores para o gradiente hidráulico crítico, em função do tipo de solos analisados, como apresentado no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Gradientes hidráulicos críticos para iniciar a erosão interna (adaptado de [35])

Material	Gradiente Hidráulico Crítico	
	Fluxo Horizontal	Fluxo vertical ascendente
Instável	0,16 - 0,17	0,20 -0,30
Estável	0,70	1,0

Quadro 3.8 – Gradientes hidráulicos críticos para iniciar a erosão interna em materiais instáveis (adaptado de [35])

Tipo de Solo	Cascalho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina
$i_c$ Chugaev	0.25	0.25	0.11	0.10
$i_c$ Bligh	0.11	0.083		0.067
$i_c$ Lane	0.095	0.067	0.056	0.048
$i_c$ Mueller-Kirchenbauer, limite inferior		0.12	0.08	0.06
$i_c$ Mueller-Kirchenbauer, limite superior		0.17	0.10	0.08
$i_c$ Weijers and Sellmeijer, $C_u = 1,5$	0.28	0.18	0.16	0.09
$i_c$ Weijers and Sellmeijer, $C_u = 3$	0.34	0.28	0.24	0.14

De acordo com [35], Skempton e Brogan (1994) observaram, através de ensaios laboratoriais, que havia um decréscimo significativo no gradiente crítico em materiais internamente instáveis (materiais que podem não ser capazes de reter as suas próprias partículas finas; têm uma curva granulométrica descontínua). Para contemplar esses casos, alguns autores afirmam, que o gradiente hidráulico deverá ser considerado crítico quando apresentar um valor de 0,7 a 0,8 ou superior.

Assim, conclui-se que é importante diferenciar solos internamente instáveis e solos internamente estáveis, relativamente ao gradiente hidráulico crítico. Para solos internamente estáveis pode considerar-se um gradiente entre 0,7 e 1,0, enquanto que para os solos internamente mais instáveis deve considerar-se um valor de cerca de 0,16 a 0,30, devido a serem mais suscetíveis à migração de partículas finas [35]. O valor depende também da orientação do fluxo, caso se trate de fluxo vertical ascendente, o gradiente crítico admissível é superior, em comparação a quando se trata de fluxo horizontal.

Os maiores gradientes hidráulicos ocorrem a profundidades próximas da base da barragem, a jusante. É pois aí que as forças de percolação de sentido oposto ao da gravidade são máximas, e onde se formam os blocos potencialmente instáveis (Figura 3.23) [17].

O levantamento hidráulico verifica-se quando os gradientes hidráulicos geram forças de percolação que anulam as tensões efetivas do solo numa dada secção. No caso do problema em questão manifesta-se pelo levantamento do solo junto à zona enterrada da barragem a jusante (Figura 3.23) [17].

A estabilidade relativa ao levantamento hidráulico é verificada pelo fator de segurança dado na equação (3.8).

$$F = \frac{i_{cr}}{i_{m\u00e9dio}^{bpi}} \quad (3.8)$$

onde,

- $i_{m\u00e9dio}^{bpi}$  – Gradiente hidráulico médio do bloco potencialmente instável;
- $i_{cr}$  – Gradiente hidráulico crítico - quando a resultante da força de percolação e da impulsão iguala a força gravítica.

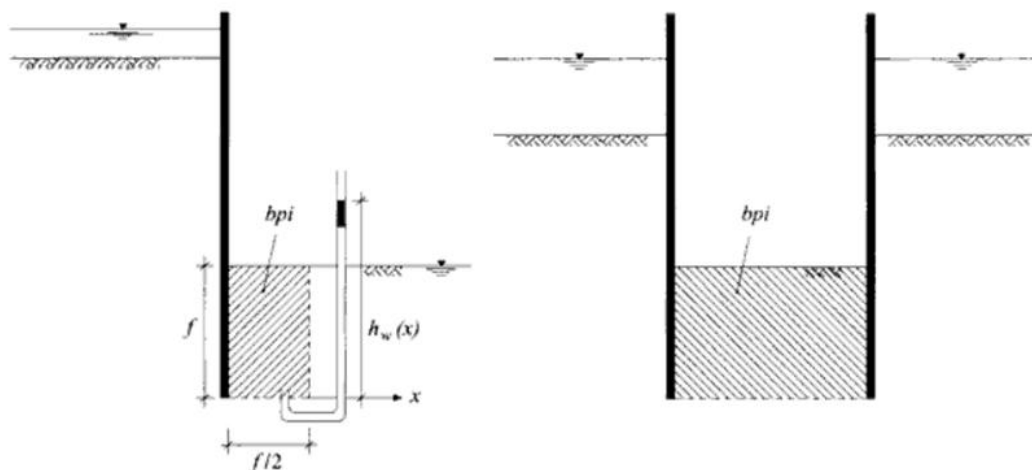


Figura 3.23 – Exemplo de blocos potencialmente instáveis (adaptado de [17])

Como se sabe, o tipo de construção analisado neste trabalho, é muitas vezes sujeito a mudanças bruscas em relação ao nível da água, que modificam as condições de fluxo no interior da massa do solo. Velocidade de fluxo, gradientes hidráulicos e forças de percolação em condições extremas, poderão causar problemas de erosão que variam desde pequenos/médios problemas, a problemas graves podendo levar inclusive à rutura total da estrutura.

Estes fenómenos de regime transitório em que se dá um rápido enchimento/esvaziamento do nível de água na albufeira, são problemas complexos, em que a dimensão e velocidade de enchimento/esvaziamento, condutividade hidráulica e porosidade dos materiais que constituem a barragem, sua estrutura e inclinação, são importantes.

### 3.6.2. MECANISMO DO PIPING

O principal objetivo na adoção de filtros de proteção é evitar fenômenos de erosão tubular, conhecido internacionalmente por *piping*, pelo que se julga profícuo alguns comentários a esse respeito.

Várias expressões são usadas quando se fala de erosão interna. Alguns autores consideram erosão interna e erosão tubular (*piping*) a mesma coisa, o que não é correto, pois o *piping* trata-se de uma forma de erosão interna, mas existem outras. A erosão interna ocorre quando as partículas do solo dentro de uma barragem de aterro ou na sua fundação, são transportadas a jusante pelo fluxo de infiltração, podendo essa erosão ser iniciada por arrastamento concentrado de partículas finas, erosão do solo em contato, *suffusion* ou *piping* [36].

A erosão por um arrastamento concentrado pode ocorrer numa fenda, tanto em aterro como na fundação, geralmente em zonas permeáveis, contendo materiais grosseiros mal compactados que cria um número de espaços vazios grande. É causada pelo assentamento diferencial, fraturas devido a causas meteorológicas (congelamento, descongelamento). A concentração de fluxo provoca a erosão das paredes da fenda [36] e [37].

A erosão do solo em contato (apelidado também de “*external suffusion*” ou “*surface suffusion*”) envolve a erosão seletiva de partículas finas a partir do contato com uma camada mais grossa, por exemplo, o que acontece ao longo do contato entre partículas de silte e cascalho [36] e [37].

*Suffusion* é uma forma de erosão interna, a qual envolve a erosão de partículas finas da matriz de partículas mais grosseiras. As partículas finas são removidas através dos espaços vazios entre as partículas de maiores dimensões pelo fluxo de escoamento, deixando para trás um esqueleto-solo intacto formado pelas partículas mais grosseiras [36]. Tem início a montante por ação da água e caminha para jusante abrindo “canais”, onde a permeabilidade for maior. Esses “canais” vão sendo gradualmente maiores, abrindo um “caminho preferencial” para a água emergir do lado de jusante.

A rutura por *piping* é um fenômeno que ocorre por erosão regressiva, ou seja, o avanço é no sentido contrário ao do fluxo, provocando ruturas concentradas no maciço, havendo migração interna de grãos finos pelo fluxo de percolação através de solos instáveis, levando à formação de um tubo (daí, em português ser chamado de erosão tubular), originado do carreamento de pequenas partículas de silte e argila, de jusante para montante, no maciço de solo compactado. Poderá também acontecer por uma fuga concentrada de partículas no sentido do escoamento numa zona altamente permeável [30], [35] e [36]. O *piping* é visível quando o caudal emerge na superfície do maciço, onde o movimento das partículas pode ser observado, assemelhando-se a uma “efervescência” [14].

Nas Figuras 3.24 e 3.25 apresenta-se esquemas de erosão regressiva, conhecida internacionalmente por *backward*, uma das formas da ocorrência de *piping*. Descreve um processo em que o material começa a corroer a uma saída livre e não filtrada do caminho de percolação para trás no sentido da face a montante da barragem [35].

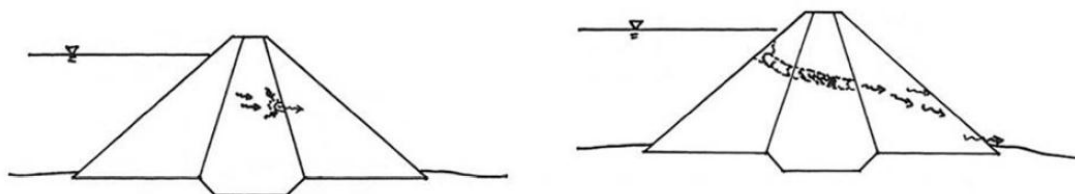


Figura 3.24 – Ocorrência de erosão interna por erosão regressiva (*backward*) (adaptada de [35])

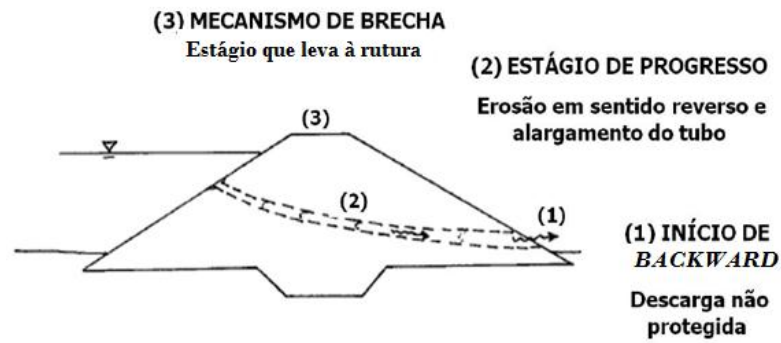


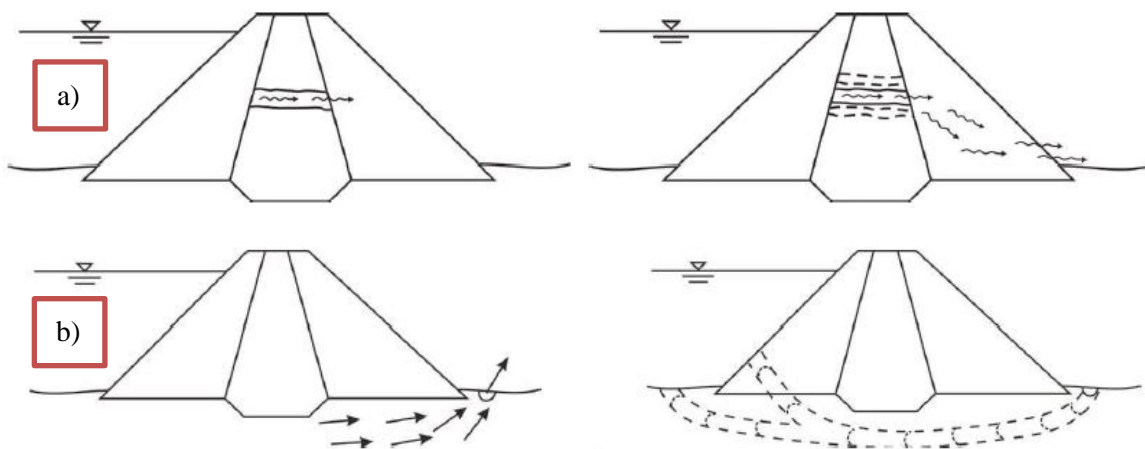
Figura 3.25 – Estágios de desenvolvimento de rutura de erosão interna por *backward* (1) progredindo depois para *piping* (2) (adaptado de [30])

A erosão interna tem maior possibilidade de ocorrer em solos incoerentes, areias finas e bastante uniformes, sendo este último o caso “mais problemático”, uma vez que a sua uniformidade facilita o movimento dos grãos, bastando uma partícula “abrir um caminho”, para que se inicie um processo irreversível, devido à falta de partículas de maior dimensão capazes de pôr fim a essa passagem. Para além disso, essas partículas desprendem-se com facilidade umas das outras, devido à inexistência de coesão, e como são finas, o processo de arraste pelas forças de percolação é facilitado [14].

Como se observa na Figura 3.26, o *piping* poderá ser dividido em quatro fases e poderá ocorrer de diversas formas:

- a) Através do Aterro;
- b) Através da Fundação;
- c) Através do Aterro para a Fundação.

Sublinha-se o facto de se tratar de um processo consideravelmente rápido, podendo demorar cerca de 2 a 12 horas. Posteriormente será abordado o “fator tempo” em maior detalhe.



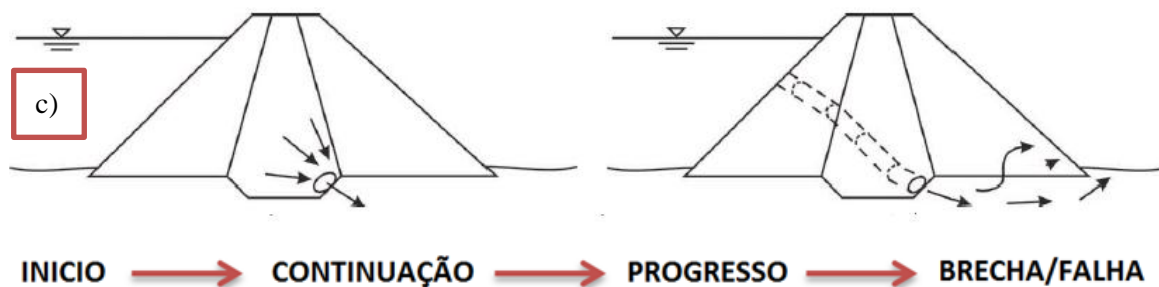


Figura 3.26 – Desenvolvimento do processo de *piping* numa barragem de aterro (adaptado de [19])

A figura anterior reflete o mecanismo de progresso de *piping* desde a sua fase inicial até se dar a rutura, passando pela formação de “entubamento” (formação de um tubo de escoamento preferencial) concentrado no maciço, até o progresso e o alargamento na forma de brecha, iniciando assim a erosão do solo, com conseqüente rutura e esvaziamento de toda a água do reservatório. De uma forma simplista, pode-se afirmar, que este processo não é mais que uma descarga não protegida de água/materiais para jusante [19] e [30].

Este fenómeno de fugas de água concentradas, varia consoante a forma e tipo de instabilidade interna. Pode resultar, por exemplo, de uma fraca compactação do solo, assentamentos diferenciais ou ação da geada, havendo ajustes nas partículas, especialmente nas que constituem solos instáveis, tal como as areias grossas e/ou cascalhos. Estes, pelo facto de terem pequenas quantidades de solos finos, estão sujeitos a um maior número de ajustes, propiciando assim maior probabilidade de ocorrência de processos instáveis em comparação com os solos de plasticidade elevada (argilas) que são menos vulneráveis à erosão [19], [30], e [35].

Na Figura 3.27 apresenta-se um esquema, que pretende retratar o que realmente sucede dentro do núcleo/filtro aquando de fenómenos de *piping*.

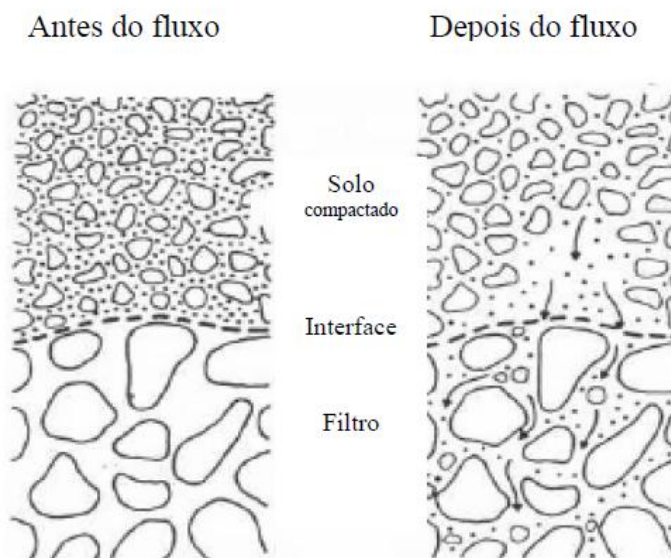


Figura 3.27 – Mecanismo de formação de *piping* (adaptado de [30])

Mostram as estatísticas que as barragens de aterro são as mais suscetíveis de sofrerem acidentes com rutura (76% dos casos, segundo a ICOLD em 1980).

A erosão interna, em especial o *piping*, é uma importante causa de rutura e acidente em barragens. Até 1986, no que se refere às grandes barragens, as estatísticas de rutura são as apresentadas na Figura 3.28.

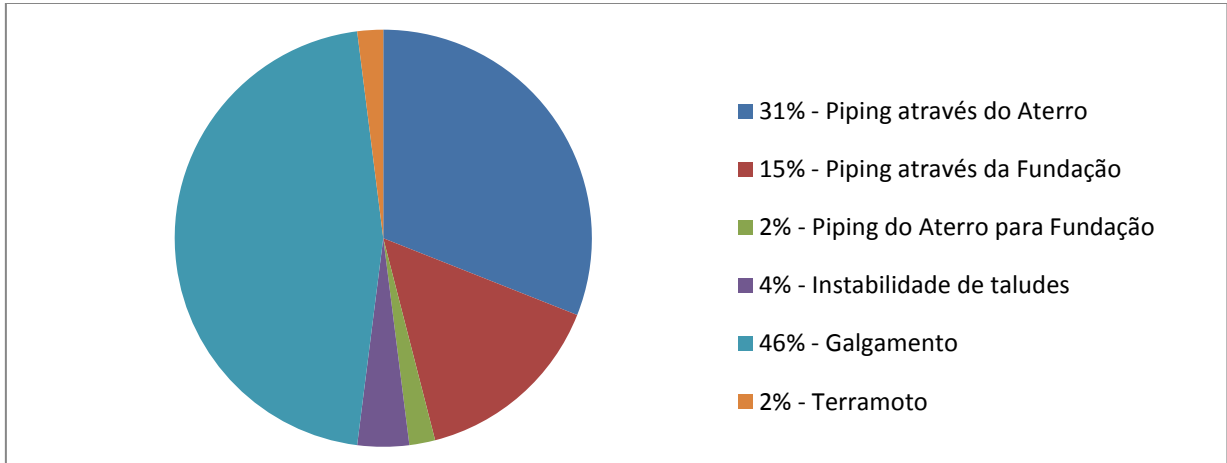


Figura 3.28 – Ruturas que levam a acidentes em barragens de aterro (estatística feita até 1986, inclui apenas grandes barragens) (baseado em [1])

Como se observa, cerca de metade de todas as ruturas são relacionadas com o *piping* e aproximadamente 42% delas ocorrem durante o primeiro enchimento. Cerca de 66% (englobando todos os tipos de ruturas) das ruturas ocorrem durante os primeiros 5 anos de operação das barragens [1]. Juntamente com o *piping*, o galgamento (Figura 3.29) é um dos principais fatores que conduzem ao acidente estrutural.

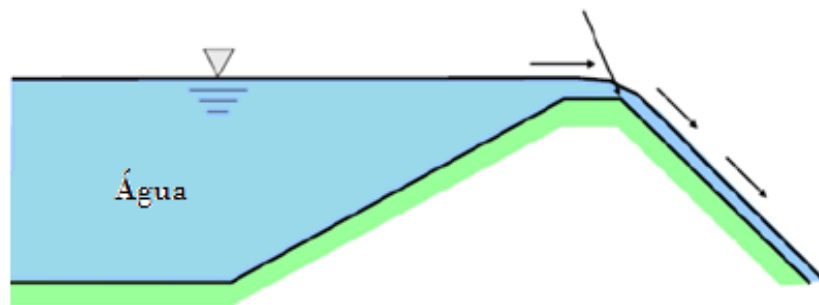


Figura 3.29 – Representação do acidente por galgamento no coroamento da barragem (adaptado de [38])

Tradicionalmente, a segurança em relação ao *piping* é avaliada considerando:

- O zonamento da barragem;
- A natureza dos filtros (caso existam);

- A qualidade de construção da barragem;
- As condições da fundação;
- Plasticidade e grau de compactação do solo;
- Desempenho da própria barragem no que se refere, por exemplo, a taxas de fluxo.

São várias as propriedades que influenciam a erodibilidade dos solos, nomeadamente [19]:

- Teor em água do solo;
- Relação da dispersão entre as partículas;
- Peso específico do solo;
- Permuta catiónica do solo;
- Índice de plasticidade do solo;
- Tensão de corte do solo;
- Índice de vazios do solo;
- Temperatura do solo;
- Tamanho médio dos grãos;
- Percentagem de partículas que passam no #200;
- Temperatura, salinidade e pH da água.

De um modo geral, pode-se dizer que a instabilidade de barragens ocasionada por *piping* é decorrente dos seguintes mecanismos [30]:

- Fluxo descontrolado de água que gera percolação nos espaços vazios do solo, reduzindo as forças de tensão superficial entre os grãos;
- Geração de pressões hidrostáticas provocadas pelo preenchimento de água em fendas no solo compactado;
- Formação de frentes de saturação que reduzem a resistência do solo pela perda da coesão aparente.

As causas prováveis que levam a essas instabilidades são: falha na graduação de materiais aplicados na transição entre o filtro e o solo compactado, falta de controlo tecnológico na construção do aterro, fragmentação não tratada da rocha de fundação do aterro, falta de monitorização das pressões no maciço e descontrolo no vazamento de água a jusante do enrocamento [30]. Como resultado disto, em muitos casos, os engenheiros procedem a avaliações de segurança concentrando-se mais em aspetos que podem prontamente quantificar, como por exemplo: o risco de enchentes, rutura de taludes ou risco de terremotos [1].

A Figura 3.30 apresenta os fenómenos observados durante a ocorrência de *piping* através do aterro. Um aumento do escoamento, essencialmente escoamento de finos, foi o fenómeno mais observado, quer em caso de acidente quer de rutura. Em aproximadamente 30% dos casos de rutura, não se observaram fenómenos especiais até se dar a rutura ou acidente, porque não houve testemunhas oculares, pois muitas das ruturas ocorrem durante a noite. Orifícios/furos foram frequentemente observados em acidentes (mais de 40% dos casos). A observação nos acidentes de orifícios/furos no coroamento ou no maciço estabilizador de jusante pode indicar que as condições limitantes do



processo de erosão pelo *piping* ocorreram. Houve muito poucos casos de acidentes por *piping* em que tenham sido observadas alterações das pressões neutras [1].

Em relação ao uso de filtros em barragens de aterro, aproximadamente 30% de acidentes ocorreram em barragens sem filtros. Em 21 dos 31 acidentes em que havia a presença de filtros, o início de *piping* deveu-se ao facto de o material de filtro ser grosseiro ou mal graduado, e ter sido colocado junto a outros materiais sem a devida transição. Constatou também que a presença de solos dispersivos por si só, não influencia necessariamente a probabilidade de rutura. Entretanto, uma barragem de secção homogénea construída com solos dispersivos e com uma deficiente compactação, provavelmente terá maior possibilidade de *piping* [30]. A abordagem em relação a este tipo de solos, solos dispersivos, é realizada com maior profundidade posteriormente.

De acordo com [30], o levantamento estatístico permitiu concluir que as barragens com enrocamento a jusante têm baixa probabilidade de ruturas por todos os modos de *piping*. Nesse tipo de barragem, há alta proporção de casos de acidentes, mas com menor probabilidade de progredir para rutura, quando comparado com os perfis com solo a jusante.

No mesmo estudo concluiu-se também que barragens com fundação de origem geológica glacial são particularmente suscetíveis a incidentes por *piping*. Constatou-se também que a probabilidade de rutura em barragens mais antigas é bem superior à que se regista em barragens mais novas. A probabilidade de rutura em barragens construídas antes de 1950 é 7,5 vezes superior à das barragens construídas após esse ano (ver Quadro 3.5) [30].

Quanto às propriedades dos materiais aplicados em núcleos de barragens, pesquisas mostram que as barragens construídas com argilas dispersivas são as mais suscetíveis a ruturas por *piping*, com uma frequência de 18% de casos (9 entre 51 casos) de ruturas por *piping* [30].

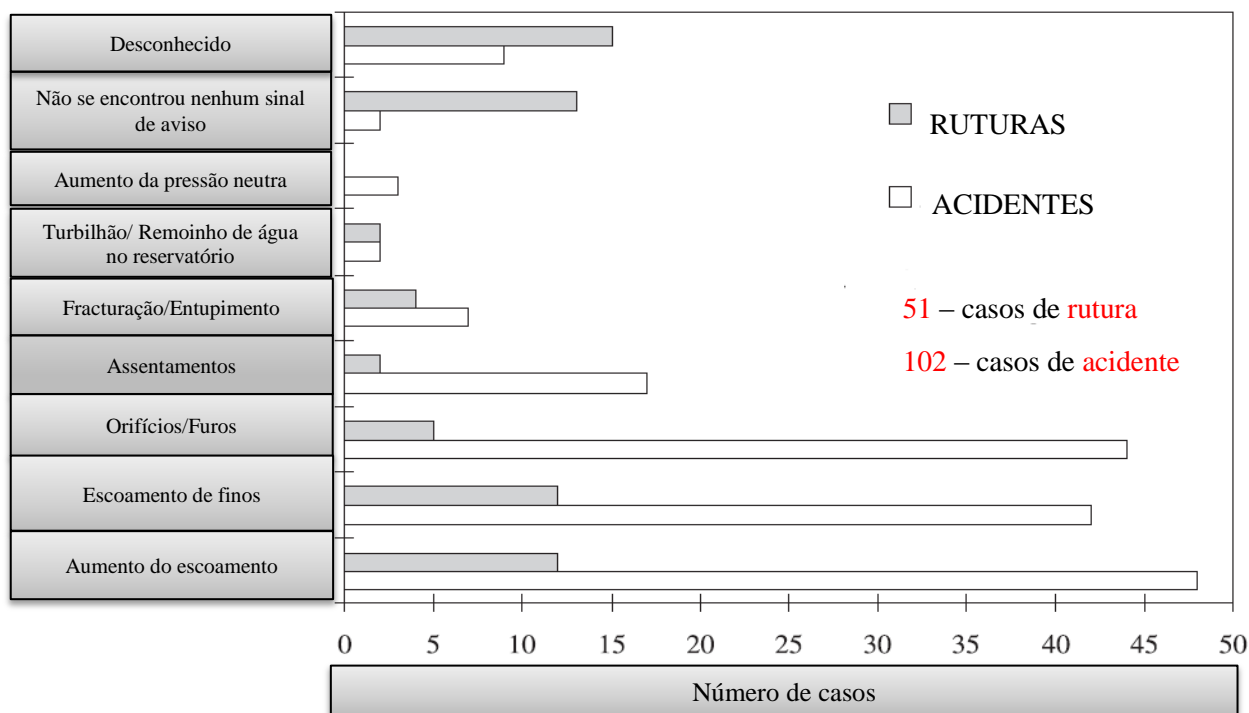


Figura 3.30 – Fenômenos observados durante a ocorrência de *piping* através do aterro (adaptado de [1])

Os dados do Quadro 3.8 demonstram que o *piping* através do aterro ocorre com muita frequência durante o primeiro enchimento do reservatório.

Quadro 3.8 – Ocorrência de incidentes após a construção – *piping* através do aterro (adaptado de [30])

Incidente após a construção	Nº de casos		% de casos	
	Ruturas	Acidentes	Ruturas	Acidentes
Durante a construção	1	0	2	0
Durante o primeiro enchimento	24	26	47	25
Após o primeiro enchimento e durante os primeiros cinco anos de operação	7	13	14	13
Após os primeiros cinco anos de operação	18	60	35	59
Não conhecido	1	3	2	3
<b>Nº total de casos de <i>piping</i></b>	<b>51</b>	<b>102</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

A Figura 3.31 apresenta os fenômenos observados durante a ocorrência de *piping* através da fundação. À semelhança do que se observou na anterior análise (ocorrência de *piping* através do aterro), aumento de escoamento e escoamento de finos foram os casos mais observados tanto durante as ruturas como nos acidentes. Orifícios/furos e “Areia em ebulição” foram também frequentemente observados nos casos de acidentes, mas raramente evoluíram para a rutura [1].

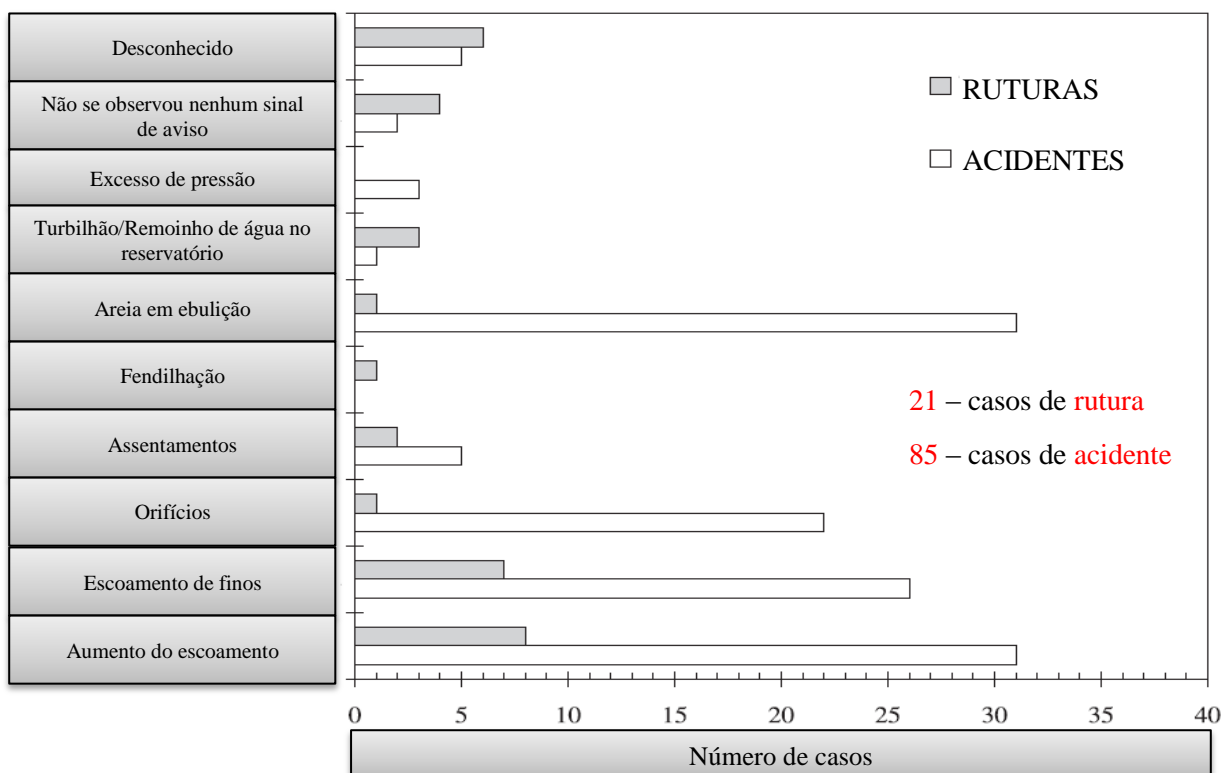


Figura 3.31 – Fenômenos observados durante a ocorrência de *piping* através da fundação (adaptado de [1])

No que se refere à fundação (Quadro 3.9), a ocorrência de *piping* durante o primeiro enchimento e nos primeiros cinco anos de operação é muito considerável, sendo que 75% das ruturas ocorrem até ao fim dessa fase.

Na grande parte dos casos, a água escoada antes da rutura não apresentava indícios de arrastamento de materiais, pelo que não havia evidência de ocorrência de *piping*. Essencialmente nos acidentes processados através da fundação, raras são as situações onde há alertas claros de que se trata de uma situação de emergência [1].

De acordo com [30], o levantamento estatístico realizado em 1998, baseado nos registos da ICOLD, identificou 21 ruturas em aterros associadas ao *piping* através da fundação, sendo que 19 dessas ruturas foram em grandes barragens. Assim, a probabilidade média histórica de ruturas em grandes barragens é de  $1,7 \times 10^{-3}$  (19 ruturas em 11192 barragens construídas até 1986), enquanto a probabilidade média histórica é de  $6,3 \times 10^{-5}$  por ano de operação (calculado pelo quociente entre 19 ruturas e 300 524 anos de operação até 1986). O estudo relata, ainda, que há tendência em ocorrer interrupção no processo de formação de *piping* pela fundação, de forma natural. Essa é uma das razões de o número de ruturas ser pequeno, havendo registro de apenas 19 casos. Em relação aos acidentes, verificou-se que 70 dos 85 acidentes ocorreram em grandes barragens, até 1986.

Quadro 3.9 – Ocorrência de incidentes após a construção (*piping* através da fundação) (adaptado de [30])

Incidente após a construção	Nº de casos		% de casos	
	Ruturas	Acidentes	Ruturas	Acidentes
Durante a construção	1	0	5	0
Durante o primeiro enchimento	4	23	20	30
Após o primeiro enchimento e durante os primeiros cinco anos de operação	10	19	50	24
Após os primeiros cinco anos de operação	5	36	25	46
Não conhecido	1	7	0	0
<b>Nº total de casos de <i>piping</i></b>	<b>21</b>	<b>85</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

A presença de filtro na fundação tem alguma influência na probabilidade de início de *piping*. O levantamento estatístico mostra (Quadro 3.10) que houve 43% de casos de acidentes e ruturas em barragens sem filtros na fundação [30].

Quadro 3.10 – Estatística de incidentes por *piping* com a presença e/ou inexistência de filtros na fundação (adaptado de [30])

Presença de filtros na fundação	Nº de casos	
	Ruturas	Acidentes
Nenhum filtro na fundação	13	33
Um filtro na fundação	1	23
Dois filtros na fundação	0	2
Não conhecido	7	27
<b>TOTAL</b>	<b>21</b>	<b>85</b>

No desastre de Baldwin Hills (Los Angeles, em 1963), que foi acompanhado de perto, e consta de vários registos bibliográficos, ocorreu um pequeno mas detetável aumento consistente do escoamento através da fundação no reservatório. Facto este, observado durante 12 meses antes do colapso estrutural. Todavia, o caudal nessa ocasião foi cerca de metade do máximo atingido nessa barragem (registado durante o primeiro enchimento), daí não ser recomendável ignorar qualquer tipo de ocorrência menos comum.

Em aproximadamente 50% dos casos de rutura havia insuficiência de informação relativa ao tempo da ocorrência da rutura por *piping*, o que torna difícil a tarefa de estimar esse período. Na maioria dos casos em que a informação estava disponível, o desenvolvimento registou-se em aproximadamente 6h, mas em alguns desses casos o tempo registado foi de apenas 2 a 3h, o que não deixa grande possibilidade de atuação. O tempo de desenvolvimento do *piping* foi superior a um dia em apenas um dos casos de insucesso registado (barragem de Panshet). Neste caso o escoamento de finos foi observado durante 35h, até à rutura da barragem [1].

O intervalo de tempo que leva uma barragem a romper ou formar brechas e o respetivo grau de rutura influenciam as características da rutura (Figura 3.32), podendo uma modelação mais detalhada da evolução da brecha conduzir a medidas de proteção mais condizentes com as consequências do acidente. O tipo de rutura depende, fundamentalmente, das características da barragem e das causas de acidente [39]:

- Rutura total, ou quase total, muito rápida, em barragens de tipo arco ou abóbada;
- Rutura parcial em barragens de gravidade em betão;
- Rutura lenta e parcial em barragens de aterro.

De acordo com uma regra empírica, o valor do caudal máximo correspondente a uma rutura instantânea é cerca do dobro do valor correspondente a uma rutura gradual, relação que se verificou no caso da barragem de aterro de *Teton*, nos EUA, cuja fase decisiva de rutura durou cerca de três horas [39].

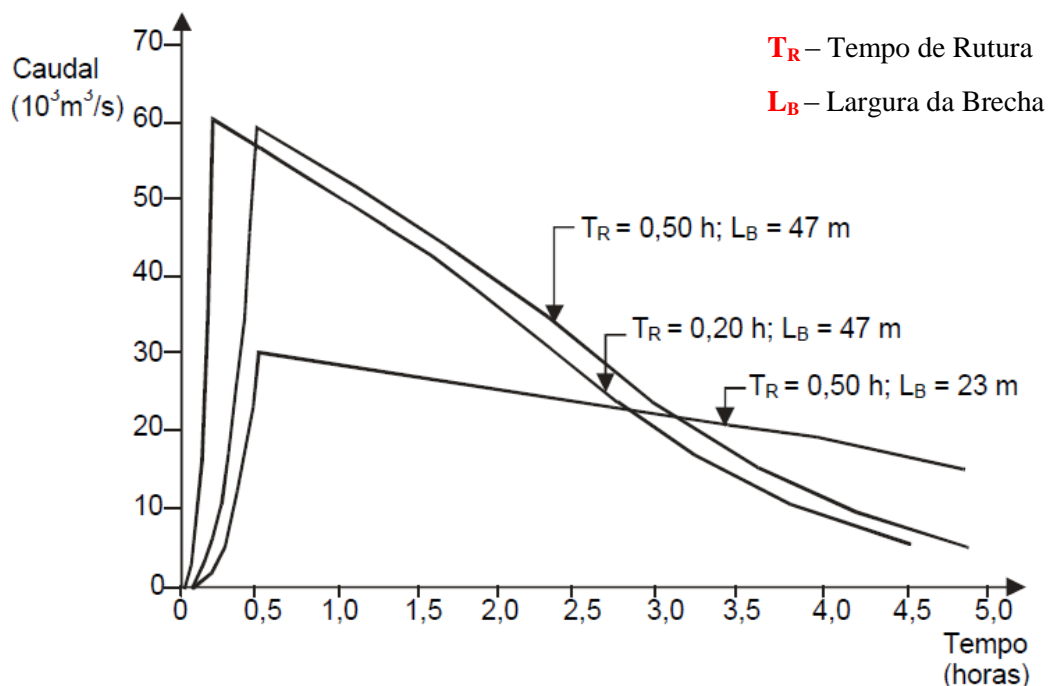
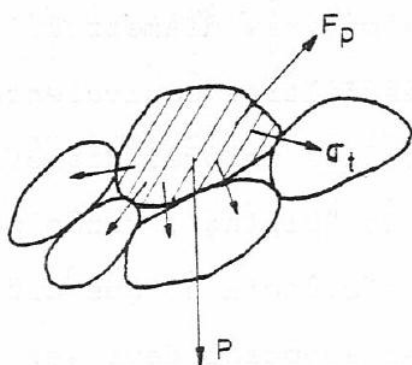


Figura 3.32 – Exemplo de análise de sensibilidade que contempla o tempo de rutura e a largura da brecha (simulação de rutura parcial da barragem da Aguieira) (adaptado de [39])

### 3.6.2.1. Piping em solos incoerentes

O *piping* nos solos incoerentes está subordinado a dois condicionalismos: o hidráulico e o geométrico. A condição hidráulica traduz-se pela relação entre a força de percolação e as forças estabilizadoras.



$P$  - peso próprio  
 $F_p$  - força de percolação  
 $T_t$  - resultante das resistências a tracção,  $\sigma_t$ , que fazem aderir as partículas às partículas vizinhas

Figura 3.33 – Equilíbrio de uma partícula (adaptado de [14])

Tanto  $F_p$ , como  $T_t$  são sempre forças instabilizadoras; a força  $P$  tanto pode ser instabilizadora como estabilizadora, de acordo com a direção e sentido do fluxo. Somando vectorialmente as grandezas, pode-se estabelecer um coeficiente de segurança pela comparação das duas resultantes [14].

Uma vez que o escoamento através de uma estrutura de aterro não é uniforme, a erosão aumenta onde existe uma maior velocidade de percolação da água, podendo tornar-se muito significativa em algumas zonas [19].

Por seu lado, a condição geométrica é dependente da granulometria do material, da estrutura formada e do grau de compactidade, que se repercute num aumento ou diminuição da porosidade, com destaque para a dimensão dos poros. Por exemplo, o aumento da carga hidráulica, ou incidência de um sismo, corresponde a um aumento da pressão nos poros que pode originar uma expansão do solo, que leva, conseqüentemente, a um alargamento dos poros, a uma diminuição do número de pontos de contato entre as partículas, aumentando assim a possibilidade de arraste [14].

De facto, o fator velocidade nos poros é o parâmetro mais descritivo, caracterizando a carga hidráulica a uma escala micro. As forças de arrasto das partículas resultam principalmente do seu peso próprio e da sua interação com outras partículas. Destaca-se essencialmente o atrito para as partículas grosseiras, a adesão para as partículas menores do que 0,2 mm e a coesão para solos com uma fração de finos ( $<0,075\text{mm}$ ) maior que 15% [36].

Na Figura 3.34 observa-se que os drenos colocados no pé de jusante da barragem terão sido demasiado grosseiros, não sendo capazes de evitar a perda de solo pela fundação.

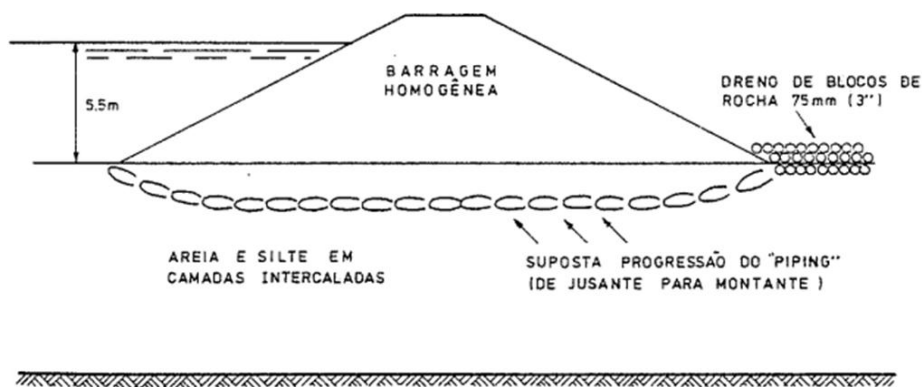


Figura 3.34 – Pequena barragem que sofreu *piping* através da fundação (adaptado de [14])

A Figura 3.35 retrata um caso em que o dreno coletor de águas era circundado por um material de filtro bem graduado, que, inadvertidamente, não foi colocado em algumas zonas, permitindo a penetração do material fino (silte e areia fina) dentro dos tubos, já que estavam em contato direto. Isto ocorreu num período raro de cheia, acarretando um aumento da carga hidráulica da albufeira e conseqüentemente um maior poder de arraste das forças de percolação.

No que se refere à dimensão das partículas, na Figura 3.36 observa-se que apesar do limite de erosão excessiva não diferir muito do limite da “não erosão” para um solo com uma grande percentagem de finos (grupo 1 da Figura 3.36), este tipo de solo possui uma maior amplitude de diferença de valores entre o tamanho da partícula base e o material constituinte do filtro, em comparação com material com uma reduzida percentagem de finos (grupo 3). Esta é uma relação excepcional, uma vez que só tem em conta os parâmetros geométricos [36]. No entanto, apesar do limite de erosão excessiva do filtro estar longe da zona crítica, a erosão pode-se iniciar, se a carga hidráulica crítica sobre as partículas for excedida.

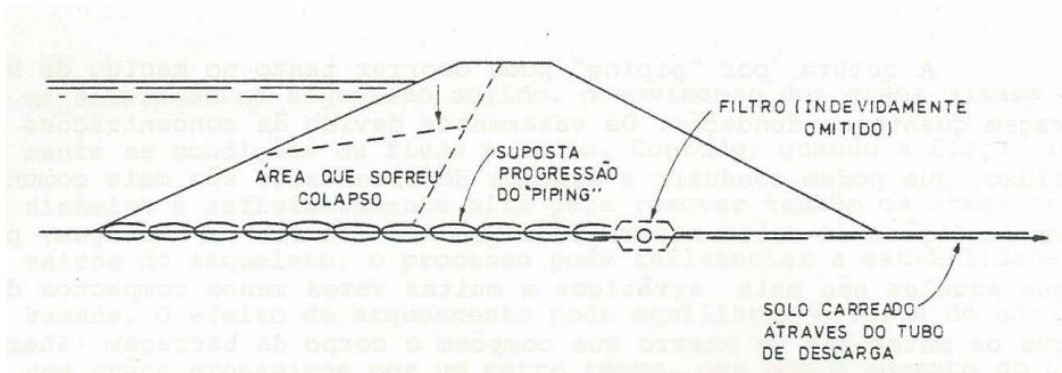


Figura 3.35 – Dique que sofreu colapso parcial devido ao *piping* através das aberturas de um tubo de drenagem não devidamente protegido (adaptado de [14])

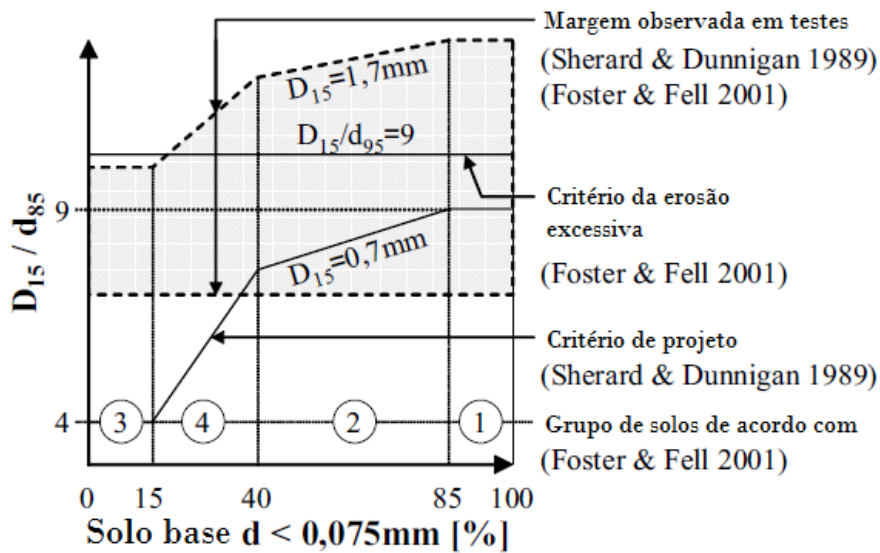


Figura 3.36 – Filtros críticos e os critérios de projeto de filtros (adaptado de [36])

Seguindo este raciocínio, percebe-se assim a existência de três configurações que podem ser distinguidas, onde quer as influências geométricas, as influências hidráulicas ou ambas poderão dominar o processo (Figura 3.37).

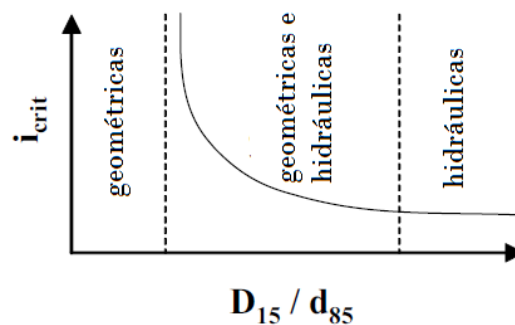


Figura 3.37 – Interação de influência geométrica e hidráulicas (adaptado de [36])

### 3.6.2.2. *Piping* em solos coerentes

No caso de solos coerentes, geralmente de fração argilosa, a essência do fenómeno é distinta, a existência de coesão e a baixa permeabilidade desses solos modificam consideravelmente o mecanismo de erosão interna. A reduzida permeabilidade dificulta o movimento da água através do solo, estabelecendo-se deste modo gradientes hidráulicos reduzidos, pelo que as forças de percolação perdem assim muito do seu “poder erosivo”. A isto junta-se também a coesão, propriedade que faz com que haja uma grande adesão entre os grãos, dificultando o seu desprendimento [14].

Destas considerações conclui-se que o fenómeno de *piping* em solos coerentes apenas se poderá colocar no caso da existência de uma barragem de aterro sob condições que originam um núcleo argiloso muito heterogéneo, ou particularidades do projeto em que se adotem núcleos muito esbeltos, que possam ficar sujeitos a elevados gradientes hidráulicos devido à redução do percurso da água. Essas heterogeneidades levam à ocorrência de fendas cujas origens poderão estar relacionadas com zonas de má compactação, defeituosas ligações entre camadas, ou qualquer outra irregularidade que leve ao aparecimento de caminhos preferenciais de percolação, havendo assim um abrupto aumento da velocidade da água, catapultando assim o seu potencial erosivo para um patamar superior, sendo verdadeiramente importante o papel dos filtros em situações deste género. Caso de serem de argilas dispersivas, o cenário é completamente distinto, como se verá mais adiante [14].

Outro aspeto a salientar, no confronto do *piping* entre solos incoerentes e coerentes, é que no segundo caso, devido à existência de coesão, não são mobilizadas partículas individuais, mas sim agregados de partículas.

De acordo com [36], um trabalho recente levado a cabo por Ternat (2007), constatou que a principal dificuldade na avaliação deste tipo de solos permanece na determinação da distância interpartículas ( $d_i$ ), que tem sido associada à porosidade  $n$ , considerando uma modelação da rede cristalina das partículas. Essa modelação proporciona, por um lado, a ligação esperada entre a distância interpartículas e a porosidade, mas por outro lado, também fornece um fator multiplicativo  $C_I$ , designado de coordenação, que é usado nas interações múltiplas. Por exemplo, esta é a expressão da relação de distância de interpartículas entre duas partículas do mesmo tamanho:

$$d_i = d \left( \frac{n_{max} - n_{min}}{n_{max} - n} - 1 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.9)$$

onde  $n_{max}$  e  $n_{min}$  são, respetivamente, o valor máximo e mínimo da porosidade, sendo  $n$  a porosidade local. O fator de coordenação é considerado como o variar do rácio entre os dois tamanhos de partículas [36]:

$$C_I \approx \left( \frac{d_1}{d_2} \right)^3 \quad (3.10)$$

É também possível definir a velocidade de erosão crítica em função do diâmetro das partículas correlacionando-a com a porosidade, através da equação:

$$\tau_c = \gamma_w \times V_{crit}^2 \quad (3.11)$$

em que:



$\tau_c$  = Tensão de Corte Crítica;

$V_{crit}$  = Velocidade de erosão crítica.

O valor de  $\tau_c$  obtém-se através da expressão que se encontra na figura seguinte, e que relaciona vários parâmetros como  $K_D$ , força de arrasto das partículas, o  $K_L$ , força de sustentação ou o  $Re^*$ , número de Reynolds, entre outras, que não se considerou explicar em pormenor dada a sua complexidade e extensão. Não contribuindo para o âmbito e objetivos propostos no trabalho. Pretende-se só salientar o facto de a porosidade ter influência nos fenómenos de erosão interna e que a relação entre estes três parâmetros (tamanho das partículas, velocidade crítica e porosidade) ter vindo a ser estudada por diversos autores.

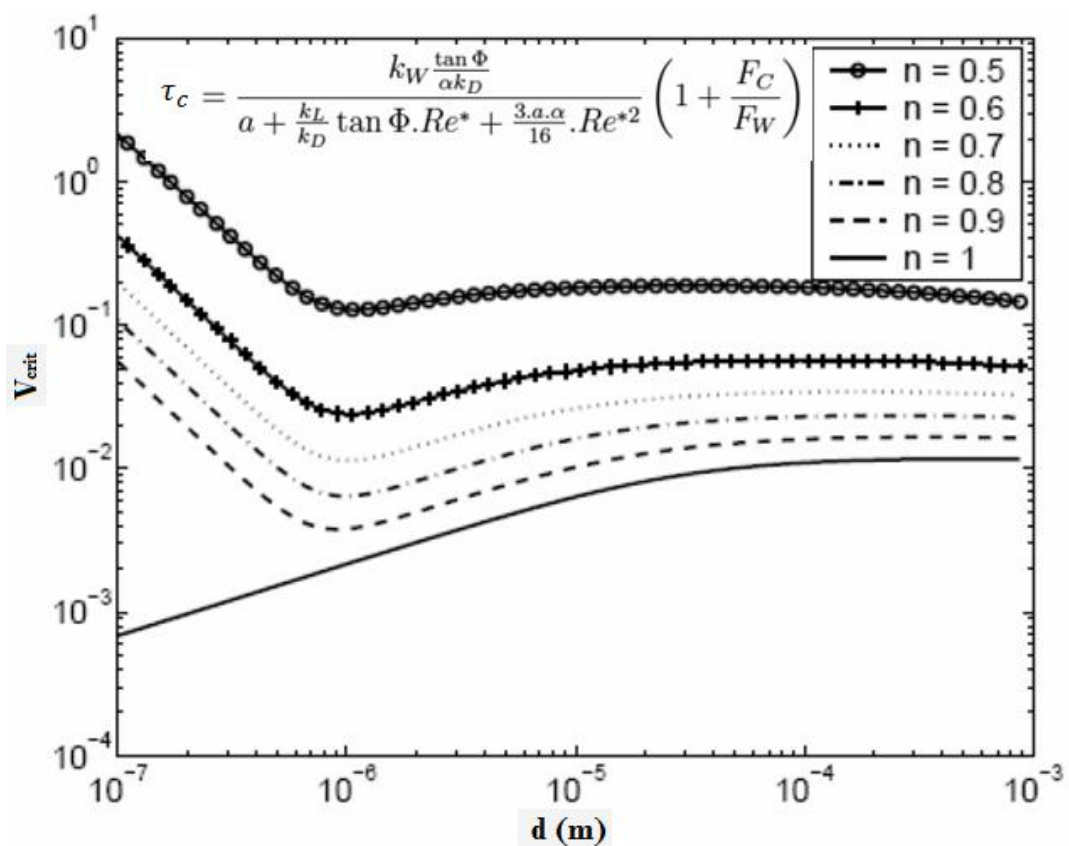


Figura 3.38 – Evolução da velocidade de erosão crítica versus o diâmetro das partículas para diferentes valores de porosidade (adaptado de [36])

### 3.6.3. MÉTODOS PARA PREVER O INÍCIO DA OCORRÊNCIA DO PIPING BASEADAS EM ANÁLISES DE RISCO

É recorrente, dada a dificuldade na estimativa da sua possibilidade de ocorrência, relacionar métodos de análise de risco com previsão de fenómenos de erosão interna.

O uso de técnicas de determinação quantitativa de riscos *Quantitative Risk Assessment* (QRA) aplicados à gestão de segurança das barragens está-se a desenvolver rapidamente, particularmente nos EUA, Austrália e Canadá [30].

O método de determinação quantitativa de risco inclui:

- Identificação dos modos de ruturas;
- Análises para estimar a probabilidade de ruturas de barragens;
- Cálculo das perdas ambientais, económicas, e perdas de vida nos eventos de rutura em barragens;
- Comparação do risco estimado com o risco determinado.

Nesse sentido, a análise de risco é uma ferramenta que apoia a engenharia e a gestão de segurança de barragens.

Em avaliação de riscos, os eventos são relacionados e as suas probabilidades devem ser expressas como probabilidades condicionais. Para condução dessas avaliações, a identificação de modos de rutura deve ser feita por engenheiros experientes em barragens e geólogos, em conjunto com a equipa de pessoas que irão monitorizar a segurança na barragem [30].

Existem duas amplas categorias para estimar a probabilidade de eventos:

- Método da Árvore de Eventos;
- Método de Performance Histórica.

#### 3.6.3.1. Método da Árvore de Eventos

É um método de avaliação qualitativa, conhecido internacionalmente por ETA – *Event Tree Analysis*, traduzindo para português Análise pela Árvore de Eventos.

O método é indutivo, procura estabelecer relações entre eventos, a partir de um evento iniciador. Foi desenvolvido no início da década de 70, em apoio à implementação de análises de riscos em centrais nucleares. Atualmente é utilizado nas mais diversas áreas técnico-científicas.

Este método tem a vantagem de identificar os mecanismos iniciais de rutura, podendo modelá-los, por exemplo, de que modo e em que medida o nível do reservatório e os detalhes da fundação da barragem podem influenciar a rutura e contribuir para ações de prevenção de rutura. São por isso considerados um conjunto de julgamentos subjetivos com a estimativa da sua possibilidade de ocorrência [30].

Durante a construção da Árvores de Eventos, podem ocorrer os seguintes problemas [30] :

- Os resultados dependem da equipa formada e há poucos dados a partir dos quais essa equipa pode estimar as probabilidades de progressão de ruturas. Diferentes equipas poderão conduzir a diferentes análises;
- Há pouca base sobre as quais a equipa de especialistas pode estimar probabilidades para o progresso de *piping* até a formação da brecha, no entanto é unanimemente considerado como o método mais adequado para a avaliação do início de formação de *piping*;
- Os resultados originados da avaliação da equipa de especialistas podem ser enviesados em direção às ruturas, e assim a probabilidade de ocorrência de *piping* poderá ser superestimada.

É desta forma recomendável que a avaliação de probabilidades, mesmo preliminar, seja realizada no mínimo por duas pessoas experientes na estimação de probabilidades.

Este método, tratando-se de um método probabilístico acarreta naturalmente alguns problemas como:

- Estimativa de médias e desvios padrão dos vários parâmetros;
- Zonas de rutura da fundação ou na barragem em superfícies de contato com materiais diferentes, ou zonas de baixa compactação são difíceis de ser definidas, daí não serem modelados na análise;
- Devido a fatores intervenientes na estabilidade da barragem, como controlos durante a construção, primeiro enchimento, deterioração no sistema de filtros, este método não é visto como confiável por alguns autores.

A probabilidade de ruturas pode alterar-se com o tempo, portanto, a probabilidade de rutura por *piping* pode ser baixa em um dado momento, mas pode aumentar com o passar do tempo. Assim, mudanças nos fatores que afetam as ruturas devem ser consideradas em qualquer momento. A análise dos modos de rutura, efeitos e severidade são caracterizados através de escalas adequadas, definindo-se a probabilidade de ocorrência do modo de rutura e gravidade dos seus efeitos [30].

A Árvore de Eventos é um sistema binário, em que os vários eventos ou estágios do sistema, ou ocorrem ou não ocorrem. O resultado de cada sequência está descrito nos ramos da árvore. Basicamente a Árvore de Eventos é composta pelo evento iniciador e ramos de possibilidades de sucesso e insucesso que se desdobram binariamente em cada possibilidade até ao evento final. A notação e a representação gráfica são mostradas na figura seguinte [30].

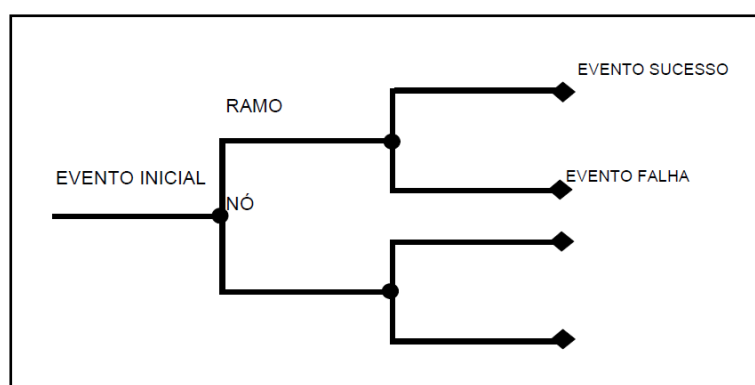


Figura 3.39 – Terminologia aplicada à Árvore de Eventos (adaptado de [30])

Investigadores afirmam, que a análise pelo método da Árvore de Eventos (ETA) é a arte de combinar ciência e probabilidades, com a arte de discernir e julgar os possíveis eventos [30].

### 3.6.3.2. Método de Performance Histórica

De acordo com [30], o método descrito a seguir foi baseado no desenvolvimento realizado por Foster *et al.* (1998), na *University of New South Wales, Sydney* (UNSW, Austrália). Tem por base o conhecimento das características da barragem e a sua comparação com a performance histórica de barragens semelhantes. A eficiência do método depende de informações disponíveis acerca da barragem, como o tipo de núcleo, método de compactação e geologia da fundação. A aplicação envolveu o ajuste de probabilidades médias históricas de ruturas pelos três modos de *piping*, no aterro, na fundação e do aterro para a fundação.

Este método é aplicável na determinação inicial de risco e adotado na comparação com os resultados do método de Árvore de Eventos, não sendo recomendado o seu uso isolado, para estimar probabilidades.

O método consiste em se conhecer os dados sobre a barragem em análise, nesse sentido, procura-se ter conhecimento de certas informações, como [30]:

- O ano de construção da barragem;
- A altura máxima do aterro;
- O método construtivo da barragem, em especial do núcleo. Controle tecnológico das camadas de fundação e aterro existentes, suas características, grau de compactação e teor de humidade óptima aplicado à compactação;
- O material aplicado no núcleo e sua classificação de acordo com a origem geológica, o material aplicado em filtros, resultados de ensaios de granulometria dos materiais, inclusive como foi construída a transição entre núcleo e taludes do aterro, os dados de monitorização do maciço, em especial o primeiro enchimento até os cinco primeiros anos de operação.

Consoante o tipo de estrutura em questão, escolhem-se vários fatores a serem multiplicados pela probabilidade média histórica, como por exemplo:

- Frequência de monitorização e supervisão da barragem;
- Valores de percolação observados, inclusive a variação ao longo do tempo;
- Tipo de tratamento usado na fundação;
- Tipo de solo do núcleo e sua classificação padronizada;
- Origem geológica dos materiais usados no núcleo;
- Filtros;
- Compactação do maciço.

Posto isto, definido a série de fatores a considerar, o passo seguinte será multiplica-los de forma a sintetizar a probabilidade média histórica anual.

Tal como no método da Árvore de Eventos, este método também tem características que o limitam, como por exemplo, a probabilidade de ruturas são baseadas em grandes barragens, o que pode induzir a subestimação ou superestimação sobre a influência de cada um dos fatores, levando a uma quantificação errada da probabilidade de rutura caso se trate de uma pequena barragem. Outra limitação a salientar é o facto de, nas análises, o peso dos fatores serem independentes uns dos outros, quando é provável a existência de dependências entre eles. Como eles são multiplicados entre si, poderá haver sobreposição e/ou duplicação de fatores de peso, havendo assim sub ou sobre valorização de alguns.

De uma forma geral, a grande maioria dos autores opta preferencialmente pelo método da Árvores de Eventos, face ao método de performance histórica. Algumas das vantagens apontadas são:

- O problema é desdobrado em componentes menores, as quais dão a estimativa de probabilidade de forma mais fácil;

- O facto de ser uma análise gráfica, possibilita um melhor entendimento, proporcionando discernimento qualitativo do desenvolvimento do fenómeno em estudo, pois ilustra a sequência de eventos desde o seu início até completar o conjunto de possíveis resultados;
- Por ser um processo de modelação indutiva, a análise pela Árvore de Eventos possibilita identificar situações, nas quais as sequências de eventos não são conhecidas com certeza à partida.

### 3.6.3.3. Modelos matemáticos de previsão de *piping*

A deteção do *piping*, e mesmo a sua taxa de desenvolvimento, quando já foi detetado *in situ*, é difícil de prever [40].

A taxa de erosão tem uma influência significativa no tempo de progressão do *piping* e no desenvolvimento da brecha que surge na barragem. Isto proporciona uma indicação da quantidade disponível de tempo para evacuar a população a jusante da barragem em risco, tendo assim uma importante implicação para a gestão da segurança da mesma.

Diferentes solos sofrem erosão de diferente forma. Infelizmente, a relação entre os parâmetros da erosão e as propriedades químicas dos solos permanece ainda um pouco desconhecida nos dias de hoje. Por essa razão, Bonelli e Benahmed (2010) [40] realizaram recentemente um estudo na tentativa de conhecer o valor temporal da ocorrência do fenómeno de *piping* com maior exatidão, e quais os fatores, parâmetros e grandezas relacionadas com esse fenómeno.

O estudo refere-se à progressão do processo de *piping* num “alargamento de um furo” colocado horizontalmente no interior de uma barragem de aterro homogénea. Consideraram que a erosão do furo seria um teste simples e eficiente de quantificar os parâmetros da erosão. Segundo os autores, o objetivo do desenvolvimento deste estudo passava por estabelecer novas relações entre parâmetros importantes até então pouco interligados. Concentram-se em analisar o tempo levado desde a iniciação do processo de erosão regressiva até à ocorrência de rutura, registando a magnitude, nesse preciso momento, de dois parâmetros básicos relacionados com o *piping* (neste caso): o coeficiente de erosão e o diâmetro máximo do tubo antes do colapso.

Como perfil adotado, foi considerado um caso de uma de reta contendo um tubo circular de raio  $R(t)$ , a barragem com uma altura de  $H_{dam}$  e uma largura base de  $L_{dam}$ , em que  $L_{dam} = C_L * H_{dam}$  definindo o modelo seguinte (o  $C_L$  variou entre 1,54 e 3 nos ensaios):

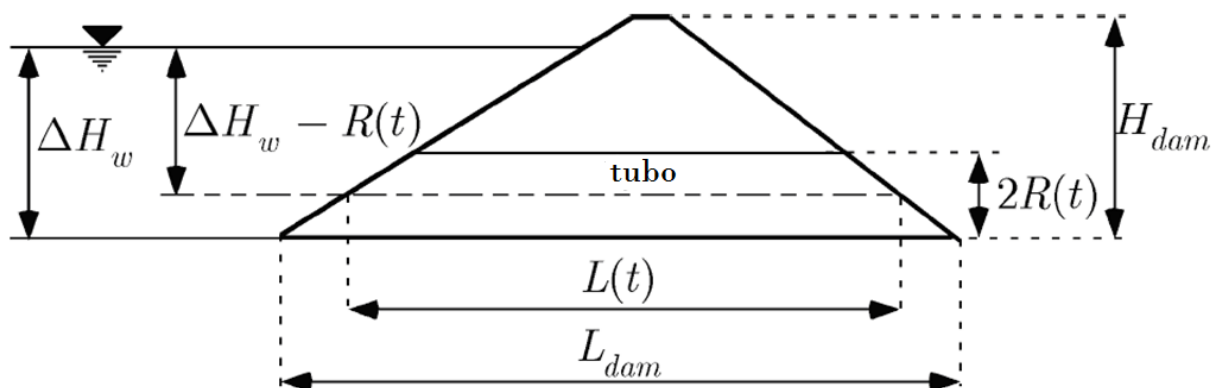


Figura 3.40 – Esboço da ocorrência de *piping* numa barragem de aterro (adaptado de [40])

As relações entre as medidas são definidas da seguinte forma:

$$L(t) = C_L \times [H_{dam} - R(t)] \quad (3.12)$$

$$\Delta p_T(t) = \rho_w g \times [\Delta H_w - R(t)] \quad (3.13)$$

onde:

- $L(t)$  – comprimento do tubo;
- $\Delta p_T(t)$  – queda da pressão média;
- $C_L$  – coeficiente que relaciona  $H_{dam}$  com o  $L_{dam}$ .

A taxa do alargamento do tubo é altamente dependente da erodibilidade do solo, medida pelo  $C_e$ , coeficiente de erosão. O alargamento do tubo poderá leva a uma brecha que pode, por sua vez conduzir ao colapso total da estrutura. A evolução do diâmetro do tubo com o tempo, no processo de *piping* com gradiente hidráulico constante, é dada pela equação (3.14):

$$R(t) = R_0 \left[ \frac{\tau_c}{P_0} + \left( 1 - \frac{\tau_c}{P_0} \right) \exp\left(\frac{t}{t_{er}}\right) \right] \quad (3.14)$$

$$P_0 = \frac{R_0 \Delta p}{2L} \quad (3.15)$$

$$t_{er} = \frac{2\rho_{dry}L}{C_e \Delta p} \quad (3.16)$$

em que:

- $t_{er}$  – Tempo característico de erosão interna;
- $R_0$  – Raio inicial;
- $\tau_c$  – Tensão de Corte Crítica;
- $\Delta p$  – Queda de pressão no orifício/tubo;
- $L$  – Comprimento do tubo;
- $\rho_{dry}$  – Densidade do solo seco;
- $C_e$  – Coeficiente de erosão do solo;
- $P_0$  – Pressão de condução, igual à tensão de corte tangencial exercida pelo fluxo de *piping* no solo.

Para a definição da equação (3.14) foram realizados 18 ensaios, utilizando nove solos diferentes. O raio inicial,  $R_0$ , e o comprimento do tubo,  $L$ , são dados do problema, tendo assumido valores de 3 e 117 mm respetivamente. O *piping* em solos coesivos ocorrerá quando  $P_0 > \tau_c$  [40].

Os autores propuseram uma equação de modo a avaliar o tempo disponível desde o momento em que se dá a brecha inicial até ao colapso total da barragem. O processo de *piping* começa no instante

inicial,  $t_0$ , com o raio inicial,  $R_0$ , ambos conhecidos. A inspeção visual define o instante de tempo,  $t_d > t_0$ , da deteção, e pode fornecer também uma estimativa da taxa de fluxo de saída, portanto, uma estimativa do raio do orifício  $R_d > R_0$ .

$R_u$  e  $t_u$  definem o raio máximo do tubo antes do colapso e o instante de colapso, respetivamente. O raio de início da erosão pode ser negligenciado, caso  $R_d \ll R_u$ . O intervalo de tempo entre a brecha inicial e o colapso,  $\Delta t_u = t_u - t_d$ , pode ser estimado da seguinte forma:

$$\Delta t_u \approx t_{er} \times \ln\left(\frac{R_u}{R_d}\right) \quad (3.17)$$

Para  $t > t_u$ , mesmo já tendo acontecido o colapso, a rutura por *piping* continua a provocar erosão levando, provavelmente, a sérios danos a jusante.

Este importante resultado estabelece o coeficiente de erosão,  $C_e$ , que pode servir como um indicador do tempo restante para o acidente. O fluxo máximo assumido corresponde ao raio máximo do tubo. Consequentemente, o instante da rutura da barragem, obtido através do cálculo de  $\Delta t_u$ , também é o momento do pico de descarga. A figura seguinte retrata um esboço do trabalho desenvolvido por Bonelli e Benahmed (2010).

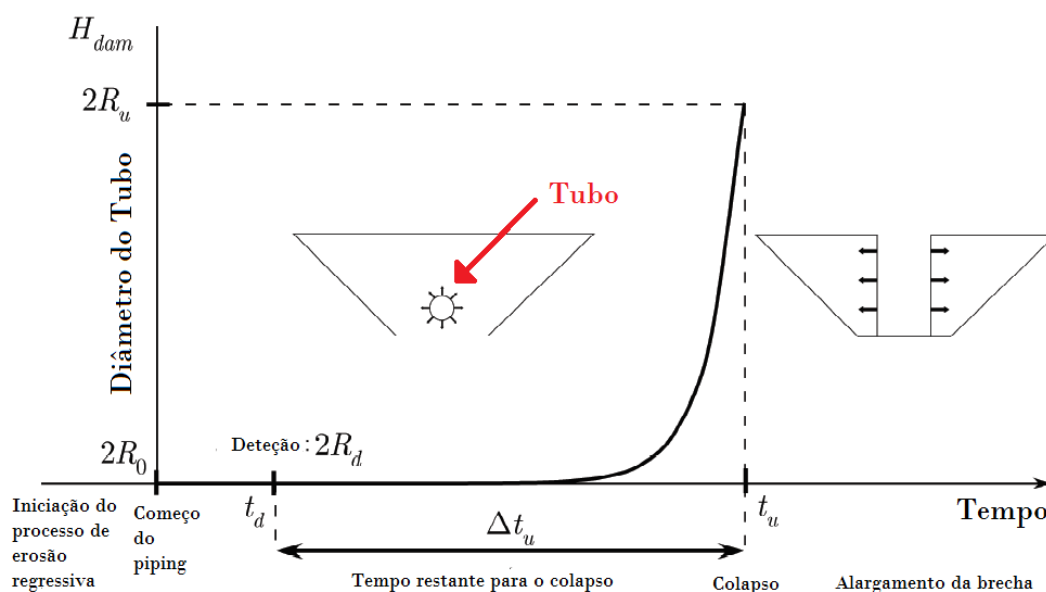


Figura 3.41 – Esboço do trabalho desenvolvido por Bonelli e Benahmed (2010), retratando várias fases do processo da erosão por *piping*, desde o seu início até ao colapso da estrutura (adaptado de [40])

### 3.6.4. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA A DETERMINAÇÃO DA OCORRÊNCIA DO PIPING

Briaud *et al* (2001) [41] com base num método laboratorial desenvolvido no início da década de 90, designado por *Erosion Function Apparatus* (EFA) (Figura 3.42), desenvolveram ensaios para a determinação da erodibilidade de solos. Este método consiste em determinar a taxa de erosão de uma amostra de um solo, pela ação da água, impondo a exposição dessa amostra ao escoamento que ocorre num tubo, e fazendo variar a velocidade desse escoamento.

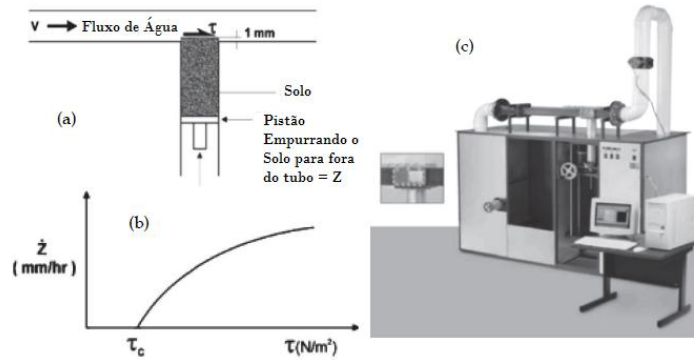


Figura 3.42 – *Erosion Function Apparatus* (adaptado de [19])

Além deste procedimento, existem outros dois, também muito comuns, para avaliar a erodibilidade dos solos:

- a) Jet Erosion Test;
- b) Hole Erosion Test.

#### a) *Jet Erosion Test* (JET)

Desenvolvido nos EUA, realizado tanto no campo como em laboratório, o ensaio consiste em medir o tempo de lavagem do solo numa vertical submersa com um jato a incidir. O aparelho é constituído, principalmente, por um depósito superior ajustável, um tubo de jato, um sistema de calibração e um tanque de submersão. As medições são feitas pelo operador por meio de um medidor que se encontra no eixo do jato que está a incidir. Este mecanismo assume que a erosão que ocorre durante o ensaio é principalmente devido à tensão de corte aplicada ao solo perto do eixo do jato [37].

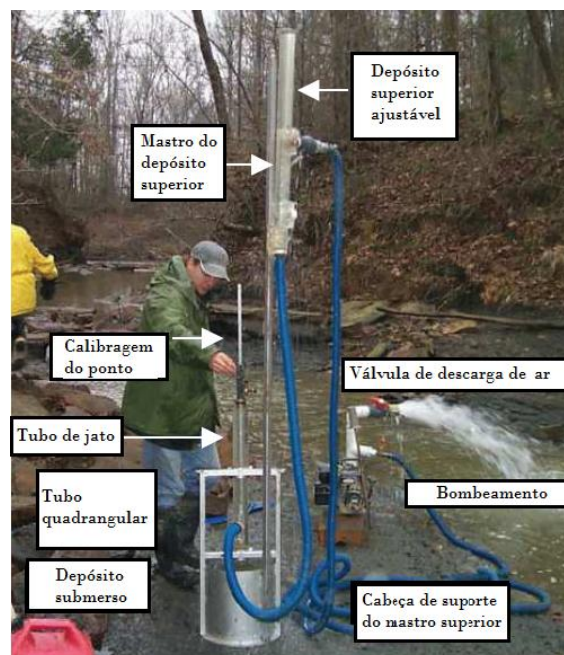


Figura 3.43 – *Jet Erosion Test* realizado in situ (adaptado de [37])



### b) Hole Erosion Test (HET)

O *Hole Erosion Test* desenvolvido pela *Cemagref* (instituição de pesquisa pública especializada em ciências e tecnologias para o meio ambiente localizada em Lyon, França) foi projetado para testar duas amostras de solos, deformadas ou intatas, tomadas *in situ* [37].

O procedimento de ensaio foi cuidadosamente definido de modo a garantir reprodutibilidade dos testes, evitando qualquer dependência do operador. A instrumentação inclui sondas de pressão, um medidor de vazão e um turbidímetro (aparelho que permite medir a turbidez de um líquido). O princípio de funcionamento é simples: um tubo de raio de 3 mm é inicialmente penetrado na amostra de solo; em seguida, um fluxo de água circula através da conduta de um modo controlado, a fim de se iniciar o processo de erosão.

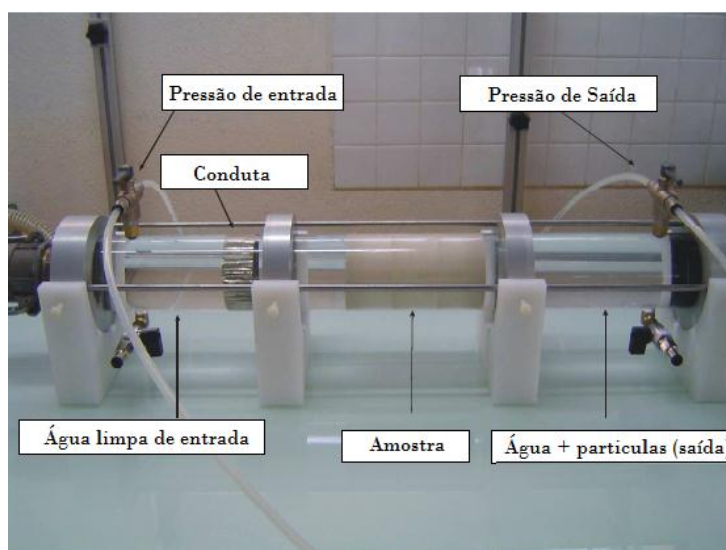


Figura 3.44 – *Hole Erosion Test* dispositivo desenvolvido pela Cemagref (adaptado de [37])

Este ensaio não foi desenvolvido especificamente para avaliar os solos pelas suas características de erosão regressiva (*backward*). O HET foi concebido para determinar a taxa de erosão em solos sujeitos a fugas concentradas de finos, tais como as que podem ocorrer numa fenda através de solos coesivos no núcleo de uma barragem.

Richards e Reddy (2009) [42] desenvolveram um equipamento para a determinação do gradiente hidráulico crítico para o qual o *piping* ocorre, que designaram por *True Triaxial Piping Test Apparatus* (TTPTA).

Os métodos anteriormente referidos para a avaliação da erodibilidade dos solos têm a sua aplicação limitada a solos coesivos. Esses métodos não são adequados para simular as condições num maciço zonado com materiais não coesivos, e onde o estado de tensão varia em função do local. Este método foi desenvolvido com o objetivo de caracterizar uma maior variedade de solos, com uma maior gama de tensões de corte, gradientes hidráulicos e pressão nos poros. O método é suposto ser adequado para materiais não coesivos, uma vez que além de poder ser estudado o gradiente hidráulico crítico (tal como acontecia nos métodos referidos anteriormente), também se pode analisar a velocidade crítica de início da ocorrência do *piping*, o que pode ser relevante em termos informação mais detalhada sobre o

início do fenómeno, concretamente face à avaliação do potencial de ocorrência de início de erosão regressiva, uma das impossibilidades dos outros métodos [42].

Este método, além de trazer essa evolução face aos métodos existentes até à data, também permite analisar a influência da variação da direção da infiltração em relação à direção da gravidade, evidenciando que os resultados dos ensaios realizados na direção horizontal não podem ser diretamente comparados com os dos ensaios realizados na vertical, devido à influência significativa da gravidade.

Muitos autores estudaram a relação entre a distribuição do tamanho das partículas e o gradiente hidráulico. Tanto Adel *et al.* (1988) [43], como mais tarde Richards e Reddy (2009) [42] salientam que, ao invés do gradiente hidráulico, o que é realmente importante de analisar é a velocidade de fluxo crítica pois essa é que indica o potencial real de ocorrência de *piping* num solo. Porém, constatou tratar-se de uma propriedade difícil de determinar, uma vez que o valor absoluto e a direção da velocidade nos poros não são constantes.

Alguns ensaios permitiram concluir que o TTPTA conduz a valores relativamente consistentes, registando uma variação de cerca de 10%, quando se avalia a sua repetibilidade. O erro poderá ser parcialmente explicado pela exatidão dos diferentes medidores e reguladores usados, alguns com um erro de 3 a 4%, bem como pelo método de colocação do solo no aparelho, que origina diferenças em relação ao índice de vazios, e conduz à variação do caminho de escoamento dentro da amostra.

Os testes demonstram que o ângulo entre a direção do fluxo do escoamento e a direção da gravidade é um fator relevante a considerar na avaliação do potencial de ocorrência de *piping*. A taxa de variação da quantidade de fluxo no escoamento tem uma influência mínima nos resultados do ensaio.



Figura 3.45 – Aspeto doTTPTA na sua posição de ensaio (adaptado de [42])

O equipamento do TTPTA foi aperfeiçoado após dois protótipos anteriores e das melhorias feitas para a conceção global e instrumentação.

O aparelho permite a determinação tanto do gradiente hidráulico crítico como da velocidade crítica necessária para que se inicie o *piping*, registando a taxa de variação do fluxo e a taxa de variação de pressão (relacionando a pressão de entrada com a de saída). É possível registar também a massa de efluente descarregado por segundo (através de um turbidímetro, que mede a turbidez causada por partículas suspensas num líquido) e a pressão diferencial a cada milésimo de segundo.

A Figura 3.46 foi obtida a partir dos resultados de ensaio num solo. Uma vez iniciado o *piping*, o diferencial de pressão começou a aumentar, aumentando também o solo que entra no tubo de saída. A pressão de saída aumentou também, a um ritmo um pouco diferente após o início do *piping*, e a turvação mostrou uma queda repentina na pressão, devido à obstrução do detetor pelo solo.

A taxa de variação de entrada de fluxo pode influenciar os dados do ensaio. Por exemplo, quando uma válvula é subitamente aberta, a taxa de entrada de fluxo aumenta exponencialmente nesse momento, o que poderá levar à ocorrência de *piping*. Na natureza, não será de esperar que este tipo de fenómenos transitórios possa ocorrer, o que pode acontecer são os casos de ruturas em barragens por erosão interna aquando do enchimento de uma albufeira, podendo induzir a um rápido (mas mais gradual) aumento das taxas de fluxo de infiltração.

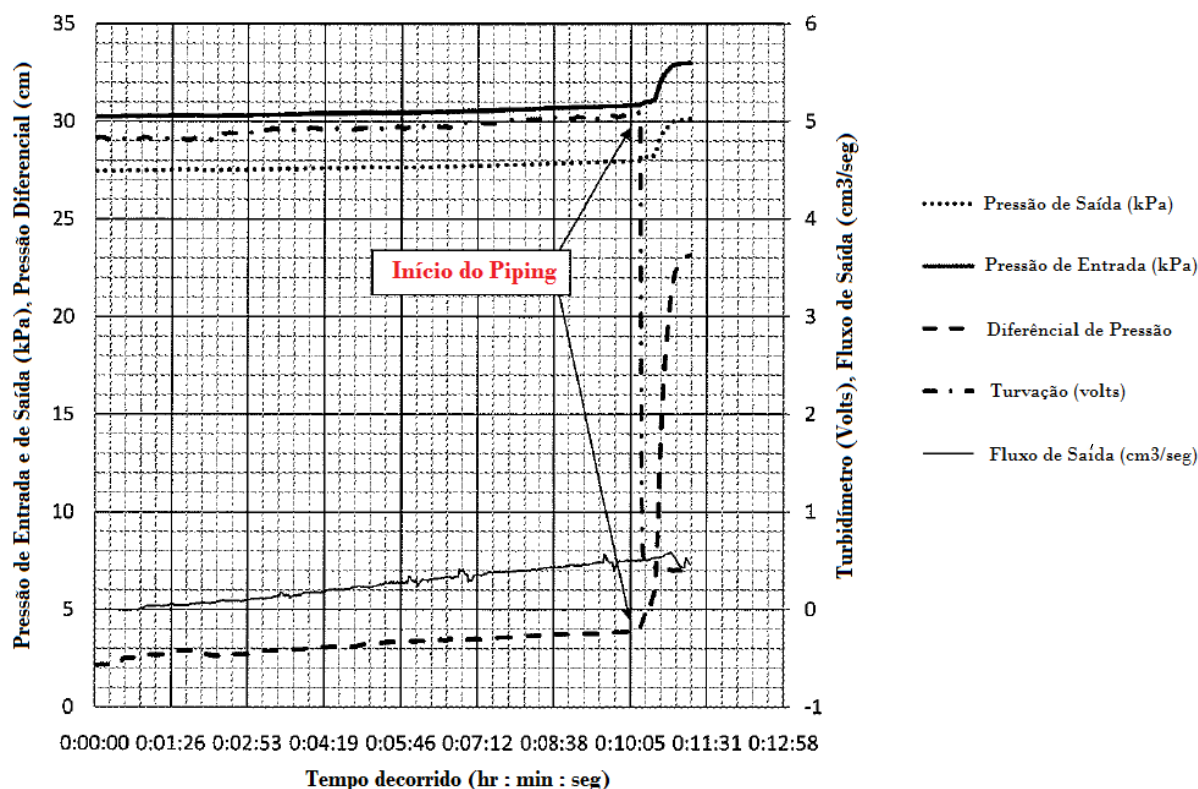


Figura 3.46 – Registo do tempo decorrido para se dar o início do *piping* relacionando o diferencial de pressão (adaptado de [42])

A Figura seguinte apresenta os resultados da análise de um solo, conduzindo a um valor máximo da velocidade crítica para cerca de 5 a 6 (mL/min)/min da taxa de variação de entrada de fluxo. Conclui-se que a velocidade crítica varia, no máximo, cerca de  $\pm 10\%$  em relação a um valor médio [42].

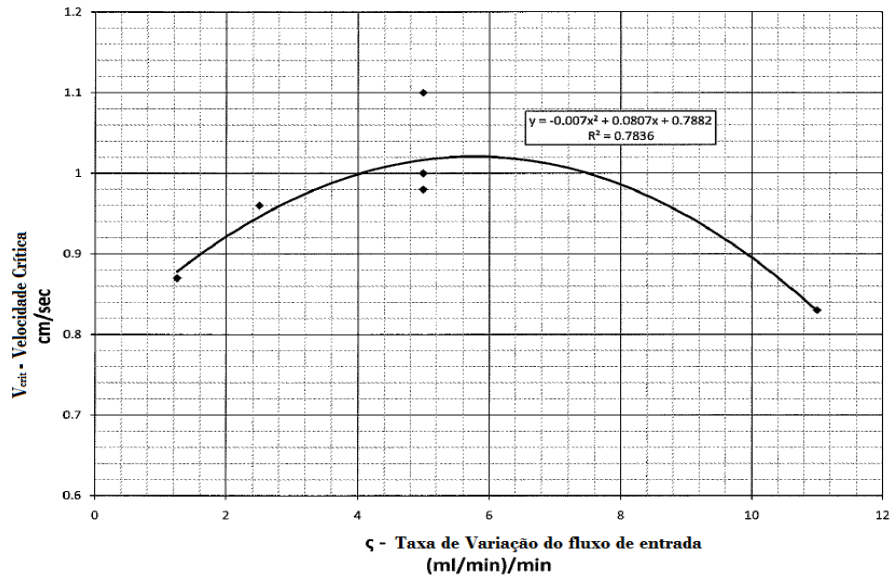


Figura 3.47 – Valores da velocidade crítica em função da taxa de variação do fluxo de entrada, obtidos nos ensaios TTPTA (adaptado de [42])

Na figura seguinte apresentam-se os resultados de ensaios realizados para avaliar a influência do ângulo de infiltração na velocidade crítica. Há uma tendência para o aumento da velocidade crítica, com o aumento do ângulo de infiltração em relação à horizontal. De facto, a velocidade crítica necessária para induzir *piping* num dos ensaios era de 1,33cm/s, valor significativamente maior do que o valor médio de 0,97cm/s, obtido nos ensaios realizados com a infiltração na direção na horizontal [42]. Estes ensaios vêm, aparentemente, confirmar que a força da gravidade, e portanto a direção de infiltração, têm uma influência significativa sobre a velocidade crítica necessária para induzir o *piping*.

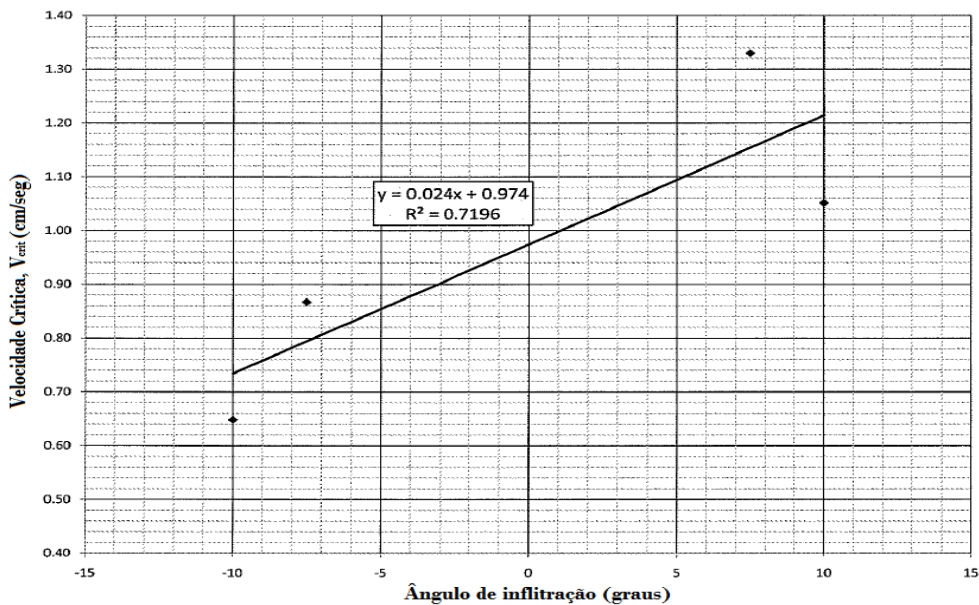


Figura 3.48 – Velocidade crítica em função do ângulo de infiltração (adaptado de [42])

## 3.6.5. ESTUDOS RECENTES NO ÂMBITO DA EROÇÃO INTERNA

De acordo com o referido em [19], Auvienet *et al* (2010), usando o método dos elementos finitos, realizaram análises com o intuito de perceber de que forma o rápido enchimento/esvaziamento influencia a velocidade de fluxo e afeta a erosão do solo. Consideraram para isso uma geometria de aterro simples (Figura 3.49), a taxa de rebaixamento foi estabelecida em 1,1m/dia, perfazendo um total de 5,5 metros em 5 dias. Da mesma forma consideraram que o aterro era constituído por um material homogêneo e isotrópico, com condutividade hidráulica  $k = 1 \times 10^{-5}$  m/s e de porosidade  $n = 0,3$  (índice de vazios  $e = 0,43$ ) [19].

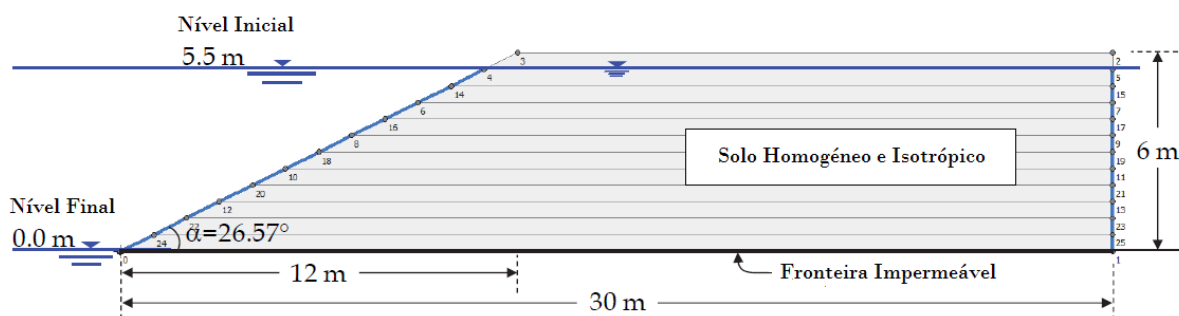


Figura 3.49 – Geometria e condições fronteira do aterro estudado por Auvienet *et al* (adaptado de [19])

Os resultados apresentados na Figura 3.50 evidenciam que durante o esvaziamento do reservatório, as velocidades poderão atingir valores relativamente elevados em alguns pontos; estas velocidades podem facilitar a *piping* dos materiais destas regiões e comprometer a estabilidade dos taludes.

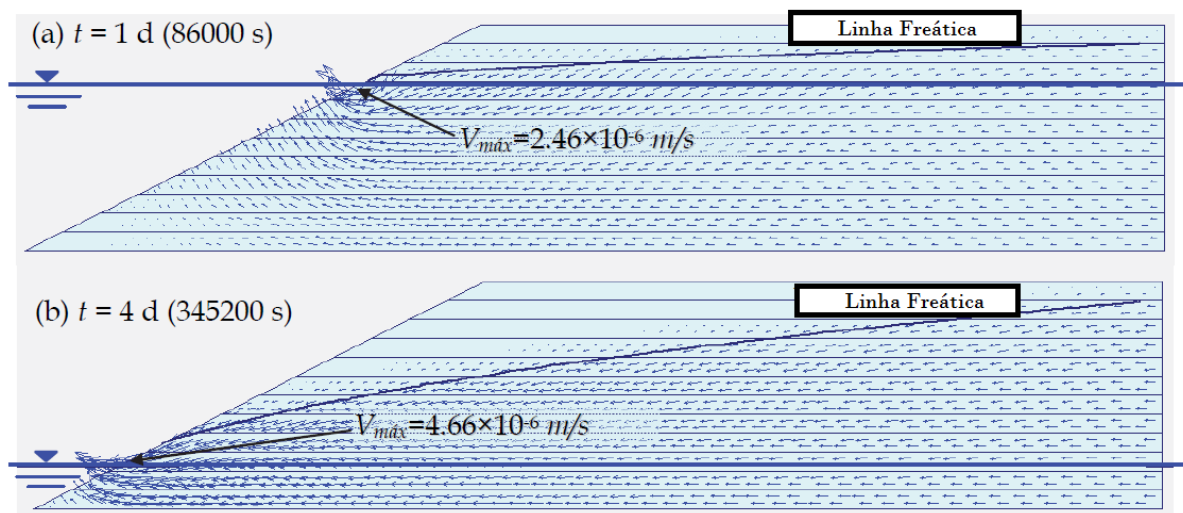


Figura 3.50 – Vetores velocidade para dois intervalos de tempo distintos, durante o esvaziamento do aterro (adaptado de [19])

A Figura 3.51, mostra o gradiente hidráulico máximo de saída ( $i_{\max} = 0.499$ ) obtido no pé do talude no final do esvaziamento rápido ( $t = 5$  d).



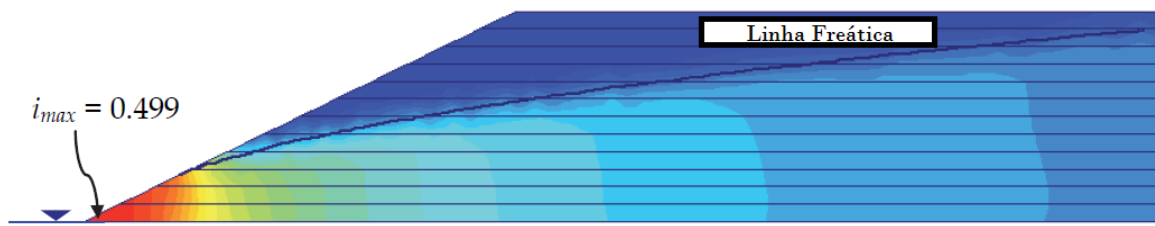


Figura 3.51 – Gradiente hidráulico (magnitude) no final do esvaziamento (t = 5 dias) (adaptado de [19])

A Figura 3.52 ilustra a forma como a linha de superfície livre (linha freática), os vetores velocidade e o gradiente hidráulico se podem alterar devido à colocação de um dreno horizontal dentro do aterro.

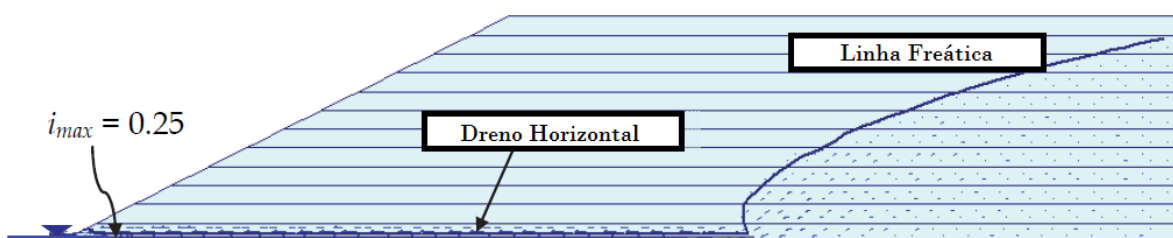


Figura 3.52 – Mudança de vetores velocidade e redução do gradiente hidráulico, devido à colocação de um dreno horizontal (adaptado de [19])

Outros estudos relativos a fenómenos de enchimento/esvaziamento de uma barragem de aterro homogénea (Figura 3.53) foram recentemente realizados com o objetivo de, através do estabelecimento de uma geometria estrutural simples, evidenciar as alterações provocadas aquando do enchimento/esvaziamento da barragem [19].

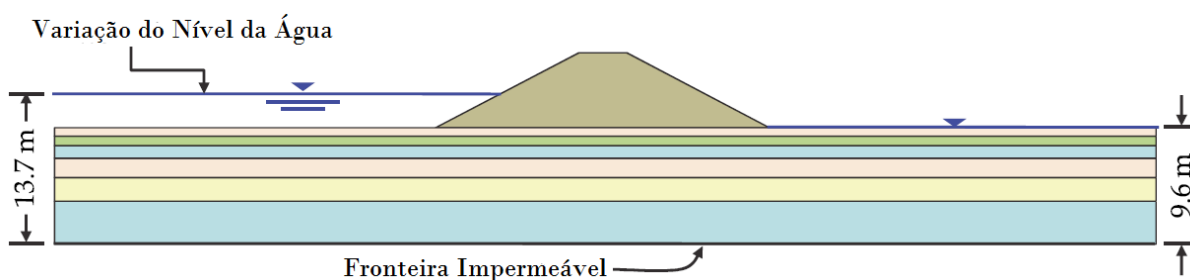


Figura 3.53 – Perfil considerado para o estudo da variação da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico em regime transitório (esvaziamento/enchimento) (adaptado de [19])

Na Figura 3.54 apresenta-se a variação do nível de água no reservatório. Durante a variação desse nível, foram calculados diferentes gradientes hidráulicos e velocidades de fluxo. Predominantemente, a mais alta gama de valores de gradientes hidráulicos e velocidades encontra-se localizada no pé de talude do enrocamento de jusante, como se observada na Figura 3.55. Sublinha-se o facto de, quando o

valor do gradiente hidráulico é superior ao valor crítico, ou seja, superior a 1, poderá haver ocorrência de *piping*.

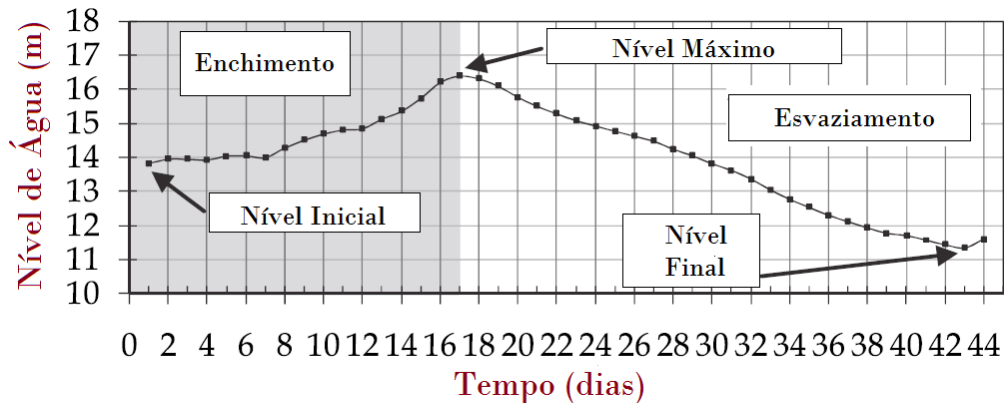


Figura 3.54 – Variação do nível de água no reservatório com o tempo (adaptado de [19])

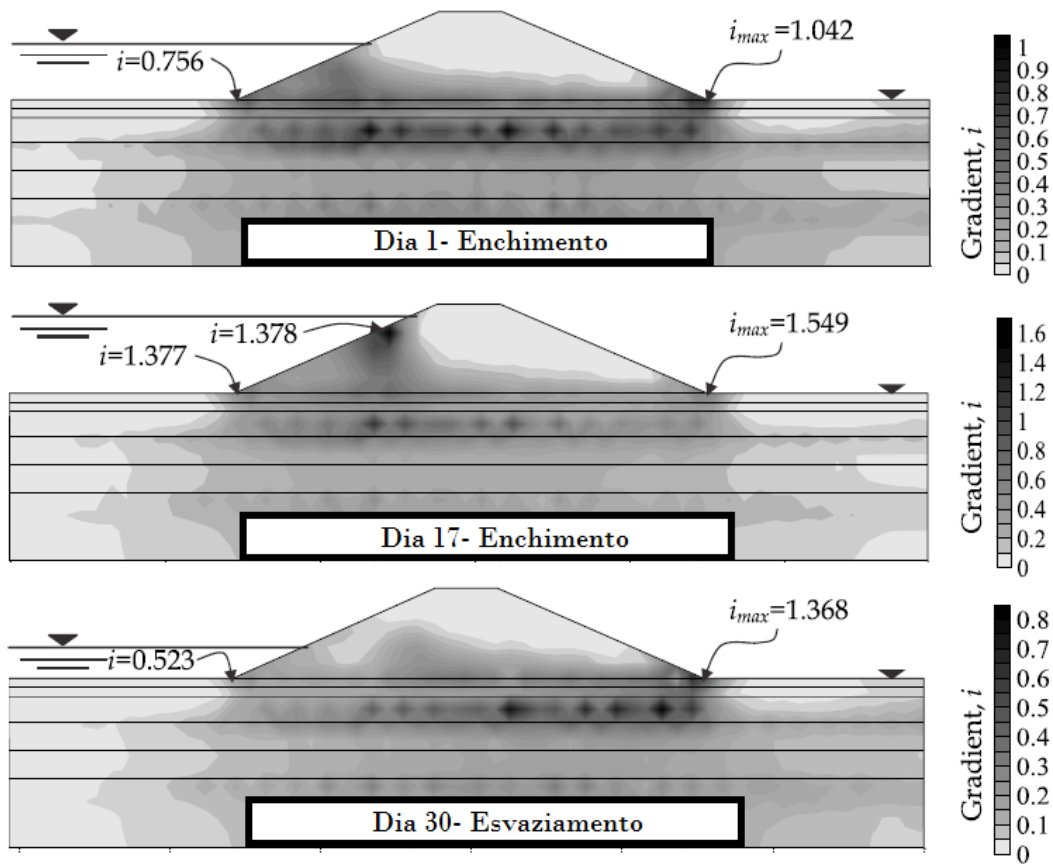


Figura 3.55 – Valor do gradiente hidráulico (magnitude) em três datas diferentes, durante o esvaziamento/enchimento da barragem (adaptado de [19])

Os valores mais elevados da velocidade ocorrerem nos materiais mais permeáveis (Figura 3.56), em contraste, os maiores valores de gradiente hidráulico, surgem nos materiais menos permeáveis.

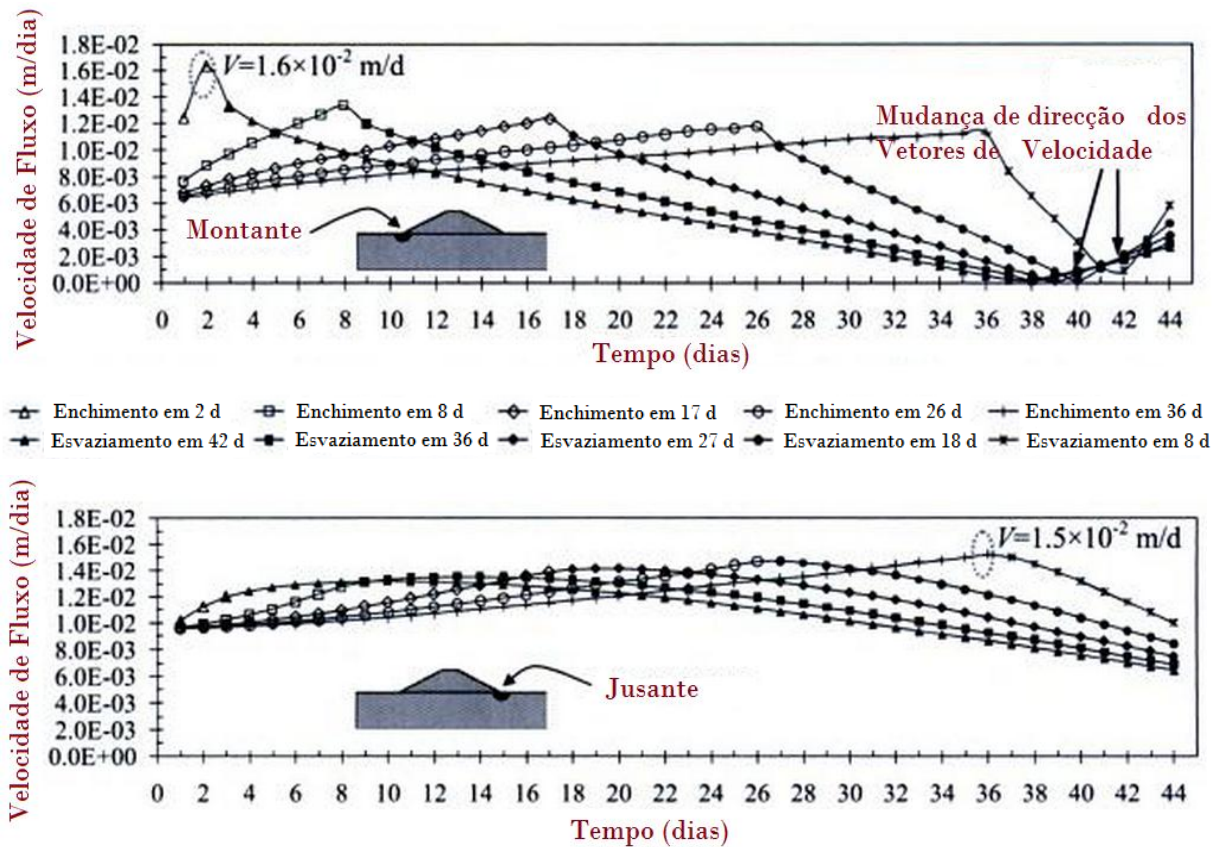


Figura 3.56 – Velocidade de fluxo em função do fator tempo (adaptado de [44])

### 3.6.6. IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS DISPERSIVOS

A erosão do solo é suscetível de ocorrer em certos tipos de solos, onde se destacam as argilas que se podem erodir por um processo designado por dispersão ou desfloculação, que ocorre quando a argila está em contato com a água. As partículas de argila separam-se e são arrastadas através de canais de erosão ou tubos preferenciais de escoamento, que se podem formar rapidamente. Um dos problemas relacionados com a ação dispersiva da argila é o facto de o processo de desfloculação ter início assim que existe um fluxo significativo de água, que poderá ocorrer devido a uma camada mal compactada, ou através de uma rutura.

A relevância prática de argilas dispersivas em engenharia de barragens começou há cerca de 60 anos, depois de se concluir que essa era a principal razão que levava à rutura por *piping*, de pequenas barragens de aterro [19].

A grande maioria das ruturas relacionadas com solos dispersivos processa-se durante o primeiro enchimento. Na ausência de filtros bem construídos a montante e a jusante do núcleo composto por estas argilas, a probabilidade de uma rutura por erosão interna será muito elevada.

As precipitações são também um motivo de preocupação aquando da existência destes solos, isto porque se poderão formar canais superficiais que ficariam ligados às pequenas brechas previamente formadas pela erosão interna, intensificando assim, ainda mais o problema.

Como este tipo de solo não é possível identificar através dos ensaios convencionais, foi necessário desenvolver técnicas específicas, tanto de laboratório como em campo, para a sua identificação.



Considerando que a suscetibilidade à erosão em solos com coesão é escassa, só perante elevados valores de velocidade do fluxo, gradientes hidráulicos e forças de infiltração é que as argilas normais são consideradas como um solo não resistente à erosão. No entanto, para argilas dispersivas os fenómenos de erosão ocorrem devido a causas que são diferentes daquelas associadas a solos argilosos “normais”, nomeadamente relacionadas com as seguintes características [19]:

- Físico-químicas – A propriedade de resistência à erosão que as argilas normais têm, devido à atração eletroquímica entre as partículas, é reduzida a um mínimo quando se trata de argilas dispersivas. Portanto, sob um baixo fluxo de água, as partículas de argila dispersivas tendem a separar-se e a serem levadas facilmente pela corrente de água. A taxa de desgaste de tais partículas de argila pode ser maior do que a que ocorre em areias e siltes. A principal diferença entre este tipo de argilas e as comuns, reside na sua composição mineralógica; enquanto as argilas dispersivas têm uma preponderância de sódio, as argilas comuns têm uma preponderância de potássio, cálcio e magnésio;
- Físicas – Argilas dispersivas não estão relacionadas com qualquer origem geológica específica;
- Mecânicas – Ao contrário do que acontece durante o processo normal de erosão interna, em que na grande maioria é iniciado por erosão regressiva, caso se trate de argilas dispersivas, o processo pode começar do lado montante, onde existe uma fonte de água; caso nesse lado exista este tipo de solo, uma pequena fenda ou uma zona mal compactada, a fenda existente pode aumentar, propagando-se rapidamente, levando a uma rutura na barragem.

Durante a investigação de campo para a construção de uma barragem de aterro, especialmente quando se olha para o leque de materiais disponíveis, é muito importante nesta altura identificar a existência de solos dispersivos. Primeiramente faz-se uma análise através de ensaios de campo (existem alguns formulados concretamente para este tipo de solo), posteriormente os resultados deverão ser confirmados em laboratório. Salienta-se o facto de os testes de campo permitirem uma boa avaliação preliminar da dispersividade dos solos.

Os ensaios de laboratório e de campo mais comuns para avaliação da dispersividade dos solos são:

em campo:

- a) *Crumb test*;
- b) *Water drop test*;
- c) *Dissolved sodium test*;
- d) *Turbidity test*.

em laboratório:

- a) *Crumb test*;
- b) *The Double hydrometer test*;
- c) *Pinhole test*;
- d) *Chemical test*.

Um dos mais comuns e mais conhecidos testes é o *Pinhole Test*, desenvolvido para avaliar a argila dispersiva em solos. É um método de medida direta da suscetibilidade de dispersão e erodibilidade da matéria fina do solo. Promove-se a passagem de um fluxo de água através de um pequeno orifício (1

mm de diâmetro) numa amostra, sob carga hidráulica ( $H$ ), que varia entre 50 e 1020 mm (Figura 3.57). A dispersividade é avaliada pela observação da cor do efluente e do fluxo de descarga através do orifício, através de inspeção visual do furo após o término do ensaio. O ensaio tem uma reprodutibilidade elevada, e os resultados de cada um dos ensaios podem ser facilmente categorizados [42] e [45].

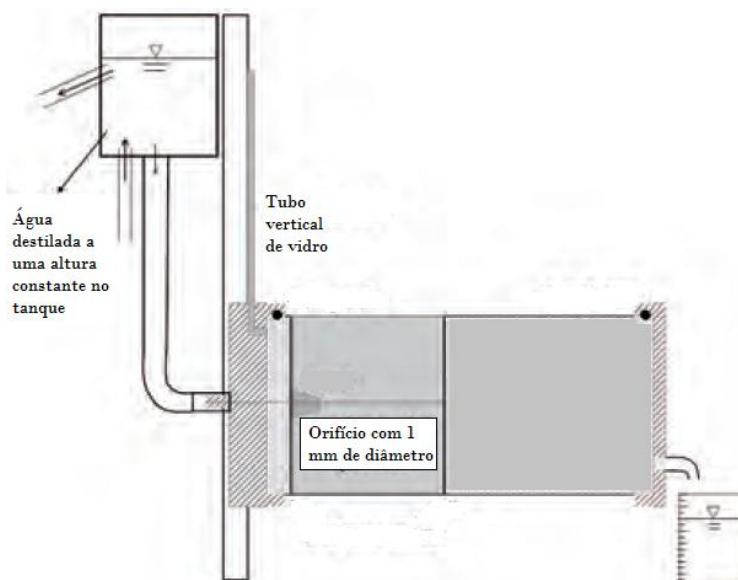


Figura 3.57 – Esboço do procedimento do *Pinhole Test* (adaptado de [45])

É um teste de difícil execução e é propenso a entupimento prematuro ou a auto – entupimento do orifício. Funciona melhor em solos que podem manter o furo aberto sob condições de fluxo, daí funcionar melhor em solos coesivos. O teste é bom para avaliar a dispersibilidade e erodibilidade da matéria fina do solo; ao contrário, não é indicado para analisar um solo de granulometria mais grosseira. É um ensaio que se aplica à análise da erosão interna e à erosão ao longo do arrastamento concentrado de finos através de aberturas pré-existentes, mas que não permite a avaliação do processo do *backward* [42] e [45].

### 3.6.7. SOLUÇÕES PARA OS PROBLEMAS DE INSTABILIDADE

Para evitar a *piping* através do aterro, várias medidas podem ser tomadas. As seguintes recomendações devem ser consideradas [19]:

- Obter a melhor seleção dos materiais de construção disponíveis;
- Controlar a homogeneidade dos materiais durante o processo de construção;
- Usar zonas de transição entre os materiais grosseiros e finos;
- Usar corretamente filtros e drenos para todas as instalações de terra expostas às prejudiciais ações da água nas suas fundações ou em torno do núcleo impermeável.

Para prevenir a erosão do solo ou *piping* através de uma fundação, podem ser tomadas as seguintes medidas [19]:

- Continuação da zona impermeável do aterro até um solo impermeável, estrato ou rocha (Fig. 3.58 a));
- Construção de uma cortina de argamassa, chapas de aço empilhadas ou ainda de uma parede de betão, sob o núcleo impermeável (Fig. 3.58 b));
- Manta impermeável a montante, de modo a diminuir o gradiente hidráulico de saída (Fig. 3.58 c));
- Combinação de soluções acima referidas.

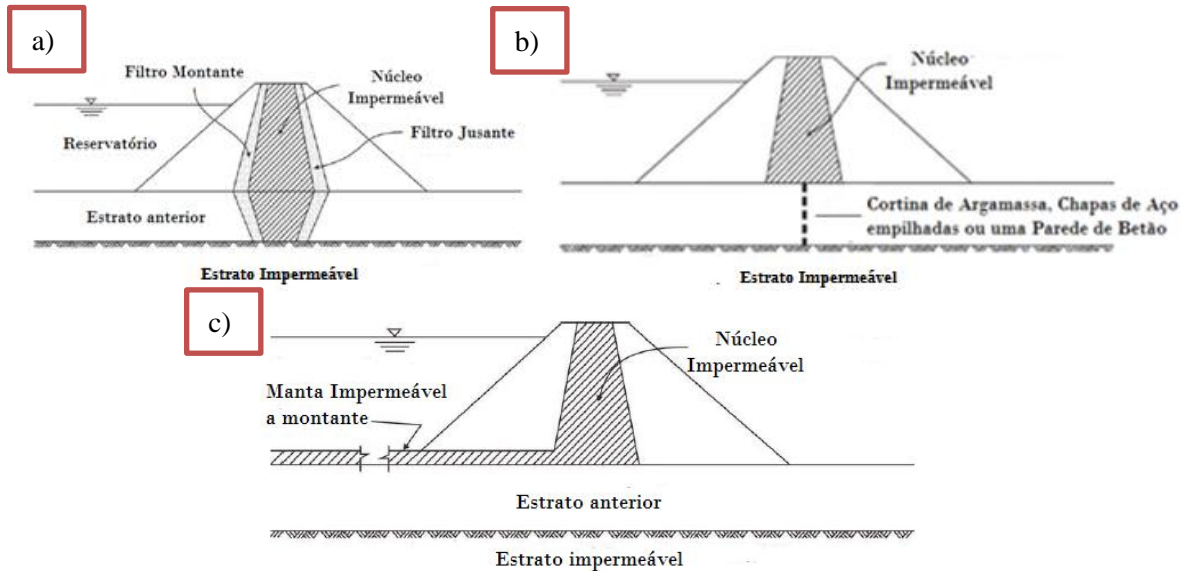


Figura 3.58 – Medidas para prevenir a erosão do solo ou o *piping* através de uma fundação permeável de uma barragem de aterro (adaptado de [19])

Para a iniciação de qualquer construção de terra, é primordial investigar, através de um ou vários dos métodos anteriormente mencionados, a existência de solos dispersivos. Uma vez identificados, a decisão de os utilizar ou recusar, tem que ser tomada. Por vezes, os solos dispersivos podem ser usados em estruturas de terra, se forem misturados com cal ou se os drenos e filtros forem bem dimensionados. Todavia, esta é uma situação a ser evitada. Nesses casos há condições que devem ser levadas em conta:

- Fendilhação, devido aos assentamentos diferenciais, causados pela consolidação do solo, concentração de tensões, etc;
- Melhoria do solo de argila dispersiva, adicionando cal ou adicionando argila não dispersiva de média a alta plasticidade. Deve ser tomado um especial cuidado na compactação do solo adjacente a estruturas rígidas, como condutas;
- Controle das obras, isto é, dever-se-ão implementar normas especiais e especificações quando estão envolvidos solos dispersivos. Por exemplo, não deve haver concentração de humidade enquanto é feita a adição de água para se obter o teor em água adequado à compactação das camadas. Deve realizar-se acompanhamento especial nas barragens de aterro durante o 1º enchimento;
- Medir periodicamente pressões de água e níveis de água em diferentes zonas do aterro.

### 3.7. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO ESTUDO DOS FILTROS

#### 3.7.1. O CRITÉRIO DE TERZAGHI

De acordo com [14], Terzaghi (1922), com base em conhecimentos científicos e notável sensibilidade, estabeleceu que, para proteger uma barragem da rutura por erosão interna, é necessário prover filtros de proteção, que por sua vez têm que satisfazer dois requisitos opostos: o material deve ser permeável o suficiente para permitir o livre escoamento da água sem alteração da estrutura granulométrica do filtro e sem causar excessiva perda de carga e, simultaneamente, ser fino o suficiente para evitar a migração de partículas do solo através dos seus poros.

A granulometria requerida para o material filtrante era encontrada através de métodos empíricos, tendo posteriormente sido estabelecidas as seguintes relações, baseadas na granulometria do filtro e do solo a ser protegido:

$$\begin{aligned} \Rightarrow \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 & \text{ Para evitar o } \textit{piping} \\ \Rightarrow \frac{D_{15}}{d_{85}} > 4 & \text{ Para assegurar adequada permeabilidade} \end{aligned} \quad (3.18)$$

em que:

- $D_{15}$  – Máxima dimensão das partículas do material de filtro correspondente a 15% em peso do material passado numa análise granulométrica;
- $d_{85}$  – Máxima dimensão das partículas do solo base correspondente a 85% em peso do material passado numa análise granulométrica.

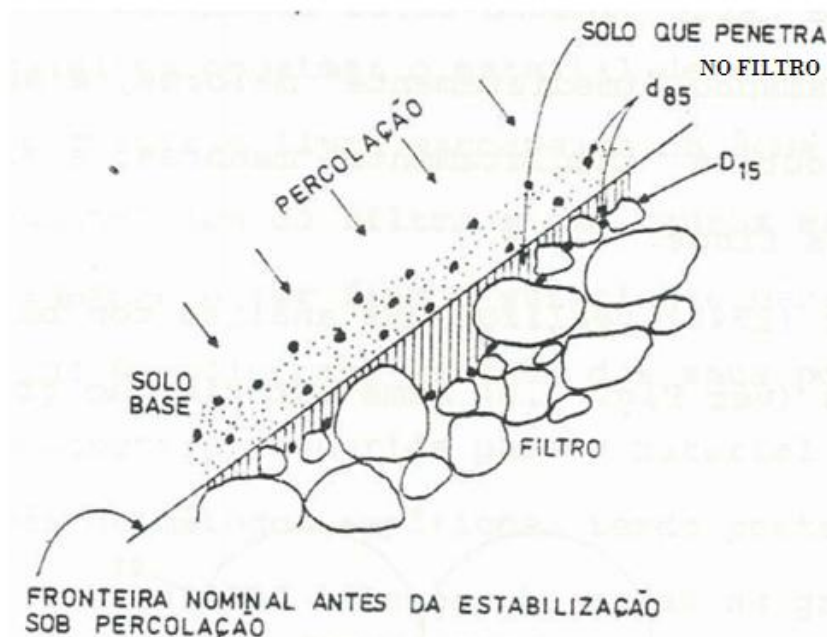


Figura 3.59 – Esquema de funcionamento de um filtro segundo o critério  $D_{15}/d_{85}$  (adaptado de [14])

No funcionamento dos filtros de proteção admite-se que, se o filtro impede o movimento das partículas de maior dimensão do solo base, estas, por sua vez, impedirão o movimento das menores (é isto que se espera em solos de granulometria contínua). Estes critérios têm sido utilizados desde aproximadamente 1930 (Figura 3.59).

De acordo com [14], Bertram (1940), orientado por Casagrande, procedeu a ensaios laboratoriais para validar este critério, utilizando filtros uniformes e areia fina bastante uniforme, simulando assim as condições mais propícias à ocorrência de *piping*. Realizou também estudos tendo por base o que foi proposto por Terzaghi e concluiu que, se os poros dos filtros forem suficientemente pequenos para impedir o movimento das partículas do solo base correspondentes ao diâmetro máximo de 85% das partículas ( $d_{85}$ ), as partículas mais finas também seriam impedidas de penetrarem no filtro. No seguimento do raciocínio, Taylor (1948) por sua vez, realizou uma análise com base em esferas de igual diâmetro, numa aproximação grosseira, para estabelecer a dimensão máxima das partículas que podem ser usadas como material de filtro sem o perigo da penetração de finos através de seus poros.

Mostrou que se três esferas têm diâmetros 6,5 vezes maiores que o diâmetro de uma esfera menor, esta pode mover-se através da abertura central entre as maiores, logo ter-se-ia que limitar a dimensão do material do filtro a um valor inferior a 6,5 vezes ao do material a filtrar (Figura 3.60).

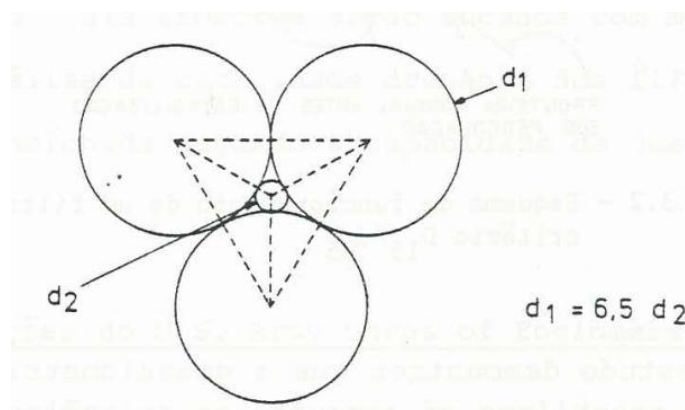


Figura 3.60 – Ilustração do esquema analisado por Taylor (1948) (adaptado de [14])

A validade do critério de Terzaghi foi assim confirmada e manteve a sua forma original pela margem de segurança satisfatória que apresentava. Este critério, originalmente concebido para filtros uniformes, apresenta, justamente nesse ponto, as suas limitações, pois a sua conceção e dimensionamento é complicada e a sua construção onerosa, uma vez que eles exigem equipamento próprio, material exclusivamente para “fabricar filtros” e têm que ser construídos em camadas, sendo cada camada sucessivamente mais grosseira que a anterior.

### 3.7.2. O TRABALHO DE KARPOFF

De acordo com [14] Karpoff (1955) realizou uma série de ensaios de filtração envolvendo materiais granulares incoerentes com vista ao desenvolvimento de um critério para a seleção de uma adequada granulometria dos filtros.

O estudo protagonizado por Karpoff constitui o estado de arte da época. Este investigador realizou ensaios para filtros de granulometria uniforme e filtros bem graduados.

Neste seguimento, para uma maior lucidez e compressão do trabalho, explica-se em seguida esses termos (Figura 3.61) [46]:

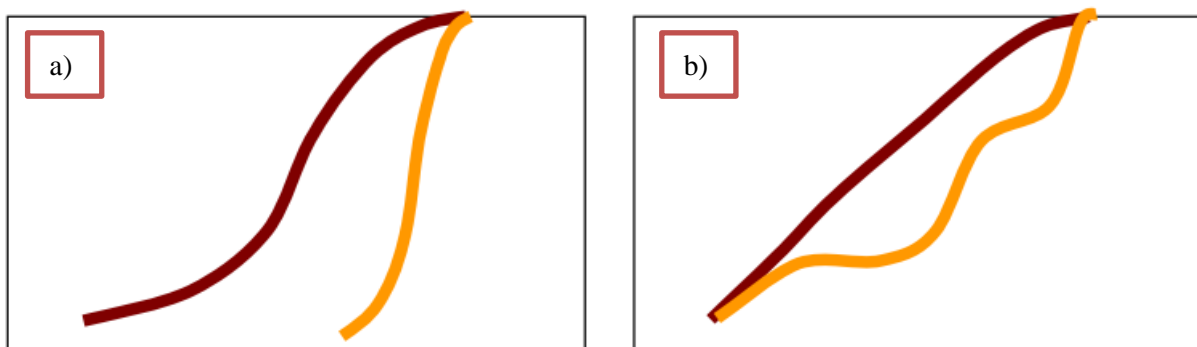


Figura 3.61 – Curva característica de um solo de granulometria extensa e uniforme (a) e de um solo bem graduado e mal graduado (b)) (adaptado de [46])

- A Granulometria extensa (castanho) – quando existem partículas de várias dimensões, permitindo assim um embricamento entre as partículas, aumentando a estabilidade;
- Granulometria uniforme (amarelo torrado) – há uma grande percentagem de partículas da mesma dimensão.
- Solo bem graduado (castanho) – em geral estão presentes partículas de todas as dimensões; tem um melhor comportamento sob o ponto de vista da engenharia, pois as partículas menores ocupam os vazios correspondentes às partículas maiores, criando um imbricamento, resultando assim uma menor compressibilidade e maior resistência;
- Solo mal graduado (amarelo torrado) – há predominância de partículas de um certo diâmetro.

Karpoff verificou que, um material de granulometria uniforme, poderia ser apenas definido pela dimensão média das partículas presentes, o que corresponde aproximadamente ao  $D_{50}$ . A relação  $D_{50}/d_{50}$  foi escolhida como fator de controlo para a estabilidade deste tipo de filtros.

Estabeleceu-se, assim, mais um critério a ser utilizado. Dos resultados dos ensaios estabeleceu-se um intervalo de grandezas numéricas que se passa a apresentar:

Quadro 3.11 – Proposta de Karpoff para filtros (adaptado de [14])

Filtros Uniformes		$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 5 \text{ a } 10$	
Filtros Graduados de partículas:	Naturais, arredondadas	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 15 \text{ a } 58$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 12 \text{ a } 40$
	Angulosas	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 9 \text{ a } 30$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 6 \text{ a } 18$
	Naturais, sub-arredondadas	$\frac{D_{15}}{d_{50}} = 12 \text{ a } 5$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \text{ a } 5$ $\frac{D_{15}}{d_{15}} = 12 \text{ a } 40$



É de realçar o facto de Karpoff ter distinguido material anguloso obtido de forma artificial (obtido por britagem), pois este contém um alto grau de angulosidade e conseqüentemente uma grande percentagem de vazios, o que requer assim um material de granulometria mais fino. No entanto, a razão  $D_{50}/d_{50}$ , não está devidamente fundamentada que justifique o uso da mesma como fator de controlo da estabilidade dos filtros, tendo um papel quase que “irrelevante” no dimensionamento de filtros granulares [14].

### 3.7.3. O ESTUDO DE SHERARD, DUNNUIGAN E TALBOT

Estes autores realizaram uma exaustiva investigação laboratorial sobre os filtros, durante os anos 1981-1982, verificando-se os pressupostos anteriores. A relação  $D_{15}/d_{85}$  apresenta-se como o principal critério para julgamento da adequabilidade de filtros de proteção, e continua a ser o principal fator de análise geométrica no estudo do *piping*. A dimensão  $D_{15}$  tem um papel fundamental nas características de retenção de partículas e permeabilidade dos filtros.

Partindo deste facto, no caso de solos incoerentes, utilizou-se nas experiências de filtros de graduação, material relativamente uniforme com  $D_{15}$  variando entre 1,0-10 mm (Figura 3.62). Na sua maioria, os filtros eram constituídos por solos aluvionares com partículas sub-arredondadas a sub-angulares. Como solo base, utilizaram areia muito uniforme (Figura 3.63) [14].

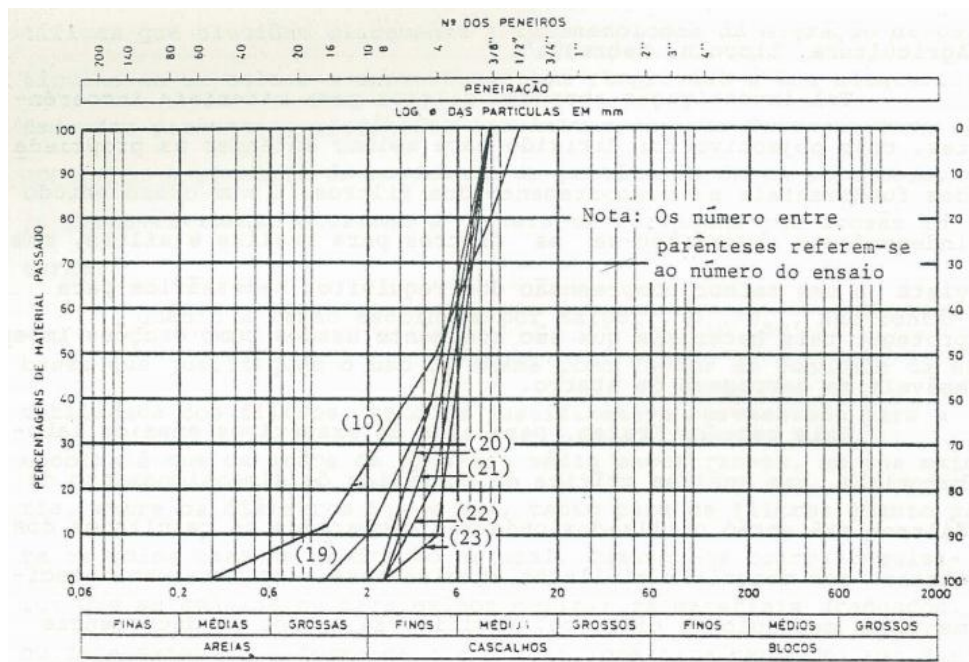


Figura 3.62 – Uma das curvas granulométricas dos filtros utilizados no programa de ensaios (adaptado de [14])

Nos ensaios, essencialmente fez-se passar um caudal pelo sistema com medição da quantidade de material de base que atravessava o filtro, julgando-se posteriormente os resultados dos ensaios através do critério: “bem-sucedido”, “deficiente” ou “intermediário”. Nos ensaios em que nenhuma, ou praticamente nenhuma, quantidade de areia atravessava o filtro, mantendo-se o fluxo, transportava-se o equipamento para uma mesa vibratória e aí produzia-se uma vibração relativamente forte. Depois, procedia-se à análise dos resultados observados.

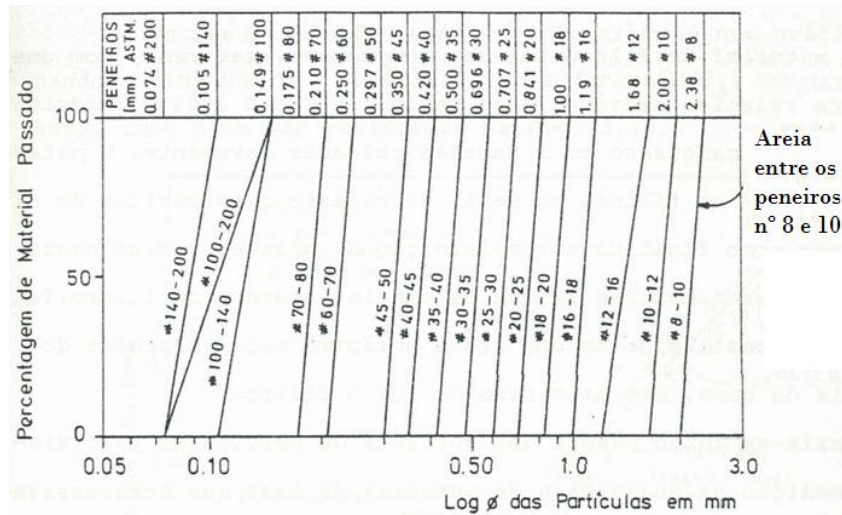


Figura 3.63 – Curva granulométrica dos solos base utilizados nos ensaios (adaptado de [14])

Considera-se “bem-sucedido”, quando nenhuma quantidade significativa de material de base conseguiu atravessar o filtro; considera-se “deficiente”, quando uma quantidade bastante significativa de material de base atravessou o filtro nos primeiros 60 segundos de fluxo, e continuava numa razão aproximadamente constante; caso se prolongasse o ensaio, praticamente todo o material da base passaria pelo filtro; considera-se “intermediário”, quando nenhuma quantidade significativa de material de base atravessou o filtro na altura em que unicamente atravessava o fluxo de água, porém uma grande quantidade o fez durante o período em que também se utilizou a vibração [14]. A figura seguinte retrata essas mesmas classificações num gráfico que relaciona a dimensão  $D_{15}$  do filtro com a dimensão  $d_{85}$  do material base. Na figura observa-se que, na análise do melhor material para o filtro, há uma linha muito ténue a separar a falha do sucesso.

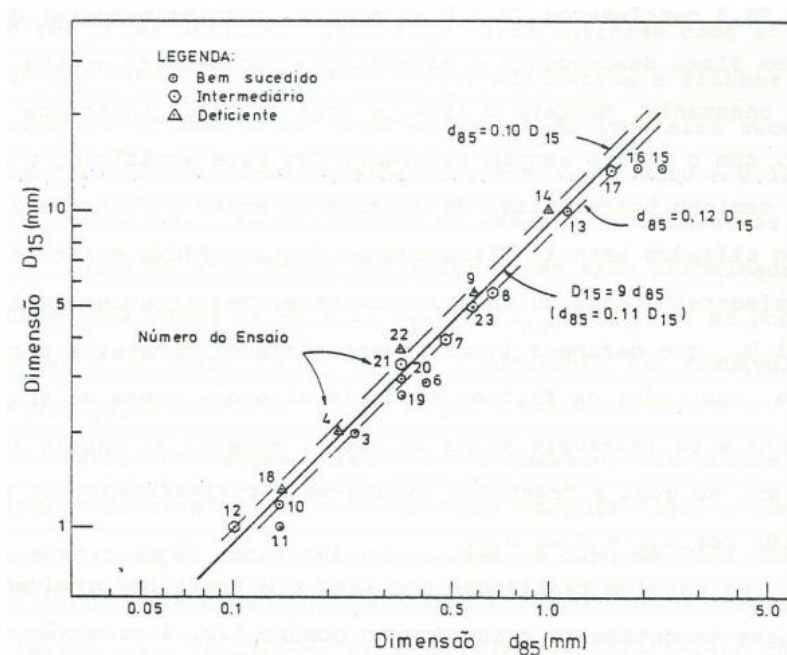


Figura 3.64 – Relação entre  $D_{15}$  do filtro e do  $d_{85}$  do solo base (adaptado de [14])



Alguns anos mais tarde, de acordo com [14], Sherard *et al.* (1984) realizaram ensaios de permeabilidade sobre quatro tipos de materiais granulares. Foram preparadas amostras duplicadas com exatamente a mesma distribuição granulométrica, uma de material aluvionar sub-arredondado e outra de partículas angulares obtidas por britagem de calcário (Figura 3.65).

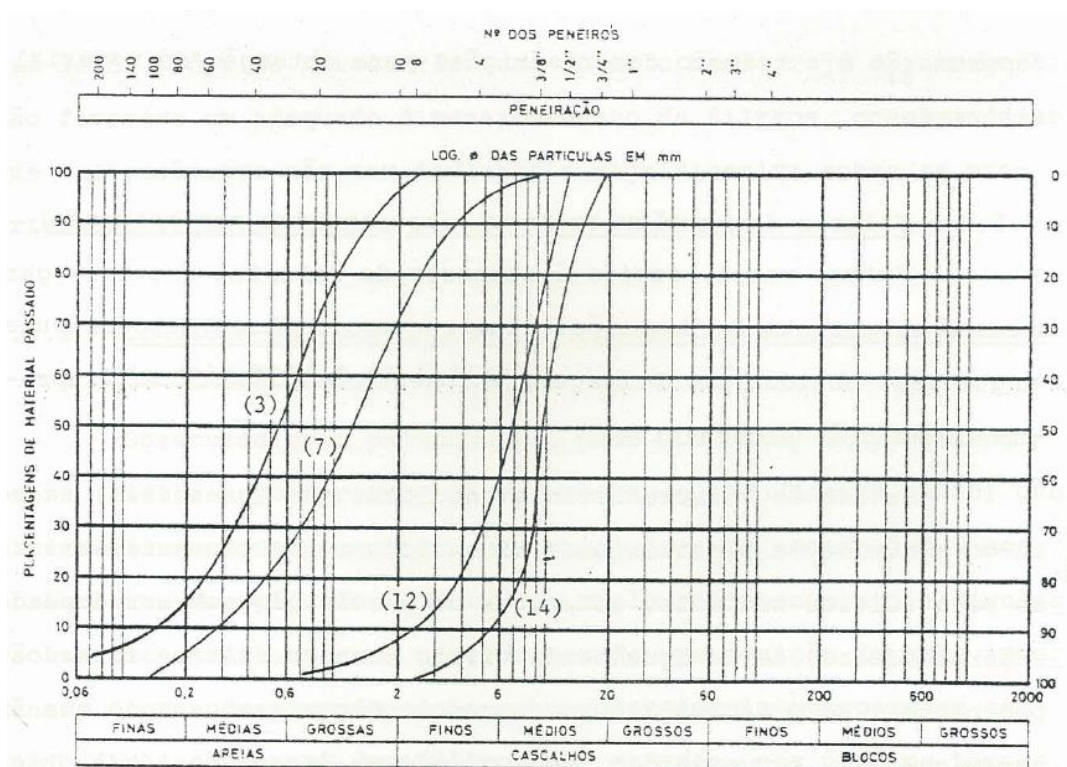


Figura 3.65 – Material granular utilizado nos ensaios de permeabilidade (adaptado de [14])

Estes solos, juntamente com mais 11 outros materiais granulares, normalmente utilizados em filtros ou drenos de barragens, foram sujeitos a um amplo estudo de permeabilidade, cuja finalidade consistia em analisar a variação dos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade para o mesmo material, utilizando os mesmos procedimentos, no mesmo laboratório. Para cada três amostras independentes do mesmo material, media-se a variação dos valores de  $k$ , do qual os resultados variavam aproximadamente entre  $\pm 10\%$  a  $\pm 20\%$  do valor médio, sendo que, esse valor era superior no caso de se tratar de amostras mais bem graduadas. É importante evidenciar que o valor médio de  $k$  para o estado solto era, em geral, cerca de 1,1 a 3,0 vezes maior que o do estado compacto.

Relacionando a dimensão  $D_{15}$  dos materiais ensaiados com os respectivos valores médios de permeabilidade, verificou-se que o coeficiente de permeabilidade para um filtro no estado compacto varia geralmente entre  $k=0,2 D_{15}^2$  a  $0,6 D_{15}^2$ , com uma média de aproximadamente  $k=0,35 D_{15}^2$ , sendo  $k$  em  $\text{cm/s}$  e  $D_{15}$  em  $\text{mm}$  [14].

Através da observação do quadro seguinte, onde se apresentam os resultados médios dos três ensaios realizados para cada amostra, comprova-se que a permeabilidade das amostras compostas por partículas aluviais (sub-arredondadas a arredondadas) têm geralmente um  $k$  superior, quando comparado com o das partículas obtidas por britagem (angulosas).

Quadro 3.12 – Resultados dos ensaios de permeabilidade em partículas aluviâres e partículas obtidas por britagem (adaptado de [14])

Material	Coeficiente de Permeabilidade (k)	
	Partículas Aluviâres	Partículas obtidas por britagem
3	0,011	0,0035
7	0,039	0,026
12	4,5	2,0
14	8,8	9,5

Deste modo, pode-se então admitir que se a permeabilidade dos materiais aluviâres não for significativamente superior à dos obtidos por britagem para o mesmo  $D_{15}$ , é razoável assumir que os canais de interligação entre os poros também não o são, podendo ambas ser soluções satisfatórias para constituir material para filtro, podendo também ser dimensionadas através do mesmo critério [14].

Um dos grandes avanços nestes estudos apontado por Sherard, e que se veio a revelar fundamental no desenvolvimento de estudos mais recentes, é o facto de não ser necessário que as curvas granulométricas do solo base e do filtro sejam geometricamente semelhantes (curvas paralelas), uma ideia defendida até então, pelo que perdem sentido os tão generalizados critérios baseados em relações do tipo  $D_{50}/d_{50}$  e  $D_{15}/d_{15}$  [47].

#### 3.7.4. RACIONALIZAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FILTROS

Considerando que os materiais em geral mais utilizados em núcleos de barragens são as argilas, justamente os materiais com um comportamento relativamente complexo, dada a sua sensível variação de características conforme as condições de estado e a origem geológica, devem realizar-se ensaios laboratoriais, no sentido de perceber o seu funcionamento hidráulico-mecânico, no âmbito das estruturas em análise [14].

Existem certos tipos de solos que apresentam características que dificultam a aplicação do critério clássico de filtros ( $D_{15}/d_{85}$ ). Por vezes trata-se de situações em que o principal problema é a má graduação do solo, veja-se o exemplo da Figura 3.67. Observa-se que o solo representado pela Curva 1 teria condições necessárias para satisfazer o critério  $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$ . Porém a granulometria não contém certas dimensões e apresenta partículas dispersas de rocha (cascalho). O mais correto a fazer em situações semelhantes a esta, é não considerar as partículas grosseiras e entrar apenas com a matriz fina do solo, Curva 2. Assim sendo, obtém-se um material de granulometria bem mais fina do que o representado pela Curva 3 [14].

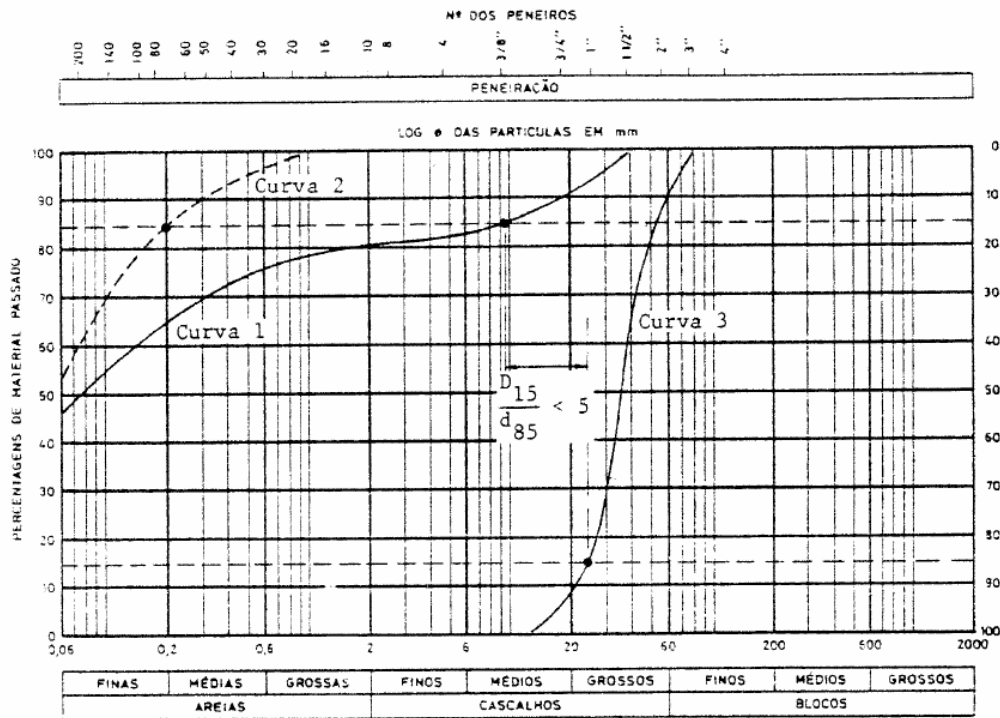


Figura 3.66 – Exemplo de um solo cuja granulometria apresenta falta de certas dimensões (adaptado de [14])

### 3.7.5. APARECIMENTO DO CONCEITO “FILTRO PERFEITO”

Balderhead, barragem da Grã-Bretanha com 48 metros de altura, construída no ano de 1965, sofreu um acidente em 1967, provocado pela erosão interna do núcleo argiloso (tratava-se de um núcleo estreito), resultando daí furos na sua crista. Durante o primeiro ano de enchimento do reservatório, registaram-se dois aumentos de percolação a partir de infiltrações do dreno subterrâneo, com fugas máximas de 35 a 65 l/s, alterando entre escoamentos turvos e claros. Após cerca de três meses de registados esses escoamentos, desenvolveu-se um furo de cerca de 3 metros na crista, a infiltração depois passou para 10 l/s mas durante os escoamentos houve um rebaixamento da linha de água de 9 metros.

Os projetistas depararam-se então, nesta altura, com a urgente necessidade de providenciar um filtro que garantisse a não repetição do caso da barragem de Balderhead. Vaughan em 1982 [48] introduziu, então, o conceito de “filtro perfeito”, que operaria independentemente da fendilhação e da quantidade de segregação do material erodido: O que distinguia este critério de todos os apresentados até então, era o facto de este depender da permeabilidade, ou seja, Vaughan sugeriu que as características de retenção de partículas de um filtro poderiam ser descritas com maior generalidade através da sua permeabilidade ao invés da sua granulometria.

A característica fundamental do critério foi deduzida a partir da realização de ensaios que constavam basicamente na passagem de suspensões aquosas contendo argila floculada através de amostras de filtros, e posto isto ocorreria uma de duas possíveis situações: ou a suspensão passava diretamente através do filtro, ou era retida neste, formando, nesse caso, uma película argilosa na superfície do filtro. Após a eliminação destes finos, lavando-se o filtro, este não retinha mais flocos de argila, apresentando igualmente um aumento considerável na permeabilidade. Conclui-se desta forma, que a

dimensão dos poros de um filtro, e em consequência, a sua capacidade de retenção de partículas individuais, depende da sua permeabilidade [14] e [48].

A metodologia de dimensionamento consiste, resumidamente, em estudar-se primeiro as características químicas da água que percolará pelo maciço terroso, examinando-se assim o comportamento do sistema solo-água, comparando-se resultados de forma a apreciar a flocculação da argila. Conhecida a dimensão das partículas formadas, procede-se então à caracterização através de ensaios, da permeabilidade dos materiais disponíveis e apropriados para filtros. Estes estudos foram baseados em relações teóricas entre a permeabilidade, dimensão dos poros e a porosidade, propostos para solos granulares. Considera-se, assim, que o tamanho do floco que atravessará o poro do filtro, varia linearmente com a dimensão deste, definindo uma “fronteira estável de filtragem”, através da equação [14] e [48]:

$$k = 6,7 \times 10^{-6} \times \delta^{1.52} \tag{3.19}$$

em que:

- k – Permeabilidade;
- $\delta$  – Diâmetro representativo do tamanho do floco em  $\mu\text{m}$  (neste caso  $\delta$  está relacionado com  $d_{85}$ ).

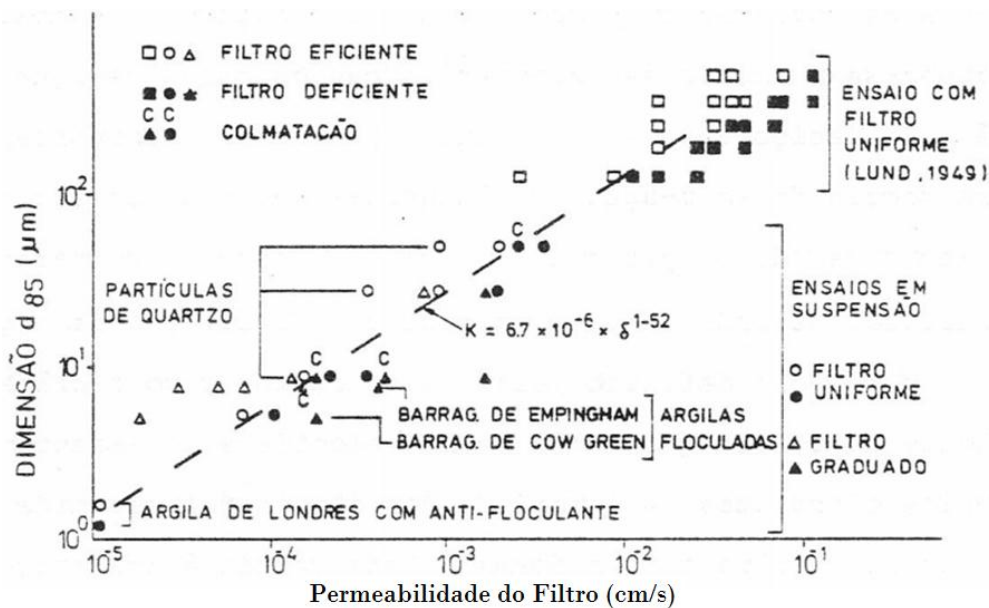


Figura 3.67 – Determinação da fronteira estável de filtragem (adaptado de [14])

A Figura 3.67 retrata uma relação que poderá ser utilizada para fins de dimensionamento preliminar de filtros, estabelecida entre a dimensão  $d_{85}$  dos flocos (que passam ou são retidos pelo filtro) e a respetiva permeabilidade do filtro. Frisa-se o facto de que os diversos ensaios realizados com várias argilas britânicas, terem permitido concluir que o tamanho do floco varia consoante a concentração salina (cálcio, magnésio, potássio, sódio) bem como com a concentração de argila, justificando, desta forma, ser essencial que os ensaios sejam realizados com uma concentração padronizada de argila. Este tipo de abordagem “obriga” a soluções muito do lado da segurança [14].

Este mecanismo de autofiltragem em que se tem em consideração as características hidráulicas (velocidade, pressão e características químicas da água, duração do escoamento), foi abordado pela primeira vez por Sherard *et al* (1984) quando este afirmou que a granulometria grosseira extensa e, de certo modo a instabilidade interna, fazem com que nos ensaios de filtros, estes materiais se comportem de forma bem diferente da dos solos impermeáveis mais comuns. De facto, nos ensaios “bem-sucedidos” com estes últimos materiais, as partículas mais grossas bloqueiam na interface os vazios do filtro, evitando assim que qualquer erosão significativa se venha a desenvolver posteriormente. Mas em ensaios semelhantes com os solos de granulometria grosseira e extensa, as partículas de maiores dimensões destes solos impermeáveis são maiores que a abertura dos vazios do filtro, acumulando-se na interface solo-filtro, e interferindo negativamente no processo da filtragem (Figura 3.68) [47].

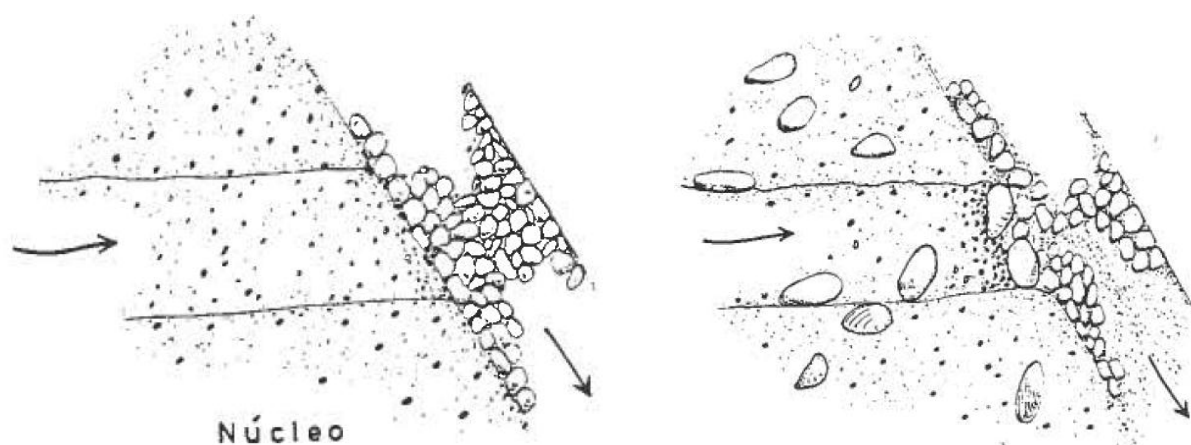


Figura 3.68 – Influência da granulometria do solo do núcleo nos mecanismos de autofiltragem (adaptado de [47])

Assim, a neutralização do efeito colmatante dos siltes grossos conduziria à passagem dos elementos finos. Logicamente, seguindo a mesma linha de raciocínio, os critérios a adotar face a este tipo de terrenos deveriam ser tais que conduzissem a um filtro capaz de deter as partículas mais finas, parecendo pois um caso em que se justificaria o recuso ao filtro perfeito proposto por Vaughan e Soares [47]. Sherard, contudo, afirma que na sua opinião não é necessário providenciar um filtro “perfeito” para reter flocos de argila de 10 a 20  $\mu\text{m}$  de diâmetro, isto porque segundo o próprio, as partículas de dimensão silte (30-70  $\mu\text{m}$ ) constituem uma substancial porção de solos de fração muito fina, estando assim aptas para obstruir esses flocos. Além do mais, a utilização do filtro perfeito acarretaria consigo a necessidade de utilização de dupla camada de filtro, com um filtro mais grosseiro como “segurança” do filtro fino, semelhante ao reportado anteriormente, aquando da abordagem dos “filtros construídos em camadas”, definido como um processo oneroso [14].

### 3.7.6. A PROPOSTA DE SHERARD, DUNNIGAN E TALBOT

Segundo [14], Sherard, Dunnigan e Talbot, baseados nos estudos iniciados pelo próprio Sherard, apresentaram uma nova proposta relativa à problemática do dimensionamento dos filtros. Focando-se numa perspetiva simplista e abrangente, consideraram que, apenas a ação do filtro em conjunto com suas propriedades, seria o necessário para evitar uma penetração significativa de partículas de solo base.

Os filtros utilizados a jusante do núcleo foram denominados filtros “críticos”, e a montante, “não críticos”. Tal distinção é devido ao facto de os primeiros estarem sujeitos a possíveis desenvolvimentos de fluxos concentrados provenientes do núcleo (com consequentes gradientes muito elevados), o que não sucede com os segundos.

No dimensionamento de filtros, há a necessidade de considerar a possibilidade de desenvolvimento de escoamentos concentrados devidos à fendilhação. Caso estes escoamentos arrastem consigo partículas erodidas do material do núcleo, estas irão colmatar a face do filtro, originando uma abrupta elevação da pressão da água na fenda, que tenderá a igualar o valor da carga hidráulica correspondente ao nível da água na albufera, gerando um alto gradiente de percolação (Figura 3.69) [14].

Se mesmo assim o filtro a jusante consegue controlar o escoamento, o material vindo do núcleo ao longo das paredes da fenda ou se expande, ou amolece ou colapsa, pelo que a pressão da água no local é regularizada.

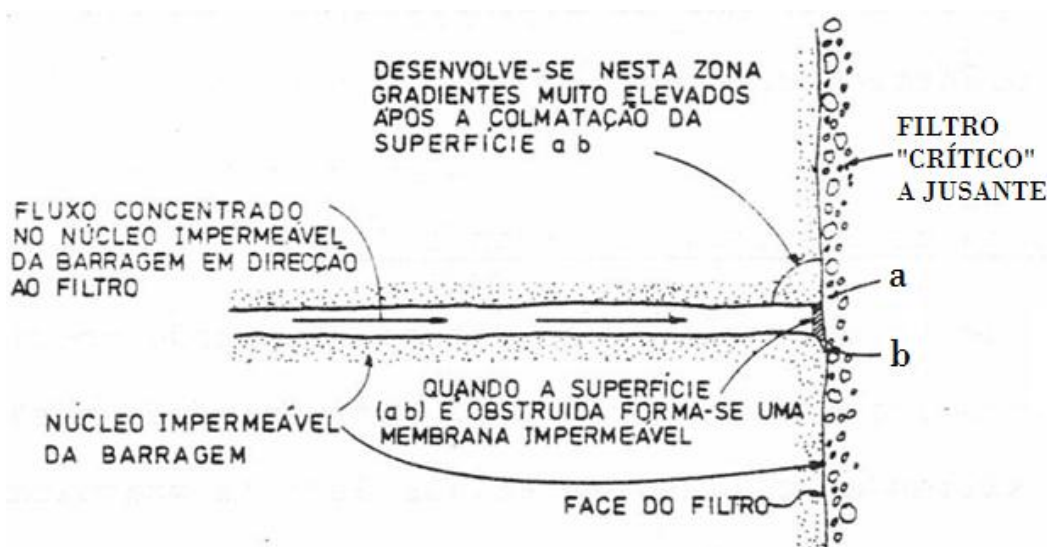


Figura 3.69 – Escoamento concentrado nas proximidades da interface núcleo-filtro (adaptado de [14])

Para um bom funcionamento do filtro “crítico”, este deverá possuir a capacidade de controlar fluxos concentrados e condições de percolação sob altos gradientes hidráulicos.

Estas conclusões foram evidenciadas mediante a realização de três tipos de ensaio. Primeiramente ensaios convencionais de filtros protegendo amostras de espessura relativamente pequena (3 a 6 cm) de silte e argila. Porém, registou-se que havia sempre um desenvolvimento de fluxos concentrados, com certa coloração, para as pressões mais altas, resultando isto da deformação do provete sob a pressão da água, transferência de tensões e fracturação hidráulica [14]. Como segunda modalidade de ensaio, optaram então por uma aproximação mais direta, realizando ensaios em que era pré-moldado um “slot” (Figura 3.70), um orifício retangular no solo base compactado. Por último, a terceira modalidade consistiu na substituição do material de base compactado por uma lama densa com teor de água cerca de 2,5 vezes o limite de liquidez (Figura 3.71).



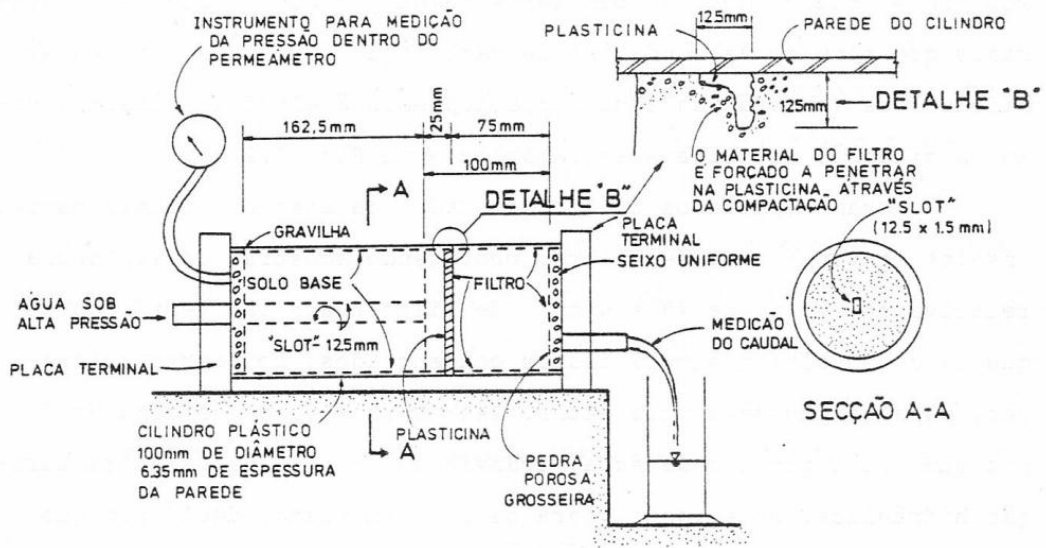


Figura 3.70 – Equipamento utilizado na simulação de uma fenda através do material de base (adaptado de [14])

Nos ensaios utilizou-se água diretamente da torneira que, aberta repentinamente permitia a aplicação instantânea de uma grande velocidade de fluxo, provocando a sua coloração devido às partículas do material da base. Nos filtros “bem-sucedidos”, a velocidade do fluxo diminuía rapidamente, e a água tornava-se progressivamente clara, até uma completa colmatagem da face do filtro, ou estabilizava com um pequeno fluxo constante de água límpida. No caso de filtros “deficientes”, o caudal de água turva continuava sem redução da velocidade e o material de base era completamente desagregado pela erosão, movimentando-se através dos vazios do filtro. Após bastantes ensaios da modalidade “slot”, esta técnica foi abandonada a favor dos ensaios com lama densa (Figura 3.71) [14].

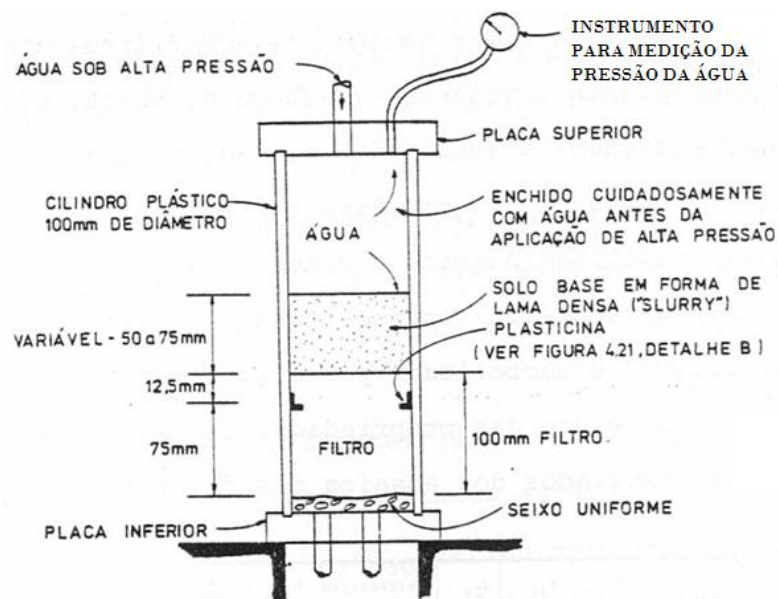


Figura 3.71 – Equipamento utilizado em ensaios com lama densa, simulando o material da base (adaptado de [14])

Este mecanismo tornou-se bastante apelativo para diferenciar um filtro “bem-sucedido” de um filtro “mal-sucedido”, justificado pelo facto de haver uma total penetração da lama (finos) nos filtros “mal-sucedidos”. Nos “bem-sucedidos”, registava-se apenas um súbito assentamento da superfície do material de base, cessando logo a seguir o movimento. Realizaram um total de 197 ensaios deste género sobre 36 diferentes solos de base, determinando-se experimentalmente a dimensão  $D_{15B}$ , relacionada com as características granulométricas do solo base do filtro, para todos os solos ensaiados, na qual era designada a fronteira sucesso-falha, denominada “fronteira do filtro”. Como resultado da investigação, fixaram-se valores para os parâmetros a serem considerados para um adequado dimensionamento dos filtros (Quadro 3.13). Pela primeira vez na literatura relativa a filtros para materiais de granulometria fina, aparece uma sistematização que considera sobretudo, as características granulométricas do solo base. Apesar de não terem sido avaliadas diretamente, as demais propriedades que caracterizam os solos finos (plasticidade, dispersividade, atividade, coesão, erodibilidade, resistência à tração) estão de certo modo implícitos na proposta apresentada [14].

A dimensão  $D_{15M}$ , reporta a média aritmética dos valores extremos de  $D_{15}$  dos fusos granulométricos mais grosseiros aconselháveis para os filtros (Figura 3.72).

Quadro 3.13 – Dimensão  $D_{15M}$  requerida para filtros “críticos” (adaptado de [14])

GRUPO	TIPO DE SOLO	$d_{85}$ (mm)	CRITÉRIO DE FILTRO	CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA
A	Siltos e argilas arenosas	0,1-0,5	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$	MS, CS
B	Argilas finas	0,03-0,1	$D_{15M} \leq 0,5$ mm	CL, CM
C	Siltos finos	0,03-0,1	$D_{15M} \leq 0,3$ mm	ML
D	Solos excepcionalmente finos	0,02	$D_{15M} \leq 0,2$ mm	CL, CM, ML
E	Solos extensamente graduados (*)	20-30	$D_{15M} \leq 0,7$ mm	CL (em geral)



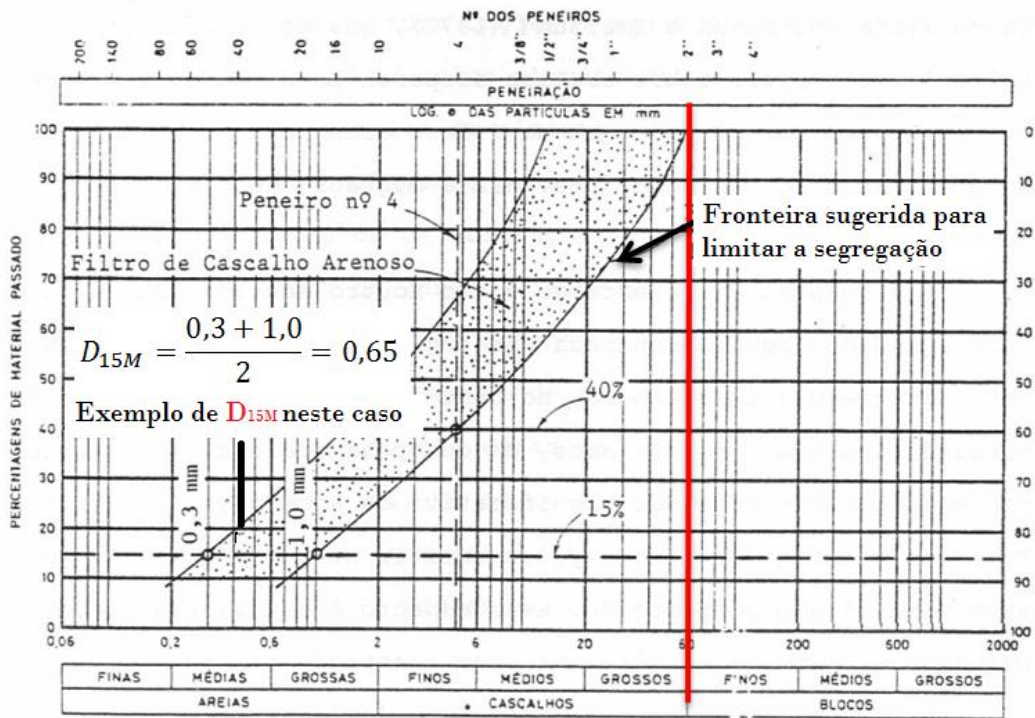


Figura 3.72 – Limites de graduação dos filtros de cascalho arenosos mais grosseiros aconselháveis para argilas finas (adaptado de [14])

Com base em resultados de ensaios em solos dispersivos, Sherard, Dunnigan e Decker (1977) [49] e [50], afirmavam que filtros de areia bem graduada preveniam a erosão e fluxos concentrados em materiais dispersivos. Segundo os próprios, as argilas muito erodíveis são denominadas como um solo dispersivo, mesmo quando comparadas com solos não-coesivos como areias finas e siltes, os quais, em presença de água em movimento, sofrem erosão por dispersão/defloculação.

Os autores recomendam limites de graduação aconselháveis no caso de argilas finas; para casos de filtros mais extensamente graduados limita-se ao valor de 2" (que equivale a cerca de 50mm, marcado numa linha vertical vermelha na Figura 3.72), sendo essa a dimensão máxima do material a fim de evitar segregação durante a respetiva colocação em obra.

Esta proposta, fundamentada na relação clássica  $D_{15}/d_{85}$ , evidencia-se como uma solução para o problema do dimensionamento de filtros de proteção para siltes e argilas, materiais usualmente utilizados em núcleos impermeáveis de barragens de aterro.

Realça-se mais uma vez os corretos parâmetros preconizados por Terzaghi, e que, embora não seja possível o emprego da relação  $D_{15}/d_{85}$  na sua forma original para a maior parte dos solos envolvidos no estudo em questão, os parâmetros que a compõem constituem a base para o julgamento da adequabilidade dos filtros, à exceção dos materiais extensamente graduados, em que aí é aplicado o critério sugerido pelos autores [14].

A simplicidade de processos, não contemplando propriedades ou características de difícil determinação, é um dos principais méritos desta proposta; é apenas necessário conhecer a curva granulométrica do material. Sherard, ao contrário do que acontecia com muitos outros autores, sustentava sempre as suas teorias com uma base teórica e experimental bastante completa, o que lhe permitiu ser um dos maiores impulsionadores deste tema.

3.7.7. PROPOSTAS RECENTES

Tomlinson e Vaid (2000) [51], como a grande maioria dos autores, também consideraram que o desencadear do fenómeno de *piping*, estava relacionado com critérios geométricos, garantidos pela relação granulométrica estável entre o filtro e distribuição de partículas base do solo.

$$\Rightarrow \frac{d_{15}}{d_{85}} < 8 \Rightarrow \text{Não há colapso devido ao } piping$$

$$\Rightarrow \frac{d_{15}}{d_{85}} > 12 \Rightarrow \text{Há sérias probabilidade de colapso devido ao } piping$$

$$\Rightarrow 8 < \frac{d_{15}}{d_{85}} < 12 \Rightarrow \text{Ocorre } piping \text{ caso o gradiente hidraulico seja crítico}$$

De acordo com [52] e [36], Delgado *et al* (2006) [53], reuniram informação relativa ao tema, analisaram 340 resultados de ensaios de laboratório e realizaram 348 novos ensaios. A partir dos ensaios “bem-sucedidos”, aqueles em que o filtro aprisionando as partículas do solo base impedia-o de continuar a erosão. Relacionando a capacidade de filtragem com a permeabilidade, os investigadores foram capazes de avaliar mais corretamente a capacidade real de um filtro (ao invés de muitos outros autores que durante anos consideravam apenas os critérios geométricos), tendo contribuído para a progressão e desenvolvimento desta matéria (Figura 3.73).

Os 348 testes protagonizados por estes autores mostram a relação entre a capacidade de filtragem e a permeabilidade, avaliada a partir de fórmulas de regressão específicas. Em relação aos testes reavaliados, as permeabilidades não foram medidas na maioria deles, contudo foram estimadas pela aplicação da relação de Sherard entre a permeabilidade e a dimensão  $D_{15}$  do filtro,  $k=0,35 D_{15}^2$  (sendo  $k$  em cm/s e  $D_{15}$  em mm).

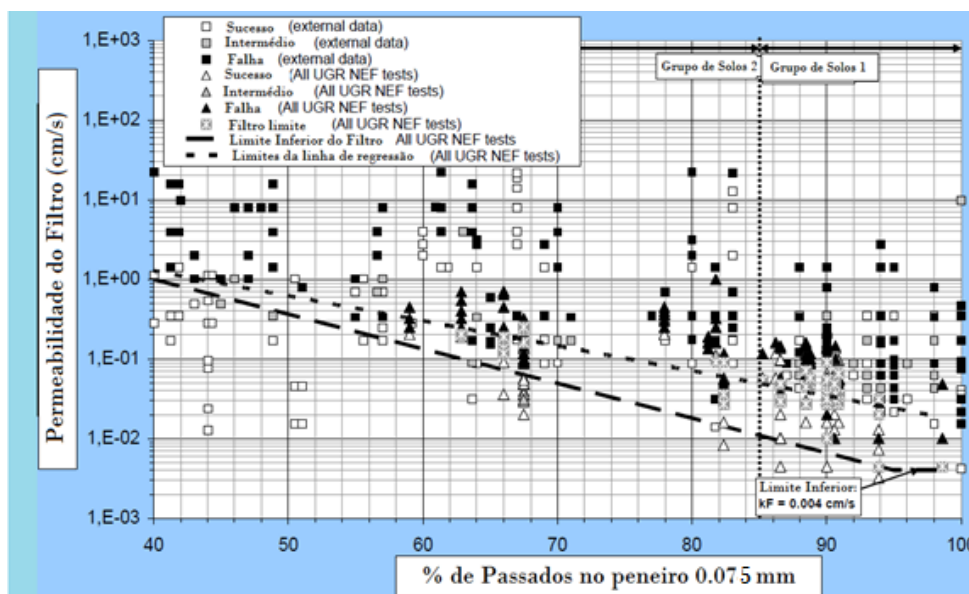


Figura 3.73 – Percentagem de partículas passadas pelo peneiro 0,075 milímetros relacionada com a permeabilidade do filtro (adaptado de [52])

A permeabilidade do filtro exigida para interceptar as partículas provenientes do núcleo com 80% de material passado no peneiro 0,075 mm é de  $2,0 \times 10^{-2}$  cm/s (Figura 3.73); pela fórmula de Sherard com  $D_{15}$  de 0,4 mm, é  $5,6 \times 10^{-2}$  cm/s, cerca de duas vezes superior ao necessário. Neste caso, esse valor segundo Delgado, seria demasiado permeável para filtrar corretamente as partículas do núcleo. O valor  $2,0 \times 10^{-2}$  cm/s era exatamente o valor ideal (Figura 3.74).

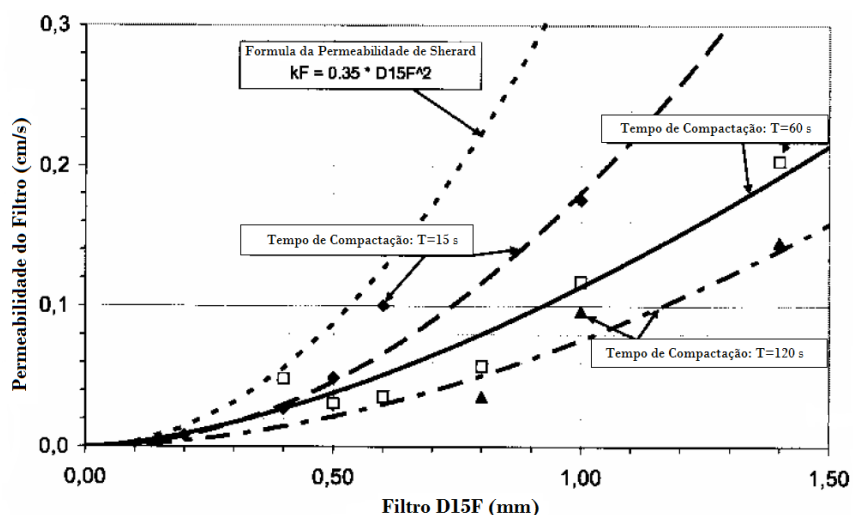


Figura 3.74 – Relação entre  $D_{15}$  e permeabilidade de filtros proposta por Delgado (adaptado de [52])

Sherard, apesar das suas classificações não estarem inteiramente dentro dos limites necessários, é inegável o seu enorme contributo nesta área (Figura 3.75).

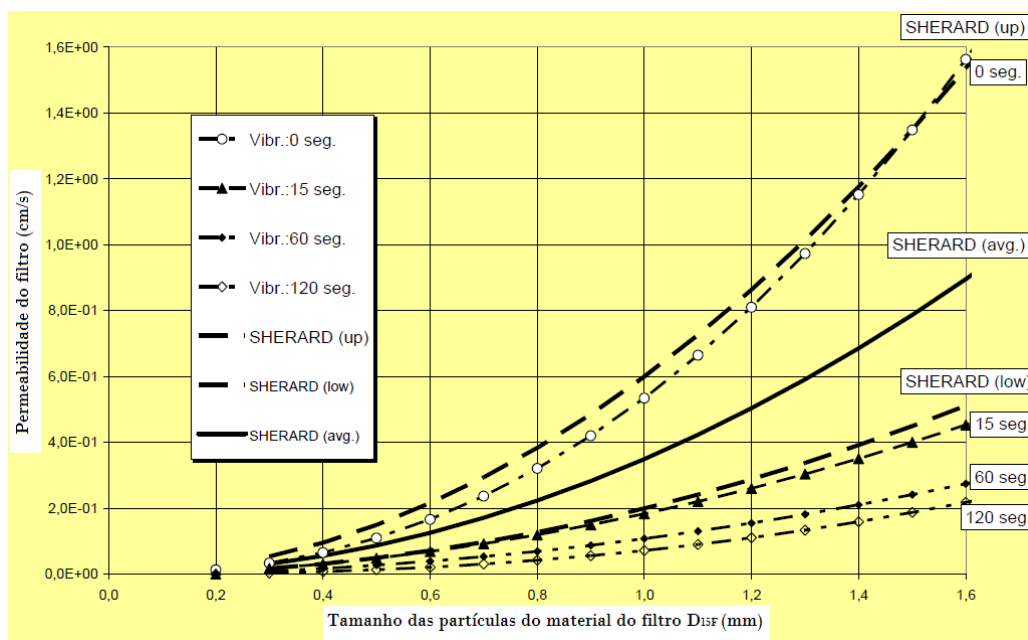


Figura 3.75 – Relação entre  $D_{15}$  do filtro e a sua permeabilidade (com 0% de passados em 0.075mm), investigada e descrita por Delgado (adaptado de [52])

Através dos ensaios realizados constatou-se que a permeabilidade do filtro inferior a  $10^{-2}$  m/s controla a taxa de descarga de fluxo, inferior a  $10^{-4}$  m/s previne reparações de grande importância, e menor que  $10^{-5}$  m/s impede a erosão por qualquer tipo de argila. Este resultado suporta a evidência experimental do papel chave da permeabilidade.

Vários modelos foram desenvolvidos considerando a vertente hidráulica, um pouco ignorada nos primeiros estudos relativos ao tema. Entretanto conclui-se que a resistência da argila é o parâmetro principal na concepção da barragem; a erosão interna não ocorre em argila dura ou muito dura; o teste de erodibilidade deveria ser obrigatório em qualquer projeto de uma nova barragem, no sentido de evitar acidentes. O importante a reter é que, a permeabilidade do filtro que envolve o núcleo é o fator chave do dimensionamento de uma barragem.

Com base nos ensaios realizados, outros parâmetros como o tempo de erosão e a velocidade de erosão são avaliados, o iniciador de erosão interna é a energia disponível a partir da infiltração de água que corrói as partículas do solo das paredes dos canais infiltrados, tanto no maciço de montante como no de jusante. Uma boa impermeabilização do núcleo é essencial, caso este se comporte como se de um material não coesivo se tratasse, a erosão poderá ser iniciada, a velocidades tão baixas como 0,012 m/s.

Examinando o fluxo a partir de montante em direção a uma fenda de 10 mm de altura (cerca de um terço da altura total do núcleo), com um curto trajeto de escoamento, registou-se que, a permeabilidade mínima a constar dentro do núcleo, era de  $1,2 \times 10^{-6}$  m/s. No entanto, o silte não é coeso e não conseguiria reter a pequena brecha saturada por muito tempo, sem que esta aumentasse de tamanho, daí a importância de material argiloso no núcleo. As argilas são capazes de resistir a velocidade de 0.4 a 1.9 m/s consoante o seu tipo [54] e [36].

Fry em 2007 [55] através de cálculos do regime de percolação chegou à conclusão que poderia ocorrer uma erosão “tolerável” se a permeabilidade do aterro fosse menor ou igual a  $6,0 \times 10^{-5}$  m/s. A erosão seria “tolerável”, porque a carga hidráulica na zona de jusante aumentaria e, em consequência, a diferença da carga no núcleo (gradiente hidráulico) diminuiria com o aumento do caudal, diminuindo a velocidade de escoamento até um valor crítico para o qual terminaria a erosão, apesar de poder estar a ocorrer a infiltração de um caudal significativo.

Quadro 3.14 – Análise da velocidade e possibilidade de causar erosão continuada através de uma abertura de 10 mm no núcleo, assumindo permeabilidade da zona onde ocorrer a brecha (adaptado de [36])

Permeabilidade (m/s)	Velocidade (m/s)	Resultado
$6,0 \times 10^{-5}$	0,13	Dez vezes maior do que 0,012 m/s, erosão provavelmente iniciada
$3,8 \times 10^{-5}$	0,085	Sete vezes maior do que 0,012 m/s, erosão pode ser iniciada
$1,2 \times 10^{-6}$	0,0027	Menos de 0,012 m/s, erosão não suscetível de ser iniciada

O mecanismo previsto da erosão de uma pequena descontinuidade dentro do núcleo, serviu para analisar qual a velocidade e permeabilidade admitidas para precaver a continuação da erosão e se o filtro adjacente ao núcleo atuaria da melhor forma, limitando a velocidade e perdendo partículas

erodidas de forma a evitar a erosão. Um filtro com um funcionamento adequado tenderá a controlar e a anular a erosão interna do núcleo, retendo as partículas erodidas de maiores dimensões, que ajudarão a filtrar as mais pequenas. Desta forma, com a erosão controlada, o solo das paredes da fenda, por aumento progressivo do teor em água, tenderá a amolecer e a sofrer aumento de volume, fechando a fenda [17] e [36].

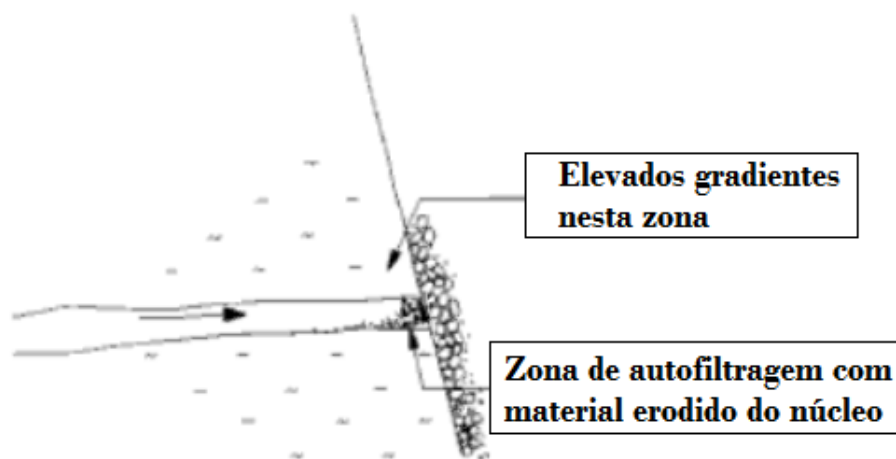


Figura 3.76 – Esquema dos mecanismos de autofiltragem na interface núcleo – filtro (adaptado de [17])

A conclusão geral a partir dos resultados e estudos desenvolvidos refletem que tanto as condições hidráulicas (velocidade, pressão e características químicas da água, duração do escoamento), como geométricas (orientação da fenda, rugosidade da parede, espessura da parede) e geotécnicas (características mineralógicas e granulométricas dos sólidos, compactidade e grau de saturação inicial) são importantes no desempenho real da barragem [36] e [47].

Tendo em conta o referido, considera-se importante frisar o papel determinante da autofiltragem. De facto um filtro atua como tal, porque se desenvolve na sua interface com o solo base, uma película de certas partículas desse mesmo solo, que uma vez detida nos poros do filtro, vai permitir a retenção das partículas mais finas. Os ensaios analisados e os estudos efetuados mostraram ainda que, a erosão necessária para se desenvolver autofiltragem é muitíssimo reduzida, razão pela qual a resistência à erosão dos solos base é um parâmetro pouco relevante [47].

Por seu lado, a abordagem Vaughan e Soares na procura de um filtro perfeito, não permite quaisquer perdas do solo base. Delgado com base nos estudos desenvolvidos por Sherard, baseando-se no estudo de filtros capazes de realizar a autofiltragem, assumiu uma atitude mais conservadora, mas mais correta, uma vez que pequenas fendas horizontais têm alguma probabilidade de acontecer, garantindo-se assim uma maior segurança, uma vez que o filtro adjacente a jusante do núcleo, será capaz de limitar a velocidade de percolação.

Realçar o facto de existirem outros parâmetros importantes no comportamento dos filtros, como a orientação e configuração (maior ou menor irregularidade) da fenda, que terão influência nos ensaios de erosão, e não foram abordados nesta análise.

Tentou-se ao longo dos vários subcapítulos seguir uma linha de estudo que justificasse o mais possível o título que lhe foi concebido. Mas sendo o título do trabalho dirigido para barragens de aterro é inevitável comentários paralelos, ainda que devidamente restritivos.

### 3.8. ALGUNS EXEMPLOS RELEVANTES DE RUTURAS DE BARRAGENS DE ATERRO

Neste sub-capítulo, são apresentados alguns acidentes históricos em barragens de aterro, pela formação de erosão tubular (*piping*), em ordem cronológica de ocorrência. Destacam-se estes três exemplos pela elevada frequência com que são citados nas publicações técnicas.

#### 3.8.1. BALDWIN HILLS

Barragem construída no período de 1947 a 1951, com a função de abastecer a cidade de Los Angeles, Califórnia (EUA). O volume do reservatório era de aproximadamente  $0,98 \text{ hm}^3$  e era delimitado por diques de solo compactado em três dos seus lados, com um quarto lado a ser fechado pela barragem. A rutura ocorreu pelo processo de formação de *piping*, a 14 de dezembro de 1963, após 12 anos de operação [30] e [56].

O início do processo de rutura foi repentino. Ocorreu após um significativo deslocamento atribuído à cedência da sua fundação, formada por solo residual dispersivo, levando a um aumento do escoamento, seguindo-se o início do *piping* através da fundação do reservatório e progredindo depois para aterro. A Figura 3.77 mostra o acidente na barragem em fase adiantada [30] e [56].



Figura 3.77 – Formação de brecha na barragem *Baldwin Hills* (retirado de [57])

Graças ao sistema de alarme do reservatório e à ordem de evacuação da área, as perdas de vidas e outras consequências foram quase evitadas. Os alertas foram emitidos via rádio e televisão, foram ainda utilizados helicópteros, equipados com altifalantes, etc. Ao fim de quatro horas depois da deteção, cerca de 1600 pessoas tinham deixado a área. Houve tentativas, embora inúteis, de conter a evolução da rutura por meio do lançamento de sacos de areia. Cinco pessoas morreram, 41 casas foram destruídas e outras 986 danificadas [30] e [56].

Segundo relatos de quem presenciou o acontecimento, “Algumas horas mais tarde depois da catástrofe, apenas um mar de lama permanece. A passagem ao longo de algumas ruas já é impossível, estando cortadas transversalmente por água/lama e destroços materiais a uma profundidade de cerca de 15 pés (...) Viam-se grandes pedaços de betão, peças de casas, automóveis, frigoríficos, fogões, roupas, documentos pessoais, sofás...tudo...parecia mentira” [57].





Figura 3.78 – Alguns dos danos causados devido ao acidente em Baldwin Hills (adaptado de [57])



Figura 3.79 – Reservatório de Baldwin Hills depois da rutura (retirado de [58])

“Na altura do acidente, tanto o presidente Samuel Yorty como o segundo do comando estão fora da cidade, o chefe da polícia William Parker está feliz, pois foi ele que tomou a decisão de evacuar a área, embora o risco de se tornar motivo de gozo fosse uma possibilidade, comprovou-se que teve a atitude correta”.

“Depois de seis meses do acidente, quase todos os apartamentos são reformulados e ocupados. O paisagismo substituiu a lama. A maioria das árvores resistiu, mas novos arbustos foram plantados, a nossa aldeia renasce novamente, mais tarde torna-se conhecida por *Green Village* (Vila Verde)” [57].

### 3.8.2. TETON

Esta rutura é clássica e foi amplamente registrada na literatura da especialidade, devido a ser, provavelmente, a mais catastrófica e cara rutura numa obra de Engenharia Civil, do século XX. No entanto, o número de vidas humanas perdidas foi relativamente pequeno, tendo em conta a magnitude do acidente [17] e [30].

Tratava-se de uma barragem de aterro com altura de 123 metros e volume de reservatório de 356 hm<sup>3</sup>. O enchimento foi iniciado a 3 de outubro de 1975 e continuou até Junho de 1976, altura em que se deu a sua rutura. No dia 2 de junho de 1976 foram identificadas duas emissões crescentes de água não controlada no lado direito do maciço de montante. No dia 4 de junho de 1976, houve a identificação de uma terceira emissão que culminou com o desenvolvimento de erosão regressiva até a formação de *piping* atingindo a crista e posterior formação de brecha, libertando toda a água acumulada. A rutura ocorreu no dia 5 de junho de 1976, provocou a morte de 11 pessoas, e 25 000 ficaram desalojadas (Figura 3.80) [17] e [30].



Figura 3.80 – Evolução, numa série de fotos, da rutura da barragem de Teton (EUA) e uma foto do local após o desastre (adaptado de [56])

Os esforços para cessar a emissão de caudal descontrolado foram insignificantes. Dois bulldozers foram engolidos pelo furo, que possuía uma dimensão cada vez maior. No dia da catástrofe, poucos minutos antes do meio-dia o furo atravessava já a barragem entre montante e jusante, com elevadas



quantidades de água a atravessar o aterro. O furo aumentava rapidamente de dimensão, cada vez mais profundo e de maior diâmetro; ao fim da tarde a albufeira estava vazia, toda a água tinha escapado, quase metade da barragem tinha desaparecido; a montante não existia água e a jusante a cidade de Rexburg e grandes áreas cultivadas foram inundadas [17] e [30].

Duas comissões de especialistas foram nomeadas para investigar as causas da rutura. Ambas elaboraram relatórios separados, discutindo o projeto e a construção da barragem e as possíveis causas de rutura. Ambas concordaram que a principal causa foi a erosão interna no núcleo ou no prolongamento desta no lado direito, junto do enrocamento de jusante. Apesar de muitas zonas mais instáveis terem sido preenchidas com calda de cimento, nenhum material de transição foi colocado entre o núcleo e o maciço de jusante, levando à formação de vazios e fratura hidráulica entre as camadas de densidade diferente, criando aí uma rutura. Isso favoreceu a passagem de água, originada por fendas inadequadamente preenchidas por calda de cimento, havendo início de erosão regressiva nesses mesmos pontos frágeis. Apesar de conclusões similares de ambas as comissões de especialistas, nenhum dos relatórios identificou claramente a deficiência crucial que levou ao acidente na barragem [17] e [30].

### 3.8.3. DIQUE QUAIL CREEK

*Quail Creek* era um dique no estado de Utah, EUA. A seção típica era em aterro zonado, com 24 m de altura. Foi construído em 1984, e a rutura ocorreu na passagem de ano de 1988 para 1989, quando o dique de sudoeste falhou e soltou uma massa de água de cerca de 12 m de altura, forçando a evacuação de alguns moradores, causando um extensos danos materiais (Figura 3.81) [30].



Figura 3.81 – Rutura no Dique *Quail Creek* (retirado de [59])

A rutura ocorreu por escoamento de água não controlada, através de uma fenda na fundação em rocha fraturada, levando à formação de *piping* do aterro para a fundação. A brecha formou-se pelo processo de erosão regressiva, havendo perda de 50 casas, 100 apartamentos, estragos em um gasoduto e danos em uma pequena barragem. Felizmente, a área a jusante foi evacuada a tempo de evitar vítimas mortais. Aproximadamente 25.000 acre-pés de água (o equivalente a aproximadamente 30837050000

litros), mais de metade da capacidade do reservatório fluiu através da brecha ao longo de um período de mais de 12 horas [30] e [60]

Foram feitas várias tentativas para reduzir e controlar o fluxo pelo dique, mas novas descargas continuavam a aparecer, aumentando cada vez mais os caudais. Equipas de trabalho lutaram 14/15 horas contra a evolução dos danos, tentando selar a descarga no dique de terra, recorrendo mesmo à técnica de *jet grouting*, de forma a dar uma maior resistência ao solo, mas, apesar de todos os esforços, ocorreu a rutura [30].

Após o colapso, investigadores descobriram que o principal motivo que levou à rutura do dique, se deveu à fraca qualidade construtiva da estrutura no geral, essencialmente, à má prospeção geológica realizada no local. A fundação possuía na sua constituição partículas de gesso, material esse, que em contato com a água se dissolve com facilidade [60].

Na figura seguinte, observa-se as características do dique, relacionando a sua área de superfície com a sua capacidade de armazenamento.

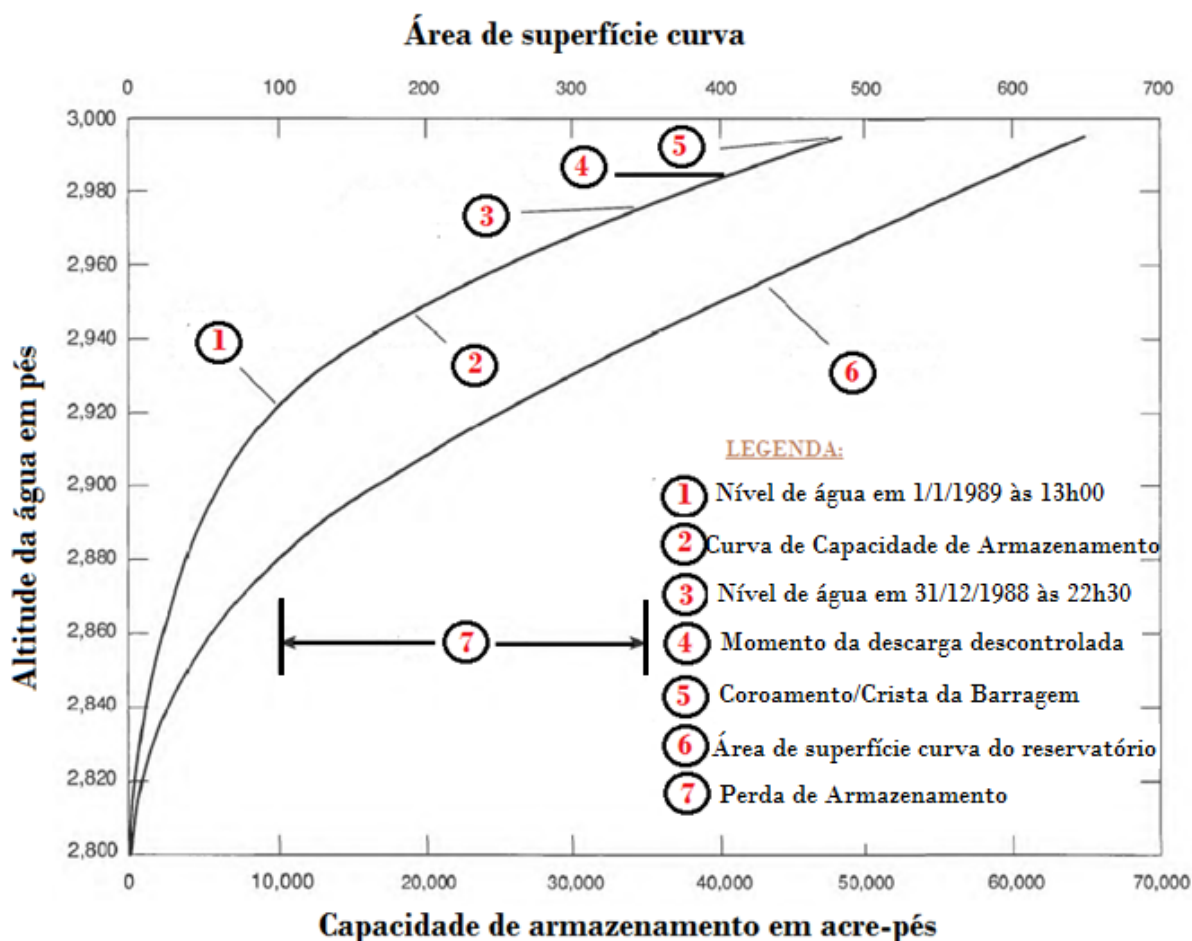


Figura 3.82 – Área de superfície e capacidade de armazenamento de curvas para o Reservatório de *Quail Creek* no sudoeste de Utah (adaptado de [61])

A seguir, apresenta-se um quadro resumo dos três acidentes descritos.

Quadro 3.15 – Quadro Resumo das principais características dos três acidentes anteriormente descritos

Nome da Barragem	Altura	Conclusão da Obra (ano)	Acidente (ano)	Descrição do Acidente	Sinais de Alerta	
					Longo Prazo	Curto Prazo
<b>Baldwin Hills</b>	71	1951	1963	Assentamento diferencial sobre o movimento de falhas, iniciando <i>piping</i> através da fundação progredindo depois para aterro	Fendas na barragem e outros sinais de movimento observados ao longo de mais de 12 anos de operação, apesar de leves, detetáveis; consistente aumento da infiltração ao longo dos 12 meses que antecederam a rutura (0.6–1.0 l/s para 1.7 l/s)	Os tubos do dreno subterrâneo descarregavam água enlameada a uma velocidade elevada 4h antes da rutura. Uma grande massa de água e sedimentos descem em direção à cidade. Em pouco mais de uma hora, o reservatório foi esvaziado
<b>Teton</b>	93	1976	1976	Erosão interna do núcleo; nenhum material de transição foi colocado entre o núcleo e o paramento de jusante, levando à formação de vazios e fratura hidráulica entre as camadas de densidade diferente	Não há aumento do escoamento nos primeiros 8 meses durante o enchimento; duas pequenas infiltrações de água foram observadas 2 dias antes da rutura e no dia anterior mais uma pequena infiltração, que culminou com o desenvolvimento do <i>piping</i> . 2 dias antes da rutura a altura da água estava a 400-600 m a jusante da barragem e no dia anterior à rutura apareceu a 75m. O Tempo de detecção do <i>piping</i> no talude a jusante da barragem e a sua rutura, demorou pouco mais de 2h.	Às 8h30 no dia do colapso, a fuga observada a jusante estava em 420 l/s; por volta das 10h30 tinha aumentado até aos 570-850 l/s; a erosão a jusante progrediu até à crista em cerca de 40 min. O tempo entre a rutura e o primeiro momento de fuga observada foi de apenas 4h.
<b>Dique Quail Creek</b>	24	1984	1988	Infiltração através da fundação, levando o <i>piping</i> ao longo do contato do aterro com a fundação	Recorrentes episódios de <i>piping</i> desde o 1º enchimento, cada vez mais escoamentos concentrados de finos no pé do talude a jusante; houve três períodos de “retocagem” da fundação, temporariamente fluxo reduzido .	No dia 31/12/1988 a infiltração aumentou consideravelmente ao longo do dia. A determinada altura, o fluxo deixou de ser vertical e passou a ser horizontal, começando a deteriorar a ponta do dique, até que este colapsou. A água foi derramada toda por essa brecha, chegando aos 2000 l/s, esvaziando em 14h após a brecha inicial.



## 4. DEFINIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO MODELO DE BARRAGEM UTILIZADO

### 4.1. LOCALIZAÇÃO E CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM

Para desenvolver este estudo tomou-se como referência o perfil tipo da barragem de São Domingos, localizada no Município de Peniche. É uma estrutura que assume particular importância para o desenvolvimento da região, designadamente por ser a sua fonte de abastecimento de água mais importante, pela sua relevância em termos ambientais e outras potencialidades.

Nas Figuras 4.1 e 4.2 mostra-se a localização da barragem.

De acordo com [62] e [63], a nível de Estudo Prévio, elaborado pela empresa Consultores de Engenharia Civil (COBA) em 1985, foram consideradas várias soluções alternativas. No entanto, após a análise de viabilidade técnico – económica, a hipótese escolhida foi a implantação de uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso. Esta solução usufruiu do facto de haver disponibilidade nas regiões próximas do empreendimento de materiais de aterro com características adequadas à construção. Para além disso, esta solução adequava-se bem às condições geológico-geotécnicas locais, e traduzia uma escolha economicamente eficiente.

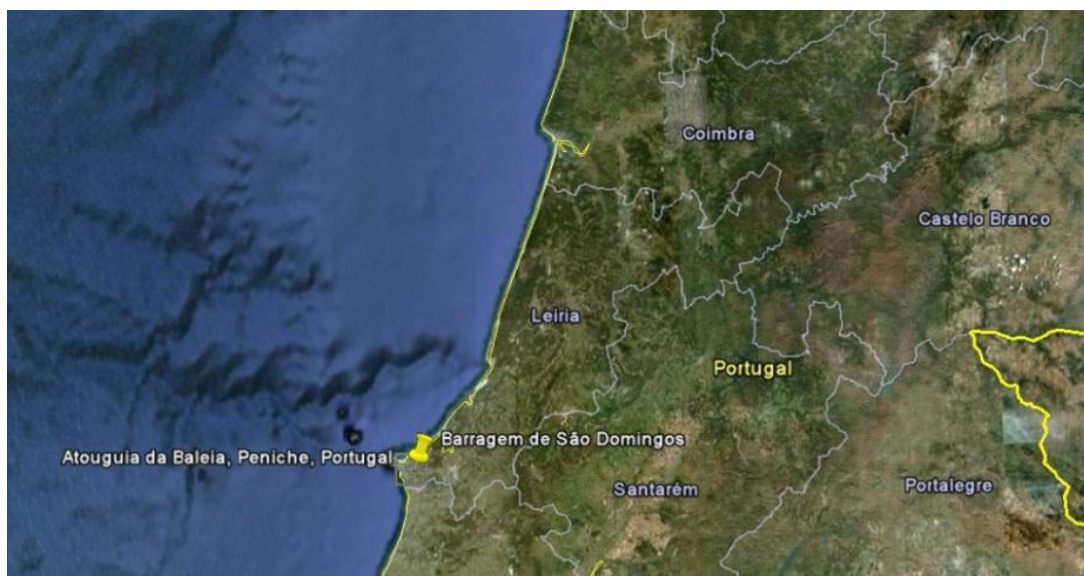


Figura 4.1 – Localização no mapa de Portugal





Figura 4.2 – Vista pormenorizada da barragem no terreno

O perfil adotado, é um perfil zonado, constituído fundamentalmente por um aterro central argiloso, duas camadas de enrocamento a montante e outras duas no maciço estabilizador a jusante, separadas do núcleo por meio de filtros de areia (Figura 4.3).

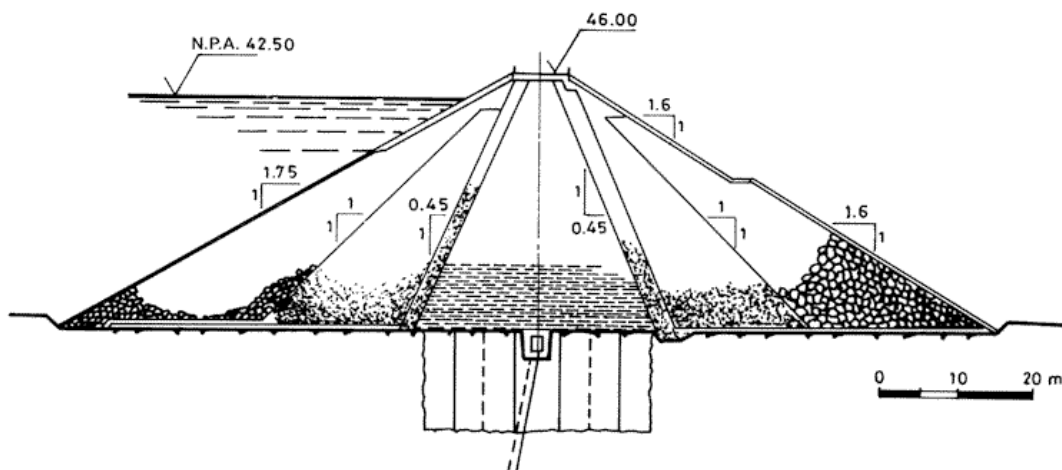


Figura 4.3 – Alçado da Barragem de São Domingos (adaptado de [64])

Geralmente, modelar a estrutura da barragem consiste numa série de processos que têm como objetivo final analisar a forma como a barragem se comporta. Conforme já anteriormente mencionado, a presente dissertação reporta-se à análise da estabilidade do perfil tipo da barragem de São Domingos, moldando-o (tanto a nível estrutural como em relação às características e propriedades dos materiais),

de forma a analisar, quais seriam as vantagens e desvantagens caso se optasse por outra solução. Neste sentido, estando a segurança da barragem ligada essencialmente à estabilidade dos taludes de montante e de jusante, realizou-se uma abordagem às alterações que se poderiam efetuar, conciliando características dos materiais (permeabilidade, essencialmente) com a própria estrutura da barragem. Uma vez que se trata de um elemento tridimensional, o facto de se estudar vários perfis-tipo, é adequado, numa tentativa de aproximar de forma mais fidedigna os fenómenos hidráulicos como a percolação, gradiente hidráulico ou velocidade de percolação à realidade.

#### 4.2. DEFINIÇÃO DO PERFIL TIPO A AVALIAR E CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

O perfil a modelar para a barragem foi definido como consta na imagem seguinte:

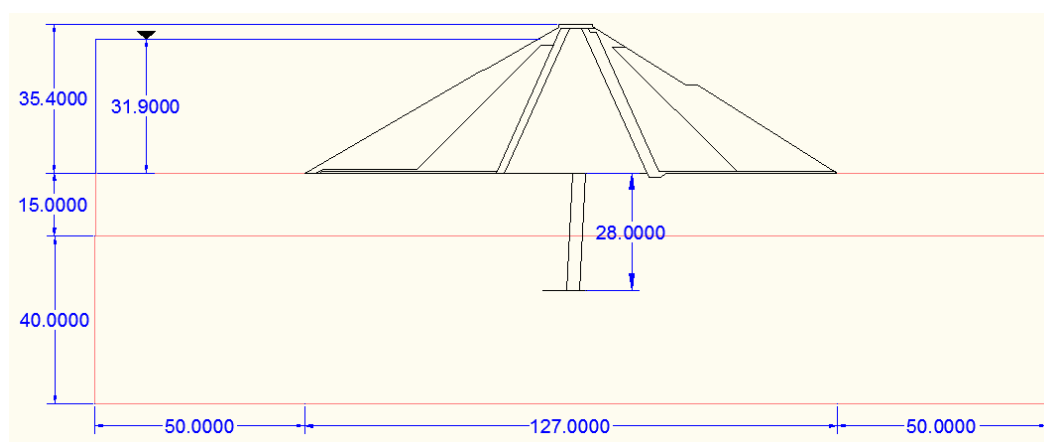


Figura 4.4 – Perfil Tipo a modelar/estudar

Independentemente do estudo, numa primeira fase é necessário modelar a estrutura. O primeiro passo da modelação é definir a geometria da estrutura, utilizando o perfil tipo da barragem como modelo (Figura 4.4). Para tal, utilizou-se o programa AutoCAD 2012 para desenhar o perfil tipo da barragem e, posteriormente exportou-se este ficheiro para o SEEP/W, programa utilizado na dissertação.

É necessário definir os materiais que vão ser utilizados na construção da barragem de aterro e os materiais presentes na fundação da mesma.

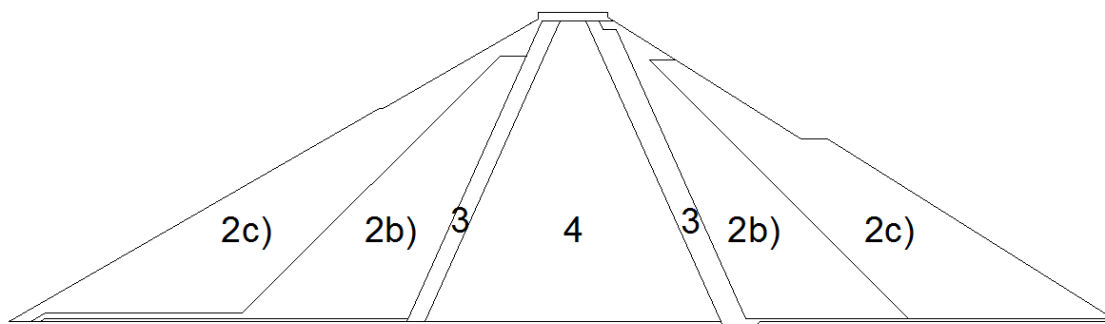


Figura 4.5 – Elementos que constituem a barragem de São Domingos (adaptado de [63])

São fornecidos alguns parâmetros referentes a cada solo através dos dados de projeto (Quadro 4.1). No entanto, existem alguns dados ocultados, por motivos de segurança. Apenas o núcleo tem a sua caracterização totalmente definida, nos restantes elementos, há várias características em falta, na qual é necessária a sua caracterização para que se proceda ao início da análise da estrutura no programa SEEP/W. Neste mesmo quadro, Quadro 4.1, aparece a sigla NFNC. São valores que não foram divulgados nem calculados por não serem necessários para a análise.

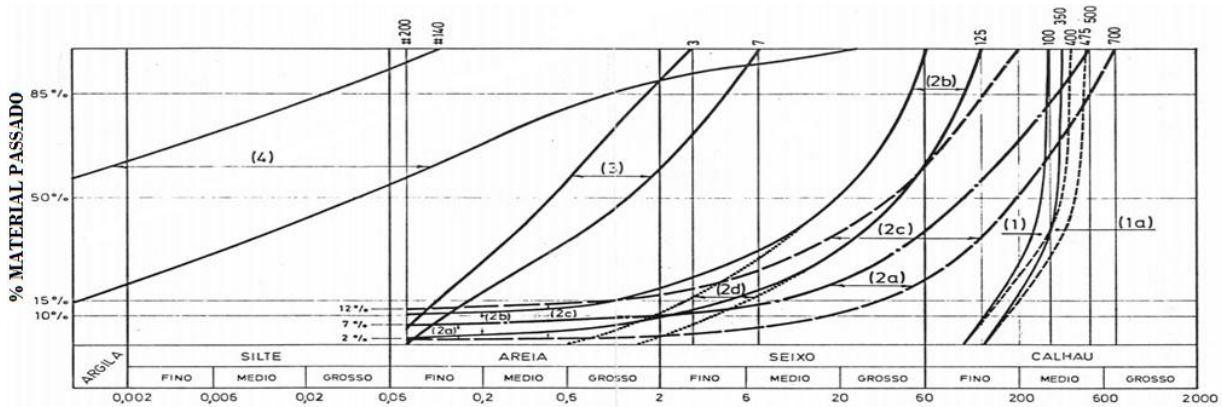


Figura 4.6 – Curva granulométrica fornecida nos dados de projeto da barragem de São Domingos (tamanho das partículas em mm) (adaptado de [63])

Torna-se assim necessário definir cada parâmetro em falta para cada elemento. Para a análise e classificação da permeabilidade do Filtro, o valor poderá ser obtido através da sua granulometria, com base na equação de Hazen (utilizada essencialmente em materiais granulares)

$$k \text{ (cm/s)} = C_1 \times D_{10}^2 \text{ (cm)} \tag{4.1}$$

em que,

- $C_1$  – varia de acordo com o tamanho médio do grão (25 para grãos de 15mm; 100 para grãos entre 0,1 e 3mm).

Como a curva granulométrica dos filtros estava definida por um intervalo de duas curvas, retirou-se o valor médio do diâmetro efetivo –  $D_{10}$ . De seguida, calculou-se a média e utilizou-se esse valor como coeficiente de permeabilidade dos filtros.



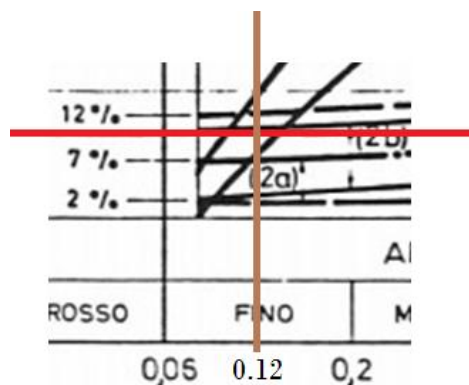


Figura 4.7 – Modo como se encontrou a média dos valores de  $D_{10}$  para o filtro na curva granulométrica

Sendo assim, e de acordo com a equação (4.1), o valor do coeficiente de permeabilidade dos filtros é:

$$D_{10} = 0.12\text{mm} \rightarrow 100 \times 0.012^2 = 0.0144 \text{ cm/s} = 1.44 \times 10^{-4} \text{ m/s}$$

Experiências no SEEP/W mostram que este valor, apesar de estar corretamente calculado, não garante a segurança da barragem, pois verificou-se uma instabilidade no maciço estabilizador de jusante. É perfeitamente aceitável tal facto, uma vez que se trata de um valor aproximado, suscetível a falhas. Admitiu-se então, um outro valor com uma permeabilidade um pouco mais elevada.

Relativamente ao dreno, para a definição dos seus materiais é utilizada a correlação de Sherard et al (1984):

$$K(\text{cm/s}) = 0,35 \times D_{15}^2(\text{mm}) \quad (4.2)$$

Para o enrocamento, sabe-se à partida, através de elementos do projeto da barragem, que este era de granulometria extensa, com peso volúmico de  $22,6 \text{ kN/m}^3$  e ângulo de atrito de  $42^\circ$  e  $45^\circ$ . A permeabilidade deste elemento não era dada pelo projeto, portanto adotou-se uma permeabilidade tipo para este elemento.

A fundação da barragem foi caracterizada através dos resultados obtidos dos ensaios efetuados ao terreno e que nos foram fornecidos no projeto de execução da barragem. Estes ensaios permitiram concluir que o terreno era constituído por três camadas geotécnicas diferentes, no entanto concluiu-se que a primeira camada seria removida e posteriormente utilizada na construção da barragem. Sendo assim, apenas as camadas mais profundas interessam para caracterização da fundação.

É importante referir que tal como nos restantes materiais, a avaliação da permeabilidade do maciço é o aspeto fundamental desta caracterização. Para tal, o ensaio utilizado foi o ensaio Lugeon, que permite estimar a permeabilidade através da seguinte relação: uma unidade Lugeon corresponde a  $1 \times 10^{-7}$ .

Como este parâmetro é difícil de estimar e bastante importante, optou-se por utilizar o valor mais desfavorável para a permeabilidade. No entanto, e como já foi referido anteriormente, procedeu-se à análise para diferentes casos, verificando a implicância destas possíveis variações.

Quadro 4.1 – Correção dos valores a utilizar no projeto

Material	Valores calculados (m/s)		Valores a usar (m/s)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\Phi'$ (°)
	Kh	Kv	Kh=Kv			
Enrocamento (2c)	$2,76 \times 10^{-5}$	$2,76 \times 10^{-5}$	$2,76 \times 10^{-5}$	22,6	24,2	45
Enrocamento de Transição (2b)	$2,1 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-6}$	$2,1 \times 10^{-6}$	22,6	24,2	42
Camada de Transição Enrocamento – Núcleo (3)	$1,44 \times 10^{-4}$	$1,44 \times 10^{-4}$	$1,44 \times 10^{-3}$	17,5	20	35
Filtro (3)	$1,44 \times 10^{-4}$	$1,44 \times 10^{-4}$	$1,44 \times 10^{-3}$	17,5	20	35
Núcleo (4)	$1,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-8}$	16,5	20,6	30
Fundação 1 (1ªcamada)	$6,0 \times 10^{-7}$	$6,0 \times 10^{-7}$	$6,0 \times 10^{-7}$	NFNC	NFNC	NFNC
Fundação 2 (2ªcamada)	$1,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-7}$	NFNC	NFNC	NFNC

Com recurso ao programa SEEP/W, depois de devidamente modelada a estrutura e definidos os valores a utilizar para cada material, fez-se a correspondência destes com a sua zona na barragem. Posto isto, é importante definir corretamente a curva de condutividade e a curva de retenção de cada material, sendo que a primeira é fundamental tanto na análise em regime estacionário, como em regime transitório, e a segunda assume maior importância no regime transitório.

### 4.3. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

No que se refere ao estabelecimento das curvas de condutividade (variação da condutividade com a pressão neutra negativa) e de retenção (relação entre a pressão neutra negativa e o teor em água volumétrico do solo) dos materiais, recorreu-se ao manual do programa, que disponibiliza curvas para diversos tipos de materiais, obtidas a partir da bibliografia da especialidade. A forma geral dessas curvas depende das características dos materiais, em particular da granulometria, da compactidade e do valor da permeabilidade para o solo saturado (Figura 4.8).

Na secção 3.3 – *Permeabilidade dos Solos*, já foi abordada o conceito que envolve a curva de condutividade, sua forma e evolução, grandezas que influenciam o seu comportamento, apresentando análises de várias investigações efetuadas, distinguindo-se as curvas típicas de um material fino de um grosseiro.

Respeitante à curva de retenção, o manual do SEEP apresenta, tal como acontece para a curva de condutividade, uma “curva típica para diferentes materiais” (Figura 4.8).

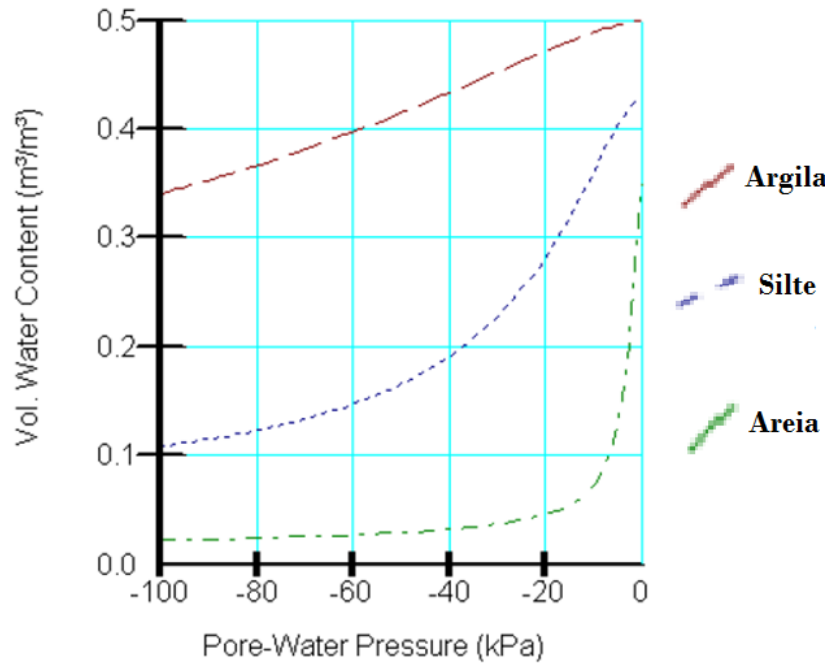


Figura 4.8 – Forma da curva de retenção consoante o tipo de material a usar (adaptado de [21])

A Curva de Retenção de um solo relaciona a sucção nele instalada com o teor em água correspondente. A forma da curva depende da distribuição de poros e da compressibilidade do solo em relação à sucção, que por seu lado é afetada pela estrutura do material, pelo teor de água inicial e pela sua mineralogia.

A sucção representa a força com que o solo retém a água e varia de um modo contínuo com o teor em água. À medida que o solo seca (daí a importância da curva num regime transitório), a água vai ficando retida em tubos capilares cada vez mais finos, as partículas do solo têm cada vez menor raio e a sucção, é conseqüentemente, cada vez maior. Em solos submersos a sucção é zero [65].

Tal como se observa na Figura 4.6, através de dados do projeto, são fornecidas informações acerca dos materiais constituintes da barragem. Sendo que o núcleo é o único local que possui percentagem significativa de argila, todos os restantes possuem essencialmente partículas de areia e cascalho.



## 5. ANÁLISE DO SEEP/W

O SEEP/W é um programa desenvolvido pela Geo-Slope International, tal como o SLOPE ou o SIGMA por exemplo, neste trabalho apenas se vai utilizar o SEEP/W. Trata-se de um programa em elementos finitos que analisa problemas de percolação em solos e dissipação de pressões neutras. O programa permite vários tipos de análises, tais como simples problemas em meios saturados e regime estacionário a situações mais complexas envolvendo materiais não saturados em regime transitório. Adequa-se a projetos de engenharia geotécnica, hidrogeológica e de minas. Permite criar a geometria, gerar a malha de elementos finitos, impor as condições de contorno, resolver numericamente o problema e tratar graficamente os resultados obtidos.

### 5.1. DEFINIÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS E CONDIÇÕES FRONTEIRA

Depois da definição dos materiais, e criada a estrutura (Figura 5.1), definem-se as condições fronteira e cria-se a malha dos elementos finitos.

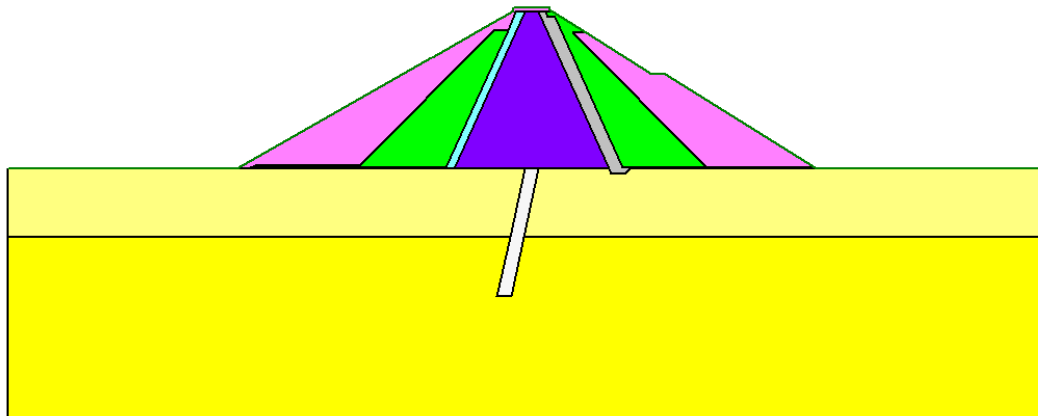










Figura 5.1 – Diferentes elementos a modelar no Perfil Tipo

Legenda:

	Fundação		Transição Enrocamento Núcleo (Filtro 1)
	Fundação (mais profunda)		Filtro 2
	Enrocamentos		Núcleo
	Enrocamento de Transição		Cortina de Contenção/Impermeabilização

Relativamente à geometria e aos materiais a considerar, realça-se que se considerou a fundação na definição do modelo, e a mesma foi dividida em duas camadas, que podem assumir valores de permeabilidade distintos. De facto, numa barragem de aterro é também importante estudar a percolação pelo maciço de fundação, pois este condiciona de forma significativa o caudal que passa para jusante da barragem.

Na definição das condições de fronteira (Figura 5.2), a montante impõe-se a carga hidráulica correspondente ao nível de pleno de armazenamento da albufeira (linha a cor de rosa) e a jusante a carga hidráulica correspondente à cota de jusante (linha a vermelho). Foram ainda definidas as fronteiras impermeáveis, nos contornos inferiores e laterais do modelo e na cortina da fundação.

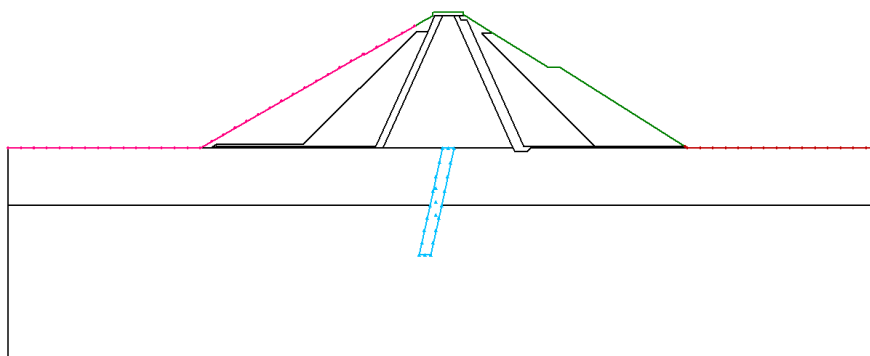


Figura 5.2 – Definição das condições fronteira para pleno armazenamento

Terminada a definição das condições fronteira, segue-se a caracterização da malha. Esta malha conhecida como uma malha estruturada (*structured mesh*), uma vez que os elementos são ordenados num padrão consistente, é gerada automaticamente pelo SEEP/W. É no entanto possível escolher o tipo de malha a utilizar (estruturada, não estruturada, triangular, entre outras opções) e a sua discretização, podendo esta ser mais refinada em alguns elementos. É importante compreender que a qualidade dos resultados obtidos é um compromisso entre a discretização da malha e o erro assumido como aceitável. Deverá notar-se ainda, que para além de um certo nível de refinamento, os resultados obtidos não são mais rigorosos, pois o erro encontra-se sempre em torno do erro definido como aceitável, aumentando apenas o esforço de cálculo. Após a consulta de tutoriais e do manual do SEEP/W [21], considera-se apropriado utilizar elementos triangulares.

Definiram-se também cinco secções de análise, capazes de registar o volume de fluxo percolado em cada local (Figura 5.3) de forma a se poder comparar os diferentes caudais em diferentes zonas da barragem. A primeira com o intuito da análise comportamental do caudal ao longo do enrocamento, a segunda ao nível do núcleo e fundação, a terceira estritamente colocada para análise do caudal que atravessa o núcleo, a quarta é relativa à análise do caudal atravessado no enrocamento de transição a jusante da barragem, por último a quinta, cujo objetivo é a medição de possíveis perdas/fugas de caudal por intermédio do uso de drenos e tapete drenante.

Tratando-se o estudo de percolação em regime permanente, caso a estrutura esteja bem definida, o volume do caudal percolado na secção 1, terá que ser igual ao 2, que por sua vez será igual ao 4 e ao 5. Foram no entanto definidas várias secções, uma vez que estas serão necessárias à posteriori em alguns casos em estudo.

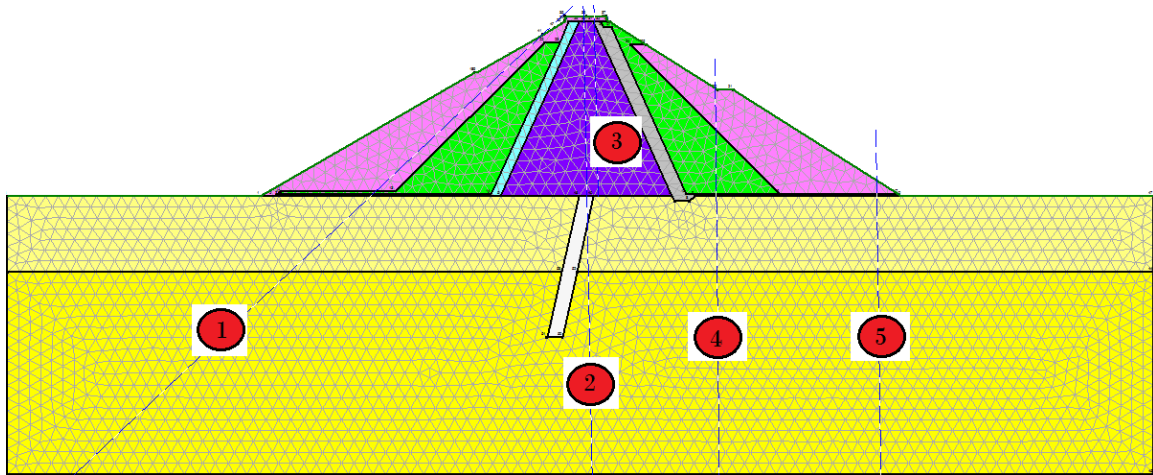


Figura 5.3 – Representação da malha de elementos finitos e das seções de análise (e sua numeração) estudadas

### 5.2. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Após a definição da geometria, da malha e das condições de fronteira definem-se os materiais, de acordo com as características decretadas anteriormente (Quadro 4.2). Este será o último passo a efetuar antes de se executar o programa.

O programa SEEP/W, possui métodos de previsão que podem ser usados para estimar a função de condutividade hidráulica, que podem ser alterados e ajustados. Esta alteração pode ser feita através da mudança do coeficiente de permeabilidade para pressão nula, parâmetro previamente definido para cada material, ou através da introdução de pontos e deste modo criar uma curva. Nesta dissertação foram utilizadas as curvas pré-definidas pelo programa em curso.

Na Figura 5.4 representa as Curvas Características (condutividade hidráulica e retenção) do material que constitui este elemento, o núcleo. Em Anexo são apresentadas as curvas que foram consideradas para os outros materiais.

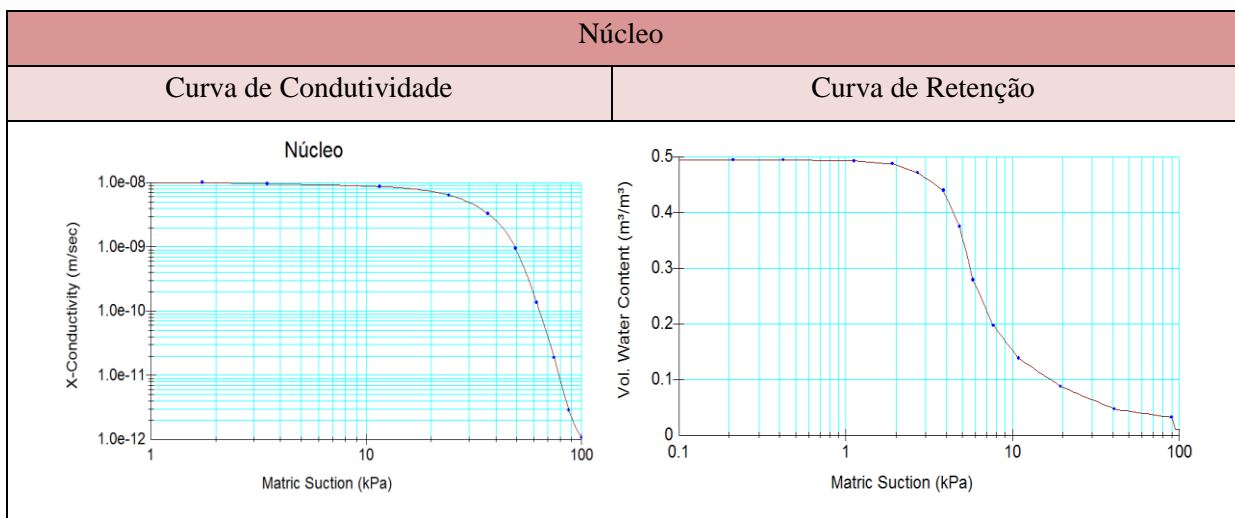


Figura 5.4 – Curvas Características do material que constitui o núcleo

Foi analisado no programa qual seria a influência da forma destas curvas no volume de caudal percolado, apesar de não se ter procedido a essa análise no trabalho. Concluiu-se que, como apenas se realiza a análise em regime permanente, a influência de ambas as curvas é reduzida, especialmente a curva de retenção, o que realmente é importante é o valor da permeabilidade considerado para cada caso.

### 5.3. ANÁLISE DA PERCOLAÇÃO

Procedeu-se à análise exaustiva, através da modelação no SEEP/W de alguns parâmetros como: a linha de saturação, o caudal percolado na barragem tanto ao nível da fundação, como do núcleo, caudal registado tanto a montante como a jusante, o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo. Com base no comportamento do caso base, protagonizaram-se várias alterações ao nível estrutural, alterações de permeabilidades, existência de heterogeneidades, entre outras.

Apesar de já terem sido abordados os conceitos, considera-se de necessidade imperiosa a exposição da forma como o SEEP/W analisa e modela parâmetros tão complexos como o gradiente hidráulico (podendo ser crítico ou não) e a velocidade de percolação.

Os gradientes de saída e gradientes críticos devem ser considerados em termos de geometria, tensão efetiva e a resistência à erosão associado ao solo e à velocidade de fluxo. O facto de o gradiente ser 1,0 não significa necessariamente, que existirão problemas de estabilidade ou condições para que ocorra erosão interna [21].

A precisão com que a condutividade hidráulica precisa de ser especificada depende em certa medida do objetivo da análise. Neste trabalho, cujo objetivo principal é o de calcular a distribuição e comportamento dos poros das partículas (*pore - water pressure*), que constituem os vários elementos da barragem, em relação à ação da água sob pressão, a função considera-se adequada. Porém, caso o objetivo da análise seja a previsão fiável ao longo do tempo do comportamento da barragem, deverão ser auxiliadas por testes laboratoriais [21].

O conceito de gradiente crítico igual a 1,0 tem sido tradicionalmente aceite, mas isto só é verdade para as forças de direção vertical, não se aplicando considerando duas direções de fluxo dimensionais. Por seu lado, em relação à velocidade de fluxo, na análise efetuada no SEEP/W, estudou-se a direção XY, uma vez que o vetor possuía sempre duas componentes, não faria por isso muito sentido estudar só a direção Y, o ideal seria estudá-las em separado, mas isso levaria a uma análise muito exaustiva e que não acrescentaria muito ao que realmente se pretende, dado que a variação entre as duas direções raramente é superior a uma grandeza de  $10^1$ .

#### 5.3.1. ANÁLISES RELATIVAS AO CASO BASE

Numa primeira análise testou-se o valor considerado para a permeabilidade dos filtros. A Figura 5.5 apresenta os resultados da comparação de diferentes valores de permeabilidade dos materiais de filtro. A solução apresentada na Figura 5.5 b) é aquela que foi considerada como sendo a de referência (designado de “caso base”), relativamente aos estudos apresentados em seguida. A linha de saturação tem uma configuração que é a normal para estas situações: uma pequena inclinação na parte inicial, devido à elevada permeabilidade do enrocamento, um aumento dessa inclinação com a elevada perda de carga no núcleo (devido à baixa permeabilidade do material), e um desenvolvimento quase na horizontal sob o maciço de jusante. No caso a), valor obtido com base na expressão de Hazen, equação



(4.1), existe alguma tendência para a linha de saturação se instalar no maciço de jusante, daí se ter procedido à alteração da permeabilidade dos filtros.

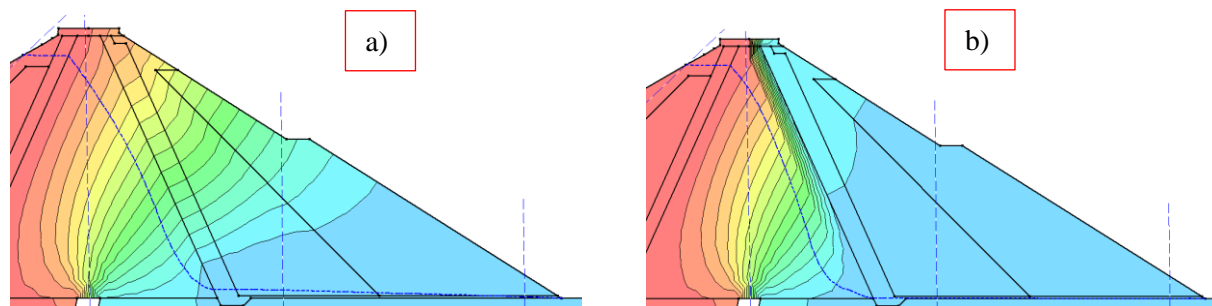


Figura 5.5 – Análise da variação de permeabilidade dos materiais dos filtros: a) permeabilidade de  $1,44 \times 10^{-4}$  m/s para ambos os filtros; b) valor de  $1,44 \times 10^{-3}$  e de  $1,44 \times 10^{-2}$  para Filtro 1 e Filtro 2, respetivamente

No caso base, a ordem de grandeza do caudal que passa para jusante é de  $10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s (Figura 5.6). Da análise dos resultados dos cálculos é possível concluir que uma quantidade significativa do caudal percolado atravessa a fundação, mesmo existindo uma cortina impermeável. A quantidade de caudal que atravessa o núcleo é da ordem dos  $10^{-7}$  m/s, representando cerca de 15% do total.

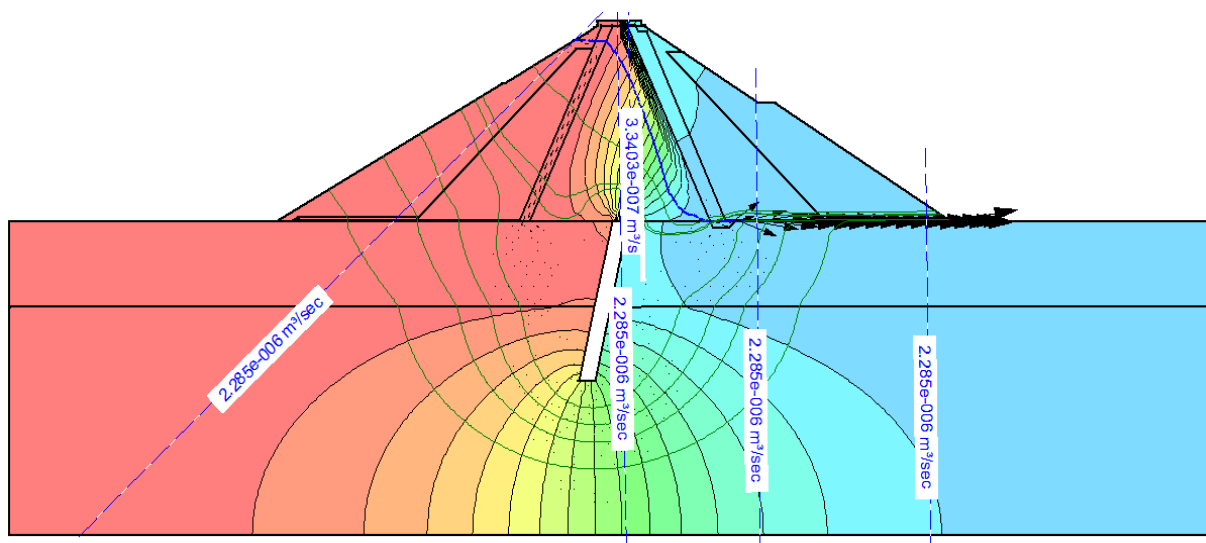


Figura 5.6 – Análise do comportamento da barragem no caso base (geral)

Para tentar focalizar a análise das variáveis em estudo seleccionaram-se duas zonas distintas do perfil, que se designaram por: **zona 1** e **zona 2**, e quatro **pontos de estudo**. O termo “ponto”, não se refere a um ponto único/singular, mas sim a uma região. O valor máximo em cada região nem sempre está localizado na mesma abcissa do eixo das abcissas, como se verá ao longo dos vários casos.

As duas zonas foram estudadas em separado para não sobrecarregar a análise gráfica, com inúmeros pontos.

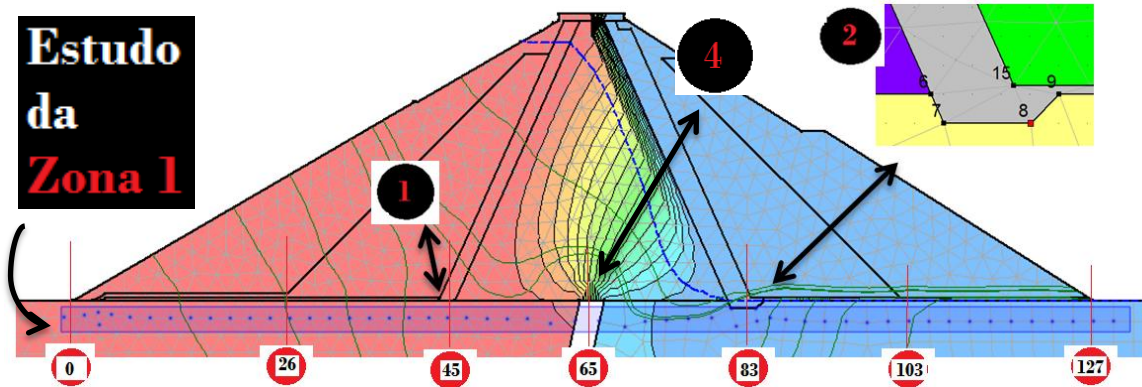


Figura 5.7 – Zona onde foi analisado o gradiente hidráulico e a velocidade de escoamento (zona 1)

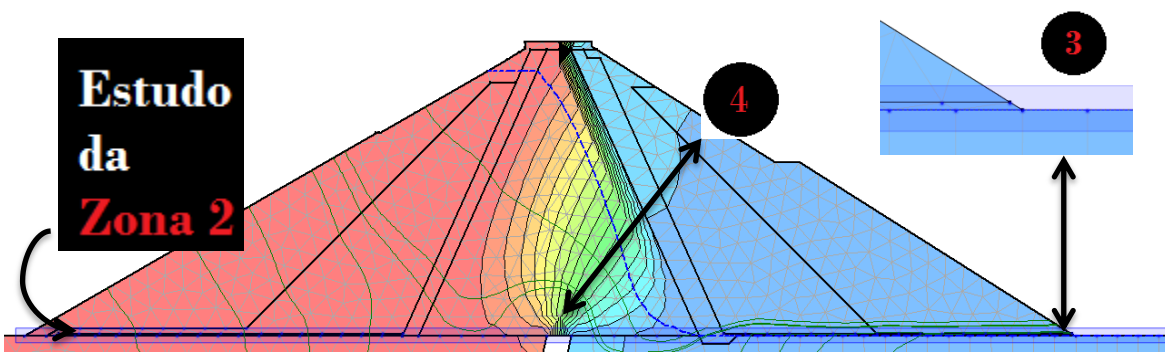


Figura 5.8 – Zona onde foi analisado o gradiente hidráulico e a velocidade de escoamento (zona 2)

- **Ponto 1** - Análise da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico no pé do filtro de montante, considera-se para comparação, o valor considerado na zona 1 (Figura 5.7);
- **Ponto 2** - Análise da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico no pé do filtro de jusante, considera-se para comparação, o valor considerado na zona 1 (Figura 5.7);
- **Ponto 3** - Análise da velocidade de fluxo de saída do fluxo, no pé do enrocamento de jusante, considera-se para comparação, o valor considerado na zona 2 (Figura 5.8);
- **Ponto 4** – Análise do valor do gradiente hidráulico na transição entre o núcleo e a cortina de impermeabilização, considera-se uma média de valores entre os registos da zona 1 e zona 2. (Figura 5.7 e Figura 5.8).

Exemplo (para o cálculo no ponto 4, considerando os valores da Figura 5.9 e Figura 5.10):

$$i = \frac{0.08 + 0.11 + 1.05 + 1.6}{4} = 0.71$$

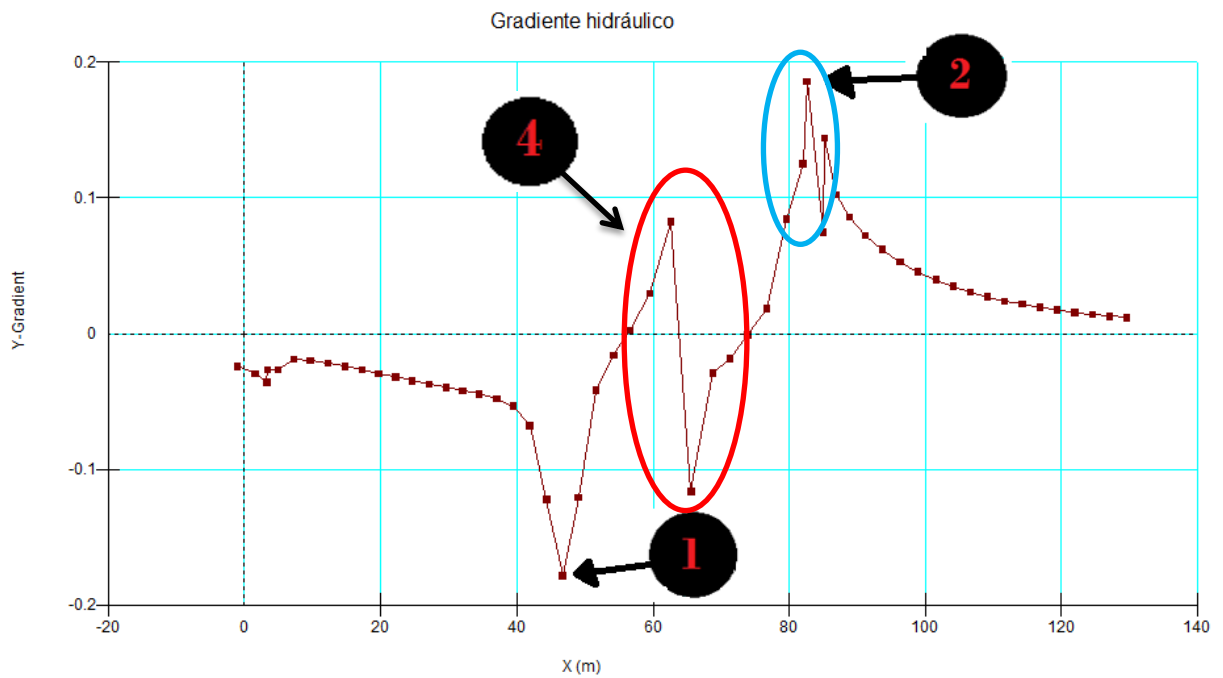


Figura 5.9 – Gradiente hidráulico na zona em estudo (zona 1)

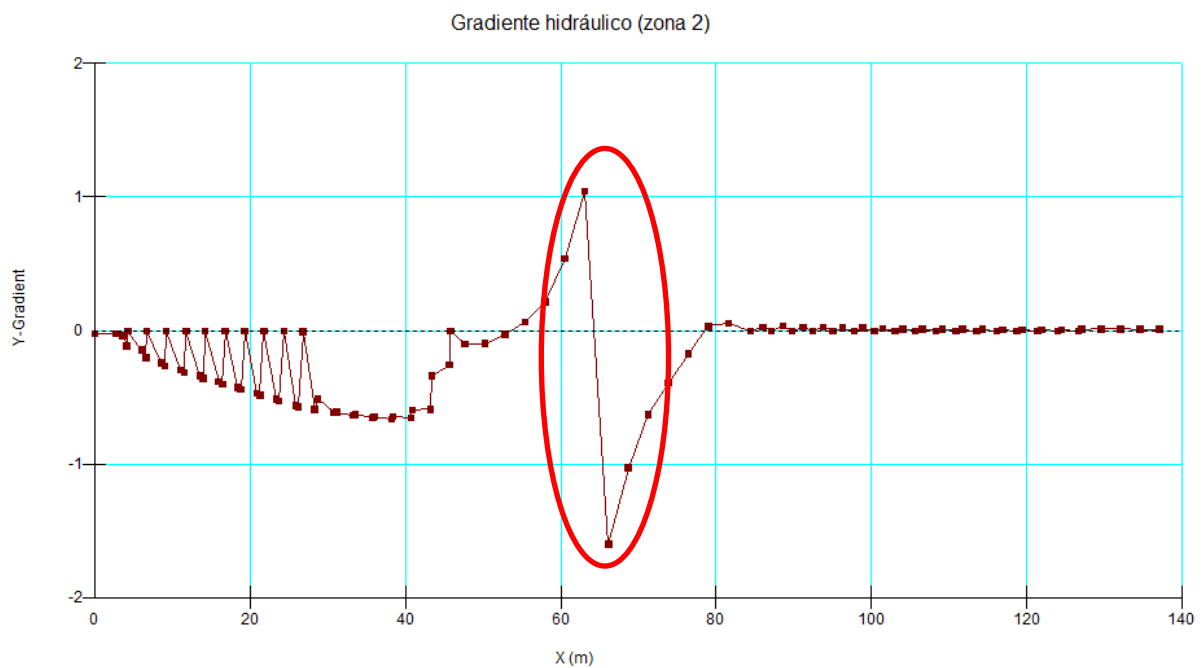


Figura 5.10 – Análise do Gradiente hidráulico na zona em estudo (zona 2)

Como seria de esperar, o maior gradiente hidráulico observado localiza-se no pé do filtro de jusante, o mesmo acontece com a velocidade de fluxo. Ambos poderão ter valor positivo ou negativo, dependendo da direção do fluxo, a sua análise deve ser feita em módulo. Essa “desorganização” dos

vetores de fluxo, com diversas orientações e magnitudes, repercute-se no ponto 2, onde há uma ambiguidade de valores em pontos vizinhos (Quadro 5.1; Figura 5.9, círculo a azul; Figura 5.11). A velocidade, como será analisada na direção XY, terá sempre valor positivo, o que não se observaria caso fossem estudadas as duas direções em separado.

Quadro 5.1 –Valores do gradiente e da velocidade no ponto 2 (zona1), em pontos vizinhos

Ponto 2	Gradiente	Ponto 2	Velocidade
x= 82,6	i= 0,1852	x= 82,03	v=1,72x10 <sup>-7</sup>
x= 85,03	i= 0,0747	x= 82,61	v=1,16x10 <sup>-7</sup>
x= 85,19	i= 0,1436	x= 85,03	v=2,12x10 <sup>-7</sup>

Optou-se, em casos como este (Quadro 5.1), colocar no quadro resumo subsequente às análises, o valor mais elevado, remetendo aos respectivos comentários justificativos em casos similares, para que não haja a possibilidade de induzir ao leitor, conclusões erradas.

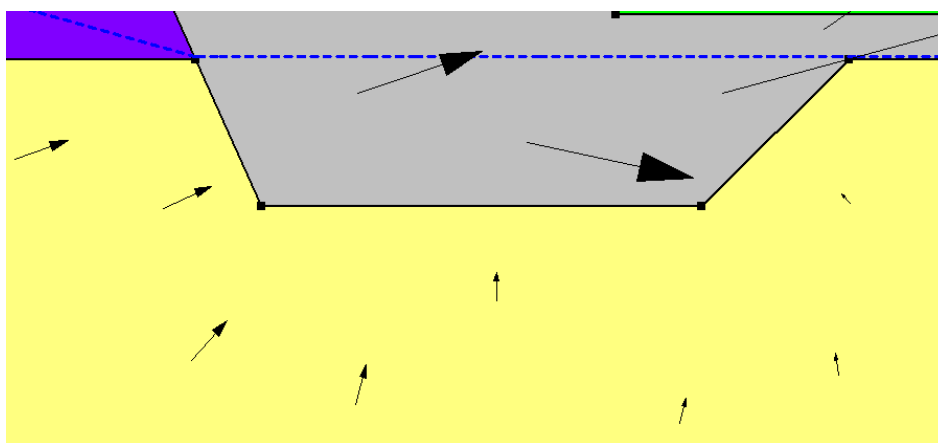


Figura 5.11 – Distintas direções dos vetores de velocidade no ponto 2

Uma vez que o escoamento através de uma estrutura de aterro não é uniforme, a erosão aumenta onde existe uma concentração de velocidades de infiltração de água maior, em locais onde esta concentração emerge no lado a jusante, as forças erosivas podem-se tornar muito significativas [19].

Evidencia-se também naturalmente, um aumento significativo tanto do gradiente como da velocidade no pé do filtro de montante, sendo uma das suas finalidades o escoamento da água que atravessa a barragem, um aumento neste local já seria esperado.

Tanto na Figura 5.9 como na Figura 5.10, observa-se uma linha vermelha à volta do local onde se situa a cortina de impermeabilização, ponto 4 em estudo, zona onde existe uma grande variação de gradiente hidráulico, relacionados com problemas de cálculo que refletem a delicadeza das zonas de interface e de mudança brusca de geometria e permeabilidade, daí se ter realizado uma média aritmética de valores nesse ponto.

Em relação ao limites críticos, em ambos os casos, os valores são reduzidos, considerando-se assim a barragem segura.

De modo a evitar a exaustiva apresentação de imagens e gráficos, dá-se a prioridade à análise explicada através de texto, auxiliada por pequenos esquemas. De forma a capacitar o leitor o acompanhamento e compreensão da análise (para mais informações consultar os ANEXOS), apresenta-se no final um quadro resumo, onde é exposta a relação da percentagem de caudal que passa pela fundação e pelo núcleo, bem como a comparação de cada um dos casos com o caso base também ao nível de velocidade e gradiente hidráulico, registando o seu valor nos 4 pontos em análise.

Por fim, duas “pequenas notas”. A numeração a vermelho na Figura 5.7, serve apenas para uma melhor compreensão dos gráficos em relação ao eixo das abcissas, nada mais. A outra ressalva, está relacionada com o refinamento da malha. Estudou-se o refinamento da malha, considerando elementos com um comprimento de lado (valor médio) de 1,0m, 2,5 m e 5,0 m. Tendo em conta os resultados obtidos nas diferentes configurações (Quadro 5.2), nomeadamente o valor do caudal percolado e o tempo de cálculo, e considerando o elevado número de análises a efetuar, optou-se pela modelação com os elementos de 2,5m de lado.

Quadro 5.2 – Comparação de diferentes tipos de malhas de elementos finitos

	Nós	Elementos	Tempo (s)	Caudal na secção 1 (m <sup>3</sup> /s)
<b>1m</b>	17488	34327	16,78	2,10x10 <sup>-6</sup>
<b>2.5m</b>	2908	5553	4,90	2,175x10 <sup>-6</sup>
<b>5m</b>	836	1534	2,52	2,2217x10 <sup>-6</sup>

### 5.3.2. MODELAÇÃO DE ALTERAÇÕES AO NÍVEL DA ESTRUTURA

Nesta secção apresentam-se os resultados do estudo que contempla diversas alterações estruturais, em relação ao caso base, com o objetivo de analisar a influência que tem cada uma dessas alterações ao nível do caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de percolação.

Descrito e analisado o caso base, pretende-se agora estudar outras modelações estruturais.

O caso base considerado, corresponde ao perfil tipo da barragem tal como ele está no projeto (com apenas uma pequena alteração, a geometria da cortina de impermeabilização, foi um pouco simplificada de forma a criar uma maior facilidade da sua modelagem, sendo esse um dos casos em estudo, fazer varia a geometria da cortina de impermeabilização).

Dividiu-se esta análise em duas partes distintas: primeiro procurou-se analisar as alterações estruturais na barragem (até ao Caso 12 inclusive), numa segunda fase analisou-se o efeito da alteração ao nível das características dos materiais (permeabilidade essencialmente). Assim, analisam-se os seguintes casos:

- Caso 1: Caso base;
- Caso 2: Sem tapete drenante de jusante;
- Caso 3: Sem tapete nem dreno a jusante, apenas filtro;
- Caso 4: Com dreno horizontal e tapete drenante a jusante, mas sem filtro;

- Caso 5: Sem qualquer tipo de elemento a jusante (filtro, dreno ou tapete);
- Caso 6: Aumento da altura do tapete drenante;
- Caso 7: Sem cortina de impermeabilização;
- Caso 8: Cortina de impermeabilização mais pequena;
- Caso 9: Cortina de impermeabilização inclinada;
- Caso 10: Cortina de impermeabilização vertical;
- Caso 11: Sem filtro de montante;
- Caso 12: Sem fundação.

Após a apresentação que se segue de cada uma das situações, os resultados obtidos para as variáveis em análise são apresentados no Quadro 5.3 e no Quadro 5.4.

### 5.3.2.1. Caso 2 – Sem tapete drenante de jusante

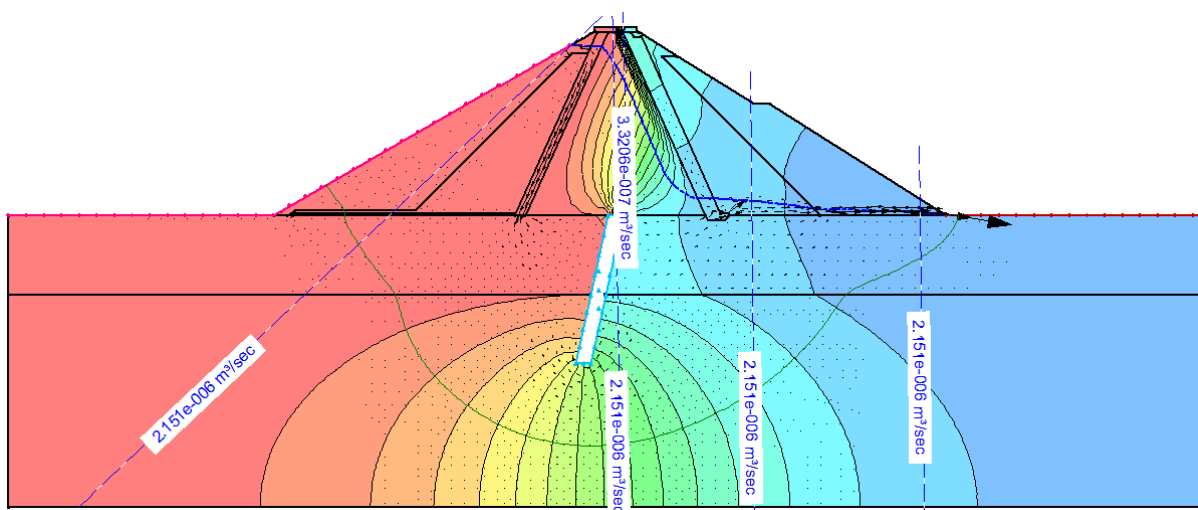


Figura 5.12 – Análise do comportamento da barragem com inexistência de tapete drenante a jusante (caso 2)

Neste caso procedeu-se à remoção de uma das partes que levam ao escoamento da água para fora da barragem, o tapete drenante, mantendo-se no entanto o dreno horizontal em baixo do filtro de jusante.

A variação introduzida, serve para a verificação do comportamento da barragem, em termos de percolação, nas secções transversais onde não exista um tapete drenante, de altura conveniente, para a retirada eficaz da água do corpo da barragem. A escolha desta opção de construção poder-se-á justificar pelo valor económico da construção de um filtro de altura adequada em todo o desenvolvimento da barragem a jusante do núcleo.

Em relação ao volume de caudal percolado, denota-se uma pequena diminuição (aproximadamente 6%). Por outro lado, no escoamento realizado através do núcleo, há um ligeiro aumento quando comparando com o caso base, mas desprezável, não chegando a diferença entre eles, sequer a 1%.

Como se pode observar na Figura 5.12, esta situação começa a provocar a subida da linha de saturação, a qual se instala no maciço estabilizador de jusante. Neste caso ainda não colocaria em causa a estabilidade do mesmo.

5.3.2.2. Caso 3 – Filtro a acabar na base do núcleo. Inexistência tanto de tapete como de dreno horizontal

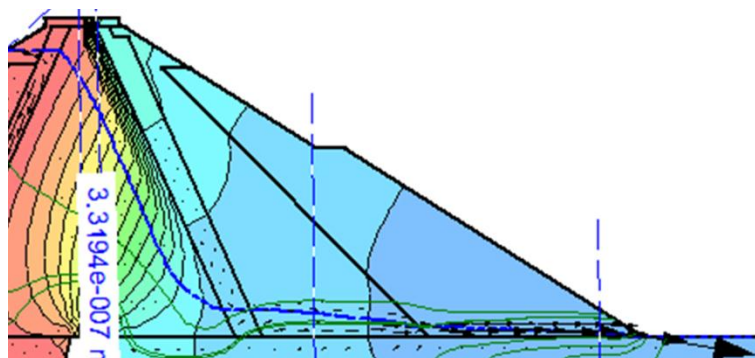


Figura 5.13 – Apenas o filtro a jusante. Ausência tanto do dreno horizontal como do tapete drenante

Comparando com o caso 2, há uma diminuição ligeira do volume de caudal percolado, bem como da quantidade a atravessar o núcleo, estendendo-se essa ligeira diminuição aos outros pontos estudados, à exceção do gradiente hidráulico no ponto 2, que aumenta ligeiramente.

5.3.2.3. Caso 4 – Sem Filtro de jusante, mas com tapete drenante e dreno horizontal

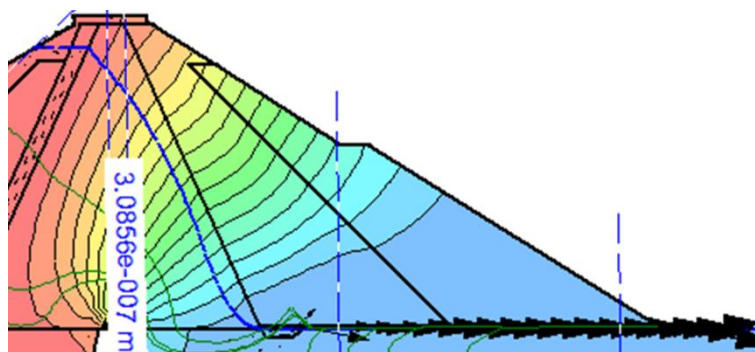


Figura 5.14 – Análise do comportamento da barragem sem filtro de jusante (caso 5)

Percebe-se neste caso a importância do filtro a jusante, por alguma razão alguns autores o nomearam de filtro “crítico” e o de montante como “não crítico”, dadas as suas distintas importâncias.

Neste caso pretende-se simular a situação em que o filtro de jusante fica colmatado. No caso concreto do perfil em análise e dos materiais em causa, conclui-se que a ocorrência desta disfunção não traz alterações significativas em relação ao caso base. Ainda assim, é possível notar que, na ausência do



filtro de jusante, a linha de saturação se prolonga mais no núcleo, aproximando-se do maciço estabilizador de jusante, promovendo uma maior pressão nesse elemento (Figura 5.15).

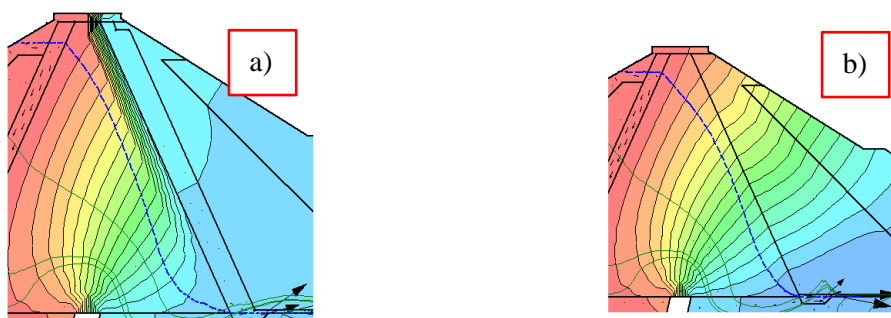


Figura 5.15 – Comparação entre o caso base e o caso em que não existe filtro de jusante (alínea a) e b), respetivamente)

#### 5.3.2.4. Caso 5 – Sem qualquer tipo de elemento a jusante (filtro, dreno ou tapete)

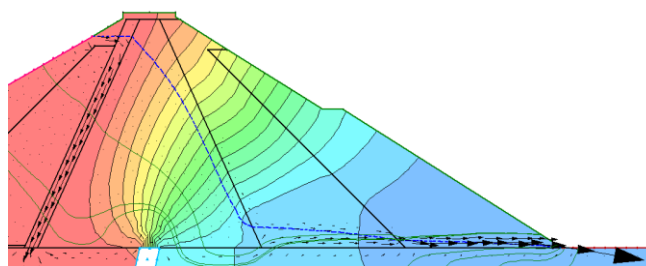


Figura 5.16 – Análise do comportamento da barragem sem qualquer tipo de elemento a jusante (caso 6)

Regista-se uma normal descida do caudal percolado tanto na fundação e especialmente no núcleo (cerca de 14%, em comparação com o valor do caso base), uma vez que este tem uma área de circulação bem mais vasta, fazendo com que no ponto 2, tanto o gradiente como a velocidade de fluxo, tenham um valor bastante inferior comparando com o caso anterior.

#### 5.3.2.5. Caso 6 – Aumento da altura do tapete drenante

O tapete drenante possui apenas uma altura de 0,3 m no projeto. Neste caso, procedeu-se a um aumento da sua altura, passando a ter 1,85 m.

Não traz grandes modificações em relação ao caso base, há apenas um ligeiro aumento do caudal percolado, tanto ao nível da fundação como no núcleo, não chegando no entanto sequer a 1%.

Observa-se que os vetores de fluxo “coordenam-se melhor”, tendo menos variações em relação a sua direção e sentido (Figura 5.17).



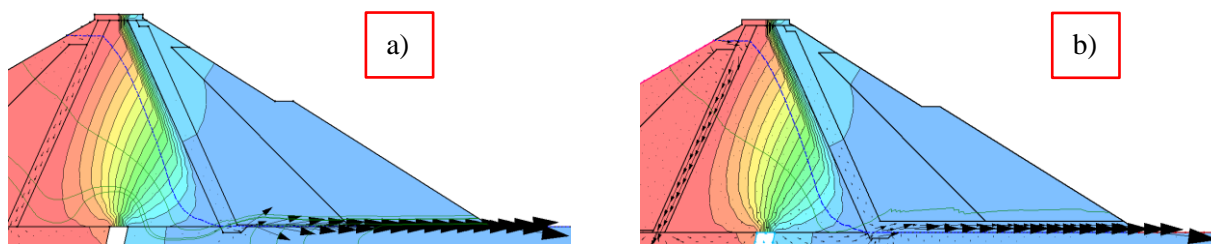


Figura 5.17 – Comparação entre o caso base e o caso em que se aumentou a altura do tapete drenante a jusante (alínea a) e b), respetivamente)

Pela primeira vez até agora, nos casos já estudados, a velocidade máxima de fluxo de escoamento na zona 2, situa-se no pé do filtro de jusante, ponto 2 em estudo, e não na "zona de saída" do caudal, ponto 3 em estudo.

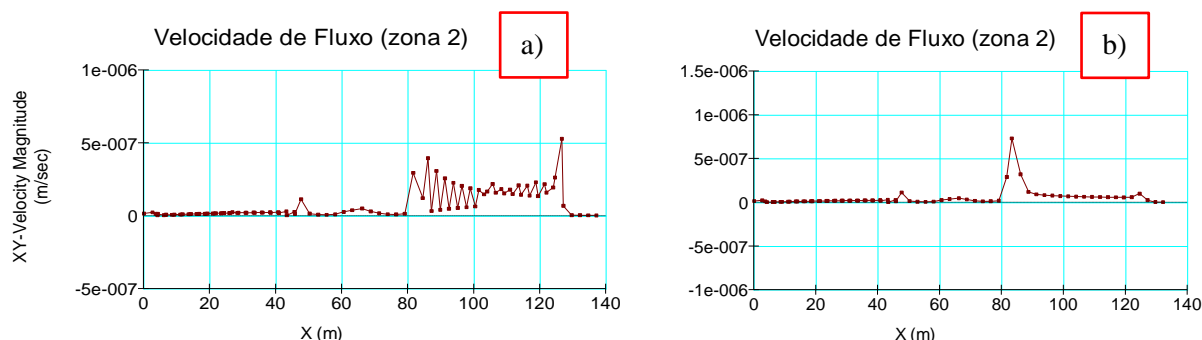


Figura 5.18 – Comparação da velocidade de fluxo na zona 2, entre o caso base e o caso em que se aumentou a altura do tapete drenante a jusante (alínea a) e b), respetivamente)

Esta alteração é aprovada caso se mantenham os valores limite de velocidade e gradiente satisfeitos, o que se verifica. No entanto, com o aumento da dimensão do tapete, é evidente a grande heterogeneidade entre os valores da velocidade do ponto 2, em relação ao restante percurso. Apesar do valor da velocidade ser reduzido, poderão advir alguns problemas daí resultantes, apesar de na bibliografia consultada, não haver grandes referências a situações análogas a esta.

### 5.3.2.6. Caso 7 – Sem cortina de impermeabilização

É importante colocar este caso no estudo, pois este tipo de estruturas são difíceis de construir e de elevado custo. Assim, uma análise de percolação sem introdução da cortina é essencial para definir qual a melhor solução a adotar, e ajustá-la de modo a conseguir um compromisso entre o valor económico e a adequabilidade da solução.

Como se pôde verificar, no caso em estudo, a inexistência da cortina levaria ao aumento do caudal que atravessa a barragem em cerca de 240%, e cerca de 97% desse caudal passaria pela fundação, valor este muito maior que qualquer outro caso até agora estudado, em que a média da percentagem de caudal a passar pela fundação anda pelos 85, 86%.

Salienta-se também, o aumento da velocidade de fluxo no ponto 3 (zona de saída de fluxo pelo enrocamento de jusante), registando o maior valor até agora (passa de  $9,83 \times 10^{-7}$  para  $3,26 \times 10^{-6}$ ). O

gradiente hidráulico no ponto 1 é de 0,98 na zona 1, e de 3,228 na zona 2,concluiu-se assim que se trata de um caso onde há sérias possibilidades de ocorrência de erosão interna.

### 5.3.2.7. Caso 8 – Cortina de impermeabilização mais pequena

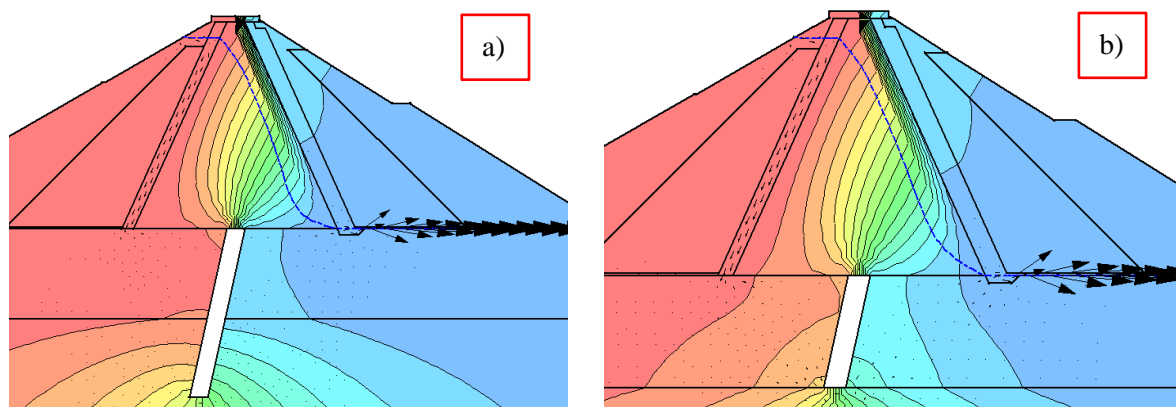


Figura 5.19 – Alteração do comprimento da cortina: a) Caso base; b) Caso 8 em estudo

Comprovada, no caso anterior, a necessidade de utilização de cortina, este caso é importante para se perceber a real importância da sua geometria, mais propriamente do comprimento, neste caso.

Para isso, alterou-se o comprimento da cortina passando de 28 para 15 m. Registou-se um aumento do volume de caudal na ordem dos 64%, em relação ao caso base. Em relação à % de caudal percolado pelo núcleo e fundação, neste caso a % a passar pela fundação seria de 91%, e os restantes 9% pelo núcleo, obviamente.

Em relação à velocidade e gradiente máximos, ambas as grandezas máximas no ponto 1, não se encontram bem debaixo do filtro de montante como nos casos anteriores, motivado pelo menor caminho que a água tem que fazer, devido à diminuição do comprimento da cortina.

Verifica-se novamente, como de acordo com o caso base, que estas grandezas têm uma variação elevada mesmo se tratando de pontos vizinhos. Observa-se por exemplo um gradiente hidráulico de 0,2 para  $x=46,7$  e um de 0,34 para  $x=49,6$ , semelhante ao que se passa com a velocidade. Quanto aos valores do gradiente hidráulico, regista-se um aumento aproximadamente para o dobro, tanto no ponto 1 como no ponto 2. Quanto à análise do ponto 4, uma vez que a cortina é mais pequena, o gradiente decresce cerca de 20% em comparação com o caso base (decresce de 0,71 para 0,57).

## 5.3.2.8. Caso 9 – Cortina de impermeabilização mais inclinada

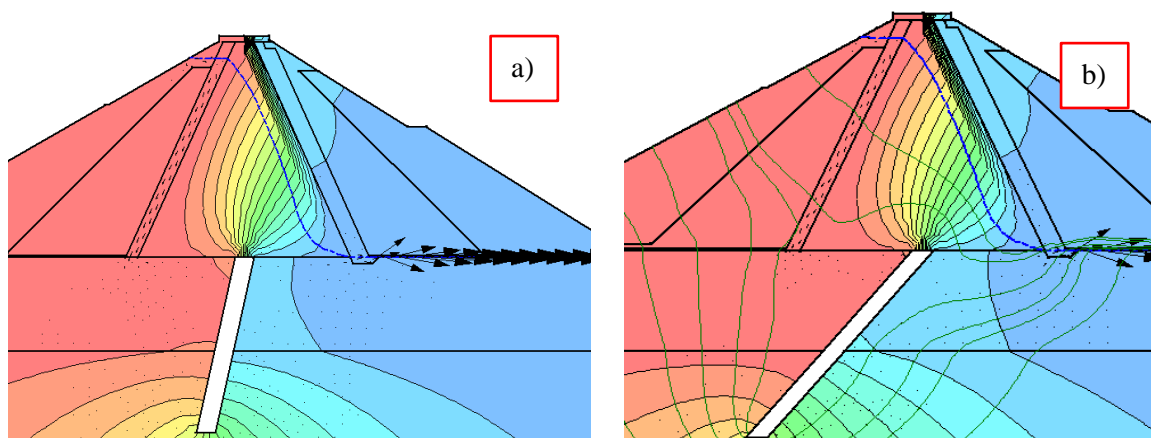


Figura 5.20 – Alteração da inclinação da cortina de impermeabilização: a) Caso base; b) Caso 9 em estudo

É um caso interessante a estudar, para que se possa ver qual das variações repercutirá maiores alterações, em comparação com o caso base, se o comprimento/profundidade, se a inclinação. Para isso, inclinou-se a cortina 20 m à esquerda (a largura da fundação é de 227 m).

Em relação ao volume de caudal percolado, sem dúvida que o comprimento é “mais relevante”. Neste caso, com a alteração da inclinação, verificou-se uma diminuição de 6% face ao caso geral.

O mesmo acontece relativamente ao gradiente e velocidade, as diferenças são mais significativas no caso anterior que neste. No ponto 1, regista-se uma diminuição de ambos os parâmetros de aproximadamente 35%, justificado pela alteração do caminho de percolação. Em relação ao gradiente hidráulico, no ponto 4 (zona da cortina de impermeabilização), registou-se uma diminuição de 13%.

Apesar de ambos os casos se registar mudanças significativas face ao caso base, o aumento/diminuição do comprimento da cortina, revela à partida alterações de magnitude bastante superior, quando comparadas com alterações relacionadas com a sua inclinação. Conclui-se, que se trata de uma ótima opção quando se pretende diminuir volumes percolados, velocidades e gradientes, ajustando-se a sua inclinação com o pretendido.

## 5.3.2.9. Caso 10 – Cortina de impermeabilização vertical

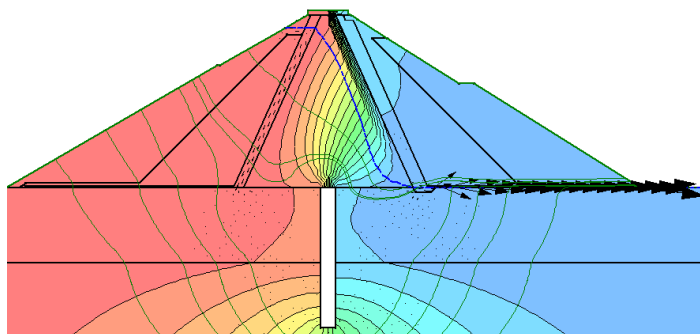


Figura 5.21 – Cortina de impermeabilização vertical

A sua vantagem reside na facilidade de construção face aos anteriores casos.

Apesar da inclinação da cortina ser bastante reduzida face à vertical (Figura 5.22), cujo ângulo de inclinação é aproximadamente  $12^\circ$  ( $12,3^\circ$  mais propriamente), observam-se algumas diferenças tanto no gradiente como na velocidade de fluxo em comparação com o caso base.

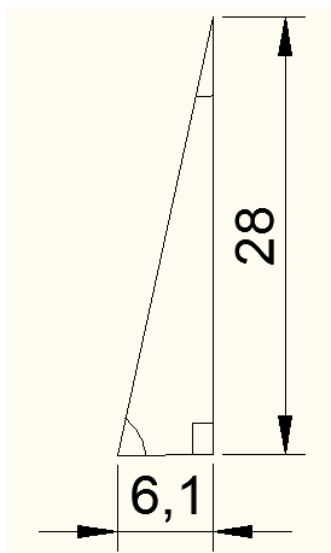


Figura 5.22 – Inclinação da cortina face à vertical

#### 5.3.2.10. Caso 11 – Sem filtro de montante

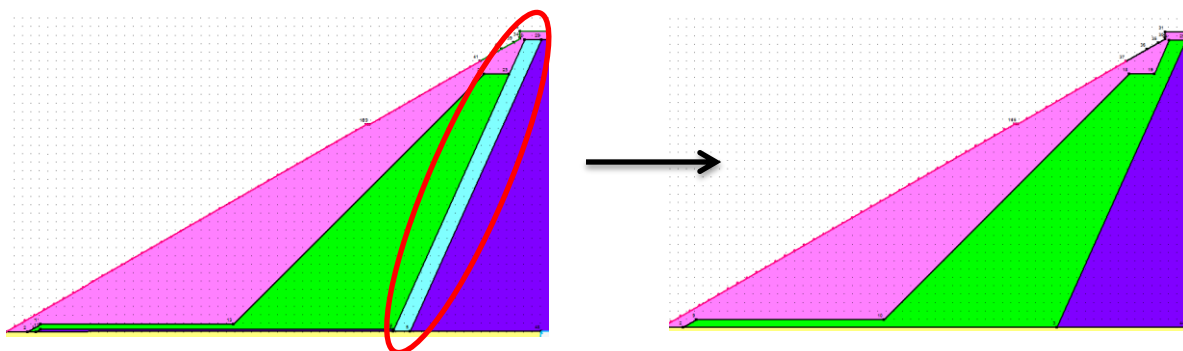


Figura 5.23 – Análise do comportamento da barragem removendo-se o filtro de montante

Tratando-se este do filtro “não crítico”, naturalmente as diferenças esperadas serão menos significativas quando comparadas com o caso 4, em que houve remoção do filtro de jusante. Em relação ao volume de caudal percolado, manteve-se praticamente idêntico ao caso base.

A situação que registou maior variação aconteceu em relação ao gradiente e velocidade, no ponto 1. Por remoção do filtro, houve uma diminuição quer do gradiente quer da velocidade de fluxo (aproximadamente 37% e 21% respetivamente).

5.3.2.11. Caso 12- Sem fundação

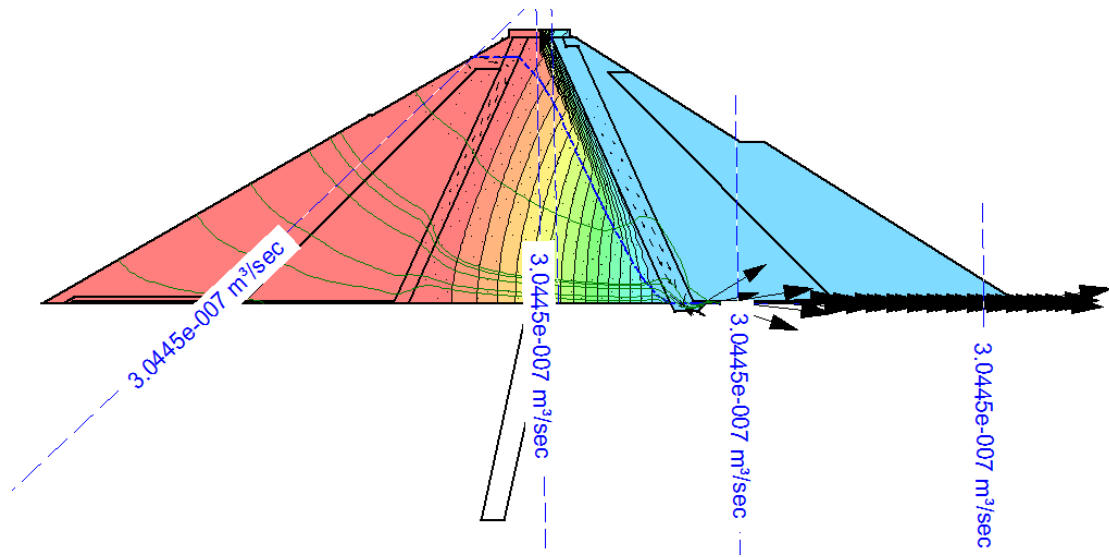


Figura 5.24 – Análise do comportamento da barragem sem fundação

A simulação de uma fundação impermeável permite a sensibilização acerca da vantagem em se pensar num tratamento do terreno. Com uma fundação impermeável conseguir-se-ia uma diminuição do volume de caudal em 86%.

Em relação ao gradiente hidráulico registam-se variações não na zona dos filtros, aí tem valor reduzido (aproximadamente zero), mas sim dentro do núcleo (Figura 5.25).

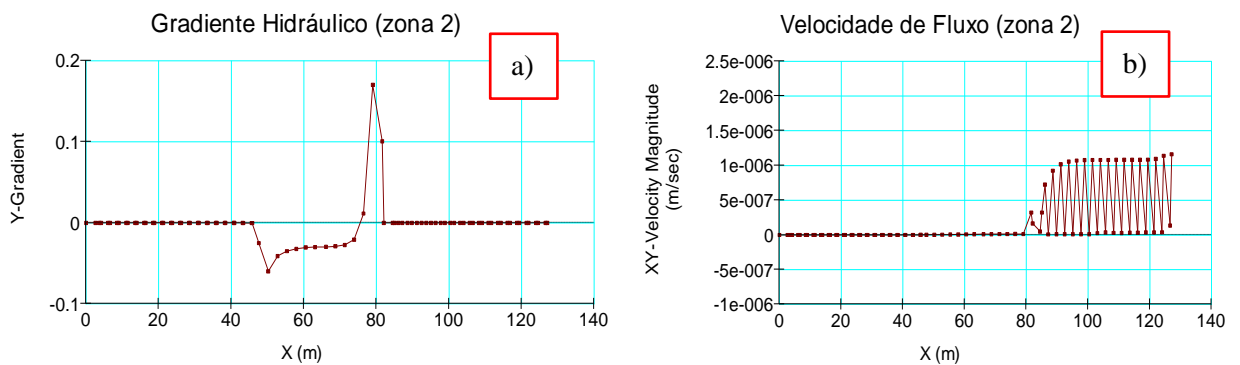


Figura 5.25 – Análise do Caso 12 (zona 2) – Sem Fundação: a) Gradiente hidráulico; b) Velocidade de fluxo

Quanto à velocidade, esta é praticamente nula (ou de valor muito reduzido) até ao filtro de jusante, a partir daí, há um aumento progressivo, atingindo uma velocidade de saída no ponto 3 de  $1.16 \times 10^{-6}$  m/s (Figura 5.25). Na Figura 5.24 compreende-se bem isso, face à disposição e magnitude dos vetores velocidade.

Quadro 5.3 – Quadro resumo, análise do caso 1 ao caso 12, registo dos volumes de caudais percolados

Caso	Descrição	Q secção montante (m <sup>3</sup> /s) (1)	Q secção intermédia (m <sup>3</sup> /s) (3)	Comparação com o Caso base		Q passa pela fundação	Q passa pelo núcleo
				Q mont.	Q interm.		
1	Caso base	2,2850E-06	3,3403E-07	0%	0%	85%	15%
2	Sem tapete drenante de jusante	2,1510E-06	3,3206E-07	-6%	-1%	85%	15%
3	Filtro de jusante a acabar na base do núcleo. Inexistência tanto de tapete como de dreno horizontal	2,1489E-06	3,3194E-07	-6%	-1%	85%	15%
4	Sem filtro de jusante, mas com tapete drenante e dreno horizontal	2,2624E-06	3,0856E-07	-1%	-8%	86%	14%
5	Sem qualquer tipo de elemento a jusante (filtro, dreno ou tapete)	2,1198E-06	2,9952E-07	-7%	-10%	86%	14%
6	Aumento da altura do tapete drenante	2,2884E-06	3,3330E-07	0%	0%	85%	15%
7	Sem cortina de impermeabilização	7,7770E-06	2,6863E-07	240%	-20%	97%	3%
8	Cortina de impermeabilização mais pequena	3,7480E-06	3,1891E-07	64%	-5%	91%	9%
9	Cortina de impermeabilização inclinada	2,1540E-06	3,3475E-07	-6%	0%	84%	16%
10	Cortina de impermeabilização vertical	2,2992E-06	3,3276E-07	1%	0%	86%	14%
11	Sem filtro de montante	2,2868E-06	3,3306E-07	0%	0%	85%	15%
12	Sem fundação	3,1061E-07	3,1061E-07	-86%	-7%	0%	100%

Quadro 5.4 – Quadro resumo, análise do caso 1 ao caso 12, registo do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo

Caso	Descrição	Gradiente			Comparação do Gradiente com o Caso base			Velocidade (m/seg)			Comparação da Velocidade com o Caso base		
		1	2	4 (cortina)	1	2	4 (cortina)	1	2	3	1	2	3
1	Caso base	0,1779	0,1861	0,71	0,0%	0%	0%	1,02E-07	2,04E-07	9,83E-07	0%	0%	0%
2	Sem tapete drenante de jusante	0,1662	0,0881	0,65	-6,6%	-53%	-9%	9,55E-08	9,23E-08	1,49E-06	-7%	-55%	51%
3	Filtro de jusante a acabar na base do núcleo. Inexistência tanto de tapete como de dreno horizontal	0,1660	0,0962	0,65	-6,7%	-48%	-9%	9,54E-08	8,70E-08	1,48E-06	-7%	-57%	51%
4	Sem filtro de jusante, mas com tapete drenante e dreno horizontal	0,1768	0,1920	0,73	-0,6%	3%	3%	1,02E-07	1,43E-07	8,97E-07	-1%	-30%	-9%
5	Sem qualquer tipo de elemento a jusante (filtro, dreno ou tapete)	0,1600	0,0800	0,65	-10,1%	-57%	-8%	9,48E-08	8,72E-08	1,47E-06	-7%	-57%	49%
6	Aumento da altura do tapete drenante	0,1780	0,1337	0,63	0,1%	-28%	-11%	1,17E-07	7,34E-07	1,04E-07	14%	260%	-89%
7	Sem cortina de impermeabilização	0,9800	0,8600	0,00	450,9%	362%	-100%	6,71E-07	9,77E-07	3,26E-06	557%	378%	232%
8	Cortina de impermeabilização mais pequena	0,3700	0,3400	0,57	108,0%	83%	-19%	2,13E-07	2,58E-07	1,52E-06	109%	26%	55%
9	Cortina de impermeabilização inclinada	0,1100	0,1900	0,62	-38,2%	2%	-13%	6,61E-08	2,27E-07	8,76E-07	-35%	11%	-11%
10	Cortina de impermeabilização vertical	0,1950	0,1650	0,59	9,6%	-11%	-17%	1,12E-07	1,29E-07	9,00E-07	10%	-37%	-8%
11	Sem filtro de montante	0,1117	0,1850	0,71	-37,2%	-1%	0%	8,03E-08	2,12E-07	9,81E-07	-21%	4%	0%
12	Sem fundação	0,0000	0,0000	0,03	-100,0%	-100%	-96%	1,28E-11	3,24E-07	1,61E-06	-100%	58%	64%

**Nota:**

Ponto 1 e 2 – São observados na zona de estudo nº 1

Ponto 3 – É observado na zona de estudo nº 2

Ponto 4 – É feito pela média de 4 pontos, dois pontos provenientes de cada uma das zonas em estudo

### 5.3.3. ALTERAÇÕES AO NÍVEL DAS PERMEABILIDADES

Estudados e analisados os diversos casos apresentados ao nível da estrutura do perfil tipo, analisam-se agora os resultados da modelação de alterações ao nível da permeabilidade. Os seguintes casos retratam várias hipóteses que se consideram importantes para análise, de forma a potenciar a máxima segurança e capacidade da estrutura. Ao fim, tal como aconteceu anteriormente, é apresentado um quadro resumo englobando todas as relações efetuadas de forma a se poder tirar conclusões.

- Caso 13:- Fundação com apenas um tipo de solo, mesma permeabilidade;
- Caso 14:- Aumento ou Diminuição da permeabilidade em ambos os filtros;
- Caso 15:- Aumento ou Diminuição da permeabilidade do núcleo;
- Caso 16:- Aumento ou Diminuição da permeabilidade dos enrocamento de transição;
- Caso 17:- Aumento ou Diminuição dos maciços de enrocamento;
- Caso 18:- Heterogeneidade no material constituinte do núcleo;
- Caso 19:- Cortina Permeável;
- Caso 20:- Impermeabilizações (Dreno horizontal e Tapete drenante);
- Caso 21:- Casos Especiais (considerando várias zonas de saída para o volume de caudal).

Do caso 13 ao 17 não houve nenhuma alteração ao nível estrutural, pelo que não será necessário a apresentação da imagem do SEEP para a sua compreensão durante a análise.



Quadro 5.5 – Quadro resumo, análise do caso 13 ao caso 17, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo

Caso	Descrição		Q secção montante (m3/s) (1)	Q secção intermédia (m3/s) (3)	Comparação com o Caso base		Q passa pela fundação	Q passa pelo núcleo
					Q mont.	Q interm.		
1	Caso base		2,2850E-06	3,3403E-07	0%	0%	85%	15%
13	Mesma Permeabilidade na fundação	1,00E-07	1,7690E-06	3,1363E-07	-23%	-6%	82%	18%
		6,00E-07	8,4781E-06	3,1161E-07	271%	-7%	96%	4%
14	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade em ambos os filtros	Aumento *100 (duas unidades)	2,2817E-06	3,2732E-07	0%	-2%	86%	14%
		Diminuição *0,01 (duas unidades)	2,2193E-06	3,2301E-07	-3%	-3%	85%	15%
15	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade do Núcleo	Aumento *100 (duas unidade)	2,9952E-05	2,6522E-05	1211%	7840%	11%	89%
		Diminuição *0,01(duas unidade)	1,7263E-06	5,2452E-09	-24%	-98%	100%	0%
16	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade no Maciço de Transição	Aumento *100 (duas unidade)	2,2904E-06	3,3512E-07	0%	0%	85%	15%
		Diminuição *0,01(duas unidade)	2,2689E-06	3,3169E-07	-1%	-1%	85%	15%
17	Aumento ou Diminuição do Enrocamento	Aumento *100 (duas unidades)	2,4523E-06	4,9819E-07	7%	49%	80%	20%
		Diminuição *0,01 (duas unidades)	2,2421E-06	3,1646E-07	-2%	-5%	86%	14%

Caso	Descrição		Gradiente			Comparação do Gradiente com o Caso base			Velocidade (m/seg)			Comparação da Velocidade com o Caso base		
			1	2	4 (cortina)	1	2	4 (cortina)	1	2	3	1	2	3
1	Caso base		0,1779	0,1861	0,71	0,0%	0,0%	0,0%	1,02E-07	2,04E-07	9,83E-07	0%	0%	0%
13	Mesma Permeabilidade na fundação	1,00E-07	0,5000	0,6100	0,58	181,1%	227,8%	-18,3%	4,85E-08	1,36E-07	6,46E-07	-53%	-33%	-34%
		6,00E-07	0,5570	0,5240	0,53	213,1%	181,6%	-25,4%	3,23E-07	5,89E-07	2,98E-06	216%	188%	203%
14	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade em ambos os filtros	Aumento *100 (duas unidades)	0,1785	0,1856	0,71	0,3%	-0,3%	0,0%	1,03E-07	2,10E-07	1,96E-07	0%	3%	-80%
		Diminuição *0,01 (duas unidades)	0,1556	0,1605	0,69	-12,5%	-13,8%	-3,2%	9,04E-08	2,00E-07	3,30E-06	-12%	-2%	235%
15	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade do Núcleo	Aumento *100 (duas unidade)	0,1680	0,6600	0,70	-5,6%	254,6%	-1,4%	1,00E-07	2,21E-06	1,30E-05	-2%	981%	1226%
		Diminuição *0,01(duas unidade)	0,2050	0,1386	0,71	15,2%	-25,5%	0,0%	1,18E-07	1,49E-07	6,67E-07	15%	-27%	-32%
16	Aumento ou Diminuição da Permeabilidade no Maciço de Transição	Aumento *100 (duas unidade)	0,1790	0,1850	0,71	0,6%	-0,6%	0,0%	1,03E-07	2,11E-07	9,10E-07	0%	3%	-7%
		Diminuição *0,01(duas unidade)	0,2179	0,1838	0,71	22,5%	-1,2%	0,0%	1,25E-07	2,10E-07	9,01E-07	22%	3%	-8%
17	Aumento ou Diminuição do Enrocamento	Aumento *100 (duas unidades)	0,1810	0,1853	0,71	1,7%	-0,4%	0,0%	1,04E-07	2,29E-07	4,20E-06	2%	12%	328%
		Diminuição *0,01 (duas unidades)	0,1670	0,1826	0,70	-6,1%	-1,9%	-1,4%	9,61E-08	2,07E-07	1,92E-07	-6%	2%	-80%

Seguidamente, procede-se à análise da Quadro 5.5:

No Caso 13 percebe-se a grande importância do valor da permeabilidade da fundação, em que não alterando sequer a ordem de grandeza, o caudal escoado altera bastante o seu volume. Repare-se que, considerando que todo o terreno abaixo da barragem apresenta um coeficiente de permeabilidade constante e igual a  $6 \times 10^{-7}$  m/s, o volume de caudal percolado quase que quadruplica comparando com a situação geral. A percentagem de caudal total a percolar pela fundação passou de 85% para 96%. Assim sendo, é fundamental caracterizar corretamente o terreno de fundação, pois a variação do coeficiente de permeabilidade pode acarretar graves consequências.

Em relação ao gradiente hidráulico, são revelados valores muito elevados na zona montante da barragem (Figura 5.26). A jusante, apesar de não tão evidente, também há um aumento significativo. A velocidade em qualquer um dos pontos três pontos analisados, revela um aumento na ordem dos 200% em comparação com o caso base.

Trata-se de uma estrutura instável especialmente a montante, compreende-se assim a importância da permeabilidade da fundação e dos estudos geotécnicos antes do arranque deste tipo de estruturas.

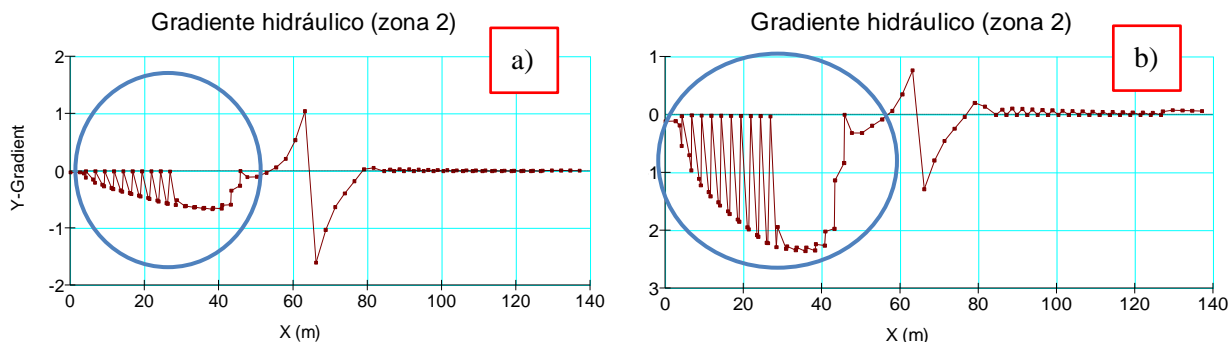


Figura 5.26 – Comparação do gradiente hidráulico (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada a alteração da permeabilidade da fundação para  $6,0 \times 10^{-7}$  (alínea a) e b), respetivamente)

Analisando os Casos 14, com o aumento da permeabilidade dos filtros (em duas unidades de expoente), a velocidade mais elevada passou a efetuar-se no dreno horizontal situado no pé do filtro de jusante (ponto 2 em estudo) ao invés de no pé do enrocamento de jusante (ponto 3 em estudo), tal como acontecia no caso base e na grande maioria dos casos em estudo, decrescendo depois para jusante. Poderá ser um indício de instabilidade esse aumento, tratando-se de uma zona tão delicada como o pé do filtro de jusante (Figura 5.27).

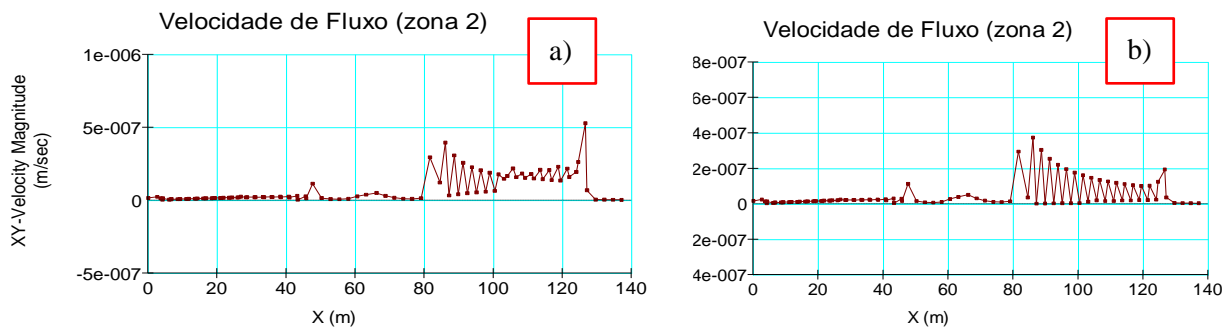


Figura 5.27– Comparação da velocidade de fluxo (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada um aumento da permeabilidade de ambos os filtros (alínea a) e b), respetivamente)

Na diminuição da permeabilidade dos filtros, para  $1,44 \times 10^{-5}$  m/s e  $1,44 \times 10^{-4}$  m/s, filtro 1 e 2 respetivamente, não faz uma grande diferença para a permeabilidade do enrocamento de transição ( $10^{-6}$ ), logo não o salvaguarda de forma apropriada. Observa-se um aumento de pressão na zona de jusante, entre o filtro e o maciço de transição (Figura 5.28).

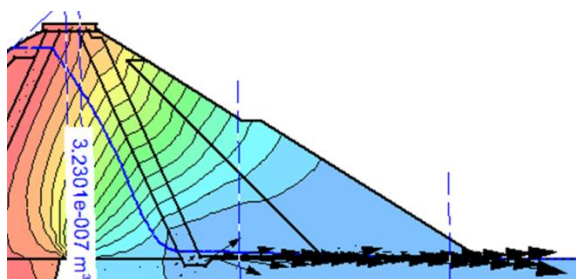


Figura 5.28 – Análise do comportamento da barragem aquando da diminuição da permeabilidade dos filtros

Apesar de se registarem descidas na ordem dos 5%, 10% em relação a velocidade e gradientes, a sua velocidade no ponto 3, é maior 235% em comparação com o caso base (Figura 5.29).

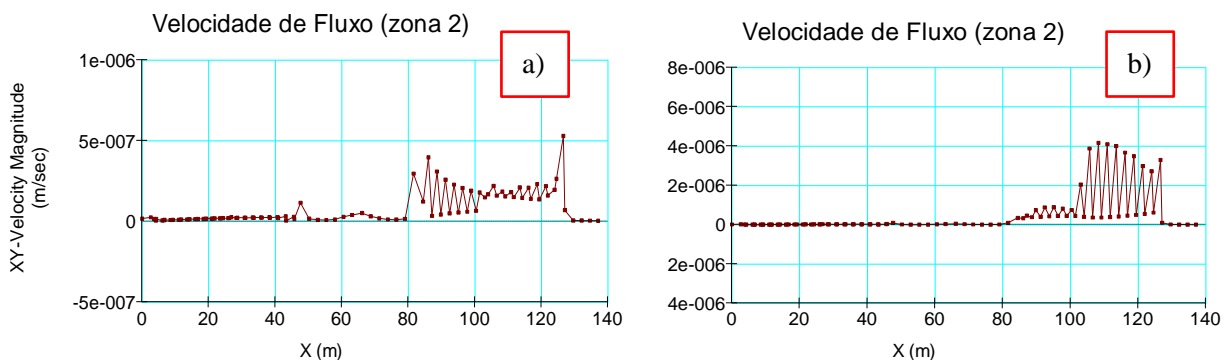


Figura 5.29 – Comparação da velocidade de fluxo (zona 2) entre o caso base e o caso em que se considerada uma diminuição da permeabilidade de ambos os filtros (alínea a) e b), respetivamente)

A redução da permeabilidade dos filtros é uma situação bastante plausível, pois a falta de cuidado na construção dos filtros poderá levar à contaminação destes com materiais mais finos, logo menos permeáveis. Sendo estes elementos essenciais em impedir que a água atinja o maciço estabilizador de jusante, é fundamental garantir a sua funcionalidade, de maneira a não se criarem problemas adicionais de estabilidade na barragem. O entupimento dos filtros poderá ainda resultar do arrastamento de materiais finos do núcleo com o decorrer do tempo, sendo recomendável a separação destas zonas por um geotêxtil.

No Caso 15 percebe-se a importância de se tornar o núcleo impermeável. Passando de uma permeabilidade de  $1 \times 10^{-8}$  m/s para  $1 \times 10^{-6}$  m/s o caudal percolado aumenta cerca de 10 vezes o seu volume, sendo que neste caso específico a percentagem de volume total a percorrer pelo núcleo passou de 15% para 89%, em comparação com o caso base. A pressão no maciço de jusante é grande, as velocidades de fluxo passam de  $10^{-7}$  para  $10^{-5}$ , a rutura neste caso é iminente. Por outro lado, a sua diminuição para  $1 \times 10^{-10}$  m/s, tornando-o muito impermeável também se poderá considerar inapropriada, motivada pela grande diferença de valores de permeabilidade face aos “elementos vizinhos”, registando elevados gradientes hidráulicos a montante (Figura 5.30).

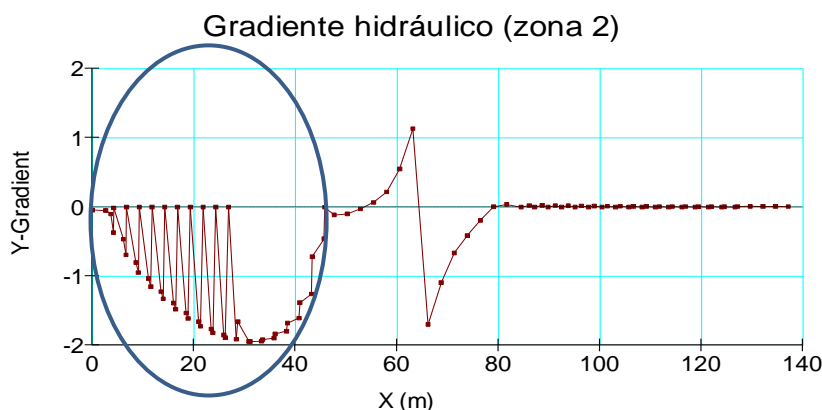


Figura 5.30 – Análise do gradiente hidráulico (zona 2) para uma permeabilidade no núcleo de  $1 \times 10^{-10}$

No Caso 16, na alteração da permeabilidade dos maciços de transição não se registaram alterações muito significativas face ao caso base. A alteração mais significativa, é aquando da alteração da permeabilidade de  $2,1 \times 10^{-6}$  m/s para  $2,1 \times 10^{-8}$  m/s, tanto o gradiente como a velocidade no ponto 1, têm um aumento na ordem dos 22% face ao caso base.

No Caso 17, o aumento da permeabilidade do enrocamento fez com que o caudal percolado pelo núcleo aumentasse, e o percolado pela fundação diminuísse, isto quanto à análise percentual em relação ao caudal percolado em ambos os locais, porque em relação ao volume de caudal, não houve grandes alterações. Quanto a gradientes e velocidades, as maiores alterações visualizadas foram ao nível da velocidade, essencialmente no pé do enrocamento de jusante (ponto 3), em que o aumento da permeabilidade de  $2,75 \times 10^{-5}$  m/s para  $2,75 \times 10^{-3}$  m/s no enrocamento fez com que a velocidade de fluxo nesse local aumentasse 328%, em relação ao caso base (Figura 5.31).

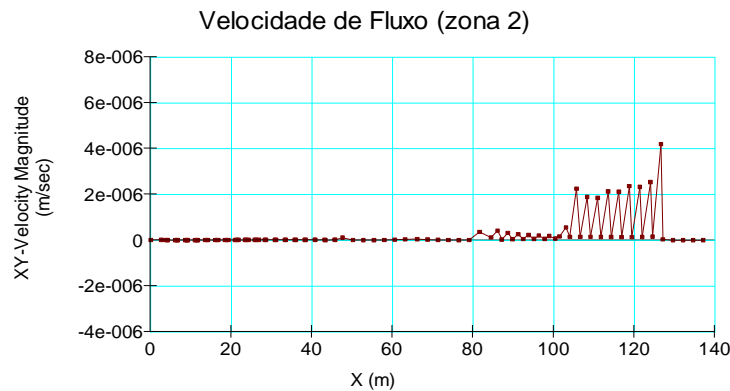


Figura 5.31– Análise da velocidade de fluxo (zona 2) para um aumento da permeabilidade de ambos os maciços de enrocamento, de  $2,76 \times 10^{-5}$  para  $2,76 \times 10^{-3}$

Nos casos seguintes como se trata de uma matéria que engloba além de alterações de permeabilidade, alterações ao nível estrutural, considera-se apropriada uma separação relativamente aos casos anteriores, para uma melhor exposição e interpretação das análises.

No Caso 18, colocou-se no interior do núcleo num espaço limitado, um material com uma permeabilidade completamente distinta da deste elemento, de modo a analisar qual a influência que alguma heterogeneidade não detetada poderá provocar, e quais serão as consequências que poderão advir daí (Figura 5.32).

Definiram-se três orifícios distintos. Para o caso a) estudou-se a permeabilidade do material em  $2,76 \times 10^{-4}$  m/s,  $2,76 \times 10^{-5}$  m/s. Em b) procurou-se introduzir um orifício que não obstruísse a trajetória da linha de saturação do caudal (material com  $k = 2,76 \times 10^{-5}$  m/s), o mesmo se passa em c) com o realce de, neste caso, se ter introduzido um material (azul claro) de  $k = 1 \times 10^{-3}$ , de forma a se poder ter uma comparação com a alínea anterior.

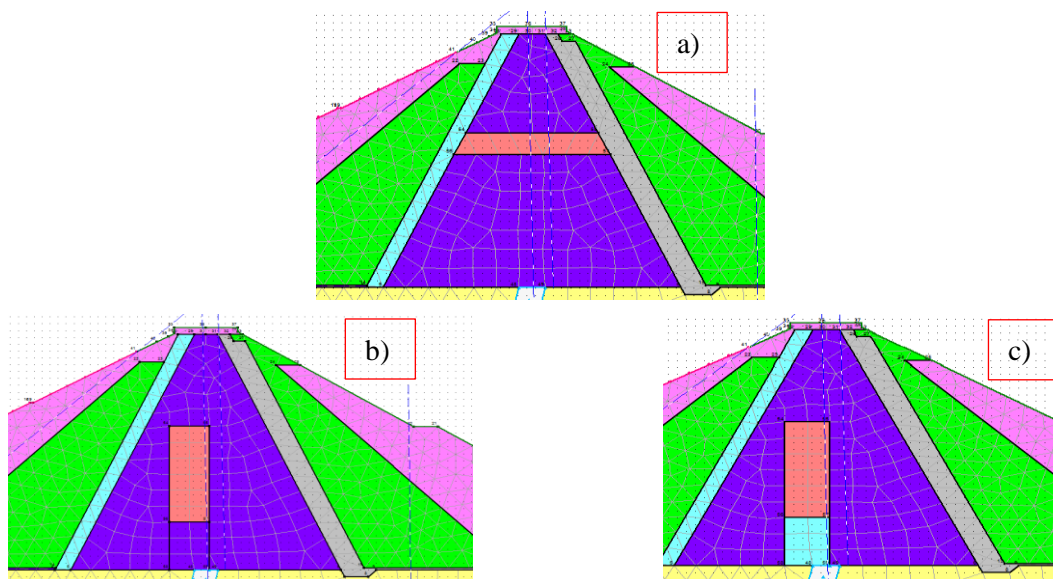


Figura 5.32 – Representação das alterações proferidas no núcleo, utilizadas em análise no Caso 18

Analisou-se depois o Caso 19, em que se considerou a cortina permeável, uma vez que por vezes a qualidade final da cortina é questionável. Assim, optou-se pelo estudo do que se poderia esperar, caso esta não fosse totalmente estanque e, conseqüentemente, permitisse a percolação através dela. Para tal, utilizou-se um material de coeficiente de permeabilidade distinta, de  $10^{-4}$  e  $10^{-5}$ , ao invés de se definir como uma fronteira impermeável, e analisou-se esse caso.

No Caso 20 estudou-se a impermeabilização de alguns elementos da barragem como o dreno horizontal ou o tapete drenante. Simulando assim a possível colmatção destes elementos, devido ao depósito de partículas finas, impedindo desta forma a normal percolação do fluxo.

Seguidamente, tal como nos casos anteriores, apresenta-se um quadro resumo com os valores registados dos Casos 18, 19 e 20, procedendo-se em seguida à análise dos seus resultados.

Quadro 5.6 – Quadro resumo, análise do caso 18 ao caso 20, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo

Caso	Descrição		Q secção montante (m3/s) (1)	Q secção intermédia (m3/s) (3)	Comparação com o Caso base		Q passa pela fundação	Q passa pelo núcleo	
					Q mont.	Q interm.			
1	Caso base		2,2824E-06	3,2866E-07	0%	0%	86%	14%	
18	Material de diferentes características dentro do núcleo	Curva do enrocamento	a) 2,76E-05	4,9057E-05	4,7246E-05	2049%	14275%	4%	96%
			a) 2,76E-04	1,0391E-04	1,0234E-04	4453%	31039%	2%	98%
		b)	2,3733E-06	4,2894E-07	4%	31%	82%	18%	
		c)	2,7336E-06	6,0188E-07	20%	83%	78%	22%	
19	Cortina Permável	Curva do enrocamento	2,76E-05	7,6894E-06	4,3230E-09	237%	-99%	100%	0%
			2,76E-04	7,7011E-06	4,3263E-09	237%	-99%	100%	0%
20	Impermeabilizações	Dreno Horizontal Impermeável	2,2642E-06	3,3370E-07	-1%	2%	85%	15%	
		Tapete Drenante Impermeável	1,9274E-06	3,2423E-07	-16%	-1%	83%	17%	

Caso	Descrição		Gradiente			Comparação do Gradiente com o Casobase			Velocidade (m/seg)			Comparação da Velocidade com o Caso base			
			1	2	4 (cortina)	1	2	4 (cortina)	1	2	3	1	2	3	
1	Caso base		0,1779	0,1861	0,71	0,0%	0,0%	0,0%	1,02E-07	2,04E-07	9,83E-07	0%	0%	0%	
18	Material de diferentes características dentro do núcleo	Curva do enrocamento	a) 2,76E-05	0,0170	0,1690	0,99	-90,4%	-9,2%	39,4%	2,18E-08	1,54E-06	2,18E-05	-79%	655%	2116%
			a) 2,76E-04	0,4800	0,1330	0,79	169,8%	-28,5%	11,3%	2,66E-07	1,90E-06	4,61E-05	161%	830%	4591%
		b)	0,1726	0,1464	1,15	-3,0%	-21,3%	62,0%	9,93E-08	2,24E-07	9,46E-07	-3%	10%	-4%	
		c)	0,2416	0,1660	0,98	35,8%	-10,8%	38,0%	1,38E-07	2,74E-07	1,10E-06	35%	34%	12%	
19	Cortina Permável	Curva do enrocamento	2,76E-05	1,2000	0,7800	0,03	574,5%	319,1%	-95,2%	7,08E-07	9,43E-07	3,23E-06	593%	362%	228%
			2,76E-04	1,2050	0,7880	0,12	577,3%	323,4%	-83,1%	6,81E-07	9,45E-07	3,23E-06	566%	363%	229%
20	Impermeabilizações	Dreno Horizontal Impermeável	0,1760	0,1710	0,70	-1,1%	-8,1%	-1,4%	1,72E-07	1,01E-07	3,21E-07	69%	-50%	-67%	
		Tapete Drenante Impermeável	0,1470	0,0190	0,55	-17,4%	-89,8%	-22,5%	8,36E-08	8,49E-08	0,00E+00	-18%	-58%	-100%	

Análise da Tabela:

Na análise do Caso 18 consegue-se perceber o porquê do cuidado a ter na seleção do material que irá constituir o núcleo, a sua homogeneidade juntamente com uma permeabilidade muito baixa, é essencial. Como seria de esperar, o caso a) teve um impacto muito superior ao caso b) e ao c), isto porque, como a heterogeneidade está localizada na horizontal o caudal percolado tem uma maior facilidade em percorrer esse trajeto, em comparação com as heterogeneidades colocadas na vertical. Por exemplo, enquanto que, em a) o caudal a passar pela fundação era de aproximadamente 3%, em b) e c) era de aproximadamente 78%. Em relação ao volume de caudal escoado a diferença é ainda mais notória. Enquanto que no caso a) se registou um volume de caudal na ordem dos  $10^{-4}$ , em c), o volume de caudal manteve-se na ordem do  $10^{-6}$ , apesar do aumento face ao caso base, a rondar os 4% e 20%, caso b) e c), respetivamente.

No caso a) procurou-se analisar que volume de caudal passaria na zona da heterogeneidade e na restante zona do núcleo. Tal como já seria de esperar, registava-se uma diferença muito significativa (Figura 5.33). Além do volume de caudal, estudou-se também, uma nova zona no SEEP/W, de modo a avaliar o comportamento tanto da velocidade de fluxo como do gradiente hidráulico nessa heterogeneidade (Figura 5.34).

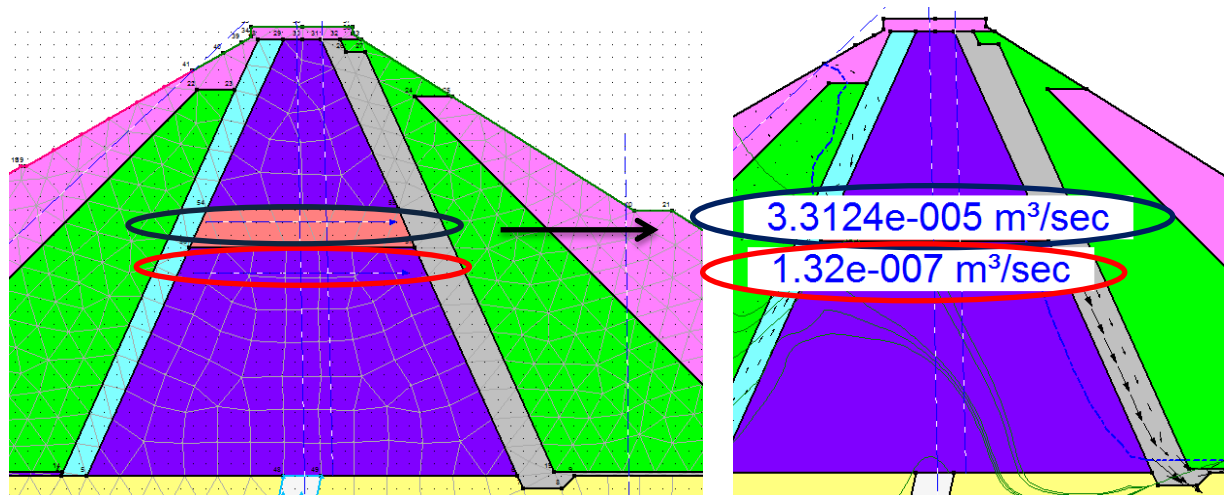


Figura 5.33 – Caso 18 (alínea a – preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76 \times 10^{-5}$ ): Diferença de volume de caudal percolado entre a heterogeneidade (linha azul) e no restante material que constitui o núcleo (linha vermelha)



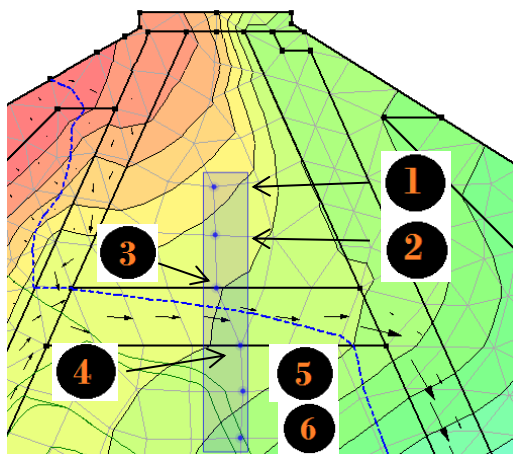


Figura 5.34 – Caso 18 (alínea a – preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76 \times 10^{-5}$ ): Zona onde se procedeu ao estudo da velocidade de percolação e do gradiente hidráulico

Na Figura 5.34 estão legendados 6 pontos analisados a nível gráfico, tanto ao nível da velocidade de fluxo como do gradiente hidráulico, servindo apenas para uma maior compreensão (Figura 5.35).

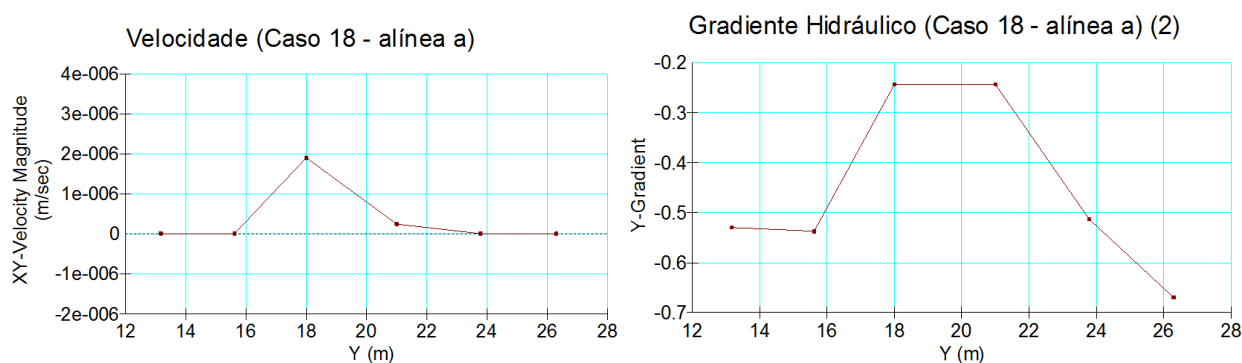


Figura 5.35 – Análise gráfica da velocidade de fluxo e do gradiente hidráulico na zona considerada na Figura 5.33

Para uma melhor análise, os valores das duas grandezas (velocidade e gradiente), foram expostos no Quadro seguinte.

Quadro 5.7 –Valores da velocidade de fluxo e gradiente hidráulico na zona analisada no caso da heterogeneidade horizontal colocada no núcleo (Caso 18,alínea a)

Ponto	Velocidade de fluxo (m/s)	Gradiente Hidráulico
1	$1,1856 \times 10^{-08}$	-0,5300
2	$1,1388 \times 10^{-08}$	-0,5370
3	$1,9029 \times 10^{-06}$	-0,2430
4	$2,4757 \times 10^{-07}$	-0,2436
5	$7,5416 \times 10^{-09}$	-0,5130
6	$6,2050 \times 10^{-09}$	-0,6690

Na análise da Figura 5.35 e do Quadro 5.7 percebe-se com clareza que, na zona da heterogeneidade colocada no núcleo, há um aumento significativo da velocidade de fluxo, justificada pela maior permeabilidade do local. Observa-se nesse mesmo local, uma redução do valor absoluto (caso se analise em módulo) do gradiente hidráulico, justificada mesmo motivo.

No Caso 19 percebe-se a importância da uma correta impermeabilização da cortina, o volume de caudal percolado triplica, o facto de esta ser permeável faz com que quase 100% do fluxo percole pela fundação, o caudal percolado no núcleo passa de  $10^{-7}$  para  $10^{-9}$  m<sup>3</sup>/s. O gradiente hidráulico no ponto 1 ultrapassa largamente o valor crítico (chegando a atingir gradientes de 6 e 7) (Figura 5.36).

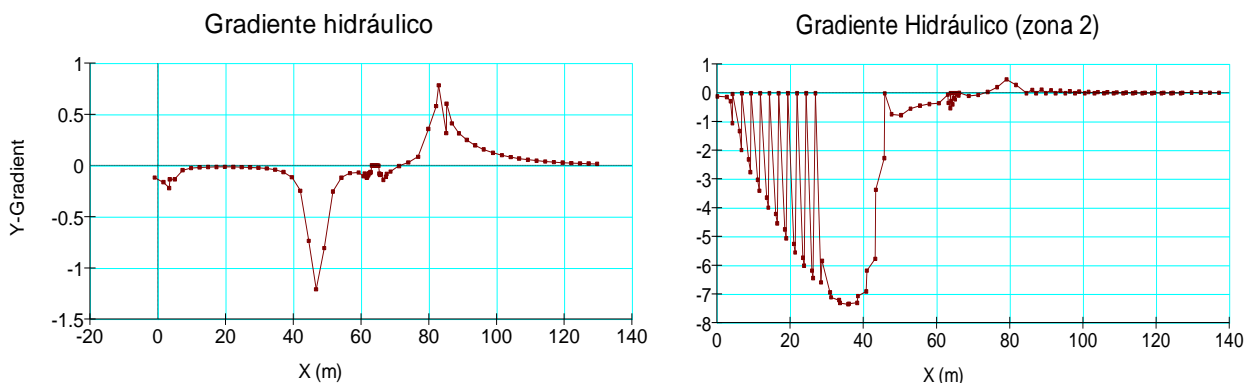


Figura 5.36 – Observação do gradiente hidráulico no ponto 1 (junto do pé do filtro de montante) considerando a cortina permeável

No Caso 20, o caudal percolado praticamente não sofre alteração em ambos os caos. Na consideração do dreno horizontal impermeável, a maior velocidade de fluxo regista-se no ponto 2, porque o fluxo “tem tendência de contornar essa impermeabilização”, daí esse ser um local onde existe uma grande velocidade (Figura 5.37).

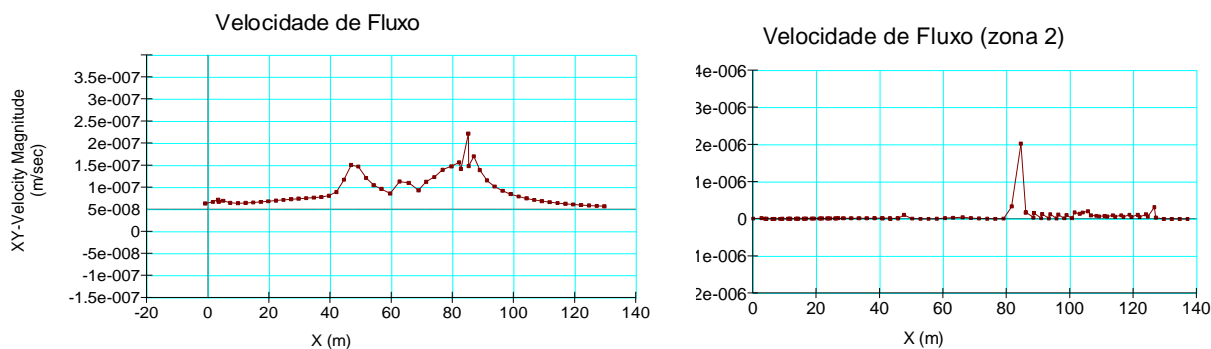


Figura 5.37 – Análise do comportamento da velocidade considerando o dreno horizontal impermeável

Na consideração do tapete impermeável, mais uma vez observa-se através da magnitude dos vetores de velocidade, a tendência do fluxo “contornar” zonas impermeáveis, procurando zonas com menor permeabilidade, onde o seu escoamento será mais fácil.

Há uma subida abrupta da linha de saturação, trata-se claramente de uma situação problemática, que pode conduzir à rutura (Figura 5.38). Este caso pretende representar uma situação em que o tapete drenante fica colmatado, quer durante a construção, quer devido a material arrastado, e que nele se deposita, durante o funcionamento da barragem.

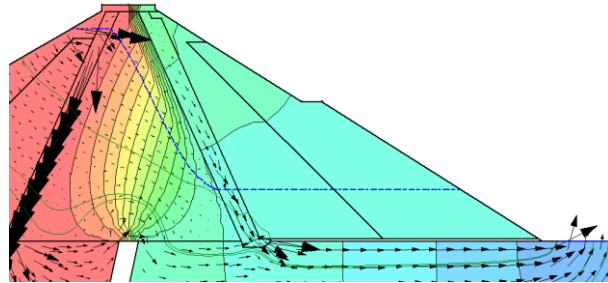


Figura 5.38 – Análise do comportamento da barragem considerando o tapete drenante impermeável

No Caso 21, analisou-se outras possíveis soluções para a saída do escoamento do caudal, de forma a criar alternativas para restringir a saída da água pelo pé do enrocamento de jusante. Estudou-se várias alternativas, para que fosse possível projetar propostas realistas que fossem de encontro ao esperado. Neste último caso, é conveniente observar o caudal percolado tanto nas secções de análise 4 e 5 (além dos habituais 1 e 3), de forma a analisar qual a quantidade de volume escoado por cada uma delas. Os casos estudados foram os seguintes (Figura 5.39):

- a) Dreno Horizontal de Grandes Dimensões + saída normal (sem tapete drenante);
- b) Dreno Horizontal de Grandes Dimensões + saída normal (com tapete drenante);
- c) Dreno Horizontal de Grandes Dimensões como a única saída de fluxo (sem tapete drenante);
- d) Dreno Horizontal Normal + saída normal (sem tapete drenante);
- e) Dreno Horizontal Normal + saída normal (com tapete drenante);
- f) Dreno Horizontal Normal como a única saída de fluxo (sem tapete drenante);
- g) Tapete drenante + saída normal;
- h) Tapete drenante como a única saída de fluxo;
- i) Tapete drenante de maior dimensão + saída normal;
- j) Tapete drenante de maior dimensão como a única saída de fluxo.

De realçar que tanto o dreno como o tapete de maiores dimensões, têm a mesma forma que os casos apresentados anteriormente.

Nesta última análise não se apresentou em ANEXOS os gráficos dos gradientes e velocidades, pois o que se pretendia analisar neste caso, era a movimentação do fluxo dentro da barragem, na existência de diferentes saídas. De qualquer forma, foram calculados na mesma todos os pontos que vinham sendo apresentados nos casos anteriores, e apresentados em tabela (Quadro 5.8).

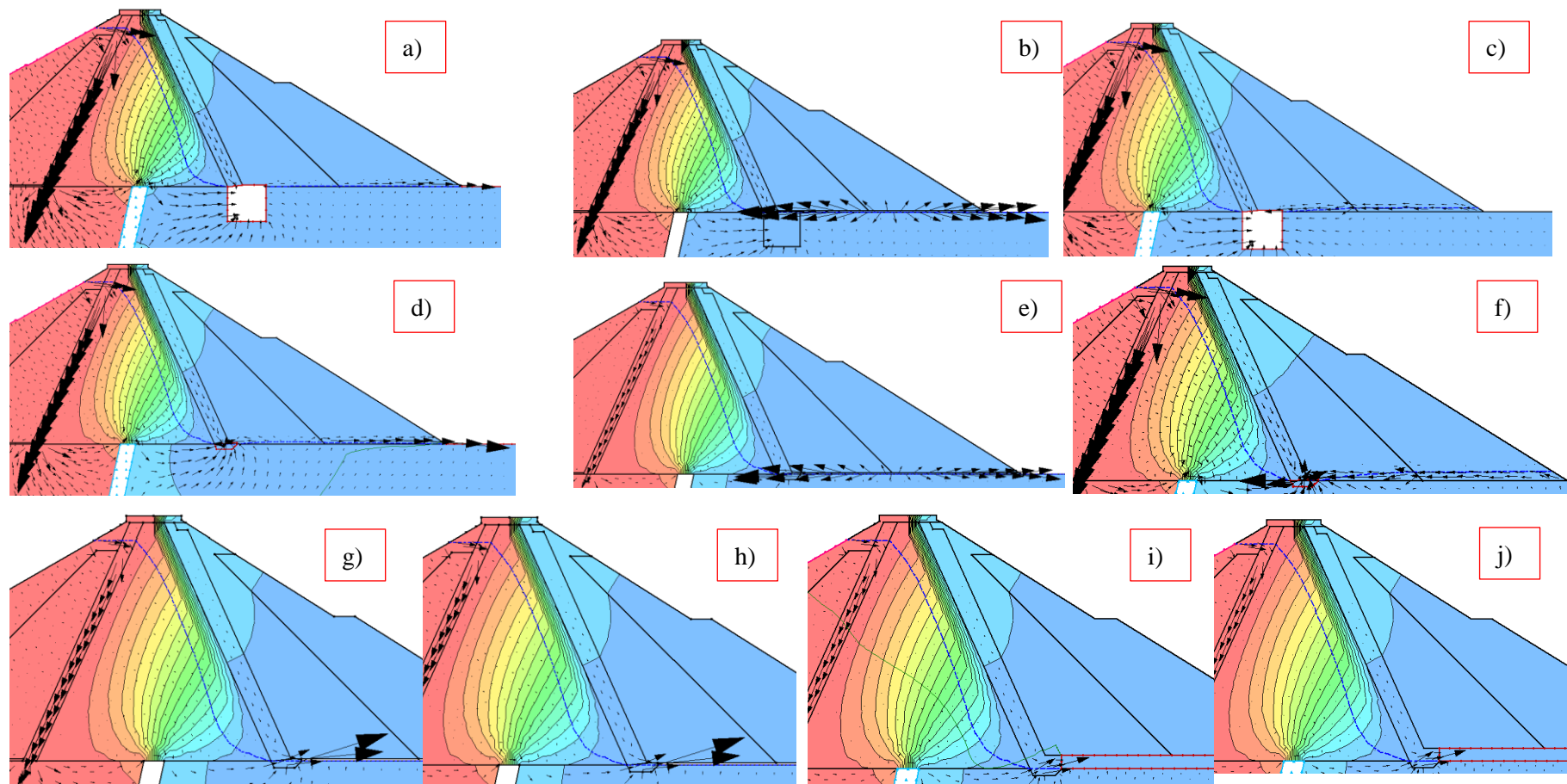


Figura 5.39 – Observação das várias alterações analisadas no Caso 21

Quadro 5.8 – Quadro resumo, análise do Caso 21, registo do volume de caudal percolado, gradiente hidráulico e velocidade de fluxo

Caso	Descrição	Q secção montante (m3/s) (1)	Q secção intermédia (m3/s) (3)	Q secção jusante (m3/s) (5)	Q secção no maciço estabilizador (m3/s) (4)	Comparação com o Caso Geral		Q passa pela fundação	Q passa pelo núcleo
						Q mont.	Q interm.		
1	Caso base	2,2824E-06	3,2866E-07	2,2824E-06	2,2824E-06	0%	-2%	86%	14%
21	a)	2,3211E-06	3,3524E-07	4,0871E-07	4,0871E-07	2%	0%	86%	14%
	b)	2,3223E-06	3,3525E-07	3,5313E-07	3,5313E-07	2%	0%	86%	14%
	c)	2,3094E-06	3,3525E-07	1,1185E-14	1,4682E-15	1%	0%	85%	15%
	d)	2,2793E-06	3,3389E-07	6,7929E-07	6,7929E-07	0%	0%	85%	15%
	e)	2,2878E-06	3,3403E-07	5,1684E-07	5,1684E-07	0%	0%	85%	15%
	f)	2,2443E-06	3,3358E-07	5,9489E-14	1,0122E-13	-2%	0%	85%	15%
	g)	2,2878E-06	3,3403E-07	2,2696E-07	9,5576E-07	0%	0%	85%	15%
	h)	2,2858E-06	3,3403E-07	1,4151E-07	9,4750E-07	0%	0%	85%	15%
	i)	2,2887E-06	3,3330E-07	2,2682E-07	9,5088E-07	0%	0%	85%	15%
	j)	2,2868E-06	3,3330E-07	1,4448E-07	9,4276E-07	0%	0%	85%	15%

Caso	Descrição	Gradiente			Comparação do Gradiente com o Caso base			Velocidade (m/seg)			Comparação da Velocidade com o Caso base		
		1	2	4 (cortina)	1	2	4 (cortina)	1	2	3	1	2	3
1	Caso base	0,1779	0,1861	0,71	0,0%	0,0%	0,0%	1,02E-07	2,04E-07	9,83E-07	0%	0%	0%
21	a)	0,1810	0,0000	0,73	1,7%	-100,0%	2,8%	1,04E-07	9,00E-08	1,77E-07	2%	-56%	-82%
	b)	0,1810	0,0000	0,73	1,7%	-100,0%	2,8%	3,30E-08	0,00E+00	7,10E-08	-68%	-100%	-93%
	c)	0,1800	0,0000	0,73	1,2%	-100,0%	2,8%	6,96E-08	0,00E+00	2,25E-08	-32%	-100%	-98%
	d)	0,1770	0,2000	0,71	-0,5%	7,5%	0,0%	1,02E-07	1,20E-07	4,89E-08	0%	-41%	-95%
	e)	0,1780	0,1860	0,71	0,1%	-0,1%	0,0%	1,02E-07	1,16E-07	2,07E-08	0%	-43%	-98%
	f)	0,1700	0,2500	0,70	-4,4%	34,3%	-1,4%	1,00E-07	1,46E-07	2,65E-08	-2%	-28%	-97%
	g)	0,1800	0,1900	0,71	1,2%	2,1%	0,0%	1,02E-07	1,53E-07	4,27E-15	0%	-25%	-100%
	h)	0,1800	0,1900	0,71	1,2%	2,1%	0,0%	1,02E-07	1,63E-07	3,06E-08	0%	-20%	-97%
	i)	0,1800	0,1340	0,63	1,2%	-28,0%	-11,3%	1,02E-07	1,27E-07	8,31E-82	0%	-38%	-100%
	j)	0,1780	0,1340	0,63	0,1%	-28,0%	-11,3%	1,02E-07	1,41E-07	1,74E-81	0%	-31%	-100%

Análise da Figura 5.39 e Quadro 5.8:

Nos primeiros três casos, em que aumentou a dimensão do dreno horizontal, houve um ligeiro aumento do caudal (o que não se verificou nos restantes casos).

Na diferença entre o caso a) e b) percebe-se a importância do tapete drenante, existem diferenças consideráveis nas velocidades entre os dois casos (Figura 5.40).

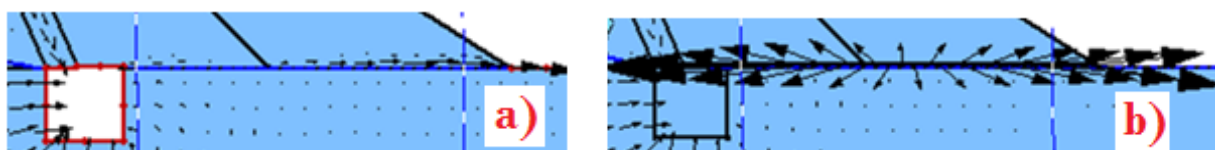


Figura 5.40 – Comparação observada nos vetores velocidade considerando: a) existência de tapete drenante; b) inexistência de tapete drenante

No caso c) o caudal faz o seu habitual percurso para jusante, chegando aí, depara-se com a não existência de uma saída, retomando assim o “caminho inverso” como se observa pelo sentido dos vetores velocidade (Figura 5.41). Este caso será naturalmente o que apresenta menor magnitude de velocidade no ponto 3, visto esse não se tratar de uma zona de saída de escoamento. Apesar de nos três primeiros casos haver sempre uma diminuição da velocidade nesse ponto, justificado pelo facto de não ser o único para a “saída” do caudal.



Figura 5.41 – Caso 21, alínea c): Dreno horizontal de grandes dimensões como a única saída de caudal

Nos três primeiros casos, em relação a gradientes e velocidades, houve um pequeno aumento do gradiente tanto no ponto 1 como no 4. Em relação ao ponto 2, a análise deu valores nulos, pois devido à alteração da dimensão do dreno a zona a estudar não era a correta. Alterando a zona em estudo, (Figura 5.42) no ponto 2, registaram-se velocidades na ordem de  $10^{-8}$  (no caso base são de  $10^{-7}$ )

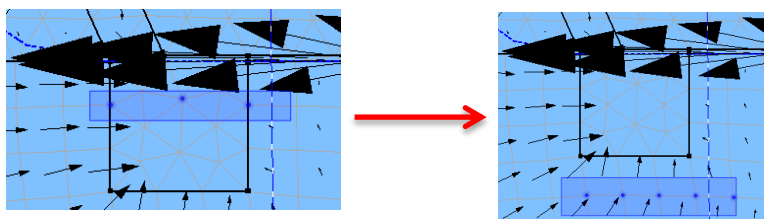


Figura 5.42 – Alteração da zona na análise no ponto 2

Os três primeiros casos foram repetidos considerando agora o dreno de tamanho normal, as principais diferenças encontradas foram: o caudal registado é o mesmo que no caso base, observa-se apenas uma ligeira diminuição no caso f), o ponto 4 manteve-se semelhante ao caso base. No caso anterior, com o dreno de grandes dimensões, registou-se um aumento ligeiro nesse ponto também. No ponto 2, regista-se um aumento no caso d) e f), visto que em d), não há tapete drenante, e em f) pelo facto do dreno horizontal ser a única saída do escoamento, há uma maior concentração de água nessa zona. No entanto, a velocidade do fluxo nos três casos é semelhante, e ligeiramente inferior ao caso base.

Os quatro casos seguintes, relacionados com alterações ao nível do tapete drenante, registam um caudal praticamente idêntico em todos eles, à exceção das diferenças de volume no fluxo 5 consoante o tapete seja a única saída de fluxo ou existam duas saídas (há uma diferença de 60% do valor do 1º para o 2º caso).

O gradiente hidráulico no ponto 1 é praticamente idêntico nos quatro casos, no ponto 2 aumenta cerca de 2% considerando o tapete drenante normal, e diminui cerca de 28 % considerando o tapete drenante de maior dimensão, aí o caudal tem facilidade de circulação para jusante, não se registando tanta

concentração de fluxo nessa zona, o mesmo se passa no ponto 4, na zona da cortina de impermeabilização. Conclui-se assim, que com o aumento da altura do tapete drenante, consegue-se:

- Diminuir o gradiente na zona da cortina de impermeabilização
- Reduzir o gradiente na zona do dreno horizontal situado no pé do filtro de jusante.

Em relação à velocidade, em qualquer dos casos, esta será maior no ponto 2 que no ponto 3 (devido ao tapete ser uma das saídas de fluxo). Essa diferença é mais significativa nos casos em que se aumenta a altura do tapete. Com o aumento da altura do tapete consegue-se assim uma diminuição ligeira na velocidade no ponto 2.





# 6.

## CONCLUSÕES E POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1. CONCLUSÕES

Existe ainda muito pouco conhecimento relativamente ao comportamento a longo prazo das barragens de aterro. A erosão interna é um processo ainda não completamente compreendido. Infelizmente poucas tentativas foram feitas até hoje para modelar o processo de *piping*. Como foi demonstrado, até aos dias de hoje, apenas existem métodos probabilísticos e pequenas investigações, nunca se conseguiu chegar a uma espécie de curva que nos permita medir/prever esse processo com uma adequada exatidão.

Geralmente os maiores gradientes hidráulicos ocorrem a profundidades próximas do fundo da base da barragem a jusante, no entanto isto nem sempre acontece. Com base no SEEP/W, fizeram-se algumas simulações para tentar perceber a importância da variação de vários parâmetros nos valores do gradiente, da velocidade e do caudal percolado.

Principais conclusões a reter da análise no SEEP/W:

- A fundação da barragem terá de ser objeto de um criterioso e detalhado estudo, uma vez que esta condiciona de forma significativa o regime de percolação, incluindo a magnitude do gradiente hidráulico e velocidade de percolação;
- A não correta impermeabilização do núcleo, será decisiva para uma possível rutura, devendo-se ser criterioso com a selecção dos materiais a utilizar neste elemento;
- A cortina de impermeabilização revelou-se um elemento influente ao nível da distribuição da percolção entre o núcleo e fundação. O seu dimensionamento, construção e utilização terão de ser bem elaborados;
- A permeabilidade dos filtros que envolvem o núcleo é considerado de forma unânime, como o fator chave do dimensionamento de uma barragem. A redução da permeabilidade dos filtros é uma situação bastante plausível de ser considerada, pois a falta de cuidado na sua construção poderá levar à contaminação destes com materiais mais finos. Uma vez que se tratam de elementos essenciais para impedir a água de atingir o maciço estabilizador de jusante, é fundamental garantir a sua funcionalidade, de maneira a que não se criem problemas adicionais de estabilidade na barragem.

Uma série de estudos sobre a erosão interna foram conduzidos nos últimos anos, incluindo estudos sobre o gradiente hidráulico crítico, de forma a se evitar a erosão do solo por diferentes matérias. No entanto, estes testes laboratoriais, como o *Hole Erosion Test* ou o *Jet Erosion Test*, só dão informação

sobre o comportamento de um material numa perspectiva de tempo limitado e, como foi referido, a probabilidade da ocorrência de uma rutura pode alterar-se com o tempo. A probabilidade de rutura por *piping* pode ser baixa em um dado momento, mas pode aumentar com o passar do tempo.

Como se vê, algumas lacunas ainda permanecem mesmo depois de várias décadas de estudo, o que torna imperativo que haja uma continuação da pesquisa sobre este tema. Trabalhos de pesquisa comparando as mesmas condições nos dois testes (HET e JET), mostram que existem diferenças nos parâmetros de erosão que não são presentemente bem compreendidas, sendo explicadas por diferentes tipos de esforços aplicados pelo fluxo de água no solo.

Muitos investigadores estudaram a relação entre a distribuição do tamanho das partículas e o gradiente hidráulico. No entanto, ao invés do gradiente hidráulico, o que é realmente importante de analisar é a velocidade de fluxo crítica, essa é que indica o potencial real de ocorrência de *piping* num solo. Porém, constatou tratar-se de uma propriedade difícil de determinar, uma vez que o valor absoluto e a direção da velocidade nos poros não são constantes.

Tanto as condições hidráulicas (velocidade, pressão e características químicas da água, duração do escoamento), como geométricas (orientação da fenda, rugosidade da parede, espessura da parede) e geotécnica (características mineralógicas e granulométricas dos sólidos, compactidade e grau de saturação inicial) são importantes no desempenho real da barragem.

Finalmente, parece poder concluir-se que:

- A resistência da argila é o parâmetro principal na conceção da barragem; a erosão interna não ocorre em argila dura ou muito dura;
- Deve evitar-se a utilização de solos dispersivos; porém em caso de utilização, há um conjunto de especificações referentes a este tipo de solos que devem ser seguidas;
- O teste de erodibilidade deveria ser obrigatório em qualquer projeto de uma nova barragem.

## 6.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Nesta dissertação aplicou-se um modelo simples baseado apenas num programa de elementos finitos, com uma analogia também simples. Os desenvolvimentos que poderão surgir a partir desta dissertação são inúmeros, já que a documentação tanto em Portugal como mundial é escassa.

A necessidade de cumprir os curtos prazos nos quais se desenvolve uma dissertação do Mestrado Integrado em Engenharia Civil obriga a que algumas questões, cuja resposta ou compreensão seria interessante obter e/ou expor, tenham que ser abordadas em trabalhos futuros. Passa-se, então, a elencar possíveis vias para continuar a reflexão em torno de algumas das temáticas abordadas de uma forma menos completa:

- Apesar dos reais avanços que houve, especialmente na última década, é urgente que a comunidade que estuda o comportamento das barragem de aterro estabeleça relações entre os processos de erosão, e grandezas como a velocidade de fluxo, o gradiente hidráulico, e a tensão de corte, para que se possa prever com maior clareza os fenómenos de erosão interna. Trata-se de uma tarefa difícil de concretizar, não sendo até hoje totalmente concebida devido à dependência de inúmeros fatores, como a permeabilidade dos materiais, grau de compactação, condições fronteira, geometria da barragem, degradação do material de construção, estabilidade a longo prazo, entre outros. Sugere-se que

trabalhando a definição de curvas relacionadas com a erosão interna, considerando uma escala de tempo mais longo, bem como uma maior mobilização de recursos, uma abordagem mais avançada pode ser adotada, possivelmente fazendo uso de várias árvores de eventos. Uma base de dados deste tipo tem necessariamente que ser tão completa quanto possível, mas esta dificuldade não deve ser vista como um entrave, mas sim como uma oportunidade de, a longo prazo, reduzir custos e incertezas na elaboração de projetos;

- O trabalho realizou-se numa análise através do SEEP/W, caso se pretenda completar esta análise de forma mais detalhada, será necessário usar o programa SIGMA/W, considerando nesse caso tensões efetivas. Levará a um resultado mais criterioso e completo a associação entre os dois programas;
- A abordagem a um regime transitório, estudando o enchimento/esvaziamento da barragem, não foi realizada. Nesse âmbito, apenas foi estudada a análise de Auvienet et al (2010). A análise neste regime é importante, pois aquando do esvaziamento da albufeira, criam-se forças de percolação que tendem a reduzir largamente a estabilidade da barragem. A modelação destes fenómenos deve ser feita através de modelos que consigam contemplar a variação, no tempo, das características físicas e mecânicas dos materiais, através da actualização das propriedades, cuja evolução depende do processo de erosão;
- A fiabilidade é uma componente de uma análise de risco, mas não a define inteiramente. Por conseguinte, a quantificação do risco carece ainda da quantificação dos custos das consequências. Então, para dar sequência ao pequeno contributo que esta dissertação representa nesse âmbito, impera a necessidade de definir um modelo genérico para a avaliação do risco associado ao projecto de uma barragem de aterro, no qual os custos das consequências sejam contabilizados de uma forma explícita e não indirectamente, tornando-as independentes de quaisquer juízos de valor que acabam sempre por introduzir subjectividade ao problema;
- Existem outros parâmetros importantes no comportamento dos filtros, como a orientação e configuração (maior ou menor irregularidade) da fenda, que terão influência nos ensaios de erosão, e não foram abordados nesta dissertação;
- Abordar qual a influência da orientação (direcção e sentido) e distintas magnitudes do vetor velocidade. Determinar de um modo mais rigoroso valores para a escala de análise do valor da velocidade de fluxo, quer na direcção horizontal, quer na vertical, podendo-se assim colaborar para acabar com a especulação inerente a este parâmetro de complexa avaliação.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 Foster, Mark, Fell, Robin, and Spannagle, Matt. A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. *Can.Geotech*, 37 (2000), 1025-1061.
- 2 Jesus, Rafael Diegues. *Optimização da Forma Estrutural de uma Barragem*. FEUP (Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto), Porto, Julho, 2011.
- 3 [www.wikipédia.org](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Grand_Coulee_Dam_Panorama_Smaller.jpg)  
([http://en.wikipedia.org/wiki/File:Grand\\_Coulee\\_Dam\\_Panorama\\_Smaller.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Grand_Coulee_Dam_Panorama_Smaller.jpg)) (13/11/2012).
- 4 (<http://tomaracidade.blogspot.pt/2009/01/comemorao-dos-58-anos-da-central.html>) (13/11/2012).
- 5 (COBA), Comissão Internacional de Grandes Barragens. *As Barragens e a Água do Mundo*. Paraná, 2008.
- 6 Santos, Ricardo. *Progressão da Erosão Interna em Barragens de Aterro*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 2012.
- 7 Santos, Rui Amaro Hipólito dos. *Reconstituição da ruptura da barragem das minas da Fonte Santa. Análise da propagação da onda de cheia no vale a jusante*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
- 8 (<http://pt.scribd.com/doc/12293332/Energia-Hidroelectrica>) (22/11/2012).
- 9 Almeida, Marínis Maria de. *Estudo da Tensão Deformação de Barragens de Terra e Enrocamentos*. Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, 2010.
- 10 (LNEC), Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *A Problemática da Observação no Dimensionamento de Barragens de Aterro*. Lisboa, 1982.
- 11 Watanabe, Roberto Massaru. *Obras de Terraplagem- Barragem de Terra*. <http://www.ebanataw.com.br/terrapleno/barragem.htm> (5/10/12), 2009.
- 12 Lança, Rui. *Tipologias, Condicionais e Acções em Barragens de Aterro*. Escola Superior de Tecnologia - Universidade do Algarve, Faro, 1997.
- 13 Estruturas Hidráulicas-Universidade Federal de Campina Grande  
(<http://pt.scribd.com/doc/20233893/Barragens-Ha-08-Barragens>) (5/10/12).
- 14 Neves, E. Maranha das and Pinto, A. Veiga. *A problemática do dimensionamento de filtros para barragens de aterro*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Julho de 1985.
- 15 Dias, João do Ó Monteiro Peixoto. *Efeitos do Clima no Comportamento de Barragens de Terra-Enrocamento*. Instituto Superior Técnico-Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2010.
- 16 David, Luís and Oliveira, Paulo. *Planeamento e Produção de Electricidade- Aproveitamentos Hidroeléctricos e Fins Múltiplos*. Universidade de Coimbra- Faculdade de Ciências e Tecnologia, Coimbra.
- 17 Fernandes, Manuel Matos. *Mecânica dos Solos Volume I. In Conceitos e Princípios Fundamentais*. 2008.

- 18 Lopes, José Alberto, Luiz, Munilo, Pergentino, Carlos Eduardo, Lima, Marcelo, and Silva, Emmanuel. *Permeabilidade dos Solos*. Escola Politécnica de Pernambuco-Mecânica dos Solos I.
- 19 Flores-Berrones, Raul and Acosta, Norma Patricia Lopez. *Internal Erosion Due to Water Flow Through Earth Dams and Earth Structures*. Institute of Engineering National University of Mexico; Mexican Institute of Water Technology, Mexico, 2011.
- 20 Azevedo, Maria da Penha Nogueira de. *Barragem de Terra-Sistemas de Drenagem Interna*. Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo, 2005.
- 21 *Seepage Modeling with SEEP/W 2007*. GEO-SLOPE International Ltd, Março 2008.
- 22 Pinto, C S. *Curso básico de mecânica dos Solos*. Oficina de textos, São Paulo, 2000.
- 23 Biassusi, Marcelo. *Simulação do Movimento da água no solo utilizando modelo numérico*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul-Faculdade de Agronomia, Porto Alegre, 2001.
- 24 Baroni, G. *Uncertainty in the determination of soil hydraulic parameters and its influence on the performance of two hydrological models of different complexity*. Dipartimento di Ingegneria Agraria, Università degli Studi di Milano, Italy, 2009.
- 25 *Hydrology Handbook-Second Edition*.  
[http://books.google.pt/books?id=izsFZChG8cYC&pg=PA112&lpg=PA112&dq=rawls+%26+brakensiek+1989&source=bl&ots=vZeDZBIwxY&sig=AM1stmIDH0MJrXgSJajUEwes58Q&hl=pt-PT&sa=X&ei=9NV2UM\\_SBoi3hQeL74CIBQ&ved=0CFMQ6AEwBg#v=onepage&q&f=true](http://books.google.pt/books?id=izsFZChG8cYC&pg=PA112&lpg=PA112&dq=rawls+%26+brakensiek+1989&source=bl&ots=vZeDZBIwxY&sig=AM1stmIDH0MJrXgSJajUEwes58Q&hl=pt-PT&sa=X&ei=9NV2UM_SBoi3hQeL74CIBQ&ved=0CFMQ6AEwBg#v=onepage&q&f=true) (11/10/12), 1996.
- 26 Cronican, Amy E and Gribb, Molly M. *Hydraulic Conductivity Prediction for Sandy Soils*. Department of Civil Engineering, Boise State University, 2004.
- 27 Schaap, M. G., Leij, F.J., and Genuchten, M. Th. Van. Neural network analysis for hierarchical prediction of soil hydraulic properties. *Soil Science Society of America Journal* (1998).
- 28 (LNEC), Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Análises de Risco em Geotecnia, Aplicação a barragens de aterro*. Lisboa, 2008.
- 29 Mathieu, Henri. *Risques et Génie Civil*. Paris, 2000.
- 30 Ladeira, Josias Eduardo Rossi. *Avaliação de Segurança em Barragens de Terra, sob o cenário de erosão tubular regressiva, por métodos probabilísticos*. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- 31 Santos, Ricardo N. C. dos, Caldeira, Laura M. M. S., and Serra, João P. Bilé. *Aplicação da FMEA/FMECA a uma Barragem de retenção de rejeitados*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 2006.
- 32 Veiga Pinto, A. *Incidentes, Acidentes e Rupturas em Barragens*. Instituto da Água (INAG), Lisboa, 2001.
- 33 Pinto, Pedro Simão Sêco e. *Fracturação Hidráulica em Barragens de Aterro Zonadas*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 1983.
- 34 Pinto, Pedro S.Sêco e. *Observação de Barragens de Aterro*. Laboratório Nacional de Engenharia

- Civil (LNEC), Lisboa, 1987.
- 35 Jantzer, Isabel and Knutsson, Sven. *Critical gradients for tailings dam design*. Australia, 2010.
- 36 *Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees*. International Commission on Large Dams (ICOLD), Alemanha, 2007.
- 37 Bonelli, S. and Benahmed, N. *Measuring the erodibility of soil materials constituting earth embankments: a key input for dams and levees safety assessment*. Lyon, França, 2009.
- 38 Almog, E., Kelham, P., and King, R. *Modes of dam failure and monitoring and measuring techniques*. Environment Agency, Horison House, Deanery Road ([www.environment-agency.gov.uk](http://www.environment-agency.gov.uk)), Leeds, Agosto 2011.
- 39 Almeida, António Betâmio de. Curso sobre Operação e Segurança de Barragens - Emergências e Gestão do Risco (<http://www.civil.ist.utl.pt/~joana/artigos%20risco%20ABA/pub-2001/capitulo-7-livro-curso%20INAG2001.pdf>) (25/10/12).
- 40 Bonelli, S. and Benahmed, N. *Piping flow erosion in water retaining structures: inferring erosion rates from hole erosion tests and quantifying the failure time*. International Erosion Control Systems (IECS), Austria, 2010.
- 41 Briaud, J. L., Ting, F., Chen, H. C., Cao, Y., Han, S. W., and Kwak, K. Erosion function apparatus for scour rate predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (2001).
- 42 Reddy, R., Richards, Kevin S., and Krishna. *True Triaxial Piping Test Apparatus for Evaluation of Piping Potencial in Earth Structures*. American Society for Testing and Materials (ASTM), Chicago, 2009.
- 43 Adel, H., Baker, K.J., and Breteler, M.K. *Internal Stability of Minestone*. Rotterdam, 1998.
- 44 Burn, Susan E., Shobha K. Bhatia, Avila, Catherine M. C., and Hunt, Beatrice E. *Scour and Erosion: Proceeding of the Fifty International Conference on Scour and Erosion*. American Society of Civil Engineers (ASCE), USA, 2011.
- 45 Romero, E. Nadal, Verachtert, E., and Poesen, J. *Pinhole test for identifying susceptibility of soils to piping erosion: effect of water quality and hydraulic head*. Department Earth and Environmental Sciences, Physical and Regional Geography Research Group, Spain, 2011.
- 46 Geotecnia, Fundações e Arquitetura ([https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/356100/1/Geo\\_Fund\\_2.pdf](https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/356100/1/Geo_Fund_2.pdf)) (19/10/12).
- 47 Neves, Emanuel José Leandro Maranha das. *Comportamento de Barragens de Terra-Enrocamento*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 1991.
- 48 Vaughan, P. R. and Soares, H. F. Design of filters for clay cores of dams. *Journal of Geotechnical Engineering Division* (Janeiro 1982).
- 49 Sherard, L., Dunnigan, L. P., and Decker, R. S. Pinhole Test for Identifying Dispersive Soils. *Journal Geotechnical Engineering Division* (Janeiro 1976).
- 50 Sherard, L., Dunnigan, L. P., and Decker, R. S. Identification and Nature of Dispersive Soils. *Journal Geotechnical Engineering Division* (Abril 1976).

- 51 Tomlinson, S.S and Vaid, Y.P. Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion. *Canadian Geotechnical Journal* (2000).
- 52 Delgado, Fernando. *Tools for Assessing Granular Filters in Embankment Dams*. University of Granada - Department of Structural Mechanics and Hydraulic Engineering, Granada, 2006.
- 53 F, Delgado, P, Huber N, I, Escuder, and G, De Membrillera M. *Revised criteria for evaluating granular filters in earth and rockfill dams*. International Commission on Large Dams, Barcelona, 2006.
- 54 Bridle, Rodney. *Assessing the vulnerability of a typical British embankment dam to internal erosion*. Dam Safety Ltd, Amersham, 2008.
- 55 Fry, J. J. and Blais, J. *Assessment of internal erosion risk of embankment or rockfill dams*. Barcelona, 2006.
- 56 Balbi, Diego António Fonseca. *Metodologias para a elaboração de planos de acções emergenciais para inundações induzidas por barragens*. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte, 2008.
- 57 Keylon, Steven. Blog (<http://baldwinhillsvillageandthevillagegreen.blogspot.pt/2011/03/baldwin-hills-dam-breaks-december-14.html>) (29/10/12), Village Green, 2007.
- 58 Lessons from notables events (<http://www.saveballona.org/gasoilfields/Lesson-BHDamGC.pdf>) (30/10/12).
- 59 Association of State Dam Safety Officials (<http://www.damsafety.org/resources/gallery.aspx?catId=51b232a6-ce39-4efd-a57b-30397962a3fa&photoId=9be7a00d-ef40-492b-b573-963667513dc4>) (29/10/12).
- 60 Biek, Robert F. *The Geology of Quail Creek State Park*. Utah Geological Survey, Salt Lake City, 1999.
- 61 Carlson, Darrell D. and Meyer, David F. *Flood on the Virgin River*. U.S. Geological Survey, Salt Lake City, Utah, 1995.
- 62 Câmara Municipal de Peniche (<http://www.cm-peniche.pt/CustomPages/ShowPage.aspx?pageid=894520a6-65d0-4e01-abc7-b0be6900a6e7>) (10/10/12).
- 63 Memória descritiva e desenhos anexos do projeto de execução da Barragem de São Domingos.
- 64 Instituto da Água (INAG) ([http://cnpqb.inag.pt/gr\\_barragens/gbportugal/SDomingosdes.htm](http://cnpqb.inag.pt/gr_barragens/gbportugal/SDomingosdes.htm)) (27/10/12).
- 65 Marinho, Fernando António Medeiros. *Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.
- 66 Vaché, Jean-Claude Berthin e Michel. *Structures offshore*. Paris, 2000.
- 67 Favre, J.L. Risques et Génie Civil. In *Les incertitudes géologiques*. Paris, 2000.
- 68 Anexo à Portaria n.º 847/93 - Normas de Observação e Inspeção de Barragens, ANEXO - (a que

se referem os artigos 8.º e 37.º). 1993.

- 69 *Regulamento de Segurança em Barragens*. 846/93, Portaria. 1993.
- 70 Fundações e Obras de Aterro (<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/375913/1/Aula1-2.pdf>) (29/10/12).
- 71 QUAIL CREEK RESERVOIR - (<http://www.waterquality.utah.gov/watersheds/lakes/QUAILCR.pdf>)(30/10/12).
- 72 Assembleia da República (<http://www.dre.pt/pdf1sdip/2005/12/249A00/72807310.PDF>) (13/11/2012), Dezembro 2005.
- 73 (<http://www.angolaxyami.com/cronica-angolana/ultimas/2012/09/10/luanda-com-restricoes-de-fornecimento-de-energia-ate-novembro-3207/>) (13/11/2012).
- 74 (<http://j3sael.blogspot.pt/2010/02/grand-coulee-belo-monte-dos-americanos.html>)(13/11/2012).
- 75 GOMES, A. S., ALMEIDA, A. B., CASTREO, A. T., PAIXÃO, J., CALDEIRA, L., PIMENTA, L., and VISEU, T. *1º Relatório de Progresso – Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens*. Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens – CNPGB, Lisboa, 2005.
- 76 Karpoff, K. P. *The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters*. Proceedings - American Society for Testing Materials. 1955.
- 77 Alonso, Thiago de Paula. *Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeâmetro de parede flexível*. Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- 78 (ANCOLD), The Australian National Committee on Large Dams Incorporated. *Guidelines on Risk Assessment*. Australian National Committee on Large Dams, 1994.
- 79 Latham, M. Final Report of the government. In *Construction the Team*. HSMO, London, 1994.
- 80 Foster, M and Fell, R. Use of Event Trees to Estimate the Probability of Failures of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping. *20th Congress of Beijing of the International Commission on Large Dams* (2000, Sydney).
- 81 Baptista, Maria de Lurdes Pimenta. *Abordagens de Riscos em Barragens de Aterro*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 2009.
- 82 Viegas, José Manuel and Gonçalves, Jean-Pierre. *Controlo de Construção da Barragem da Carouchá-Principais Aspectos de Natureza Geotécnica*. Escola Superior de Tecnologia da Universidade do Algarve em parceria com a Direção geral de Agricultura do Algarve, Faro, 2001.
- 83 Sampaio, Paulo and Martins, João Guerra. *Análise de Estruturas - Noções de análise sísmica de edifícios*. Universidade Fernando Pessoa (UFP), Porto, 2006.
- 84 Machado, William Gladstone de Freitas. *Monitoramento de Barragens de Contenção de Rejeitos da Mineração*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo, São Paulo, 2007.
- 85 South Caroline (<http://wpp.greenwichmeantime.com/time-zone/usa/south-carolina/>) (13/10/12).



- 86 Sherard, J. L., Decker, R. S., and Ryker, N.L. *Piping in Earth Dams of Dispersive Clay*. American Society of Civil Engineers Specialty Conference on the Performance of Earth and Earth-Supported Structures, 1972.
- 87 Wan, Chi Fai and Fell, Robin. Investigation of Rate of Erosion of Soils in Embankment Dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental* (Abril 2004).
- 88 Regazzoni, P.L, D.Marot, Courivaud, J.R., Hanson, G.J., and Wahl, T. *Soils erodibility: a comparison between the Jet Erosion Test and the Hole Erosion Test*. 2008.
- 89 Wan, C.F. and Fell, R. *Investigation of Internal Erosion and Piping of Soils in Embankment Dams by the Slot Erosion Test and the Hole Erosion Test*. The University of New South Wales (UNICIV), Sydney, 2002.
- 90 Saxton, K. E., Rawls, W. J., Romberger, J. S., and Papendick, R. I. Estimating generalized soil water teristics from texture. *Trans. of Am. Soc. of Agri. Engrs* (1986).
- 91 Rawls, W. J. and Brakensiek, D. L. Estimation of soil water retention and hydraulic properties. In *Unsaturated Flow in Hydrologic Modeling Theory and Practice*, Netherlands, 1989.
- 92 West, Martin S, Miranda, J Costa, and Matos, Eduarda. *Avaliação da Segurança de Barragens. Uma Comparação entre as abordagens Britânica e Portuguesa*. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos (APRH), Portugal, 1998.



# **ANEXOS**



# ANEXO 1

## CURVAS DE CONDUTIVIDADE E CURVAS DE RETENÇÃO

Nesta parte da dissertação apresenta-se as curvas de condutividade e retenção dos vários elementos que constituem a Barragem de São Domingos utilizadas no programa de elementos finitos, SEEP/W.

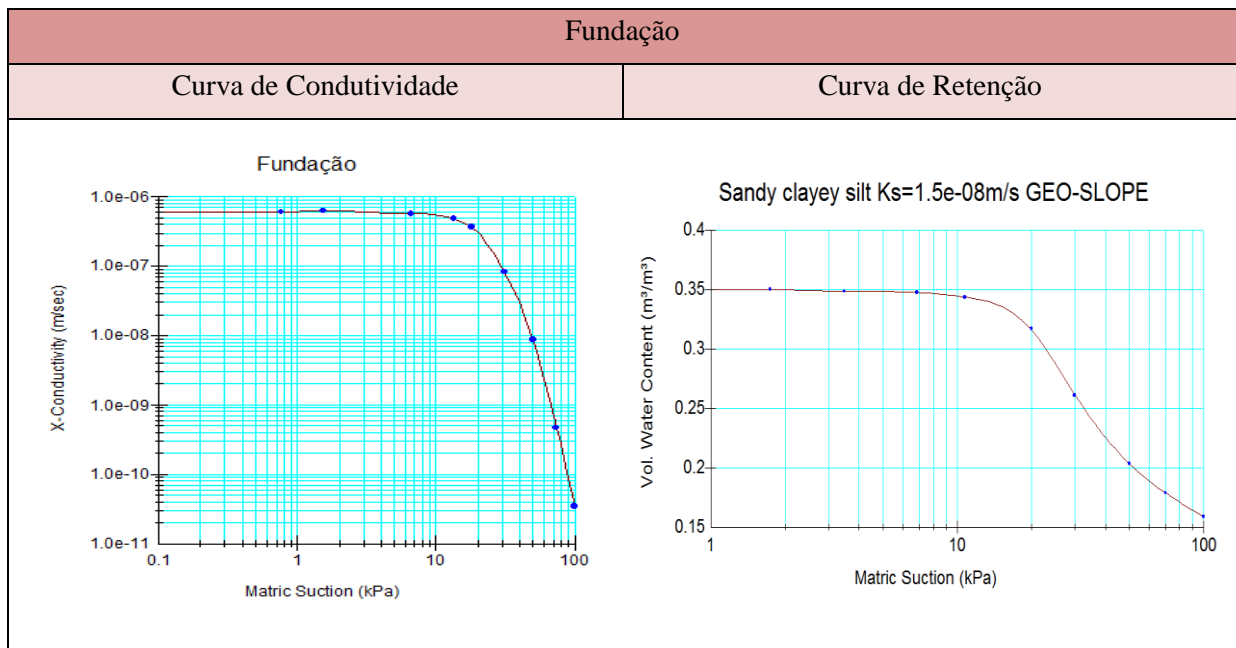


Figura A 1.1 – Curvas Características da Fundação

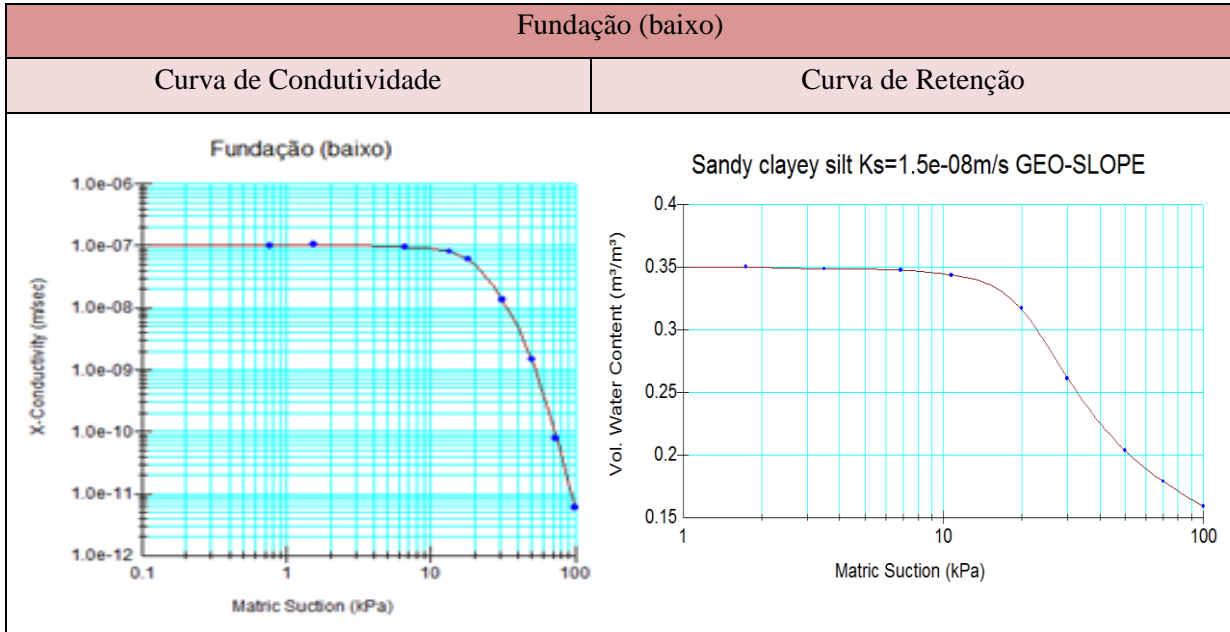


Figura A 1.2 – Curvas Características da Fundação (baixo)

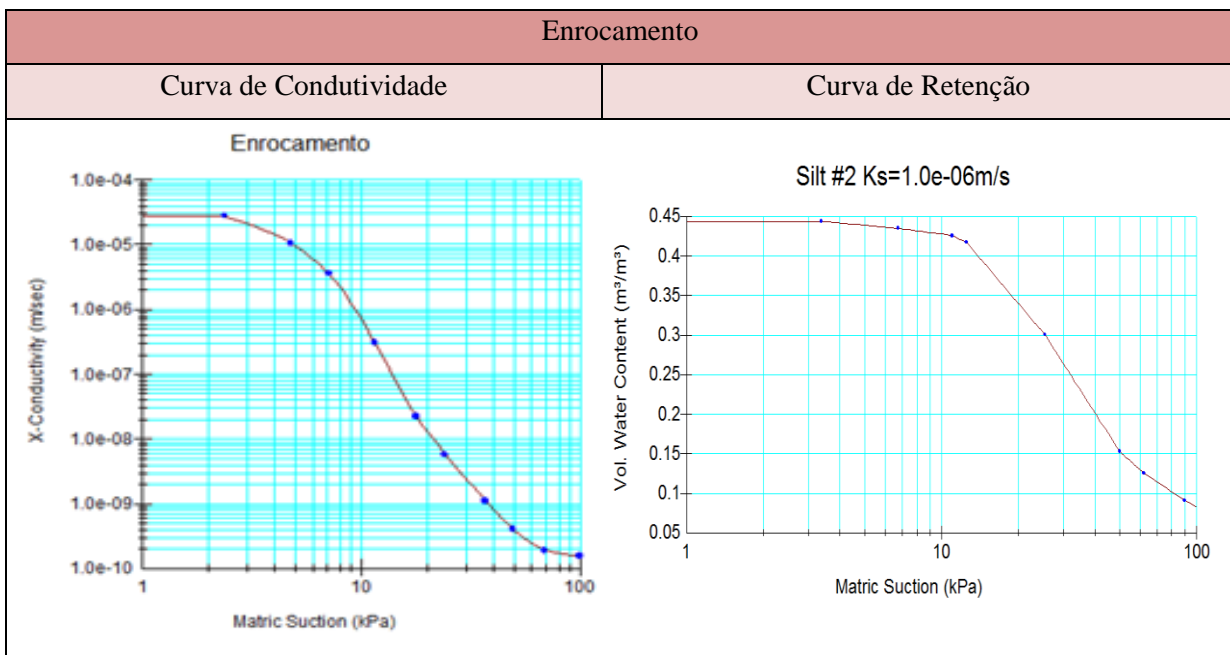


Figura A 1.3 – Curvas Características do Enrocamento

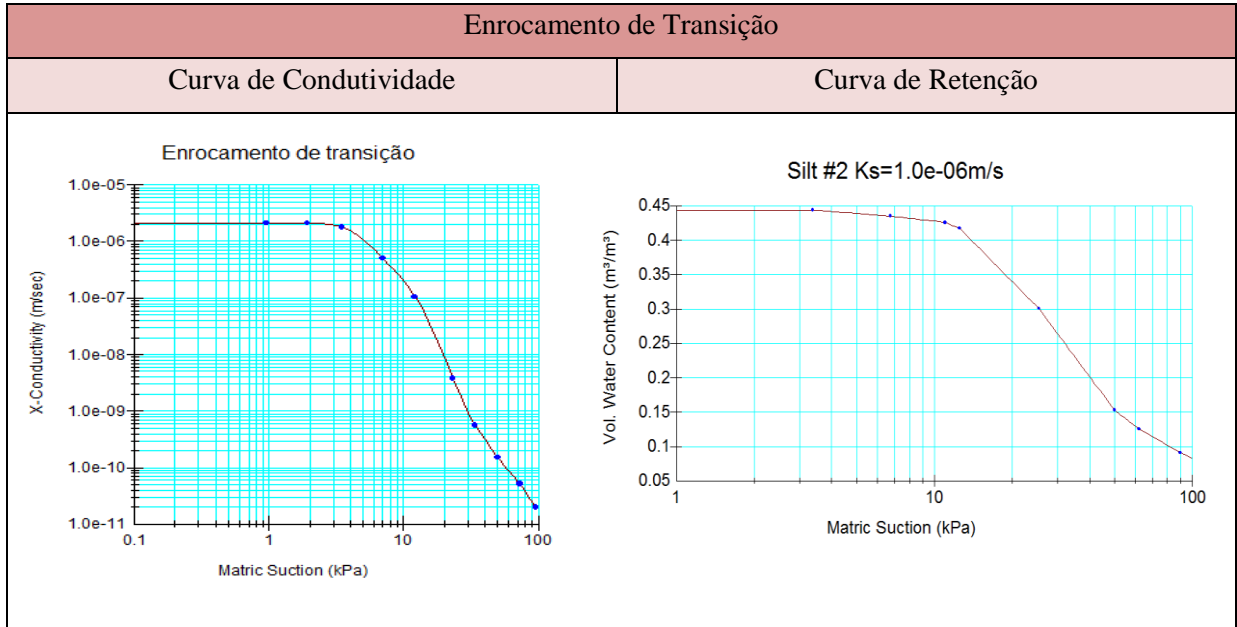


Figura A 1.4 – Curvas Características do Enrocamento de Transição

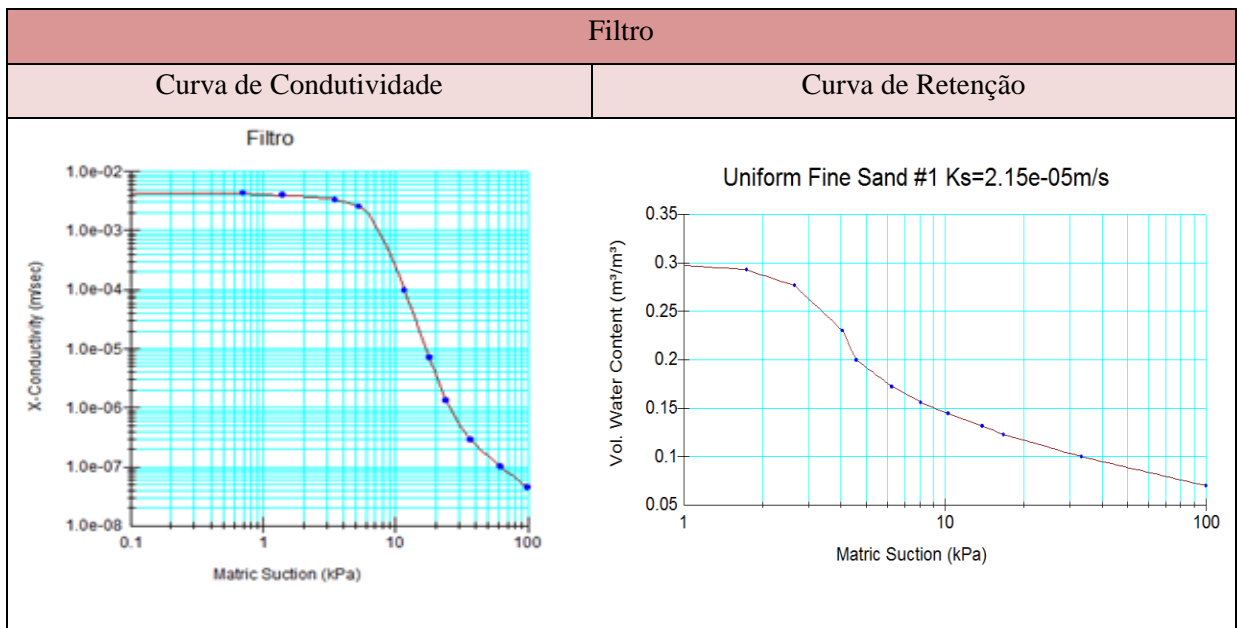


Figura A 1.5 – Curvas Características do Filtro, filtro de montante

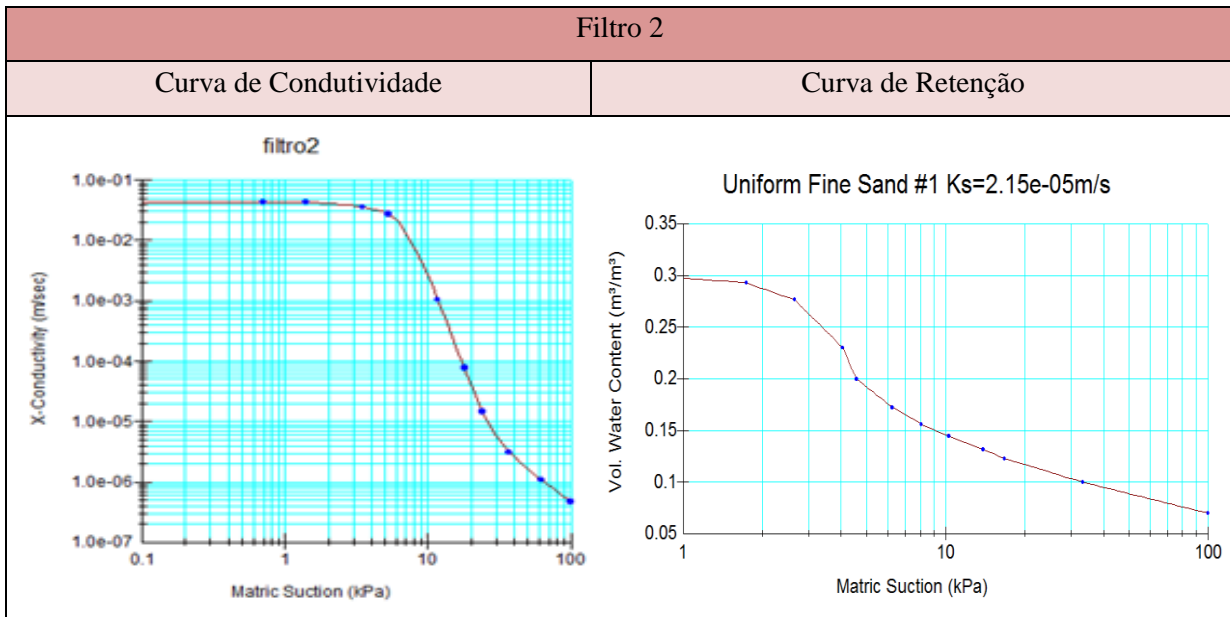


Figura A 1.6 – Curvas Características do Filtro 2, filtro de jusante



## ANEXO 2

### RESULTADOS DA MODELAÇÃO NO SEEP/W

Nesta parte da dissertação apresenta-se a imagem relativa às experiências realizadas no SEEP/W onde se pode observar, as zonas de maior pressão, o volume de caudal percolado nas cinco secções de análise definidas, a magnitude e direções dos vetores velocidade da água e gradientes hidráulicos.

Apresenta-se também os gráficos relativos ao gradiente hidráulico e velocidade de fluxo tanto na zona 1 como na zona 2 em estudo.

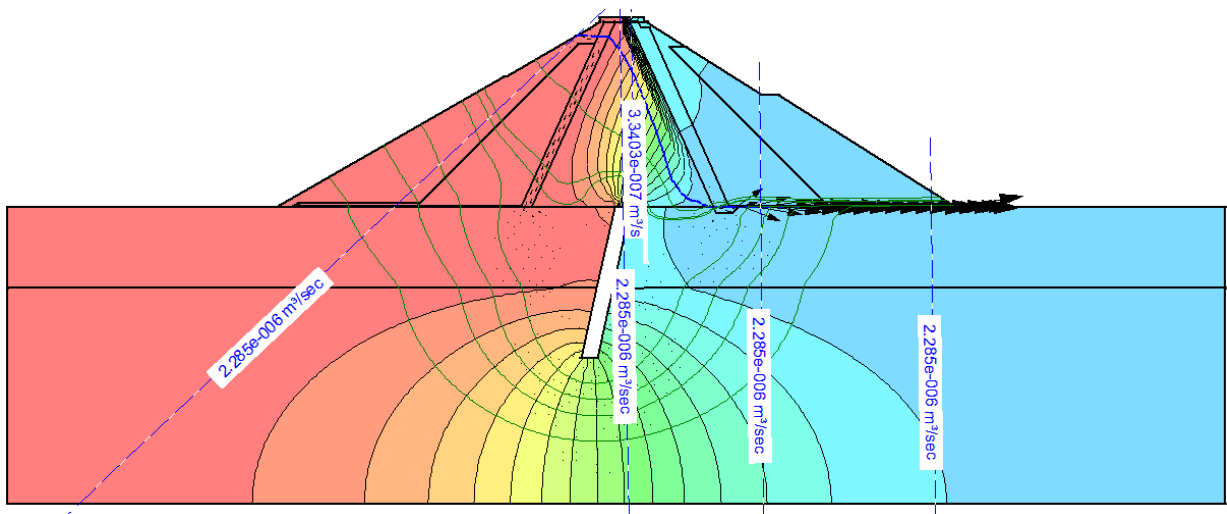


Figura A 2.1 – Análise do Caso base

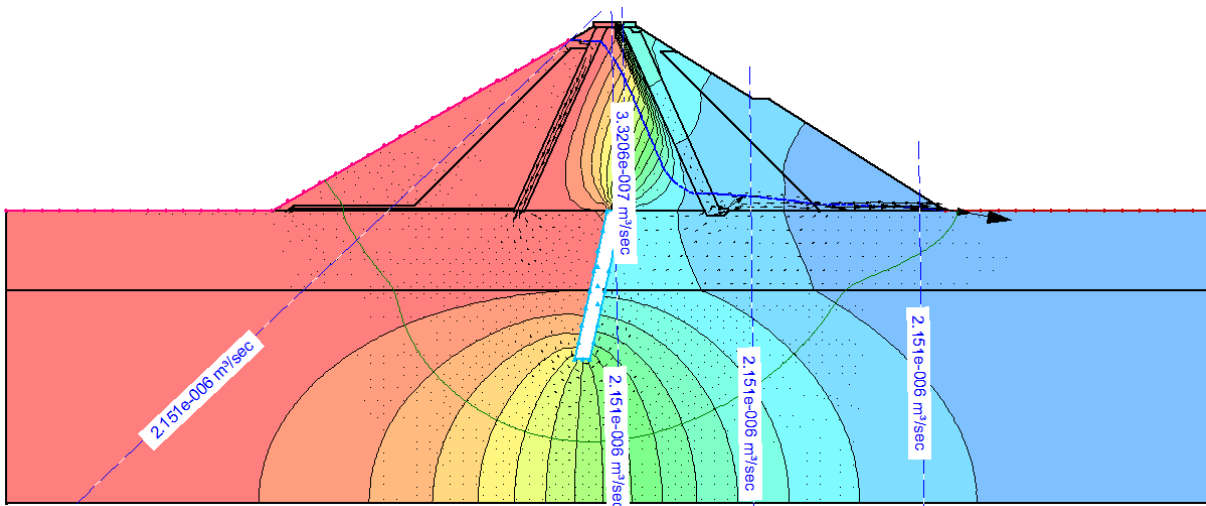


Figura A 2.2 – Caso 2 : Sem tapete drenante de jusante, mas com um pequeno dreno horizontal

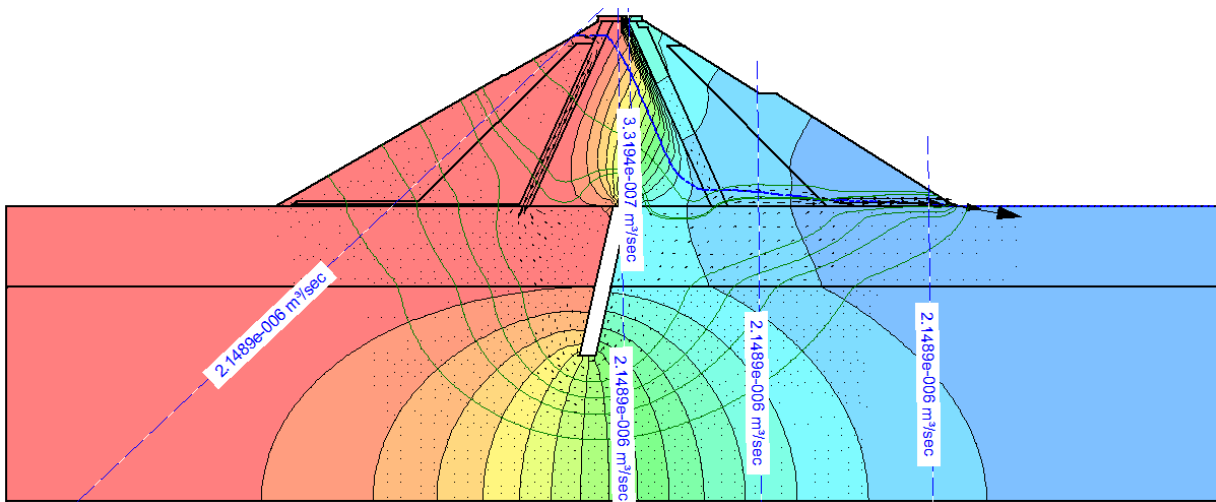


Figura A 2.3 – Caso 3: Filtro a acabar na base do núcleo. Inexistência de tapete e dreno horizontal

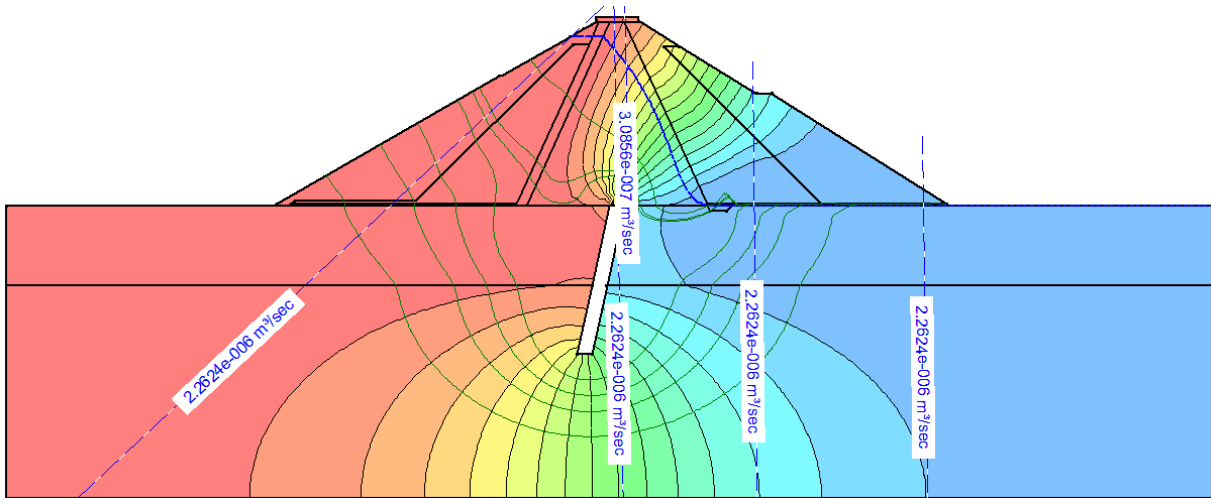


Figura A 2.4 – Caso 4: Sem Filtro de jusante

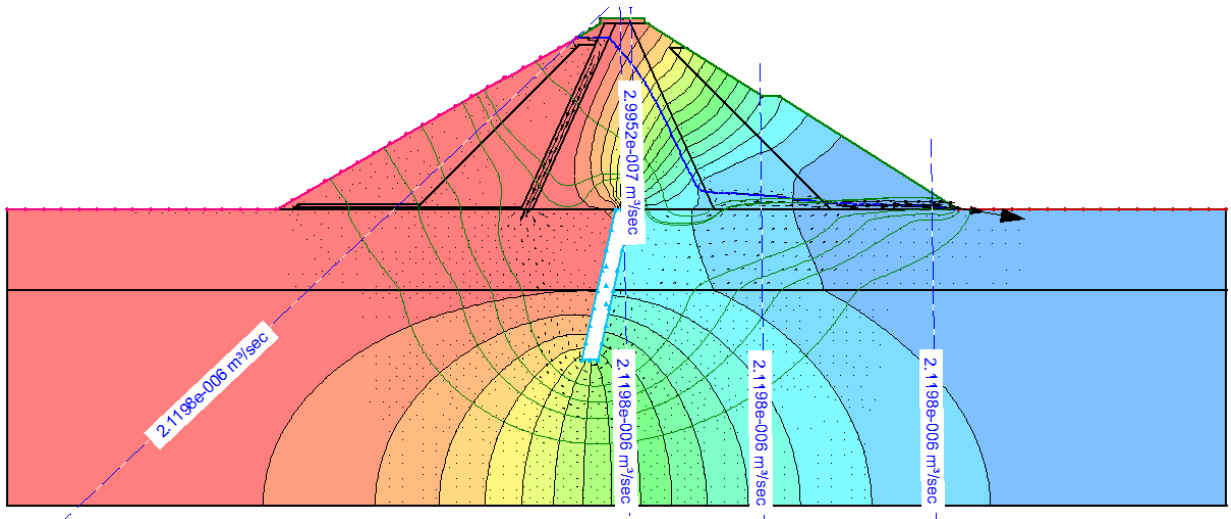


Figura A 2.5 – Caso 5: Sem qualquer tipo de elemento a jusante (filtro, dreno ou tapete)

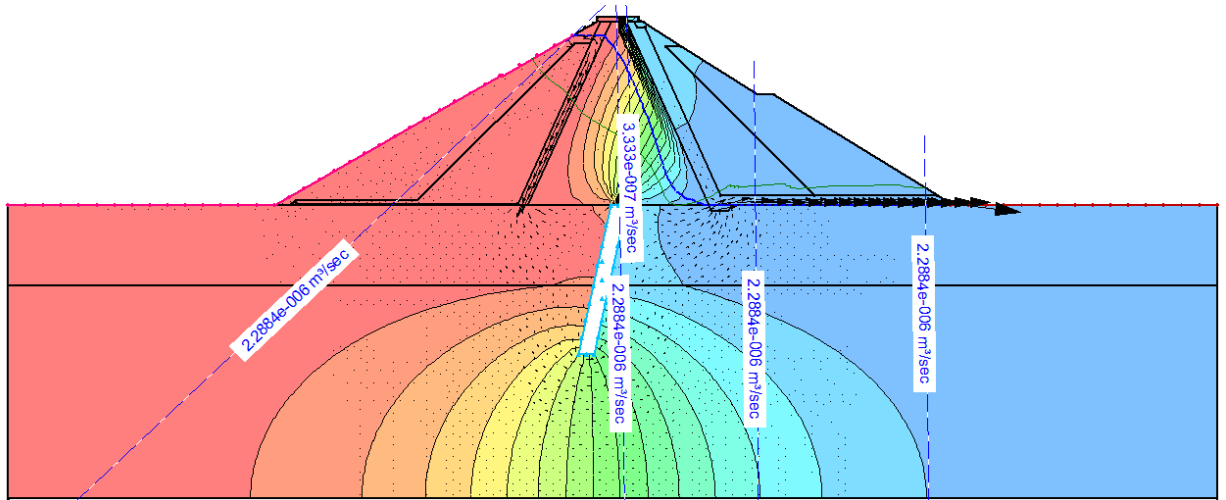


Figura A 2.6 – Caso 6: Aumento da altura do tapete drenante

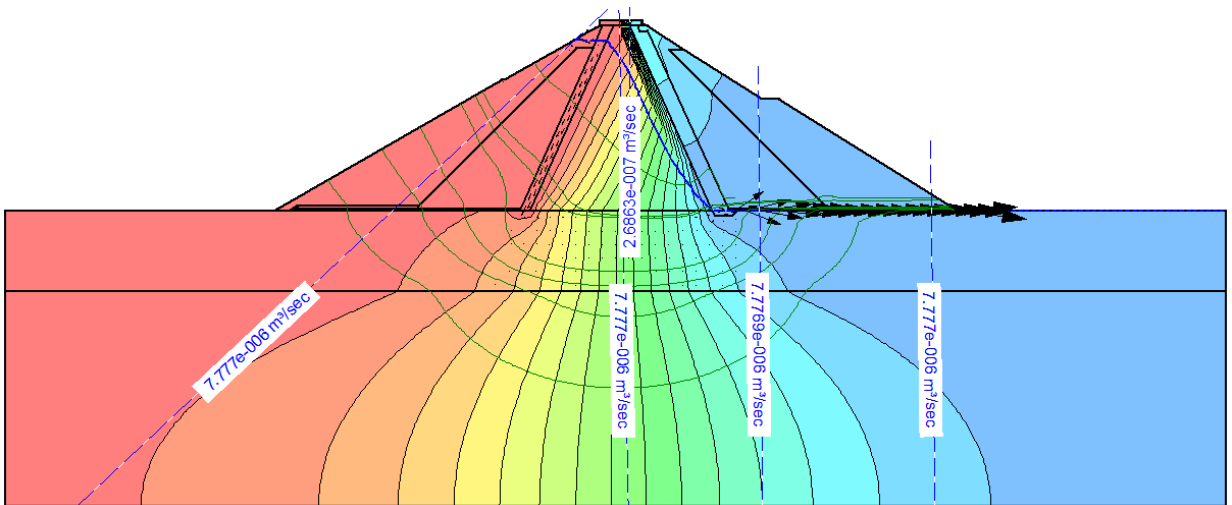


Figura A 2.7 – Caso 7: Sem cortina de impermeabilização

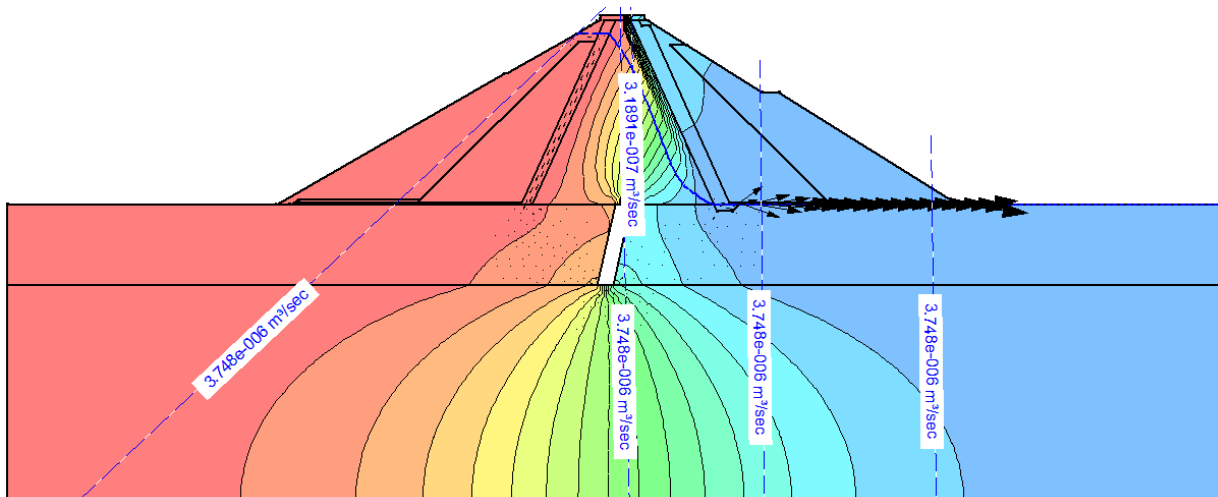


Figura A 2.8 – Caso 8: Cortina de impermeabilização mais pequena

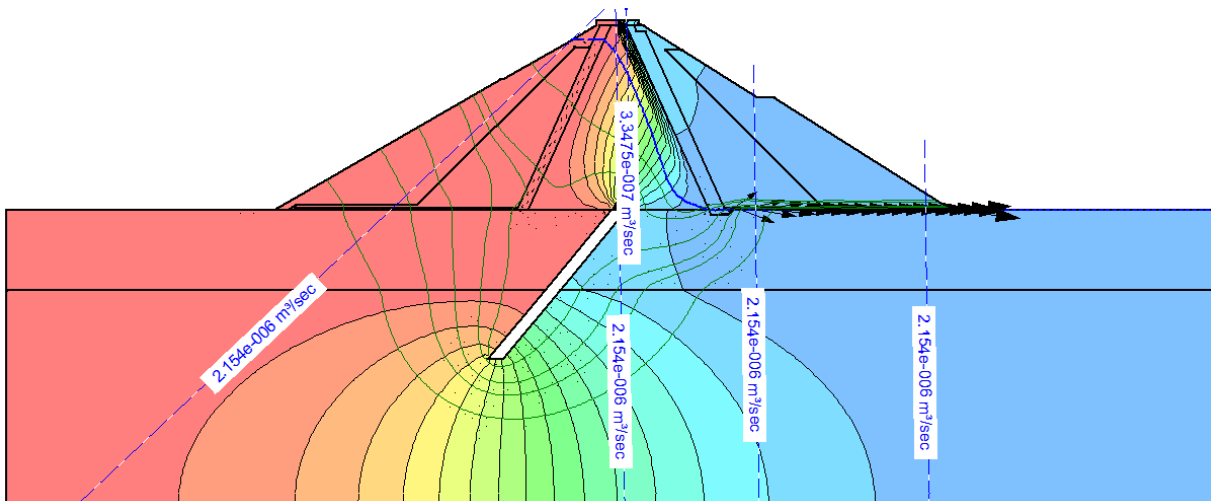


Figura A 2.9 – Caso 9: Cortina de impermeabilização mais inclinada

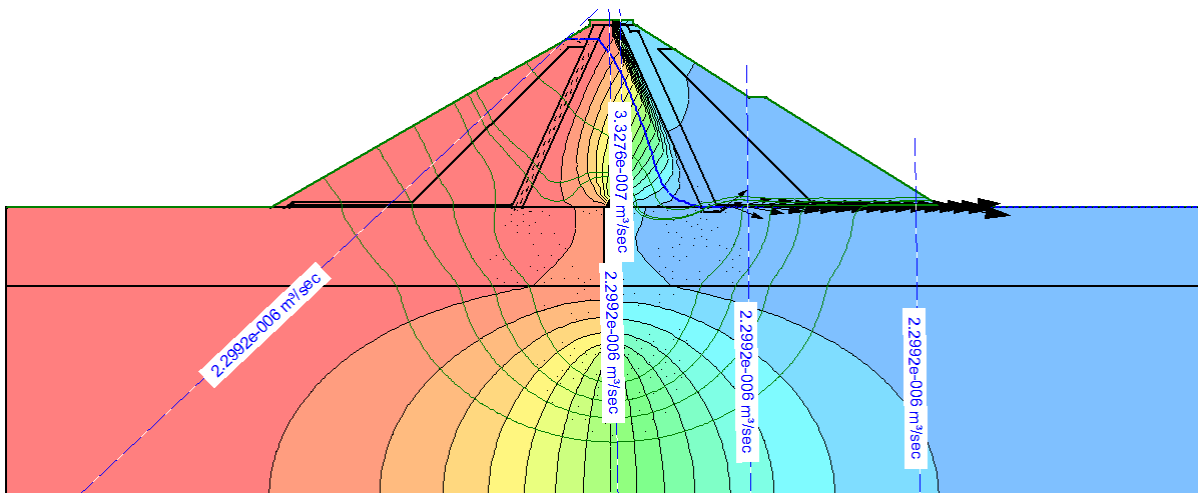


Figura A 2.10 – Caso 10: Cortina de impermeabilização vertical

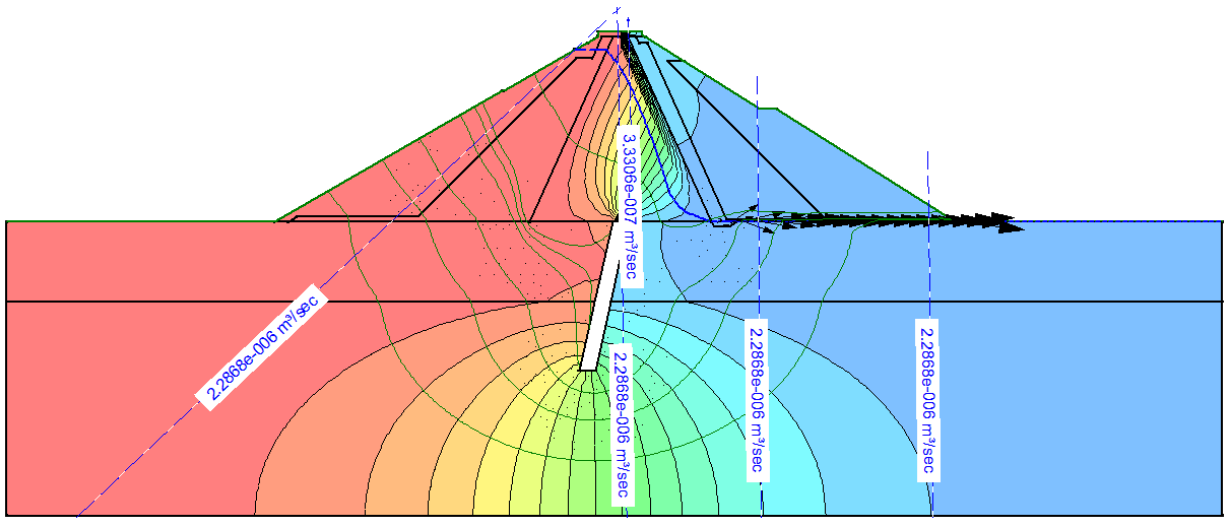


Figura A 2.11 – Caso 11: Sem filtro de montante

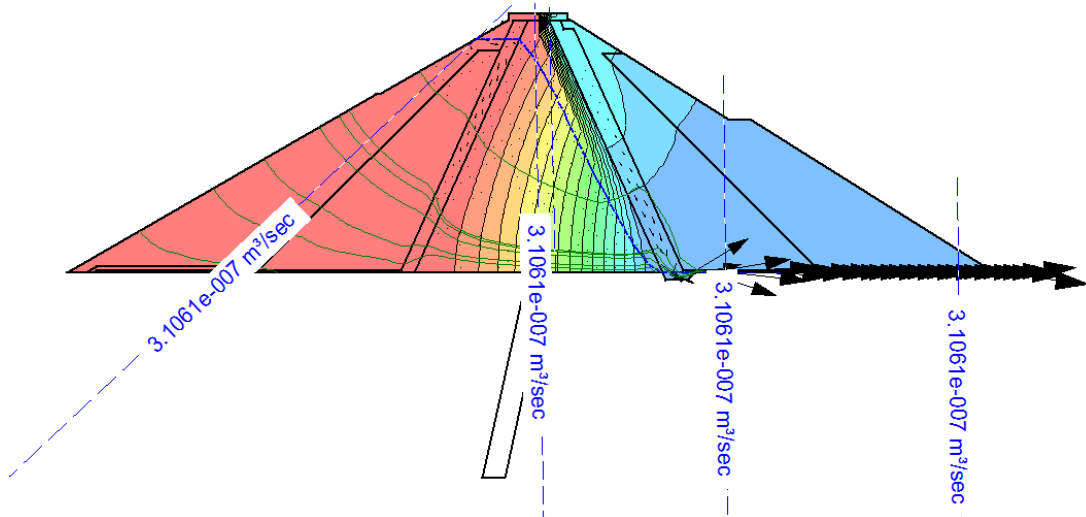


Figura A 2.12 – Caso 12: Sem fundação

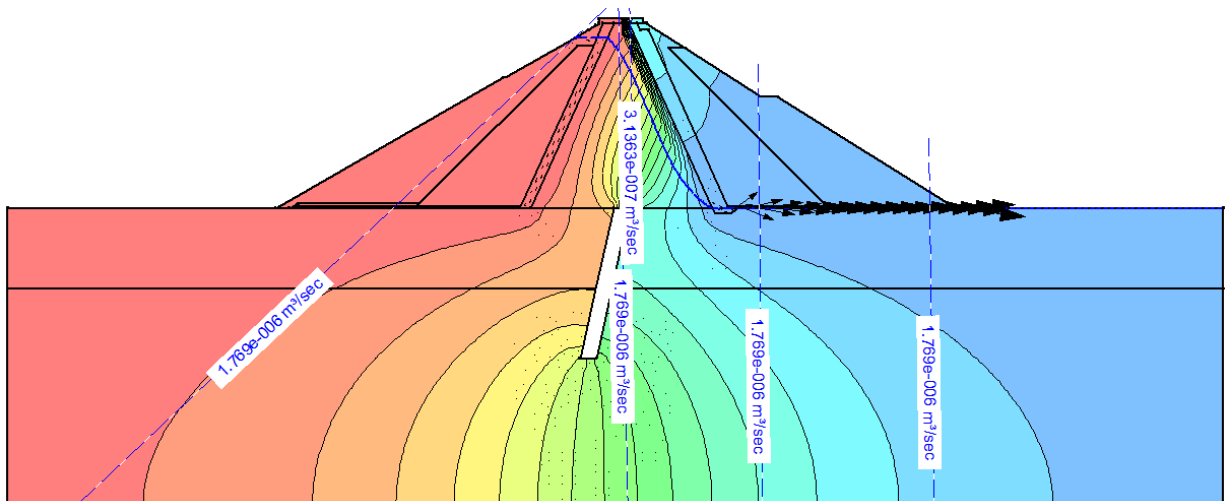


Figura A 2.13 – Caso 13: Mesma permeabilidade na fundação ( $1 \times 10^{-7}$  m/s)

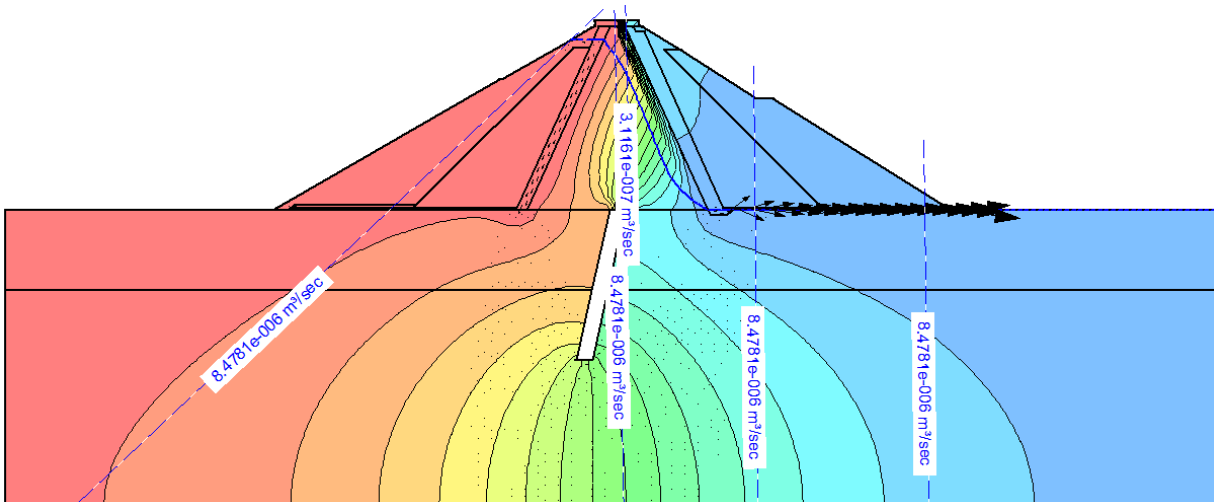


Figura A 2.14 – Caso 13: Mesma permeabilidade na fundação ( $6 \times 10^{-7}$  m/s)

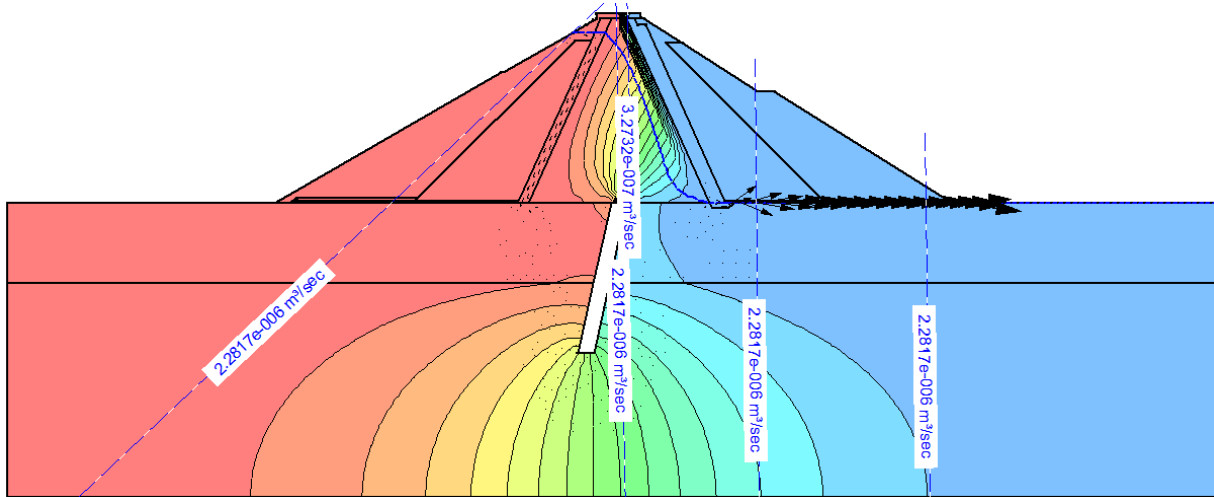


Figura A 2.15 – Caso 14: Aumento da permeabilidade em ambos os filtros (duas unidades)

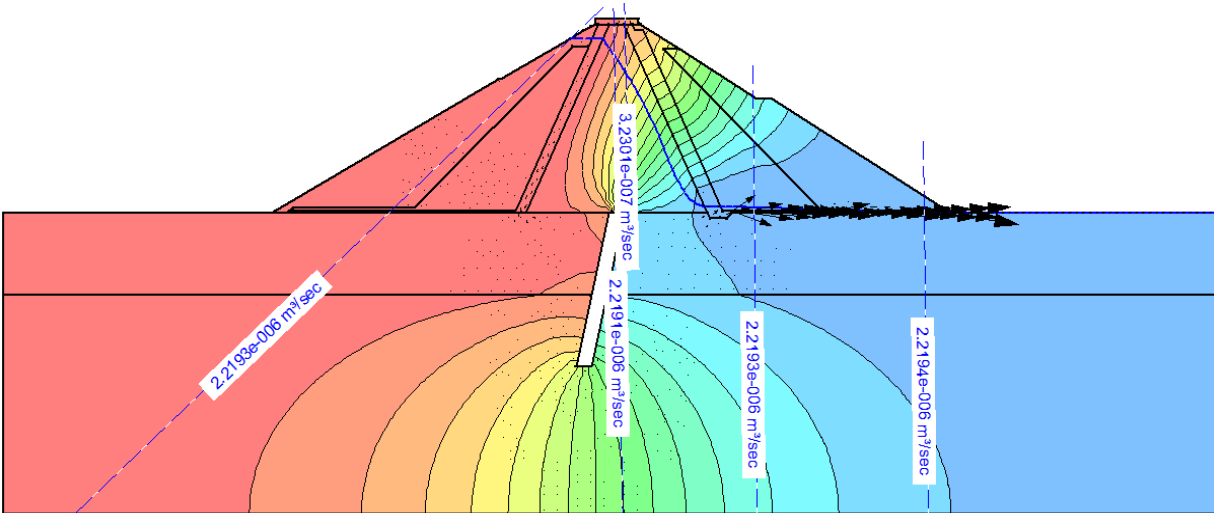


Figura A 2.16 – Caso 14: Diminuição da permeabilidade em ambos os filtros (duas unidades)

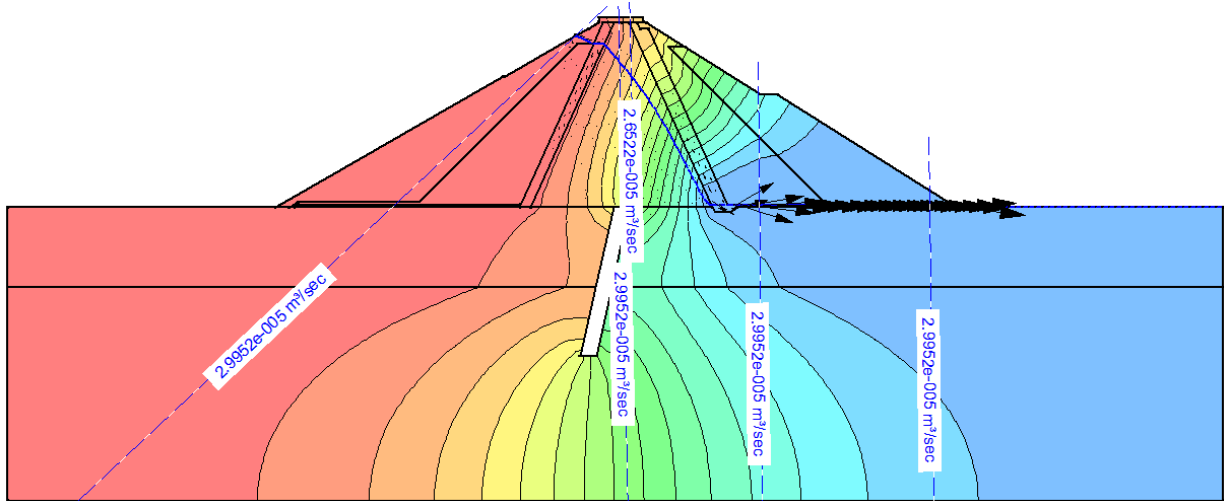


Figura A 2.17 – Caso 15: Aumento da permeabilidade do Núcleo (duas unidades)

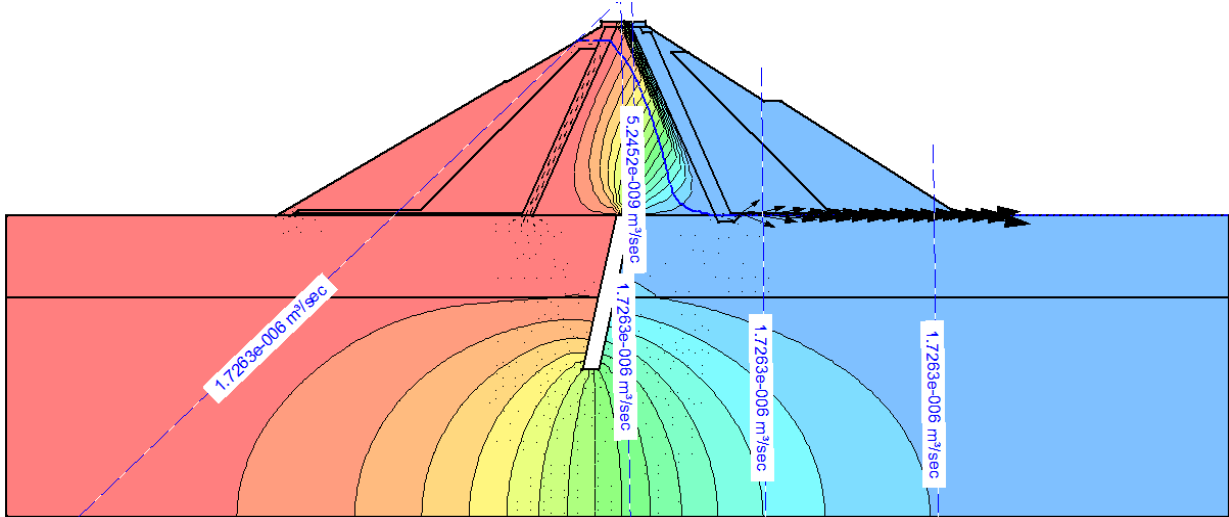


Figura A 2.18 – Caso 15: Diminuição da permeabilidade do Núcleo (duas unidades)

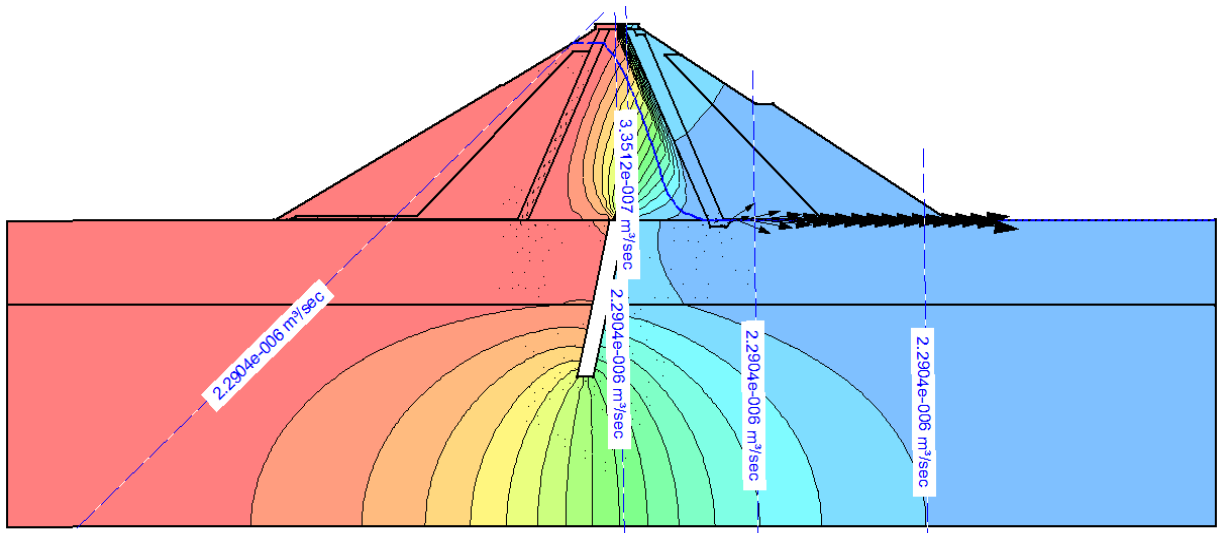


Figura A 2.19 – Caso 16: Aumento da permeabilidade do Maciço de Transição (duas unidades)

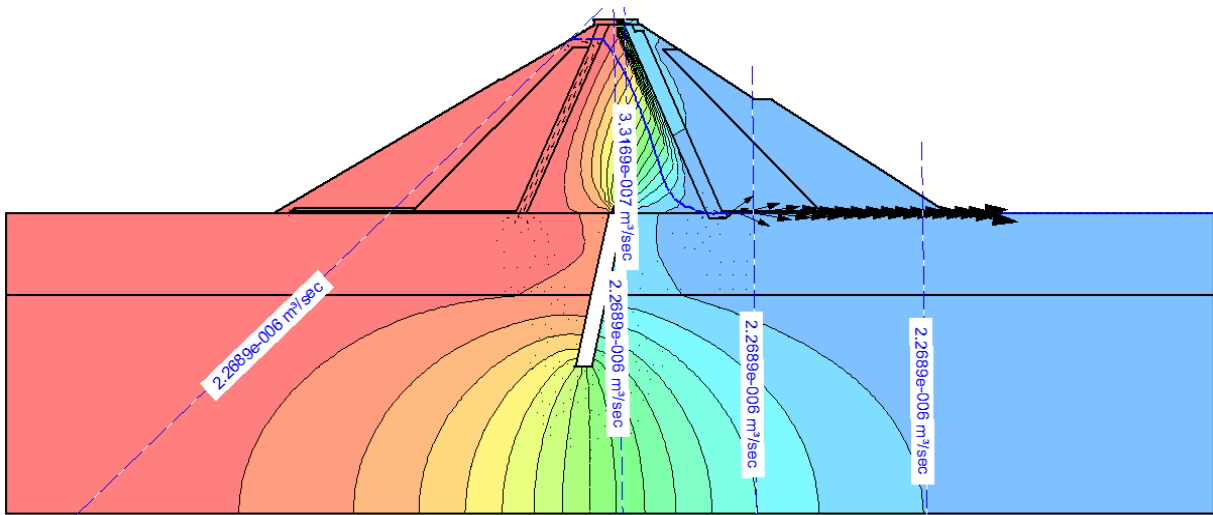


Figura A 2.20 – Caso 16: Diminuição da permeabilidade do Maciço de Transição (duas unidades)

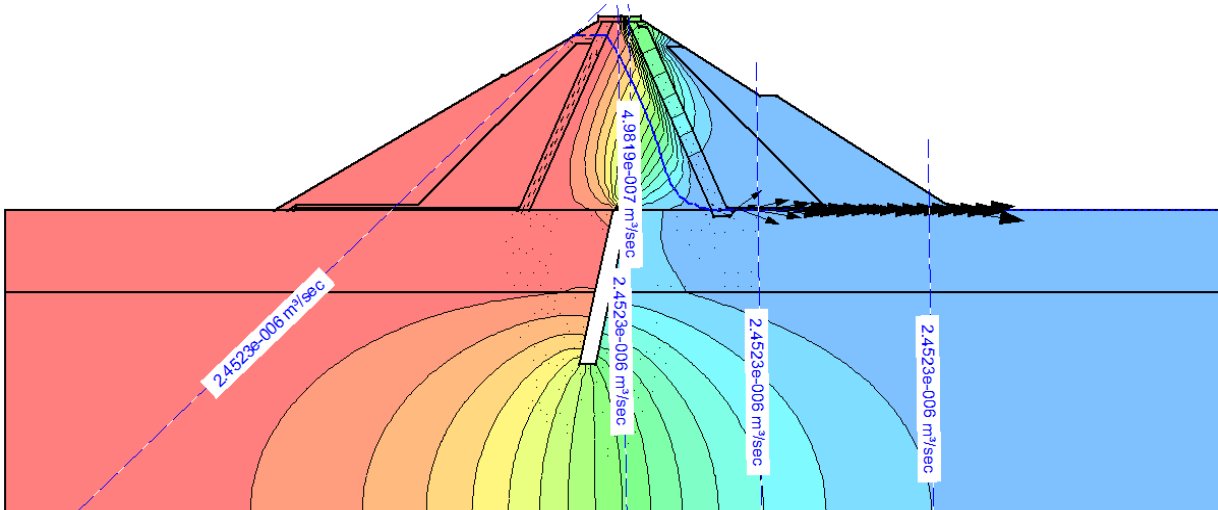


Figura A 2.21 – Caso 17: Aumento da permeabilidade do Enrocamento (duas unidades)

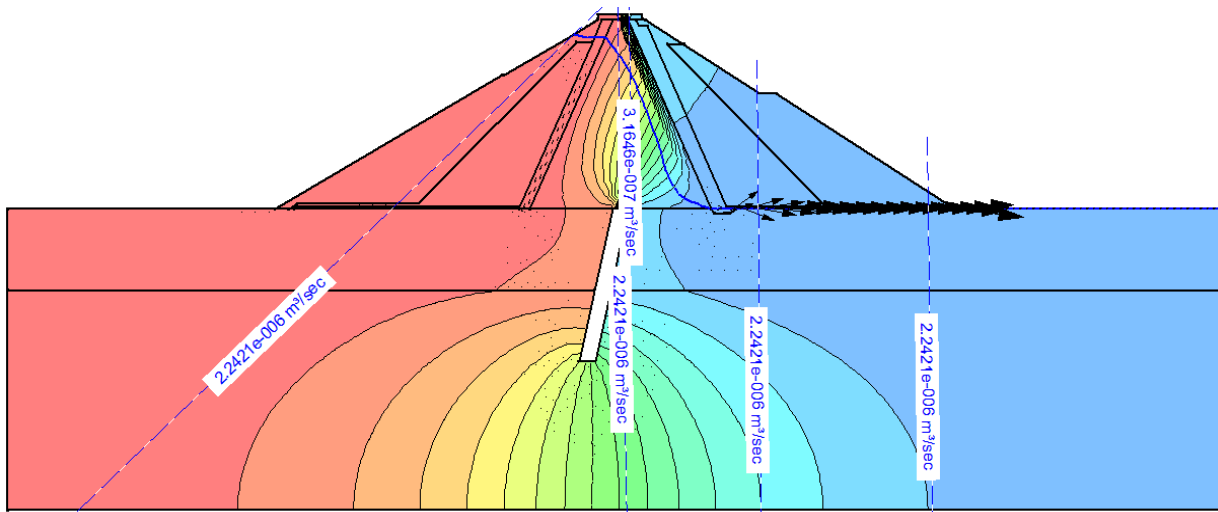


Figura A 2.22 – Caso 17: Diminuição da permeabilidade do Enrocamento (duas unidades)



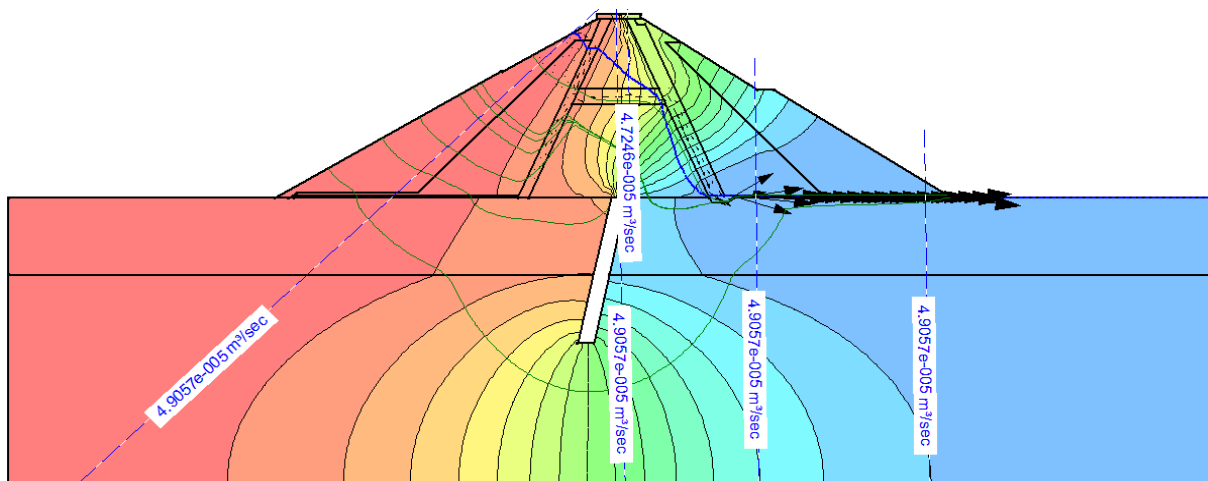


Figura A 2.23 – Caso 18 (alínea a): Heterogeneidades no núcleo (preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$ )

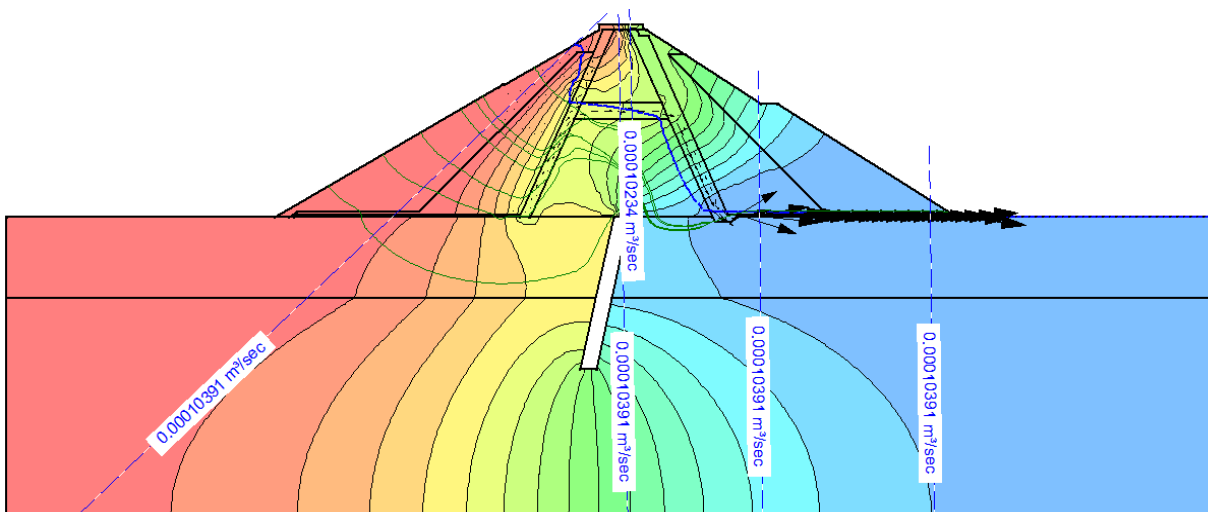


Figura A 2.24 – Caso 18 (alínea a): Heterogeneidades no núcleo (preenchido com –  $k=2.76E^{-4}$ )

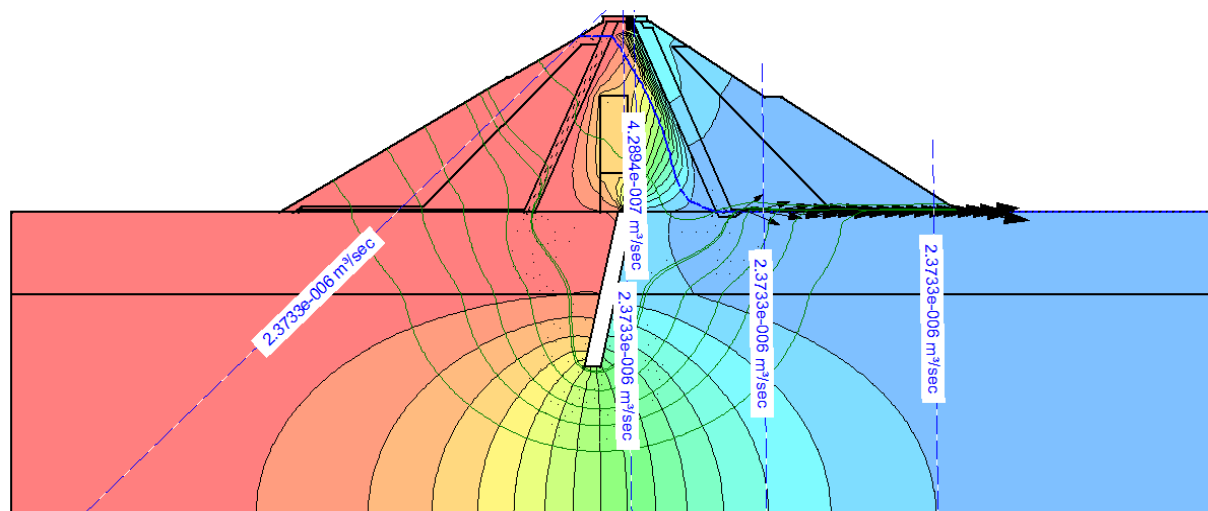


Figura A 2.25 – Caso 18 (alínea c): Heterogeneidades no núcleo, preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$

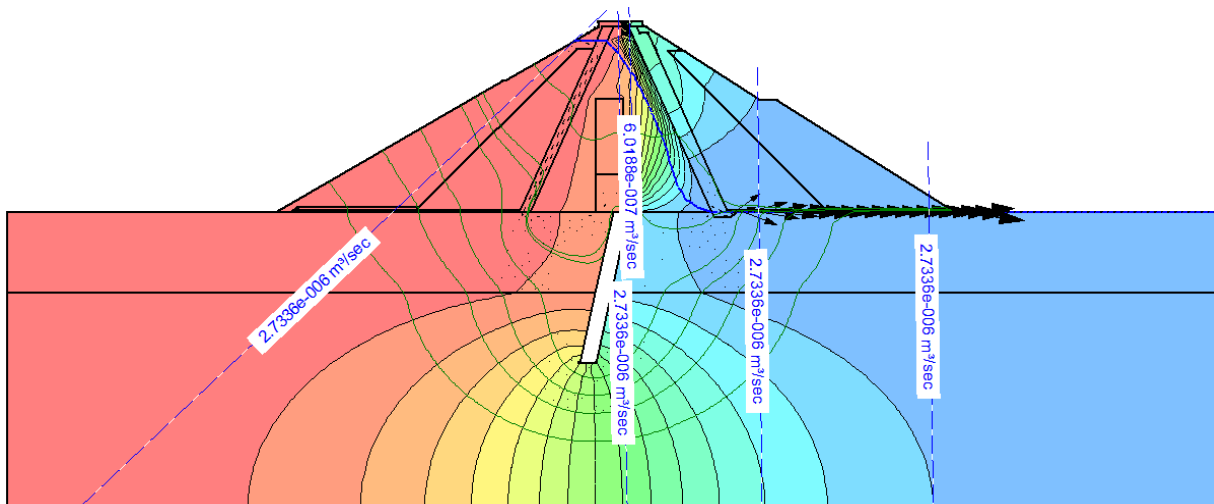


Figura A 2.26– Caso 18 (alínea c): Heterogeneidades no núcleo, preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$  (superior) e  $k=1 \times 10^{-3}$  (inferior)

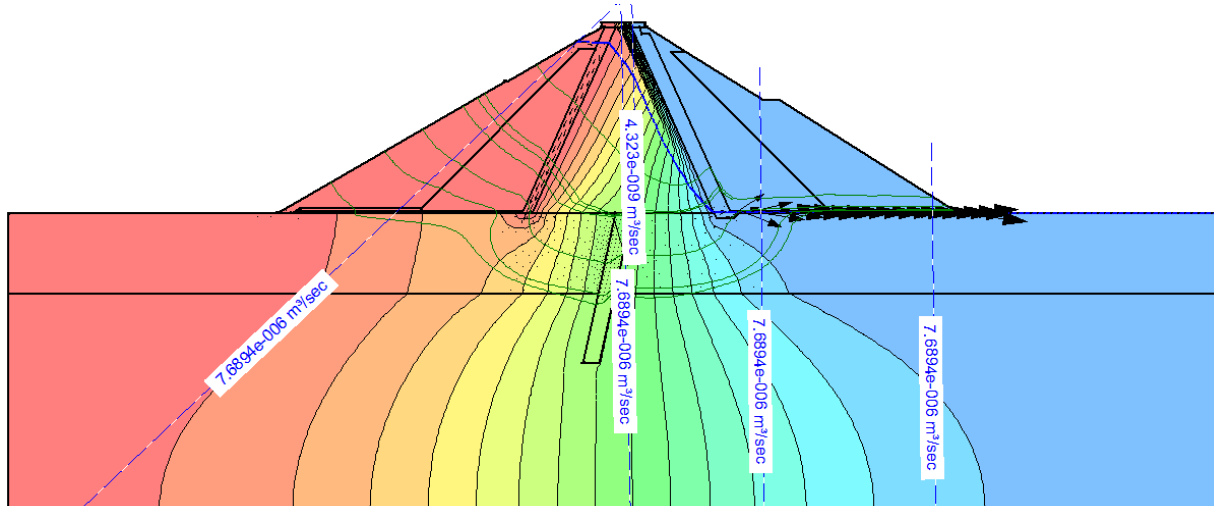


Figura A 2.27 – Caso 19: Cortina Permeável (preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$ )

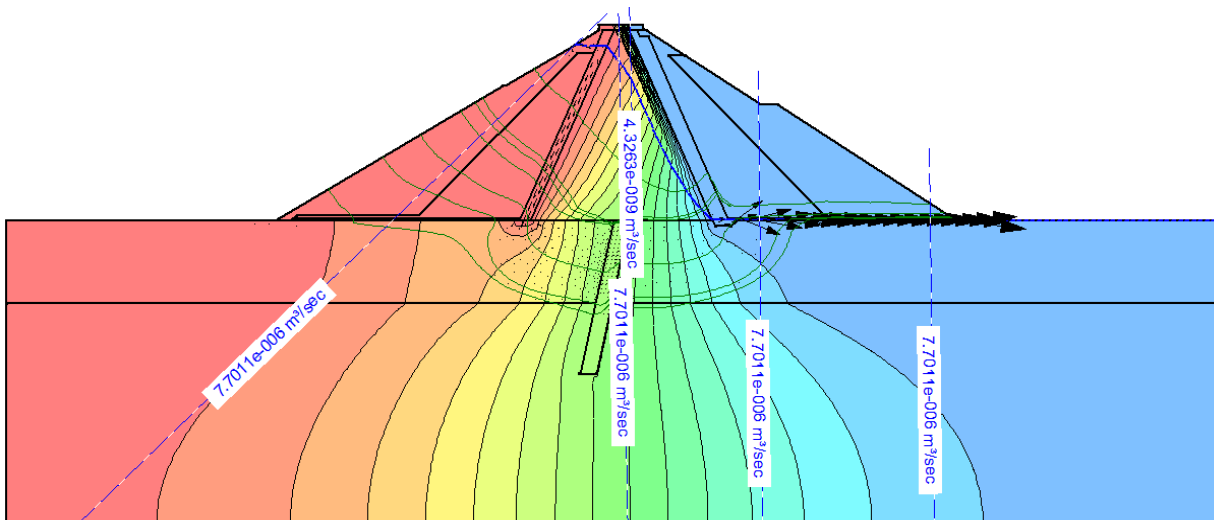


Figura A 2.28 – Caso 19: Cortina Permeável (preenchido com material –  $k=2.76E^{-4}$ )

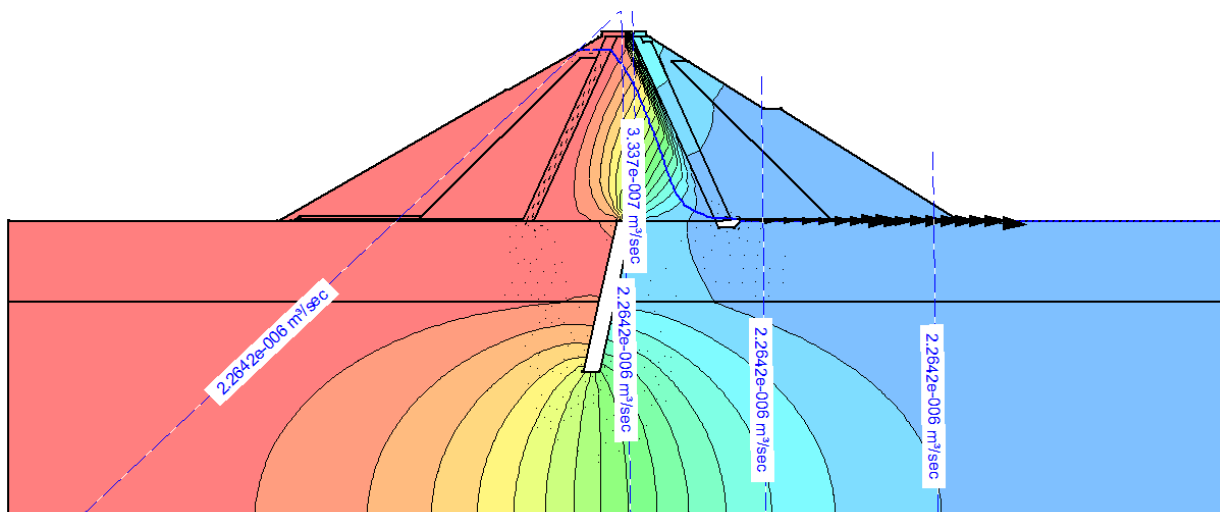


Figura A 2.29 – Caso 20: Dreno Horizontal Impermeável

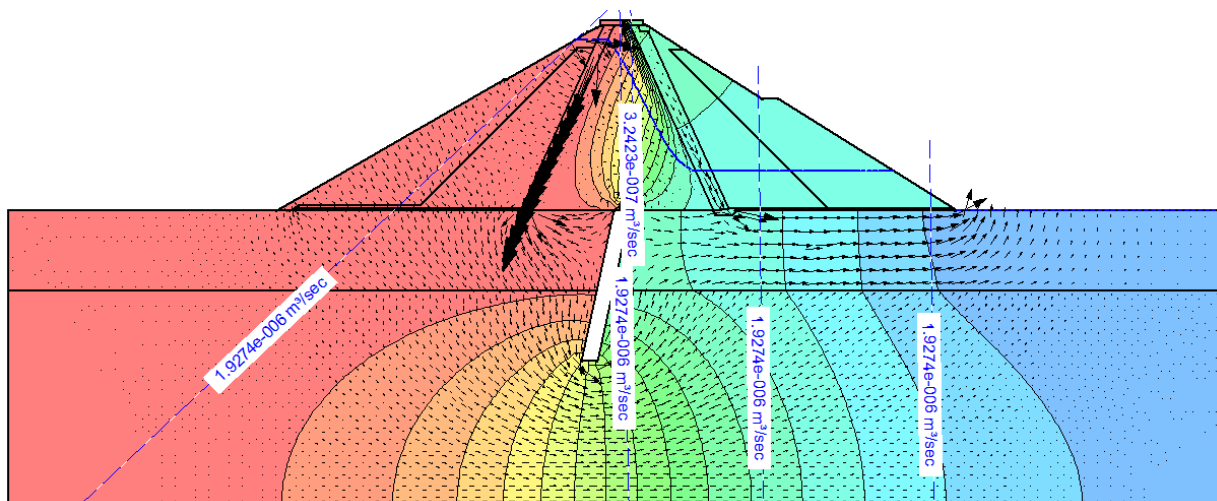


Figura A 2.30 – Caso 20: Tapete Drenante Impermeável

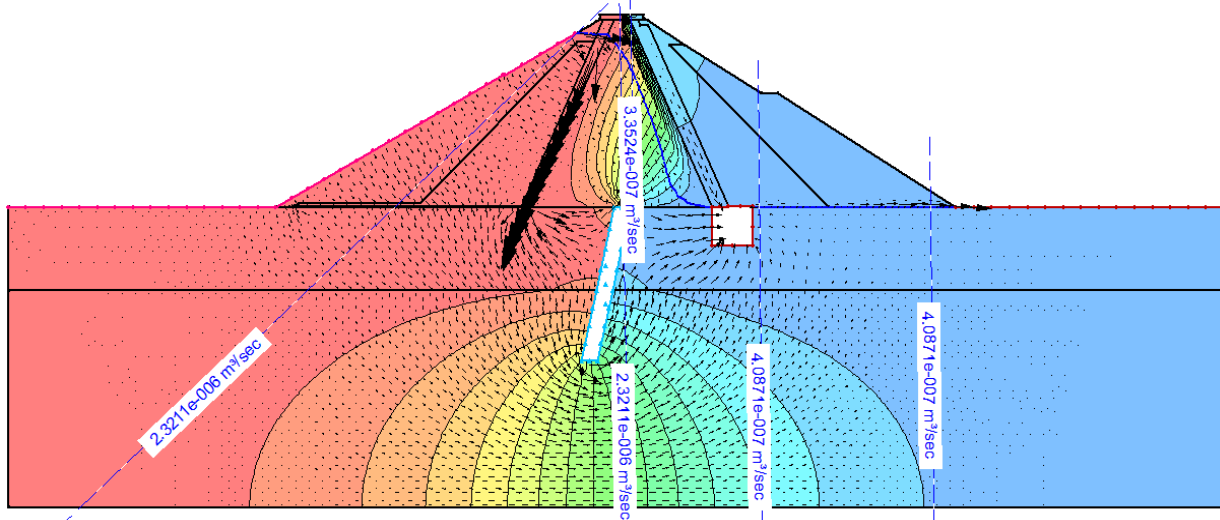


Figura A 2.31 – Caso 21 (alínea a) : Dreno Horizontal de Grandes Dimensões + saída normal (sem tapete drenante)

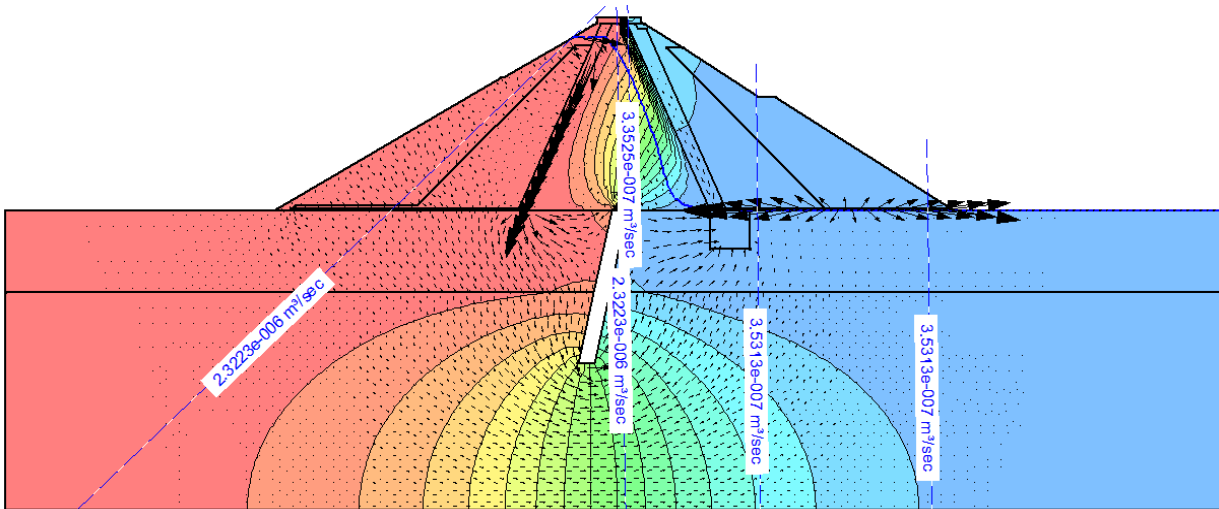


Figura A 2.32 – Caso 21 (alínea b): Dreno Horizontal de Grandes Dimensões + saída normal (com tapete drenante)

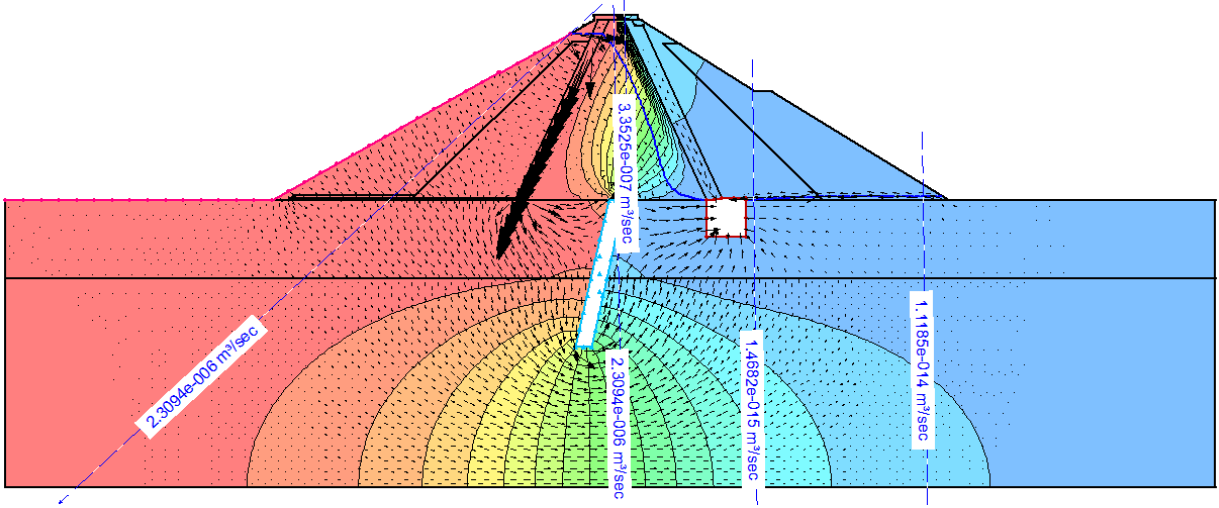


Figura A 2.33 – Caso 21 (alínea c): Dreno Horizontal de Grandes Dimensões como a única saída de fluxo (sem tapete drenante)

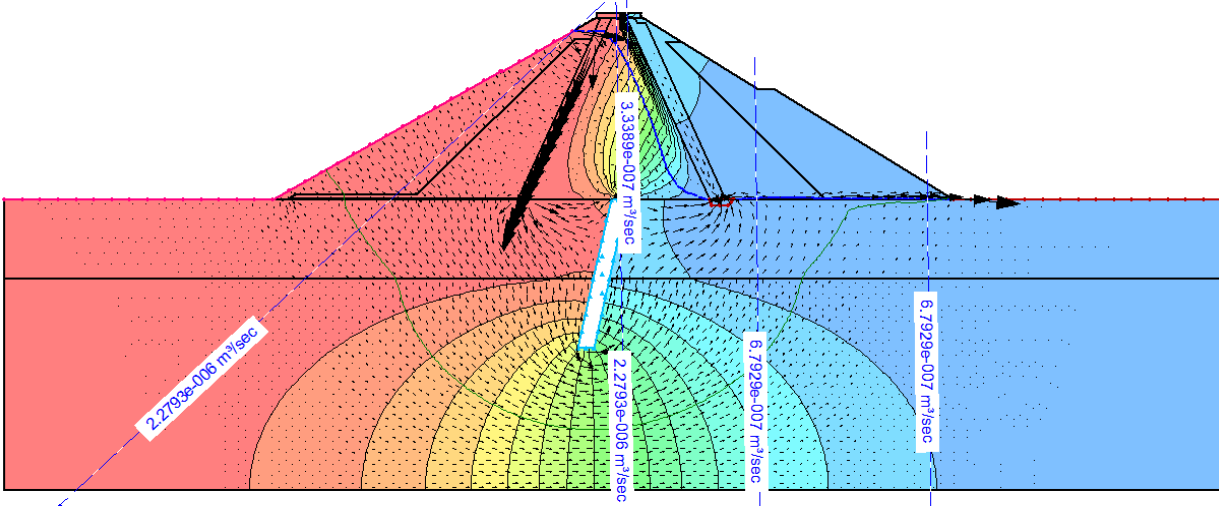


Figura A 2.34 – Caso 21 (alínea d): Dreno Horizontal Normal + saída normal (sem tapete drenante)

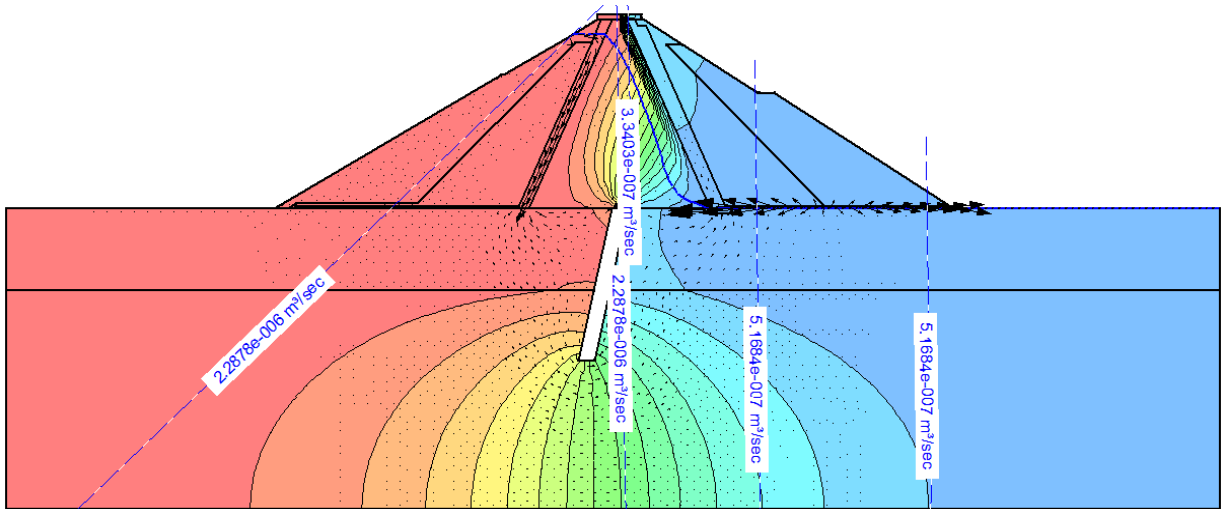


Figura A 2.35 – Caso 21 (alínea e): Dreno Horizontal Normal + saída normal (com tapete drenante)

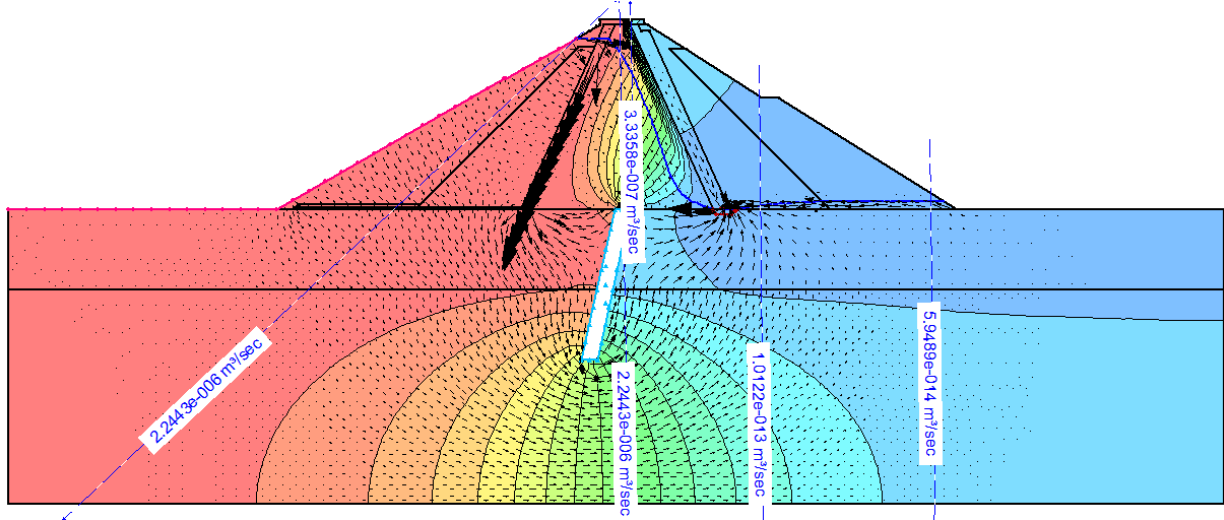


Figura A 2.36 – Caso 21 (alínea f): Dreno Horizontal Normal como a única saída de fluxo (sem tapete drenante)

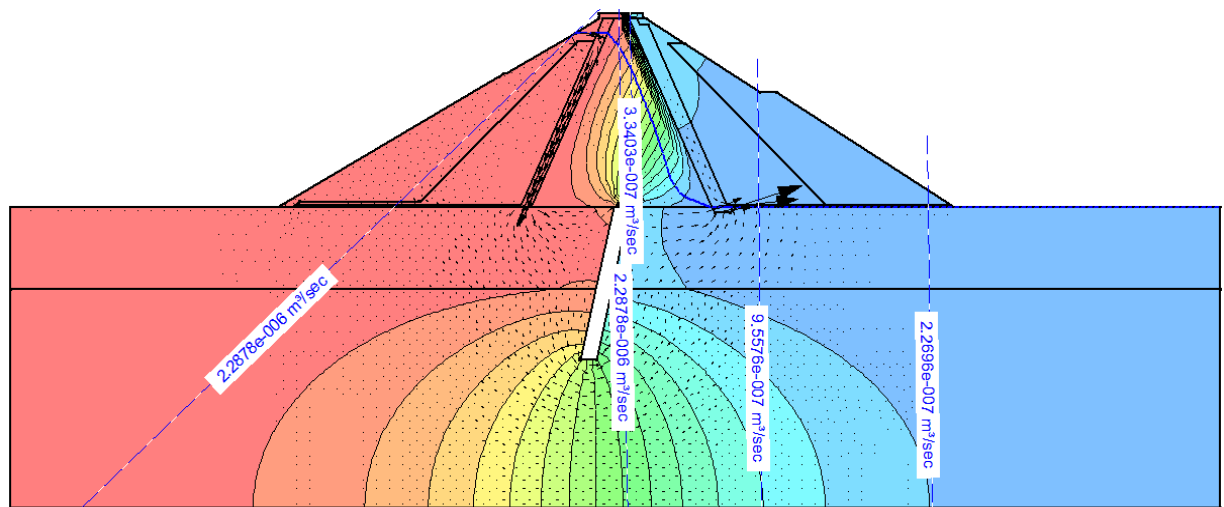


Figura A 2.37 – Caso 21 (alínea g): Tapete drenante + saída normal

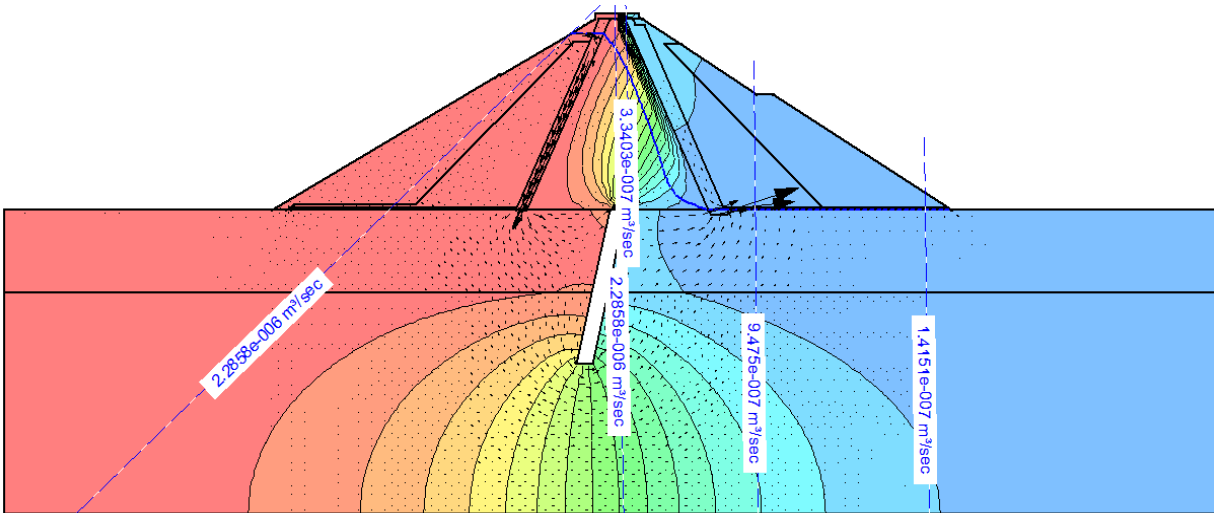


Figura A 2.38 – Caso 21 (alínea h): Tapete drenante como a única saída de fluxo

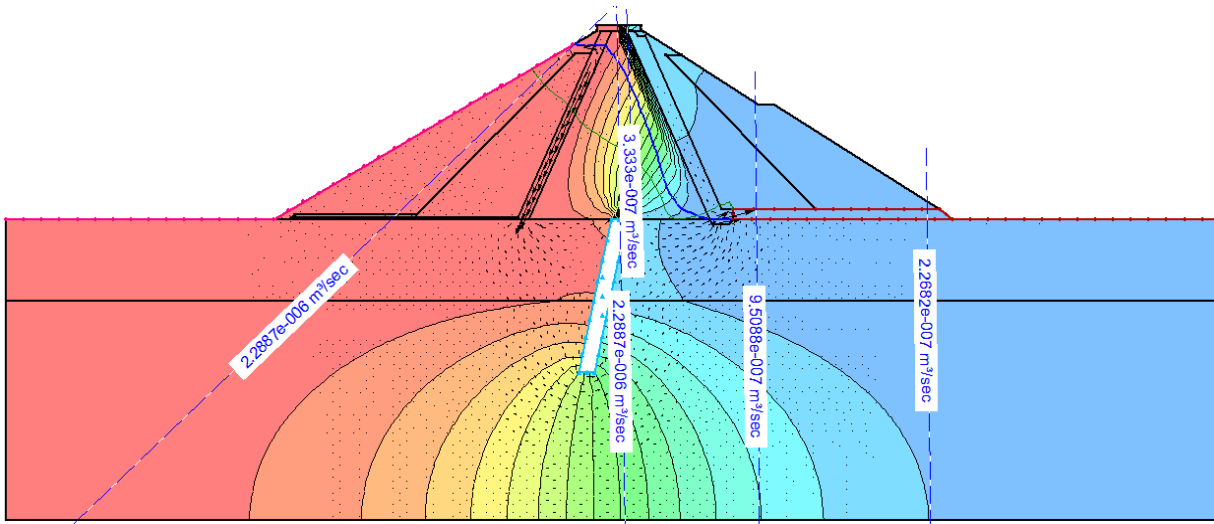


Figura A 2.39 – Caso 21(alínea i): Tapete drenante de maior dimensão + saída normal

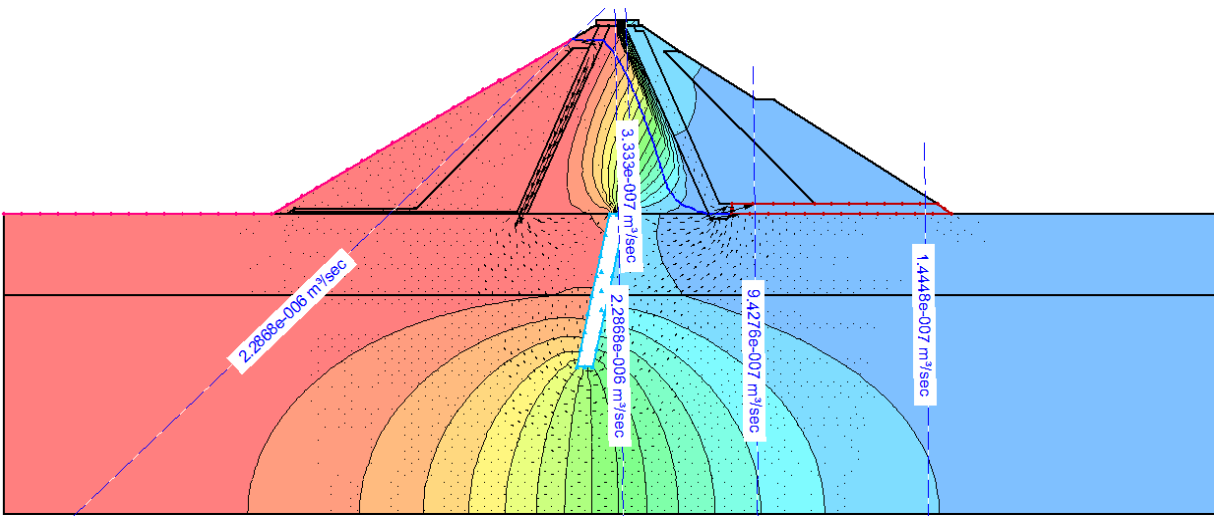


Figura A 2.40 – Caso 21 (alínea j): Tapete drenante de maior dimensão como a única saída de fluxo

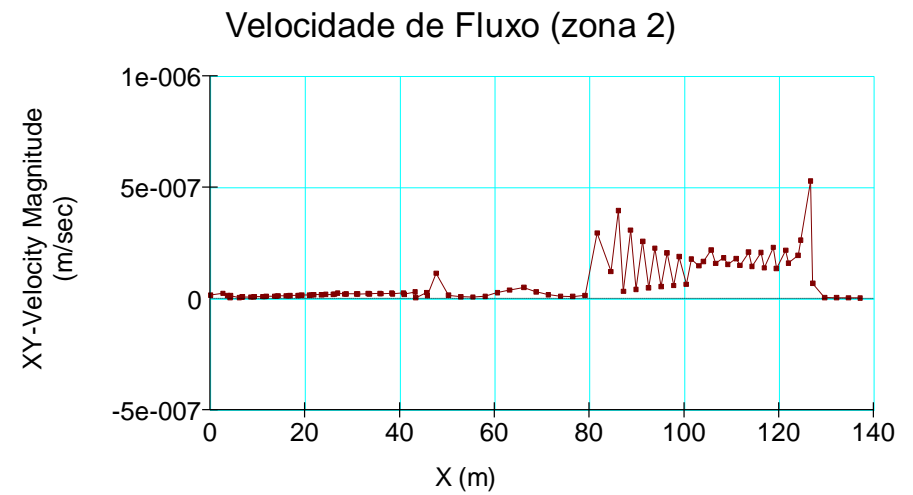
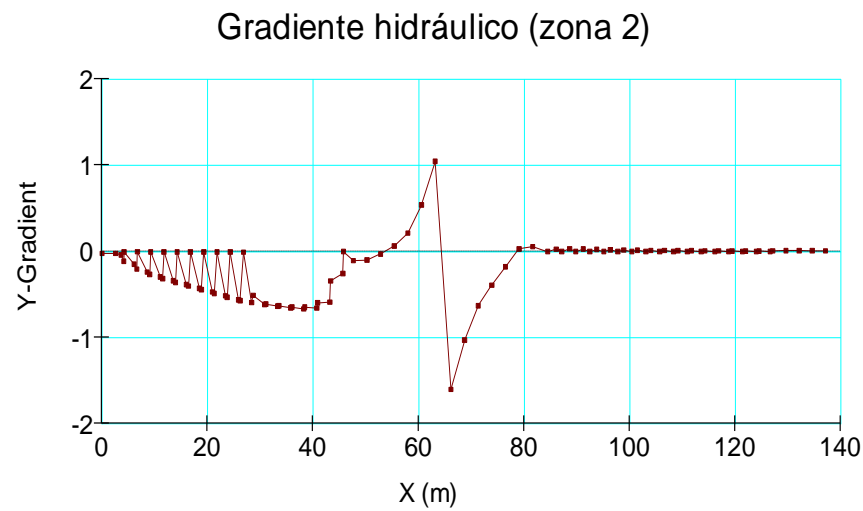
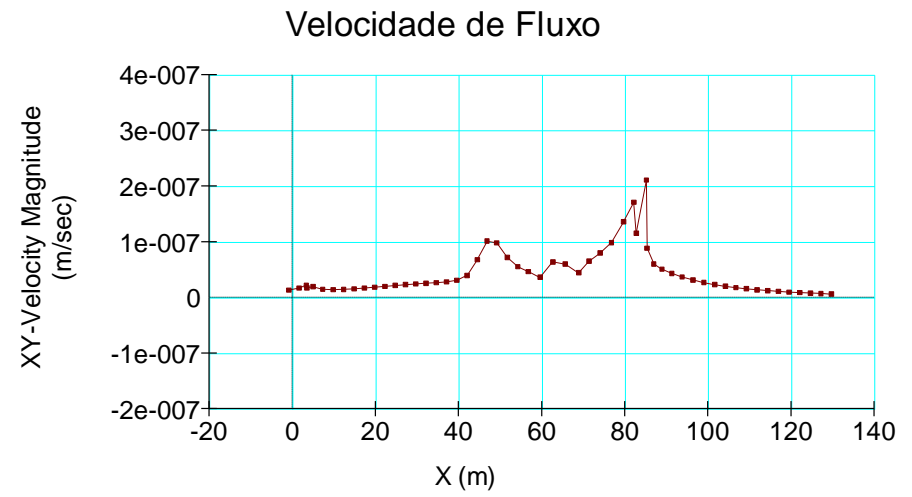
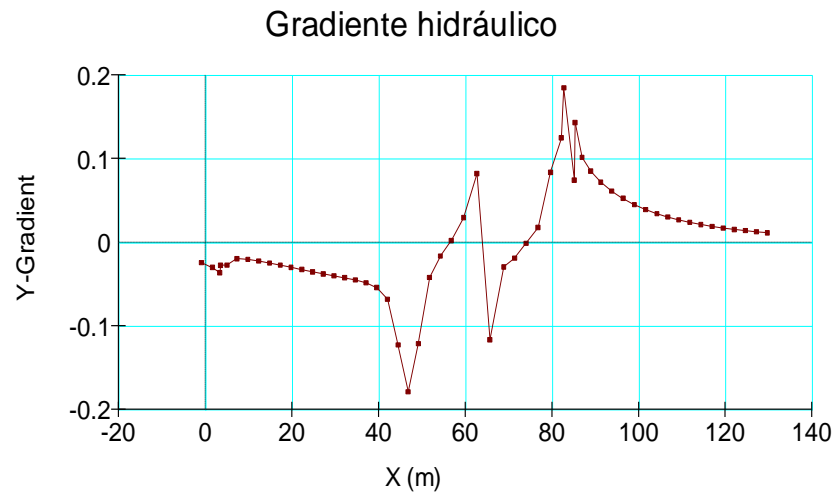


Figura A 2.41 – Caso base: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)



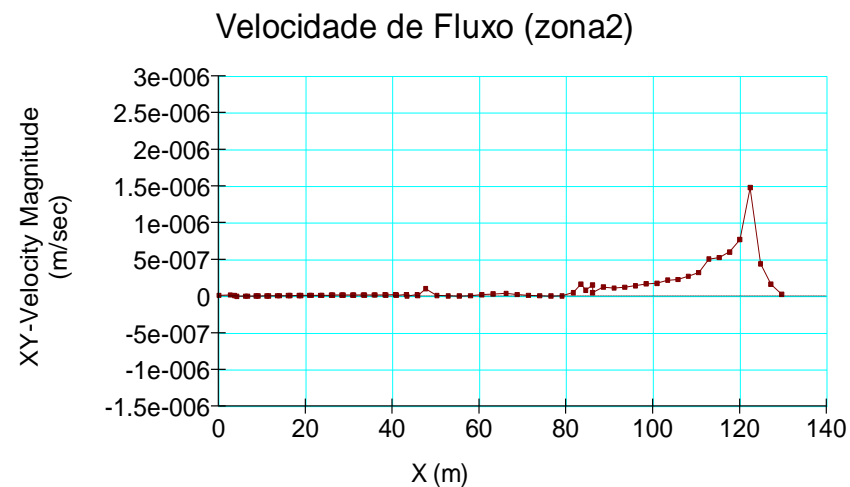
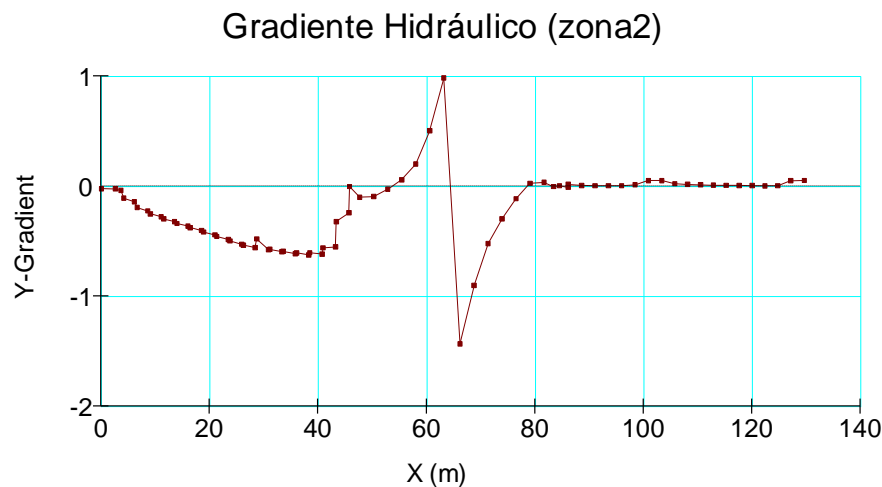
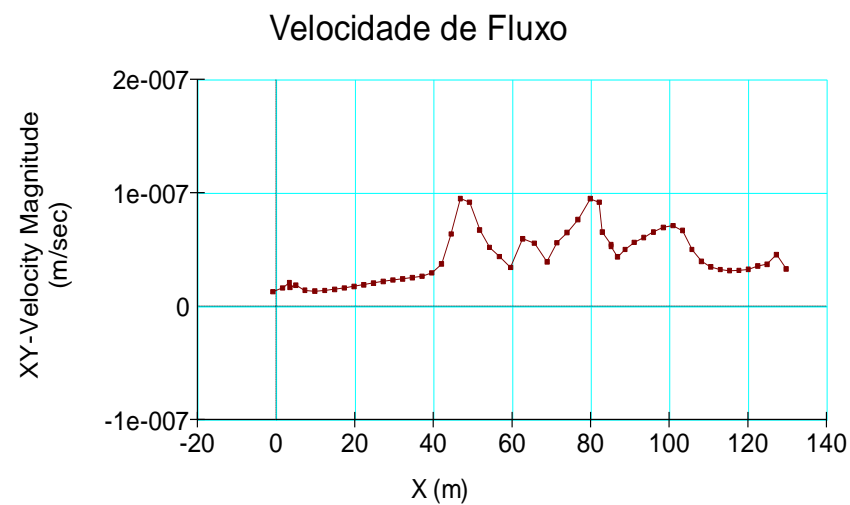
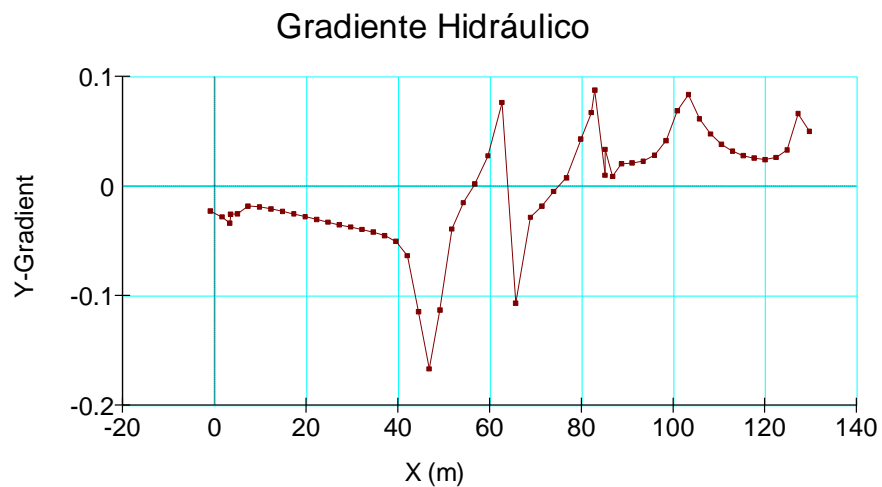


Figura A 2.42 – Caso 2: Registro gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)



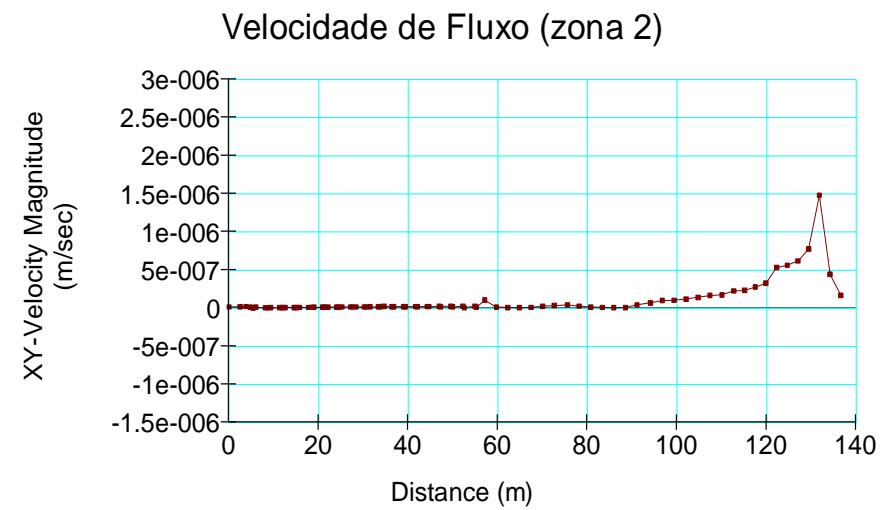
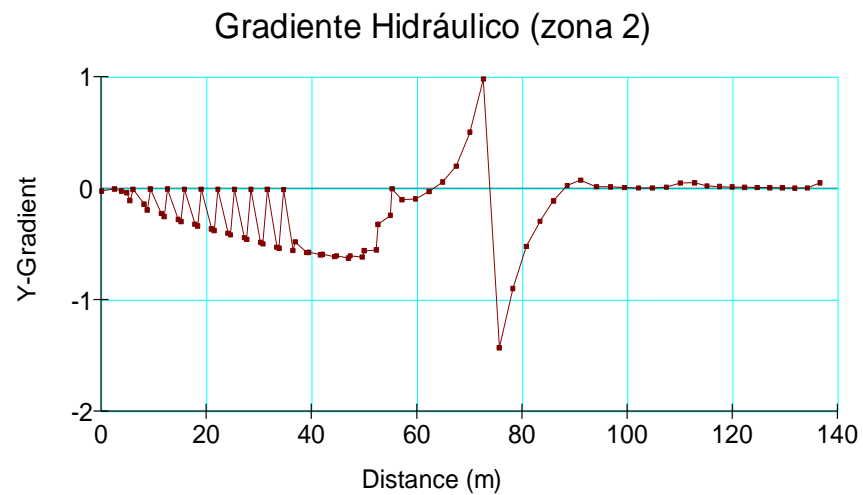
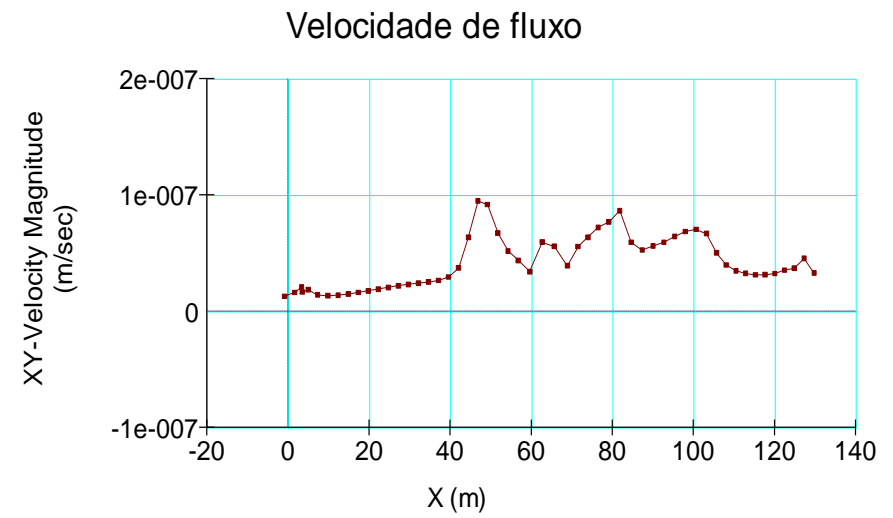
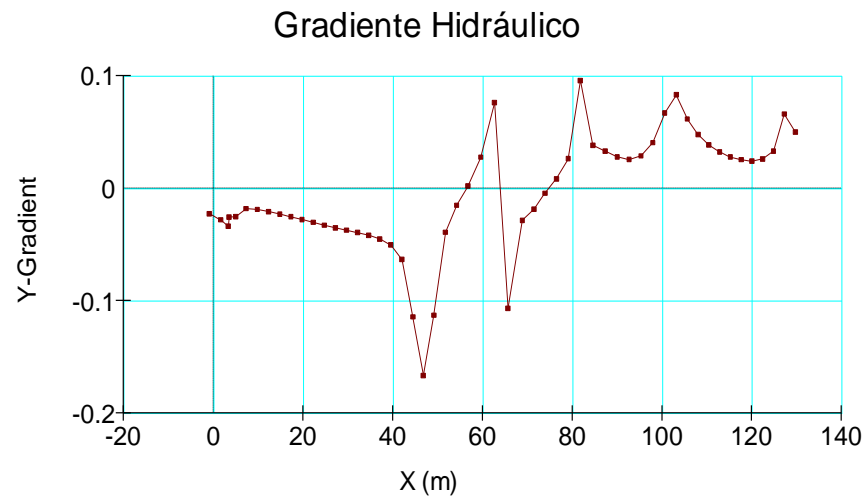


Figura A 2.43 – Caso 3: Registro gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

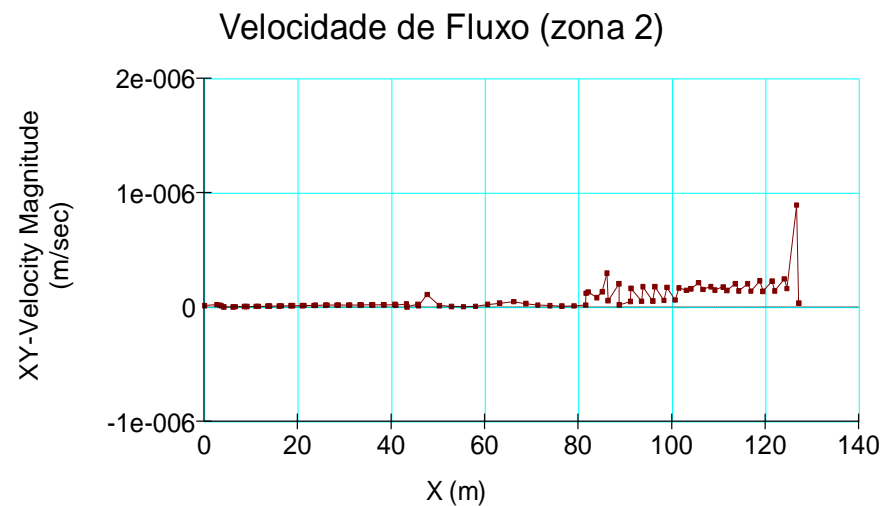
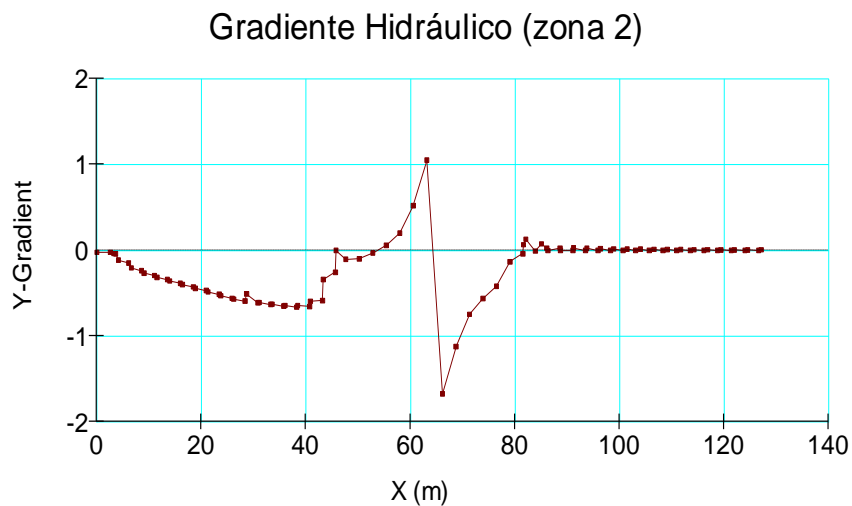
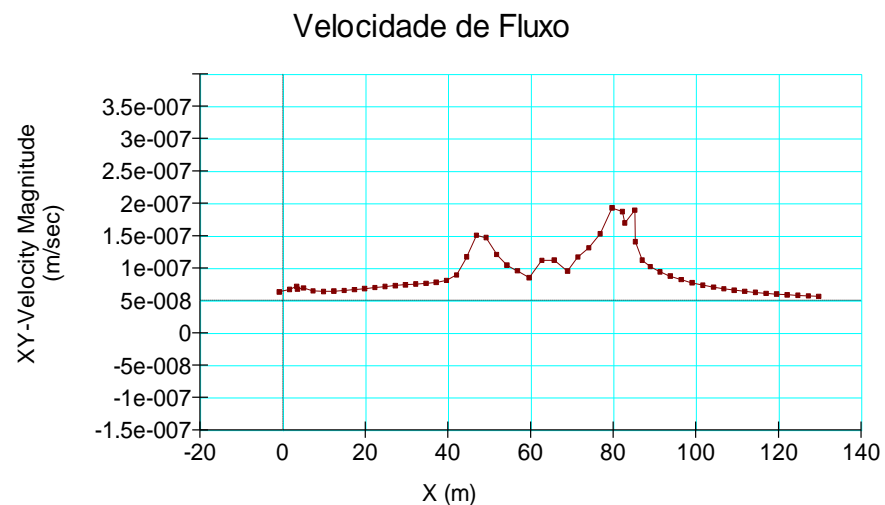
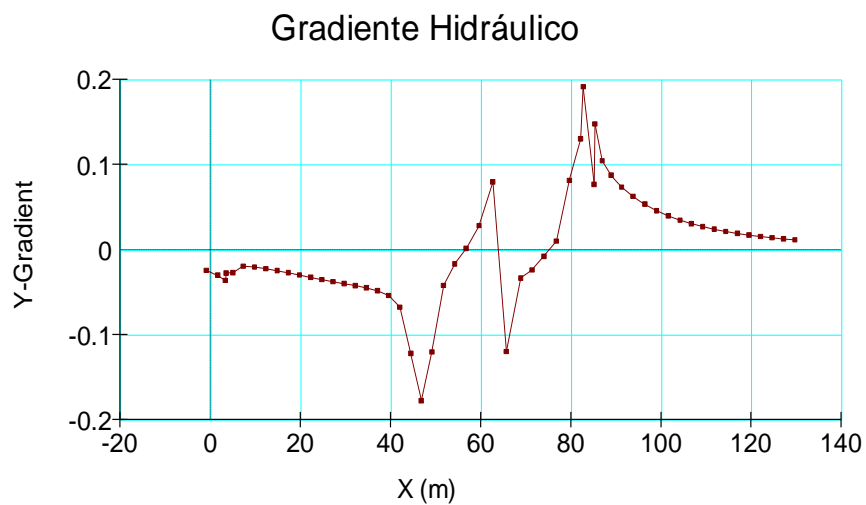


Figura A 2.44 – Caso 4: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

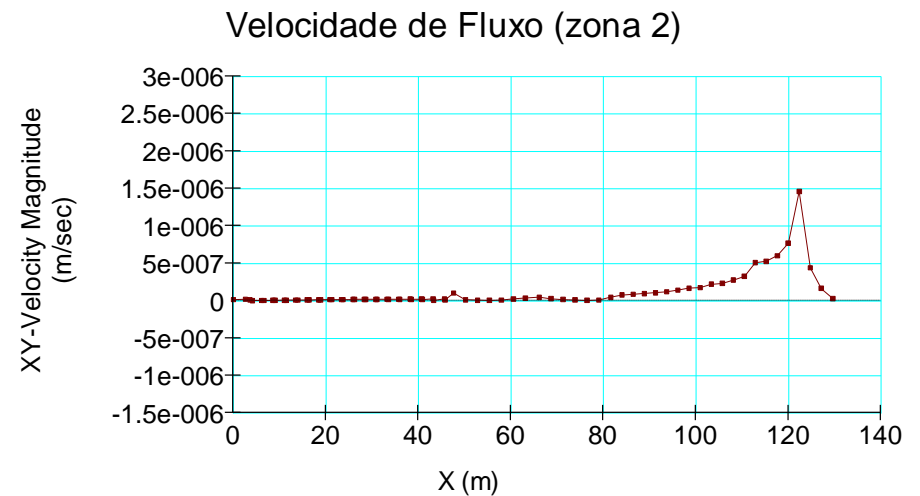
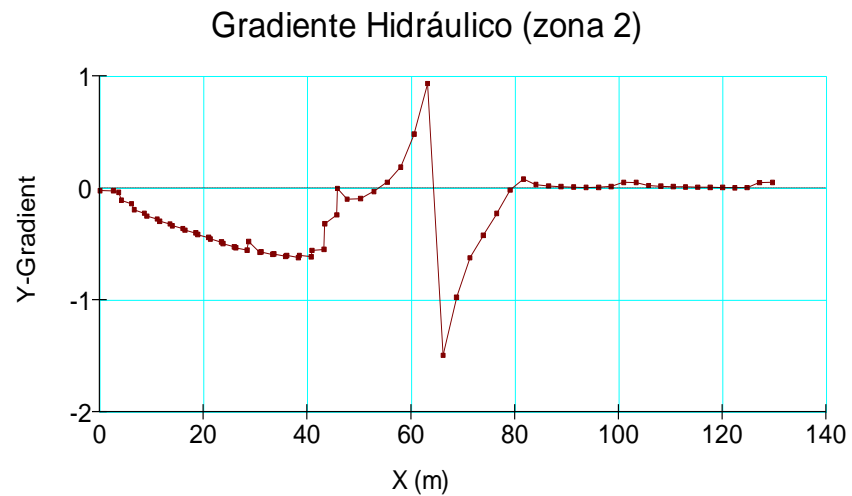
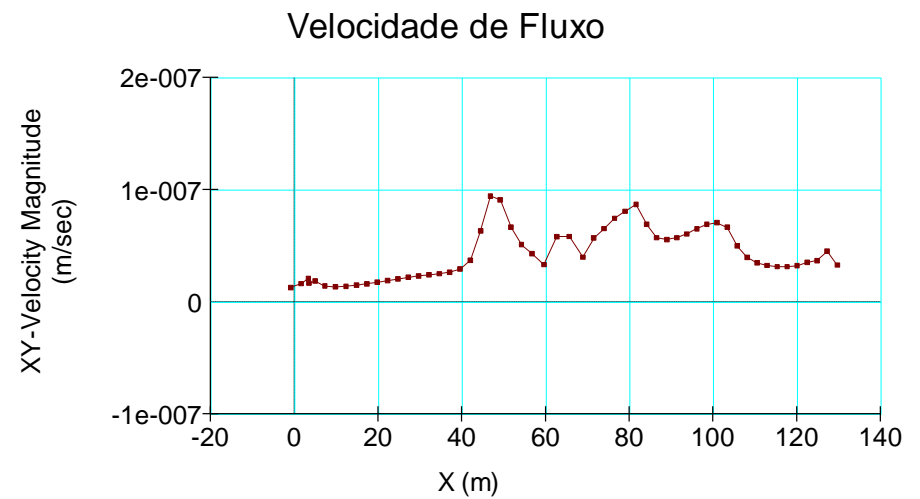
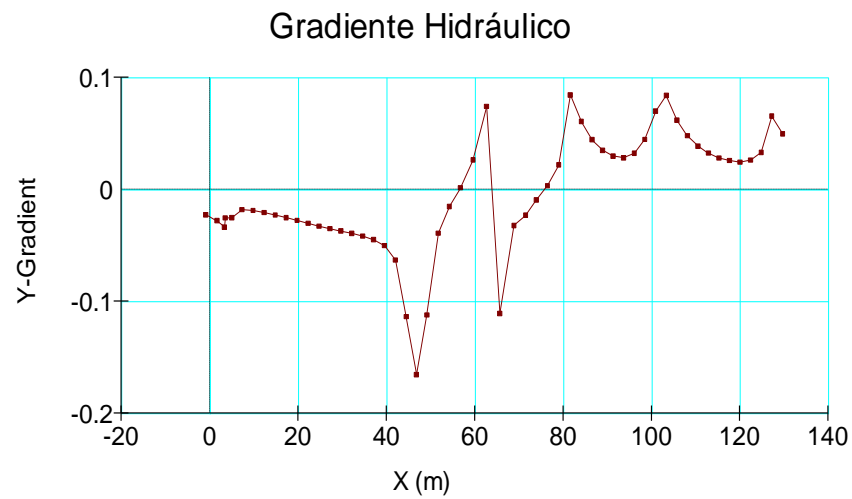


Figura A 2.45 – Caso 5: Registro gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

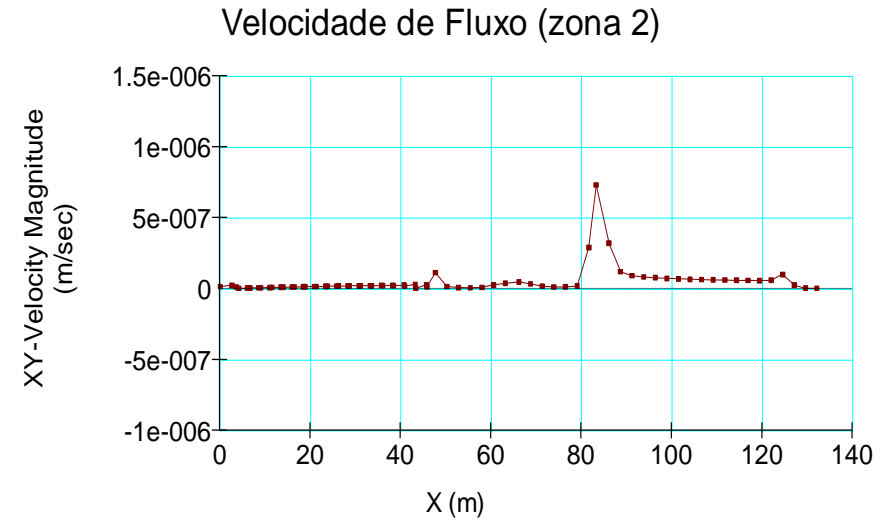
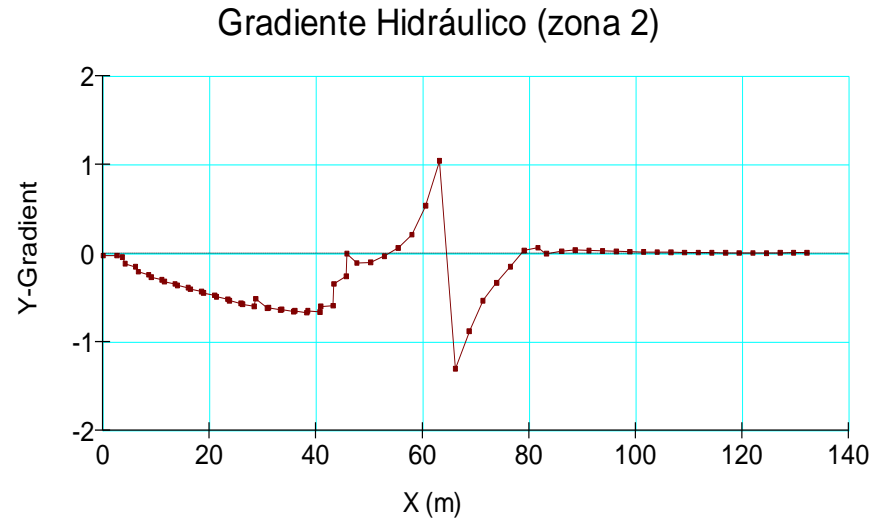
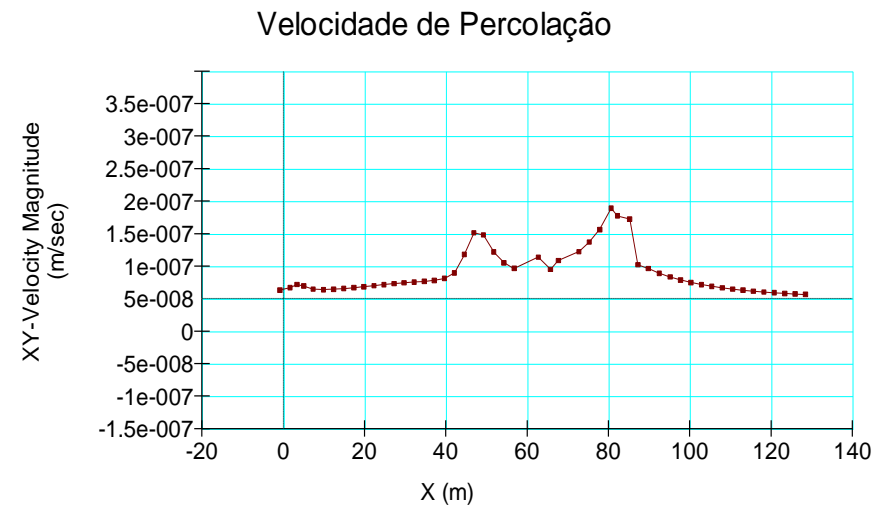
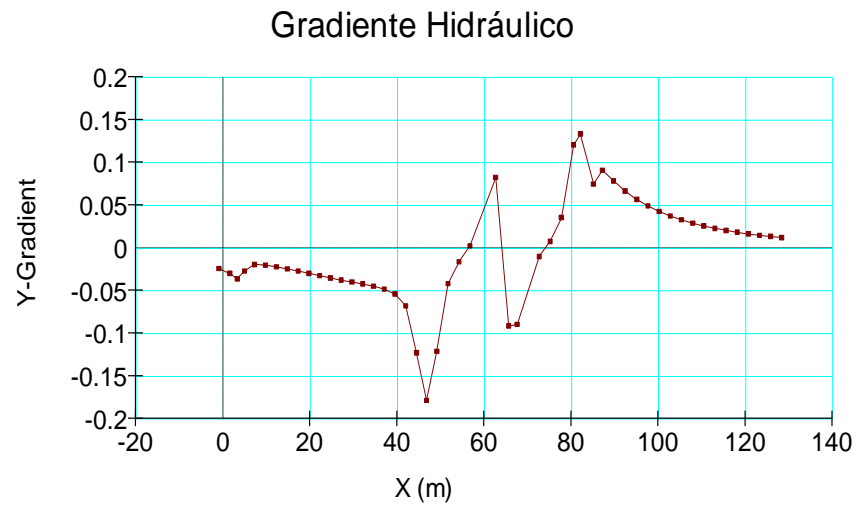


Figura A 2.46 – Caso 6: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

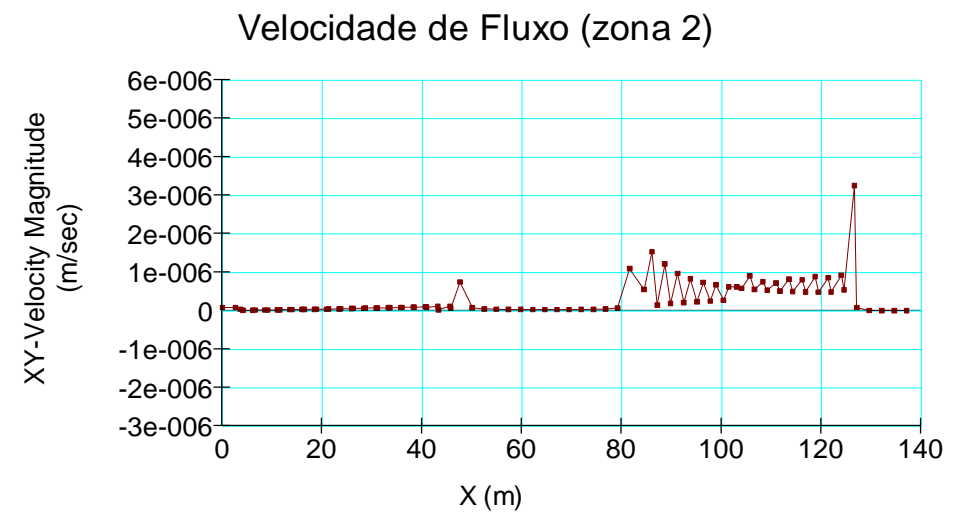
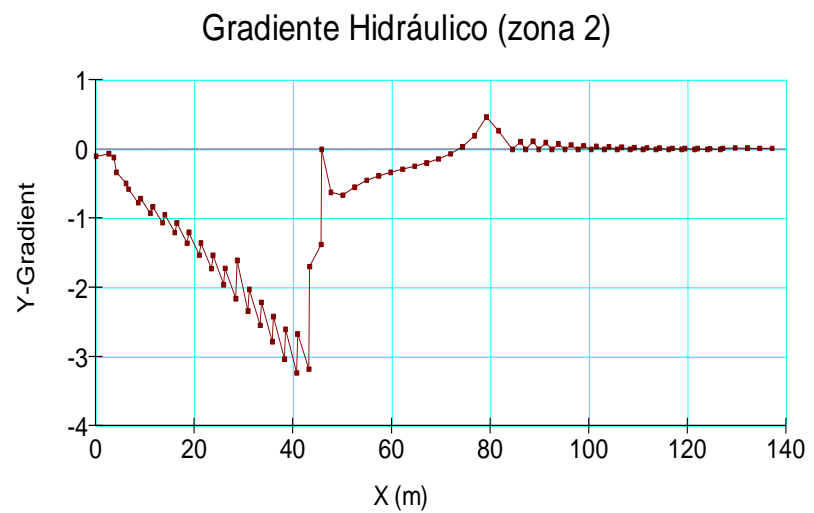
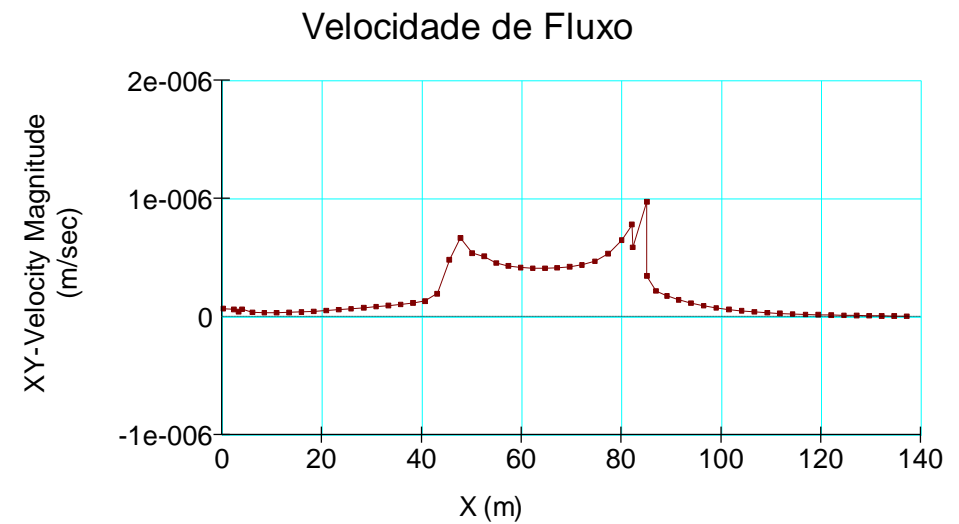
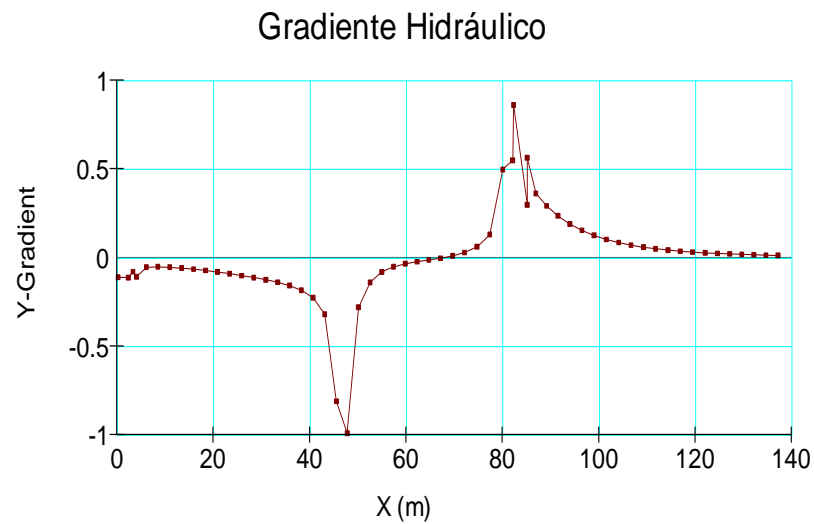


Figura A 2.47 – Caso 7: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

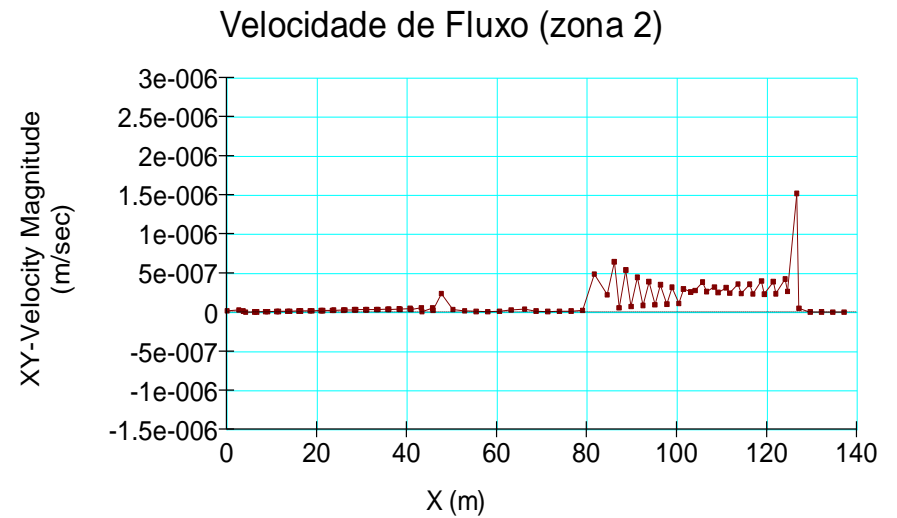
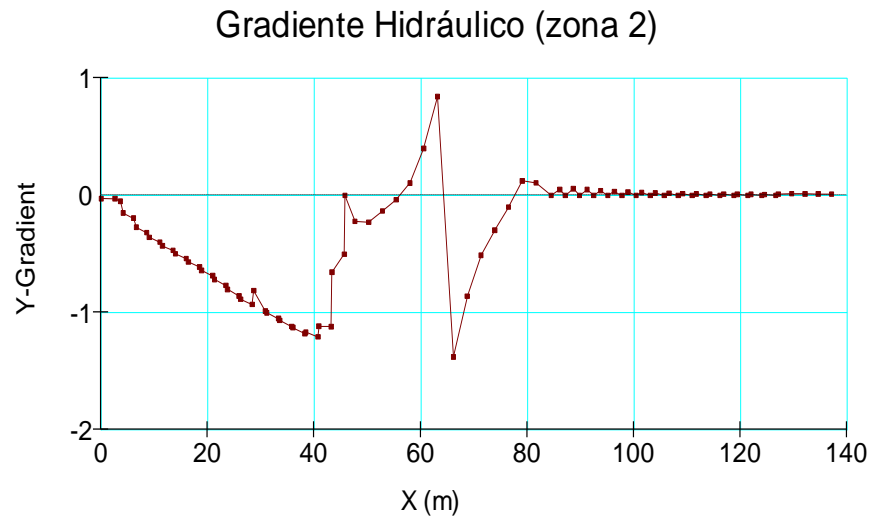
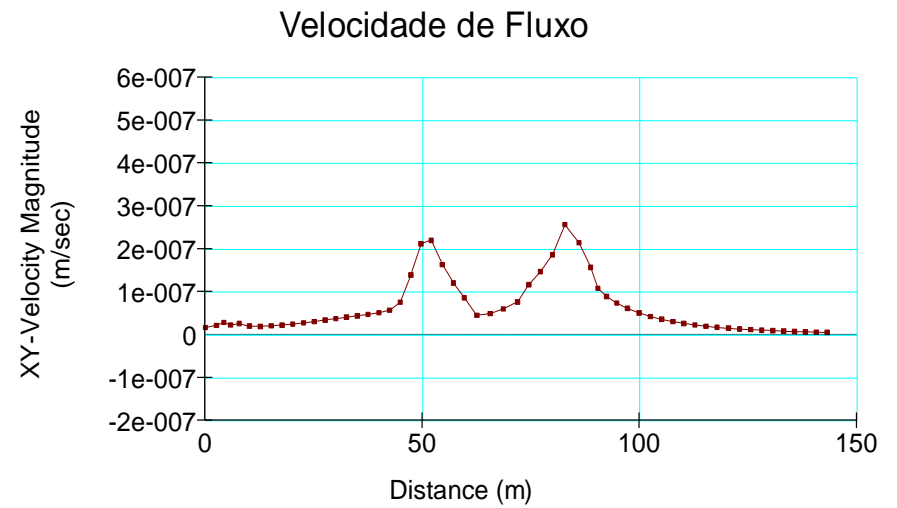
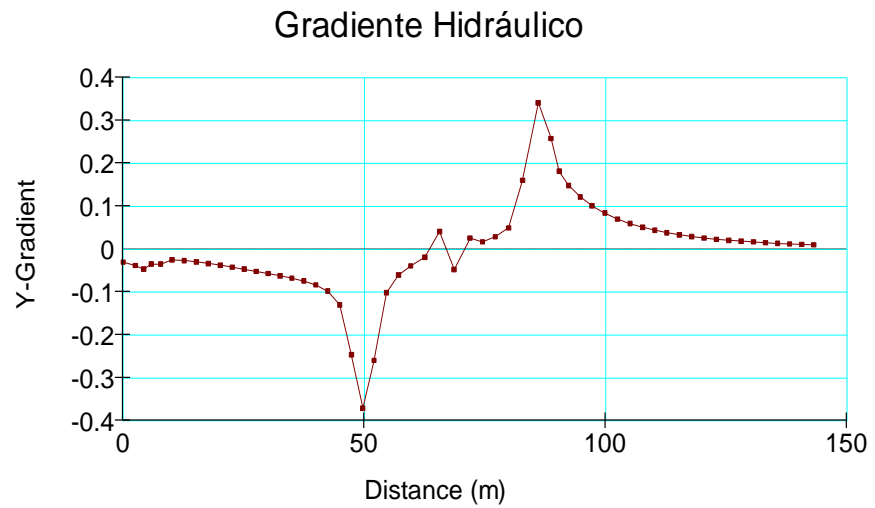


Figura A 2.48 – Caso 8: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

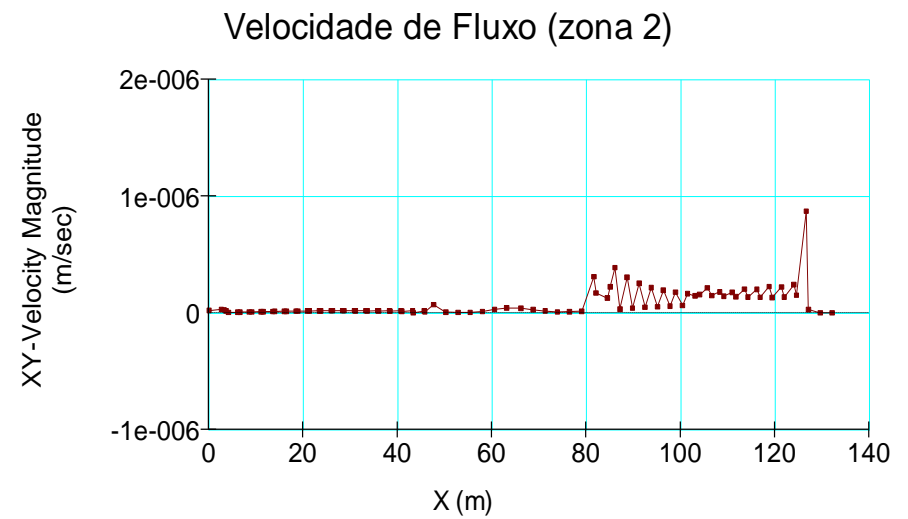
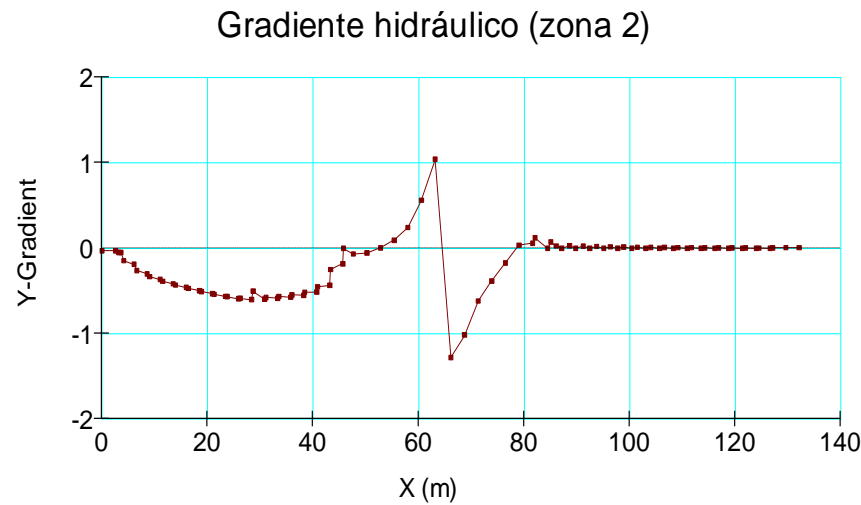
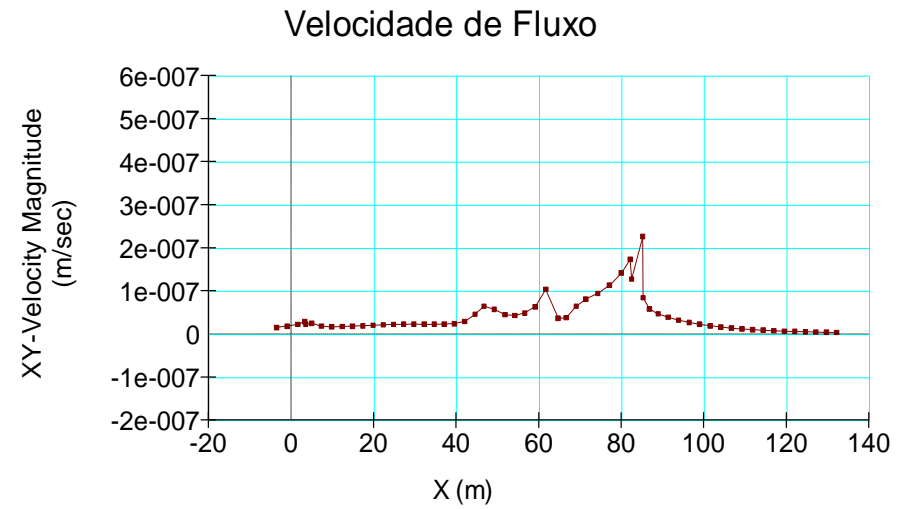
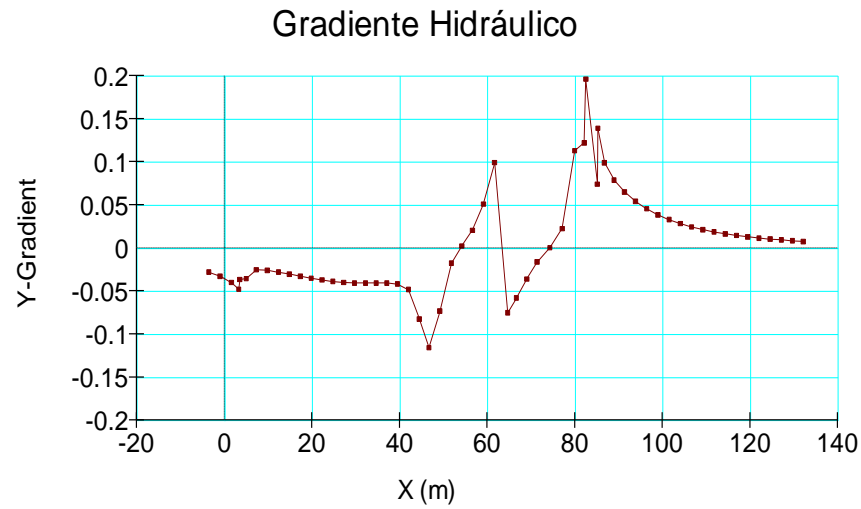


Figura A 2.49 – Caso 9: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

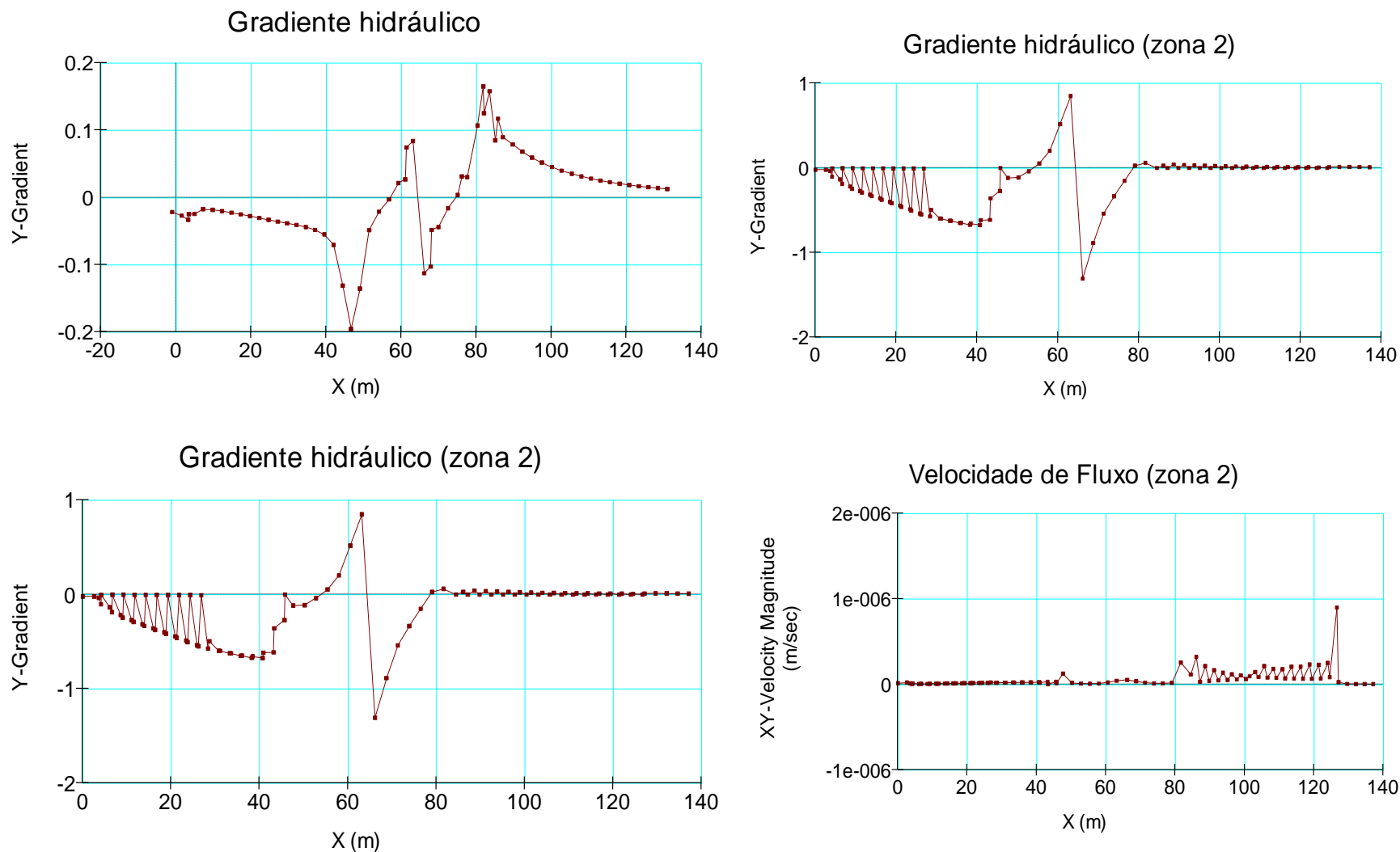


Figura A 2.50 – Caso 10: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)



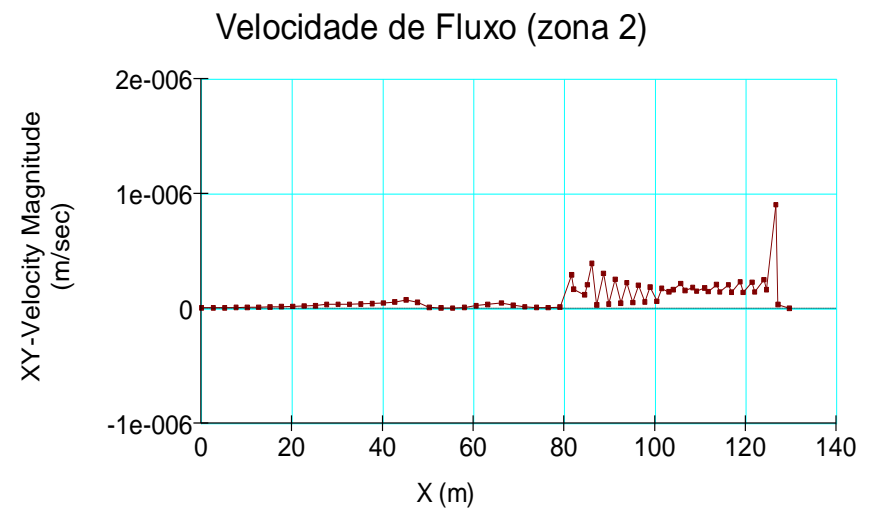
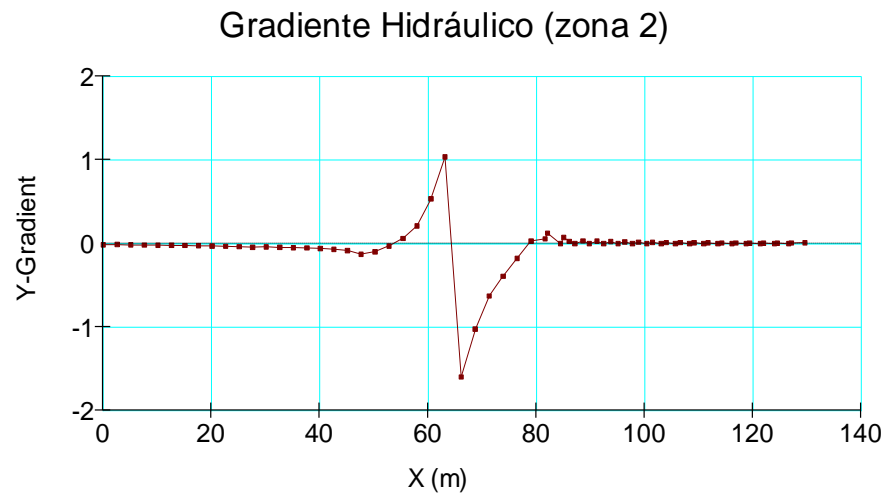
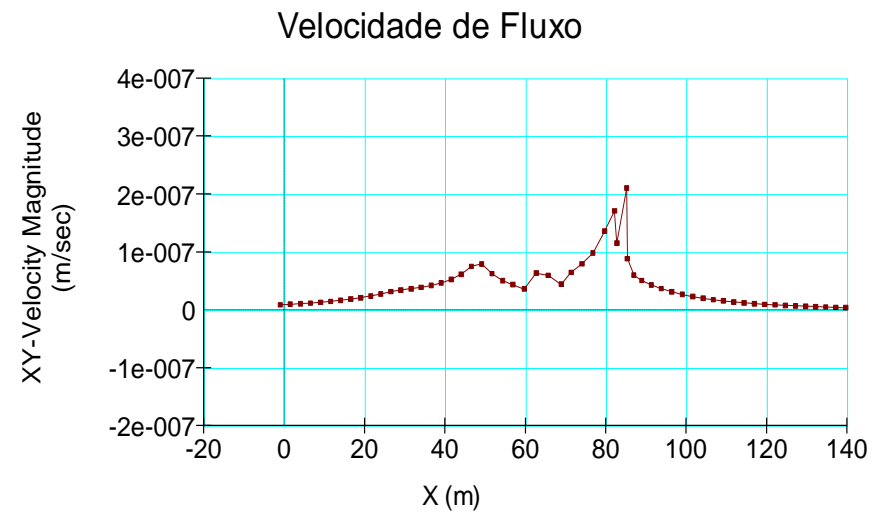
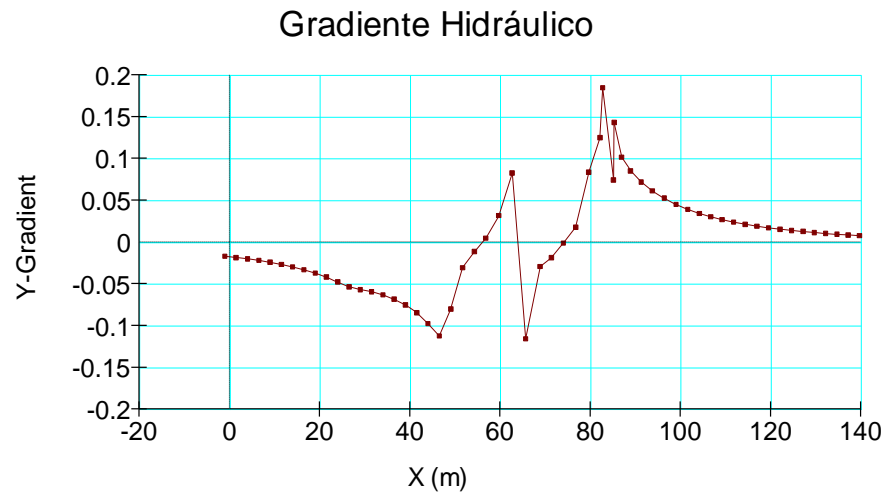


Figura A 2.51 – Caso 11: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

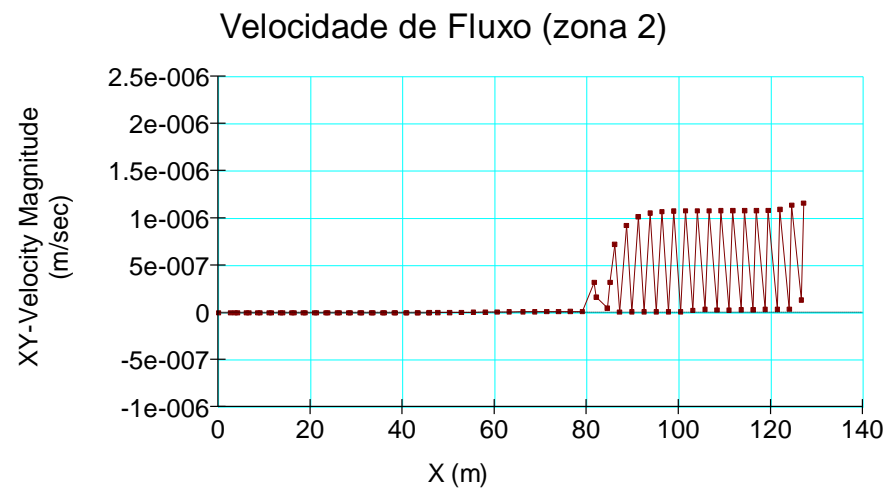
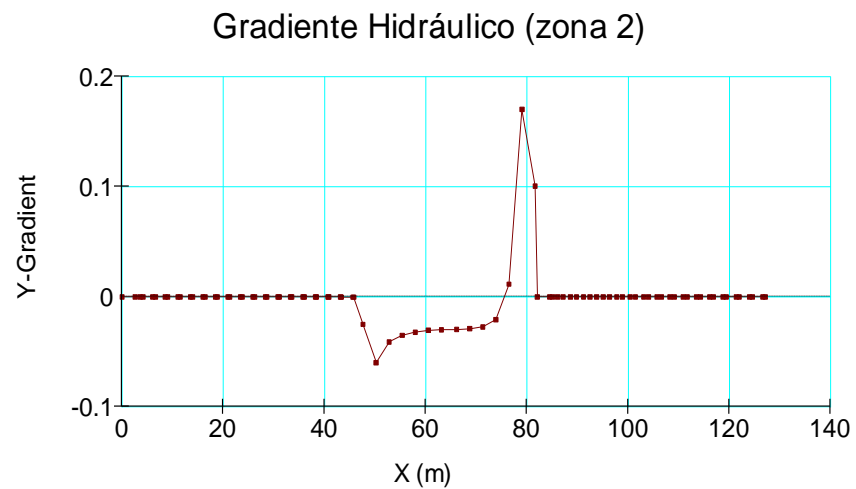


Figura A 2.52 – Caso 12: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 2

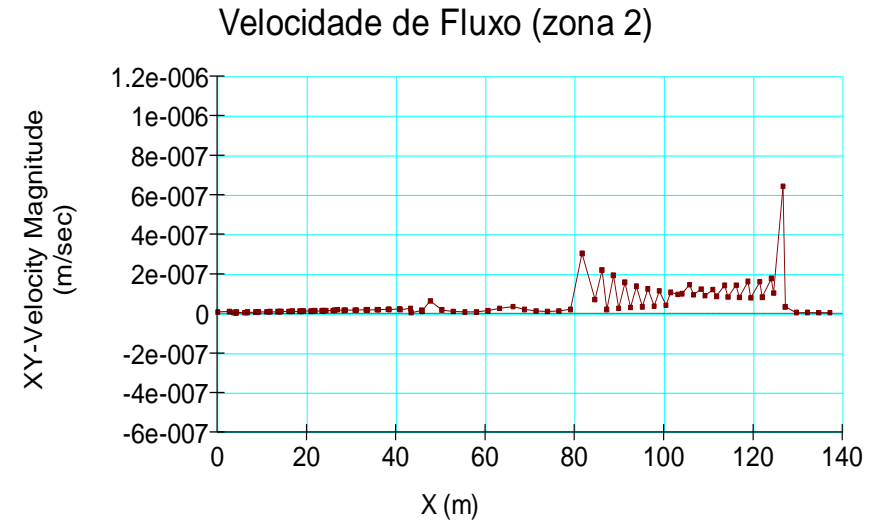
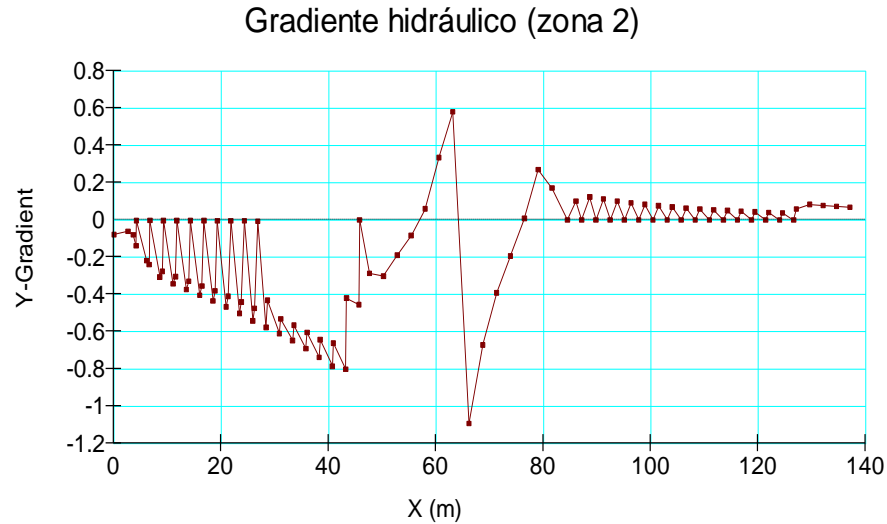
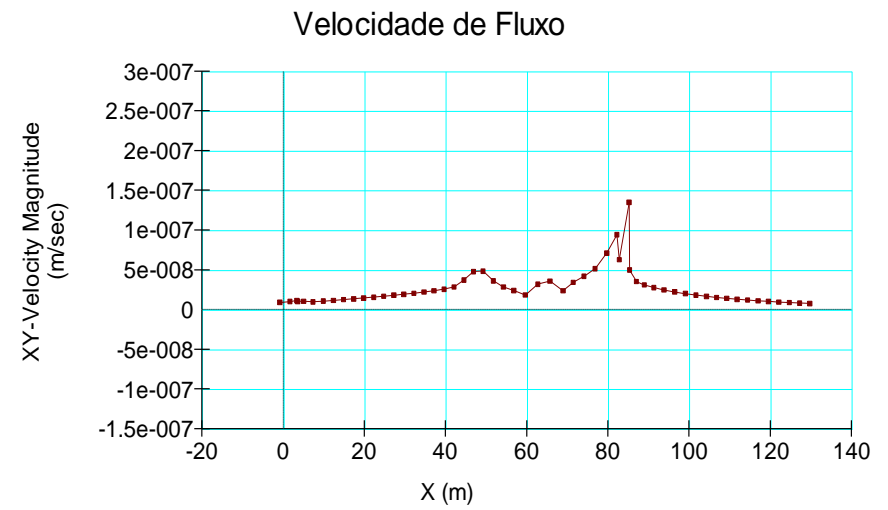
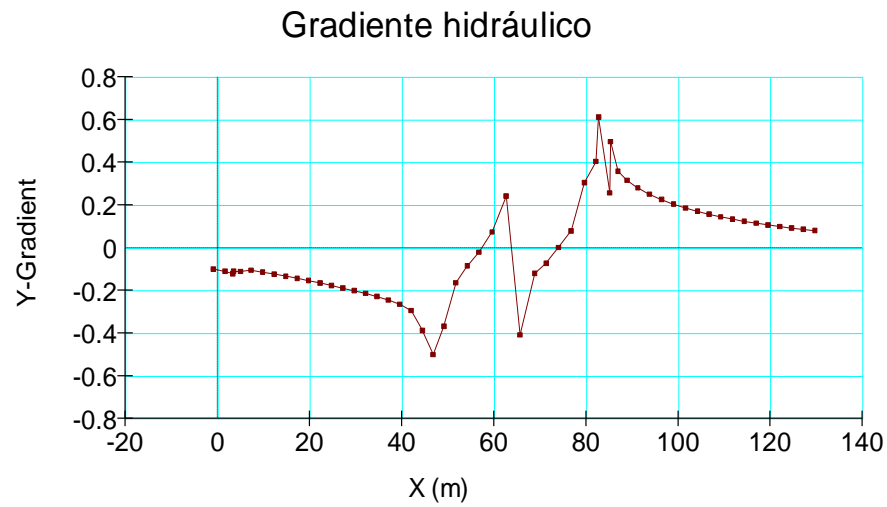


Figura A 2.53 – Caso 13 ( $K = 1,0 \times 10^{-7}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

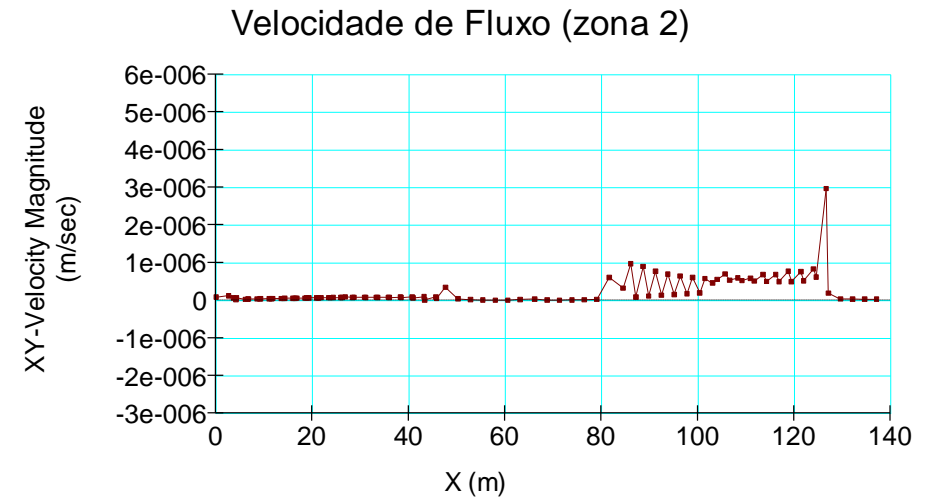
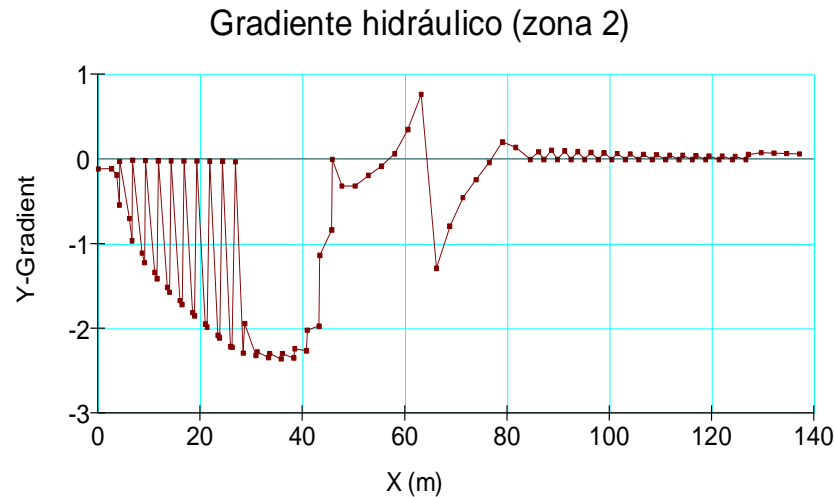
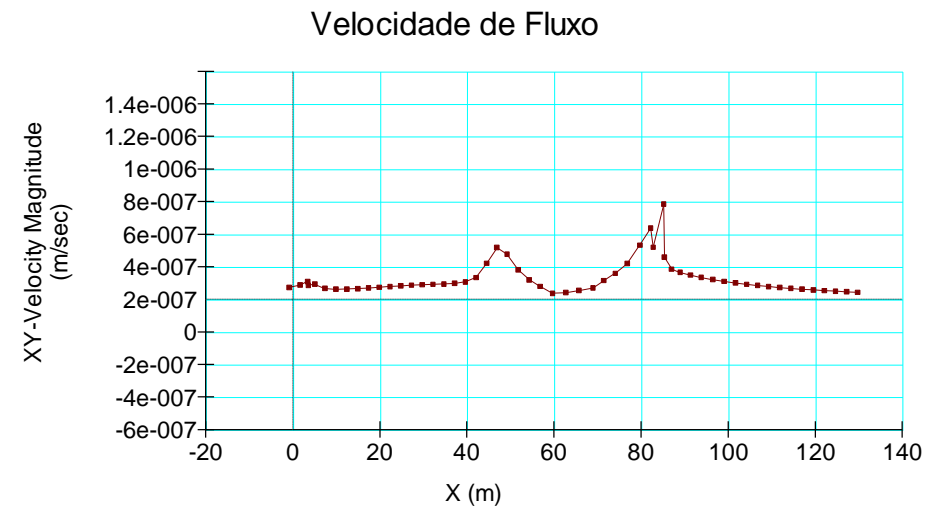
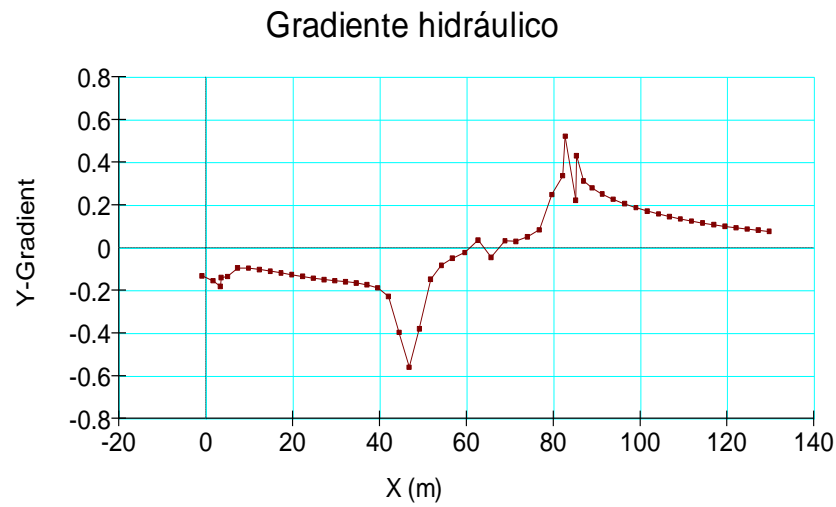


Figura A 2.54 – Caso 13 ( $K = 6,0 \times 10^{-7}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

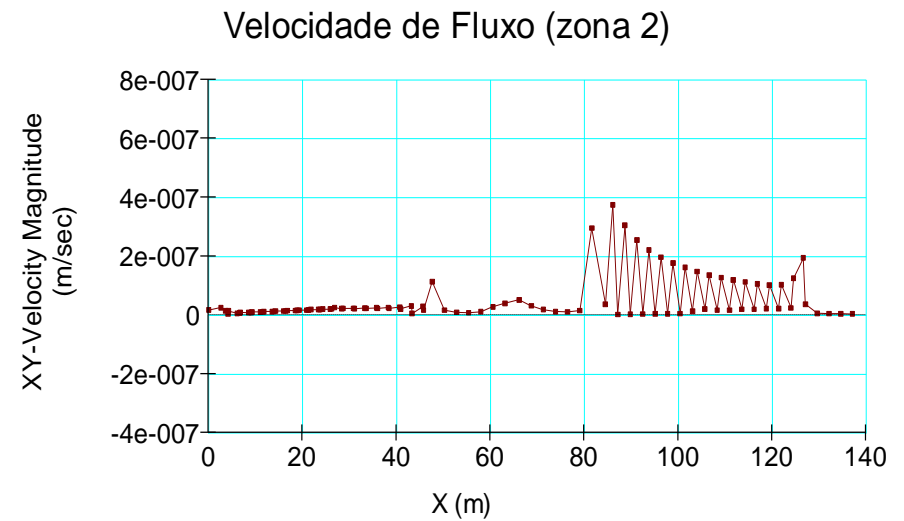
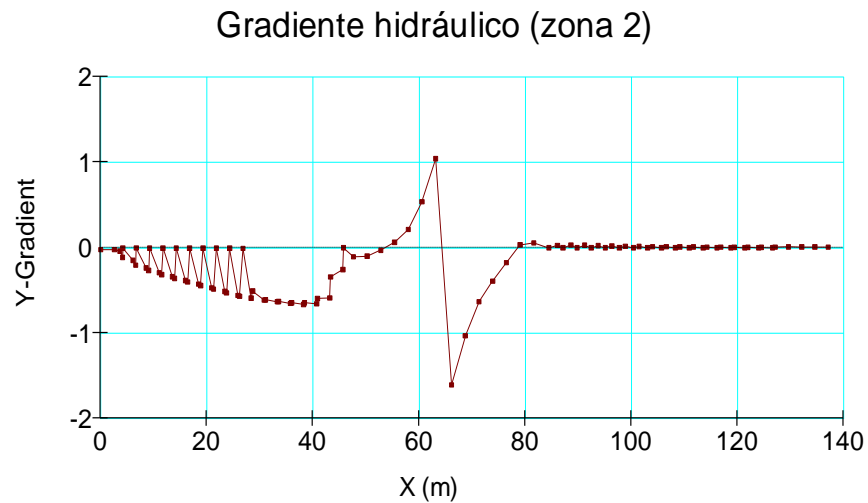
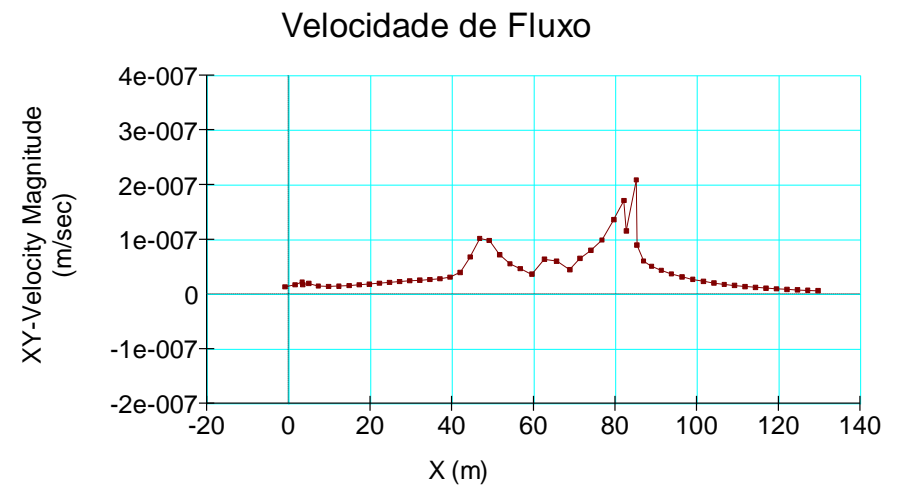
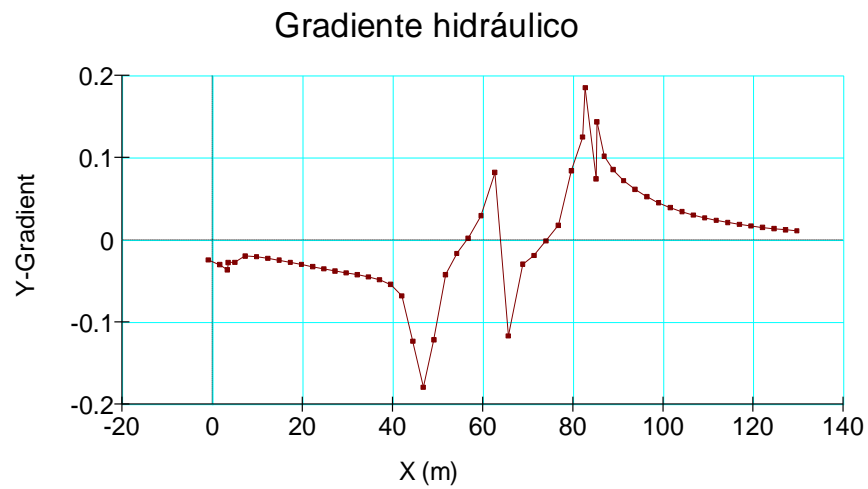


Figura A 2.55 – Caso 14 (aumento da k dos filtros): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

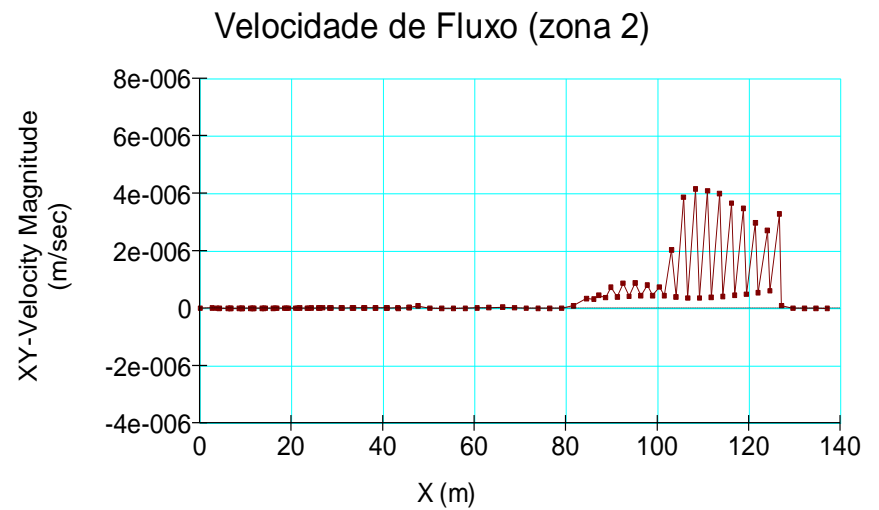
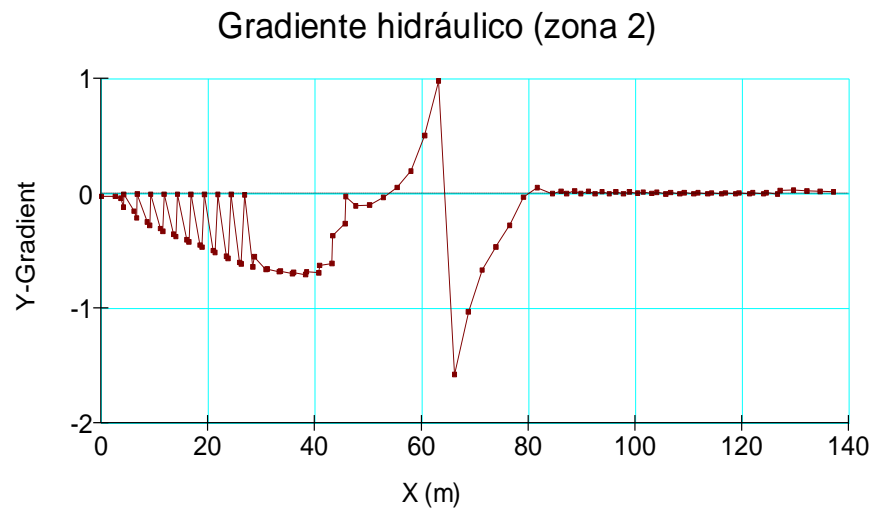
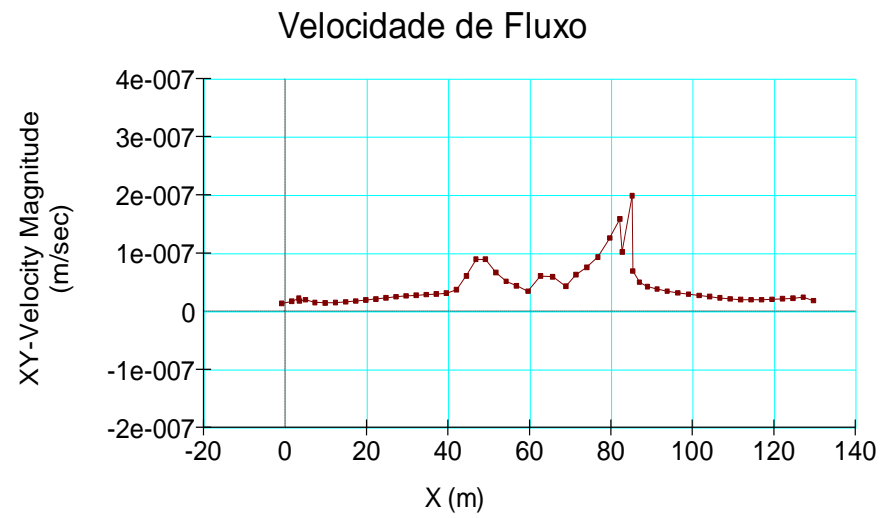
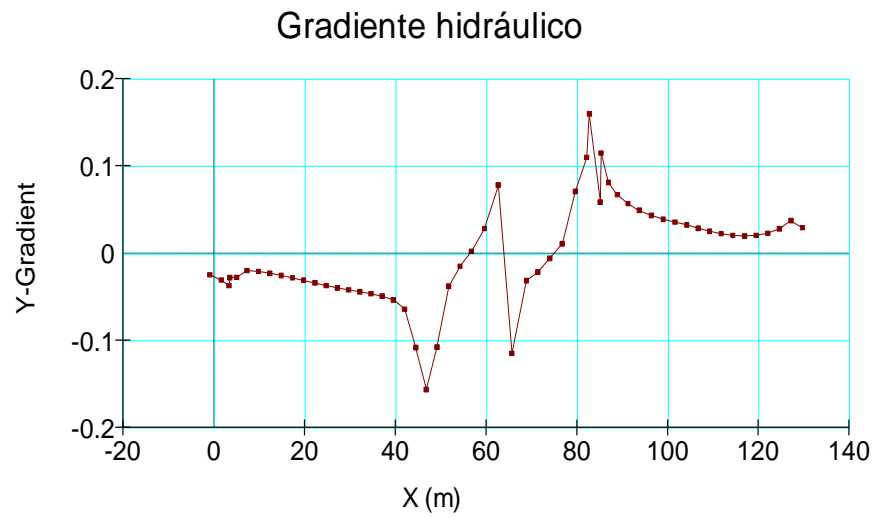


Figura A 2.56 – Caso 14 (diminuição da k dos filtros): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

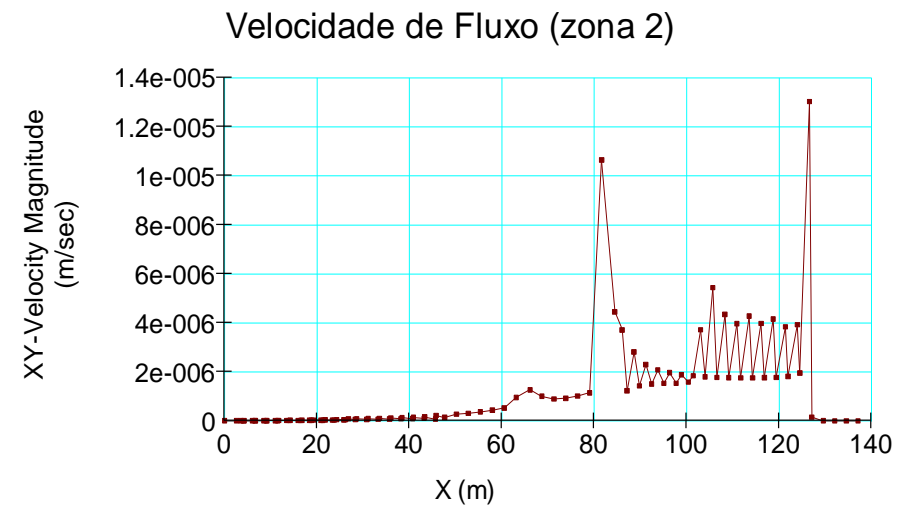
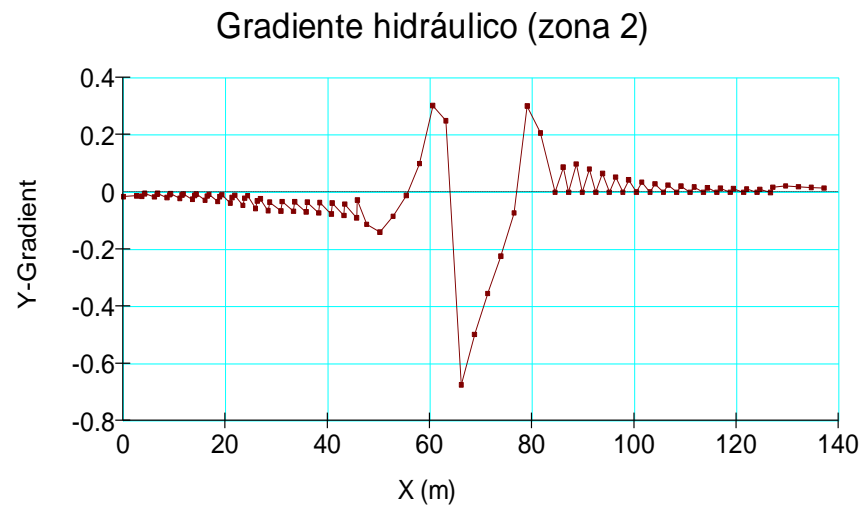
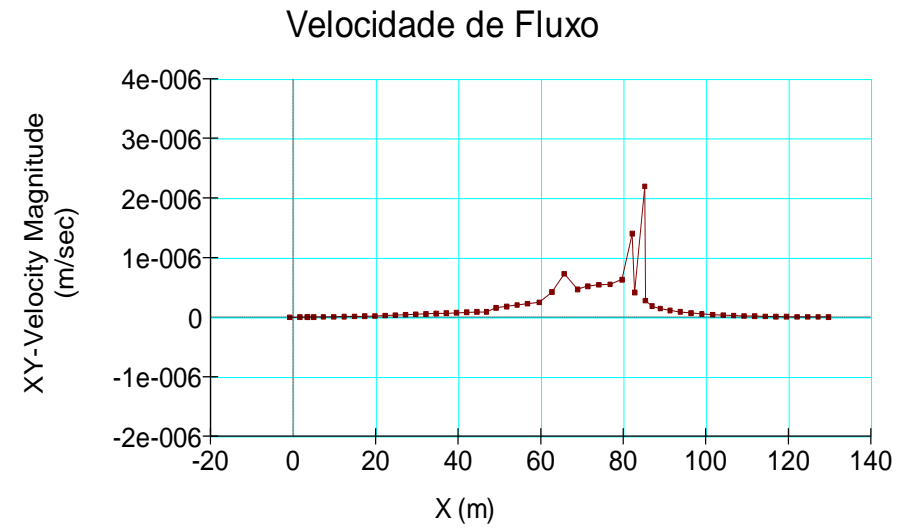
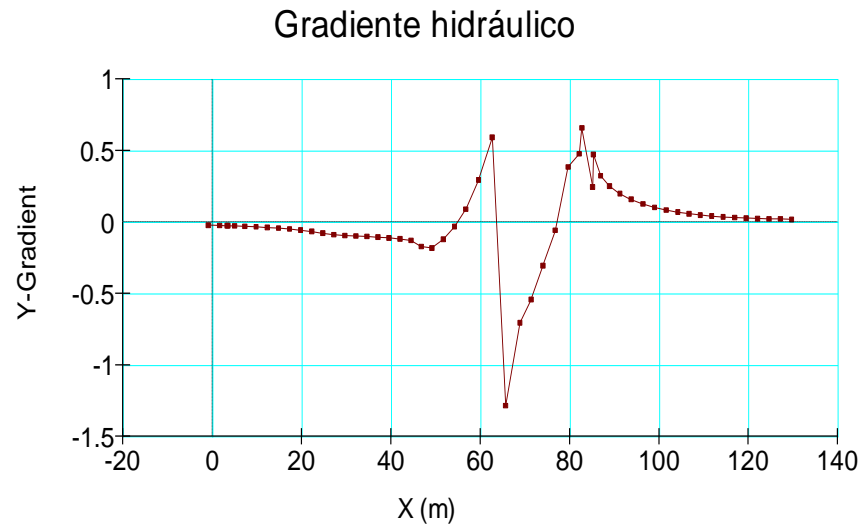


Figura A 2.57 – Caso 15 (aumento da k no núcleo): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

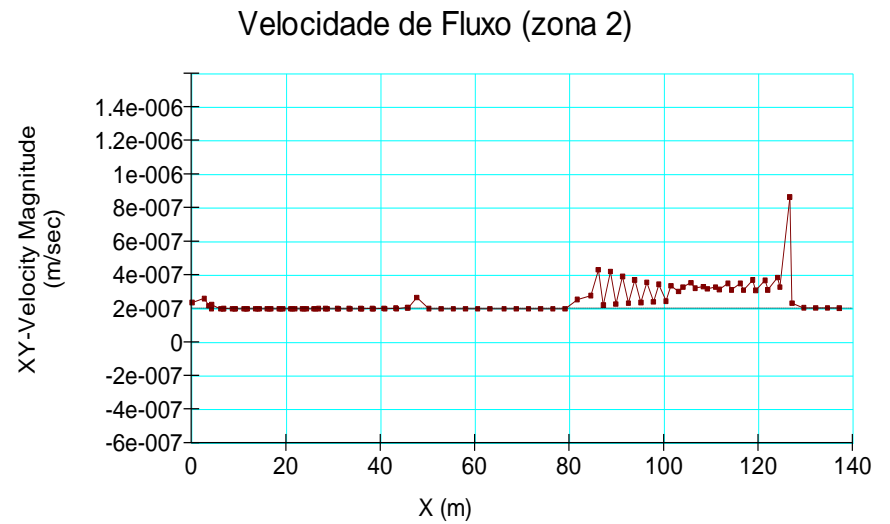
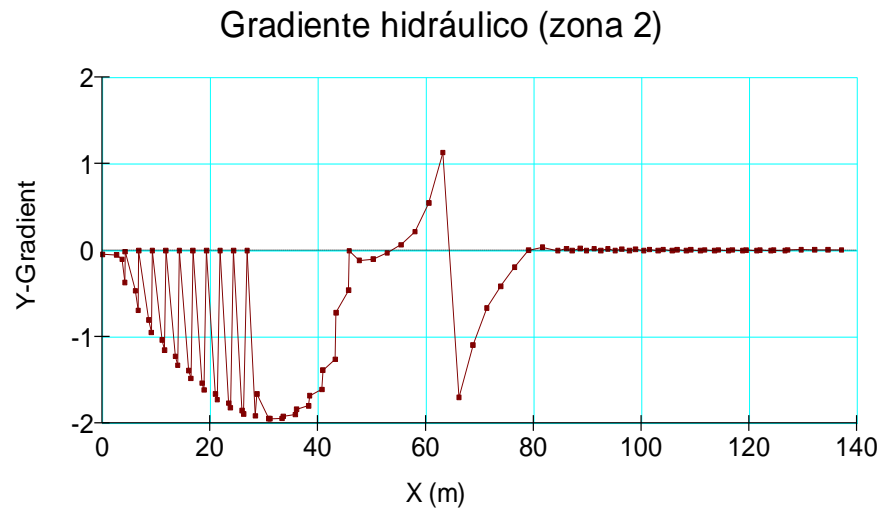
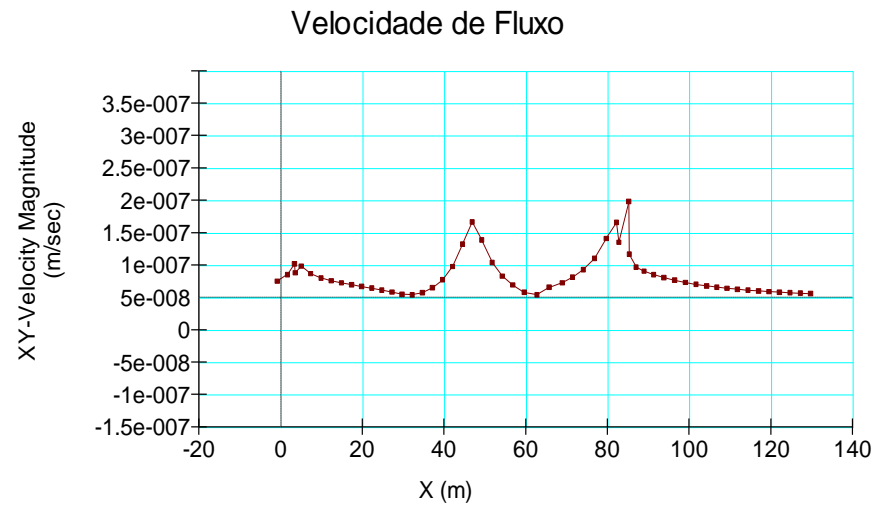
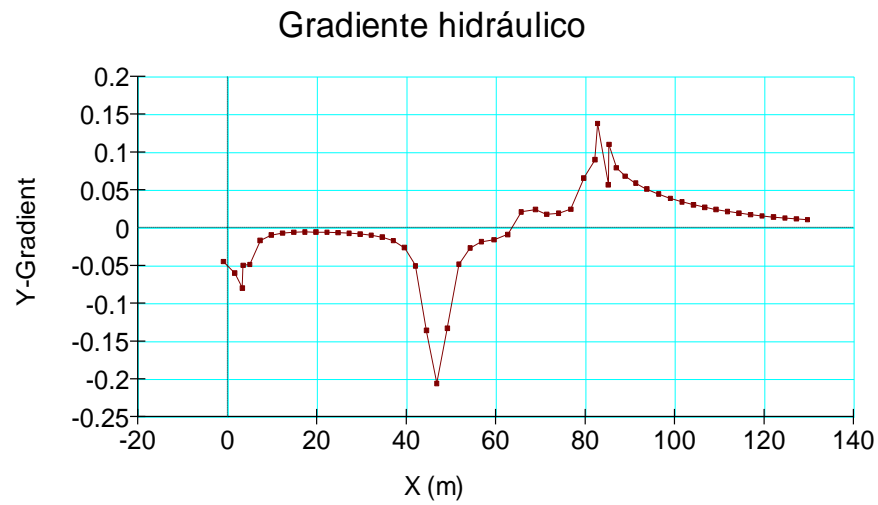


Figura A 2.58 – Caso 15 (diminuição da k no núcleo): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)



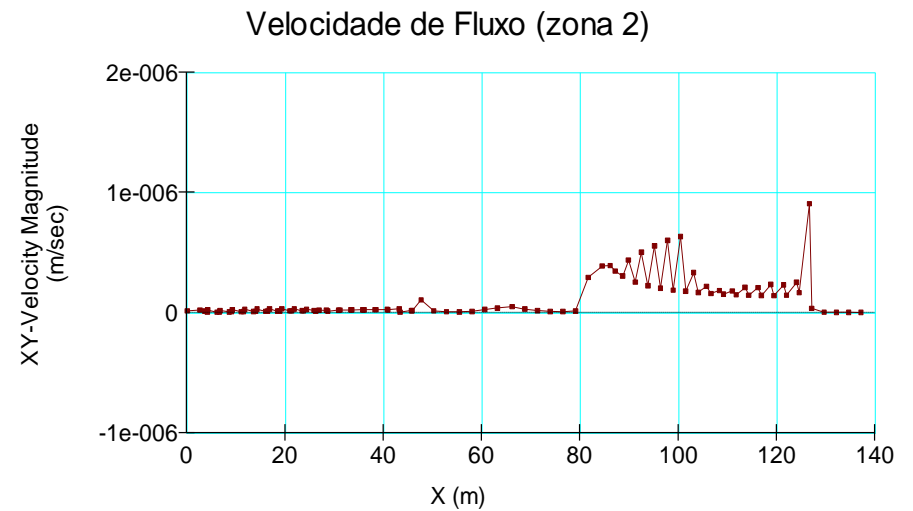
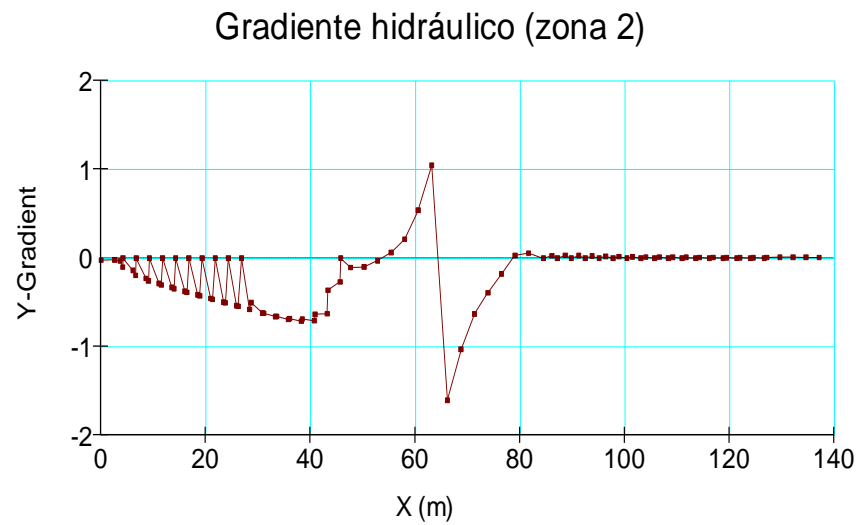
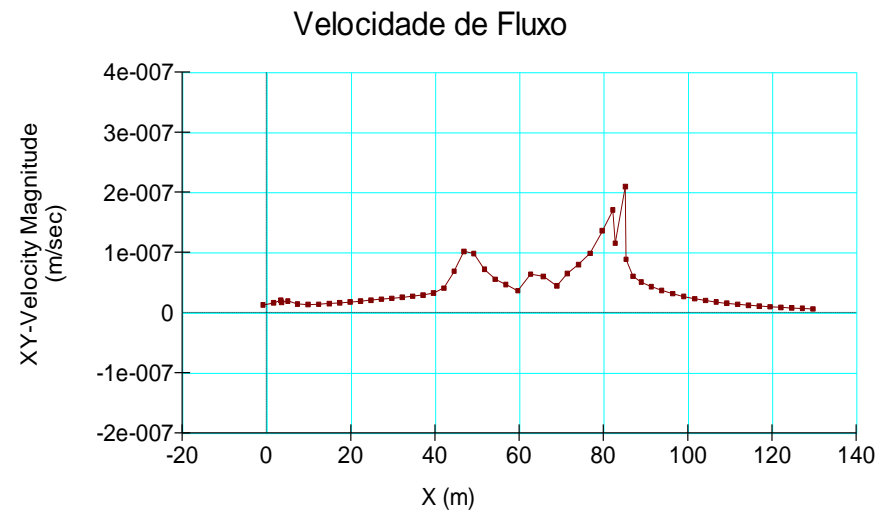
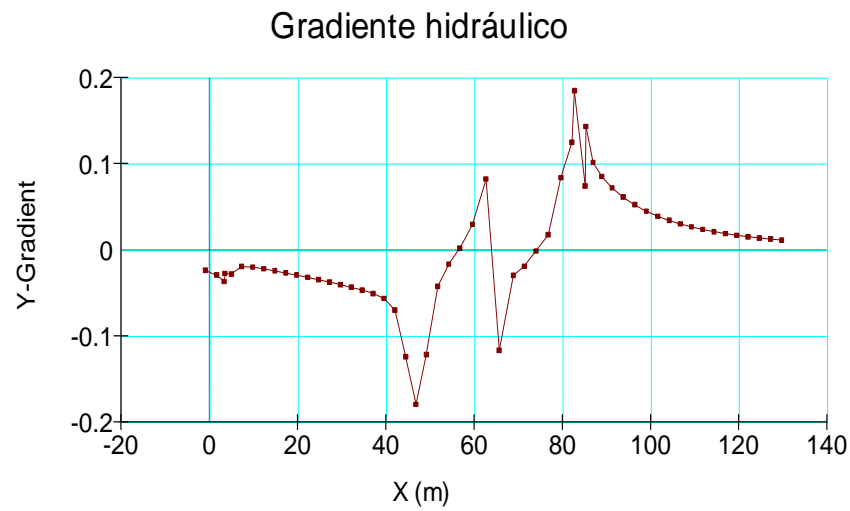


Figura A 2.59 – Caso 16 (aumento da  $k$  nos maciços de transição): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

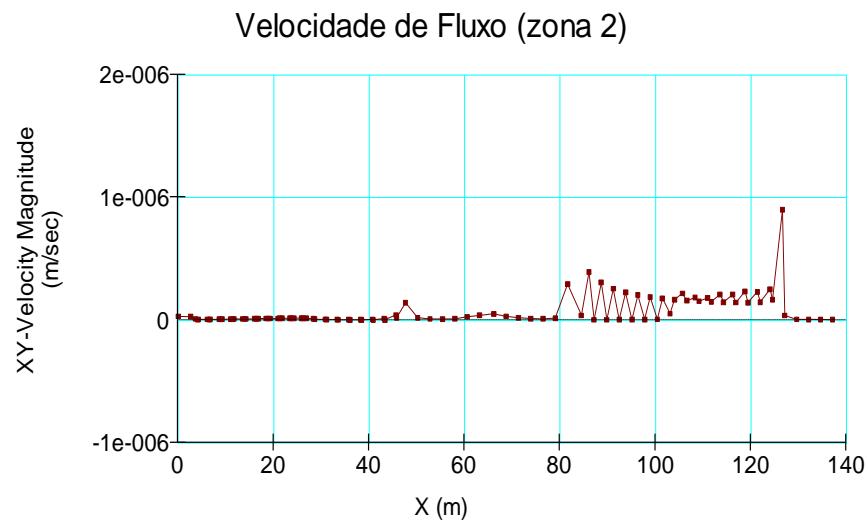
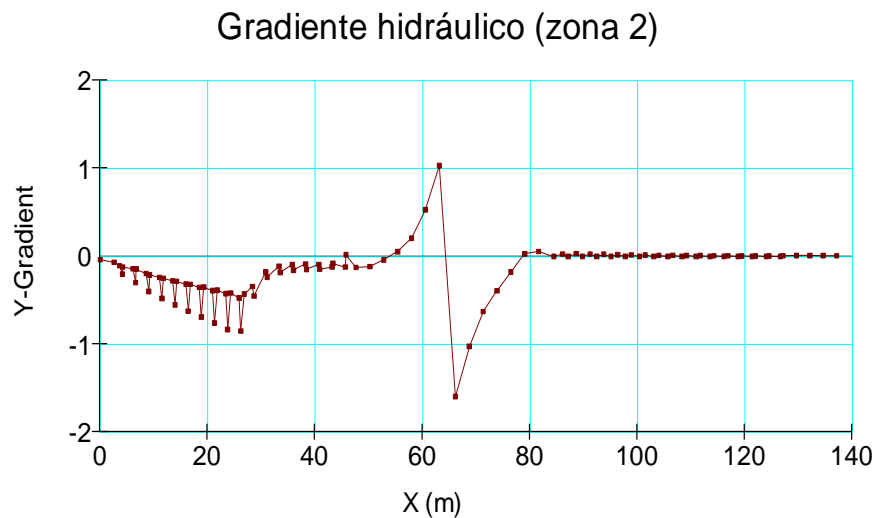
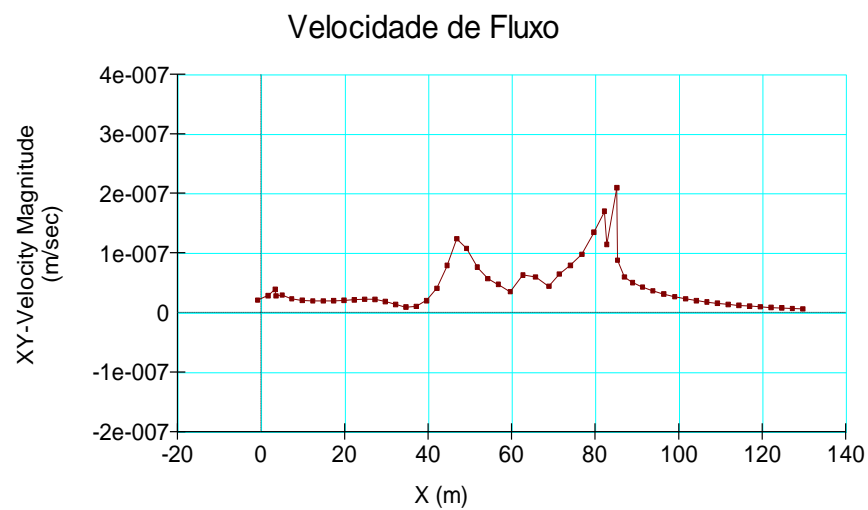
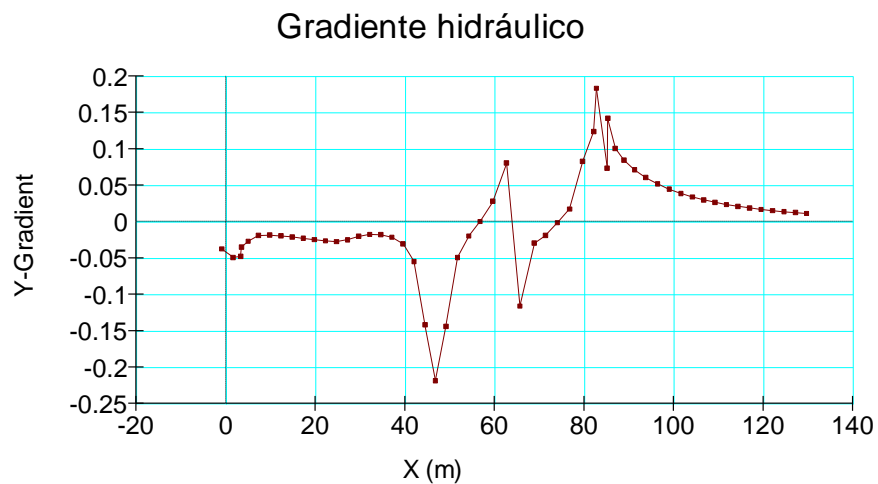


Figura A 2.60 – Caso 16 (diminuição da k nos maciços de transição): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

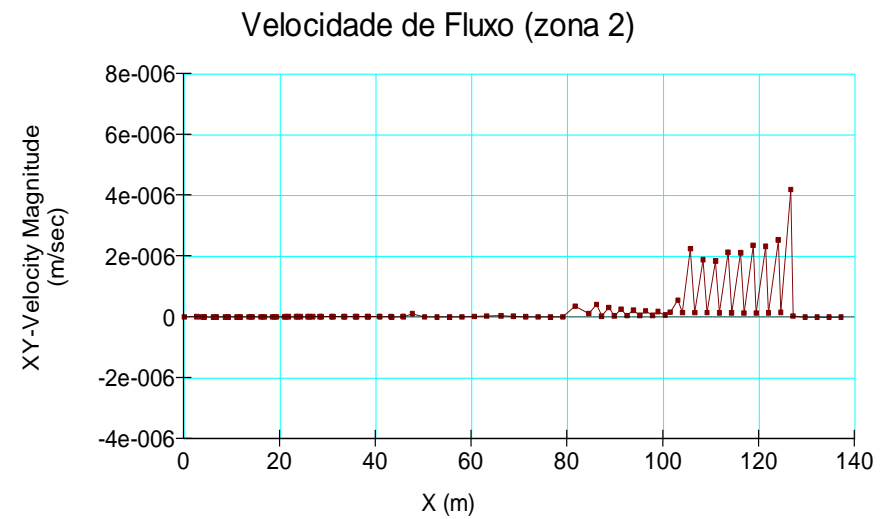
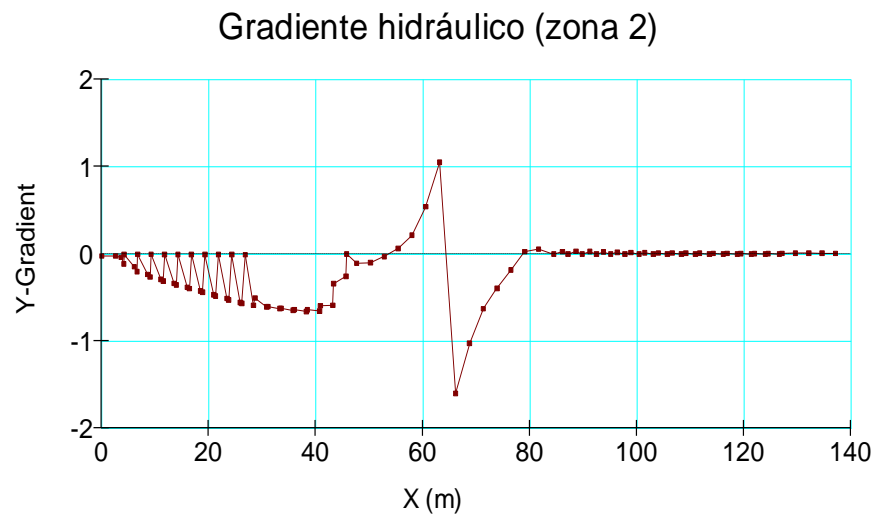
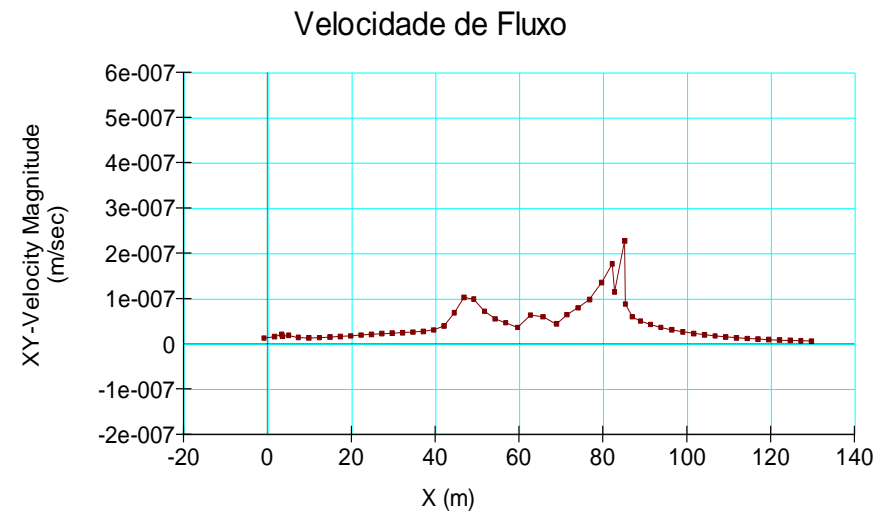
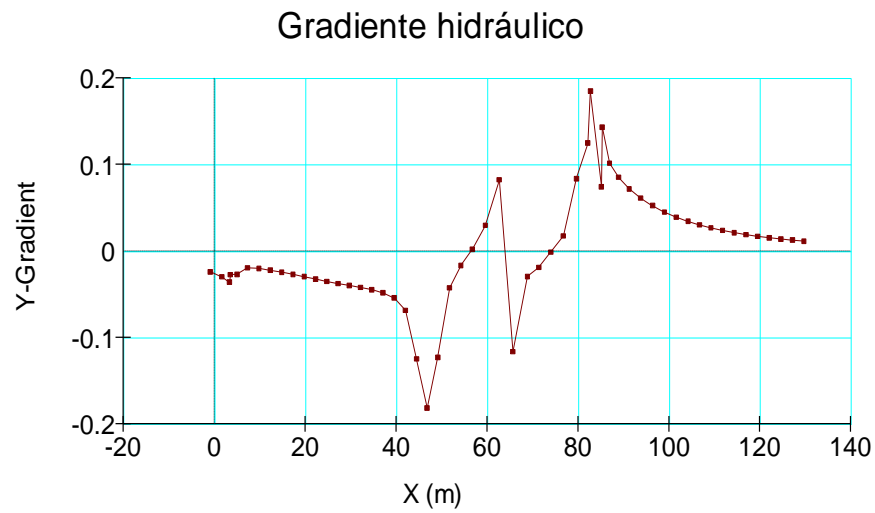


Figura A 2.61 – Caso 17 (aumento da k nos enrocamentos): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

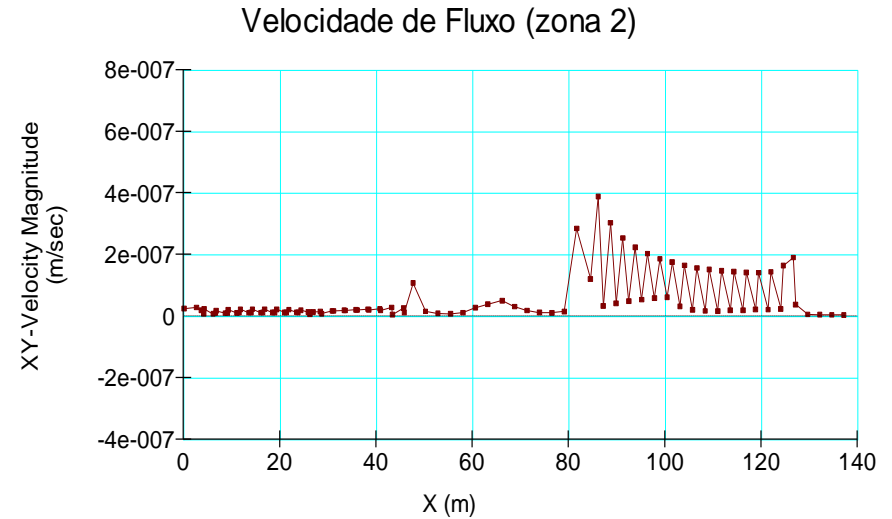
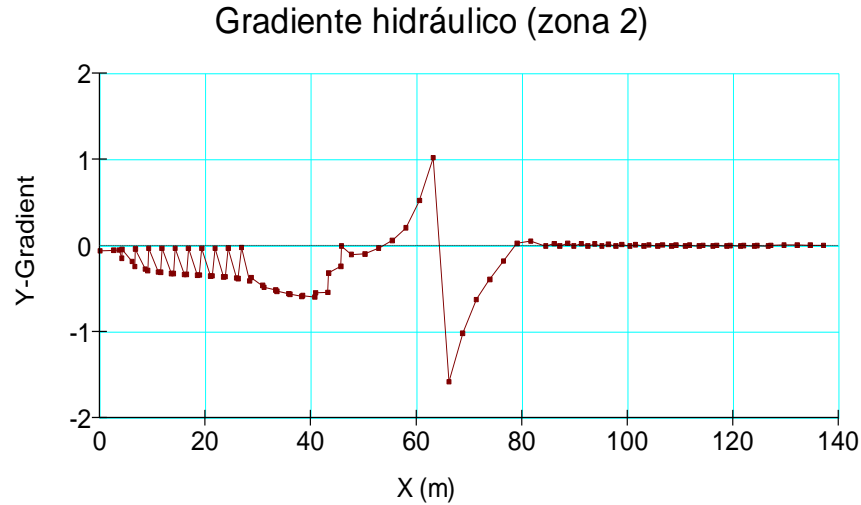
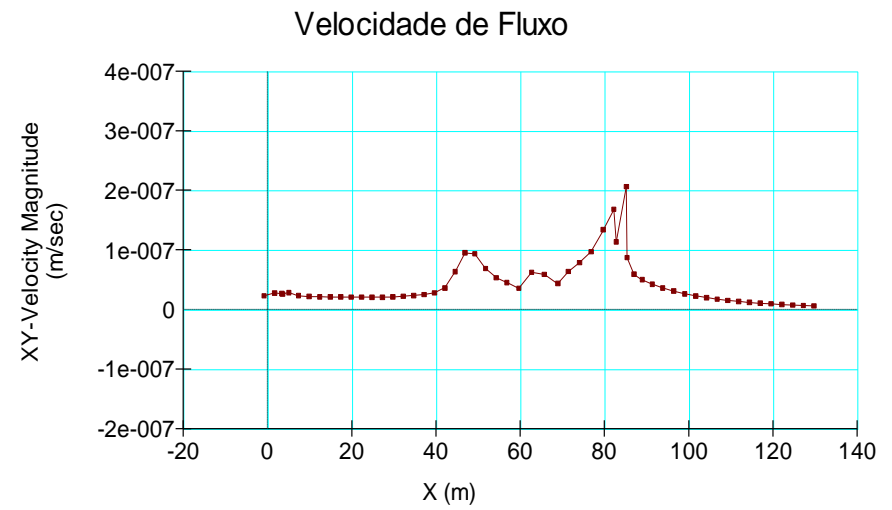
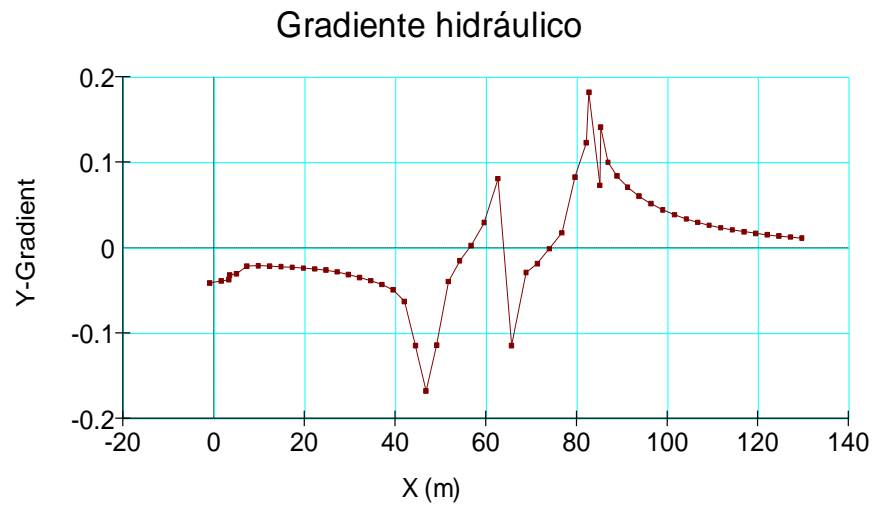


Figura A 2.62 – Caso 17 (diminuição da k nos enrocamentos): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

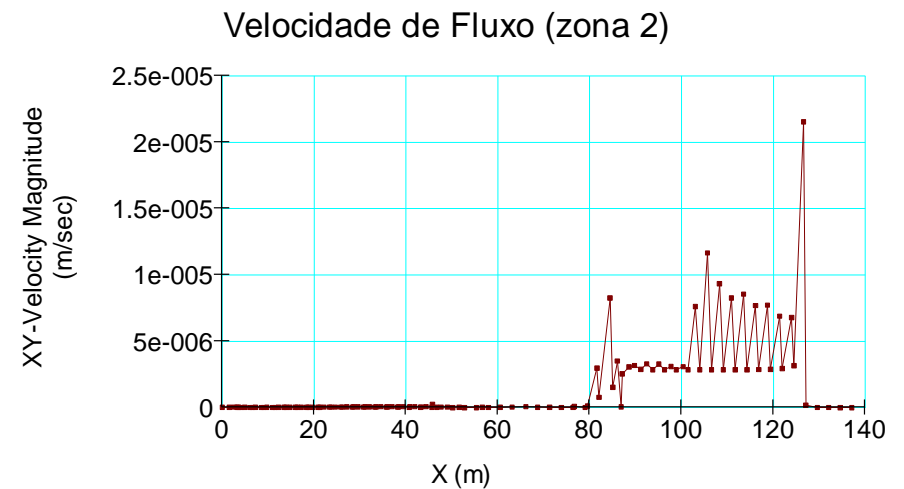
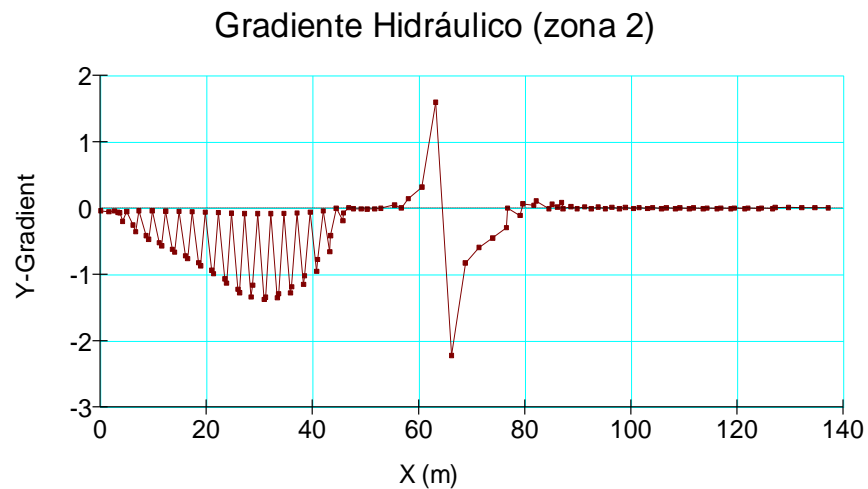
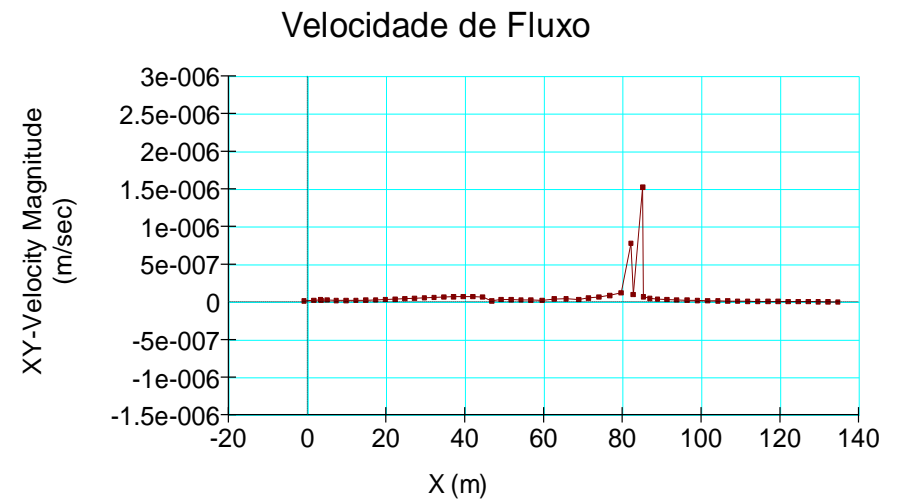
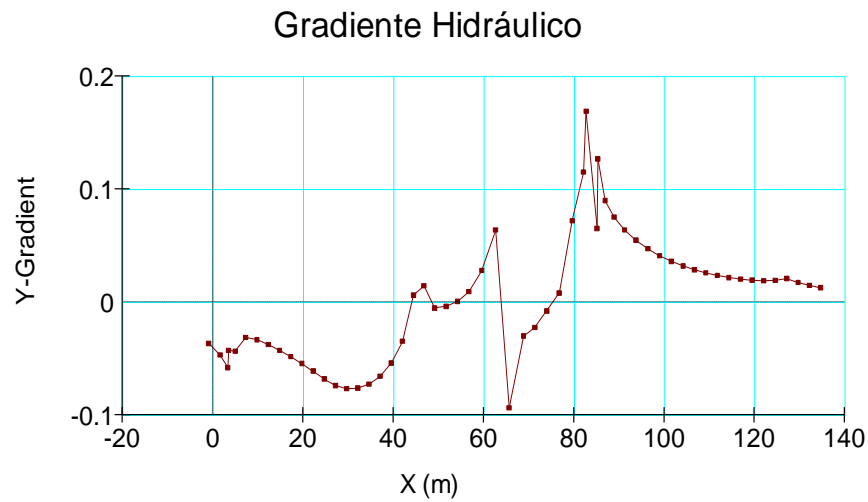


Figura A 2.63 – Caso 18 (alínea a – Heterogeneidades no núcleo (preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

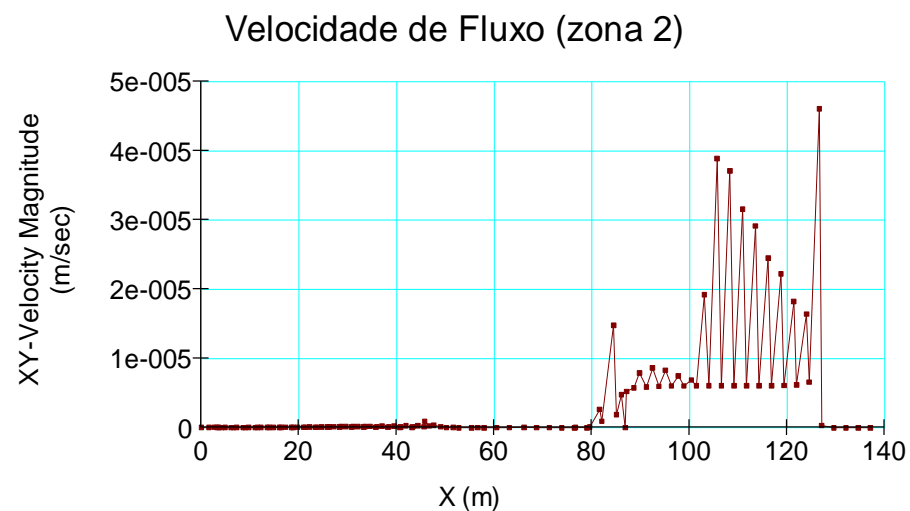
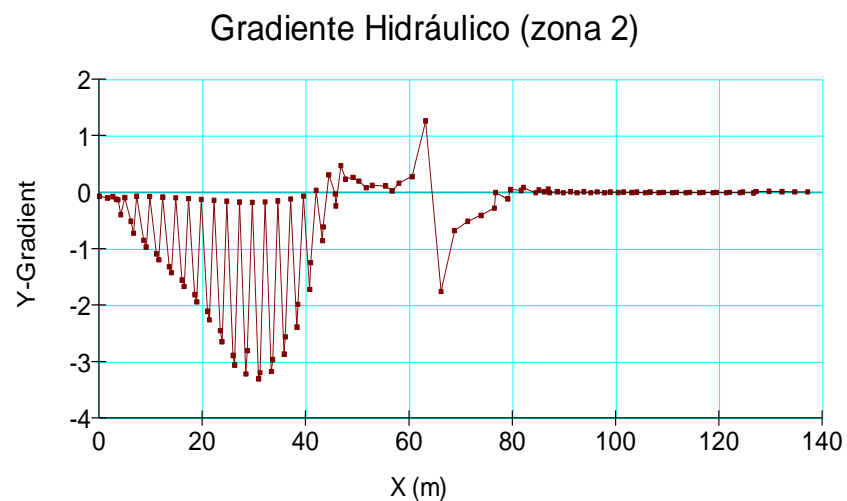
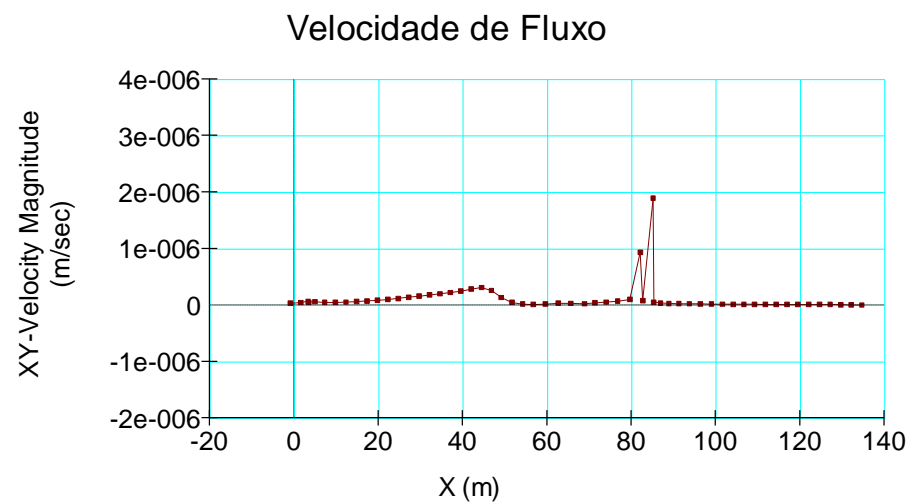
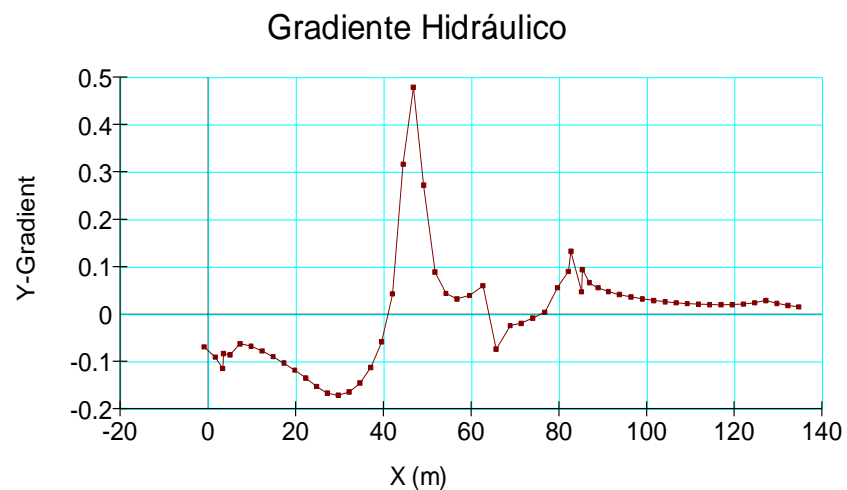


Figura A 2.64 – Caso 18 (alínea a – Heterogeneidades no núcleo (preenchido com  $k=2.76E^{-4}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

Versão para Discussão

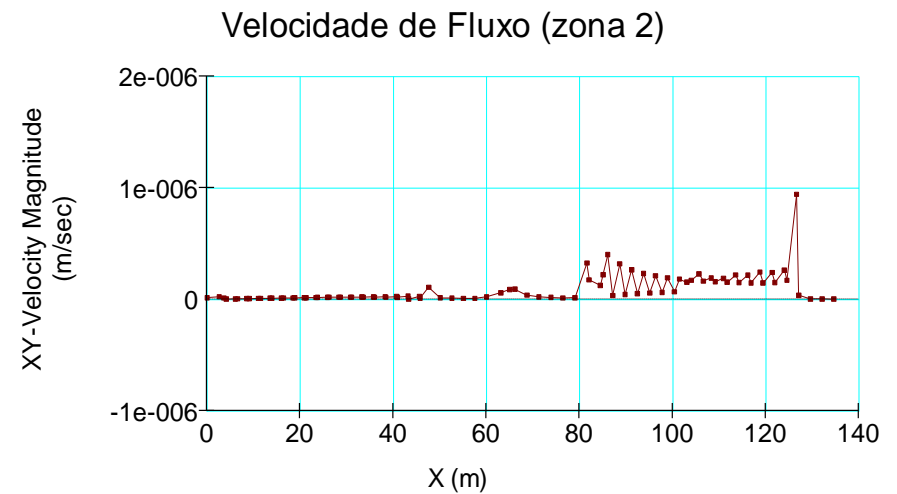
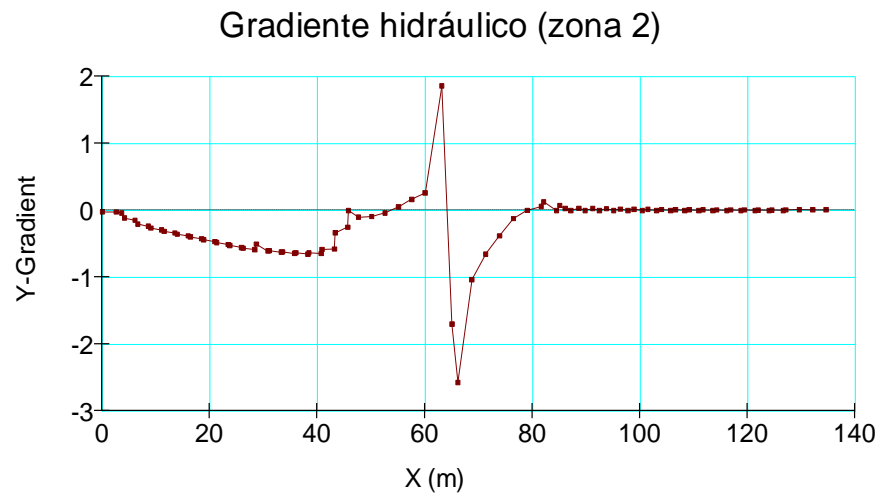
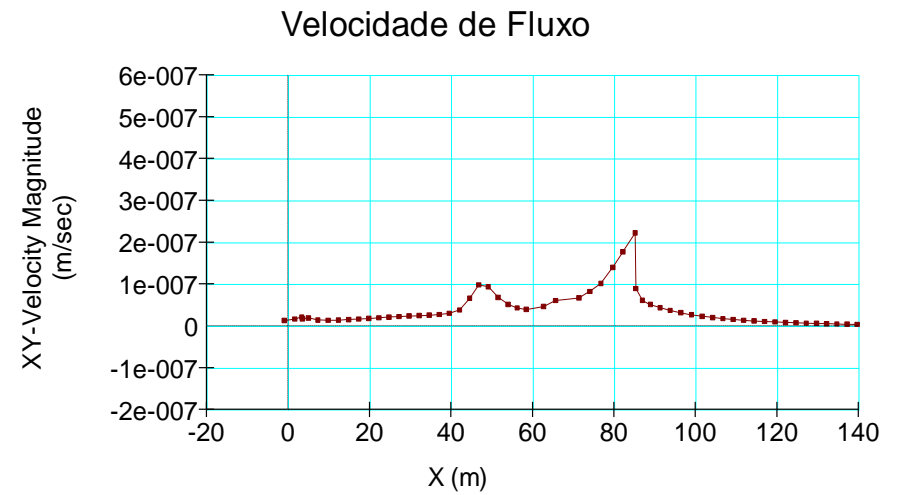
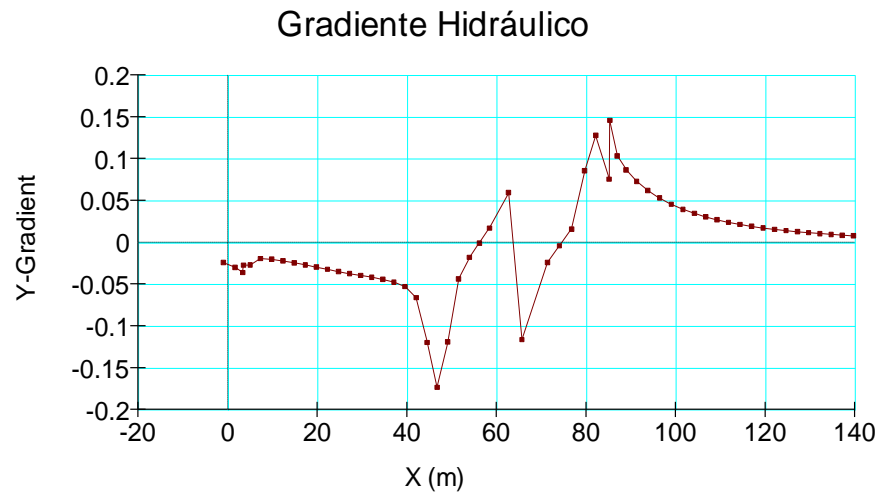


Figura A 2.65 – Caso 18 (alínea b) – Heterogeneidades no núcleo (preenchido com  $k=2.76E^{-5}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

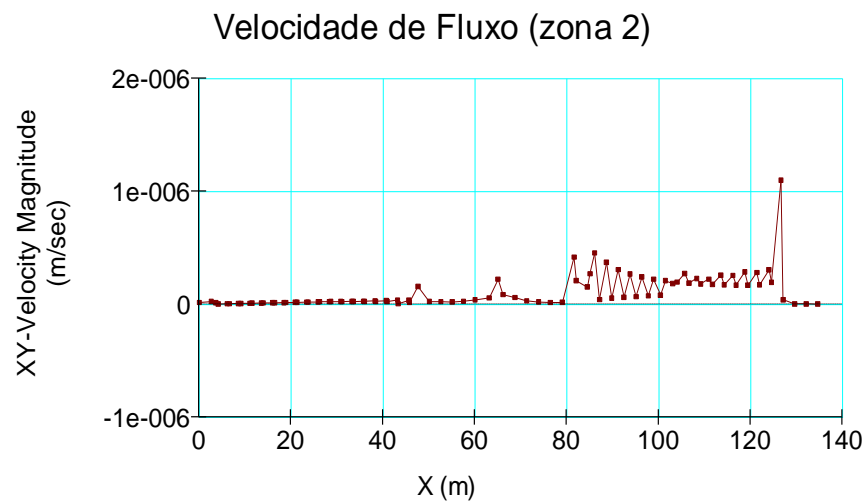
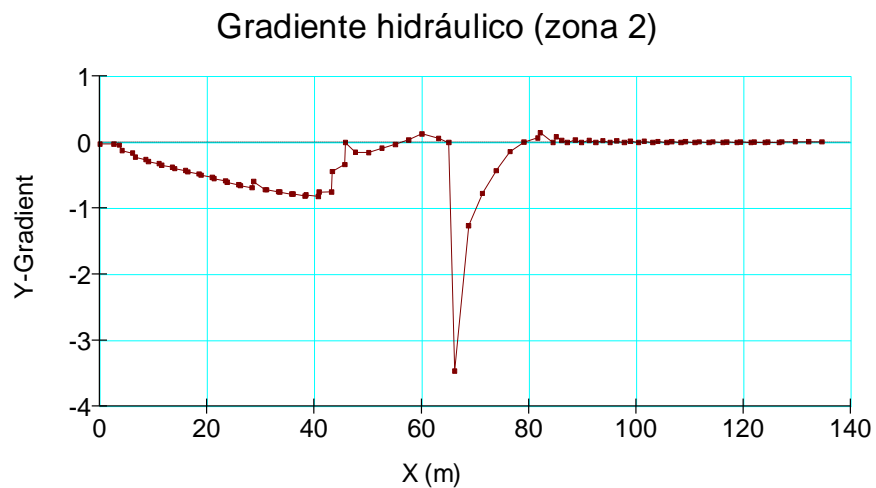
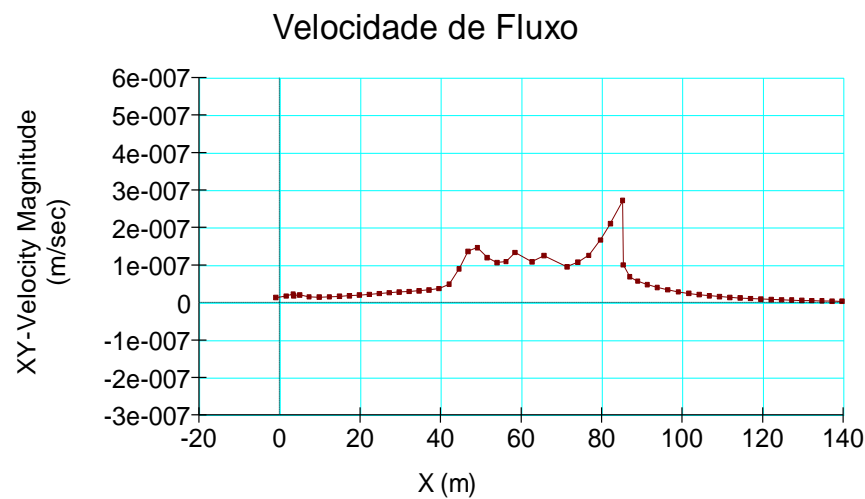
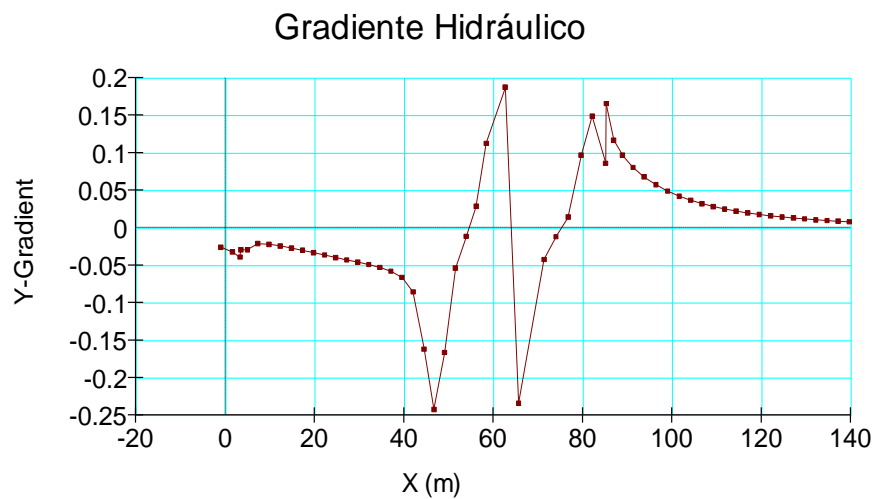


Figura A 2.66 – Caso 18 (alínea c) – Heterogeneidades no núcleo (preenchido com  $k=2.76E^{-5}$  e  $k=1E^{-3}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)



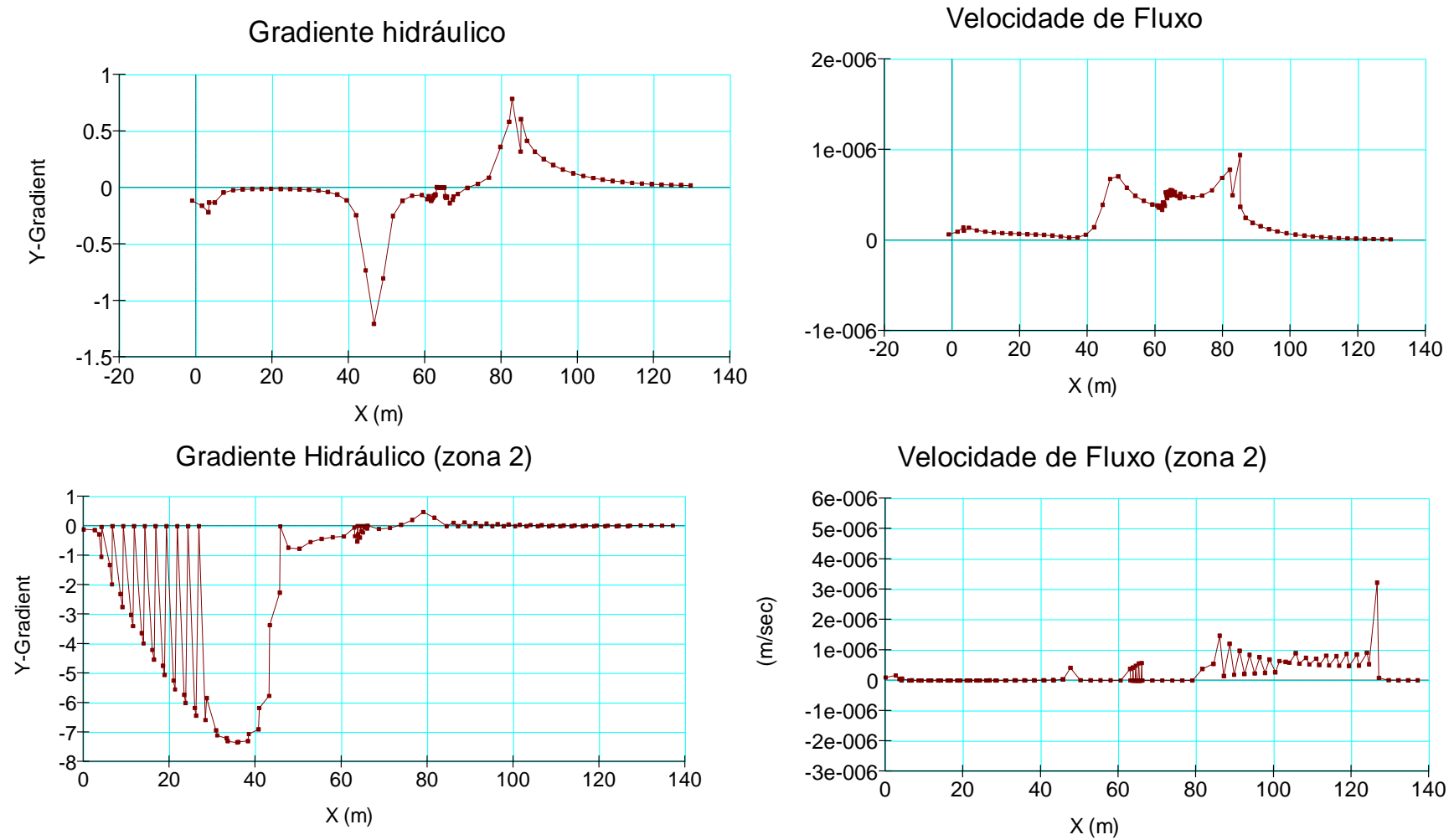


Figura A 2.67 – Caso 19 – Cortina Permeável (preenchido com material de enrocamento –  $k=2.76E^{-5}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

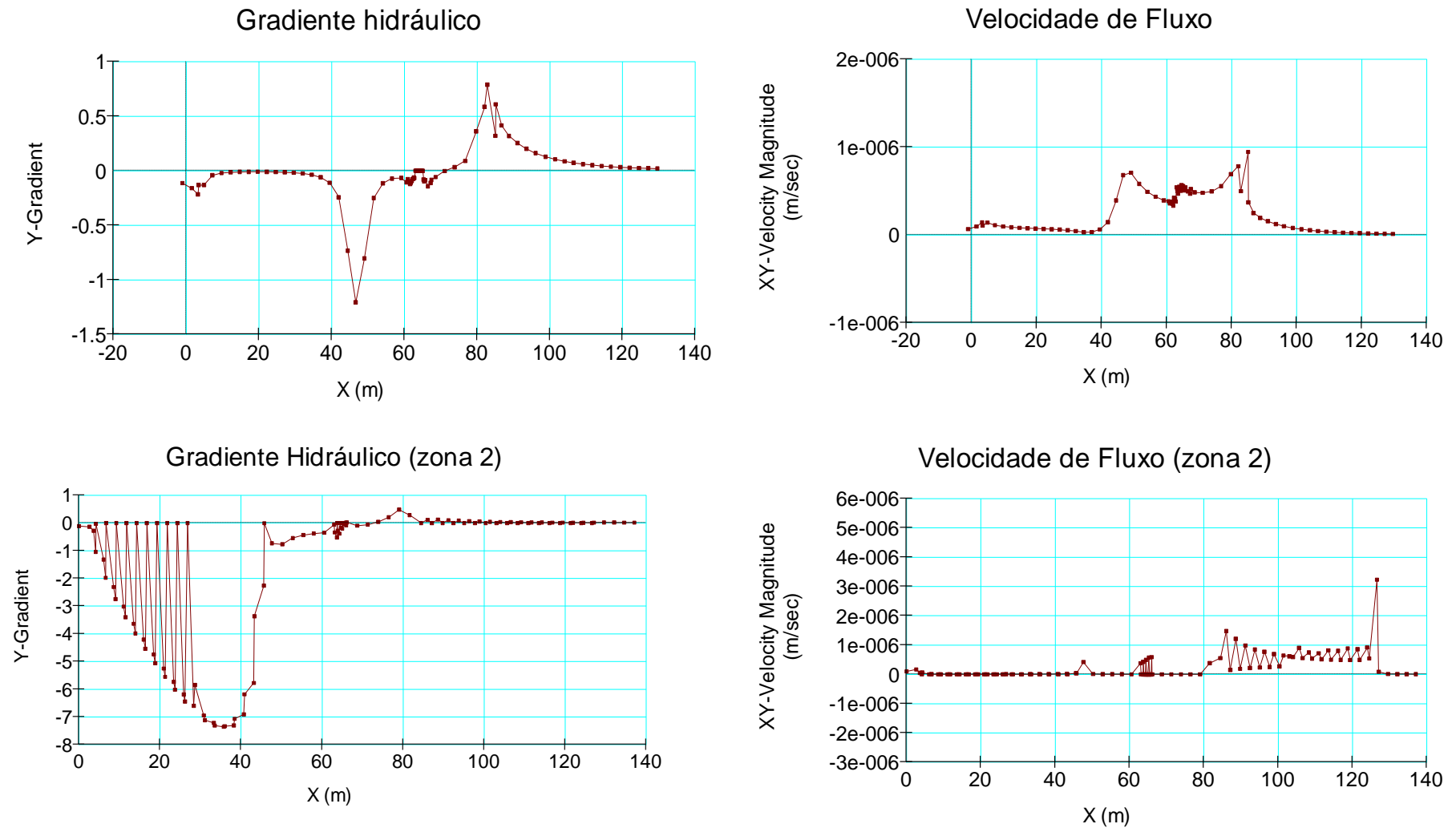


Figura A 2.68 – Caso 19 – Cortina Permeável (preenchido com  $k=2.76E^{-4}$ ): Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

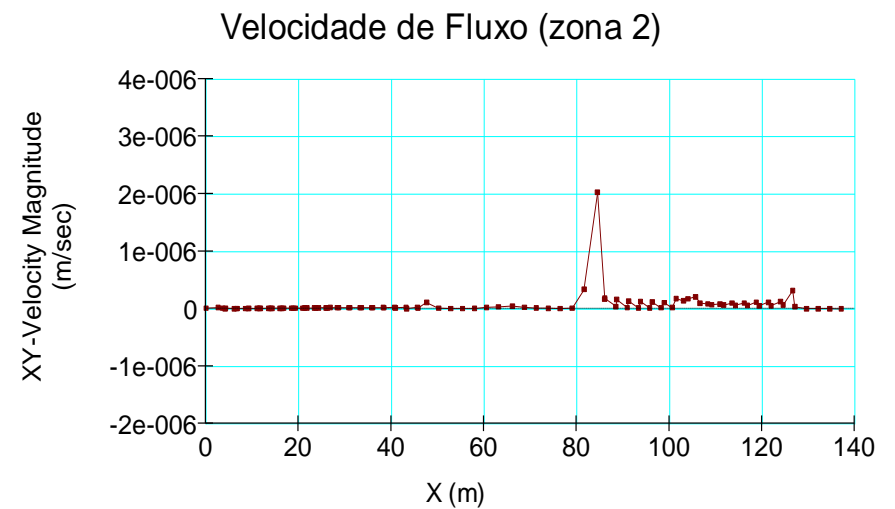
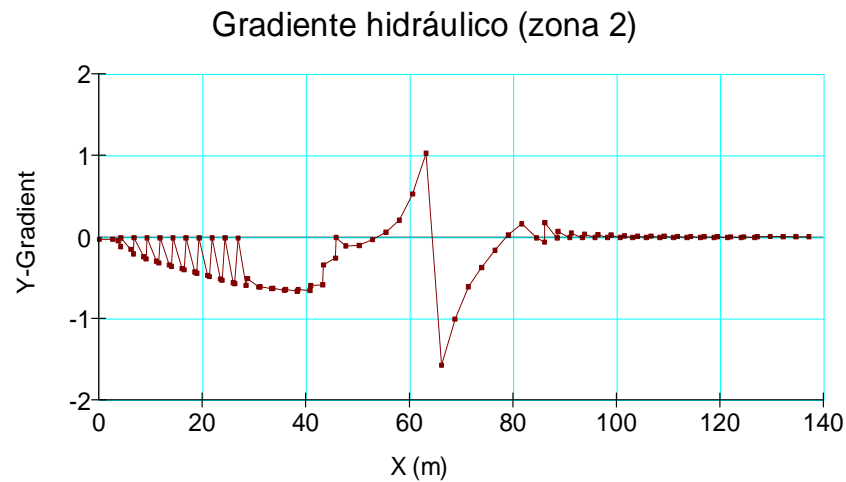
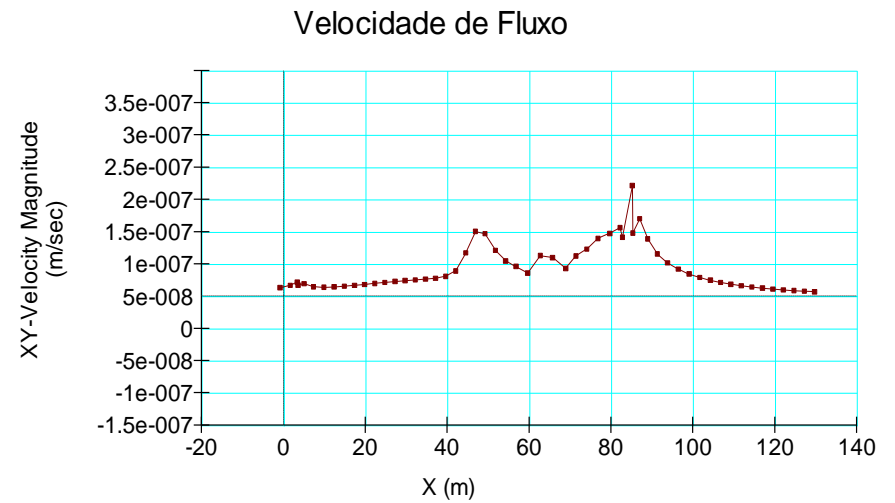
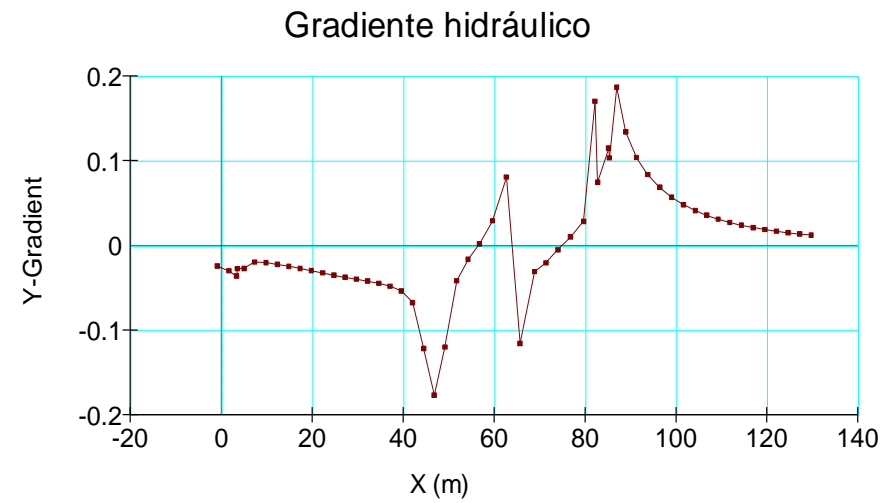


Figura A 2.69 – Caso 20 – Impermeabilização do Dreno Horizontal: Registro gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

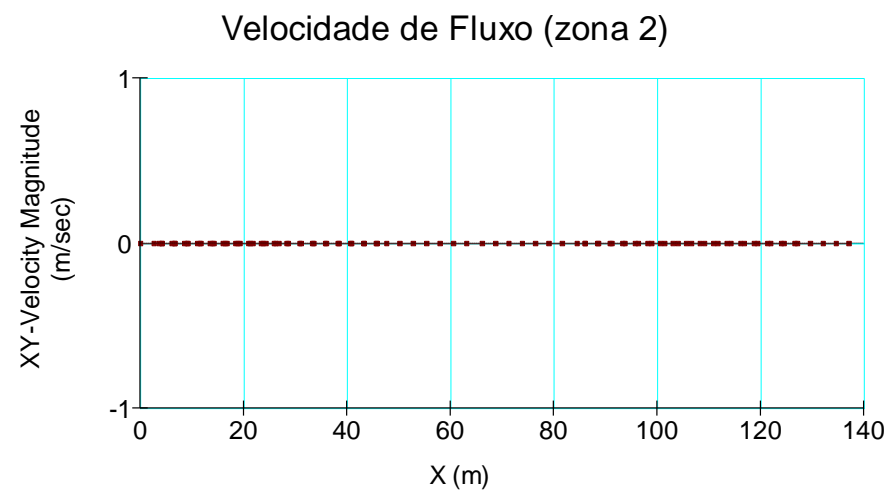
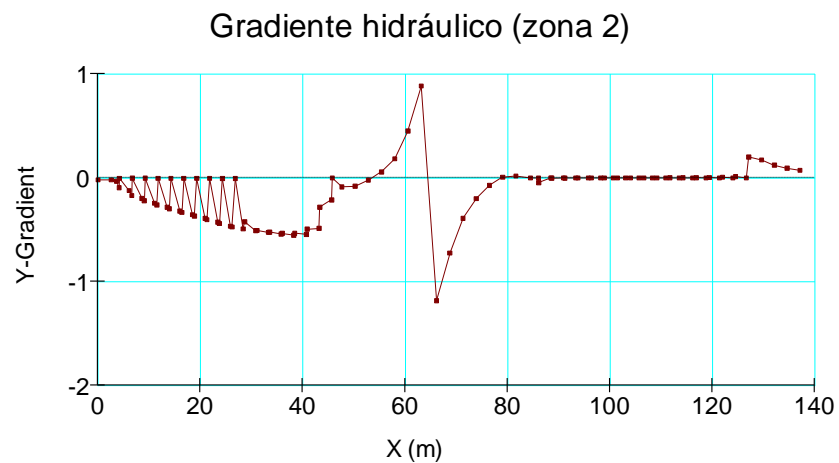
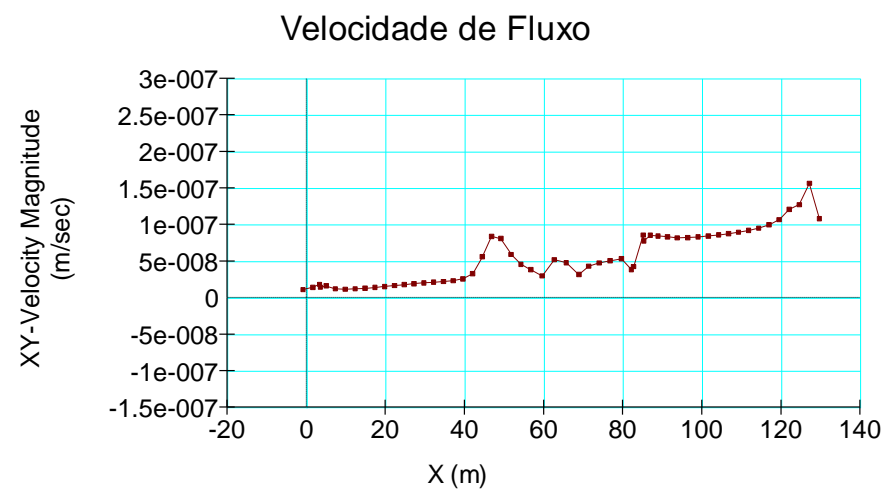
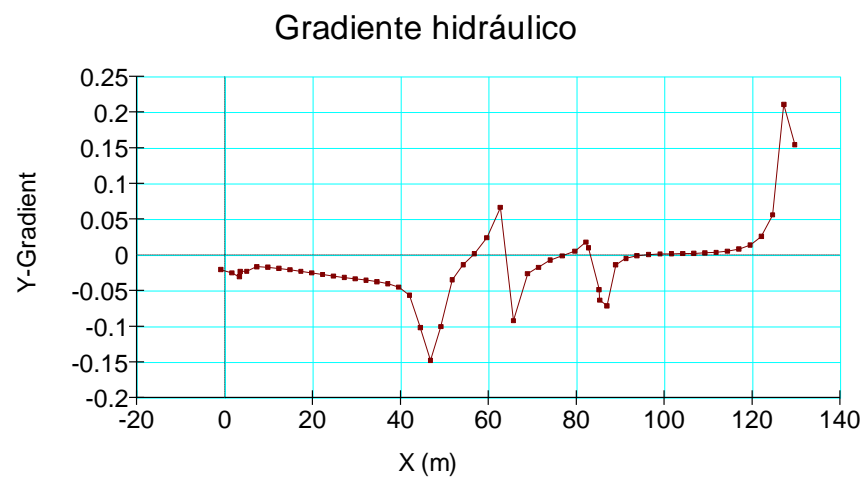


Figura A 2.70 – Caso 20 – Impermeabilização do Tapete drenante: Registo gráfico do gradiente hidráulico e velocidade de fluxo, zona 1 (superior) e zona 2 (inferior)

