



M 2015

ESTRUTURAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA SOBRE FUNDOS MÓVEIS. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE PARÂMETROS FÍSICOS E HIDRÁULICOS

GABRIEL OLIVEIRA DA SILVA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

ESTRUTURAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA SOBRE FUNDOS MÓVEIS. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE DO COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE PARÂMETROS FÍSICOS E HIDRÁULICOS

GABRIEL OLIVEIRA DA SILVA

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

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de
Lima

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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

Para ter sucesso, primeiro é preciso acreditar que podemos

Nikos Kazantzakis

AGRADECIMENTOS

Concluída esta dissertação, quero expressar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que me apoiaram nesta tarefa e que contribuíram, de diversas formas, para a realização deste trabalho.

Em primeiro lugar, tenho de agradecer ao Professor Celso Lima, orientador da dissertação, pela sua notável orientação, pela análise crítica, pela partilha do saber e sobretudo pela paciência demonstrada ao longo de todo o semestre. As palavras de estímulo e as sugestões foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

Agradeço também à turma de Geotecnia 2014-2015, 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.

Por fim agradeço à minha família e melhores amigos, por todo o carinho, incentivo e preocupação demonstrada nesta etapa da minha vida, em especial aos meus pais.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objectivo a realização de uma análise enquadrada no âmbito do estudo da percolação, tendo como finalidade a avaliação do comportamento do maciço de fundação de um caso tipo, face à variação das características físicas e geométricas exibidas por esse maciço. O comportamento de obras em betão para retenção de água assentes em formações aluvionares é condicionado pela geometria adotada para a estrutura mas essencialmente, pelas características e parâmetros físicos e hidráulicos exibidos pelo maciço do terreno de fundação.

Inicialmente é apresentada uma descrição geral do caso tipo em estudo (aproveitamento hidroeléctrico de Crestuma-Lever). Abordaram-se aspectos como a sua localização, os fins desse aproveitamento e o modo como foi construída esta obra, dando particular destaque ao faseamento construtivo, à solução adotada para a fundação da barragem e ao seu comportamento durante a exploração.

Neste trabalho procedeu-se a uma recolha de elementos relacionada com o tema da percolação em solos, em particular quando ela ocorre no terreno de fundação de barragens de betão. Abordam-se essencialmente assuntos como as redes de escoamento, a lei que rege a circulação da água nos solos, algumas considerações sobre a permeabilidade, a estimativa do coeficiente de permeabilidade exibido pelos solos correntes, a anisotropia em termos de permeabilidade e fenómenos de instabilidade de origem hidráulica.

Realizaram-se diversas simulações com o recurso a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (SEEP/W, GEO-SLOPE International), com os objetivos de modelar o comportamento hidráulico do maciço de fundação referente à barragem do caso tipo de modo a perceber a forma como esse comportamento é influenciado pela variabilidade induzida das características físicas e geométricas do maciço de fundação. A partir das várias simulações realizadas, foram analisados os resultados obtidos e discutiram-se alguns dos aspetos mais relevantes para comportamento da estrutura.

Por último, são apresentadas as principais conclusões do trabalho no âmbito deste tema.

PALAVRAS-CHAVE: Crestuma-Lever, permeabilidade, velocidade de fluxo, gradiente hidráulico, instabilidade de origem hidráulica.

ABSTRACT

This work aims to carry out an analysis framed in the study of percolation, with the purpose to evaluate the behavior of the foundation soil of a case type, given the variation of physical and geometrical characteristics displayed by this soil. The behavior of concrete structures for water retention founded in alluvial formations is conditioned by the geometry adopted for the structure but essentially by the characteristics and physical and hydraulic parameters displayed by the foundation soil.

Initially it is presented a general description of the event type in study (Crestuma-Lever plant). It is addressed aspects such as its location, the purpose of its use and how it was built upon this work, with particular emphasis on constructive phasing, the solution adopted for the dam foundation and its behavior during operation.

In this work was carried out a literature review related to the topic of percolation in soils, particularly when it occurs in the foundation soil of concrete dam foundation. It is addressed mainly issues such as drainage networks, the law that governs the circulation of water in the soil, some considerations on the permeability, the estimate of permeability coefficient displayed by current soils, the anisotropy in terms of permeability and phenomena of hydraulic instability.

There were several simulations carried out using a computer program based on the finite element method (SEEP / W, GEO-SLOPE International), aiming to model the hydraulic behavior of the foundation soil regarding the event type dam in order to understand how this behavior is influenced by the variability induced of physical and geometrical characteristics of the foundation soil. From the various simulations, the results were analyzed and were discussed the most relevant aspects for the structure behavior.

Finally, it is presented the main conclusions in this theme.

KEYWORDS: Crestuma-Lever, permeability, flow velocity, hydraulic gradient, instability of hydraulic origin.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO DOCUMENTO	2
2. APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CRESTUMA-LEVER.....	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO.....	7
2.3. ESTRATÉGIA CONSTRUTIVA	9
2.4. ASPETOS DA EXECUÇÃO	12
2.4.1. SOLUÇÃO BASE	13
2.4.2. SOLUÇÃO IMPLEMENTADA.....	13
2.4.3. DETALHES DA CONSTRUÇÃO.....	14
2.5. CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS SOBRE O FUNCIONAMENTO DOS DESCARREGADORES	16
2.6. PROTEÇÃO A JUSANTE. COMPORTAMENTO OBSERVADO E MEDIDAS CORRETIVAS	20
2.6.1. COMPORTAMENTO OBSERVADO	21
2.6.2. MEDIDAS CORRETIVAS	22
3. PERCOLAÇÃO E SEUS EFEITOS	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. PERMEABILIDADE	26
3.2.1. AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	27
3.3. ESCOAMENTO PERMANENTE BIDIMENSIONAL EM MEIOS POROSOS	28
3.3.1. REDES DE ESCOAMENTO EM MACIÇOS HOMOGÊNEOS COM ISOTROPIA DE PERMEABILIDADE	29
3.3.2. REDES DE ESCOAMENTO EM MACIÇOS COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE	30

3.4. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA	31
3.4.1. LEVANTAMENTO HIDRÁULICO	31
3.4.1.1. Primeira via de avaliação da segurança ao levantamento hidráulico	32
3.4.1.2. Segunda via de avaliação da segurança ao levantamento hidráulico	33
3.4.2. EROÇÃO INTERNA.....	33
3.4.3. MEDIDAS PARA AUMENTAR A SEGURANÇA EM RELAÇÃO À INSTABILIDADE HIDRÁULICA	35

4. COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO FACE À VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS FÍSICOS E HIDRÁULICOS.....

39

4.1. INTRODUÇÃO	39
4.2. SITUAÇÃO INICIAL	40
4.2.1. CASO DE ESTUDO 1 - MACIÇO ISOTRÓPICO.....	41
4.2.1.1. Resultados obtidos	42
4.2.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	43
4.2.1.3. Segurança em relação ao “piping”	44
4.2.2. CASO DE ESTUDO 2 - MACIÇO COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE.....	44
4.2.2.1. Resultados obtidos	46
4.2.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	49
4.2.2.3. Segurança em relação ao “piping”	50
4.2.3. CASO DE ESTUDO 3 - MACIÇO ESTRATIFICADO.....	51
4.2.3.1. Caso de estudo 3.1 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -20.00.....	51
4.2.3.2. Caso de estudo 3.2 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -15.00.....	54
4.2.3.3. Caso de estudo 3.3 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -15.00, na zona de jusante.....	56
4.3. SITUAÇÃO ESPECÍFICA DOS VÃOS 1E E 3E.....	59
4.3.1. CASO DE ESTUDO 4 - MACIÇO ISOTRÓPICO COM PAREDES PLÁSTICAS.....	59
4.3.1.1. Resultados obtidos	60
4.3.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	62
4.3.1.3. Cálculo do fator de segurança em relação ao “piping”	63
4.3.2. CASO DE ESTUDO 5 - MACIÇO COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE.....	63
4.3.2.1. Resultados obtidos	63
4.3.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	67
4.3.2.3. Segurança em relação ao “piping”	68

4.3.3. CASO DE ESTUDO 6 - MACIÇO ISOTRÓPICO COM DEFEITO NAS PAREDES PLÁSTICAS	69
4.3.3.1. Resultados obtidos.....	70
4.3.3.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	72
4.3.3.3. Segurança em relação ao “piping”	73
4.3.4. CASO DE ESTUDO 7 - MACIÇO ESTRATIFICADO.....	73
4.3.4.1. Caso de estudo 7.1 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade em todo o maciço à cota -20.00	73
4.3.4.2. Caso de estudo 7.2 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade em todo o maciço à cota -15.00	75
4.3.4.3. Caso de estudo 7.3 - Maciço com uma camada menos permeável à cota -15.00 apenas no lado de jusante	78
4.4. EFEITOS DA EROÇÃO	81
4.4.1. CASO DE ESTUDO 8 - MACIÇO ISOTRÓPICO.....	81
4.4.1.1. Resultados obtidos.....	82
4.4.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	84
4.4.1.3. Segurança em relação ao “piping”	86
4.4.2. CASO DE ESTUDO 9 - MACIÇO ISOTRÓPICO COM DEFEITO NAS PAREDES PLÁSTICAS	86
4.4.2.1. Resultados obtidos.....	87
4.4.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico	89
4.3.3.3. Segurança em relação ao “piping”	90
4.5. RESUMO	90
 5. CONCLUSÕES	 93
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	93
 BIBLIOGRAFIA.....	 97
 ANEXOS	 99
ANEXO A1.....	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Aproveitamento de Crestuma-Lever	4
Fig. 2.2 - Perfil longitudinal com os aproveitamentos Portugueses [2]	5
Fig. 2.3 – Planta geral do aproveitamento e corte longitudinal [5]	6
Fig. 2.4 – Corte tipo da barragem de Crestuma-Lever [3].....	7
Fig. 2.5 - Circuito hidráulico (Corte pelo eixo do grupo) [4].....	8
Fig. 2.6 - Fases da derivação provisório do rio: A) Primeira fase; B) Segunda fase.	9
Fig. 2.7 - Estaleiro da margem esquerda ao abrigo da grande ensecadeira [2]	10
Fig. 2.8 - Corte da ensecadeira de grande desenvolvimento da margem esquerda [2]	10
Fig. 2.9 - Final da construção [4]	11
Fig. 2.10 - Solução base [4].....	12
Fig. 2.11 - Solução adoptada [4]	13
Fig. 2.12 - Esquema da fundação [4].	14
Fig. 2.13 - Pormenor da Construção dos Pilares (Armaduras + Ranhuras) [7]	15
Fig. 2.14 – Esquema de cotas dos níveis de retenção da água	16
Fig. 2.15 – Modelo à escala reduzida [5].....	19
Fig. 2.16 - Tapete de protecção visto em planta [5]	20
Fig. 2.17 - Tapete de protecção visto em corte [5].....	20
Fig. 2.18 - Representação esquemática da remoção do material que estava na fossa de erosão [5]. 22	
Fig. 2.19 - Representação esquemática da substituição do tapete protetor na zona danificada [6]	22
 Fig. 3. 1 - Escoamento permanente associado a uma barragem.	24
Fig. 3. 2 - Experiencia de Darcy	25
Fig. 3. 3 - Rede para um escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo.	28
Fig. 3. 4 - Redes de escoamento para o terreno de fundação de uma barragem de betão: a) maciço isotrópico; b) maciço anisotrópico ($kh=4 kv$)	29
Fig. 3. 5 - Rede de escoamento	30
Fig. 3. 6 - Bloco potencialmente instável por levantamento hidráulico: a) geometria recomendada por Terzaghi para o bloco potencialmente instável (bpi); b) geometria mais provável do bloco em ensecadeira ou escavação reduzida [7].	31
Fig. 3. 7 - Início do fenómeno, com a condição critica localizada junto da barragem na fronteira de jusante [7]	33
Fig. 3. 8 - Escoamento concentrado em galeria formada por erosão interna na interface terreno-barragem [7]	33

Fig. 3. 9 - A galeria progride em diâmetro e comprimento, atingindo a fronteira de montante [7]	33
Fig. 3. 10 - Perfil-tipo da barragem do Alvito.....	35
Fig. 4. 1 – Foto aérea da barragem com os vãos 1E e 3E assinalados pelo círculo.....	40
Fig. 4. 2 - Geometria do modelo.....	41
Fig. 4. 3 - Rede de percolação	41
Fig. 4. 4 - Vetores da velocidade de fluxo.....	42
Fig. 4. 5 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante.	42
Fig. 4. 6 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante.	43
Fig. 4. 7 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global.....	43
Fig. 4. 8 - Rede de fluxo ($kh=5 \times kv$)	45
Fig. 4. 9 - Rede de fluxo ($kh=10 \times kv$)	45
Fig. 4. 10 - Vetores da velocidade de fluxo ($kh=5 \times kv$)	47
Fig. 4. 11 - Vetores da velocidade de fluxo ($kh=10 \times kv$)	47
Fig. 4. 12 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante ($kh=5 \times kv$)	48
Fig. 4. 13 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante ($kh=10 \times kv$)	48
Fig. 4. 14 - Digramas de subpressões na base e respetivas resultantes globais.....	49
Fig. 4. 15 - Geometria da modelação realizada	51
Fig. 4. 16 - Vetores da velocidade de fluxo	52
Fig. 4. 17 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante	52
Fig. 4. 18 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global.....	53
Fig. 4. 19 - Geometria da modelação realizada	54
Fig. 4. 20 - Vetores da velocidade de fluxo	54
Fig. 4. 21 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante	55
Fig. 4. 22 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global.....	55
Fig. 4. 23 - Bloco potencialmente instável	56
Fig. 4. 24 - Geometria da modelação realizada	57
Fig. 4. 25 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante	57
Fig. 4. 26 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global.....	58

Fig. 4. 27 - Geometria do modelo	59
Fig. 4. 28 - Redes de percolação: a) Caso de estudo 1; b) Caso de estudo 4	60
Fig. 4. 29 - Vetores de fluxo.....	61
Fig. 4. 30 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos	61
Fig. 4. 31 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	62
Fig. 4. 32 - Bloco potencialmente instável.....	62
Fig. 4. 33 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h=5 \times k_v$)	65
Fig. 4. 34 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h=10 \times k_v$)	65
Fig. 4. 35 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante ($k_h=5 \times k_v$)	66
Fig. 4. 36 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante ($k_h=5 \times k_v$)	66
Fig. 4. 37 - Digramas de subpressões na base e respetivas resultantes globais	67
Fig. 4. 38 - Geometria da modelação realizada	70
Fig. 4. 39 - Rede de fluxo	70
Fig. 4. 40 - Vetores da velocidade de fluxo	71
Fig. 4. 41 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante	71
Fig. 4. 42 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	72
Fig. 4. 43 - Geometria da modelação realizada	73
Fig. 4. 44 - Vetores da velocidade de fluxo	74
Fig. 4. 45 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	74
Fig. 4. 46 - Geometria da modelação realizada	76
Fig. 4. 47 - Vetores da velocidade de fluxo	76
Fig. 4. 48 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	77
Fig. 4. 49 - Bloco potencialmente instável.....	77
Fig. 4. 50 - Geometria da modelação realizada	78
Fig. 4. 51 - Vetores da velocidade de fluxo	79
Fig. 4. 52 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	80
Fig. 4. 53 - Geometria da modelação realizada	81
Fig. 4. 54 - Rede de fluxo	82
Fig. 4. 55 - Vetores de fluxo.....	82
Fig. 4. 56 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos	83
Fig. 4. 57 - Evolução do máximo valor do gradiente hidráulico registado na base das paredes plásticas de montante e de jusante com o aumento da profundidade da fossa de erosão	83

Fig. 4. 58 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	84
Fig. 4. 59 - Evolução do fator de segurança com o aumento da profundidade da fossa de erosão	85
Fig. 4. 60 - Evolução do fator de segurança com o aumento da profundidade da fossa de erosão	86
Fig. 4. 61 - Geometria da modelação realizada	87
Fig. 4. 62 - Rede de fluxo	87
Fig. 4. 63 - Vetores de fluxo	88
Fig. 4. 64 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta- águas de jusante	88
Fig. 4. 65 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global	89
Fig. A1. 1 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 1)	103
Fig. A1. 2 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 1)	104
Fig. A1. 3 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 2)	104
Fig. A1. 4 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 2)	105
Fig. A1. 5 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 2)	105
Fig. A1. 6 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 2)	106
Fig. A1. 7 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.1)	106
Fig. A1. 8 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.1)	106
Fig. A1. 9 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.2)	107
Fig. A1. 10 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.2)	107
Fig. A1. 11 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.3)	107
Fig. A1. 12 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.3)	108
Fig. A1. 13 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 4)	108
Fig. A1. 14 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 4)	108
Fig. A1. 15 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 5)	109
Fig. A1. 16 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 5)	109
Fig. A1. 17 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 5)	110
Fig. A1. 18 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 5)	110
Fig. A1. 19 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 6)	111
Fig. A1. 20 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 6)	111
Fig. A1. 21 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.1)	112
Fig. A1. 22 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.1)	112

Fig. A1. 23 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.2)	112
Fig. A1. 24 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.2).....	113
Fig. A1. 25 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.3)	113
Fig. A1. 26 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.3).....	113
Fig. A1. 27 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 8)	114
Fig. A1. 28 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 8).....	114
Fig. A1. 29 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 9)	114
Fig. A1. 30 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 9).....	115

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Características dos aproveitamentos Portugueses [4]	4
Quadro 2.2 - Dados relativos à descarga, carga, velocidade e potência da barragem de Crestuma- Lever [3].....	18
Quadro 3. 1 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar [7] ..	26
Quadro 3. 2 - Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade [7]	27
Quadro 3. 3 - Critérios de filtro, segundo o Bureau of Reclamation dos EUA (1974) [7]	35
Quadro 3. 4 - Critérios de filtros de barragens de aterro (ICOLD, 1994) [7].....	36
Quadro 4. 1 - Valores dos parâmetros em análise (para $k_v=10^{-4}$ m/s).....	45
Quadro 4. 2 - Fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico (para $k_v=10^{-4}$ m/s)	48
Quadro 4. 3 - Fatores de segurança em relação ao “piping” (para $k_v=10^{-4}$ m/s).....	49
Quadro 4. 4 - Valores dos parâmetros em análise (para $k_v=10^{-4}$ m/s).....	63
Quadro 4. 5 - Fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico (para $k_v=10^{-4}$ m/s)	66
Quadro 4. 6 - Fatores de segurança em relação ao “piping” (para $k_v=10^{-4}$ m/s).....	68
Quadro 4. 7 – Quadro resumo dos fatores de segurança para todos os casos analisados	90

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

EDP – Energias de Portugal

F – Fator de Segurança

ICOLD - International Commission on Large Dams

Fig. – Figura

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NNA – Nível Normal da Água

NMA – Nível Máximo da Água

bpi – Bloco potencialmente instável

C_u – Resistência não drenada

D max – Dimensão máxima

D min – Dimensão mínima

D_{15} – Dimensão do material de filtro correspondente a 15 % de passados

d_{50} – Dimensão do material de base correspondente a 15 % de passados

d_{50} – Dimensão do material de base correspondente a 50 % de passados

D_{50} – Dimensão do material de filtro correspondente a 50 % de passados

f – Altura enterrada da cortina

γ – Peso volúmico

γ' – Peso volúmico saturado

γ_{sat} – Peso volúmico saturado

γ_w – Peso volúmico da água

h_w – Altura da água

i – Gradiente hidráulico

I – Impulsão da água

$i_{crítico}$ – Gradiente hidráulico crítico

$i_{saída}^{jusante}$ – Gradiente hidráulico de saída a jusante

J – Resultante das forças de percolação

K – Coeficiente de permeabilidade

k_h - Coeficiente de permeabilidade horizontal

k_v - Coeficiente de permeabilidade vertical

km – Quilómetro

kN/m – Quilonewton por metro

kPa - Quilopascal

kW – Quilowatt

m – Metro

m³/s/m – Metro cúbico por segundo por metro linear

mm – Milímetro

L – Distancia percorrida

Q – Caudal

Q_{constante} – Caudal constante

S – Área da secção transversal da amostra

s – Segundo

U – Resultante das subpressões

v – Velocidade de percolação

W – Peso total do bloco potencialmente instável

W' - +eso submerso do bloco potencialmente instável

Δh – Perda de carga

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O estudo da percolação através do terreno de fundação é fundamental para o dimensionamento de determinado tipo de obras de engenharia, com particular destaque para as estruturas de retenção de água assentes em formações aluvionares (fundos móveis). Tal estudo permite simular o movimento da água através da fundação das estruturas, constituindo as bases para a avaliação das condições de segurança em relação aos fenómenos de instabilidade de origem hidráulica e para a conceção e implementação de medidas que visam mitigar os efeitos contraproducentes da presença da água.

Este trabalho tem como foco principal uma análise enquadrada no âmbito do estudo da percolação, tendo como finalidade a avaliação dos efeitos nas condições de segurança no maciço de fundação de uma barragem face às hipotéticas variações dos parâmetros físicos e hidráulicos condicionadores da percolação. Para o efeito, tomou-se como referência e base do trabalho a secção transversal da barragem de Crestuma-Lever alicerçada em informações difundidas em artigos publicados relatando aspetos particulares da sua execução e comportamento durante a exploração.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho tem como principal objectivo a realização de uma análise de sensibilidade para avaliar o comportamento do maciço de fundação face à variação das características e parâmetros físicos e hidráulicos usualmente assumidos no seu dimensionamento. Pretende-se também, a partir dos resultados obtidos, avaliar a respectiva importância no dimensionamento deste tipo de obras, ou seja, nas condições de segurança.

Desenvolveram-se estudos paramétricos, recorrendo a um programa comercial desenvolvido pela Geo-Slope International, SEEP/W, programa que se baseia no método dos elementos finitos e permite analisar problemas relacionados com o estudo da percolação. Com base na secção tipo da barragem em estudo modelaram-se vários perfis onde se assumiram características geométricas e físicas para cada simulação modelada no programa de cálculo automático. As suposições realizadas para características de cada simulação basearam-se na informação recolhida na bibliografia existente e no recurso à imaginação de possíveis cenários dignos de uma análise.

Em cada situação simulada é dado particular destaque à avaliação de grandezas como a velocidade de percolação, o gradiente hidráulico e as pressões exercidas pela água que se observam no maciço modelado. Analisam-se os máximos valores dessas grandezas e o local onde foram registadas de forma a avaliar a possibilidade de ocorrência de problemas relacionados com fenómenos de

instabilidade de origem hidráulica, como o levantamento hidráulico e a erosão interna (“piping”). A partir dos resultados obtidos procedeu-se a uma análise comparativa entre os vários casos, confrontando-os entre si e com o caso base, de modo a retirar conclusões relacionadas com as zonas potencialmente mais instáveis, os aumentos da velocidade de percolação ou o gradiente hidráulico, expondo e documentando várias reflexões e conclusões de maior interesse.

1.3. ESTRUTURA DO DOCUMENTO

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, que se passam a descrever.

O primeiro capítulo pretende mostrar quais são os objetivos da dissertação e que importância têm esses mesmos objetivos na detecção de possíveis situações de instabilidade hidráulica, bem como as motivações que levaram ao desenvolvimento da dissertação no âmbito deste tema, tal como a organização do trabalho.

No capítulo 2 pretende-se transmitir, com base na informação recolhida na bibliografia pesquisada, uma descrição geral da obra tomada como referência (aproveitamento hidroelétrico de Crestuma-Lever). Abordaram-se aspetos como a sua localização, os fins desse aproveitamento e o modo como foi construída esta obra, dando particular destaque à estratégia construtiva e à solução adotada para a fundação da barragem de Crestuma-Lever. Foram também abordadas as situações documentadas durante a sua construção e exploração, transmitindo algumas considerações sobre o modo como a solução adotada “de fundar a barragem em formações aluvionares” e “o funcionamento dos descarregadores de cheias” influenciaram o desenvolvimento de um processo erosivo observado no leito do rio a jusante dos vãos descarregadores. E por fim é dada ênfase ao comportamento observado, durante a exploração da barragem, da proteção projetada inicialmente para atenuar o efeito erosivo e às medidas corretivas que têm o objetivo de melhorar o comportamento dessa proteção.

No capítulo 3 são passados em revista alguns conceitos sobre o escoamento da água nos solos (percolação) e os seus efeitos. Abordando-se assuntos como as redes de escoamento, a lei que rege a circulação da água nos solos e algumas considerações sobre a permeabilidade e a estimativa do coeficiente de permeabilidade exibido pelos solos correntes. Ainda no que diz respeito à permeabilidade, é considerado de especial interesse o facto de as formações sedimentares, tipicamente, apresentarem uma maior facilidade de circulação do fluxo na direcção horizontal do que na direcção vertical, sendo esta situação designada de anisotropia em termos de permeabilidade. São também abordadas situações de instabilidade de origem hidráulica como o levantamento hidráulico e a erosão interna bem como as medidas de incremento de segurança em relação àqueles tipos de instabilidade hidráulica.

No Capítulo 4 é apresentado o estudo e modelação de um conjunto de casos que permitiram a simulação de hipotéticas situações suscetíveis de ocorrer durante o funcionamento da barragem em estudo. Esse conjunto de casos de estudo simulados com base no programa de cálculo automático SEEP/W pode ser dividido em três grupos. No primeiro adotou-se na modelação do maciço uma geometria semelhante à da secção tipo da barragem de Crestuma-Lever, tendo sido realizadas para essa secção um total de cinco simulações correspondentes à consideração de um maciço isotrópico em termos de permeabilidade, de um maciço que apresenta anisotropia de permeabilidade e de três posições diferentes para uma camada que apresenta uma permeabilidade menor que o estrato aluvionar que constitui o restante maciço.

No segundo grupo de casos simulados é considerada uma geometria similar à que foi usada no grupo anterior, sendo que a diferença reside na consideração de paredes plásticas localizadas a montante e a

jusante do corpo da barragem. A presença destas paredes plásticas decorreu do processo construtivo implementado em dois vãos da barragem/d Descarregador e condiciona fortemente o escoamento através da fundação. Para além das idênticas simulações às realizadas no grupo anterior, efetuou-se uma outra onde se pretendeu simular uma possível destruição parcial da parede plástica de montante na zona onde são expectáveis os maiores gradientes hidráulicos. No terceiro grupo é tido como base a geometria usada no grupo anterior, onde se realizaram alterações na modelação por forma a simular a ocorrência de um processo erosivo a jusante do vão descarregador. O objectivo das simulações realizadas neste grupo foi o de não só compreender o carácter evolutivo da erosão mas também de identificar os efeitos provocados por este fenómeno.

É de referir que em cada simulação realizada foram registados os valores máximos das grandezas determinantes para avaliar os efeitos da percolação bem como o local da sua ocorrência.

Por fim, no capítulo 5, são apresentadas algumas considerações finais, nas quais serão mencionadas as conclusões com maior relevância acerca do trabalho desenvolvido, bem como as ideias principais que deverão ficar patentes quando se está perante o dimensionamento de obras deste tipo.

2

APROVEITAMENTO HIDROELÉCTRICO DE CRESTUMA-LEVER

2.1. INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidroeléctrico de Crestuma-Lever está localizado no concelho de Vila Nova de Gaia, no rio Douro, em Portugal, sendo a barragem que se situa mais a jusante no troço nacional do rio, a cerca de 13 km da cidade do Porto e a aproximadamente 20 km da foz do rio [1]. Encontra-se situada na fronteira entre as freguesias de Crestuma e Lever, onde ambas reclamam estar em seu território, daí o nome conjunto Crestuma-Lever.

A obra foi concluída em 1985 e é explorada pelo grupo EDP. É uma barragem do tipo móvel que se destina a múltiplos fins, visando essencialmente a produção de energia eléctrica, a navegação industrial do Douro e a criação de uma grande reserva de água doce para o abastecimento na área metropolitana do Porto [2]. Estabelece uma excelente ligação rodoviária entre as duas margens do Douro e é dotada de um dispositivo de transposição de peixes [2].



Fig. 2.1 - Aproveitamento de Crestuma-Lever

A albufeira, criada com a construção da barragem, estende-se por cerca de 44 km, à sua cota de retenção normal (13.0 m) [2], abrangendo os concelhos de Vila Nova de Gaia, Gondomar, Sta. Maria da Feira, Castelo de Paiva, Cinfães, Penafiel e Marco de Canaveses [1]. A sua capacidade total é de 110 milhões de metros cúbicos, sendo apenas de 16 milhões o volume utilizável para produção de energia [1].

O aproveitamento foi o último construído no rio Douro e é a primeira obra hidráulica de grande envergadura, construída no País, assente em fundos móveis. Com a barragem de Crestuma e outras quatro (Carrapatelo, Régua, Valeira e Pocinho), o rio Douro passou a ser navegável desde a sua foz até Espanha em 200 km por navios com 1500 toneladas [3]. O quadro 2.1 apresenta as características dos aproveitamentos Portugueses.

Quadro 2.1 - Características dos aproveitamentos Portugueses [4]

	Cota de topo (m)	Tipo de barragem	Área da bacia hidrográfica (km²)	Entrada em serviço	Produtividade média anual (GWh)	
Picote	471.0	Abobada de dupla curvatura	63750	1958	1077	Troço internacional (zona atribuída a Portugal)
Miranda	528.05	Contrafortes	63500	1960	879	
Bemposta	402.0	Arco gravidade aligeirada	63850	1964	1052	
Carrapatelo	46.5	Gravidade aligeira	92040	1971	783	Troço nacional
Régua	73.5	Gravidade aligeira	90800	1973	620,8	
Valeira	105.0	Gravidade aligeira	85395	1976	663	
Pocinho	125.5	Gravidade aligeira	81005	1983	406,2	
Crestuma-Lever	13.0	Fundo Móvel	96520	1985	311	

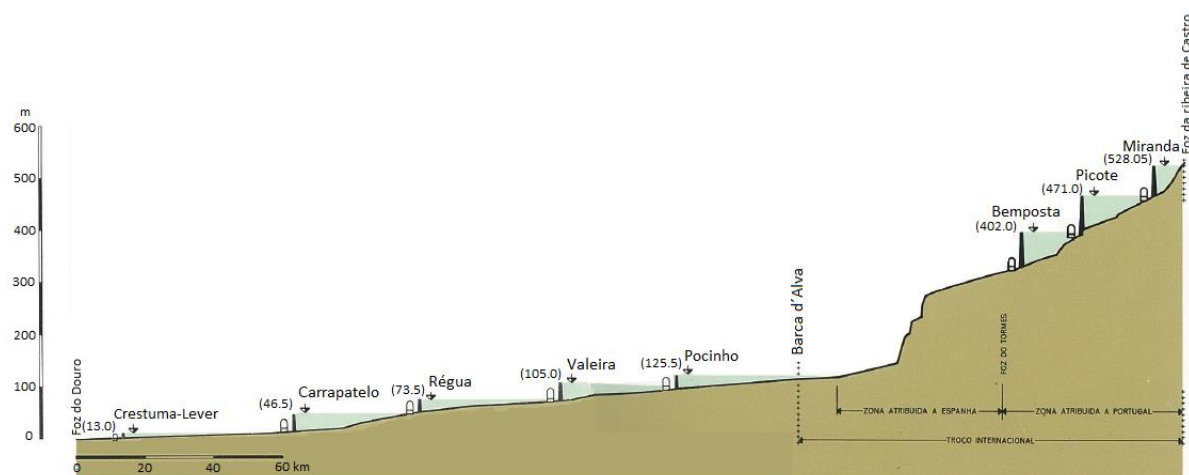


Fig. 2.2 - Perfil longitudinal com os aproveitamentos Portugueses [2]

2.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO

O aproveitamento é constituído essencialmente por a barragem-descarregador, por um corpo junto da margem esquerda, no alinhamento da barragem, que integra a central, o edifício de comando e a subestação, separado da barragem pelo muro barragem-central, e por uma eclusa de navegação, junto ao encontro da margem esquerda [1]. O muro barragem-central engloba uma eclusa de peixes [2].

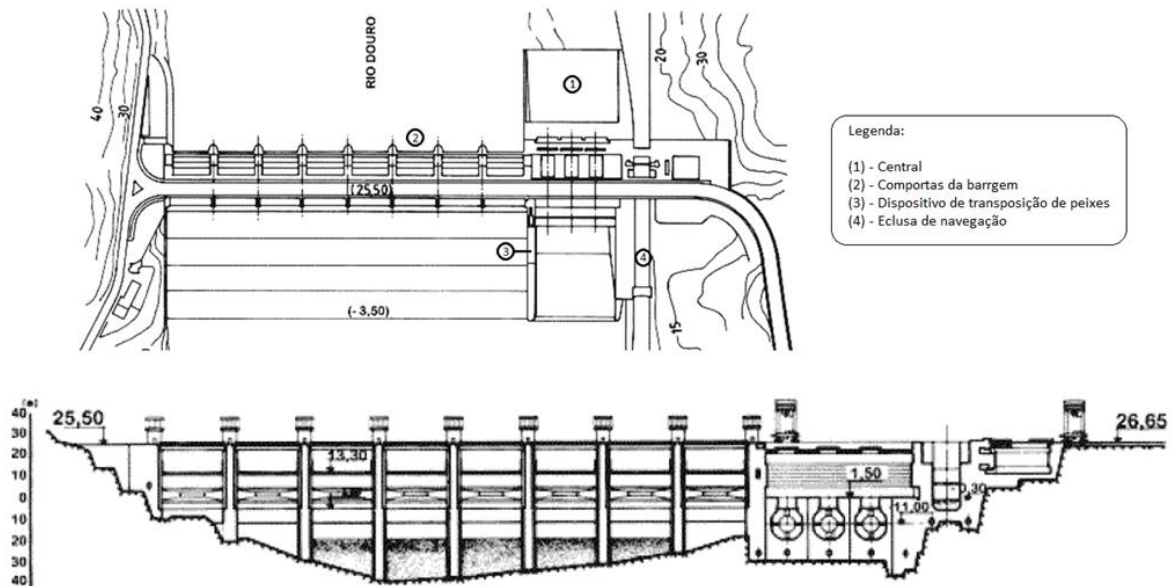


Fig. 2.3 – Planta geral do aproveitamento e corte longitudinal [5]

A barragem é do tipo móvel, ou seja, em ocasião de grandes cheias as comportas são elevadas acima do nível das águas, ficando apenas os pilares com formas hidrodinâmicas a obstruir a corrente, tal como sucede habitualmente numa ponte.

Os pilares de betão armado têm uma espessura de 6 metros, uma altura máxima acima da fundação de 65,5 metros e um comprimento de cerca de 50 metros. Esses pilares foram fundados no “bed-rock”, por meio de uma técnica de paredes de betão moldadas e dão apoio às 8 grandes comportas de aço de duplo corpo, tipo vagão, com 13,8 metros de altura e 30,2 de vão [2].

As 8 bacias de dissipação de energia da descarga de cheias foram betonadas sobre o terreno aluvionar (com a excepção da primeira da margem direita que foi fundada no “bed-rock”) e daí dizer-se serem do tipo flutuante. De modo a atenuar a velocidade de percolação sob a barragem e as subpressões que se exercem nas soleiras dissipadoras, as bacias estão protegidas a montante e a jusante por cortinas corta-águas, executados também com paredes moldadas de betão, executadas antes de terem sido betonadas as bacias. Tais características estão representadas na Fig. 2.4.

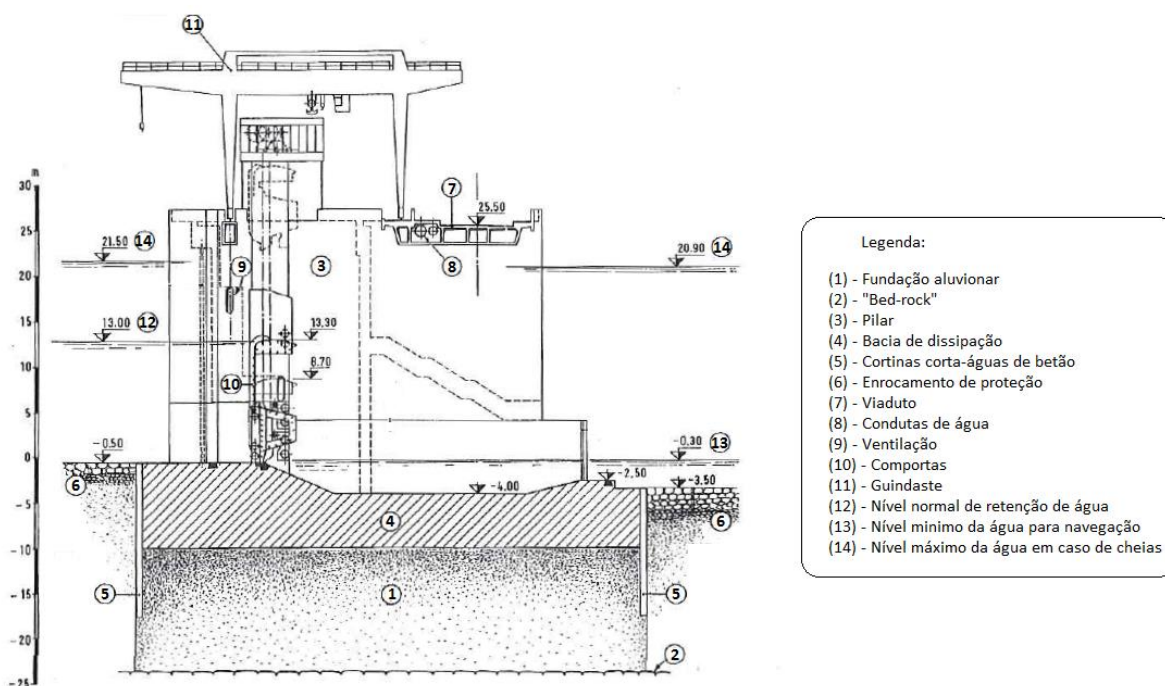


Fig. 2.4 – Corte tipo da barragem de Crestuma-Lever [3]

A solução de fundar as lajes de betão correspondentes às bacias de descarga da barragem directamente no leito aluvionar do rio é particularmente sensível à ocorrência de fenómenos de erosão, pois pode induzir fluxos de infiltração com elevados gradientes na fundação aluvionar, aumentando assim o risco da ocorrência de erosão interna ("piping"). Para prevenir que o material a jusante não sofra de erosão descontrolada foi implementada uma camada de protecção de enrocamento que se estende em 80 m para jusante das bacias do descarregador. Foi dada especial atenção ao comportamento dessa camada protectora a jusante da barragem, pois esta tem de ser capaz de resistir aos efeitos de cheias correspondentes às descargas cujo o máximo caudal previsto no projecto é de $26000 \text{ m}^3/\text{s}$ [5].

A central e a eclusa de navegação, totalmente fundadas no "bed-rock" foram construídas ao abrigo de uma enscadeira de paredes moldadas também fundada no "bed-rock", armada, de 80cm de espessura, que atingiu em determinadas zonas a profundidade de 40 m.

A Central de produção de energia, com uma nave principal de dimensões $50 \times 16.2 \times 21.6$ metros, é limitada pelos 3 blocos das tomadas de água do lado de montante que alimentam os 3 grupos da central e pela parede de jusante, onde se localizam as comportas de regulação e segurança de jusante dos grupos [1]. Os 3 grupos são do tipo "bolbo", com turbina tipo "Kaplan" de eixo horizontal (35 MW cada), sendo possível atingir 39 MW nos terminais do gerador. O eixo dos grupos está localizado à cota -11.00 [2].

A entrada e saída de peças de maior dimensão é assegurada por dois pórticos de 125 toneladas, que abrangendo todo o aproveitamento permitem também a sua utilização na manutenção do equipamento hidromecânico dos descarregadores, enscadeiras e eclusa de navegação [2].

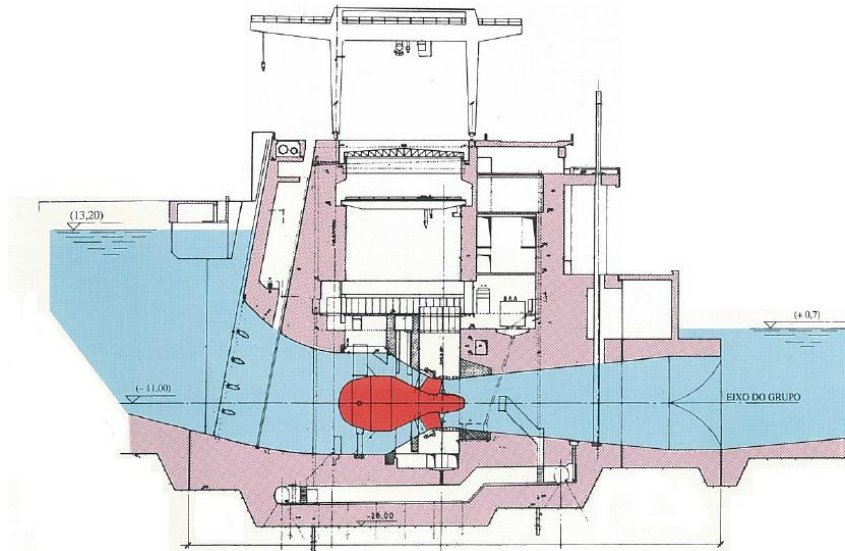


Fig. 2.5 - Circuito hidráulico (Corte pelo eixo do grupo) [4]

2.3. ESTRATÉGIA CONSTRUTIVA

A construção de um aproveitamento hidroeléctrico envolve a realização de um vasto conjunto de obras cuja execução carece de um planeamento cuidadoso no qual são ponderados as diversas condicionantes, entre as quais se destacam, pela sua importância relativa, a escolha da época do ano mais favorável aos trabalhos do desvio do rio, as condições geológicas e topográficas, os períodos necessários à execução dos diversos tipos de trabalhos e os requisitos necessários à montagem dos equipamentos hidromecânicos (grupos geradores, circuito hidráulico, comportas, etc.). Tratando-se de um empreendimento com elevadas quantidades de trabalho, há que ter em atenção, no planeamento de uma obra deste género, a realização de uma tarefa muito importante que garante o arranque das obras principais, sendo ela a derivação provisória do rio.

Devido à grandeza dos caudais a derivar e da sua probabilidade de ocorrência ao longo do ano, tendo em conta o balanço económico (custo de derivação/prejuízo de inundação do estaleiro), bem como as características geológicas e topográficas apresentadas pelo vale do rio, foi adoptado nesta obra um esquema de derivação provisória executada por fases de construção, que em termos de protecção se dividem nas duas fases seguintes:

- Primeira fase dos trabalhos, onde se faz o desvio do rio para parte do seu leito (margem direita), ficando a seco somente a outra parte (margem esquerda), permitindo assim a execução das obras aí implantadas (Fig. 2.6-A);
- Segunda fase, onde se recorre ao desvio do rio pela parte da obra já realizada, ficando então a seco a zona do leito por onde se fez anteriormente o desvio do rio (Fig. 2.6-B).

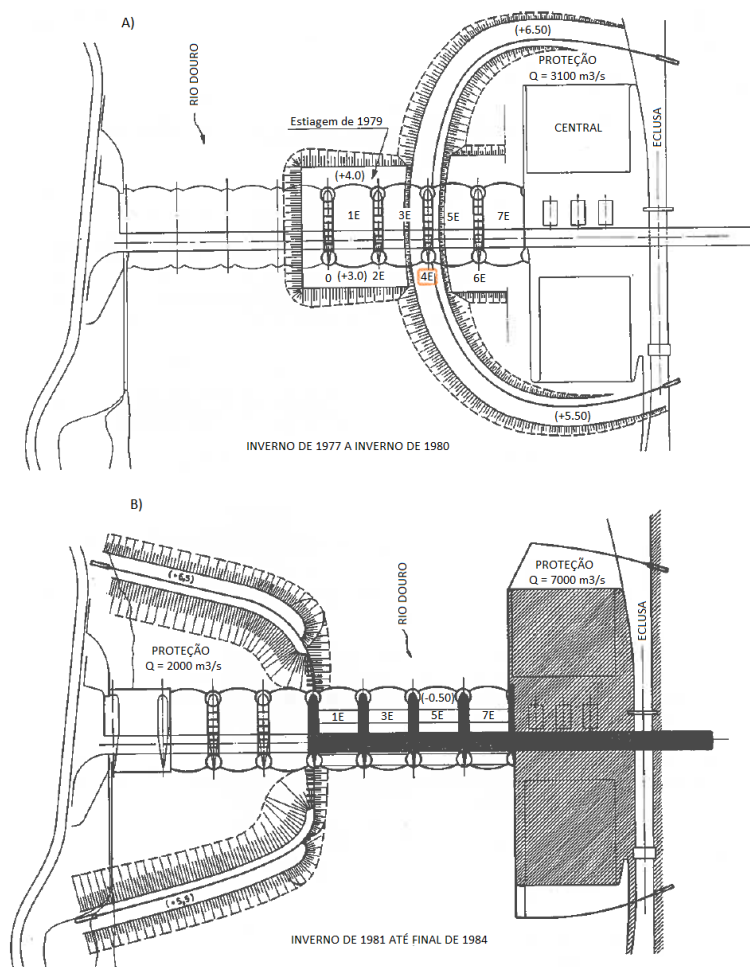


Fig. 2.6 - Fases da derivação provisória do rio: A) Primeira fase; B) Segunda fase.

No aproveitamento de Crestuma-Lever, a central a par da eclusa de navegação e do dispositivo de transposição de peixes estão na continuidade da barragem, o que quer dizer que há uma grande interferência entre a construção civil e a colocação e montagem de peças mecânicas, elétricas e etc., sendo que muitas vezes, essas peças estão envolvidas pelo próprio betão. É por essa interferência que, normalmente, estes trabalhos têm um prazo de execução muito mais demorado que um bloco simples da barragem. Dito isto, o que se pretende no planeamento de uma obra deste género é reduzir, no total, o prazo de construção e para tal surge a necessidade de se começar a construir a zona que diz respeito à central. Assim, para se proceder à construção da central e da eclusa de navegação, localizadas na margem e parte esquerda do leito do rio, houve a necessidade de ensecar essa zona para se garantir uma zona de trabalhos a seco, conseguida através da realização de uma ensecadeira de grande desenvolvimento (Fig. 2.7).

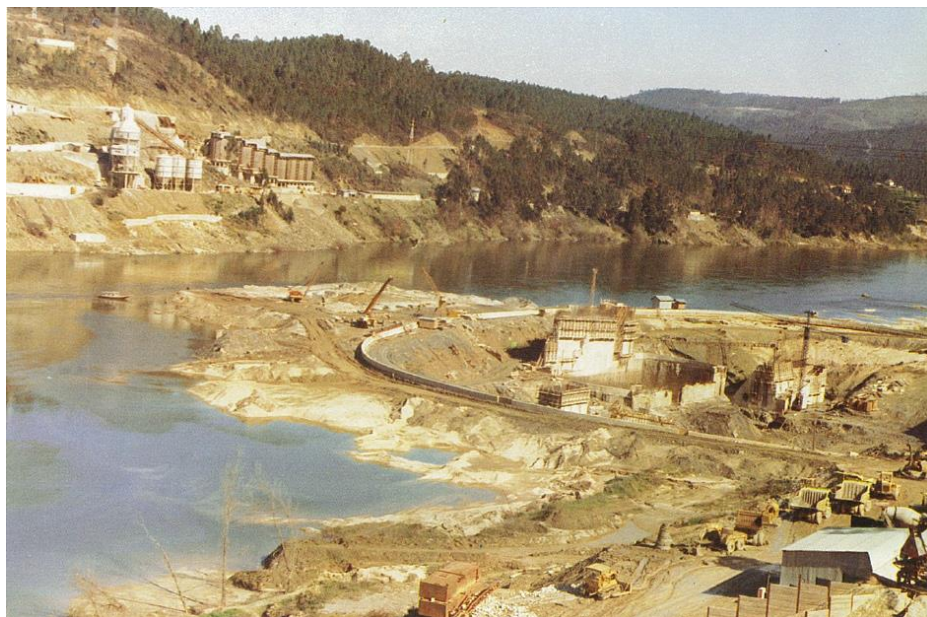


Fig. 2.7 - Estaleiro da margem esquerda ao abrigo da grande ensecadeira [2]

A grande ensecadeira foi executada em aterro e com o recurso à técnica de paredes moldadas que garantiram a estanquidade da zona interior da ensecadeira (Fig. 2.8), sendo que as paredes moldadas atingiam o “bed-rock”. O fecho central da ensecadeira foi materializado pelo pegão de fundação do pilar 4E, tal como indica a Fig. 2.6-A.

Esta ensecadeira, para além de proteger e garantir uma construção segura da central e da eclusa, permitiu com segurança, na primeira fase dos trabalhos, a execução dos dois vãos mais próximos da margem esquerda e garantiu posteriormente a contenção lateral dos terrenos resultantes da escavação das bacias, permitindo a conclusão dos trabalhos que dizem respeito à materialização das vãos 1E, 3E, 5E e 7E (fundações, pilares, bacias e muro barragem-central).

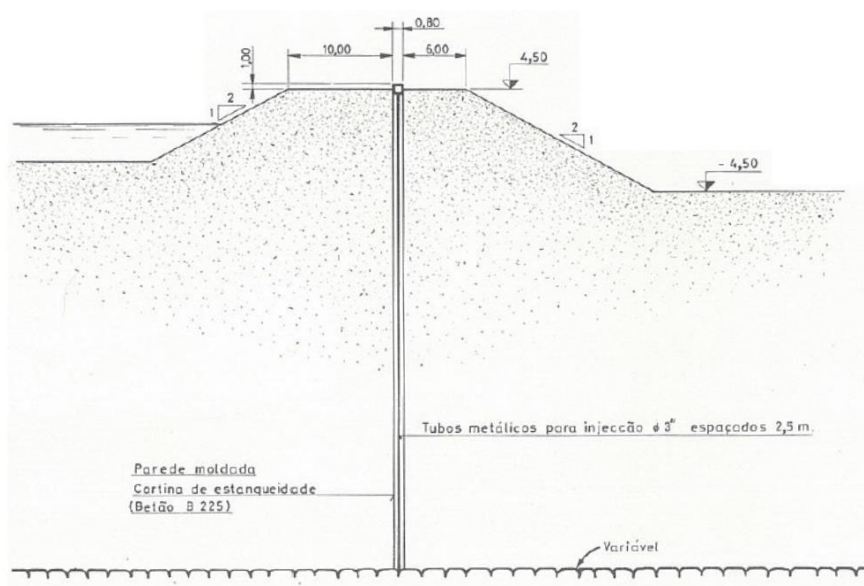


Fig. 2.8 - Corte da ensecadeira de grande desenvolvimento da margem esquerda [2]

Os dois vãos exteriores (1E e 3E) à grande ensecadeira da margem esquerda, foram objecto de obras que permitiram a protecção dos trabalhos (aterro) até caudais da ordem dos $1500 \text{ m}^3/\text{s}$, admitindo-se a inundação daquela zona para caudais superiores [6]. Nessas zonas houve a necessidade da realização de uma zona aterrada que permitiu, na estiagem de 1979, a construção dos pilares dos vãos 1E e 3E.

Para além do que foi dito anteriormente, foi também efectuada a montagem completa das peças fixas das comportas de duplo vagão e ensecadeiras, nas portadas concluídas, tendo sido também concluída a ligação do muro central da barragem à grande ensecadeira da margem esquerda, respectivamente a montante e a jusante por elementos de obra provisórios que foram destruídos posteriormente. Esta fase da obra foi concluída em Agosto de 1981 [6].

A fase sequente iniciou-se com a demolição dos corta-águas de montante e jusante acima das cotas da soleira nas bacias exteriores à grande ensecadeira, dos ramos de montante e jusante da grande ensecadeira e dos seus prolongamentos, exteriores ao muro da Barragem central.

O desvio do rio foi conseguido pela construção do ramo de montante da ensecadeira da margem direita, obrigando-o a fluir pelos 4 vãos esquerdos já construídos como se pode constatar na Fig. 2.6-B. O aterro do ramo de jusante foi efectuado sem dificuldades, com baixas velocidades do escoamento, ao abrigo do ramo de montante. Tal como na margem esquerda, foi depois construída uma parede moldada de betão que atinge o bed-rock, estando esta em contacto com os aterros referidos e os aluviões do fundo do rio, que em alguns pontos atingiam os 40 m de profundidade. Depois, foi realizada a fundação com o recurso à técnica das paredes moldadas dos pilares da margem direita da Barragem, seguida da sua betonagem até às cotas definitivas. Foram também feitas as escavações e respectivas betonagens das bacias de dissipação. E para finalizar, sucedeu-se a construção do viaduto sobre a barragem, do caminho de rolamentos dos pórticos e foram concluídos os trabalhos na central e eclusa [6].

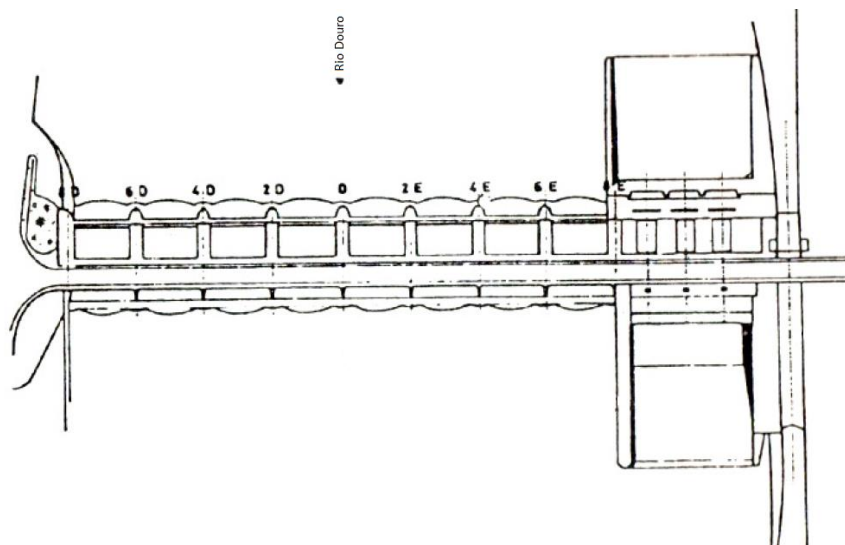


Fig. 2.9 - Final da construção [4]

2.4. ASPETOS DA EXECUÇÃO

A barragem de Crestuma-Lever foi a primeira obra hidráulica, construída em Portugal, a ter a sua fundação assente num fundo móvel, tendo sido bastante complexa a solução que foi adoptada para resolver os problemas resultantes desta fundação pouco usual.

Neste ponto do capítulo será apresentado um resumo da informação que foi possível coletar quanto ao processo desenvolvido pela equipa técnica responsável pelo empreendimento que concretizou, com sucesso, a materialização da fundação desta barragem.

2.4.1. SOLUÇÃO BASE

Como solução de partida, a empresa executante deste empreendimento terá proposto uma ensecadeira em forma de arco. Esta ensecadeira iria proteger as duas bacias de dissipação que se encontravam mais próximos da margem esquerda (5E e 7E) e iria ser construída com o recurso a painéis de paredes de betão, com 0,80 metros de espessura [3].

No que diz respeito aos corta-águas, eles seriam construídos com painéis de betão armado em forma de arco, de modo a reduzir a quantidade de armaduras e a permitir as escavações na área das bacias de dissipação. Esses painéis teriam 0,80 metros de espessura [3].

As fundações dos pilares passavam pela realização de dois grandes poços, com 12 metros de diâmetro, construídos com painéis de betão armado, com 0,80 metros de espessura. A quantidade de armadura a ser utilizada era reduzida, na ordem dos 40 quilogramas de aço por metro cubico de betão. Os dois poços, preenchidos por betão, assegurariam o suporte dos pilares a montante e a jusante (Fig. 2.10).

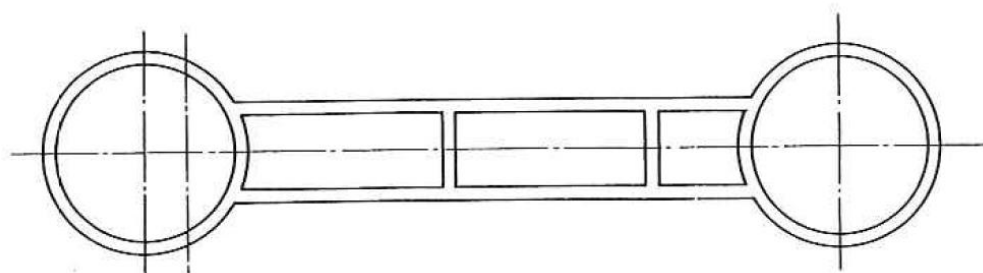


Fig. 2.10 - Solução base [4]

A ligar os dois poços foi previsto um elemento contínuo, limitado longitudinalmente e transversalmente por painéis de betão armado (0,80 m de espessura) [3], cujo interior não seria betonado. Isto causou certas dúvidas quanto ao comportamento estrutural, pois os painéis dos respectivos poços deveriam penetrar o bed-rock xistoso e os restantes painéis só iriam alcançá-lo.

Devido às dúvidas relacionadas com o comportamento estrutural, foram previstas duas soluções de modo a assegurar um melhor comportamento do conjunto formado pelos dois poços e paredes exteriores quando submetidas a forças horizontais. Essa duas soluções consistiam em:

- Substituição do material aluvionar por betão, levando assim a um maior número do conjunto de painéis transversais (cinco em vez de dois) [3];
- Tratamento do maciço aluvionar por meio de injeção [3].

2.4.2. SOLUÇÃO IMPLEMENTADA

Na solução base havia sido pensada a betonagem a seco dos dois poços. Mas durante a execução dos painéis da parede de betão, ocorreram grandes dificuldades no manuseamento dos tubos de ligação devido à profundidade atingida pelos painéis (40 metros) [3]. A penetração (2 metros) dos painéis na

rocha provocou vários colapsos. Era muito duvidosa a estanquidade dos painéis, entre eles, e entre o contacto dos painéis com o bed-rock. Assim, foi abandonada a solução mencionada no ponto anterior, por representar um elevado risco para os trabalhadores, pois a única maneira deles terem acesso à rocha firme era pelo interior dos poços.

Na sequência foi avançada outra solução que consistiu na escavação e betonagem submersa dos dois poços. A geometria dos poços foi modificada de modo a alcançar um menor volume. O mesmo aconteceu à parte contínua que se situa entre os poços, onde foram considerados seis painéis transversais. O esquema desta solução está representado na Fig. 2.11.

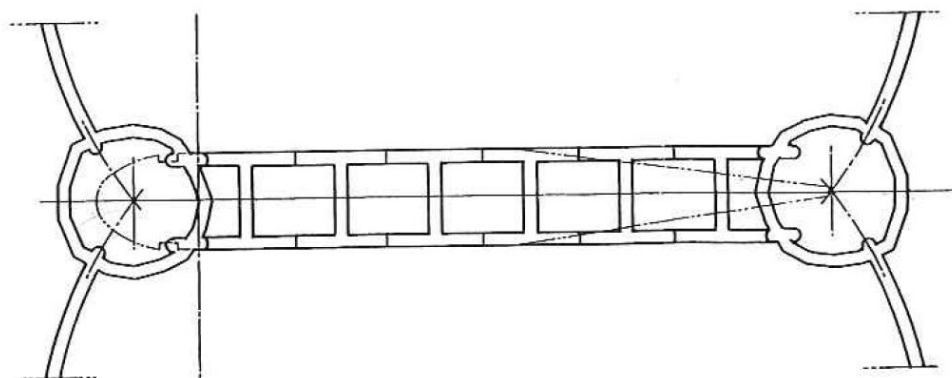


Fig. 2.11 - Solução adoptada [4]

2.4.3. DETALHES DA CONSTRUÇÃO

Os muros guia foram construídos com o uso de betão pouco armado, atingindo uma profundidade de 0,80 metros e com a espessura a variar entre 0,20 e 0,25 metros [3]. Nos poços, os muros guia têm uma forma poligonal enquanto que nos arcos têm uma forma quase circular.

Todas as paredes de betão realizadas pela técnica de paredes moldadas foram projetadas para terem 0,80 metros de espessura e com armadura (excepto os painéis da grande ensecadeira que protege a central de energia). Essas paredes atingiram o bed-rock após terem atravessado a rocha alterada. Os painéis correspondentes aos muros corta-águas atingiram o nível pretendido (-17.50 m) [3]. Os níveis do topo dos painéis foram ajustados de acordo com a sua localização. Todos os painéis com o topo mais elevado que plataforma de trabalho, foram preenchidos, na parte superior, com betão simples de modo a facilitar a sua posterior destruição. Os detalhes até agora mencionados terão melhor compreensão através da observação da Fig. 2.12.

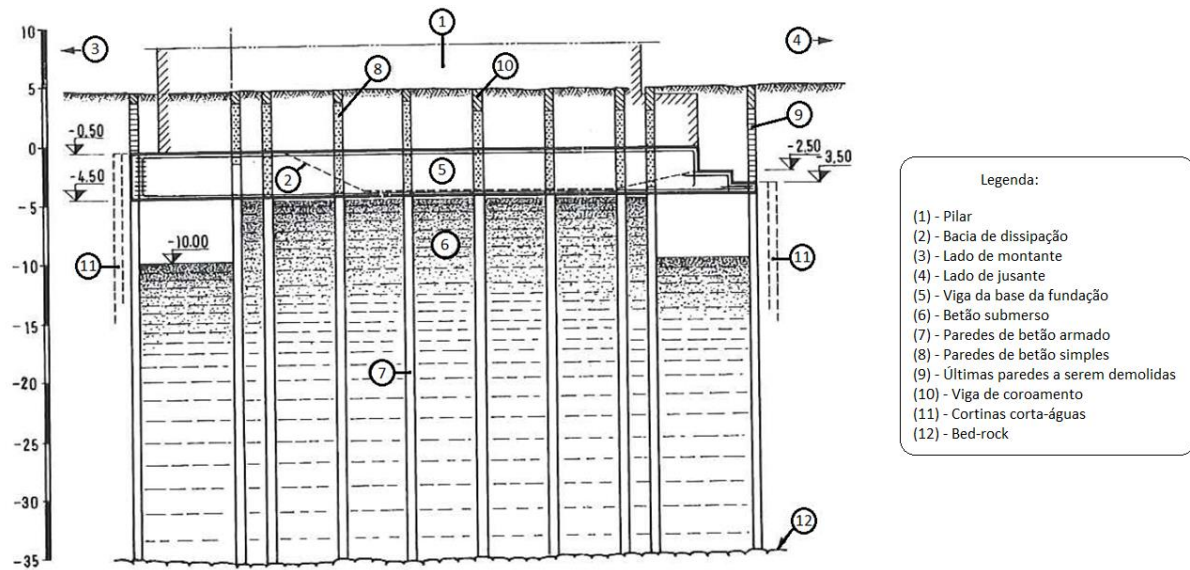


Fig. 2.12 - Esquema da fundação [4].

A salinidade das águas do rio no local da barragem de Crestuma-Lever, foi motivo para a utilização de cimento de alto-forno. Todo o betão usado pertencia pelo menos à classe B225 (de acordo com o regulamento regente à data), tendo sido usado uma dosagem de cerca de 445 quilogramas de cimento por metro cúbico de betão [3].

De modo a reduzir a infiltração pelo “bed-rock”, foi deixado um tubo em cada painel da grande ensecadeira (margem esquerda) que protege a área da central a fim de permitir a perfuração e injeção do maciço rochoso no caso de ocorrer infiltração após as escavações da área da central. Mas tal não foi necessário pois o fluxo da infiltração era muito reduzido (15 l/s) [3]. Outras cimentações foram realizadas nos pilares, de modo a melhorar a ligação do betão submerso com o bed-rock.

Nos vãos exteriores (1E e 3E) à grande ensecadeira da margem esquerda, foram executadas duas paredes moldadas plásticas (bentonite-cimento) a montante e a jusante dos dois vãos, que atingiam o “bed-rock”. Estas paredes plásticas (com 0,80 metros de espessura) reduziram a percolação da água através da fundação aluvionar, por baixo das bacias de dissipação correspondentes aos vãos 1E e 3E e facilitaram a execução dos trabalhos necessários para a materialização dessas bacias, pois as cortinas corta-águas, que constituem o corpo da barragem, não atingem o “bed-rock”. Estas paredes são muito elásticas e adaptam-se bastante bem aos pequenos movimentos que podem ocorrer no interior do terreno aluvionar.

Apos terem sido realizados todos os trabalhos de execução das paredes moldadas, seguiram-se as escavações e betonagens, efetuadas com base nas seguintes fases:

- Escavação submersa dentro dos poços até ter sido atingido o “bed-rock”, de modo a garantir um bom suporte para as fundações dos pilares;
- Betonagem submersa dos poços, sendo feita a conexão entre as armaduras.
- Betonagem, a seco, até o nível da plataforma de trabalho e execução das extremidades de montante e de jusante dos pilares, tendo sido posteriormente arrancadas as armaduras dos painéis.

- Demolição dos painéis dos poços na zona de separação da bacia de dissipação e continuação da betonagem com a preparação de materiais à prova de água para serem colocados nas ligações.

Este procedimento foi realizado simultaneamente em vários poços.



Fig. 2.13 - Pormenor da Construção dos Pilares (Armaduras + Ranhuras) [7]

As escavações e betonagens submersas da parte continua, que se situa entre os poços, foram executadas a partir da plataforma de trabalho e na maioria das vezes, em simultâneo com os outros trabalhos semelhantes nos poços. A escavação realizada dentro das células, chegou a atingir o bed-rock. A betonagem submersa realizada nessas células apenas atingiu a cota -4.50 m enquanto a forma hidrodinâmica, que foi projectada para o pilar, só começa a notar-se a partir da cota -4.00 m (Fig. 2.13).

2.5. CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS SOBRE O FUNCIONAMENTO DOS DESCARREGADORES DE CHEIAS

A bacia hidrográfica do rio Douro, devido ao seu tamanho e às suas características fisiográficas e hidrológicas, gera regulares correntes significativas e grandes inundações com alguma frequência. Um dos aspectos mais importantes para o sucesso deste projecto foi encontrar uma seção do rio com largura suficiente para evitar a quebra do equilíbrio natural do rio, especialmente na época de cheias. Esta foi a razão pela qual foi adoptada a solução de uma barragem móvel, pois esta não causa obstrução na ocorrência de cheias. Em termos hidráulicos, para grandes cheias, a barragem funciona como um elemento que introduz uma perda de carga local controlada pelo muro guia da margem direita, pela central localizada na margem esquerda e pelos pilares no rio.

Assim, como a capacidade do reservatório de Crestuma-Lever para armazenamento em caso de cheias é limitada, os descarregadores da barragem têm de ter a capacidade de descarregar grandes fluxos de

água ($26000 \text{ m}^3/\text{s}$) e têm, também, de operar face a uma variação de cerca de 20 metros do nível da água a jusante [5].

O nível normal da água do reservatório (NNA) atinge a cota de 13,00 metros, nível que é mantido durante cheias de magnitude baixa e intermédia através da abertura sequencial das comportas. Só quando todas as comportas atingem a posição máxima de abertura que lhes é permitida (7 metros), é que o nível da água no reservatório pode ultrapassar o NNA [5].

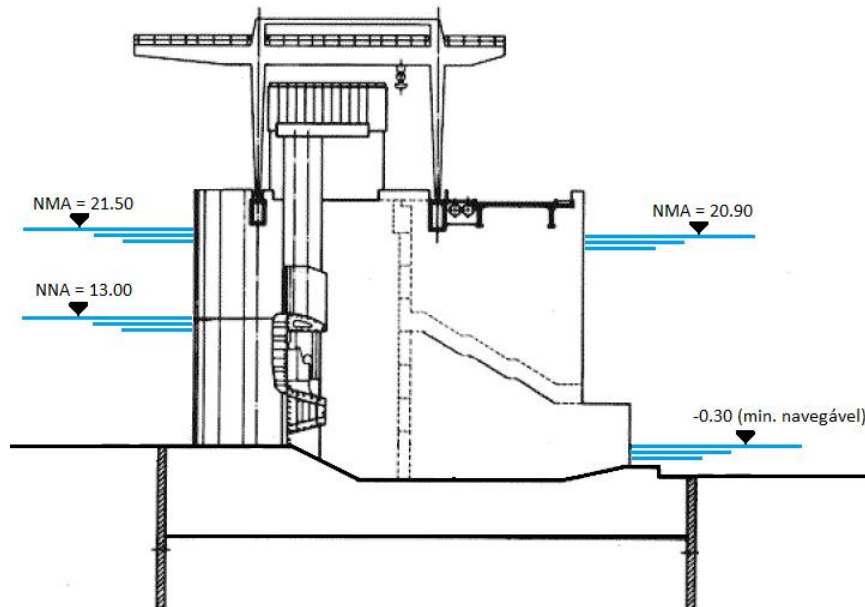


Fig. 2.14 – Esquema de cotas dos níveis de retenção da água

As comportas desta barragem foram projectadas para operarem de acordo com as seguintes magnitudes de cheias:

- Pequenas cheias;
- Pequenas a intermédias cheias;
- Intermédias a grandes cheias;
- Grandes cheias.

Quando surgem pequenas cheias, o nível de água no reservatório é mantido no nível normal (NNA). É iniciado então um sistema sequencial e predefinido de etapas que baixam as partes superiores das comportas provocando uma queda livre do fluxo da água mesmo em cima das lajes de betão das bacias de dissipação, sendo este um mecanismo bastante eficiente de dissipação de energia.

Quando a magnitude das cheias varia de pequena a intermédia, é mantido o mesmo nível de água no reservatório referido no caso em que as cheias são pequenas. Mas para manter esse nível, as partes inferiores das comportas são elevadas sequencialmente mantendo-se as partes superiores totalmente retraídas. Isto faz com que ocorra um fluxo de água cruzado dentro das bacias de dissipação. A elevada energia proveniente dos jatos de água formados por de baixo das comportas é, na maior parte, dissipada pela intersecção dos jatos de água horizontais e da queda livre do fluxo de água [6]. Estes fluxos cruzados aumentam as condições para a dissipação de energia na bacia.

Numa situação em que a magnitude das cheias varia de intermédia a grande, o nível no reservatório é também mantido no nível normal (NNA). Neste caso, o fluxo ocorre pelas aberturas por baixo das comportas, em que essas aberturas variam entre os 4,5 e os 7 metros, sendo que a energia é dissipada através do choque hidráulico formado dentro de cada uma das bacias de dissipação [5].

Na última situação em que as cheias são grandes, o nível no reservatório varia entre o nível normal e o nível máximo de água (NMA), em que esse nível é mantido através de uma abertura total e sequencial das comportas. Assim para taxas de fluxo superiores a $8000 \text{ m}^3/\text{s}$ [5], as comportas são levantadas completamente, permitindo que a água flua sem o controle destas. Quando as 8 comportas estão totalmente abertas, a perda de carga, na secção da barragem associada às condições de fluxo, vai definir nível da água a montante.

Tendo em consideração o que foi descrito anteriormente sobre a maneira de como funcionam os descarregadores de cheias desta barragem, é possível transmitir algumas considerações sobre como é efectuado o controlo das descargas conforme a dimensão da inundação e como estas descargas afectam a camada protectora de jusante.

As descargas de pequenas cheias podem ser controladas independentemente do nível a que se encontra a água no lado de jusante e asseguram adequadas condições da energia de dissipação. Assim, neste caso as cargas hidrodinâmicas transmitidas à camada protectora não são severas.

As descargas de cheias pequenas a intermédias (acima de $4350 \text{ m}^3/\text{s}$ pelo descarregador) [6] podem ser controladas provocando a dissipação de energia através de fluxos cruzados dentro das bacias de dissipação. A eficiência de tal mecanismo de dissipação depende dos níveis de água a jusante, pois têm de ser suficientemente altos para que a dissipação de energia hidráulica seja forçada a tomar o seu lugar dentro da bacia de dissipação. Se forem adquiridas estas condições, não serão aplicadas excessivas cargas hidrodinâmicas na camada protectora.

As descargas de cheias intermédias a grandes são controladas exclusivamente pelas aberturas por baixo das comportas. A dissipação da energia é alcançada por meio de choque hidráulico dentro das bacias de dissipação, o que implica que o nível de água a jusante seja maior do que a profundidade de cada bacia. Caso estas condições sejam verificadas, a camada protectora de jusante conseguirá suportar as cargas residuais da turbulência proveniente dos fluxos que se dão nas bacias de dissipação.

As descargas de grandes cheias envolvem uma operação que consiste na elevação total das comportas e, como se está a envolver grandes níveis de água a jusante e a montante da barragem, não são particularmente severas para a camada protectora em termos de dissipação de energia, velocidades e turbulências. As perdas de carga associadas são menores do que a situação em que fluxo ocorre por debaixo das comportas.

Tendo em conta o que foi referido anteriormente, pode-se concluir que as condições mais severas para a dissipação de energia correspondem ao caso em que o fluxo das cheias é realizado nas aberturas situadas abaixo das comportas. Isso deriva da necessidade de ter níveis da água do rio a jusante superiores à profundidade das bacias. De facto, caso as condições descritas não se concretizem, o choque hidráulico ocorre no final da bacia de dissipação, a jusante, ou ainda mais grave, esse fenómeno pode mesmo nem sequer ser formado, em que o fluxo de saída se tornava num jato horizontal de alta energia. Qualquer uma das situações põe em risco a integridade da camada de protecção a jusante.

É então necessário ter em atenção à morfologia de transporte dos sedimentos do rio e da carga suspensa, em todas as fases. O melhor método para analisar isso, é, através da criação de um modelo

hidráulico com fundo móvel, reproduzir todas as situações possíveis, com e sem acção da carga proveniente dos sedimentos.

A montante e a jusante da central de energia, foi necessário estabelecer um bom padrão da velocidade, de modo a minimizar a perda de carga, no circuito hidráulico. Este padrão foi usado para todas as descargas das turbinas, incluindo todas as posições das comportas do descarregador. Nos compartimentos a montante e a jusante da eclusa de navegação, a água deve permanecer calma, em todas as condições de descarga.

O caudal correspondente à descarga máxima de cheias por metro de largura do canal (descarga específica) e a potência gerada pela descarga de cheias por metro são dos critérios mais importantes a estabelecer num projecto de barragens fundadas em solos. Em geral, a máxima energia produzida pela descarga de cheias não é coincidente com a descarga máxima de cheias, por causa da diferença de cotas entre o nível de água a montante e a jusante. Na Quadro 2.2 referem-se dados importantes sobre o comportamento da barragem de Crestuma-Lever relacionados com o que foi mencionado neste último parágrafo.

Quadro 2.2 - Dados relativos à descarga, carga, velocidade e potência da barragem de Crestuma-Lever [3]

Descarga (m^3/s)	Nível a montante (m)	Nível a jusante (m)	Queda (m)	Caudal por metro (jusante da barragem) ($m^3/s.m$)	Caudal por metro (jusante da central) ($m^3/s.m$)	Velocidade media (jusante da barragem) (m/s)	Potência por metro (jusante da barragem) (KW/m)
2000	13.00	4.00	9.00	7.5	5.6	1.2	680
4000	13.00	6.50	6.50	15.0	11.1	1.7	980
5000	13.00	7.50	5.50	18.8	13.9	1.9	1040
6000	13.00	8.50	4.50	22.6	16.7	2.1	1020
7000	13.00	9.40	3.60	26.3	19.4	2.2	950
8000	13.00	10.30	2.70	30.1	22.2	2.4	810
9000	13.00	11.10	1.90	33.8	25.0	2.5	640
10000	13.00	11.80	1.20	37.6	27.8	2.6	450
15000	15.25	15.05	0.20	56.4	41.7	3.2	110
20000	18.20	17.90	0.30	75.2	55.6	3.7	230
26000	21.20	20.85	0.35	97.7	72.2	4.2	340

Assim, a partir da observação da tabela anterior, pode-se concluir que a máxima energia proveniente das descargas na barragem de Crestuma-Lever corresponde a um caudal de $5000 m^3/s$, e não à descarga máxima de cheias considerada no projeto.

2.6. PROTEÇÃO A JUSANTE. COMPORTAMENTO OBSERVADO E MEDIDAS CORRETIVAS

Neste tipo de obras, um dos aspectos mais relevantes a ter em consideração no dimensionamento, diz respeito à restituição da água a jusante de forma a evitar a ocorrência de fenómenos de erosão que colocariam em risco a segurança da estrutura.

As bacias de descarga desta barragem foram fundadas directamente no leito aluvionar do rio, o que torna a solução escolhida bastante sensível à ocorrência de erosão do leito, provocada pela macro turbulência gerada pelas descargas de cheias na zona imediatamente a jusante do corpo da barragem. Associado a esta erosão, há que ter em conta que o fluxo de percolação, ou seja, a circulação de água sobre as bacias, vai provocar o agravamento das condições de estabilidade e segurança pelo facto de diminuir o percurso de percolação e por consequência aumentar a velocidade de fluxo. Tudo isto aumenta o risco de ocorrência de fenómenos de instabilidade de origem hidráulica como o levantamento hidráulico e a erosão interna (“piping”).

Para prevenir o efeito da erosão, foi dimensionado um tapete de protecção de enrocamento (riprap) que deveria garantir a protecção da zona onde se previa a ocorrência da erosão provocada pela macro turbulência e pelo fluxo de percolação no terreno de fundação.

O dimensionamento da protecção a jusante foi levado a cabo com o recurso a ensaios realizados num modelo à escala reduzida (Fig. 2.15), sendo que este modelo teve o objetivo de reproduzir o comportamento da barragem em funcionamento.

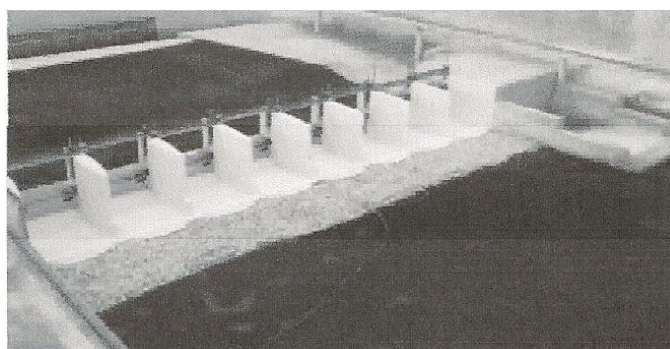


Fig. 2.15 – Modelo à escala reduzida [5]

Assim, os ensaios realizados no modelo permitiram determinar a que distância da barragem se iria observar o processo erosivo e a profundidade da fossa criada pela erosão. Mas essencialmente permitiram a realização de testes sobre o tipo de material que deveria ser colocado na zona onde era espetável a ocorrência de erosão, ou seja, era pretendido conhecer a dimensão dos blocos que iriam constituir a camada protectora de modo a que não se verificasse o efeito erosivo. Com base nos resultados obtidos nesses ensaios, foi decidido na fase de projeto que o tapete iria ser constituído por uma camada superficial de enrocamento que se estendia por 60 metros a jusante do descarregador e por duas camadas que obedeciam às condições de filtro, que se prolongavam em mais 20 metros a jusante do descarregador, ficando o leito do rio protegido por um tapete com um comprimento total de 80 metros [5]. A geometria do tapete colocado a jusante da barragem encontra-se ilustrada nas Figuras 2.16 e 2.17.

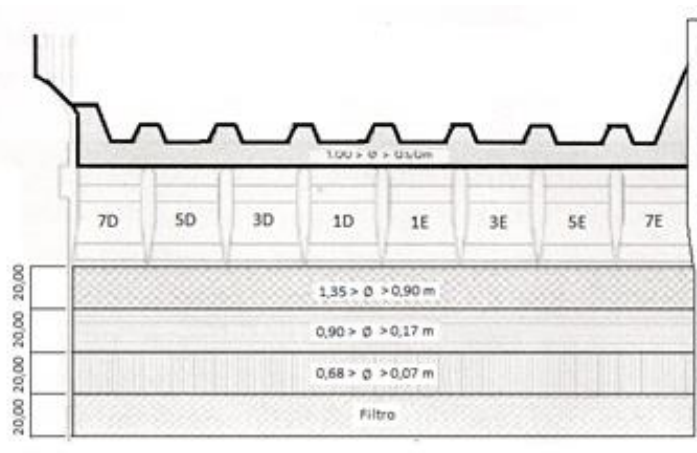


Fig. 216 - Tapete de protecção visto em planta [5]

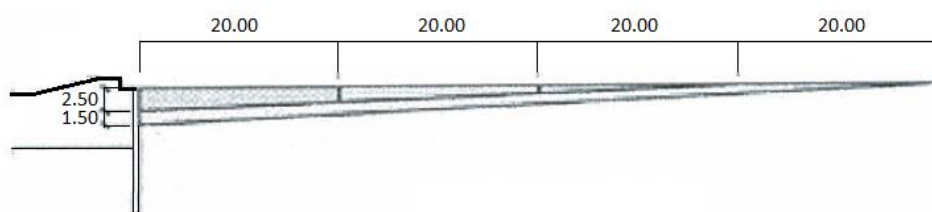


Fig. 217 - Tapete de protecção visto em corte [5]

2.6.1. COMPORTAMENTO OBSERVADO

É dada especial atenção ao comportamento do tapete protetor a jusante da barragem, tendo sido feitas observações periódicas do comportamento do tapete durante a exploração levadas a cabo pela equipa técnica responsável pelo empreendimento desde que este entrou em serviço.

Essas observações foram realizadas através de levantamentos batimétricos, com particular incidência na sequência de grandes cheias. Os dados obtidos nesses levantamentos, que foram realizados de 1985 até 2010 [5], evidenciaram uma fossa criada pela erosão apresentando uma profundidade média de 4 metros, perto da cortina corta-águas no lado de jusante [5].

O que se verificou a partir dos resultados obtidos na análise sobre o comportamento do tapete protetor, foi que a erosão foi evoluindo ao longo dos anos na zona de jusante, danificando o tapete protector original. Como os resultados se revelaram insatisfatórios, o que indica que o tapete não se comportou adequadamente face ao fenómeno erosivo, a entidade responsável pela exploração do empreendimento decidiu iniciar estudos para determinar as causas mais prováveis da erosão que se observa no leito do rio a jusante da barragem e para avaliar a sua segurança em caso de rotura completa da camada de riprap, perto do descarregador.

No decorrer desses estudos, foram realizadas inspecções submersas, com mergulhadores, que permitiram avaliar o tipo de material que cobria a zona erodida e também analisar a interface entre a cortina corta-águas de jusante e o leito do rio. As inspecções realizadas evidenciaram que a maior parte do material que estava na cavidade criada pela erosão era formada por sedimentos e que a

camada protetora de riprap e as duas camadas que obedeciam às condições de filtro foram danificadas na maior parte da sua largura, perto da cortina corta-águas de jusante.

Entre as muitas causas que conduziram à destruição do tapete, foram identificadas como mais prováveis as seguintes:

- Um mau dimensionamento do tapete de protecção;
- A camada de riprap colocada a jusante do descarregador não cumpria a dimensão dos blocos que foi definida em projeto;
- Na exploração dos órgãos de descarga, geraram-se energias de dissipação distintas das que foram previstas em projeto;
- A extração de areia e a dragagem que ocorre no canal de navegação existem desde que a barragem entrou em serviço.

2.6.2. MEDIDAS CORRETIVAS

Depois de vários anos de observação sistemática do comportamento do tapete protetor e de avaliação da necessidade de se realizarem intervenções que melhorassem o seu comportamento, foi decidido, por parte da entidade responsável pela exploração do empreendimento, que deveria ser realizada uma reanálise da situação, sendo que esta implicava o redimensionamento do tapete. Essa reanálise consistiu:

- No estudo do fluxo de percolação pelo terreno da fundação através de um modelo numérico de duas dimensões, avaliando o risco da ocorrência de fenómenos relacionados com a instabilidade hidráulica;
- Em ensaios realizados em modelos à escala reduzida que incorpora a informação recolhida durante a exploração, de modo a encontrar soluções que sejam capazes de resistir às acções hidrodinâmicas provenientes do funcionamento dos descarregadores;
- No acompanhamento dos trabalhos que dizem respeito à remoção do tapete original e da construção do novo tapete de protecção.

De modo a assegurar um comportamento homogéneo por toda a nova camada de protecção de riprap, teve que ser retirada a camada original que estava danificada, que se estendia em aproximadamente 40 metros a jusante do descarregador [5]. Foi então prevista uma escavação perto das cortinas corta-águas de modo a atingir o leito original do rio (à cota -8,00 m), obtendo-se assim a espessura adequada para colocar as camadas que obedecem às condições de filtro e o próprio enrocamento (Fig. 2.18).

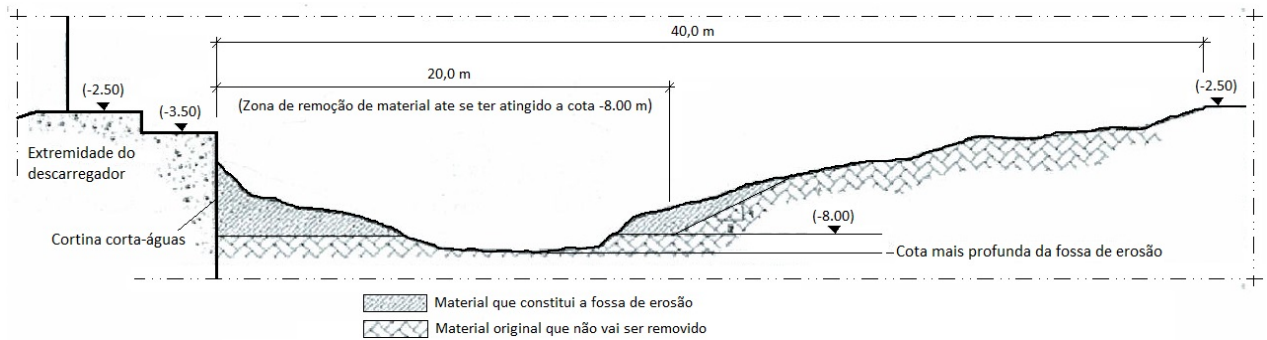


Fig. 2.18 - Representação esquemática da remoção do material que estava na fossa de erosão [5]

Baseado nos resultados obtidos nos ensaios em modelo hidráulico à escala reduzida e nas recomendações de natureza geotécnica, foi então realizado um redimensionamento do tapete de proteção, ou seja, da dimensão dos blocos que constituem o tapete. Nesse redimensionamento foi necessário aumentar o diâmetro dos blocos em relação à solução original. A Fig. 2.19 ilustra as características geométricas e geomecânicas do novo tapete de protecção.

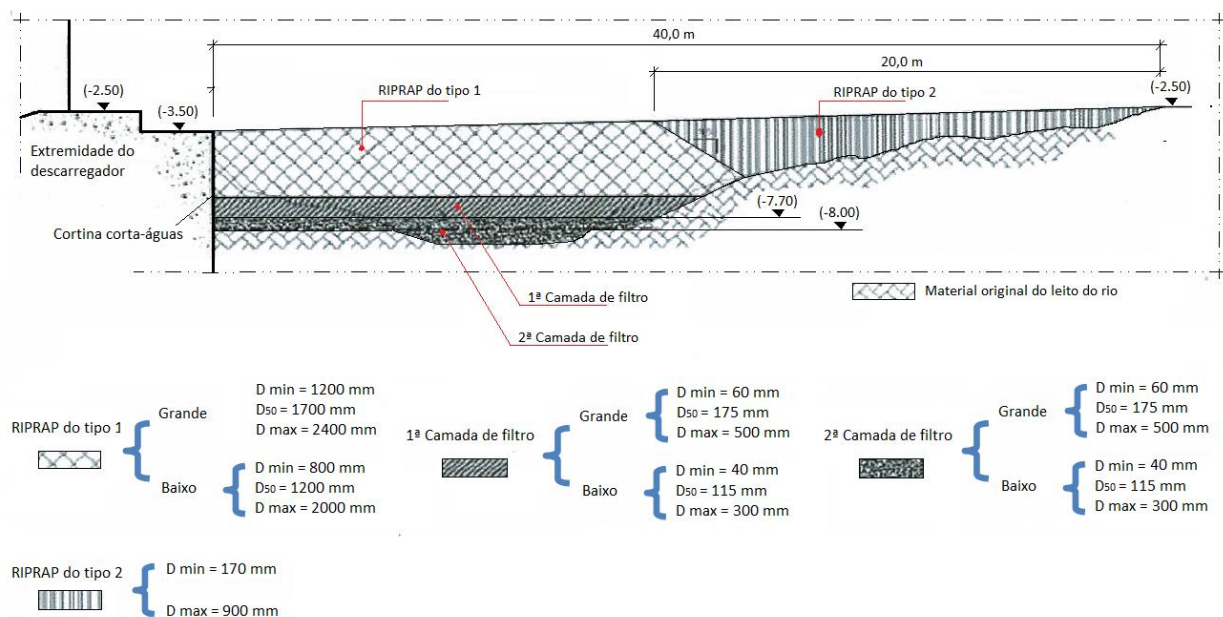


Fig. 2.19 - Representação esquemática da substituição do tapete protetor na zona danificada [6]

Para permitir o adequado controlo de qualidade dos trabalhos de reparação no tapete protector, foram tomadas várias medidas, nas quais se destacam:

- Levantamentos batimétricos tridimensionais detalhados, levados a cabo antes do início dos trabalhos, no fim da remoção dos materiais que estavam na fossa criada pela erosão, depois da colocação de cada camada que obedecia às condições de filtro e após a colocação da camada de riprap pelos materiais dos tipos 1 e 2 (Fig. 2.18);
- Inspeções visuais, com mergulhadores, antes, durante e no fim dos trabalhos, para confirmar a sua correta execução;

- Ensaio de controlo realizados no local e em laboratório, para assegurarem as características adequadas do material que constitui o tapete protector.

Tal como foi feito durante a exploração (antes de terem sido realizados os trabalhos de reparação), foram feitas observações sistemáticas de modo a observar o comportamento do novo tapete de protecção durante a sua exploração.

3

PERCOLAÇÃO E SEUS EFEITOS

3.1. INTRODUÇÃO

A movimentação da água nos solos verifica-se quando ocorrem diferenças de carga hidráulica entre as zonas pelas quais a água tende a seguir o seu percurso, sendo o seu movimento dirigido dos pontos que apresentam a maior carga hidráulica para os pontos que apresentam a menor carga hidráulica. A diferença entre cargas hidráulicas pode ser originada pela alteração das condições fronteira devido a obras de engenharia (barragens, escavações, etc.) ou mesmo pela intervenção da natureza sem que haja qualquer interferência do homem. No ramo da Geotecnia, a matéria que estuda o movimento da água pelos maciços terrosos tem o nome de **percolação** [7].

Nas obras de engenharia, com particular destaque no caso das estruturas de retenção de água, o estudo da percolação é de grande importância pois permite quantificar o caudal que percola no maciço e assim controlar o movimento da água através do solo, de modo a proporcionar uma protecção contra os efeitos nocivos deste movimento (liquefacção, erosão, fenómenos de instabilidade hidráulica, etc).

Considere-se o exemplo da Fig. 3.1, que ilustra a percolação dirigida de montante para jusante através do terreno de fundação de uma barragem de betão.

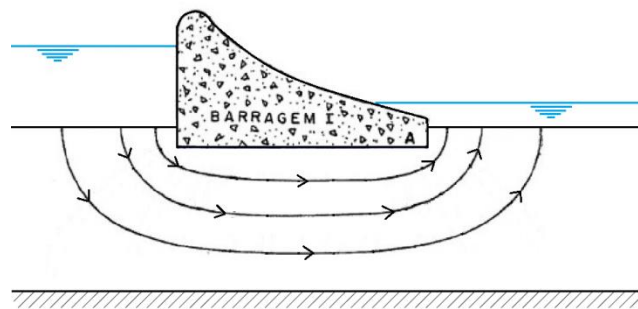


Fig. 3. 1 - Escoamento permanente associado a uma barragem.

A construção da obra hidráulica fez com que a água ficasse retida no lado de montante, o que provocou uma diferença de carga hidráulica entre o terreno a montante e o terreno a jusante da barragem que, por sua vez, leva a que o movimento da água seja o ilustrado na figura. Se forem mantidas as condições-fronteira ilustradas na figura, o movimento da água manterá as suas características, ou seja, o caudal e as distribuições do gradiente hidráulico e das pressões da água no meio interessado pela percolação, verificando-se assim um **escoamento em regime permanente** [7].

3.2. PERMEABILIDADE

Um meio poroso é definido como um meio sólido ou semi-sólido que contem espaços vazios. Para o mesmo tipo de material, a interligação desses espaços vazios, denominados poros, determina a permeabilidade do meio, ou seja, quanto mais poroso for o material, maior será a sua permeabilidade. Pode-se então concluir que a quantidade de fluxo que percola num meio poroso está diretamente relacionado com a permeabilidade do material.

A análise de permeabilidade através de meios porosos é regida basicamente pela Lei de Darcy (1856), em que esta descreve a interação do movimento da água com a estrutura do solo. A lei de Darcy [8], foi deduzida experimentalmente com o recurso a um dispositivo que tem a mesma finalidade do que se representa na Fig. 3.2. A sua experiência consistiu em estabelecer um regime de percolação permanente da água através de uma amostra de solo, seguindo a direcção sugerida na figura devido à diferença de cargas hidráulicas entre os pontos 1 e 2 (extremos do escoamento).

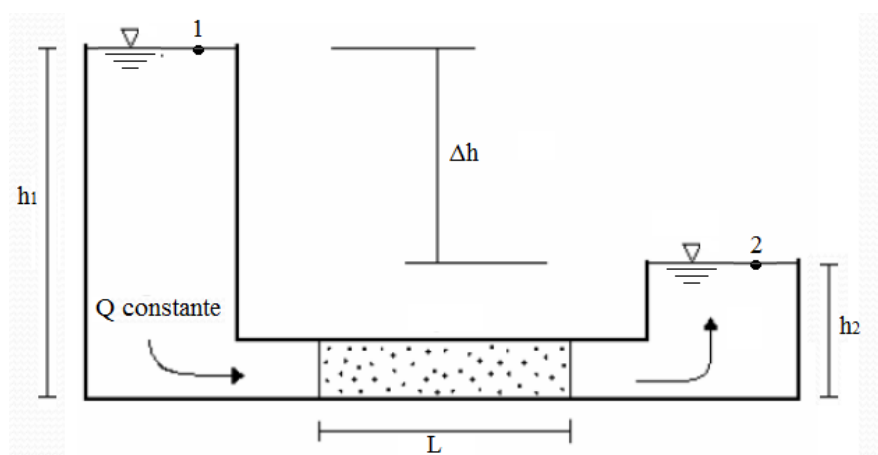


Fig. 3. 2 - Experiência de Darcy

Darcy determinou experimentalmente que o caudal que atravessa a amostra de solo é diretamente proporcional à perda de carga total ($\Delta h = h_1 - h_2$) e é inversamente proporcional à distância percorrida (L). Desta forma, a equação que traduz a Lei de Darcy é a seguinte:

$$Q = k \frac{h_1 - h_2}{L} S \quad (3.1)$$

Sendo que S corresponde à área da secção transversal da amostra e k corresponde a uma constante de proporcionalidade.

Tendo em conta que a expressão que permite determinar o gradiente hidráulico:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (3.2)$$

leva a que se possa escrever a equação da seguinte forma:

$$Q = k i S \quad (3.3)$$

Através de ensaios experimentais em solos granulares saturados, variando o comprimento da amostra e da perda de carga total, Darcy observou que a velocidade de percolação (v) é proporcional ao gradiente hidráulico:

$$v = Q/S = k i \quad (3.3)$$

sendo k definido como o coeficiente de permeabilidade do solo, expresso em m/s. É de referir que alguns autores utilizam o termo condutividade hidráulica para designar esse parâmetro.

3.2.1. AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE

Uma das propriedades mais importantes para a caracterização de um solo é a sua permeabilidade, pois esta representa a capacidade de transporte do fluido através da formação. O grau de permeabilidade de um solo é expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade (k) e este pode ser avaliado por meio de ensaios de laboratório e ensaios *in situ*.

A granulometria é, destacadamente, o fator mais relevante para a permeabilidade. Mas esta depende também de outros aspectos que dizem respeito ao solo, como o índice de vazios, a estrutura, a composição mineralógica (com particular destaque nos solos mais finos) e o grau de saturação.

O coeficiente de permeabilidade é um parâmetro que exhibe uma vasta gama de valores para caracterizar os solos correntes. Os Quadros 3.1 e 3.2 indicam, respectivamente, as ordens de grandeza típicas do coeficiente de permeabilidade para os solos de origem sedimentar e uma classificação dos solos relativamente à sua permeabilidade.

Quadro 3. 1 - Valores típicos de coeficientes de permeabilidade de solos de origem sedimentar [7]

Tipo se solo	K (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	$10^{-2} a 10^{-3}$
Areia média	$10^{-3} a 10^{-4}$
Areia fina	$10^{-4} a 10^{-5}$
Areia siltosa	$10^{-5} a 10^{-6}$
Siltes	$10^{-6} a 10^{-8}$
Argilas	$10^{-8} a 10^{-10}$

Quadro 3. 2 - Classificação dos solos quanto à sua permeabilidade [7]

Grau de permeabilidade	K (m/s)
Alto	$> 10^{-3}$
Médio	$10^{-3} a 10^{-5}$
Baixo	$10^{-5} a 10^{-7}$
Muito Baixo	$10^{-7} a 10^{-9}$
Praticamente impermeável	$< 10^{-9}$

Conforme foi dito atrás, o coeficiente de permeabilidade varia dentro de limites muito amplos e depende de diversos factores para além da granulometria, por isso, compreende-se que a sua estimativa aproximada envolve grandes dificuldades. Essa complicada estimativa do coeficiente provem, em parte, do facto de os solos serem, tipicamente, anisotrópicos em termos de permeabilidade.

A anisotropia mais ou menos pronunciada no que respeita à permeabilidade, tipicamente exibida pelos solos, resulta, em parte, de em cada estrato que constitui o maciço, as partículas que estão sob o peso dos sedimentos sobrejacentes tenderem a existir com maior dimensão na direção horizontal do que na vertical, o que facilita a circulação da água na direção horizontal. Esse aspeto é tanto mais relevante quanto mais a forma das partículas se aproxima da laminar (argilas) e se afasta da “esférica” (solos arenosos). Nos maciços granulares tal aspeto não é, em regra, suscetível de conduzir a um grau elevado de anisotropia. Mas nos solos argilosos adquire maior importância, especialmente naqueles mais antigos e com uma estrutura mais orientada.

Mas o fator preponderante para a anisotropia de permeabilidade é a própria estratificação do maciço. Podendo assim constatar-se que quando os coeficientes de permeabilidade do conjunto das camadas horizontais, ainda que cada uma exiba isotropia de permeabilidade, diferem o maciço por elas formado, o maciço passa a constituir um meio anisotropico em termos de permeabilidade, com a permeabilidade na direção horizontal superior ou muito superior à permeabilidade na direção vertical.

A explicação dada para um maciço estratificado pode ser estendida ao caso de um estrato único. Com efeito, nos solos aluvionares macroscopicamente homogéneos (identificados como um único estrato) verifica-se muitas vezes uma sucessão de finíssimas subcamadas granulometricamente uniformes de escala centimétrica ou milimétrica com granulometrias algo distintas, correspondendo às variações cíclicas do ambiente de sedimentação durante os séculos ou milénios em que foram formados pela Natureza [7]. Tendo em conta que o valor do coeficiente de permeabilidade é muito sensível em relação à granulometria do solo, variações relativamente modestas no tamanho das partículas são susceptíveis de induzir variações significativas de permeabilidade entre subcamadas. Estas variações conferirão uma anisotropia de permeabilidade ao estrato macroscopicamente homogéneo [7].

3.3. ESCOAMENTO PERMANENTE BIDIMENSIONAL EM MEIOS POROSOS

Quando o fluxo de água se verifica sempre na mesma direção, tal como acontece em regra no caso dos ensaios com permeâmetro, diz-se que o fluxo é unidimensional. Para esse tipo de fluxos, que

apresentam apenas uma direcção (vertical ou horizontal), o cálculo do caudal de percolação através de um solo é obtido a partir da aplicação direta da lei de Darcy.

Mas numa situação em que as partículas de água seguem percursos curvos (Fig. 3.1), mas contidos num plano paralelo, o fluxo é bidimensional, como se pode observar, por exemplo, no caso da percolação no terreno de fundação de uma barragem. O estudo do fluxo bidimensional tem uma melhor compreensão através da representação gráfica dos caminhos percorridos pela água e da correspondente dissipação da carga. Esta representação é designada por **rede de fluxo ou de percolação**. O conceito da rede de fluxo baseia-se na equação da continuidade, que se rege pelas condições de fluxo uniforme para um dado ponto do maciço terroso.

3.3.1. REDES DE ESCOAMENTO EM MACIÇOS HOMOGÉNEOS COM ISOTROPIA DE PERMEABILIDADE

A Fig. 3.3 ilustra a rede de escoamento permanente originada por um desnível de diferença de cargas hidráulicas existente entre o lado de montante e de jusante da cortina impermeável, num maciço de solo homogéneo e isotrópico em termos de permeabilidade.

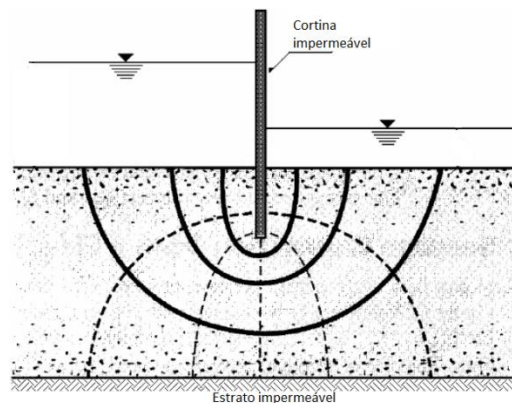


Fig. 3. 3 - Rede para um escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo.

Pode observar-se que a rede de percolação daquele maciço é formada por duas famílias de linhas que se intersectam entre si ortogonalmente, sendo elas:

- As linhas de fluxo;
- As linhas equipotenciais.

As linhas que se encontram a tracejado são designadas por linhas equipotenciais, ao longo das quais a carga hidráulica é constante. Se for colocado um piezómetro em qualquer ponto de uma dada linha equipotencial, a coluna de água no piezómetro atingirá sempre a mesma cota. As restantes linhas são as linhas de corrente ou de fluxo, representam a trajetória das partículas de água no maciço terroso, deslocando-se de montante (nível mais alto da água) para jusante (nível mais baixo da água), no caso da Fig. 3.3.

A rede de fluxo constitui a solução gráfica para um problema de percolação bidimensional e é uma forma apropriada para representar o escoamento e as grandezas relacionadas com o mesmo, como o caudal, o gradiente hidráulico e as pressões na água dos poros. A rede é também muito útil para a caracterização do estado de tensão no maciço onde ocorre a percolação pois o conhecimento das

pressões exercidas no maciço pelo movimento da água é indispensável para o cálculo das tensões efectivas.

3.3.2. REDES DE ESCOAMENTO EM MACIÇOS COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE

Como já foi referido, a maioria dos solos não apresenta isotropia em termos de permeabilidade. Por exemplo, num maciço de fundação de uma barragem, a magnitude da permeabilidade muda de acordo com a direcção do fluxo, devido à disposição relativa dos grãos no interior do maciço. Portanto, no caso de um maciço anisotrópico, as partículas do solo tendem a orientarem-se de forma a ficarem com as suas maiores dimensões na posição horizontal, fazendo com que o maciço exiba um coeficiente permeabilidade na direcção horizontal consideravelmente superior ao coeficiente na direcção vertical.

A rede de fluxo resultante de um maciço que exhibe anisotropia terá uma configuração diferente da observada no caso em que o maciço é isotrópico. Na Fig. 3.4 ilustra a aplicação de um programa de cálculo automático que se baseia no método dos elementos finitos, onde se pretende obter a rede de escoamento no terreno de fundação de uma barragem de betão. Apresentam-se as redes de fluxo para as seguintes situações:

- Maciço isotrópico;
- Maciço anisotrópico ($k_h = 4 k_v$)

Através da observação da figura, pode dizer-se que quando é considerada a anisotropia de permeabilidade, as linhas equipotenciais já não são normais às linhas de fluxo. E para o mesmo número de linhas equipotenciais e de fluxo, que foram definidas no caso em que foi assumida a isotropia em termos de permeabilidade no maciço, verificou-se que a malha gerada pela rede de fluxo deixou de apresentar uma forma aproximadamente quadrada, passando a apresentar elementos com uma forma próxima da retangular.

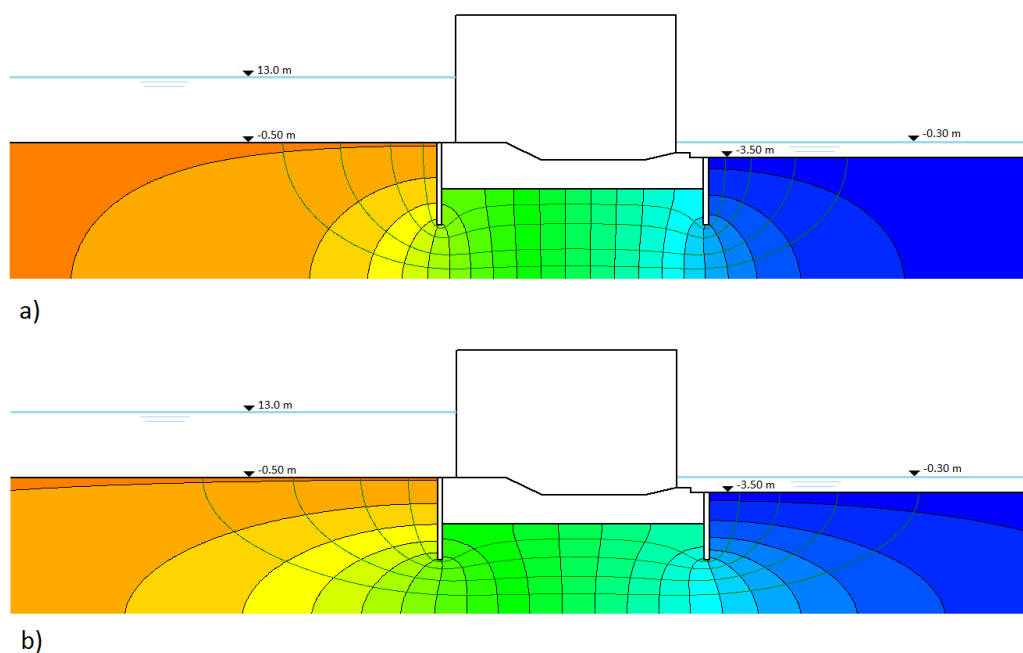


Fig. 3. 4 - Redes de escoamento para o terreno de fundação de uma barragem de betão: a) maciço isotrópico; b) maciço anisotrópico ($k_h = 4 k_v$)

3.4. INSTABILIDADE DE ORIGEM HIDRÁULICA

Nas obras de engenharia nas quais se verifica percolação (barragens, ensecadeiras, estruturas de suporte de terra, etc.), os escoamentos verticais ou aproximadamente verticais com elevados gradientes hidráulicos podem ocasionar situações de instabilidade hidráulica. É, pois, nas zonas do maciço em que o escoamento tem direcção próxima ou coincidente com a vertical e sentido ascendente, que será necessária a realização de uma análise merecedora de particular atenção.

Se determinada zona do terreno de fundação de uma estrutura, em que se verifica um elevado valor do gradiente hidráulico, for constituída por um material fino e na sua proximidade ocorrer a presença de um material que apresenta uma maior granulometria, o material da zona referida será sujeito a um forte poder de arrasto. Ou seja, a força de percolação, que existe por consequência direta e exclusiva do movimento da água e tem a sua grandeza directamente proporcional ao gradiente hidráulico, terá um grande impacto no local onde se regista o elevado gradiente.

A ocorrência referida anteriormente traduz-se numa situação suscetível de originar uma instabilidade hidráulica. Neste ponto capítulo serão abordadas dois tipos de instabilidade hidráulica, sendo esses os seguintes:

- Levantamento hidráulico;
- Erosão interna (“piping”).

3.4.1. LEVANTAMENTO HIDRÁULICO

Este tipo de instabilidade hidráulica verifica-se quando os gradientes hidráulicos geram forças de percolação que anulam as tensões efectivas do solo numa determinada zona do maciço, manifestando-se pelo levantamento do solo acima da zona referida.

Tendo em conta o que foi referido anteriormente sobre os escoamentos de direcção vertical ou aproximadamente verticais, a partir da observação da rede de escoamento que se encontra Fig. 3.5, pode concluir-se que os maiores gradientes hidráulicos ocorrem a profundidades muito próximas do pé das cortinas que pertencem ao corpo da barragem. É então aí que as forças de percolação que contrariam a acção da gravidade são máximas.

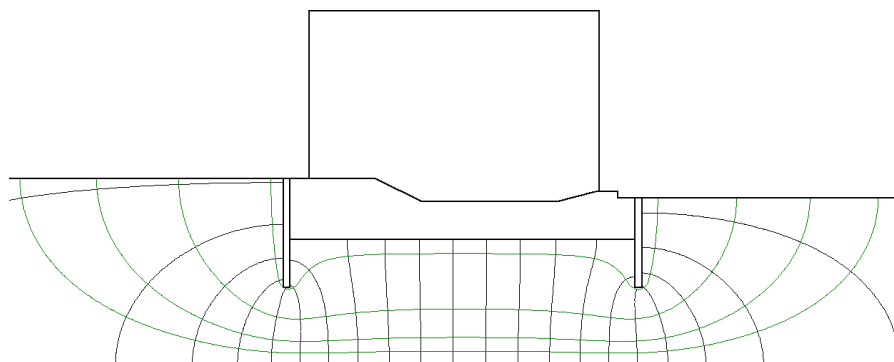


Fig. 3. 5 - Rede de escoamento

Depois de ter realizado ensaios em modelo à escala reduzida, simulando o caso de escavações ou ensecadeiras, Terzaghi (1922) deduziu que a zona mais crítica para a ocorrência da instabilidade

hidráulica em causa é o bloco de terras adjacente à cortina com uma largura aproximadamente igual a metade da altura enterrada da mesma, como ilustra a Fig. 3.6 a). Em escavações ou ensecadeiras de largura reduzida a geometria do bloco potencialmente instável pode ser do tipo da apresentada na Fig. 3.6 b) [7].

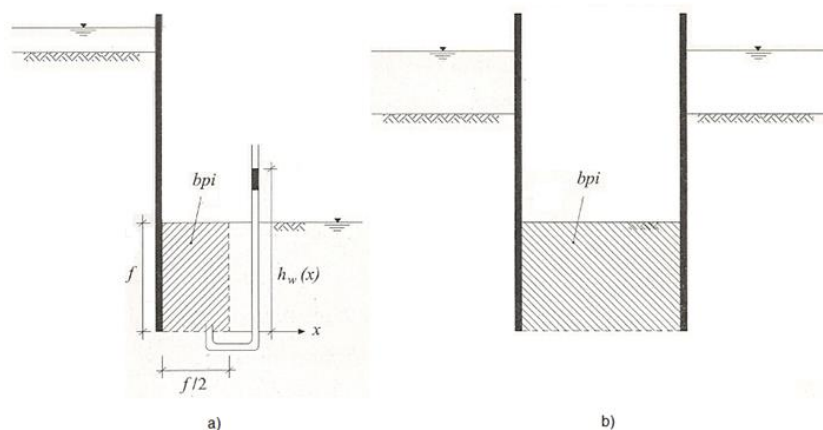


Fig. 3. 6 - Bloco potencialmente instável por levantamento hidráulico: a) geometria recomendada por Terzaghi para o bloco potencialmente instável (bpi); b) geometria mais provável do bloco em ensecadeira ou escavação reduzida [7].

Tendo presente as dimensões do bloco potencialmente instável, encontra-se em falta o conhecimento da forma como se avalia a segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica. Nos pontos que se seguem serão referidas duas vias que permitem avaliar a segurança ao levantamento hidráulico.

3.4.1.1. Primeira via de avaliação da segurança ao levantamento hidráulico

Esta primeira forma de avaliar a segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica consiste em comparar o peso total do bloco potencialmente instável (W), com a resultante das pressões que a água exerce sobre ele (U) sendo estas determinadas a partir da rede de escoamento. Esta forma de obter o fator de segurança é susceptível de crítica pelo facto de incorporar no cálculo a impulsão, o que atenua ou “disfarça” o efeito das forças de percolação, e das respectivas variações, ou seja, das grandezas que efectivamente condicionam a segurança.

Com efeito, note-se que o peso total do bloco potencialmente instável e a resultante das subpressões exercidas na base do bloco potencialmente instável são obtidos pela aplicação das seguintes expressões:

$$W = W' + I \quad (3.4)$$

$$U = J + I \quad (3.5)$$

Sendo que W' corresponde ao peso submerso do bloco potencialmente instável, I corresponde à impulsão e J é a resultante das forças de percolação no mesmo bloco.

Desta forma, o coeficiente de segurança em relação ao levantamento hidráulico considerando a primeira é:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{0,5 \times \gamma_{sat} \times f^2}{\int_0^{f/2} \gamma_w \times h_w(x) dx} \quad (3.6)$$

Sendo que γ_{sat} o peso volúmico (saturado) do solo, γ_w o peso volúmico da água e f a altura enterrada da cortina.

3.4.1.2. Segunda via de avaliação da segurança ao levantamento hidráulico

A maioria dos autores considera mais correto calcular o coeficiente de segurança por meio da razão do peso submerso do bloco potencialmente instável (W') pela resultante das forças de percolação a este aplicadas. O fator de segurança, tendo em consideração a segunda via, é dado pela seguinte expressão:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times \gamma' \times f^2}{\int_0^{f/2} \gamma_w \times \Delta h(x) dx} \quad (3.7)$$

Em que γ' é o peso volúmico submerso do solo e Δh a perda de carga entre as cotas da base e do topo do bloco potencialmente instável.

3.4.2. EROSÃO INTERNA

O coeficiente de permeabilidade é muito sensível a pequenas variações granulométricas, pelo que a ocorrência de um estrato um pouco fino ao nível da superfície do terreno a jusante poderá conduzir a que passe a ser crítico outro modo de rotura. Ou seja, na eventualidade de se verificar um estrato ou uma camada de menor permeabilidade, próximo da fronteira de jusante, pode propiciar a ocorrência de uma condição crítica, nomeadamente junto da cortina, em casos como o apresentado na Fig. 3.5. Esta condição acarretará um arraste ou erosão das partículas do solo nesse ponto. Tal erosão poderá conduzir ao desenvolvimento de grandes vazios ou cavidades, quer no interior do maciço, quer na interface deste com a obra hidráulica, progredindo de jusante para montante, como indicam as Figuras 3.7, 3.8 e 3.9.

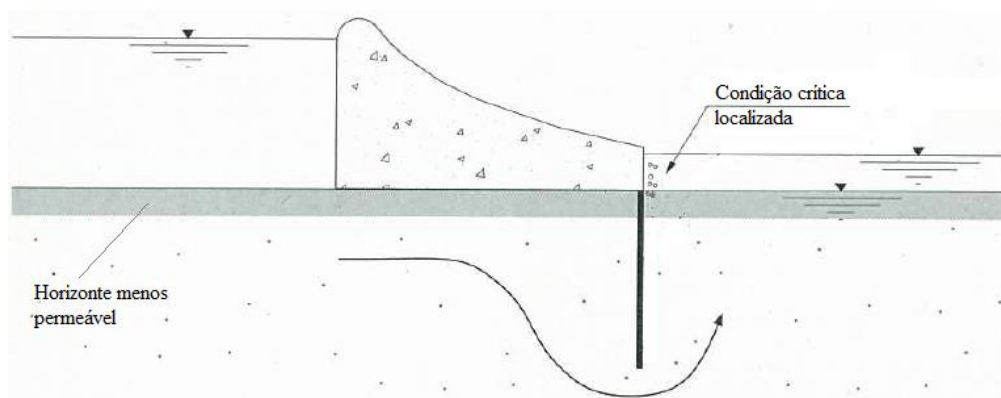


Fig. 3. 7 - Início do fenómeno, com a condição crítica localizada junto da barragem na fronteira de jusante [7]

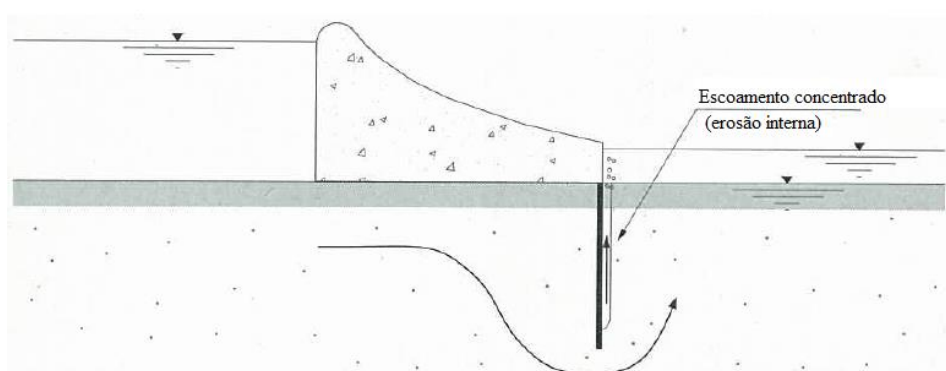


Fig. 3. 8 - Escoamento concentrado em galeria formada por erosão interna na interface terreno-barragem [7]

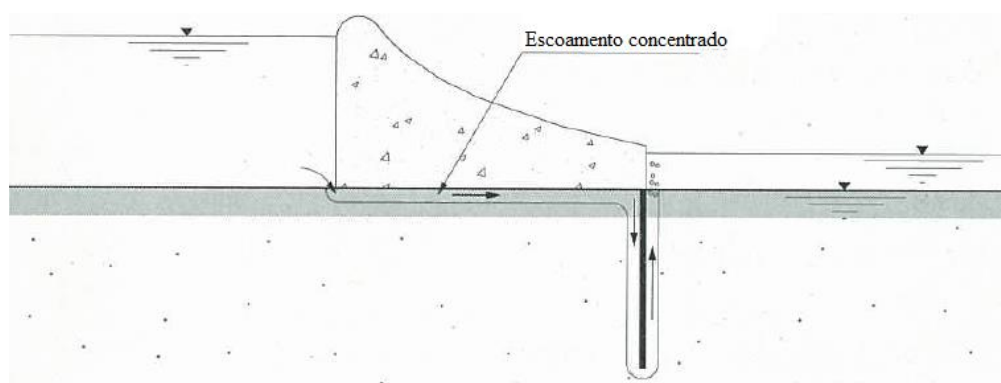


Fig. 3. 9 - A galeria progride em diâmetro e comprimento, atingindo a fronteira de montante [7]

Este fenómeno, ao ser desencadeado, torna-se extremamente perigoso porque, ao proporcionar escoamentos concentrados, aumenta o potencial erosivo da água, pelo que, na maior parte dos casos, a erosão interna tenderá a acelerar-se e a amplificar-se. A isto acresce que o fenómeno se pode desenvolver até tomar proporções dificilmente controláveis sem manifestações significativas no exterior.

Pelo facto de, muitas vezes, os vazios criados pela erosão interna tomarem a forma de furos ou galerias (pipe em inglês), este fenómeno de erosão interna é designado também por “piping”.

O conhecimento da rede de fluxo permite determinar o valor máximo do gradiente de saída a jusante ($i_{saída}^{jusante}$) e, portanto, o coeficiente de segurança ao “piping” é dado pela seguinte relação:

$$F = \frac{i_{crítico}}{i_{saída}^{jusante}} \quad (3.8)$$

$$i_{crítico} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (3.9)$$

3.4.3. MEDIDAS PARA AUMENTAR A SEGURANÇA EM RELAÇÃO À INSTABILIDADE HIDRÁULICA

Uma das possíveis soluções para aumentar o fator de segurança em relação a fenómenos como o levantamento hidráulico, caso se esteja perante valores insatisfatórios, é o aumento do caminho da percolação. Esta medida tem o objectivo de aumentar a energia dissipada pela água antes de esta atingir a zona crítica de ocorrência de fenómenos de rotura hidráulica. É de referir que o aumento do caminho da percolação conduz a uma redução do caudal, o que é também, na maioria dos casos, bastante favorável. Nas barragens, como a ilustrada na Fig. 3.5, o aumento da percolação é conseguido através do uso:

- Cortinas corta-águas, instaladas no maciço de fundação [7];
- Tapetes impermeáveis, colocados sobre a superfície do terreno de fundação no lado de montante da barragem [7].

Quando se pretende incrementar a segurança em relação à erosão interna, a melhor opção será a instalação de filtros, que são dispositivos que podem ser usados em alternativa ou em complemento com as medidas referidas anteriormente. Nas obras do tipo da representada na Fig. 3.5, os filtros são colocados sobre a superfície do terreno do lado de jusante e tem o objetivo de impedir o transporte das partículas do solo pela água.

Usualmente, os filtros são constituídos por um material granular (natural ou britado) e deve apresentar uma granulometria adequada, pois por um lado, os blocos que constituem os filtros devem ser suficientemente finos para impedir a passagem das partículas do solo a proteger, mas também devem ser suficientemente grossos para que o filtro exiba uma elevada permeabilidade. Este último aspeto é muito importante pois garante que o gradiente hidráulico na camada de filtro seja muito baixo.

No Quadro 2.3 estão apresentadas as condições recomendadas pelo Bureau of Reclamation dos EUA (1974) às quais a graduação dos filtros deve obedecer. Sendo que os parâmetros R_{50} e R_{15} são definidos como:

$$R_{50} = \frac{D_{50}}{d_{50}} \quad (3.10)$$

$$R_{15} = \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad (3.11)$$

Em que D_{50} e D_{15} se referem às dimensões das partículas do filtro correspondentes a 50 % e a 15 % de passados enquanto d_{50} e d_{15} dizem respeito às dimensões do material de base que se pretende proteger correspondentes a 50 % e a 15 % de passados.

Quadro 3. 3 - Critérios de filtro, segundo o Bureau of Reclamation dos EUA (1974) [7]

Graduação do filtro	R_{50}	R_{15}
Uniforme ($C_u < 4$)	5 a 10	Sem condições
Não uniforme, partículas subarredondadas	12 a 58	12 a 40
Não uniforme, partículas angulosas	9 a 30	6 a 18

O fenómeno de erosão interna assume também uma grande importância nas barragens de aterro com núcleo argiloso. Pois é nesse núcleo central de baixa permeabilidade onde se processa grande parte da perda de carga e, portanto, é aí que o gradiente hidráulico atinge valores muito elevados, logo também as forças de percolação.

Desta forma, se nestas obras o núcleo e o maciço estabilizador de jusante, em regra constituído por materiais mais grossos, estivessem directamente em contato, na fronteira respectiva estariam criadas condições propícias para a erosão das partículas mais finas do núcleo. Este fenómeno de erosão interna tenderia a desenvolver-se para montante e, caso viesse a estabelecer uma ligação direta entre os maciços estabilizadores montante e de jusante, a capacidade erosiva da água aumentaria drasticamente, pondo em causa, num prazo provavelmente não dilatado, a segurança da obra.

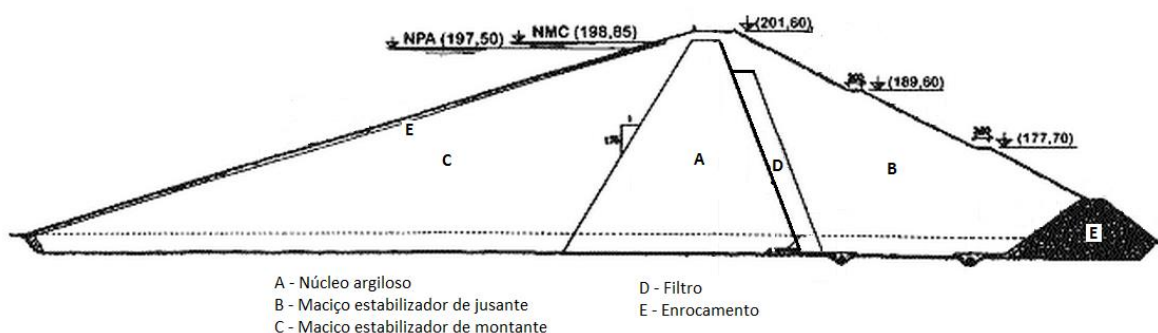


Fig. 3. 10 - Perfil-tipo da barragem do Alvito

Por tudo o que acaba de ser referido, neste tipo de barragens é fundamental a disposição de uma zona do aterro com função de filtro na transição do núcleo para o maciço estabilizador de jusante, como mostra a Fig. 3.10. Trata-se de dispositivos de vital importância para a segurança da obra, pois um filtro com funcionamento adequado tenderá a controlar e anular a erosão interna do núcleo, primeiro retendo as partículas erodidas de maiores dimensões, que ajudarão a filtrar em seguida a mais pequenas.

De seguida é apresentado o Quadro 3.4, que resume os critérios recomendados pela International Commission on Large Dams (ICOLD, 1994) para a selecção da granulometria de filtros de barragens de aterro.

Quadro 3. 4 - Critérios de filtros de barragens de aterro (ICOLD, 1994) [7]

Grupo	Características	Critério de filtro	Observações
1	Argilas e siltes finos com mais de 85 % (em peso) d passados no peneiro n.º 200	$D_{15} \leq 9 d_{85}$	D_{15} deve ser $\geq 0,2$ mm.
2	Argilas, siltes arenosos e areias argilosas e siltosas com 40 % a 85 % de passados no peneiro n.º 200	$D_{15} = 0,7 \text{ mm}$	As % referidas aplicam-se à parte do solo passada no peneiro n.º 4.
3	Areia e cascalhos siltosos ou argilosos com 15 % ou menos de passados no peneiro n.º 200	$D_{15} \leq 4 d_{85}$	---
4	Solos de transição entre os grupos 2 e 3, isto é, a %, x, de passados no peneiro n.º 200 situa-se entre 15 % e 40 %	$D_{15} \leq \left[\frac{(40 - x)}{(40 - 15)} \right] \times (4 d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$	As % referidas aplicam-se à parte do solo passada no peneiro n.º 4.

4

COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO FACE À VARIAÇÃO DOS PARAMETROS FÍSICOS, HIDRAULICOS E GEOMECHANICOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será realizada a simulação de um conjunto de situações suscetíveis de ocorrer durante o funcionamento de uma estrutura deste tipo (barragem de Crestuma-Lever). Trata-se de uma análise de sensibilidade que é função da variação dos parâmetros e condições do maciço de fundação da barragem em estudo, que tem por base a simulação, com o auxílio do programa de cálculo Seep/w, de situações ou casos que permitem analisar a influência da variabilidade de características físicas e geométricas.

Portanto os casos que serão apresentados neste capítulo permitem, de certo modo, analisar como é condicionado o comportamento desta estrutura face à alteração das características e dos parâmetros físicos, hidráulicos e geomecânicos.

As análises realizadas têm por base três situações, em que cada uma apresenta um modelo. A primeira corresponde à situação de base, em que a modelação realizada tem por base a secção tipo da barragem. A segunda situação é mais específica, pois a modelação realizada tem por base uma secção da barragem em que foram executadas as cortinas plásticas a montante e a jusante do corpo da barragem, correspondente aos vãos 1E e 3E. A simulação e análise dos resultados obtidos nestas duas situações permitiram observar os efeitos causados pela presença ou ausência das cortinas plásticas. Na terceira situação simulou-se a ocorrência de um processo erosivo de modo a verificar os seus efeitos, tendo por base a geometria da modelação realizada na situação específica (vãos 1E e 3E). Estas análises têm como objetivo comparar os valores obtidos para os vários casos de estudo que estão inseridos em cada situação. Serão então obtidos vários valores, nos quais se destacam os seguintes:

- A velocidade do fluxo;
- Os gradientes hidráulicos nas zonas críticas;
- As subpressões que ocorrem na base da fundação.

Estes valores obtidos permitirão a compreensão do modo como são influenciadas as simulações realizadas com a variabilidade dos parâmetros anteriormente referidos. Posteriormente serão realizadas as verificações de segurança necessárias à comprovação da estabilidade desta estrutura fundada em formações aluvionares.



Fig. 4. 1 – Foto aérea da barragem com os vãos 1E e 3E assinalados pelo círculo

4.2. SITUAÇÃO DE BASE

Esta situação corresponde ao caso mais simples dos analisados neste documento. Trata-se de uma modelação realizada, com o recurso ao programa de cálculo automático Seep/w, onde foi assumido para o terreno de fundação dum maciço aluvionar que atinge uma profundidade de 30 metros. Abaixo desta formação considerou-se uma camada, com 5 metros de espessura, que representa a rocha alterada. À cota -35.00 foi considerada a rocha firme (Bed-rock), sendo considerado que o topo desta zona é o limite inferior do fluxo que ocorre no maciço. Quanto às fronteiras de montante e de jusante do modelo, estas foram definidas a uma distância de 200 metros do local onde estão as extremidades das cortinas corta-águas de betão de montante e de jusante.

Para efeitos da simulação da carga hidráulica a montante e a jusante da barragem foram consideradas as cargas de 13 metros e de -0.3 metros respetivamente. Estas cargas correspondem à situação mais crítica, em termos da diferença do nível de água sentida entre montante e jusante. A geometria utilizada para a modelação do problema encontra-se na Fig. 4.2.

Este primeiro modelo foi objeto a um conjunto de cinco simulações, que se distinguem nas características e parâmetros considerados no maciço de fundação. Estas simulações têm como propósito a observação do modo como são influenciados os valores dos respetivos gradientes hidráulicos e velocidades de fluxo face à variabilidade induzida para as características do maciço, ou seja, considerando um maciço isotrópico ou anisotrópico e também assumindo a estratificação do maciço com camadas que apresentam uma menor permeabilidade.

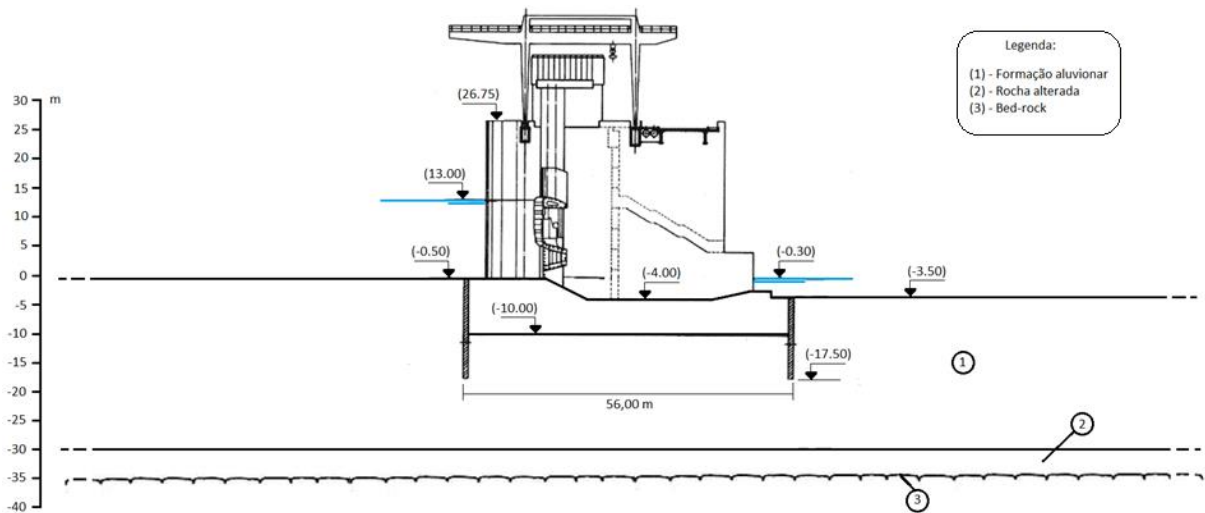


Fig. 4. 2 - Geometria do modelo

4.2.1. CASO DE ESTUDO 1 - MACIÇO ISOTRÓPICO

Neste caso é considerado que o maciço tem duas camadas, sendo a primeira correspondente à formação aluvionar e a segunda a rocha alterada. Essas duas camadas foram consideradas homogêneas e isotrópicas do ponto de vista da permeabilidade, em que o escoamento é originado pela diferença entre cargas hidráulicas a montante e a jusante da estrutura de retenção de água. Para o terreno de fundação, até à camada que representa a rocha alterada, considerou-se um material com características similares à de uma areia média a fina, relativamente solta, com um peso volúmico de 20 kN/m^3 e uma permeabilidade de $k_h = k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$. Na camada que simula a rocha alterada, foi considerada uma permeabilidade inferior com o valor de $k_h = k_v = 10^{-8} \text{ m/s}$.

Na modelação realizada no programa, foi utilizada uma malha com elementos aproximadamente quadrados com uma dimensão global de 0.75 metros, resultando num total de 25439 nós e 24749 elementos. A resultante rede de percolação do modelo realizado encontra-se na Fig. 4.3.

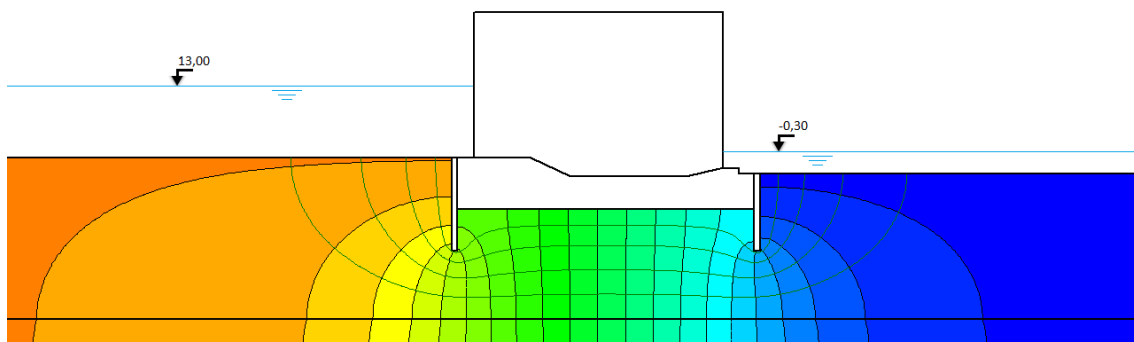


Fig. 4. 3 - Rede de percolação

A rede de percolação permite, de uma forma apropriada, representar o escoamento e as grandezas com o mesmo relacionado, em particular o caudal, os gradientes hidráulicos, as pressões na água dos poros. Esta rede é formada por dois tipos de linhas, as linhas de corrente ou de fluxo e as linhas equipotenciais. As linhas de corrente representam as trajetórias das partículas de água enquanto que as

equipotenciais são linhas ao longo das quais a carga hidráulica é constante. Sendo o maciço isotrópico, em termos de permeabilidade, as linhas de fluxo e equipotenciais interseccionam-se entre si ortogonalmente.

4.2.1.1. Resultados obtidos

Apresentam-se de seguida os resultados dos valores máximos obtidos para a velocidade de fluxo, gradientes hidráulicos e gradiente máximo de saída a jusante, bem como a indicação do local onde se registam esses valores máximos. Será também representado o diagrama de subpressões que se desenvolve na base da barragem, bem como a sua resultante e ponto de aplicação.

Na Fig. 4.4 estão representados as equipotenciais e os vetores que representam a velocidade de fluxo. Verifica-se, pela magnitude dos vetores, que a velocidade é maior nas zonas correspondentes ao pé das cortinas corta-águas de montante e de jusante.

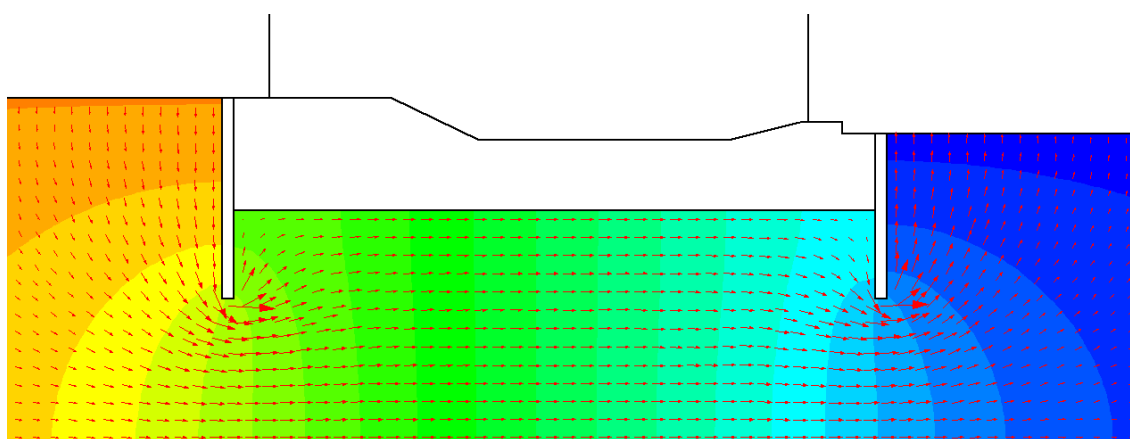


Fig. 4. 4 - Vetores da velocidade de fluxo.

O caudal percolado no terreno de fundação, verificado numa secção localizada no centro da base da barragem é de $2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. O valor máximo da velocidade de fluxo ronda os $4,8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. O valor da velocidade é representado por um vetor, sendo o seu sentido de montante para jusante e a sua direção praticamente horizontal. A seguinte figura mostra o campo de velocidades por todo o maciço.

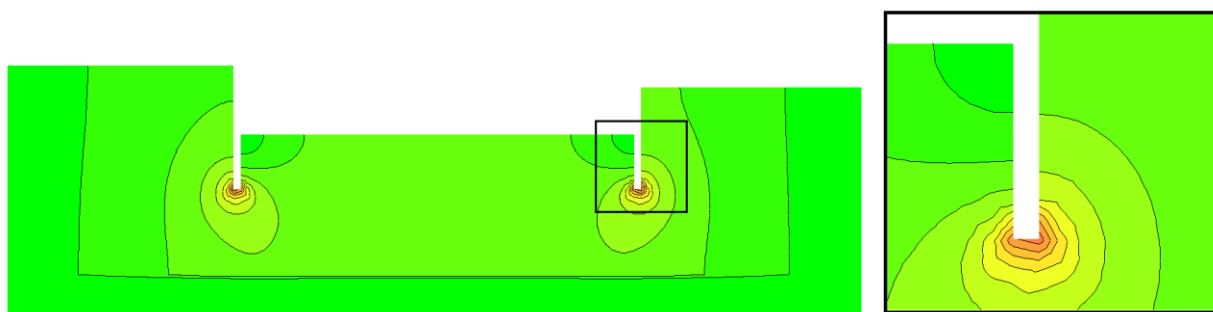


Fig. 4. 5 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante.

O gradiente hidráulico tem o valor máximo de 0,525 e ocorre, tal como no caso do parâmetro anterior, no pé das cortinas corta-águas de montante e jusante. Os valores máximos do gradiente são

praticamente iguais na cortina de jusante e na de montante devido à simetria apresentada pelo modelo em estudo. A seguinte figura mostra a distribuição dos gradientes hidráulicos no maciço.

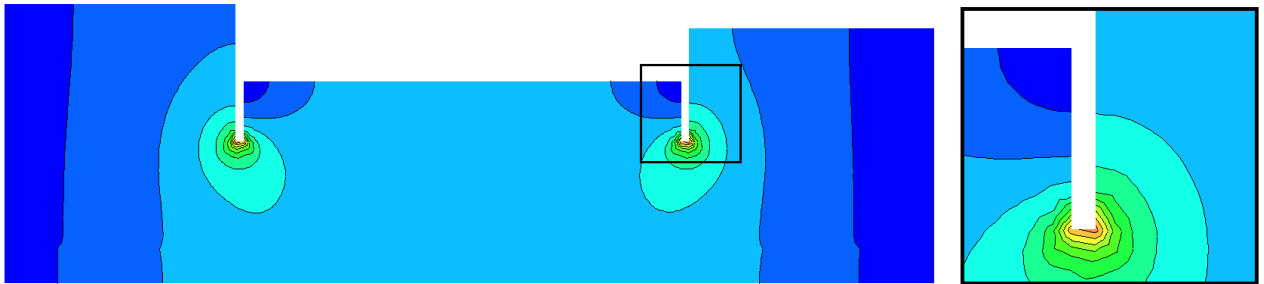


Fig. 4. 6 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante.

O valor máximo do gradiente hidráulico de saída a jusante é de 0,109.

O diagrama de subpressões simplificado na base tem, neste caso, uma forma aproximadamente trapezoidal. A resultante global do diagrama tem o valor de $8672,99 \text{ kN/m}$ e o seu ponto de aplicação situa-se a uma distância de 25,7 metros da extremidade de montante da barragem.

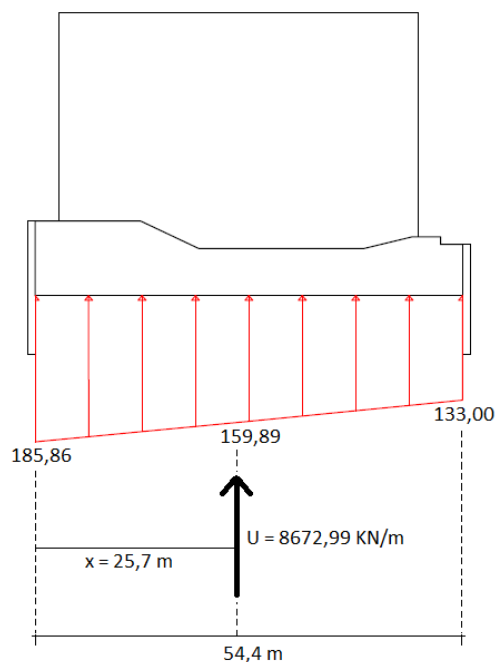


Fig. 4. 7 - Diagrama de subpressões na base e respetiva resultante global

4.2.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Neste ponto do capítulo será obtido o valor do fator que permite verificar a segurança da estrutura em relação ao levantamento hidráulico. Esse fator será obtido por duas vias, em que a primeira relaciona o peso total do bloco potencialmente instável (incluindo o peso da água que está em cima do bloco) e as subpressões na base do bloco instável. A segunda via relaciona o peso submerso do bloco com a

resultante das forças de percolação. Na resolução desta questão foi considerado um peso volúmico da água de $9,81 \text{ kN/m}^3$.

Assim, a primeira via de obter o fator de segurança é da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(0,5 \times 20 \times 14^2) + (3,2 \times 9,81 \times 7)}{\left(\frac{(19,51 + 18,62) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 1,665$$

Enquanto a segunda via é obtida da seguinte maneira:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times (20 - 9,81) \times 14^2}{\left(\frac{(2,32 + 1,32) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 7,99$$

O fator de segurança obtido para as duas vias apresenta valores satisfatórios, pois são bastante elevados. Pode-se então concluir que não é expectável a ocorrência de problemas relacionados com este tipo de instabilidade hidráulica.

4.2.1.3. Segurança em relação ao “piping”

O “piping” ou erosão hidráulica, está associado a elevados gradientes hidráulicos junto à saída do lado de jusante da barragem. Sendo conhecido o valor do máximo gradiente de saída a jusante ($i_{saída}^{jusante}$) e do gradiente hidráulico crítico ($i_{crítico}$) pode-se então obter o respetivo coeficiente de segurança:

$$i_{crítico} = \frac{20 - 9,81}{9,81} = 1,039$$

$$F = \frac{1,039}{0,109} = 9,532$$

O fator de segurança obtido é bastante elevado, o que permite constatar que neste caso não é expectável que ocorram problemas relacionados com este tipo de instabilidade hidráulica.

4.2.2. CASO DE ESTUDO 2 - MACIÇO COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE

A simulação realizada neste caso terá por base a consideração da anisotropia exibida pelo terreno de fundação, ou seja, o maciço exibirá um coeficiente de permeabilidade na direção horizontal (k_h) superior ao coeficiente na direção vertical (k_v). É de referir que apenas o estrato correspondente à formação aluvionar foi objecto de simulação da anisotropia, continuando a camada que diz respeito à rocha alterada isotrópica em termos de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade na direcção vertical considerado neste caso permanece igual ao do caso anterior ($k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$), tendo sido apenas modificado o coeficiente de permeabilidade na direcção horizontal. Assim, serão simuladas

duas situações no terreno de fundação em estudo, em que uma delas corresponde à consideração da anisotropia menos pronunciada e a outra mais pronunciada. As magnitudes da anisotropia exibida pelo maciço nesta simulação são as seguintes:

- $k_h = 5 \times k_v$
- $k_h = 10 \times k_v$

A razão da simulação executada neste caso reside no facto de os maciços exibirem, por vezes, anisotropia de permeabilidade mais ou menos pronunciada. Pois nos aluvionares macroscopicamente homogêneos (identificados como um único estrato) verifica-se muitas vezes uma sequência de finas subcamadas granulometricamente uniformes com uma escala muito reduzida com granulometrias algo distintas. Tais acontecimentos correspondem às variações cíclicas do ambiente de sedimentação durante os séculos ou milénios em que foram formados pela natureza. Como o valor do coeficiente de permeabilidade é muito sensível à granulometria do solo, as variações relativamente modestas no tamanho das partículas são susceptíveis de induzir variações significativas de permeabilidade entre subcamadas. Estas variações conferirão uma anisotropia de permeabilidade ao estrato macroscopicamente homogêneo.

A partir da observação das Figuras 4.8 e 4.9, verifica-se que, quando é considerada a anisotropia de permeabilidade, as linhas de fluxo e as equipotenciais deixam de ser ortogonais entre si. E para o mesmo número de linhas equipotenciais e de fluxo, que foram definidas no caso em que foi assumida a isotropia em termos de permeabilidade no maciço, verificou-se que a malha gerada pela rede de fluxo deixou de apresentar uma forma aproximadamente quadrada e passou a assumir elementos com uma forma mais retangular. Tais diferenças podem ser observadas nas seguintes figuras, que dizem respeito às redes de fluxo obtidas nesta simulação.

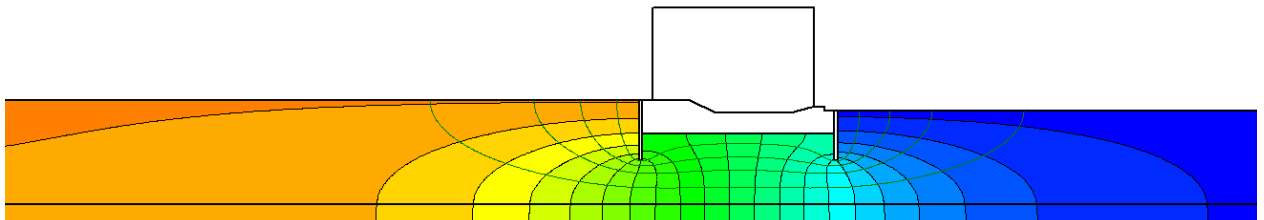


Fig. 4. 8 - Rede de fluxo ($k_h = 5 \times k_v$)

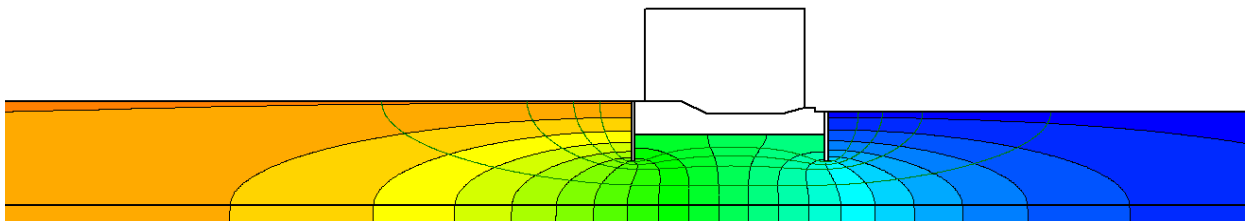


Fig. 4. 9 - Rede de fluxo ($k_h = 10 \times k_v$)

4.2.2.1. Resultados obtidos

Na Quadro 4.1 são apresentados os valores obtidos para os parâmetros em análise correspondentes aos casos onde se assumiu:

- A isotropia de permeabilidade para o maciço em estudo (Caso de estudo 1);
- A anisotropia de permeabilidade para a camada aluvionar, em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é 5 vezes superior ao coeficiente vertical;
- A anisotropia de permeabilidade para a camada aluvionar, em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é 10 vezes superior ao coeficiente vertical.

Quadro 4. 1 - Valores dos parâmetros em análise (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
Valor máximo da velocidade de fluxo (m/s)	$4,832 \cdot 10^{-5}$	$1,998 \cdot 10^{-4}$	$3,632 \cdot 10^{-4}$
Máximo gradiente hidráulico	0,525	0,615	0,701
Máximo gradiente de saída a jusante	0,109	0,157	0,176
Valor da resultante do diagrama de subpressões (kN/m)	8672,99	8650,96	8641,17

Com os valores que se apresentam na tabela anterior, pretende-se realizar uma análise comparativa entre os casos que foram referidos.

Nas situações com anisotropia de permeabilidade, a velocidade máxima continua a registar-se nas zonas subjacentes ao pé das cortinas corta-águas de montante e jusante. É de referir também que os vetores que representam os valores apresentados das velocidades são praticamente horizontais. O valor máximo da velocidade de fluxo obtida no caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente vertical, aumentou cerca de 75,8 % em relação à situação isotrópica (caso de estudo 1). Enquanto o aumento do valor da velocidade máxima entre os dois casos com anisotropia é da ordem dos 45 %. Os vetores que representam a velocidade de fluxo são mostrados nas figuras 4.10 e 4.11.

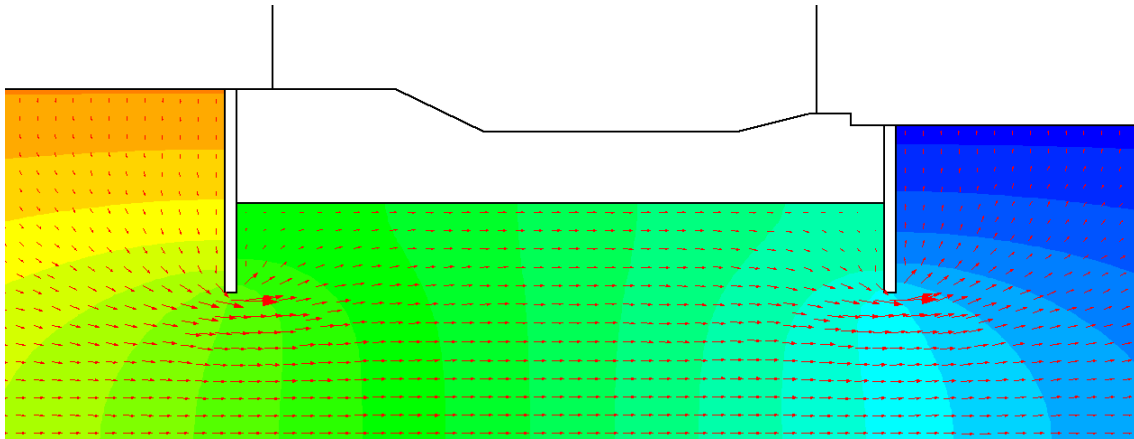


Fig. 4. 10 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h = 5 \times k_v$)

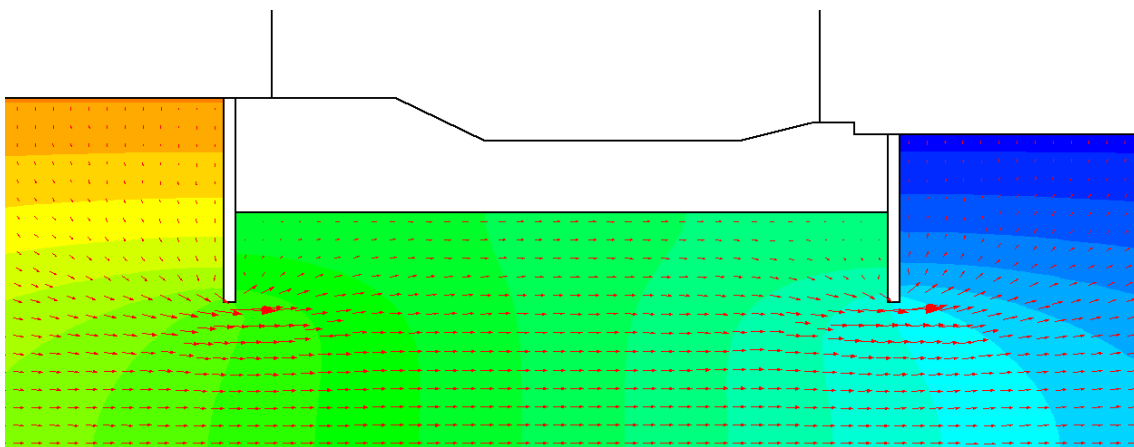


Fig. 4. 11 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h = 10 \times k_v$)

A consideração da anisotropia conduziu a um incremento do caudal percolado no maciço do modelo, pois no caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente vertical o caudal obtido é de $8,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$, o que representa um acréscimo de cerca de 68,9 % em relação ao valor do caudal obtido no caso em que se considerou isotrópica a formação aluvionar. O aumento do grau de anisotropia provocou também um acréscimo do caudal percolado, sendo de $1,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s/m}$ o caudal obtido para o caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é dez vezes superior ao coeficiente vertical. Esse acréscimo é da ordem dos 58,2 %, quando se compara os valores do caudal obtidos nas duas análises de anisotropia.

No que diz respeito ao valor máximo do gradiente hidráulico, este aumentou com a consideração da anisotropia. Sendo de aproximadamente 17 % o acréscimo que se verificou entre a situação isotrópica e a situação em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical e cerca de 14 % o acréscimo entre as duas situações com anisotropia. Enquanto no maciço isotrópico, o valor máximo do gradiente hidráulico se registou nas zonas próximas do pé das cortinas corta-águas, no maciço anisotrópico, o valor máximo do gradiente verifica-se na parte lateral das cortinas, tal como se pode verificar nas Figuras 4.12 e 4.13.

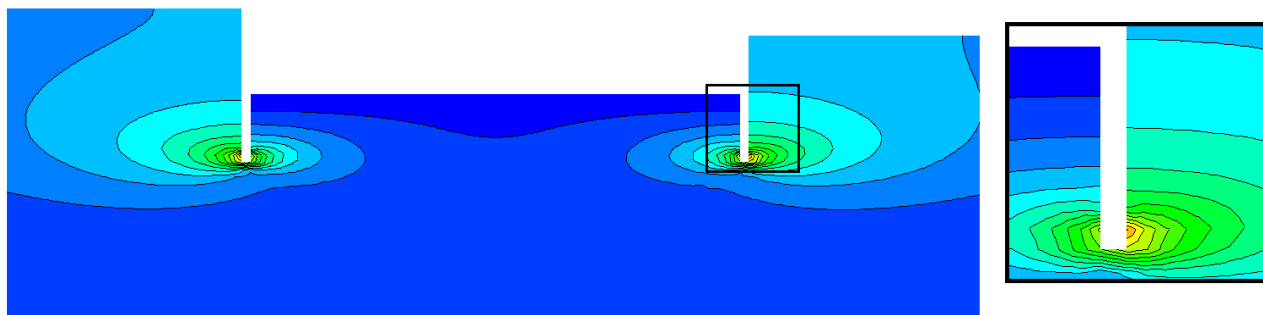


Fig. 4. 12 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante ($k_h = 5 \times k_v$)

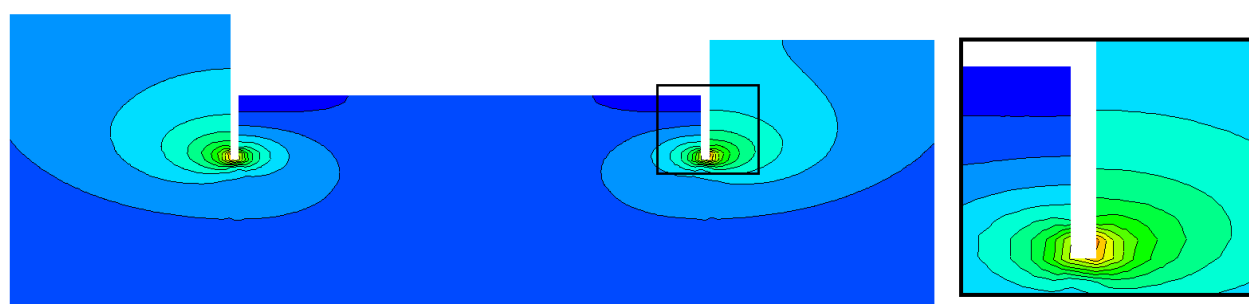


Fig. 4. 13 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante ($k_h = 10 \times k_v$)

O valor máximo correspondente ao gradiente de saída a jusante teve um acréscimo de 44 % na situação em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical e de 62 % onde o coeficiente horizontal é dez vezes superior ao coeficiente vertical, quando comparados com o valor do caso em que não foi considerada a anisotropia.

Quanto às subpressões que se desenvolvem na base da barragem, as resultantes dos respetivos diagramas simplificados decrescem em relação ao caso do maciço isotrópico. Verificou-se que quanto maior é a anisotropia, menor é o valor da resultante. Outro efeito proveniente da anisotropia exibida pelo maciço é o aumento da distância entre a cortina de montante e o ponto de aplicação da resultante, pormenor que pode ser observado na Fig. 4.14.

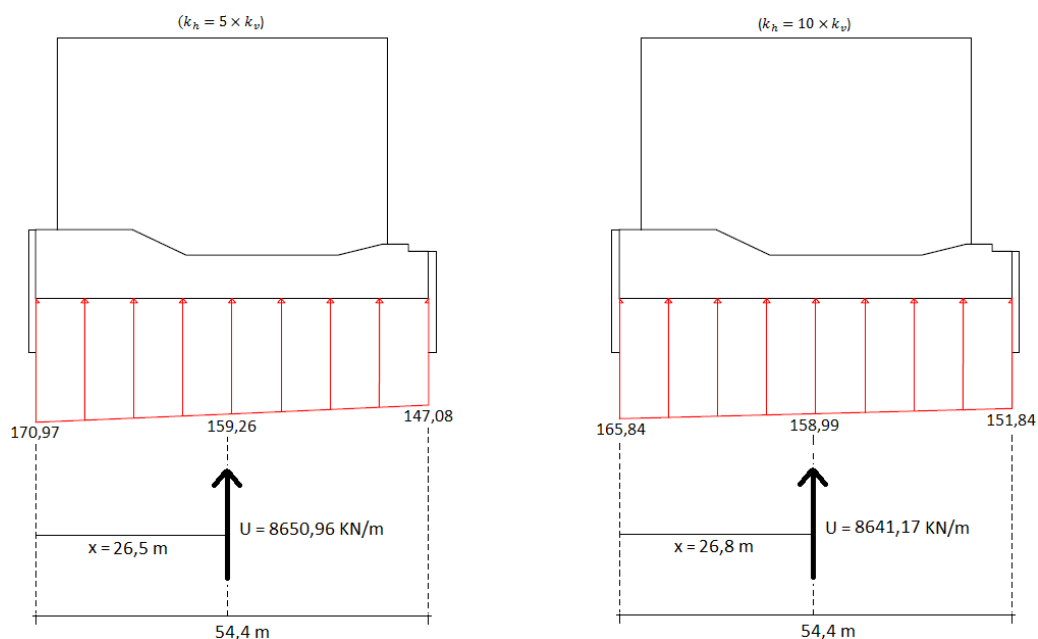


Fig. 4. 14 - Digramas de subpressões na base e respectivas resultantes globais.

4.2.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Com o objetivo de avaliar a segurança face ao levantamento hidráulico, foi aqui obtido, tal como no caso anterior, o fator de segurança por duas vias. Esses dois cálculos foram realizados para se compreender que influência tem na segurança desta estrutura a consideração da anisotropia, menos e mais pronunciada. O seguinte quadro contém os valores obtidos para os fatores de segurança.

Quadro 4. 2 - Fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
1ª Via	1,665	1,574	1,537
2ª Via	7,990	4,905	4,240

A maior facilidade de circulação da água na direção horizontal fez com que o fator de segurança obtido pela primeira via sofresse no geral uma pequena redução, pois o incremento do coeficiente de permeabilidade na direção horizontal provocou também o aumento dos valores das subpressões que se desenvolvem na base do bloco potencialmente instável. Esse aumento das subpressões reflete-se na redução do fator de segurança, em que nesta situação, não é muito acentuada.

O fator de segurança obtido pela segunda via foi o que apresentou a maior redução, pois a passagem da situação isotrópica para a anisotrópica provocou um decréscimo de cerca de 40% no respetivo fator. Tal aconteceu devido ao aumento da perda de carga entre a cota mais alta e a mais baixa do bloco potencialmente instável.

Ainda assim, o fator de segurança obtido pelas duas vias, para avaliar a segurança das situações anisotrópicas, apresenta valores confortáveis, embora inferiores aos que foram registados na situação isotrópica.

Cálculos para $k_h = 5 \times k_v$:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(0,5 \times 20 \times 14^2) + (3,2 \times 9,81 \times 7)}{\left(\frac{(20,61 + 19,72) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 1,574$$

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times (20 - 9,81) \times 14^2}{\left(\frac{(3,41 + 2,52) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 4,905$$

Cálculos para $k_h = 10 \times k_v$:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(0,5 \times 20 \times 14^2) + (3,2 \times 9,81 \times 7)}{\left(\frac{(21,04 + 20,22) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 1,537$$

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times (20 - 9,81) \times 14^2}{\left(\frac{(3,84 + 3,02) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 4,240$$

4.2.2.3. Segurança em relação ao “piping”

No Quadro 4.3 são apresentados os valores obtidos que permitem avaliar a segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica.

Quadro 4. 3 - Fatores de segurança em relação ao “piping” (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
Fator de segurança	9,532	6,618	5,903

Entre a situação em que o maciço é isotrópico e a situação em que o coeficiente de permeabilidade é cinco vezes superior ao vertical, verifica-se um decréscimo de cerca de 31 % no valor obtido para o fator de segurança. Na comparação entre as duas situações anisotrópicas, pode concluir-se que o aumento da permeabilidade na direção horizontal conduziu a uma redução no valor obtido para o fator de segurança, mas não tão acentuada como a mencionada anteriormente.

A explicação dessa redução da segurança reside numa das consequências de um maciço anisotrópico, que é o aumento do gradiente de saída a jusante. Apesar de a redução ter alguma dimensão, os fatores continuam num nível bastante elevado.

Cálculo para $k_h = 5 \times k_v$:

$$F = \frac{1,039}{0,157} = 6,618$$

Cálculo para $k_h = 10 \times k_v$:

$$F = \frac{1,039}{0,176} = 5,903$$

4.2.3. CASO DE ESTUDO 3 - MACIÇO ESTRATIFICADO

Neste caso foi considerada a ocorrência de uma camada com menor permeabilidade que a considerada no restante material que constitui a formação aluvionar, ou seja, pretende-se realizar uma simulação com o objetivo de verificar a influência que terá a introdução de estrato menos permeável no seio da camada aluvionar. Em qualquer dos casos, considerou-se que o material que constitui essa camada apresenta isotropia do ponto de vista da permeabilidade. A camada foi definida com um metro de espessura, tendo sido assumida uma permeabilidade que se assemelha à apresentada, tipicamente, pelos siltes ($k_h = k_v = 10^{-6} \text{ m/s}$) com um peso volúmico de 19 kN/m^3 .

Assim, com o intuito de perceber que alterações sofrem os parâmetros que caracterizam esta análise, foram simuladas três hipóteses de localização da camada na modelação, que são as seguintes:

- Posição do topo da camada menos permeável à cota -20.00, isto é, 2,5 metros abaixo da base das cortinas corta-águas;
- Posição do topo da camada menos permeável à cota -15.00, isto é, 2,5 metros acima da base das cortinas corta-águas;
- Posição idêntica à anterior mas com a camada de menor permeabilidade a ocorrer apenas na zona de jusante.

4.2.3.1. Caso de estudo 3.1 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -20.00

Para a primeira simulação foi considerada a seguinte geometria para a modelação do maciço que representa o caso em estudo (Fig. 4.15).

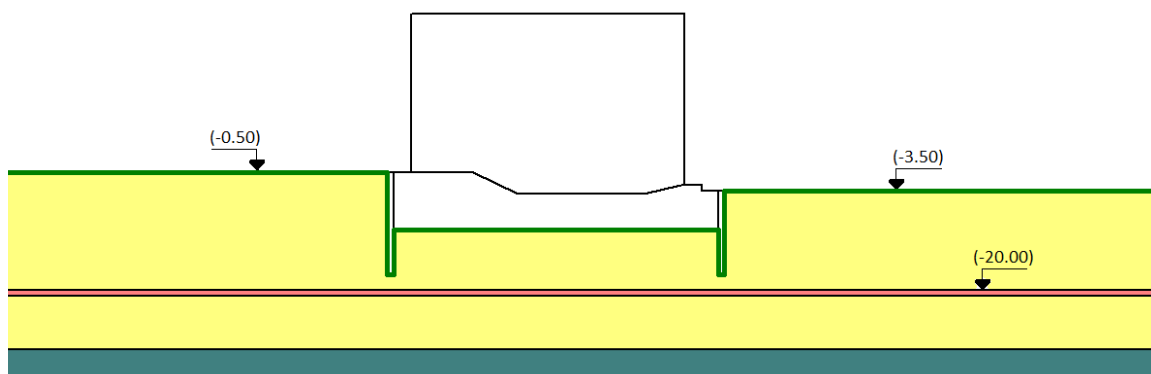


Fig. 4. 15 - Geometria da modelação realizada

O máximo valor da velocidade do fluxo é de cerca de $5,7 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ e regista-se no pé das paredes corta-águas da barragem, sendo o vetor representativo praticamente horizontal. Quando comparado

com o valor obtido no caso inicial, ou seja, onde se considerou que a formação aluvionar apresenta isotropia em termos de permeabilidade (caso de estudo 1), o valor da velocidade máxima aumentou cerca de 16 %, devido à ocorrência da camada de menor permeabilidade na posição referida. Na Fig. 4.16 estão mostrados os vetores que representam a velocidade de fluxo.

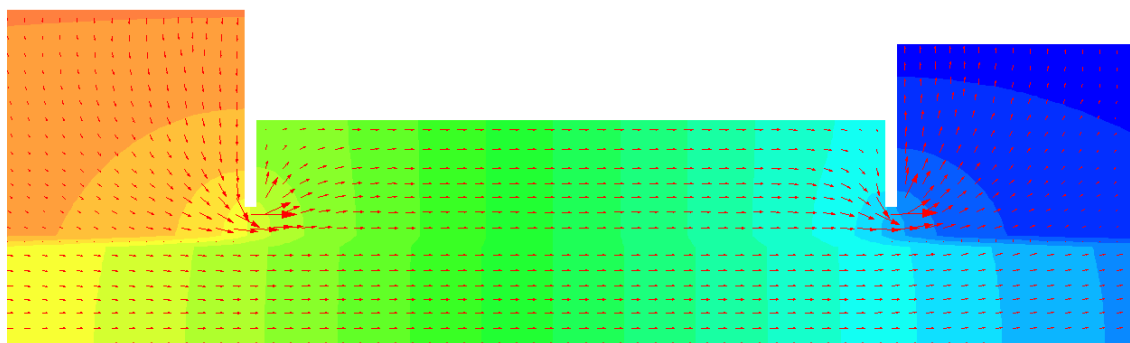


Fig. 4. 16 - Vetores da velocidade de fluxo

Apesar de o valor máximo da velocidade de fluxo ter aumentado em relação ao caso de estudo 1, o caudal percolado no terreno de fundação simulado para esta situação diminuiu. O valor do caudal é de $2,06 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$ e apresenta um decréscimo de cerca de 18 % quando comparado com o valor do caudal obtido no caso em que considerou isotrópica a camada correspondente à formação aluvionar.

O valor máximo do gradiente hidráulico é de 0,943 e verifica-se na camada de menor permeabilidade, nas zonas assinaladas a cor de laranja, tal como se pode ver na Fig. 4.17, que representa a distribuição dos gradientes hidráulicos no maciço. O valor máximo registado para esta situação é cerca de 8 vezes maior do que o observado na situação isotrópica (caso de estudo 1).

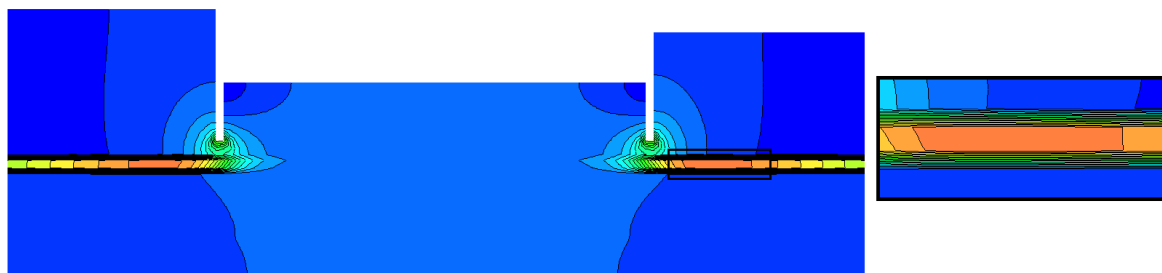


Fig. 4. 17 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante

O gradiente de saída a jusante tem nesta situação um valor bastante reduzido (0.0881), o que leva a um fator de segurança em relação ao “piping” bastante elevado ($F = 11,793$).

O diagrama de subpressões simplificado na base da barragem obtido para esta situação tem uma forma bastante similar ao obtido no caso em que o maciço é isotrópico (caso de estudo 1). Mas o valor da resultante global que foi obtido neste caso é ligeiramente superior e o seu ponto de aplicação é praticamente o mesmo do observado na situação em que se assumiu a homogeneidade.

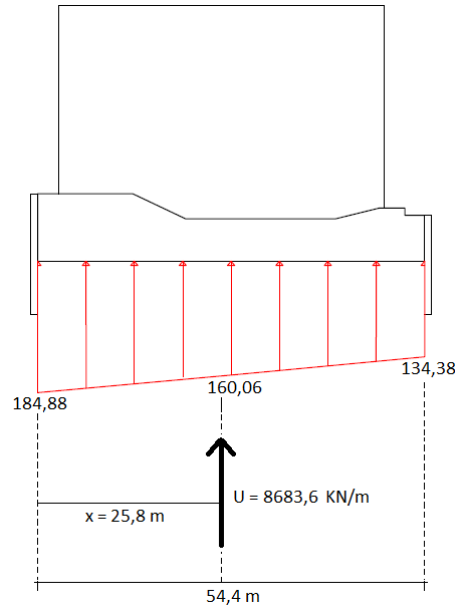


Fig. 4. 18 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global.

Na obtenção do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico, foram, tal como nos casos anteriores, consideradas duas vias de cálculo. Então o fator obtido pela primeira via foi calculado da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(0,5 \times 20 \times 14^2) + (3,2 \times 9,81 \times 7)}{\left(\frac{(19,36 + 18,23) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 1,689$$

enquanto a segunda via tem a seguinte formulação:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times (20 - 9,81) \times 14^2}{\left(\frac{(2,16 + 1,03) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 9,117$$

A presença de uma camada de menor permeabilidade na posição referida conduziu a uma diminuição dos valores das subpressões que ocorrem na base do bloco potencialmente instável e da resultante das forças de percolação, quando comparados com os observados no caso em que o maciço é homogéneo. Isto quer dizer que o fator de segurança obtido pelas duas vias é superior ao obtido no caso de estudo 1. Conclui-se então que, em relação ao levantamento hidráulico, a ocorrência de uma camada de menor permeabilidade, como a que foi simulada neste ponto, traduz-se numa situação que conduz a valores mais elevados do fator de segurança do que aquela que apresenta homogeneidade por todo o maciço.

4.2.3.2. Caso de estudo 3.2 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -15.00

Nesta simulação pretende-se observar a variação dos parâmetros em estudo quando a camada menos permeável ocorre a uma profundidade menor e é intersectada pelas cortinas corta-águas. A Fig. 4.19 representa a geometria da modelação realizada.

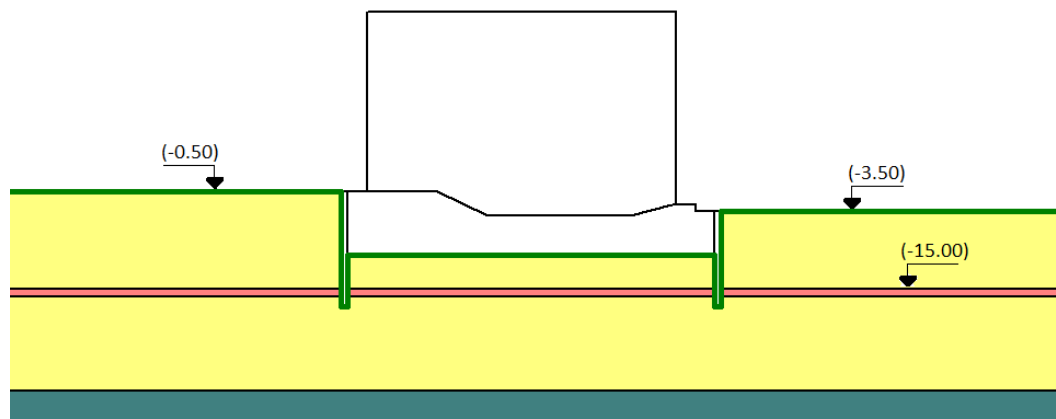


Fig. 4. 19 - Geometria da modelação realizada

A partir da observação da Fig. 4.20, pode dizer-se que os vetores que representam a velocidade de fluxo apresentam uma maior dimensão na zona que está entre a camada de menor permeabilidade e a rocha alterada, isto significa que, os valores da velocidade de fluxo são maiores na zona referida do que no resto do maciço. O valor máximo da velocidade do fluxo ronda os $1,9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ e continua a registar-se no pé das paredes corta-águas da barragem, apresentando um decréscimo de cerca de 60% quando comparado com o valor obtido na situação isotrópica (caso de estudo 1). O decréscimo verificado está relacionado com o facto de se ter introduzido um estrato menos permeável que a restante formação aluvionar, perto das zonas onde se verificam os valores máximos da velocidade de fluxo. Tal simulação dificultou a circulação da água nas zonas perto das cortinas corta-águas e provocou uma diminuição da velocidade de fluxo.

A consideração da camada de menor permeabilidade perto das cortinas corta-águas conduziu a um decréscimo de cerca de 44 % no caudal percolado no maciço de fundação obtido neste caso, em relação ao caso de estudo 1. O caudal obtido neste caso é de cerca de $1,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$.

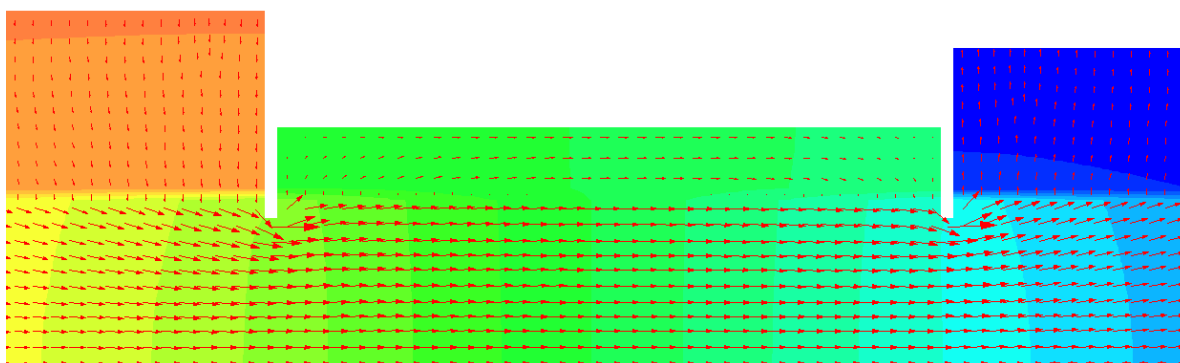


Fig. 4. 20 - Vetores da velocidade de fluxo

O gradiente hidráulico tem o valor máximo de 1,736 e regista-se na camada menos permeável junto às cortinas no lado de jusante e de montante, tal como se pode verificar na Fig. 4.21, em que os locais

onde os gradientes são máximos estão assinalados com a cor laranja. É de referir também que o valor máximo do gradiente hidráulico aumentou cerca de 3,3 vezes quando comparado com o valor obtido no caso onde não existe nenhuma camada de menor permeabilidade (caso de estudo 1) e cerca de 84 % quando comparado com valor obtido no caso anterior, em que a camada de menor permeabilidade ocorria a uma maior profundidade.

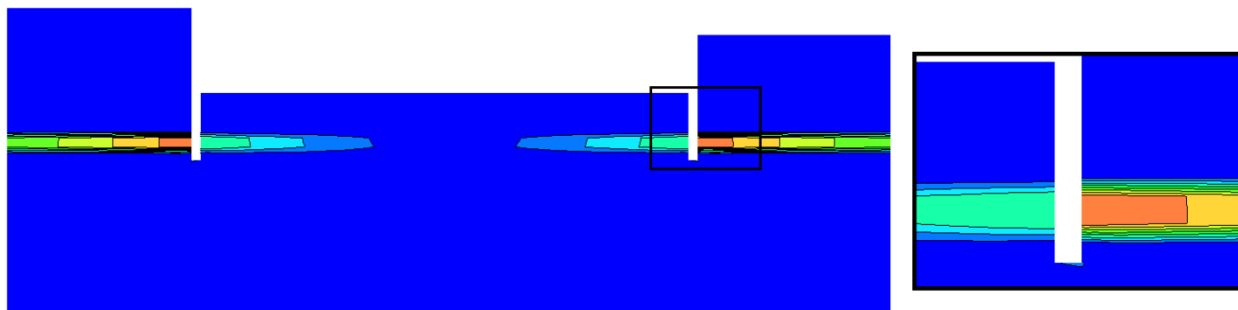


Fig. 4. 21 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante

O gradiente de saída a jusante tem neste caso um valor bastante reduzido (0.029), sendo consideravelmente inferior ao obtido no caso anterior (caso de estudo 3.1), o que leva também a um fator de segurança em relação ao “piping” bastante elevado ($F = 35,828$).

No que diz respeito ao diagrama de subpressões simplificado, este aproxima-se cada vez mais de um diagrama uniforme, o que quer dizer que o ponto de aplicação da resultante global se encontra muito próximo do centro da base da barragem mas, ainda no lado de montante. O valor da resultante é superior ao obtido na situação homogénea (caso de estudo 1) e no caso anterior (caso de estudo 3.1).

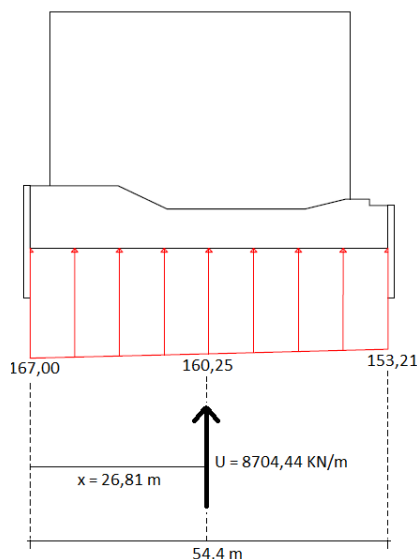


Fig. 4. 22 - Diagrama de subpressões na base e respetiva resultante global

Quanto ao fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico, é de referir que o bloco potencialmente instável, neste caso, tem uma menor dimensão, pois a base deste já não atinge a cota correspondente ao pé da cortina, mas sim a cota correspondente à base da camada de menor permeabilidade (-16.00). As dimensões do bloco instável encontram-se na Fig. 4.23 e pela observação

da figura verifica-se que parte da camada de menor permeabilidade faz parte do bloco potencialmente instável, tendo sido considerado, no numerador das equações correspondentes às duas formas de se obter o fator de segurança, a adição de uma parcela que diz respeito ao peso proveniente de parte da camada de menor permeabilidade, com um metro de espessura.

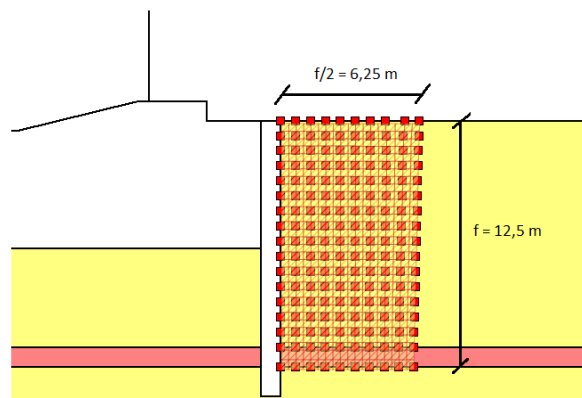


Fig. 4. 23 - Bloco potencialmente instável

O cálculo realizado pela primeira via é o seguinte:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{6,25 \times ((11,5 \times 20) + (1 \times 19) + (3,2 \times 9,81))}{\left(\frac{(19,46 + 18,96) \times 6,25}{2}\right) \times 9,81} = 1,489$$

enquanto o da segunda via foi obtido deste modo:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{6,25 \times (11,5 \times (20 - 9,81) + 1 \times (19 - 9,81))}{\left(\frac{(2,26 + 1,76) \times 6,25}{2}\right) \times 9,81} = 6,409$$

Como as subpressões que ocorrem na base do bloco potencialmente instável aumentaram devido à presença da camada de menor permeabilidade a uma cota mais elevada, o fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico diminuiu, tendo-se obtido, na primeira via de cálculo, um decréscimo de aproximadamente 11 % em relação ao valor obtido no primeiro caso analisado neste capítulo (caso de estudo 1). Já o valor do fator de segurança obtido pela segunda via foi o que obteve a maior diminuição, devido ao aumento da resultante das forças de percolação no bloco potencialmente instável.

4.2.3.3. Caso de estudo 3.3 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade à cota -15.00, na zona de jusante

A única diferença entre esta situação e a anterior, é a presença da camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante. Com esta simulação pretende-se saber o efeito de tal variação nas condições de segurança hidráulica.

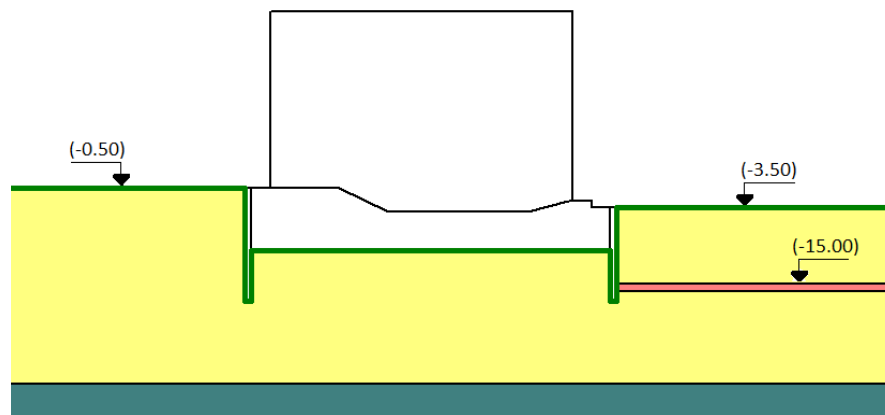


Fig. 4. 24 - Geometria da modelação realizada

O parâmetro que merece a maior atenção com a consideração da camada apenas no lado de jusante é sem dúvida o gradiente hidráulico, pois tem o valor máximo de 2,325 e regista-se, como seria de esperar, na mesma zona do caso anterior, no lado de jusante (Fig. 4.25). É de referir também que o valor máximo do gradiente hidráulico aumentou cerca de 4,4 vezes quando comparado com o valor obtido no caso onde não existe nenhuma camada de menor permeabilidade (caso de estudo 1) e cerca de 34 % quando comparado com valor obtido no caso anterior.

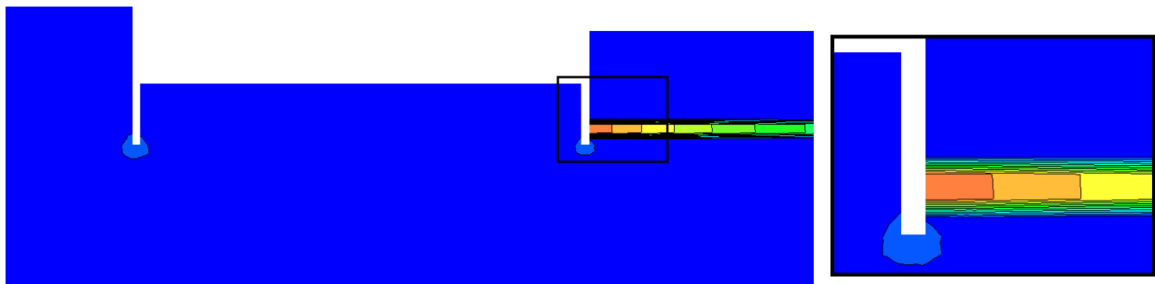


Fig. 4. 25 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante

O gradiente de saída a jusante tem neste caso um valor bastante reduzido (0.038), sendo consideravelmente inferior ao obtido no caso de estudo 3.1, o que conduziu a um fator de segurança em relação ao “piping” bastante elevado ($F = 27,342$).

Outro aspeto importante de se referir nesta simulação é o aumento significativo dos valores do diagrama de subpressões na base da barragem, sendo que neste caso se observaram os valores mais elevados de todas as análises até agora realizadas. Isso levou também ao valor mais elevado da resultante global pois teve um acréscimo de aproximadamente 9 % em relação ao caso anterior e 10 % em comparação ao valor obtido no caso de estudo 1. O seu ponto de aplicação também se encontra próximo do centro da base, mas não tanto como na situação anterior.

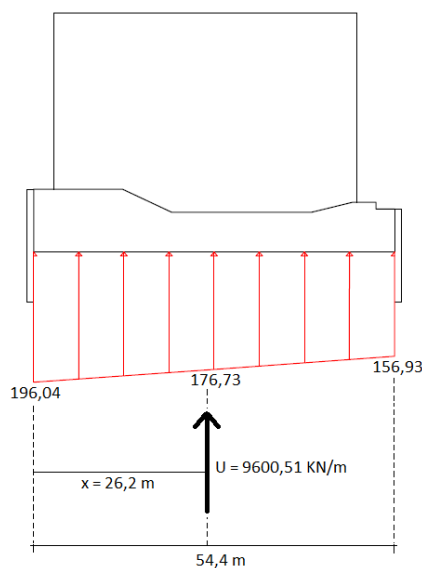


Fig. 4. 26 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global

O fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico, obtido pela primeira via foi calculado da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{6,25 \times ((11,5 \times 20) + (1 \times 19) + (3,2 \times 9,81))}{\left(\frac{(20,73 + 20,05) \times 6,25}{2} \right) \times 9,81} = 1,402$$

enquanto o da segunda via foi obtido através do seguinte modo:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{6,25 \times (11,5 \times (20 - 9,81) + 1 \times (19 - 9,81))}{\left(\frac{(3,53 + 2,85) \times 6,25}{2} \right) \times 9,81} = 4,038$$

A posição referida da camada de menor permeabilidade fez com que as subpressões que ocorrem na base do bloco potencialmente instável aumentassem devido à presença da camada, o que conduziu a um fator, obtido pela primeira via, que teve um decréscimo de aproximadamente 16 % em relação ao fator obtido no primeiro caso analisado neste capítulo (caso de estudo 1) e de 6 % em relação ao obtido no caso anterior. Já no fator obtido pela segunda via verificou-se um maior decréscimo, pois em relação ao caso de estudo 1, o valor aqui obtido diminuiu cerca de 50 % e em relação ao caso anterior, o decréscimo observado foi de 37 %. Isto resulta do aumento da resultante das forças de percolação na base do bloco, pois as perdas de carga estão concentradas na zona onde se encontra a camada de menor permeabilidade.

O fator de segurança obtido, neste caso, para avaliar a segurança em relação ao levantamento hidráulico, é o que apresenta os valores mais reduzidos mas, ainda assim, estão num nível confortável, o que significa que é expectável que não ocorram problemas relacionados com este tipo de instabilidade hidráulica.

A partir da observação das redes de percolação (Fig. 4.28) relativas aos casos de estudo 1 e 4, pode dizer-se que estas têm uma configuração distinta devido à ação das paredes. Analisando a Fig. 4.28-b), pode dizer-se que na zona compreendida entre as paredes plásticas e as cortinas corta-águas, as linhas que constituem a rede são sempre ortogonais e formam assim uma malha aproximadamente quadrada. No caso em que não foram consideradas as paredes plásticas, as linhas equipotenciais estendiam-se ao longo do terreno de fundação modelado. Mas com a introdução das paredes, as linhas equipotenciais tendem a concentrarem-se no interior das paredes plásticas, alargando-se na zona da camada correspondente à rocha alterada, no pé das paredes plásticas.

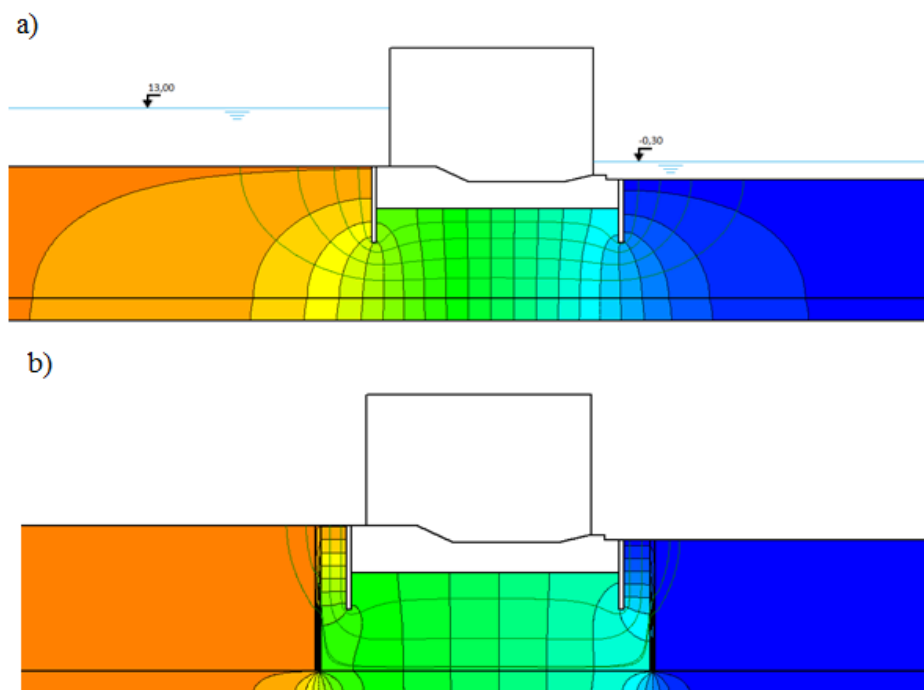


Fig. 4. 28 - Redes de percolação: a) Caso de estudo 1; b) Caso de estudo 4

4.3.1.1. Resultados obtidos

Analisando a distribuição dos vetores que representam a velocidade de fluxo, verifica-se que o fluxo da água concentra-se na zona compreendida entre as paredes plásticas e as cortinas corta-águas. Isso deve-se ao facto de as paredes serem praticamente impermeáveis e por isso o fluxo de água é obrigado a realizar esse percurso. Outro aspeto notável da ação das paredes plásticas é o da redução da magnitude dos vetores de velocidade na zona do terreno de fundação abaixo da base da barragem, pois o caudal percolado diminui em relação à situação em que não foram consideradas as paredes plásticas. O caudal percolado no terreno de fundação deste caso é de $1,31 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ e apresenta um decréscimo de cerca de 47,6 % quando comparado com o caso não tem paredes plásticas (caso de estudo 1). O contrário ocorreu nas zonas que estão entre as paredes plásticas e o corpo da barragem, pois nesses locais, a dimensão dos vetores aumentou, o que é bastante desfavorável na zona de jusante.

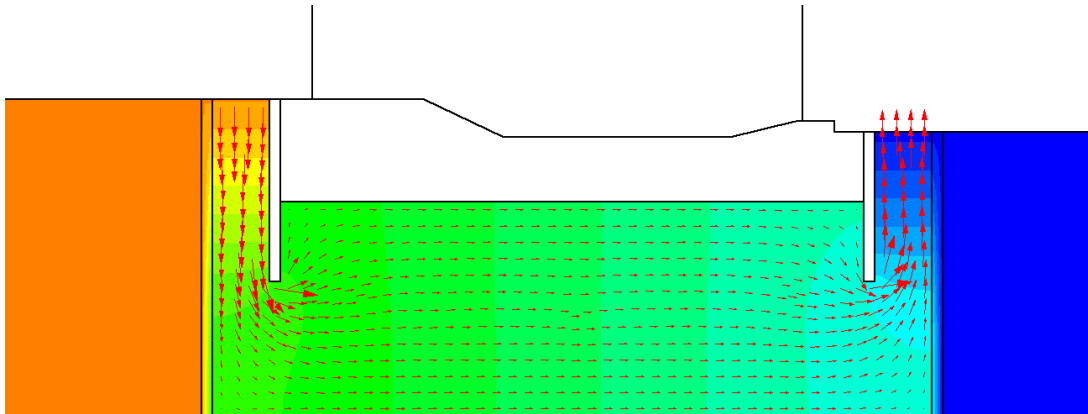


Fig. 4. 29 - Vetores de fluxo

O máximo valor da velocidade de fluxo ronda os $4,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ e ocorre numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas. Em relação ao caso do maciço isotrópico em que não foram consideradas as paredes plásticas (caso de estudo 1), pode dizer-se que o valor da velocidade decresceu cerca de 7 %, e o local de ocorrência do máximo valor é praticamente o mesmo.

Já o máximo valor de gradiente hidráulico obtido nesta simulação sofreu grandes alterações em relação ao caso de estudo 1. O máximo valor deste parâmetro é de 2,665 e ocorre no pé da cortina plástica de montante enquanto o valor registado, na mesma zona, no lado de jusante é de 2.278 (Fig. 4.30).



Fig. 4. 30 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos

Pela observação da figura que ilustra a distribuição dos gradientes hidráulicos na fundação, consegue-se perceber, pela intensidade das cores, que o valor máximo do gradiente ocorre na base da cortina plástica do lado de montante. Sendo o gradiente hidráulico bastante elevado, a zona da sua ocorrência pode ser alvo de um forte poder de arraste, ou seja, a força de percolação, por unidade de volume, será também muito elevada podendo danificar a zona da parede plástica de montante onde se verificou o elevado valor do gradiente hidráulico.

A concentração de gradientes hidráulicos elevados junto ao pé de montante da cortina plástica é um fator que não pode ser ignorado, pelo que será objecto de análise particular que se expõe em item posterior

O valor máximo do gradiente de saída a jusante é de 0,238, este valor é o dobro do obtido na situação em que não foram consideradas as paredes plásticas (caso de estudo 1).

O diagrama de subpressões na base da barragem obtido para este caso tem uma forma bastante similar ao obtido no caso de estudo 1. Mas a resultante global tem o valor de 8399 kN/m e tem o seu ponto de aplicação a uma distância de $26,4$ metros da cortina de montante. O que quer dizer que a acção das paredes plásticas fez com que a resultante global diminuísse em relação ao caso de estudo 1 e o seu ponto de aplicação ficasse mais próximo do centro da base da barragem. A resultante bem como o seu ponto de aplicação estão representadas na Fig. 4.31.

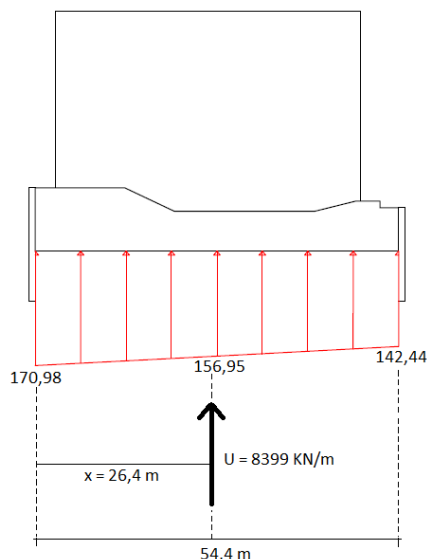


Fig. 4. 31 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global

4.3.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Neste ponto procura-se verificar que alterações se notam no fator de segurança com a introdução das paredes plásticas. Isto fez com que a dimensão do bloco potencialmente instável diminuísse, em que agora a sua dimensão é a seguinte:

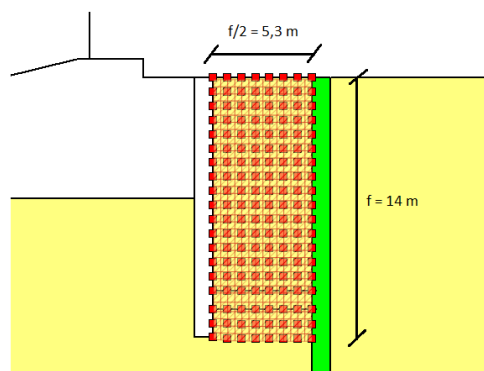


Fig. 4. 32 - Bloco potencialmente instável

Assim, o fator de segurança obtido pela primeira via é o seguinte:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 14 \times 20) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(20,83 + 20,54) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,535$$

Enquanto o fator obtido pela segunda via é o seguinte:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times 14 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(3,63 + 3,34) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 4,173$$

O fator de segurança obtido pela primeira via decresceu cerca de 8 % em relação ao obtido no caso em que não foram consideradas as paredes plásticas (caso de estudo 1) enquanto o obtido pela segunda via decresceu cerca de 48 %. Estes decréscimos na segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica permitem concluir que as condições correspondentes à secção dos vãos 1E e 3E, traduzem-se numa situação pior do que a que simula a secção dos restantes vãos.

4.3.1.3. Cálculo do fator de segurança em relação ao “piping”

Em relação à erosão hidráulica, o cálculo realizado para obter o fator de segurança foi o seguinte:

$$F = \frac{1,039}{0,238} = 4,366$$

As paredes plásticas provocaram um grande aumento no valor do gradiente hidráulico de saída a jusante e isso conduziu a uma redução de cerca de 54% do fator de segurança em relação ao valor obtido no caso onde não foram consideradas as cortinas plásticas (caso 1).

4.3.2. CASO DE ESTUDO 5 - MACIÇO COM ANISOTROPIA DE PERMEABILIDADE

A análise realizada neste ponto é semelhante à realizada no ponto 5.2.2 com a diferença da presença das paredes plásticas a montante e a jusante. Assim neste caso e tal como aconteceu no ponto anteriormente referido, serão simuladas duas situações no maciço em estudo, em que uma delas corresponde à consideração da anisotropia menos pronunciada e a outra à anisotropia mais pronunciada.

4.3.2.1. Resultados obtidos

Neste ponto serão apresentados os valores máximos dos parâmetros em estudo, com a finalidade de verificar de que forma se alteram esses valores num caso em que o maciço é anisotrópico e possui as paredes plásticas. Para tal, no Quadro 4.4 são apresentados os valores obtidos para os parâmetros em análise correspondentes aos casos onde se assumiu:

- A isotropia de permeabilidade para o maciço onde foram consideradas as paredes plásticas (Caso de estudo 4);

- A anisotropia de permeabilidade para a camada aluvionar onde foram consideradas as paredes plásticas, em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é 5 vezes superior ao coeficiente vertical;
- A anisotropia de permeabilidade para a camada aluvionar onde foram consideradas as paredes plásticas, em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é 10 vezes superior ao coeficiente vertical.

Quadro 4. 4 - Valores dos parâmetros em análise (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
Valor máximo da velocidade de fluxo (m/s)	$4,523 \cdot 10^{-5}$	$1,101 \cdot 10^{-4}$	$1,659 \cdot 10^{-4}$
Máximo gradiente hidráulico	2,665	3,683	3,833
Máximo gradiente de saída a jusante	0,238	0,348	0,372
Valor da resultante do diagrama de subpressões (KN/m)	8399	8322,93	8306,06

Através da análise das figuras que representam a distribuição dos vectores da velocidade de fluxo (Figuras 4.33 e 4.34), pode-se concluir que a dimensão dos vectores representativos da velocidade de percolação, na zona subjacente à base da barragem, diminuiu em relação ao caso que se considerou isotrópica em termos de permeabilidade a camada aluvionar. A anisotropia em termos de permeabilidade conduziu a um acréscimo do caudal percolado na fundação da barragem. No caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente vertical o caudal obtido é de $1,85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$, o que representa um acréscimo de cerca de 29,2 % em relação ao valor do caudal obtido no caso em que se considerou isotrópica a formação aluvionar. O aumento do grau de anisotropia provocou também um acréscimo do caudal percolado, sendo de $1,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$ o caudal obtido para o caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é dez vezes superior ao coeficiente vertical. Esse acréscimo é da ordem dos 6,1 %, quando se compara os valores do caudal obtidos nas duas de anisotropia.

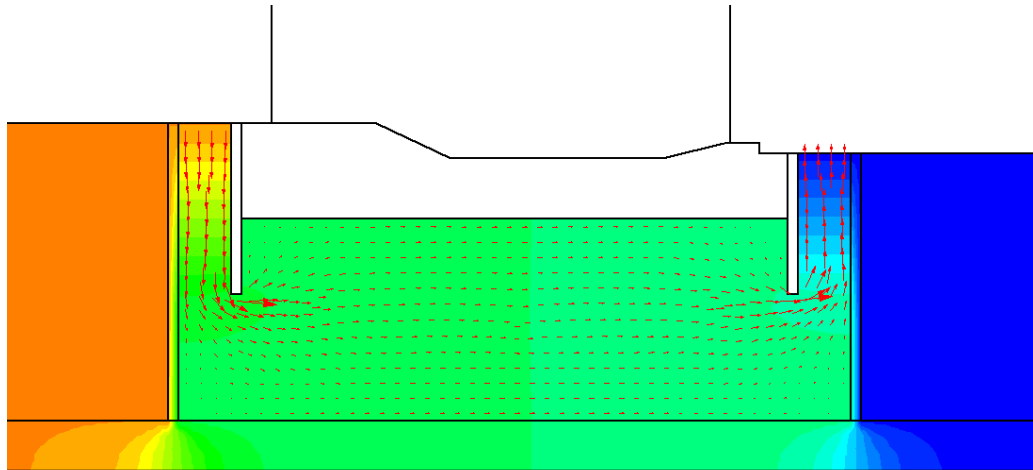


Fig. 4. 33 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h = 5 \times k_v$)

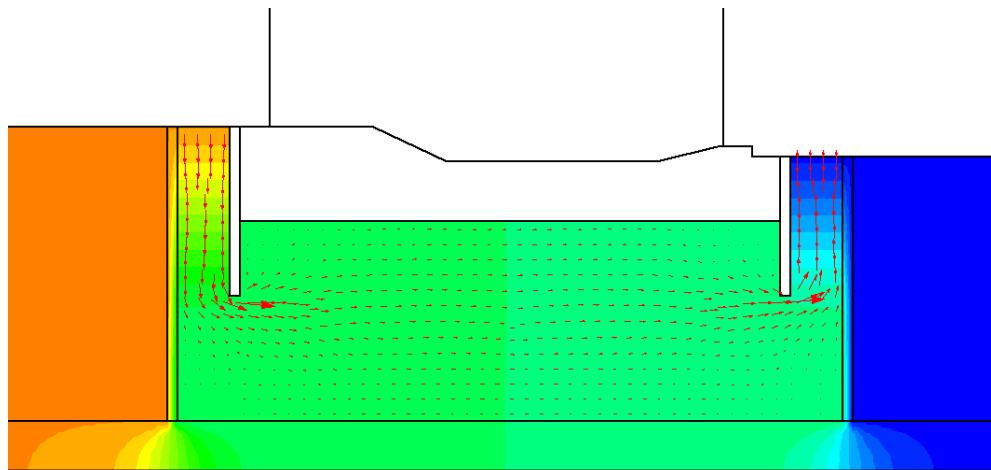


Fig. 4. 34 - Vetores da velocidade de fluxo ($k_h = 10 \times k_v$)

Nas situações com anisotropia de permeabilidade, a velocidade máxima continua a registrar-se nas zonas subjacentes ao pé das cortinas corta-águas de montante e jusante. Verifica-se, no entanto, que o valor máximo da velocidade de fluxo aumenta, pois no caso em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, o valor da velocidade máxima cresceu cerca de 58,9 % em relação à situação onde se assumiu que a camada aluvionar exibia isotropia do ponto de vista da permeabilidade. Enquanto o acréscimo da velocidade máxima verificado entre os dois casos com anisotropia é da ordem dos 33,6 %.

Tal como foi constatado anteriormente, a anisotropia em termos de permeabilidade provoca um aumento nos valores máximos do gradiente hidráulico. Só que neste caso, em que foram assumidas as paredes plásticas, os respetivos valores máximos do gradiente hidráulico tiveram um incremento superior ao do que foi verificado no caso em que estas não foram consideradas. Assim, quando o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao vertical, o máximo valor do gradiente hidráulico obteve um acréscimo de aproximadamente 27,6 % quando comparado com a situação isotrópica. Quando o coeficiente de permeabilidade horizontal é dez vezes superior ao vertical, verifica-se que o valor máximo do gradiente hidráulico aumentou cerca de 30,5 % em relação

ao caso de estudo 4 (camada aluvionar isotrópica em termos de permeabilidade). À semelhança do que ocorreu no caso de estudo 4 (4.3.1), os valores máximos do gradiente hidráulico para as duas situações de anisotropia registaram-se no pé da cortina plástica de montante, tal como se pode confirmar pela observação das figuras 4.35 e 4.36.

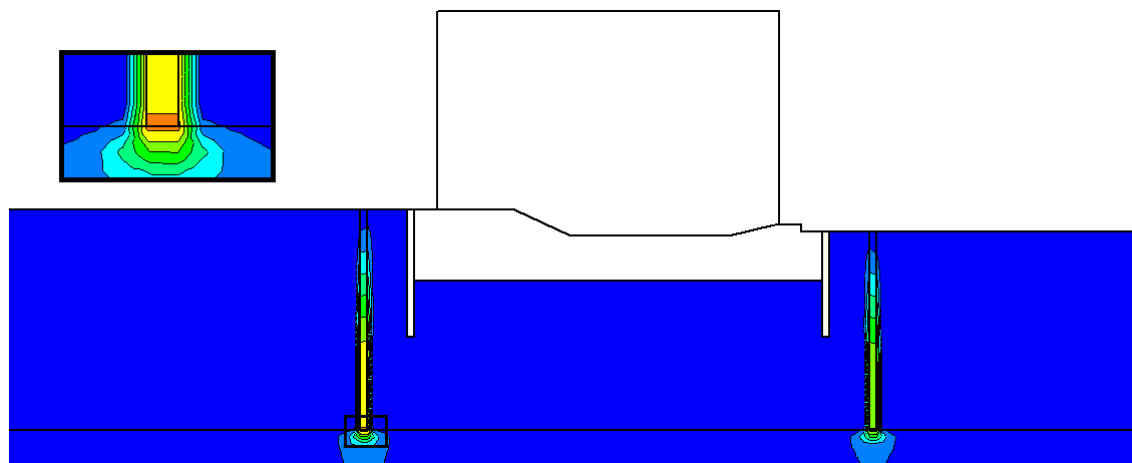


Fig. 4. 35 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante ($k_h = 5 \times k_v$)

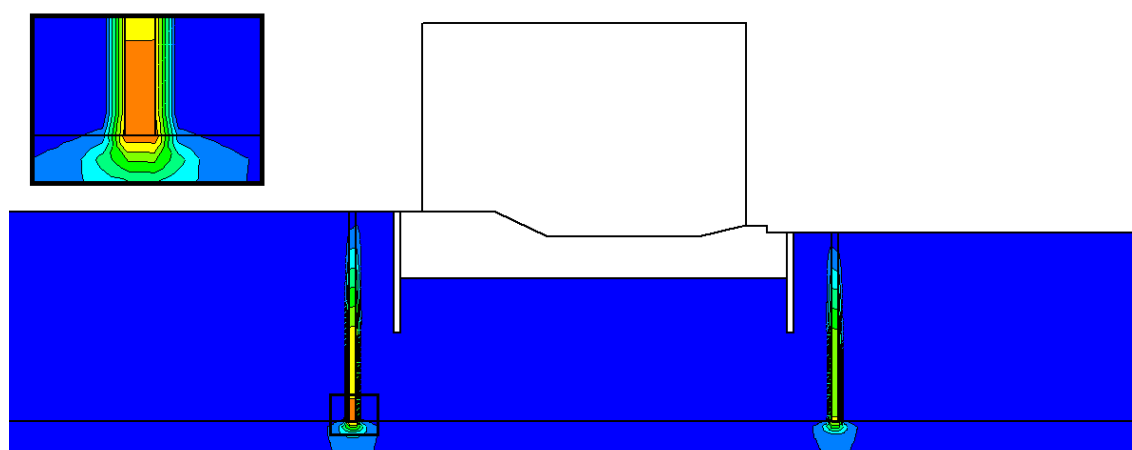


Fig. 4. 36 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante ($k_h = 5 \times k_v$)

O valor máximo correspondente ao gradiente de saída a jusante obteve um acréscimo de cerca de 31,6 % na situação em que o coeficiente de permeabilidade horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical quando comparado com o valor máximo obtido no caso em que não se assumiu a anisotropia. Mas quando se compara o caso isotrópico (caso de estudo 4) com o que apresenta um coeficiente horizontal dez vezes superior ao vertical, o acréscimo verificado é da ordem dos 36 %.

No que toca ao diagrama de subpressões que se desenvolvem na base da barragem, os seus respectivos valores decresceram em relação ao caso do maciço isotrópico e o diagrama passou a ser mais uniforme, sendo que os valores de montante são bastante próximos dos de jusante. Com o aumento da

anisotropia de permeabilidade, o diagrama cada vez mais se aproxima de um uniforme e os seus valores diminuem. Os valores das resultantes globais dos respectivos diagramas diminuíram com o aumento da anisotropia e a distância entre a cortina de montante e o ponto de aplicação da resultante aumentou (Fig. 4.37).

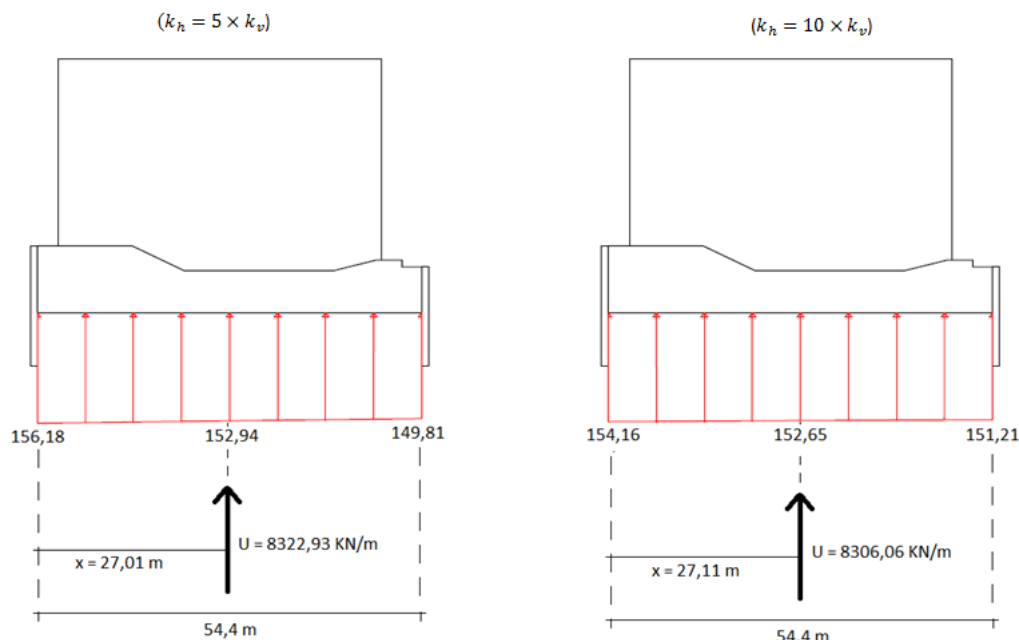


Fig. 4. 37 - Digramas de subpressões na base e respectivas resultantes globais

No geral, pode concluir-se que nesta simulação, a anisotropia veio agravar os efeitos que foram verificados no caso anterior. Os gradientes hidráulicos atingiram valores ainda mais elevados e a velocidade seguiu o mesmo padrão de diminuição que foi observado na análise realizada no ponto 4.2.2, só que neste caso o decréscimo desse parâmetro é superior.

4.3.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Com o objetivo de avaliar a segurança face ao levantamento hidráulico, foi aqui realizado, tal como nos casos anteriores, o cálculo para a obtenção do fator de segurança por duas vias distintas. O Quadro 4.5 contém os valores obtidos para o fator de segurança.

Quadro 4. 5 - Fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
1ª Via	1,535	1,442	1,422
2ª Via	4,173	3,023	2,840

A maior facilidade de circulação da água na direção horizontal fez com que o fator de segurança obtido pela primeira via de cálculo apresentasse um decréscimo de cerca de 6 %, comparando-se o caso em que se considerou que o coeficiente de permeabilidade na direcção horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente na direcção vertical com o caso onde se assumiu a isotropia em termos de

permeabilidade para a camada aluvionar. O aumento do coeficiente de permeabilidade na direção horizontal (de cinco para dez vezes) provocou também o aumento dos valores do diagrama de subpressões que se desenvolve na base do bloco potencialmente instável e conduziu a uma redução do fator de segurança, verificada entre os dois casos em que se assumiu a anisotropia do ponto de vista da permeabilidade.

Foi então no fator de segurança obtido pela segunda via que se verificou uma maior redução, pois quando se compara os valores obtidos entre o caso em que se considerou que o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal é cinco vezes superior ao coeficiente na direção vertical e o caso onde se assumiu a isotropia em termos de permeabilidade para a camada aluvionar, verifica-se um decréscimo de cerca de 27,6 % no fator de segurança. Tal aconteceu devido ao aumento da perda de carga entre a cota mais alta e a mais baixa do bloco. Entre as duas magnitudes assumidas para a anisotropia exibida pela camada aluvionar modelada registou-se um decréscimo, nos valores do fator de segurança obtidos pela segunda via, de aproximadamente 6 %.

Ainda assim, os fatores de segurança obtidos com a consideração da anisotropia em termos de permeabilidade estão num nível aceitável.

Cálculos para $k_h = 5 \times k_v$:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 14 \times 20) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(22,07 + 21,95) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,442$$

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times 14 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(4,87 + 4,75) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 3,023$$

Cálculos para $k_h = 10 \times k_v$:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 14 \times 20) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(22,35 + 22,29) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,422$$

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times 14 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(5,15 + 5,09) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 2,840$$

4.3.2.3. Segurança em relação ao “piping”

No Quadro 4.6 são apresentados os valores obtidos que permitem avaliar a segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica.

Quadro 4. 6 - Fatores de segurança em relação ao "piping" (para $k_v = 10^{-4} \text{ m/s}$)

	$k_h = k_v$	$k_h = 5 \times k_v$	$k_h = 10 \times k_v$
Fator de segurança	4,366	3,101	2,902

A consideração de um coeficiente de permeabilidade horizontal cinco vezes superior ao coeficiente de permeabilidade vertical provocou uma redução na ordem dos 30% no fator de segurança, quando comparado com o fator de segurança obtido na situação em que não existe anisotropia. O aumento do coeficiente de permeabilidade na direção horizontal em dez vezes também provocou uma descida no fator de segurança, mas não tão acentuada como a mencionada anteriormente (decréscimo de cerca de 6,4 %).

A causa dessa redução da segurança reside, não só, na anisotropia exibida pelo maciço, mas também na ação das paredes plásticas. Estas duas características provocaram o aumento do gradiente de saída a jusante, o que levou a diminuição do fator de segurança. Apesar de a redução ter alguma dimensão, não quer dizer que se está perante uma situação de instabilidade hidráulica, pois os fatores de segurança continuam com valores aceitáveis.

Cálculo para $k_h = 5 \times k_v$:

$$F = \frac{1,039}{0,335} = 3,101$$

Cálculo para $k_h = 10 \times k_v$:

$$F = \frac{1,039}{0,358} = 2,902$$

4.3.3. CASO DE ESTUDO 6 - MACIÇO ISOTRÓPICO COM DEFEITO NAS PAREDES PLÁSTICAS

Tendo presente os elevados valores do gradiente hidráulico verificados nos casos de estudo 4 e 5, registados no pé da cortina plástica de montante, considera-se de especial interesse a realização de uma modelação onde se pretende simular a ocorrência de uma possível destruição de parte desta parede plástica. Trata-se da remoção de parte da cortina plástica de montante, na zona onde foram detetados os elevados gradientes, que tem como objetivo concluir que efeitos se notam nos parâmetros que têm vindo a ser analisados e na segurança em relação à instabilidade hidráulica.

Para efeitos de simulação da destruição da parede, foi considerada na modelação uma abertura no lado montante, ou seja, o escoamento será facilitado por esse orifício. Em termos geométricos, foi simulada uma abertura com 4 metros de altura, o que quer dizer que da cota -26.00 até à cota -30.00 é permitido o fluxo de água. A geometria do modelo realizado para este caso encontra-se na Fig. 4.38.

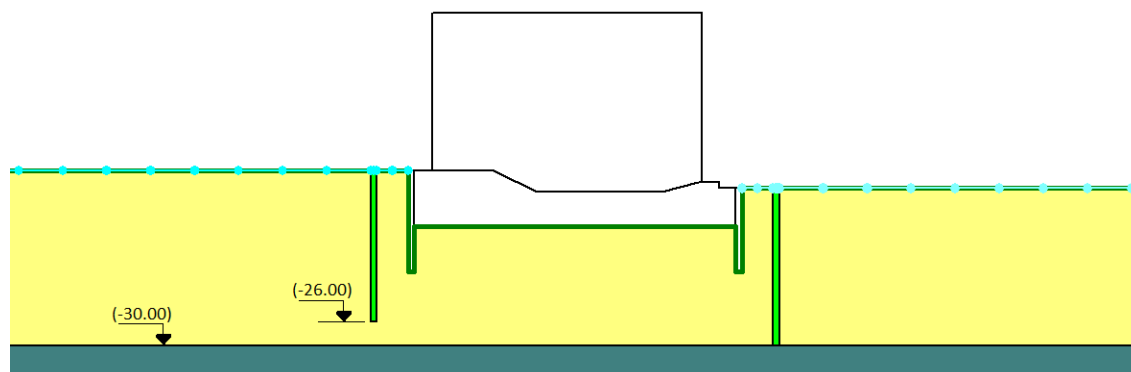


Fig. 4. 38 - Geometria da modelação realizada

É de referir também que foi assumida a isotropia em termos da permeabilidade para as duas camadas que constituem o terreno de fundação modelado neste caso (camada aluvionar e rocha alterada).

A partir da observação da rede de percolação (figura 4.39), pode concluir-se que as linhas equipotenciais têm uma configuração diferente das do caso em que as paredes estão intactas, principalmente na zona da abertura da parede de montante. Já as linhas de fluxo tendem a seguir dois caminhos, em que um deles é compreendido entre as cortinas corta-águas e as paredes plásticas, enquanto o outro é feito pela abertura criada na modelação.

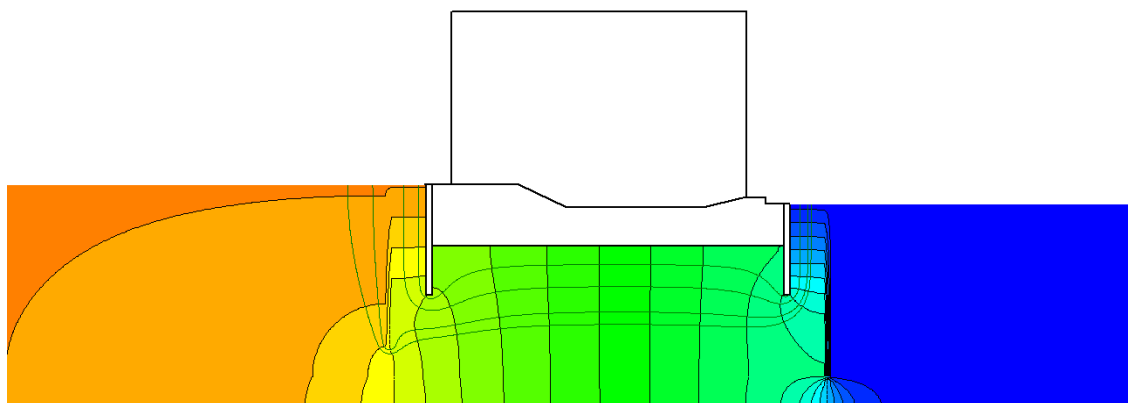


Fig. 4. 39 - Rede de fluxo

4.3.3.1. Resultados obtidos

O valor máximo da velocidade de fluxo é de cerca de $5,7e^{-5} m/s$ e ocorre no pé da cortina corta-águas, no lado de jusante. Em relação ao caso em que as paredes plásticas não estão danificadas (caso de estudo 4), pode dizer-se que o valor máximo da velocidade de fluxo obtido nesta situação aumentou cerca de 20 %. Pode-se concluir que a anomalia simulada na parede do lado de montante conduziu a um aumento do valor máximo da velocidade do fluxo da água.

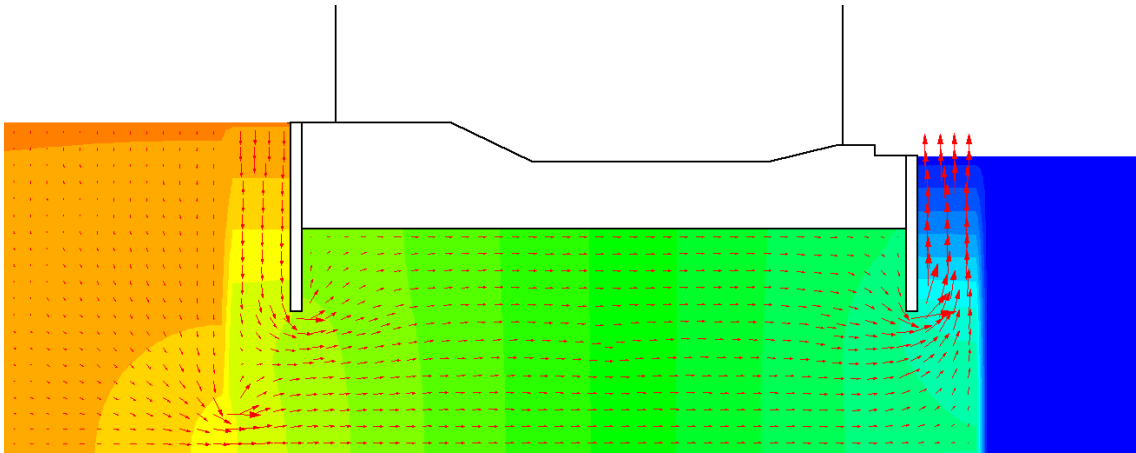


Fig. 4. 40 - Vetores da velocidade de fluxo

Na situação em que as paredes estavam intactas, os valores máximos da velocidade de fluxo registavam-se numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas. Mas devido à introdução de uma abertura na cortina plástica de montante, parte do escoamento que era realizado na zona entre a parede plástica e a cortina de betão, passou a ser feito pela zona onde foi assumida a destruição da parede (Fig. 4.40).

Outro dos efeitos verificados com a simulação da destruição de parte da parede plástica de montante foi o aumento do caudal percolado no terreno de fundação da barragem. O valor do caudal obtido neste caso é de $1,66 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ e apresenta um acréscimo de aproximadamente 21 % em relação ao valor obtido no caso em que não se assumiu a remoção de parte da parede plástica de montante.

O gradiente hidráulico tem o valor máximo de 2,991 e regista-se no pé da cortina plástica do lado de jusante (Fig. 4.41) e teve um acréscimo de cerca de 11 % em relação ao obtido no caso de estudo 4. Com a simulação de um eventual defeito na parede de montante, à cota referida, o gradiente hidráulico passou a ser mais elevado no pé da parede de jusante.

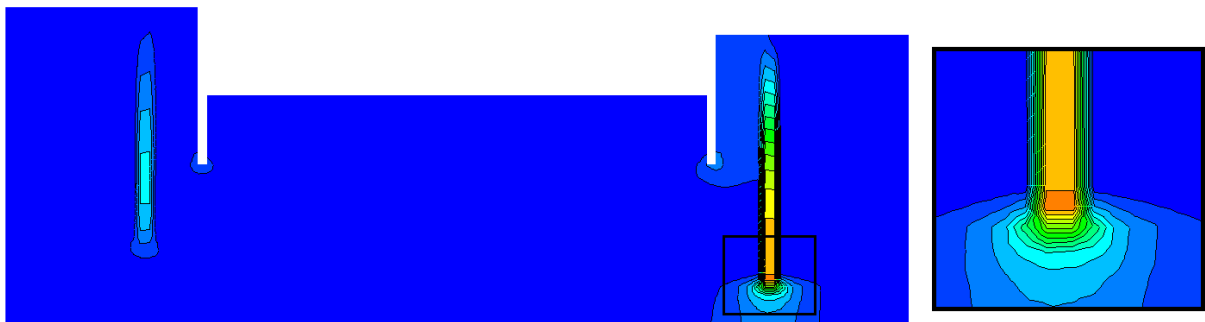


Fig. 4. 41 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante

O valor máximo do gradiente hidráulico de saída a jusante é de 0,298, valor que é 20 % maior do que o obtido na situação correspondente ao caso de estudo 4.

O diagrama de subpressões na base da barragem obtido para esta situação tem uma forma semelhante à do caso em que a parede não está danificada (caso de estudo 4) mas ainda assim, os valores aqui

obtidos são superiores. O mesmo se sucede na resultante global, apresenta um acréscimo de cerca de 12 % em relação ao caso 4. Já a distancia entre o ponto de aplicação da resultante e a extremidade da cortina de montante é praticamente a mesma nas duas situações comparadas neste parágrafo.

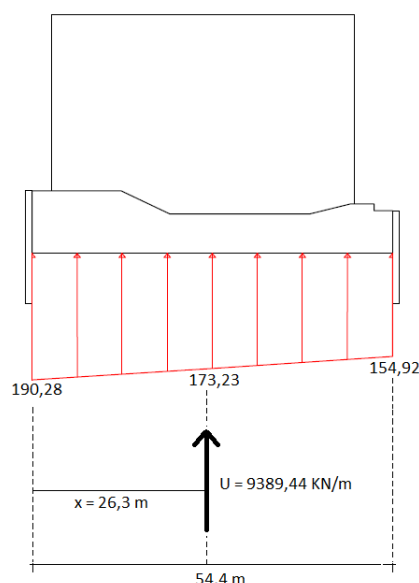


Fig. 4. 42 - Diagrama de subpressões na base e respetiva resultante global

4.3.3.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Apresentam-se de seguida os valores do fator de segurança obtidos pelas duas vias, sendo a primeira calculada da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 14 \times 20) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(21,97 + 21,28) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,468$$

enquanto o fator correspondente à segunda via foi obtido da seguinte maneira:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times 14 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(4,77 + 4,08) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 3,286$$

A consideração de uma situação onde se simulou a destruição da parede plástica de montante, através da criação de uma abertura na parede do modelo, conduziu a um aumento, em relação ao caso de estudo 4, dos valores do diagrama de subpressões na base do bloco potencialmente instável e isso traduz-se num menor fator de segurança, ou seja, verificou-se uma redução de cerca de 4,4 % quando comparado com o fator de segurança obtido no caso 4. Os valores da perda de carga, entre os limites inferior e superior do bloco instável, aumentaram em comparação aos obtidos no caso 4, o que levou a uma redução do fator de segurança obtido pela segunda via na ordem dos 21 %.

4.3.3.3. Segurança em relação ao “piping”

Em relação à erosão hidráulica, o cálculo realizado para obter o seu factor de segurança foi o seguinte:

$$F = \frac{1,039}{0,298} = 3,487$$

Como já foi dito, a consideração de uma abertura na cortina plástica de montante provocou o aumento do valor do gradiente hidráulico de saída a jusante e isso traduziu-se numa redução do fator de segurança de cerca de 20% do valor obtido no caso onde as cortinas plásticas estavam intactas (caso de estudo 4).

4.3.4. CASO DE ESTUDO 7 - MACIÇO ESTRATIFICADO

A abordagem de simulação realizada neste caso é idêntica à usada no ponto 4.2.3., só que a divergência reside na consideração das paredes plásticas. Assim a camada de menor permeabilidade que será considerada nesta situação, apresentará as mesmas características físicas e geométricas das que foram consideradas no ponto anteriormente referido.

4.3.4.1. Caso de estudo 7.1 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade em todo o maciço à cota -20.00

Para a primeira simulação foi considerada a seguinte geometria para a modelação do maciço que representa o caso em estudo (Fig. 4.43).

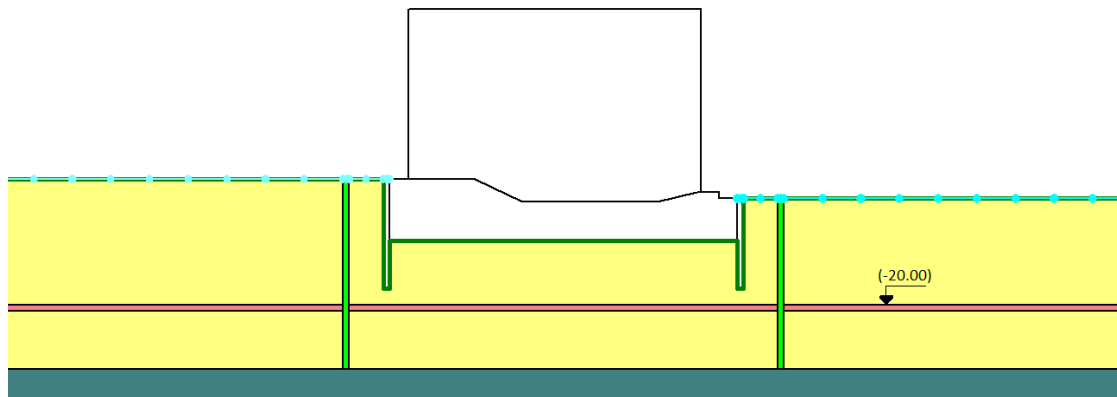


Fig. 4. 43 - Geometria da modelação realizada

O máximo valor da velocidade do fluxo é de cerca de $4,9 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ e regista-se no pé das paredes corta-águas da barragem. Quando comparada com o valor obtido no caso de estudo 4, ou seja, onde se considerou que a formação aluvionar apresenta isotropia em termos de permeabilidade, o valor da velocidade máxima aumentou cerca de 8,2 %, devido à ocorrência da camada de menor permeabilidade na posição referida. Na Fig. 4.44 estão mostrados os vetores que representam a velocidade de fluxo.

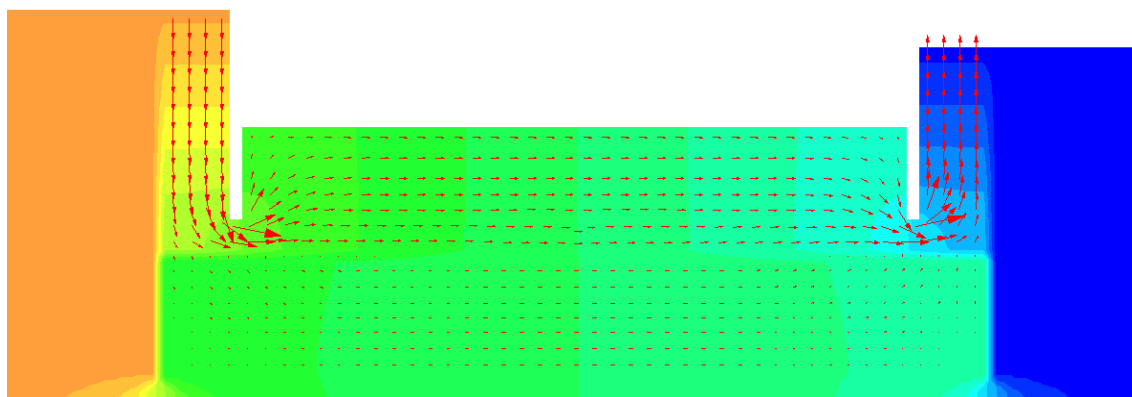


Fig. 4. 44 - Vetores da velocidade de fluxo

O valor máximo do gradiente hidráulico é 3,214 e regista-se no pé da cortina plástica de montante. Este valor apresenta um acréscimo de cerca de 14 % em relação ao caso isotrópico (caso de estudo 4). A simulação realizada neste ponto indica, mais uma vez, que a concentração de elevados valores do gradiente hidráulico na base da parede plástica de montante poderá ocasionar uma possível destruição de parte dessa parede, pois o gradiente registado na zona do pé da parede de montante é bastante elevado.

O gradiente de saída a jusante nesta situação, tem o valor de 0,190, sendo menor que no caso onde o maciço é homogêneo (caso de estudo 4).

O diagrama de subpressões na base da barragem obtido para esta situação tem uma forma bastante semelhante à da obtida no caso em que o maciço é homogêneo (caso de estudo 4) mas ainda assim, o valor da resultante global é ligeiramente superior e o seu ponto de aplicação está mais afastado da extremidade da cortina corta-águas de montante do que no caso de estudo 4.

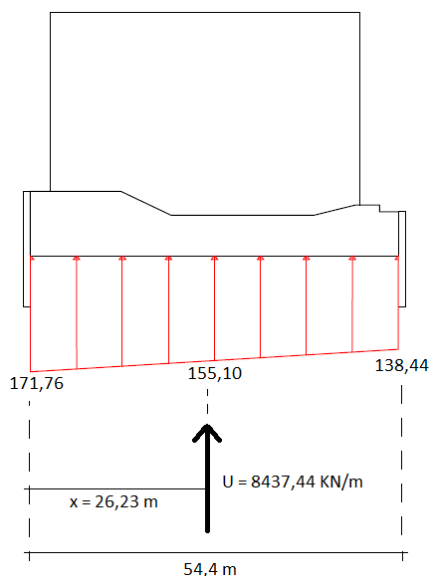


Fig. 4. 45 - Diagrama de subpressões na base e respetiva resultante global

Para a obtenção do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico, foram, tal como nos casos anteriores, realizados dois cálculos, que são os seguintes:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 14 \times 20) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(20,25 + 19,81) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,585$$

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times (20 - 9,81) \times 14}{\left(\frac{(3,05 + 2,61) \times 7}{2}\right) \times 9,81} = 5,139$$

A presença da uma camada de menor permeabilidade à profundidade mencionada, provocou uma diminuição nos valores do diagrama de subpressões e nos valores da perda de carga observados no bloco potencialmente instável; isto quer dizer que o factor de segurança, em relação ao levantamento hidráulico, aqui obtido pela duas vias é superior, embora não muito, ao obtido no caso em que o maciço é homogéneo (caso de estudo 4). Esta superioridade no fator de segurança indica que a simulação realizada neste ponto se traduz numa situação mais confortável, em termos de segurança, que a situação referente ao caso de estudo 4.

Quanto ao fator de segurança em relação ao “piping”, esse foi calculado da seguinte forma:

$$F = \frac{1,039}{0,190} = 5,468$$

Com a consideração da camada de menor permeabilidade à cota de -20.00, o valor do gradiente de saída a jusante diminuiu, o que levou a um acréscimo do fator de segurança na ordem dos 25% em relação ao valor obtido no caso 4.

4.3.4.2. Caso de estudo 7.2 - Maciço com uma camada de menor permeabilidade em todo o maciço à cota -15.00

Aqui pretende-se compreender os efeitos causados na avaliação da segurança quando se diminui a profundidade da camada de menor permeabilidade. Sendo que esta intersecta as paredes plásticas e também as cortinas corta-águas de betão. Para esta simulação foi considerada a seguinte geometria na modelação do maciço que representa o caso em estudo (Fig. 4.46).

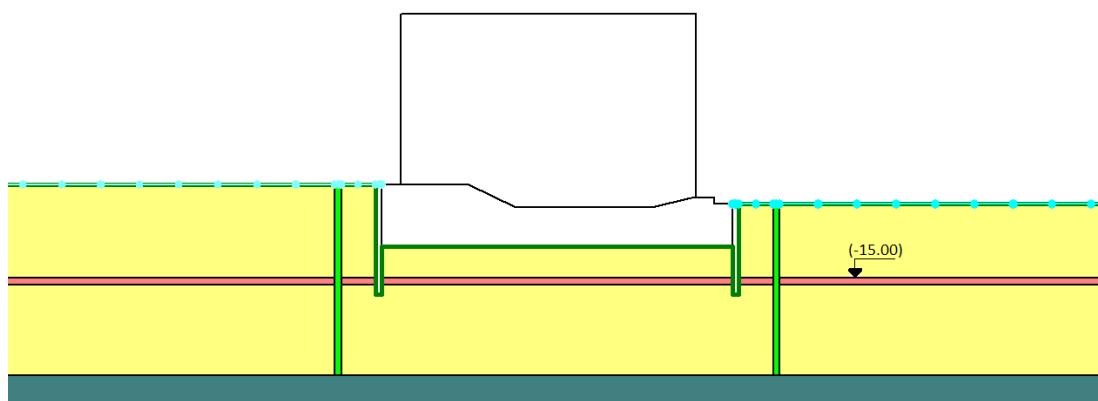


Fig. 4. 46 - Geometria da modelação realizada

A consideração, nesta simulação, de uma camada de menor permeabilidade na posição referida conduziu a uma grande diminuição do caudal perolado no terreno de fundação. O valor do caudal obtido para este caso é de $2,67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$ e verifica-se que este valor decresceu cerca de 80 % em relação ao valor do caudal obtido no caso de estudo 4 (situação isotrópica). A partir da observação da Fig. 4.47, pode dizer-se que os vetores que representam a velocidade de fluxo apresentam uma maior dimensão nas zonas que estão entre as paredes plásticas e as cortinas corta-águas e nas zonas próximas do pé das cortinas corta-águas. Isto quer dizer que, os valores da velocidade de fluxo são maiores nas zonas referidas do que no resto do maciço, especialmente na zona compreendida entre a base da barragem e a camada de menor permeabilidade. O valor máximo da velocidade do fluxo neste caso ronda os $9,9 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ e registou-se numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas. Este valor máximo apresenta um decréscimo de cerca de 78 % quando comparado com o valor obtido na situação analisada no caso de estudo 4.

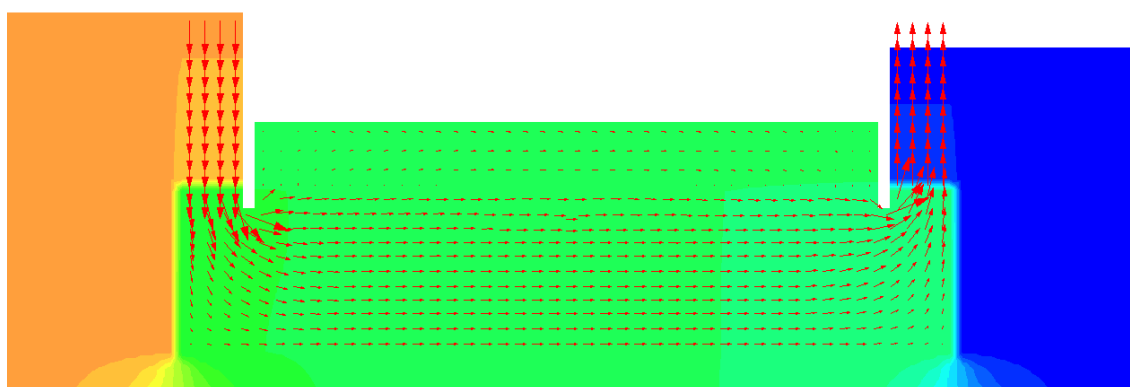


Fig. 4. 47 - Vetores da velocidade de fluxo

O máximo valor do gradiente hidráulico é 3,276 e regista-se no pé das cortinas plásticas. Este valor apresenta um decréscimo de cerca de 18,7 % em relação à situação em que se assumiu isotrópica em termos de permeabilidade a camada aluvionar (caso de estudo 4). A simulação realizada neste ponto indica que a concentração de elevados valores do gradiente hidráulico na base da parede plástica de

montante poderá ocasionar uma possível destruição de parte dessa parede, pois o gradiente registado na zona do pé da parede de montante é bastante elevado.

O máximo valor do gradiente de saída a jusante tem neste caso um valor bastante reduzido (0.050), sendo consideravelmente inferior ao obtido no caso anterior (caso de estudo 7.1), o que conduziu a um fator de segurança em relação ao “piping” bastante elevado ($F = 20,780$).

No que diz respeito ao diagrama de subpressões, este apresenta um diagrama muito próximo do uniforme, o que quer dizer que o ponto de aplicação da resultante global se encontra muito perto do centro da base da barragem mas, ainda no lado de montante. O valor da resultante é superior ao obtido no caso homogêneo (caso de estudo 4) e no caso anterior.

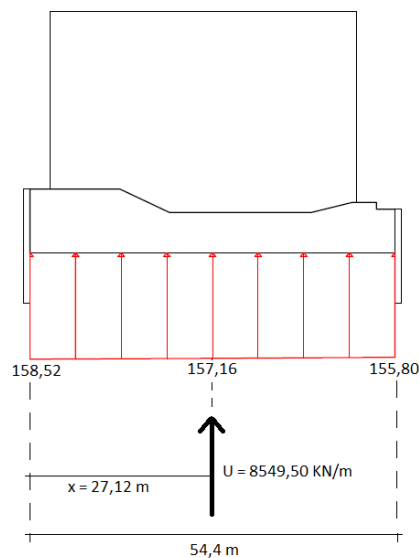


Fig. 4. 48 - Diagrama de subpressões na base e respetiva resultante global

Nesta situação, a camada de menor permeabilidade foi considerada numa zona mais elevada e portanto, o bloco potencialmente instável passa a ter uma menor dimensão pois o seu limite inferior atinge a apenas a cota correspondente ao fim da camada menos permeável. As dimensões do bloco instável encontram-se na Fig. 4.49.

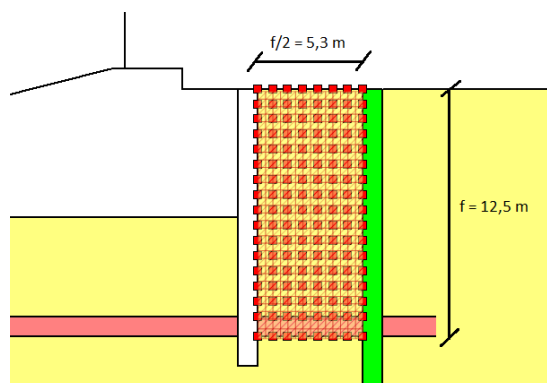


Fig. 4. 49 - Bloco potencialmente instável

Tal como nos casos anteriores, foram aqui calculados o factor de segurança por duas vias distintas de modo a compreender que influência tem a diminuição da profundidade de uma camada de menor permeabilidade na verificação da segurança em relação ao levantamento hidráulico. Assim, o cálculo realizado pela primeira via foi feito da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{5,3 \times ((11,5 \times 20) + (1 \times 19)) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(21,32 + 21,27) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,342$$

O outro factor de segurança foi obtido deste modo:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times (11,5 \times (20 - 9,81) + 1 \times (19 - 9,81)))}{\left(\frac{(4,12 + 4,07) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 3,146$$

Como os valores correspondentes às subpressões que se desenvolvem na base do bloco potencialmente instável aumentaram devido à presença da camada argilosa a uma cota mais elevada, o fator de segurança obtido pela primeira via teve um decréscimo de aproximadamente 12,6 % em relação ao factor obtido no caso em que foi assumida a isotropia para na camada aluvionar (caso de estudo 4). O fator de segurança obtido pela segunda via foi o que teve a maior redução quando comparada com o obtido no caso 4, sendo essa diminuição na ordem dos 28 %.

4.3.4.3. Caso de estudo 7.3 - Maciço com uma camada menos permeável à cota -15.00 apenas no lado de jusante

Tal como se verifica na Fig. 4.46, a única alteração realizada na modelação desta simulação, em relação ao caso anterior, foi a da consideração da camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante.

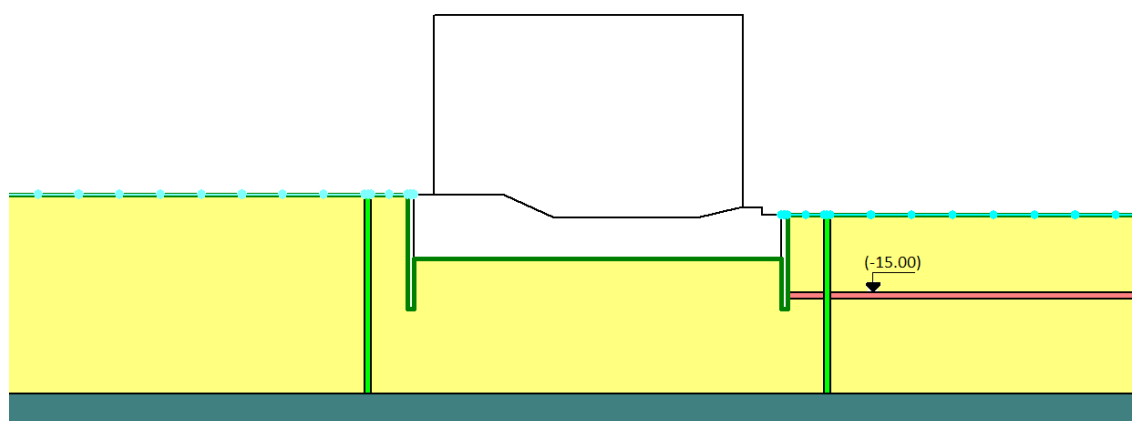


Fig. 4. 50 - Geometria da modelação realizada

Pela observação da Fig. 4.51, pode-se concluir que os vetores que representam a velocidade de fluxo apresentam uma maior dimensão nas zonas que estão compreendidas entre as paredes plásticas e as cortinas corta-águas e nas zonas próximas do pé das cortinas corta-águas. Isto quer dizer que, os valores da velocidade de fluxo são maiores nessas zonas referidas do que no resto do maciço, especialmente na zona que diz respeito ao terreno de fundação da barragem, pois o valor obtido, neste caso, para o caudal percolado no centro do terreno de fundação da barragem é de $4,46 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, tendo este valor decrescido em cerca de 66 % quando comparado com o valor do caudal percolado no terreno de fundação modelado no caso de estudo 4.

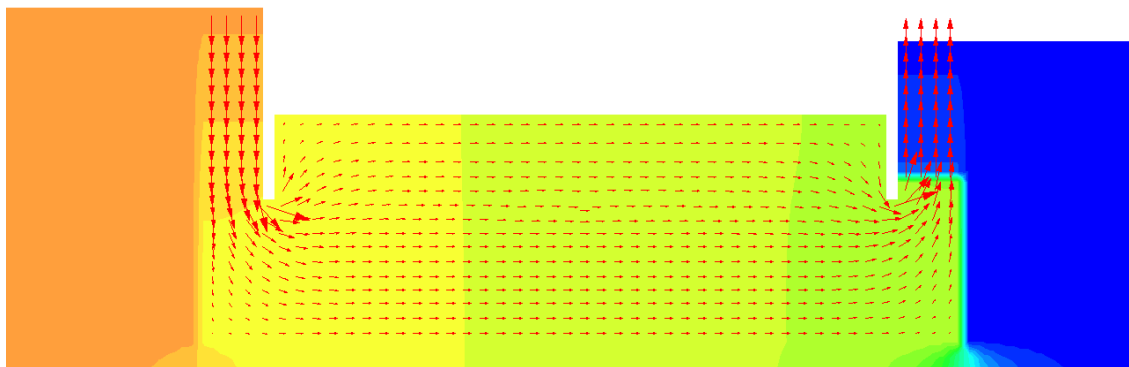


Fig. 4. 51 - Vetores da velocidade de fluxo

O valor máximo da velocidade do fluxo neste caso ronda os $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ e registou-se numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas. Este valor máximo apresenta um decréscimo de cerca de 64 % quando comparado com o valor obtido na situação em que se considerou isotrópico o estrato aluvionar (caso de estudo 4).

O parâmetro que merece a maior atenção com a consideração da camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante é o gradiente hidráulico. O valor máximo deste parâmetro é de 5,318 e regista-se no pé da parede plástica de jusante. Este valor é cerca de 50 % maior que o valor do gradiente obtido no caso de estudo 4. Este elevado valor do gradiente hidráulico verificado no pé da parede de jusante pode conduzir a uma situação da possível rotura da parede plástica no local onde foi observado o gradiente hidráulico elevado.

Outro aspecto importante de se referir nesta análise é o do aumento dos valores do diagrama de subpressões que se verifica na base da barragem, sendo estes os maiores de todas as análises realizadas neste ponto do capítulo. Isso levou também ao valor mais alto da resultante global pois teve um acréscimo de aproximadamente 22% em relação ao caso de estudo 4.

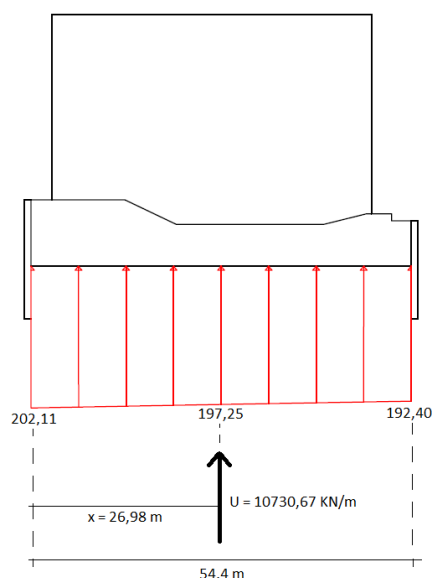


Fig. 4. 52 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global

Para completar a análise deste caso, é de seguida apresentado o fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico obtido pelas duas vias. A dimensão do bloco instável é a mesma que a do caso anterior. Na primeira via, o fator de segurança foi obtido pela seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{5,3 \times ((11,5 \times 20) + (1 \times 19)) + (5,3 \times 3,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(25,07 + 24,99) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,142$$

enquanto o factor de segurança obtido pela segunda via foi calculado deste modo:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times (11,5 \times (20 - 9,81) + 1 \times (19 - 9,81))}{\left(\frac{(7,87 + 7,79) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,645$$

Como os valores correspondentes às subpressões que ocorrem na base do bloco potencialmente instável aumentaram devido à presença da camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante, o factor de segurança obtido pela primeira via teve um decréscimo de aproximadamente 26 % em relação ao factor obtido no caso em que o maciço é homogéneo (caso de estudo 4) e um decréscimo de cerca de 15% em comparação com o caso anterior. O factor de segurança obtido pela segunda via foi o que teve a maior redução, pois quando comparado com o obtido no caso de estudo 4, diminuiu cerca de 61 %.

Para concluir esta análise, é apresentado de seguida o calculo realizado para obter o fator de segurança em relação ao “piping”. É de referir que o valor máximo obtido no gradiente de saída a jusante é de 0,084, valor menor que o obtido no caso de estudo 4.

$$F = \frac{1,039}{0,084} = 12,369$$

Com a consideração da camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante, não se verifica quaisquer problemas em relação a este tipo de instabilidade hidráulica, pois o fator de segurança é muito elevado.

4.4. EFEITOS DA EROSÃO

Conforme referido anteriormente, no decorrer da exploração da barragem de Crestuma-Lever, foi verificado um processo erosivo que conduziu ao arrastamento do material que constituía o tapete de protecção do leito a jusante da barragem. Tendo presente esta ocorrência, decidiu-se realizar uma análise no sentido de avaliar os efeitos da erosão nas condições de segurança. Na prática, pretende-se simular a ocorrência de erosão no material que se encontra a jusante dos descarregadores.

Por constituir a situação mais desfavorável, a geometria adoptada para esta análise é semelhante à que foi utilizada nos casos onde foram consideradas as paredes plásticas na simulação. A divergência, em termos geométricos, entre a análise aqui realizada e as já realizadas na situação específica reside na remoção do material que constitui o terreno no lado de jusante, de modo a simular a fossa que seria criada na eventualidade da ocorrência de erosão. Na simulação considerou-se que a fossa que provém da erosão se estende por 20,0 metros a jusante da cortina corta-águas e atinge uma profundidade de 8,0 metros, ou seja, foi considerado que o processo erosivo provocou um arrastamento do material até se atingir a cota de -11.50 metros. Tais características geométricas terão melhor compreensão através da observação da Fig. 4.53, que ilustra a modelação realizada no programa de cálculo automático.

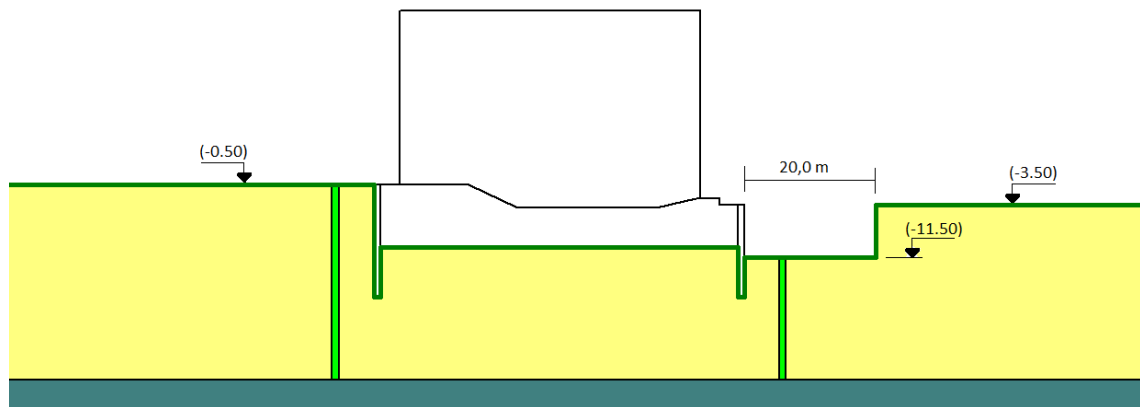


Fig. 4. 53 - Geometria da modelação realizada

4.4.1. CASO DE ESTUDO 8 - MACIÇO ISOTRÓPICO

Na simulação deste caso, as características adoptadas para o maciço que constitui o terreno de fundação da barragem, foram as mesmas que tinham sido utilizadas nas simulações anteriores onde foi considerado que a formação aluvionar se comportava como uma massa de solo homogênea e isotrópica em termos de permeabilidade. A resultante rede de percolação do modelo realizado encontra-se na Fig. 4.54.

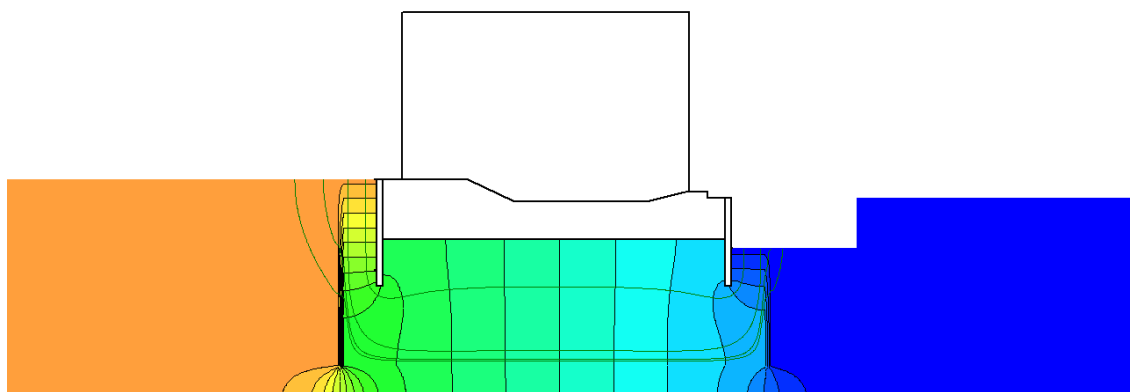


Fig. 4.54 - Rede de fluxo

A partir da observação da rede de percolação (Fig. 4.54) relativa ao caso em análise, pode dizer-se que esta tem uma configuração similar à obtida no caso de estudo 4, onde não foi simulada a erosão. A diferença reside na diminuição do percurso do fluxo provocada pela retirada de material a jusante.

4.4.1.1. Resultados obtidos

Analisando a distribuição dos vetores que representam a velocidade de fluxo (Fig. 4.55), verifica-se que, tal como foi concluído no caso de estudo 4, o fluxo da água concentra-se na zona compreendida entre as paredes plásticas e as cortinas corta-águas.

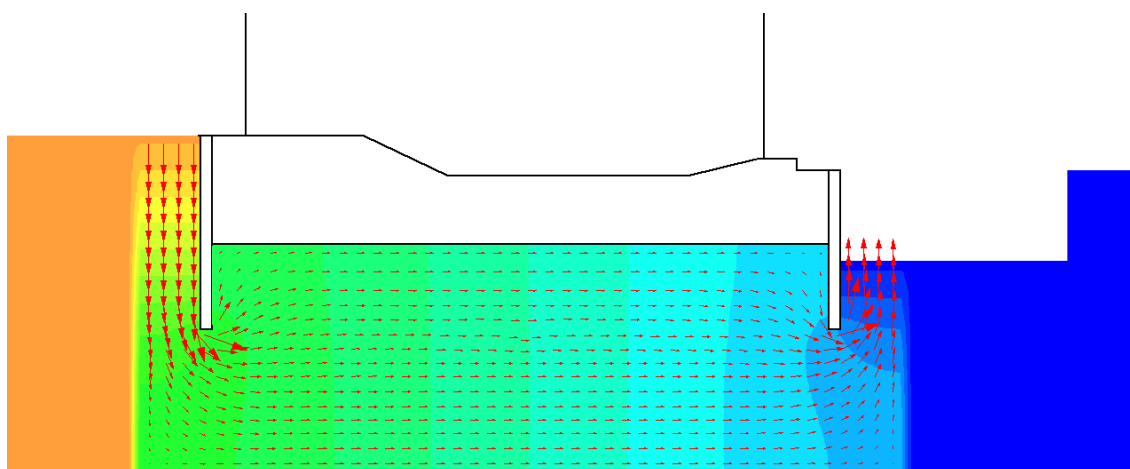


Fig. 4.55 - Vetores de fluxo

O máximo valor da velocidade de fluxo ronda os $5,6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ e ocorre numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas. Em relação ao caso em que não foi considerada na simulação a ação erosiva (caso de estudo 4), pode dizer-se que o máximo valor da velocidade obtido neste caso teve um acréscimo de cerca de 19 %. Quer isto dizer que o aumento da velocidade dá-se por consequência da diminuição do percurso de fluxo, causada pela consideração do processo erosivo. Esta diminuição do percurso de fluxo também conduziu a um aumento do caudal percolado no terreno de fundação em relação ao caso estudo 4. Neste caso o valor obtido para caudal que percola no centro do terreno de fundação da barragem é de $1,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s/m}$, tendo-se verificado um acréscimo de cerca de 11,5 % em relação ao caso em que não foi assumido na simulação um processo erosivo (caso de estudo 4).

O máximo valor do gradiente hidráulico obtido nesta simulação é de 3,13 e regista-se no pé da parede plástica de montante, enquanto que o valor registado no pé da parede plástica de jusante é de 1,457 (Fig. 4.56).



Fig. 4. 56 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos

Sendo a erosão um fenómeno evolutivo e variável ao longo do tempo, estudou-se a evolução dos gradientes hidráulicos com o desenvolvimento do processo erosivo. De modo a simular a erosão, retiraram-se sucessivas camadas com um metro de espessura do material que constitui o leito do rio a jusante. A cada camada retirada, registaram-se os máximos valores do gradiente hidráulico. Obteve-se assim o gráfico que relaciona os valores do gradiente hidráulico com o aumento da profundidade da fossa provocada pela erosão. Nesse gráfico estão representadas duas linhas que dizem respeito aos máximos valores dos gradientes hidráulicos que ocorrem no pé das paredes plásticas a montante e a jusante.

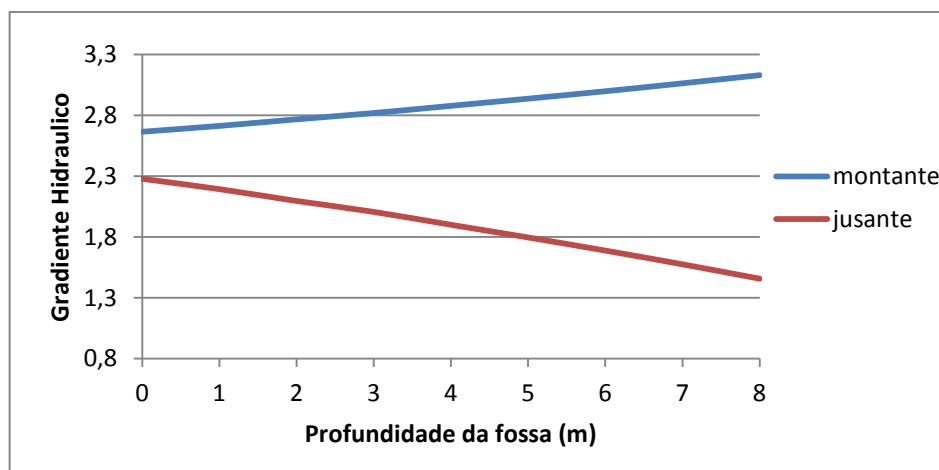


Fig. 4. 57 - Evolução do máximo valor do gradiente hidráulico registado na base das paredes plásticas de montante e de jusante com o aumento da profundidade da fossa de erosão

A partir da observação da Fig. 4.57, pode-se concluir que os valores registados no lado de montante são superiores aos do lado de jusante. Pode concluir-se também que à medida que aumenta a profundidade da fossa de erosão, os valores obtidos do gradiente hidráulico no lado de montante tendem a crescer enquanto os obtidos no lado de jusante tendem a decrescer com um declive mais acentuado. Em comparação ao caso de estudo 4 e tendo por base os resultados obtidos na simulação da fossa com 8 metros de profundidade, verifica-se que o máximo valor do gradiente registado no pé da

cortina plástica do lado de montante apresenta um acréscimo global de aproximadamente 15 % enquanto o máximo valor obtido no mesmo local, mas no lado de jusante, teve um decréscimo global de cerca de 36 %.

O máximo valor do gradiente de saída a jusante é de 0,143, sendo que se verificou um decréscimo de aproximadamente 40 % em relação ao valor obtido no caso em que não foi considerada a acção do processo erosivo (caso de estudo 4).

O diagrama de subpressões na base da barragem obtido para este caso apresenta valores inferiores aos obtidos no caso de estudo 4 e tem uma forma aproximadamente trapezoidal. A resultante global tem o valor de 7770,22 kN/m e o seu ponto de aplicação encontra-se a uma distância de 26,2 metros da extremidade da cortina de montante, o que quer dizer que a erosão induzida nesta situação fez com que a resultante global diminuísse. O diagrama de subpressões, a resultante e o seu ponto de aplicação estão representados na Fig. 4.58.

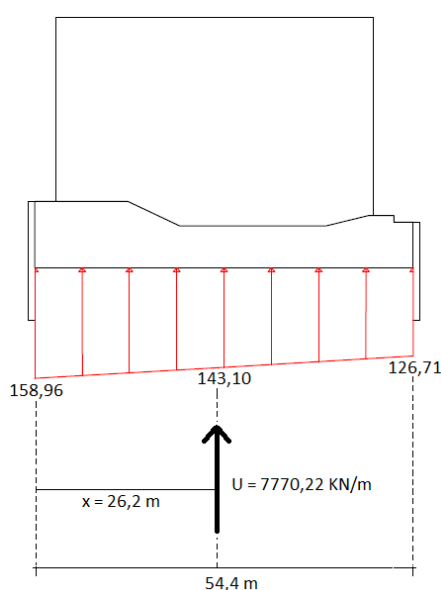


Fig. 4. 58 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global

4.4.1.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Para uma melhor avaliação dos efeitos da erosão que decorrem no comportamento do terreno de fundação em relação ao fenómeno do levantamento hidráulico, foi determinado o respectivo fator de segurança por duas vias. Assim, o fator de segurança obtido pela primeira via é o seguinte:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 6 \times 20) + (5,3 \times 11,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(19,23 + 18,97) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,227$$

Para evidenciar os efeitos progressivos da erosão, é apresentado de seguida o gráfico que relaciona a evolução do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico (calculado pela primeira via) com o aumento da profundidade da fossa provocada pela erosão.

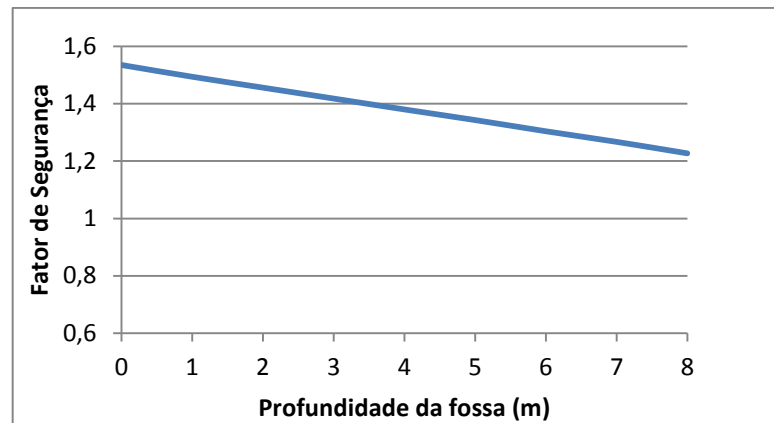


Fig. 4. 59 - Evolução do fator de segurança com o aumento da profundidade da fossa de erosão

A partir da observação da Fig. 4.59 pode-se concluir, como se esperava, que o respectivo fator de segurança diminui com o aumento da profundidade da fossa de erosão. Essa diminuição é constante, pois em cada metro de material que é removido, o fator decresce aproximadamente 2,54 %. Quando se compara a situação em que o material não se encontra erodido (caso de estudo 4) com a situação em que a profundidade da cavidade atinge a cota -11.50 metros, o fator de segurança apresenta um decréscimo de cerca de 20 %. Como se pode confirmar através da análise do gráfico, o fator de segurança não chega a atingir um valor considerado inseguro com a profundidade adotada para a simulação deste caso.

Para a segunda via de determinação do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico, foi realizado o seguinte procedimento:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{5,3 \times 6 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(2,03 + 1,77) \times 5,3}{2} \right) \times 9,81} = 3,28$$

A Fig. 4.60 representa o gráfico que relaciona a evolução do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico obtido para a segunda via com o aumento da profundidade da fossa provocada pela erosão.

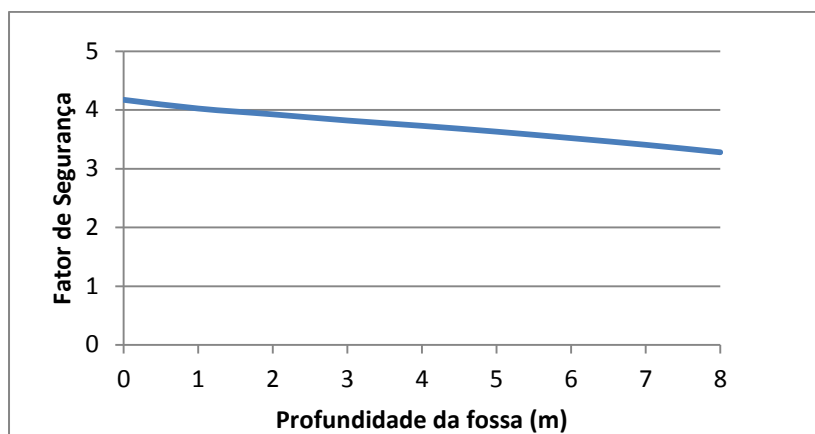


Fig. 4. 60 - Evolução do fator de segurança com o aumento da profundidade da fossa de erosão

Tal como na situação anterior, o factor de segurança diminui com o aumento da profundidade da fossa, mas esta diminuição não é tao uniforme como a obtida na primeira via. Quando se compara o valor obtido no caso de estudo 4 com o caso em que a profundidade da fossa atinge os 8 metros, o fator de segurança apresenta um decréscimo de 21,4 %, sendo esta uma taxa bastante próxima da registada na primeira via de obtenção do fator de segurança.

4.4.1.3. Segurança em relação ao “piping”

Em relação à erosão interna, o cálculo realizado para obter o fator de segurança foi o seguinte:

$$F = \frac{1,039}{0,143} = 7,266$$

O fator de segurança obtido é bastante elevado, pois apresenta um acréscimo de aproximadamente 40 % em relação ao caso em que não foi considerado o processo erosivo. Isto significa que numa situação de ocorrência de erosão, o máximo valor do gradiente de saída a jusante aumenta, o que por sua vez se reflete no incremento do fator de segurança.

4.4.2. CASO DE ESTUDO 9 - MACIÇO ISOTRÓPICO COM DEFEITO NAS PAREDES PLÁSTICAS

Tendo presente o elevado gradiente hidráulico registado no pé da parede plástica de montante no caso de estudo anterior, neste caso pretende-se simular a ocorrência de uma possível destruição da parede de montante na zona onde foi detetado o elevado gradiente hidráulico. A análise aqui realizada tem a finalidade de avaliar os efeitos que decorrem nas condições de segurança com a simulação conjunta da ocorrência de erosão e da possível destruição da parede plástica.

A geometria da modelação realizada nesta simulação é semelhante à utilizada no caso de estudo 6, só que diverge na fossa que foi criada a jusante de modo a simular o processo erosivo. Assim, desde a cota -26.00 até à cota -30.00 é facilitado o fluxo de água, tal como se pode observar na Fig. 4.61, que ilustra a geometria usada nesta simulação.

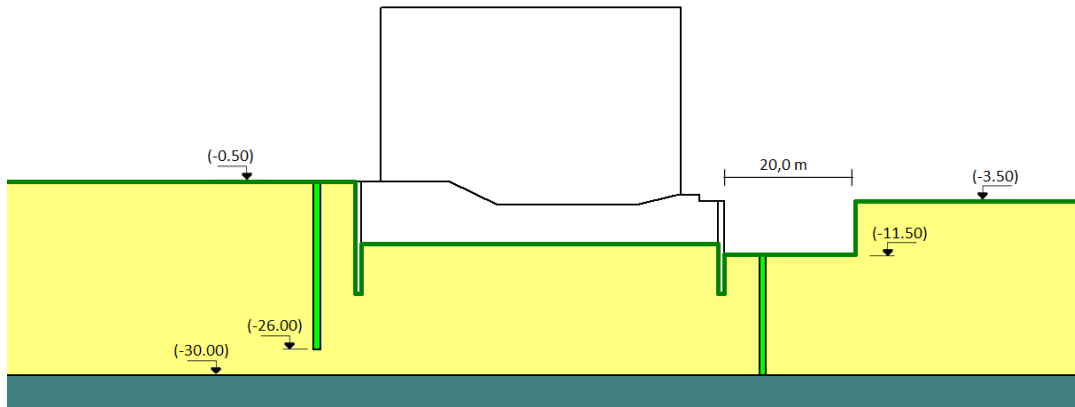


Fig. 4. 61 - Geometria da modelação realizada

A partir da observação da rede de percolação (Fig. 4.62), pode concluir-se que as linhas equipotenciais têm uma configuração diferente das do caso anterior (em que as paredes estão intactas), principalmente na zona da abertura da parede de montante. Já as linhas de fluxo tendem a seguir dois percursos, em que um deles é compreendido entre as cortinas corta-águas e as paredes plásticas, o outro é feito pelo orifício criado na modelação.

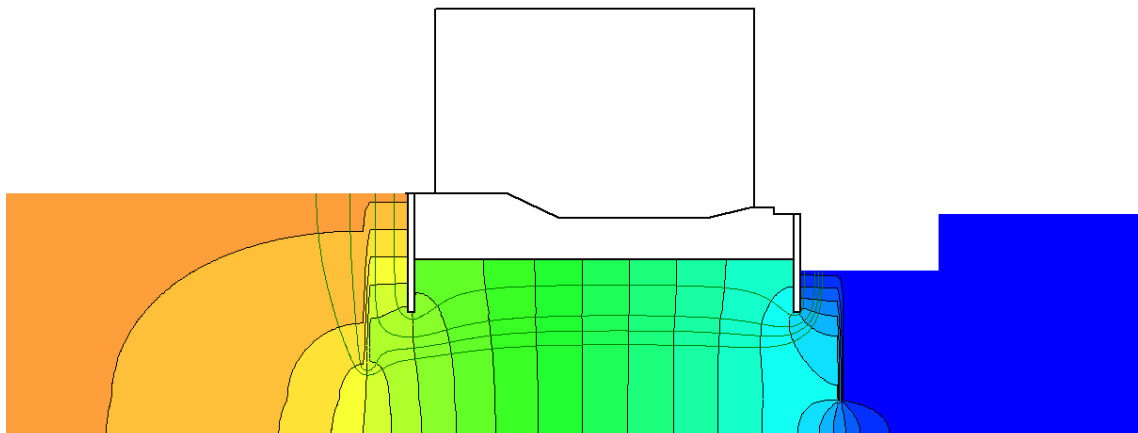


Fig. 4. 62 - Rede de fluxo

4.4.2.1. Resultados obtidos

O máximo valor da velocidade de fluxo é de cerca de $7,2e^{-5} m/s$ e ocorre no pé da cortina corta-águas, no lado de jusante. Em relação ao caso anterior, em que as paredes plásticas não estão danificadas (caso de estudo 8), pode dizer-se que o valor máximo da velocidade obtido nesta situação aumentou cerca de 23 %. O que significa que a anomalia simulada na parede do lado de montante e a simulação do processo erosivo conduziram a um aumento do máximo valor da velocidade do fluxo da água. Na situação simulada anteriormente (caso de estudo 8), verificou-se que os valores máximos da velocidade de fluxo se registavam numa zona próxima do pé das cortinas corta-águas de montante e de jusante. Mas devido à introdução de um orifício na parede plástica de montante, parte do escoamento que era realizado na zona entre a parede plástica e a cortina de betão, passou a ser feito pela zona onde foi assumida a destruição da parede (Fig. 4.64), resultando daí que a máxima velocidade passa a registar-se junto da base da cortina corta-águas de jusante.

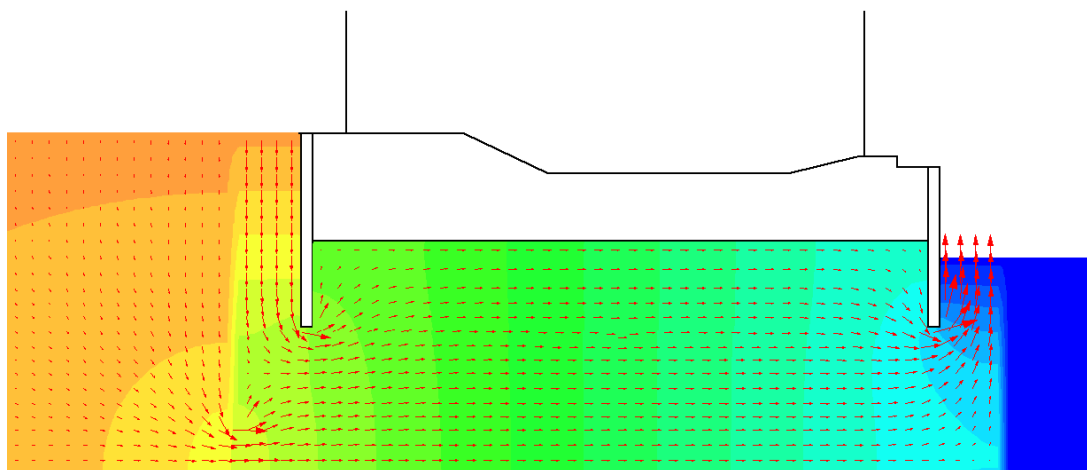


Fig. 4. 63 - Vetores de fluxo

Tal como sucedeu no caso de estudo 6, onde também se simulou uma possível destruição de parte da parede plástica de montante, o valor obtido neste caso para o caudal percolado no terreno de fundação aumentou. O valor do caudal percolado é de $1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ e apresenta um acréscimo de aproximadamente 24,5 % em relação ao caso anterior, em que na simulação se considerou que as paredes estavam intactas.

O máximo valor do gradiente hidráulico é de 1,93 e regista-se no pé da cortina plástica do lado de jusante (Fig. 4.65), sendo que este teve um decréscimo de cerca de 38 % em relação ao valor máximo obtido no caso de estudo 8 (caso anterior). Com a simulação de um eventual defeito na parede de montante, à cota referida, o gradiente hidráulico passou a apresentar o seu máximo valor no pé da parede de jusante.

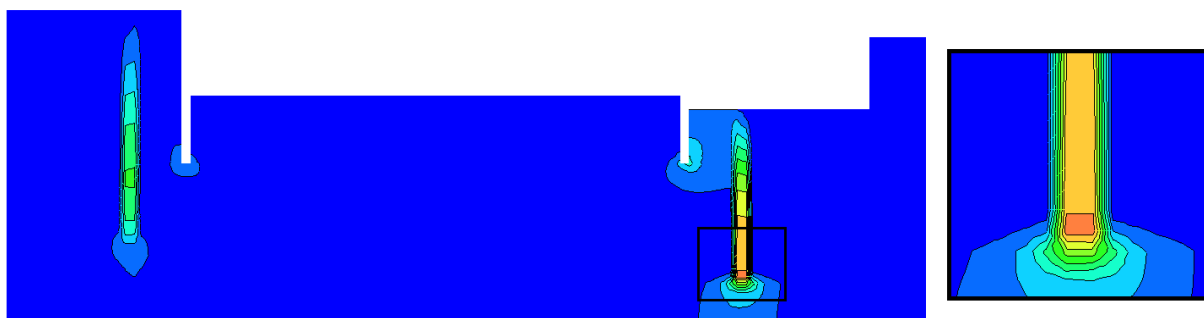


Fig. 4. 64 - Esquema da distribuição dos gradientes hidráulicos com o pormenor da zona do corta-águas de jusante

O máximo valor do gradiente hidráulico de saída a jusante é de 0,189, valor onde se verificou um acréscimo de cerca de 24 % em relação ao obtido na situação correspondente ao caso de estudo 8.

O diagrama de subpressões simplificado na base da barragem obtido neste caso tem uma forma semelhante à do caso sem defeitos na parede plástica de montante (caso de estudo 8) mas, os valores aqui obtidos são superiores. O mesmo se passa com o da resultante global, pois apresenta um acréscimo de cerca de 9,6 % em relação ao caso de estudo 8. Já a distância entre o ponto de aplicação da resultante e a extremidade da cortina de montante é aproximadamente igual nas duas situações comparadas neste parágrafo.

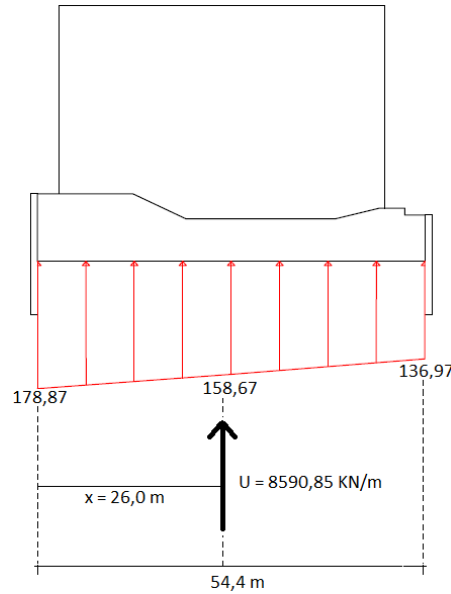


Fig. 4. 65 - Digrama de subpressões na base e respetiva resultante global

4.4.2.2. Segurança em relação ao levantamento hidráulico

Apresentam-se de seguida os valores do fator de segurança obtidos pelas duas vias, sendo a primeira calculada da seguinte forma:

$$F = \frac{W}{U} = \frac{(5,3 \times 6 \times 20) + (5,3 \times 11,2 \times 9,81)}{\left(\frac{(19,89 + 19,48) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 1,190$$

O fator correspondente à segunda via foi obtido da seguinte maneira:

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{0,5 \times \gamma' \times f^2}{\int_0^{f/2} \gamma_w \times \Delta h(x) dx} = \frac{5,3 \times 6 \times (20 - 9,81)}{\int_0^{14/2} 9,81 \times \Delta h(x) dx} = \frac{5,3 \times 6 \times (20 - 9,81)}{\left(\frac{(2,69 + 2,28) \times 5,3}{2}\right) \times 9,81} = 2,508$$

A consideração de uma situação onde foi simulada a ocorrência de um processo erosivo e a destruição da parede plástica de montante, conduziu a um aumento, em relação ao caso de estudo 8, dos valores do diagrama de subpressões na base do bloco potencialmente instável e isso traduz-se num menor fator de segurança, ou seja, verificou-se uma redução de cerca de 3 % quando comparado com o fator de segurança obtido pela primeira via no caso de estudo 8. Os valores da perda de carga, entre os limites inferior e superior do bloco potencialmente instável, aumentaram em comparação aos obtidos no caso de estudo 8, o que levou a uma redução do fator de segurança obtido pela segunda via na ordem dos 24 %.

4.3.3.3. Segurança em relação ao “piping”

O cálculo realizado para obter o factor de segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica foi o seguinte:

$$F = \frac{1,039}{0,189} = 5,497$$

Devido ao aumento do valor do gradiente de saída a jusante provocado pela consideração de uma abertura na cortina plástica de montante, verificou-se que, em relação à erosão interna, o fator de segurança teve uma redução de cerca de 24 %, em comparação ao valor obtido no caso onde as cortinas plásticas estavam intactas (caso de estudo 8).

4.5. RESUMO

Com o objectivo de compreender a influência que tem a variabilidade das características geométricas e dos parâmetros físicos assumidos para o terreno de fundação de cada simulação realizada nos valores das grandezas observadas nas várias simulações, são referidas de seguida algumas considerações sobre essas grandezas.

De todas as simulações realizadas, aquela que apresenta o maior valor para a máxima velocidade de fluxo registada, é a que corresponde ao caso de estudo 2, onde se considerou que o coeficiente de permeabilidade horizontal é dez vezes superior ao vertical. Tendo sido referido o caso de estudo onde se registou o maior valor da máxima velocidade de fluxo, há que referir também o caso onde se registou o valor mais baixo da velocidade do fluxo, tendo sido esse o caso onde foi assumida a estratificação do maciço em que a camada de menor permeabilidade foi considerada por todo o maciço, com a posição do seu topo acima da base das cortinas corta-águas (caso de estudo 7.2).

Em relação ao caudal percolado no terreno de fundação, verificado numa secção localizada no centro da base da barragem, pode-se referir que o maior valor desta grandeza foi registado no caso de estudo 2, onde se considerou que o coeficiente de permeabilidade horizontal é dez vezes superior ao vertical. O menor valor do caudal registou-se no caso onde foi assumida a estratificação do maciço em que a camada de menor permeabilidade foi considerada por todo o maciço, com a posição do seu topo acima da base das cortinas corta-águas (caso de estudo 7.2).

Relativamente ao gradiente hidráulico verifica-se que o máximo valor desta grandeza se registou na simulação correspondente ao caso estudo 7.3. Neste caso foi assumida na modelação a presença de uma camada de menor permeabilidade apenas no lado de jusante e com a posição do seu topo acima da base da cortina corta-águas de jusante. É de referir que o máximo valor do gradiente hidráulico foi registado na base da parede plástica de montante e uma das consequências deste elevado valor poderá traduzir-se num possível arraste do material que constitui a parede plástica, fazendo com que seja permitido o fluxo de água pela zona danificada. Em relação ao valor mais baixo do gradiente hidráulico, esse foi verificado na simulação em que se assumiu que a formação aluvionar era homogénea e isotrópica em termos de permeabilidade (caso de estudo 1).

No que diz respeito à resultante de pressões na base da barragem, o valor o valor mais elevado dos que foram obtidos em todas as simulações, corresponde ao caso de estudo 7.3. O valor elevado obtido para esse caso da resultante das subpressões na base da barragem merece especial atenção, pois influencia negativamente a segurança da barragem em relação a uma rotura pelo escorregamento da base. A

situação mais favorável, no que diz respeito às subpressões na base, corresponde ao caso onde foi simulado o processo erosivo (caso de estudo 8).

Nos dois casos em que se assumiu na simulação que a formação aluvionar apresentava anisotropia do ponto de vista da permeabilidade, verificou-se que a maior facilidade de circulação da água no sentido horizontal conduziu a uma diminuição do máximo valor da velocidade de fluxo e a um aumento do máximo valor da velocidade de fluxo e a um aumento do máximo valor do gradiente hidráulico.

Tendo presente o que sucedeu nos valores das grandezas observadas, serão agora apresentados, num quadro resumo, os valores obtidos para o fator de segurança em relação aos dois tipos de instabilidade hidráulica abordados neste documento.

Quadro 4. 7 – Quadro resumo dos fatores de segurança para todos os casos analisados

Casos de estudo	Fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico		Fator de segurança em relação à erosão interna
	1ª Via	2ª Via	
1	1,665	7,990	9,532
2 ($k_h = 5 \times k_v$)	1,574	4,905	6,618
2 ($k_h = 10 \times k_v$)	1,537	4,240	5,903
3.1	1,689	9,117	11,793
3.2	1,489	6,409	35,828
3.3	1,402	4,038	27,342
4	1,535	4,173	4,366
5 ($k_h = 5 \times k_v$)	1,442	3,023	3,101
5 ($k_h = 10 \times k_v$)	1,422	2,840	2,902
6	1,468	3,286	3,487
7.1	1,585	5,139	5,468
7.2	1,342	3,146	20,780
7.3	1,142	1,645	12,369
8	1,227	3,280	7,266
9	1,190	2,508	5,497

Seção de base

Seção específica dos vãos 1E e 3E

Erosão

A partir da observação do Quadro 4.7 pode-se concluir que a secção da barragem que apresenta os menores valores dos factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico e à erosão interna é a correspondente à dos vãos 1E e 3E, nos quais foram executadas as paredes plásticas.

Quanto ao levantamento hidráulico, pode-se constatar que os menores valores do coeficiente de segurança em relação a este tipo de instabilidade hidráulica se obtiveram no caso de estudo 7.3. Tendo sido este o caso de estudo com maior probabilidade de ocorrência de levantamento hidráulico, pois a consideração de uma camada de menor permeabilidade, apenas do lado de jusante e com a sua posição

de topo acima da base da cortina corta-águas de jusante provocou um aumento das subpressões que ocorrem na base do bloco potencialmente instável e da resultante das forças de percolação na base do bloco, visto que as perdas de carga estão concentradas na zona onde se encontra a camada de menor permeabilidade. A situação que possui os maiores valores do fator de segurança em relação ao levantamento hidráulico corresponde ao caso de estudo 1, sendo bastante elevados.

Relativamente à erosão interna (piping), a simulação que mostrou ter a maior probabilidade de ocorrência deste tipo de instabilidade hidráulica corresponde ao caso em que se assumiu que o estrato aluvionar exibia anisotropia em termos de permeabilidade (caso de estudo 5) onde foi considerado que o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal era dez vezes superior ao da direção vertical. É de referir que foi nesse caso, mencionado anteriormente, onde se registou o máximo valor do gradiente de saída a jusante.

5

CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O comportamento de obras em betão para retenção de água assentes em formações aluvionares é condicionado pela geometria adotada para a estrutura mas, essencialmente, pelas características e parâmetros físicos e hidráulicos exibidos pelo terreno de fundação. Em função da observação ao longo do tempo do comportamento dessas obras, por vezes como resultado das condições de exploração, questiona-se a validade dos parâmetros assumidos no seu dimensionamento. Nessas situações considera-se de especial interesse a realização de análises de sensibilidade de tais parâmetros e a forma como estes poderão condicionar o comportamento da estrutura.

Com base na informação recolhida na bibliografia pesquisada, sobre o processo construtivo e de exploração da Barragem de Crestuma-Lever e, de possíveis cenários que se admitiram passíveis de ocorrer, foram simulados vários casos de estudo que permitiram alcançar o principal objetivo desta dissertação. Para tal recorreu-se ao programa SEEP/W, de modo a perceber a influência que a variabilidade das características geométricas e físicas modeladas têm nas condições de segurança da estrutura em análise.

Conforme o referido na estrutura do documento (ponto 1.3), foram considerados três grupos de casos de estudo.

No primeiro grupo realizaram-se um conjunto de cinco simulações. A primeira simulação corresponde à situação de referência adotada no projecto, em que se considerou a fundação constituída por um maciço aluvionar, isotrópico do ponto de vista da permeabilidade, sobreposta à formação rochosa para a qual se admitiu uma espessura superficial de material alterado (caso de estudo 1). A segunda simulação apresenta uma situação similar à do caso anterior em que se admitiu que a formação aluvionar apresentava anisotropia de permeabilidade (caso de estudo 2). A terceira simulação é idêntica à situação de referência (caso de estudo 1) com a introdução duma camada de menor permeabilidade, com espessura de um metro, na formação aluvionar em posições distintas:

- Topo da camada 2,5 metros abaixo da base das cortinas corta-águas (caso de estudo 3.1);
- Topo da camada 2,5 metros acima da base das cortinas corta-águas (caso de estudo 3.1);
- Idêntico ao caso anterior mas com a camada a ocorrer somente a jusante do vão descarregador (caso de estudo 3.3).

Tendo-se constatado na bibliografia pesquisada que foram executadas duas paredes moldadas plásticas (bentonite-cimento) a montante e a jusante dos vãos exteriores à grande ensecadeira da margem

esquerda (1E e 3E) que atingiam o “bed-rock”, realizaram-se idênticas simulações às do primeiro grupo considerando na modelação as paredes plásticas. Assim neste segundo grupo de casos de estudo foram considerados a isotropia em termos de permeabilidade (caso de estudo 4), a anisotropia de permeabilidade (caso de estudo 5) e três posições distintas para uma camada que apresenta uma permeabilidade menor que o estrato aluvionar que constitui o restante maciço (casos de estudo 7.1, 7.2 e 7.3). Adicionalmente, ainda se considerou mais um caso (caso de estudo 6) onde se simulou a rotura parcial da parede plástica de montante na zona onde se detectaram os elevados valores do gradiente hidráulico verificados nos casos de estudo 4 e 5.

Face à constatação de que durante exploração da obra se desenvolveu um processo erosivo a jusante dos vãos descarregadores, resolveu-se proceder à realização do terceiro grupo de casos no sentido de avaliar os efeitos da erosão nas condições de segurança, em que se analisaram duas simulações. Na primeira simulação, a geometria adoptada é semelhante à que foi utilizada nos casos onde foram consideradas as paredes plásticas, sendo que a divergência, em termos geométricos, reside na remoção do material que constitui o terreno no lado de jusante, de modo a simular a fossa que seria criada na eventualidade da ocorrência de erosão (caso de estudo 8). Na segunda simulação pretendeu-se avaliar os efeitos que decorrem nas condições de segurança com a simulação conjunta da ocorrência de erosão e da possível destruição da parede plástica de montante na zona onde foi detetado o elevado valor do gradiente hidráulico (caso de estudo 9).

Apresentam-se de seguida algumas considerações que permitem compreender o efeito das várias simulações, distintas em termos físicos e geométricos, nas condições de segurança, nomeadamente em relação aos dois tipos de instabilidade hidráulica abordados neste documento.

Em relação ao primeiro grupo de casos, constatou-se que a ocorrência da anisotropia de permeabilidade provocou um decréscimo dos valores dos factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico e à erosão interna. Ainda no primeiro grupo de casos, verificou-se que se se considerar a camada de menor permeabilidade com o seu topo abaixo da base das cortinas corta-águas, ocorre um incremento na segurança ao levantamento hidráulico e à erosão interna. Mas quando a camada de menor permeabilidade apresenta o seu topo acima da base das cortinas corta-águas, os coeficientes de segurança apresentam uma diminuição, exceto no referente à erosão interna, pois verificou-se um grande incremento no coeficiente de segurança em relação a esse tipo de instabilidade hidráulica. Quando se considera a camada de menor permeabilidade a ocorrer apenas na zona de jusante e com o seu topo acima da base dos muros corta-águas, ainda se verifica que os factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico ainda decrescem mais, embora o fator de segurança relativamente ao “piping” se mantenha também bastante acima do obtido no caso base (caso de estudo 1).

O fato de existirem as paredes plásticas provocou, relativamente à situação de referenciado projeto (caso de estudo 1), uma diminuição nos factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico. Nesta situação o decréscimo no fator de segurança é notório quando a avaliação desse fator é feita pela razão do peso submerso do bloco potencialmente instável pela resultante das forças de percolação a este aplicadas (2º via de avaliação do fator de segurança ao levantamento hidráulico). É também notório o decréscimo registado no fator de segurança em relação ao “piping”, relativamente ao primeiro caso analisado. Conclui-se que a situação em que se considera as paredes plásticas é bem mais drástica do que as anteriores.

Assim, no segundo grupo de casos de estudo (introdução das paredes plásticas) constatou-se novamente que a ocorrência da anisotropia de permeabilidade provocou um decréscimo dos valores dos factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico e à erosão interna. A consideração da

rotura parcial da parede plástica de montante na zona onde se detectaram os elevados valores do gradiente hidráulico também provocou um decréscimo nos factores de segurança em relação aos dois tipos de instabilidade hidráulica abordados, mas não tão acentuado como o verificado nos casos onde se admitiu a anisotropia do ponto de vista da permeabilidade. Verificou-se também que se se considerar a camada de menor permeabilidade com o seu topo abaixo da base das cortinas corta-águas e a intercalar as paredes plásticas, ocorre um incremento na segurança ao levantamento hidráulico e à erosão interna. Mas quando a camada de menor permeabilidade apresenta o seu topo acima da base das cortinas corta-águas, os coeficientes de segurança apresentam uma diminuição, exceto na erosão interna, pois aí verificou-se um grande incremento no coeficiente de segurança em relação a esse tipo de instabilidade hidráulica. Quando se considera a camada de menor permeabilidade a ocorrer apenas na zona de jusante e com o seu topo acima da base dos muros corta-águas, verifica-se que os fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico ainda decrescem mais, embora o fator de segurança relativamente ao “piping” se mantenha também bastante acima do obtido no caso em que se admitiu isotrópica a formação aluvionar (caso de estudo 4).

Por fim, no terceiro grupo de casos, verificou-se que a simulação da ocorrência de um processo erosivo conduziu a uma diminuição nos factores de segurança em relação ao levantamento hidráulico e um aumento no coeficiente de segurança relativamente ao “piping”, quando comparados com o caso de base do segundo grupo (caso de estudo 4). O segundo caso analisado neste grupo, que diz respeito à simulação conjunta da ocorrência de erosão e da possível destruição parcial da parede plástica de montante, fez com que os fatores de segurança em relação ao levantamento hidráulico e à erosão interna decrescessem mais, sendo que o fator de segurança relativamente ao “piping” se mantém acima do obtido no caso de base do segundo grupo (caso de estudo 4).

BIBLIOGRAFIA

- [1] EDP. *Centro de produção Douro*. EDP – Eletricidade de Portugal, SA. DOPR – Produção Hidráulica, 1992.
- [2] EDP. *Aproveitamento hidráulico do Douro*. EDP – Gestão da produção de energia, SA, Porto, 1986.
- [3] Ribeiro, A. Alvares, Lemos, J. Ferreira, Cardoso, M. Moutinho, Neves, E. Maranha das. The exceptional foundations of the gated dams of Crestuma and Coimbra. In *Quatorzième Congrès des Grands Barrages*, 387-404, Commission International des Grands Barrages, 1982.
- [4] EDP. *Centros produtores: Power plants*. EDP – Gestão da produção de energia, SA, Porto, 2011.
- [5] Melo, J. F., Silva, J. Dias da, Fernandes, I., Caldeira, L., Miranda, L. Corrective measures of the river bed protection downstream a dam founded in deep alluvia: the case of Crestuma-Lever dam. In *3rd IAHR Europe Congress, Book of proceedings* 192-204, Porto, 2014.
- [6] Carvalho, E., Pinto, F. Taveira. *Exemplo do Desvio do Rio Douro em Crestuma por Contracção Lateral. Construção e Demolição das Paredes Moldadas* (Apontamentos da UC de Aproveitamentos Hidráulicos e Obras Fluviais 1). 2014/2015.
- [7] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. FeupEdições, Porto, 2006.

ANEXOS

ANEXO A1 - Resultados sobre o caudal percolado no terreno de fundação do caso de estudo da Barragem da Crestuma-Lever e figuras relativas ao esquema do campo de velocidades.

Caso de estudo 1:

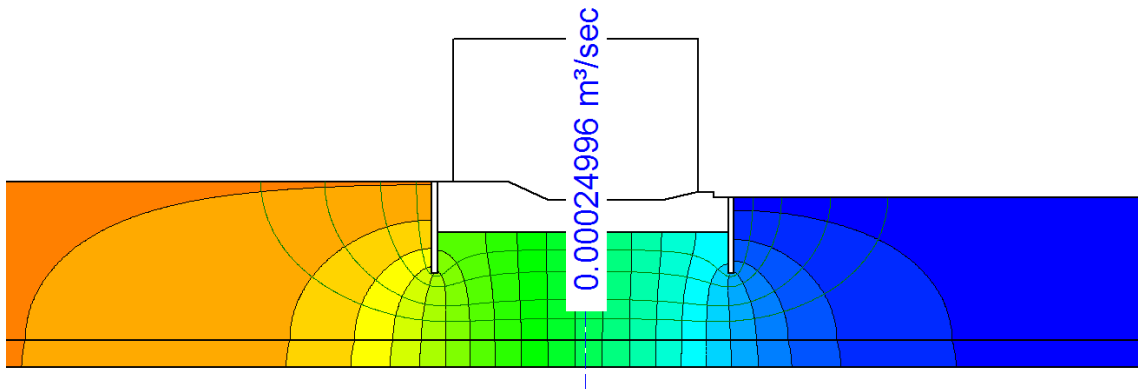


Fig. A1. 1 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 1)

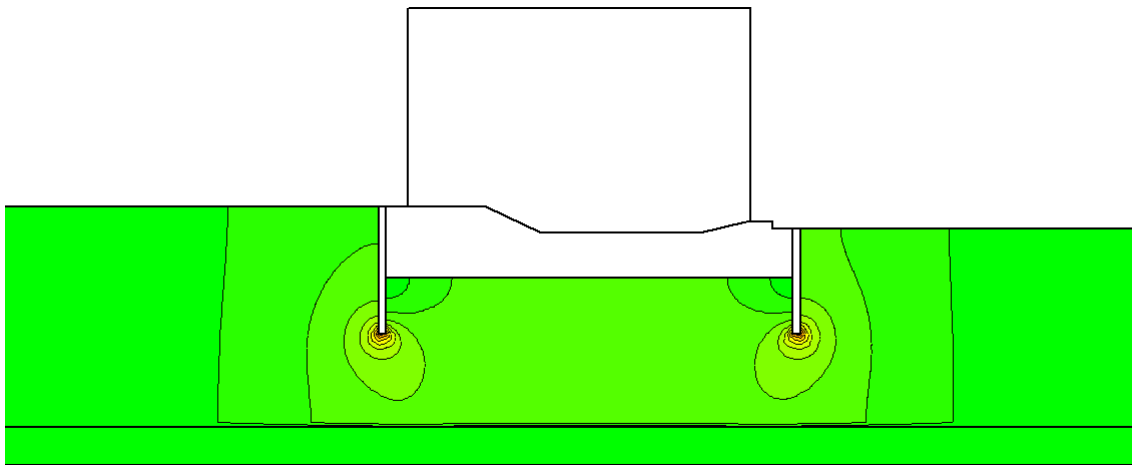


Fig. A1. 2 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 1)

Caso de estudo 2 ($k_h = 5 \times k_v$):

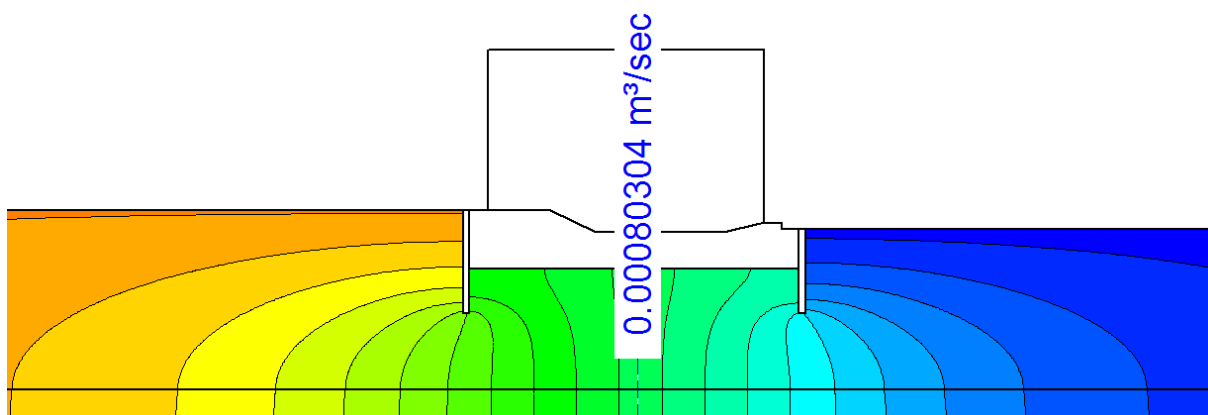


Fig. A1. 3 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 2)

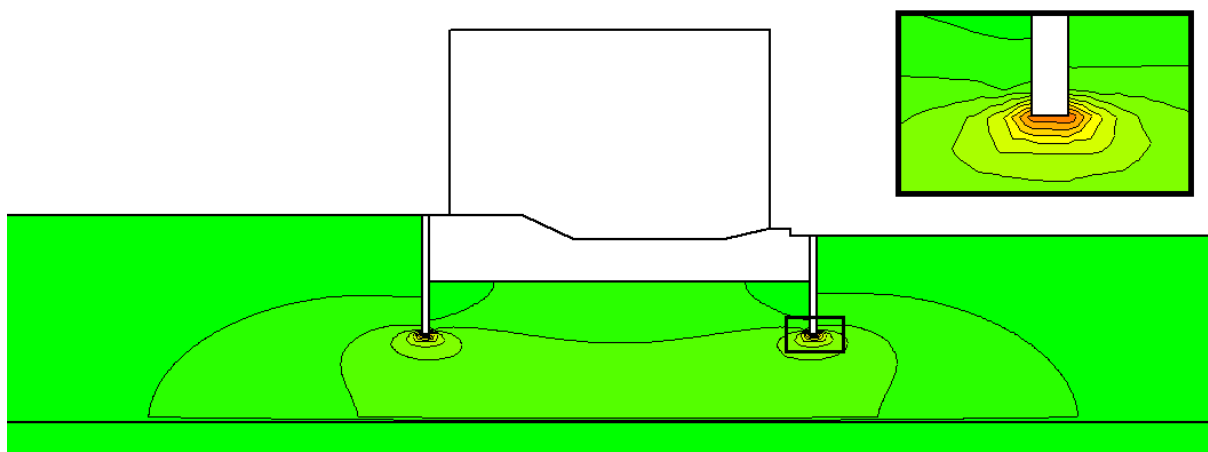


Fig. A1. 4 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 2)

Caso de estudo 2 ($k_h = 10 \times k_v$):

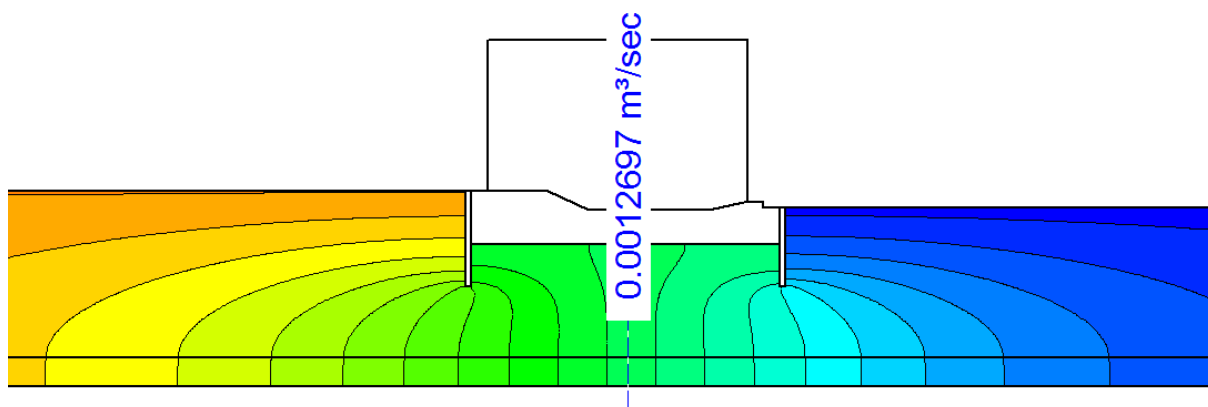


Fig. A1. 5 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 2)

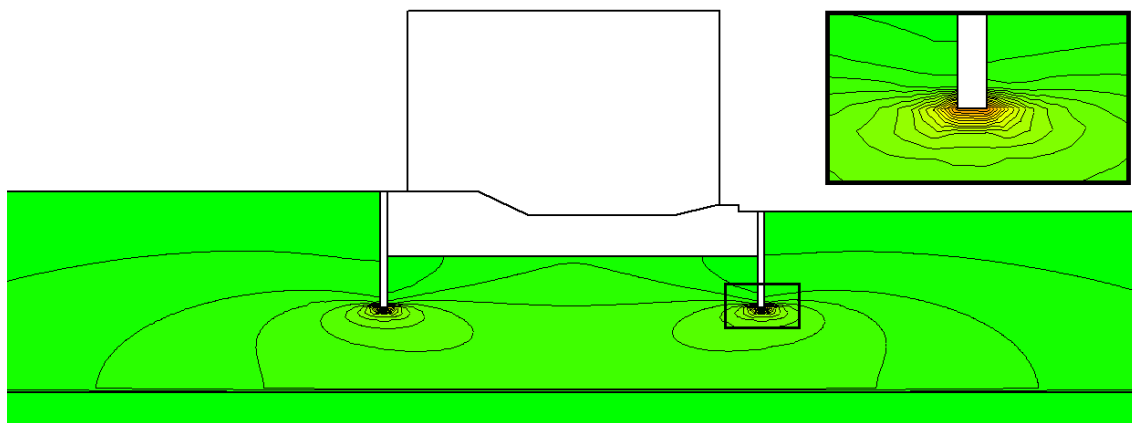


Fig. A1. 6 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 2)

Caso de estudo 3.1:

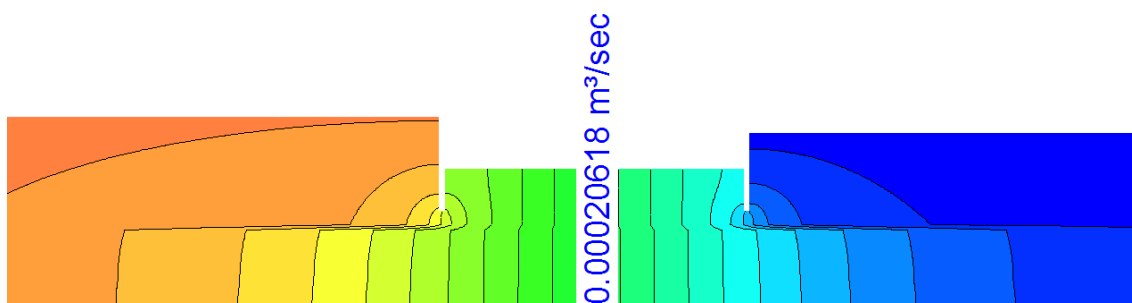


Fig. A1. 7 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.1)

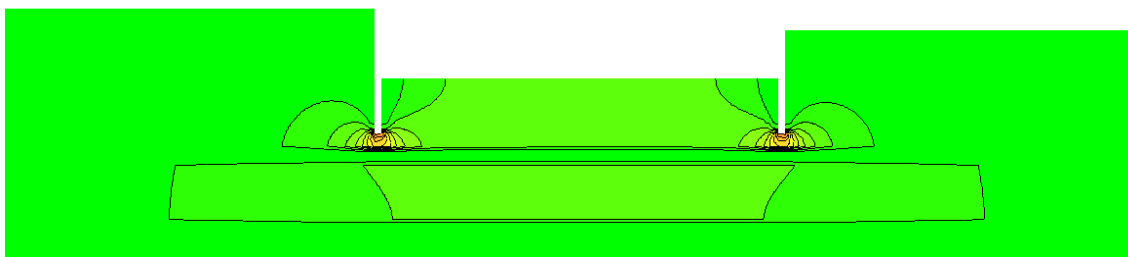


Fig. A1. 8 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.1)

Caso de estudo 3.2:

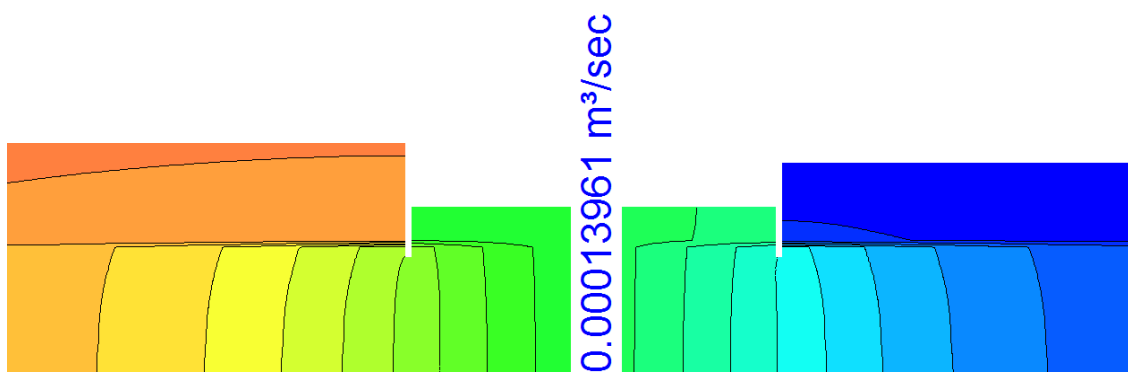


Fig. A1. 9 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.2)

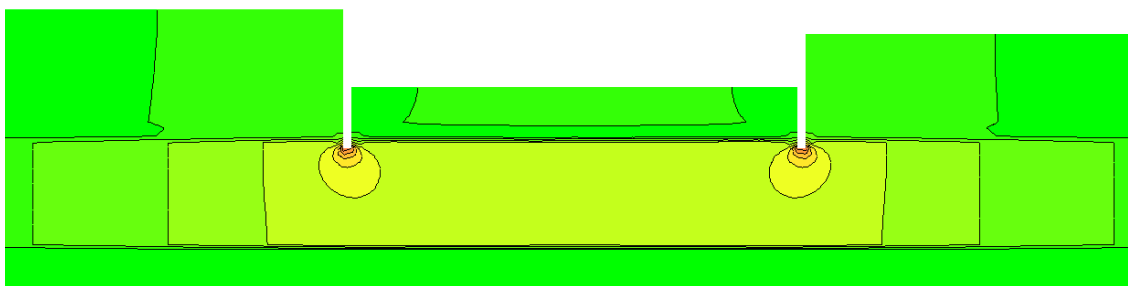


Fig. A1. 10 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.2)

Caso de estudo 3.3:

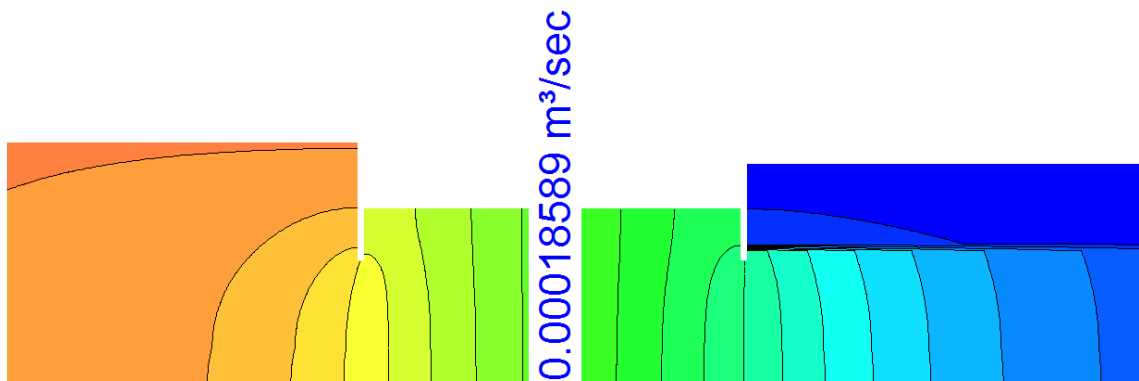


Fig. A1. 11 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 3.3)

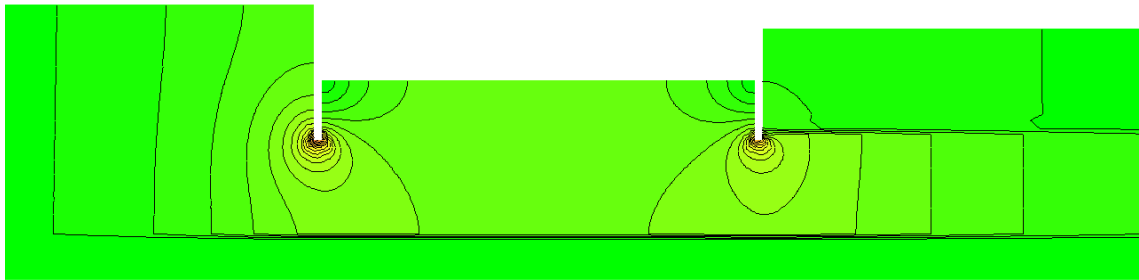


Fig. A1. 12 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 3.3)

Caso de estudo 4:

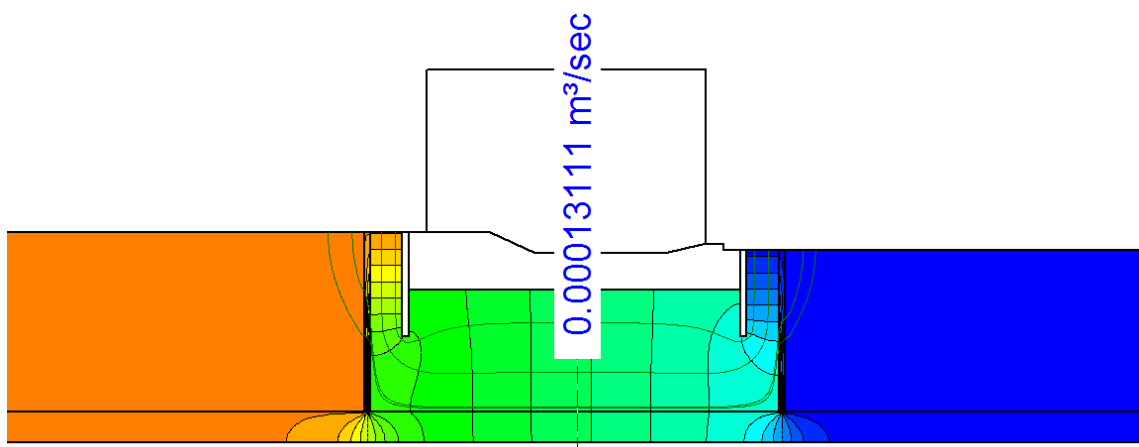


Fig. A1. 13 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 4)

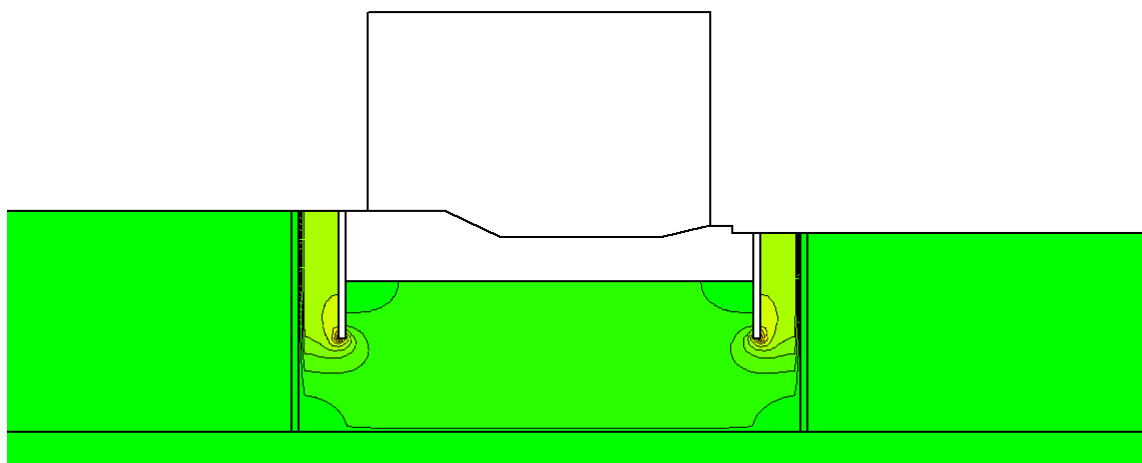


Fig. A1. 14 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 4)

Caso de estudo 5 ($k_h = 5 \times k_v$):

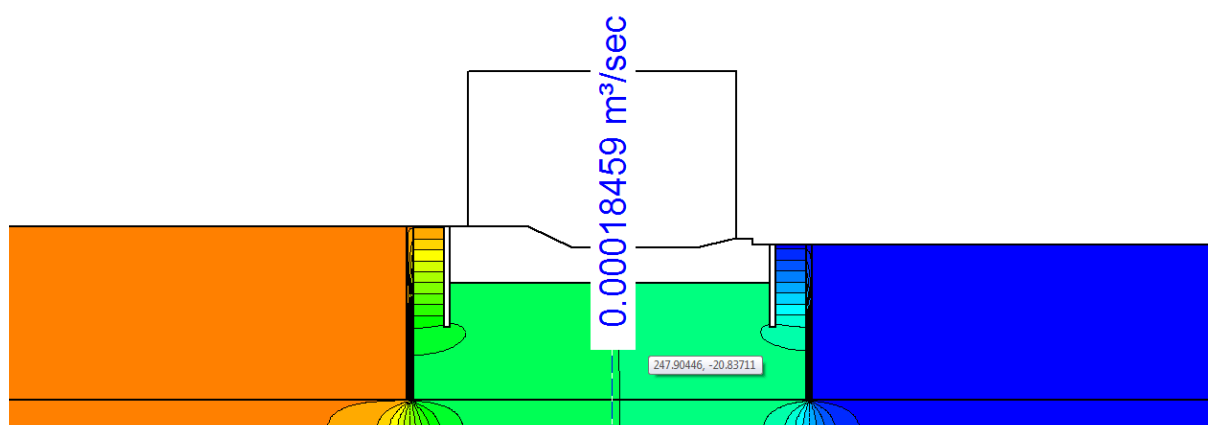


Fig. A1. 15 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 5)

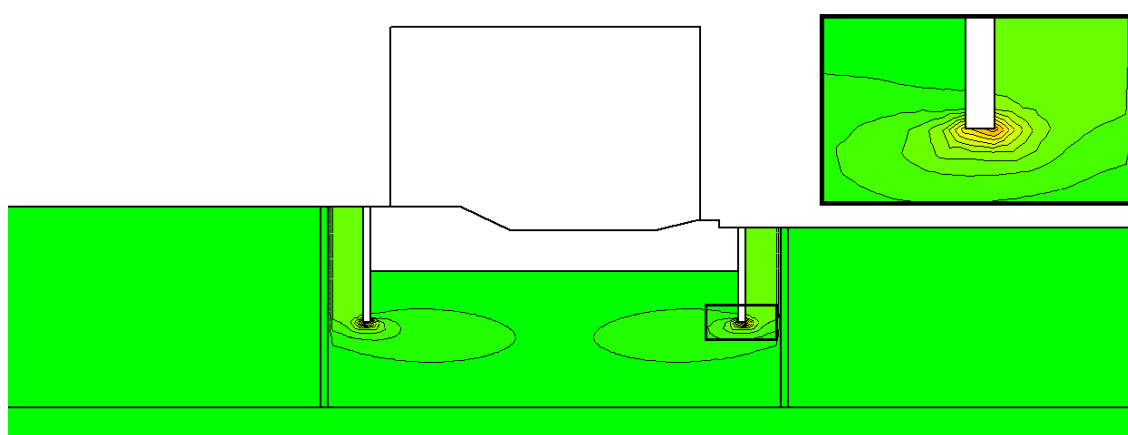


Fig. A1. 16 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 5)

Caso de estudo 5 ($k_h = 10 \times k_v$):

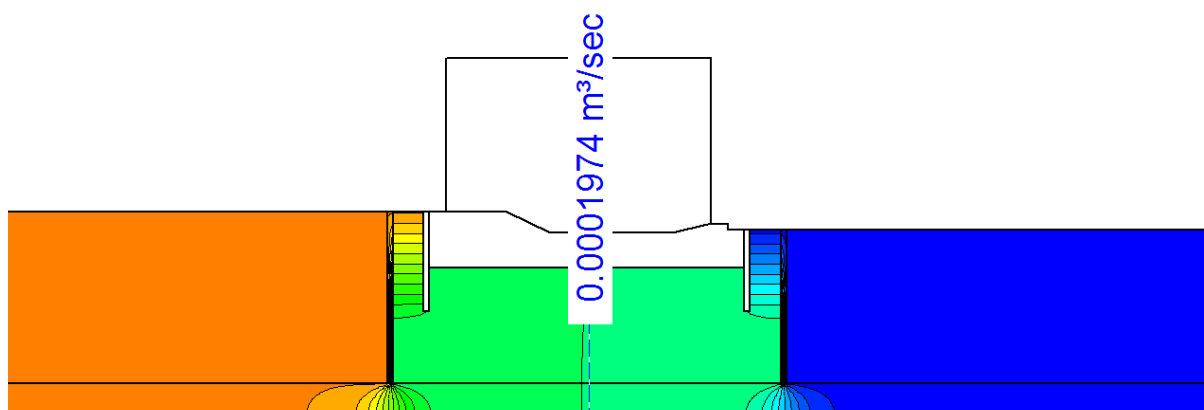


Fig. A1. 17 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 5)

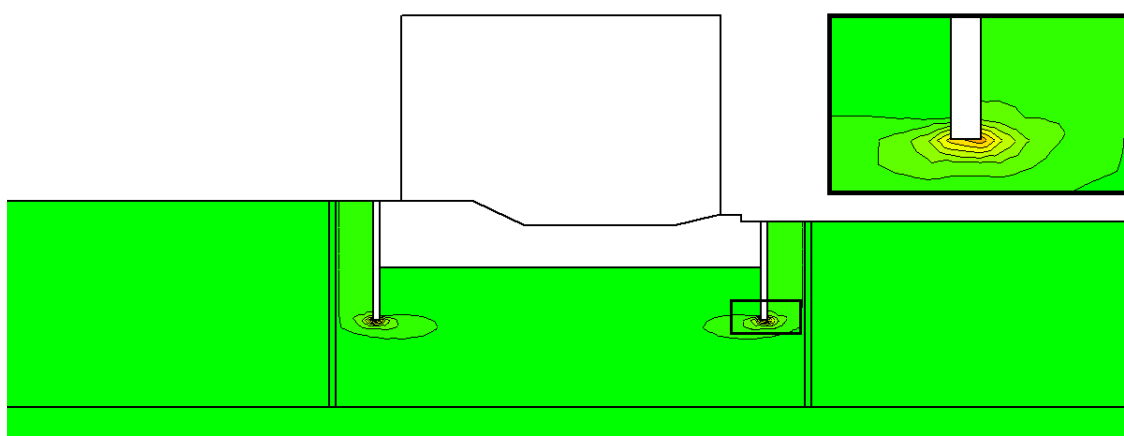


Fig. A1. 18 - Esquema do campo de velocidades com o pormenor da zona do corta-águas de jusante (caso de estudo 5)

Caso de estudo 6:

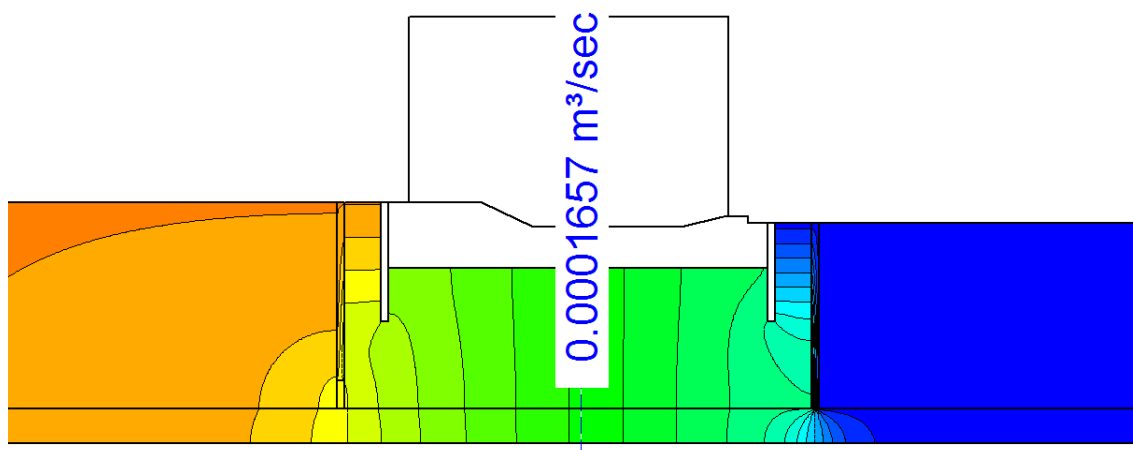


Fig. A1. 19 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 6)

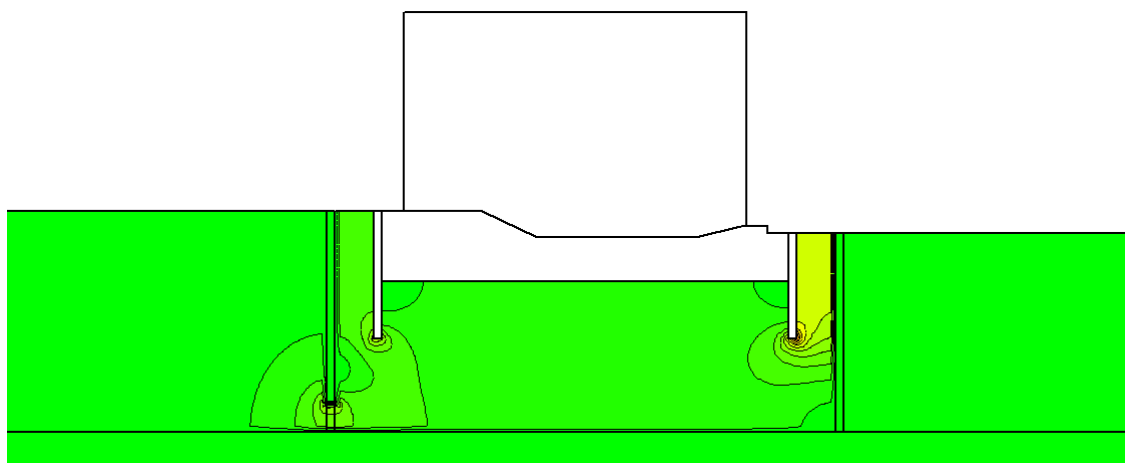


Fig. A1. 20 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 6)

Caso de estudo 7.1:

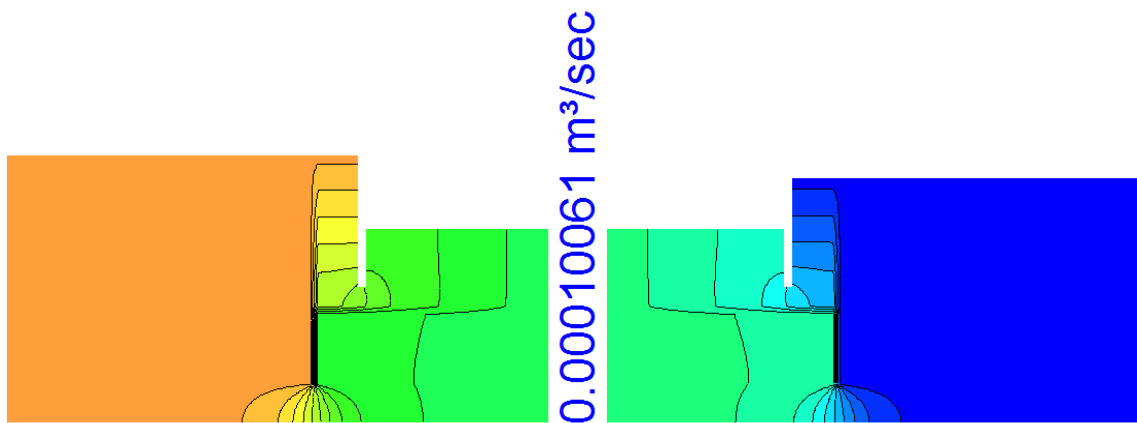


Fig. A1. 21 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.1)



Fig. A1. 22 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.1)

Caso de estudo 7.2:

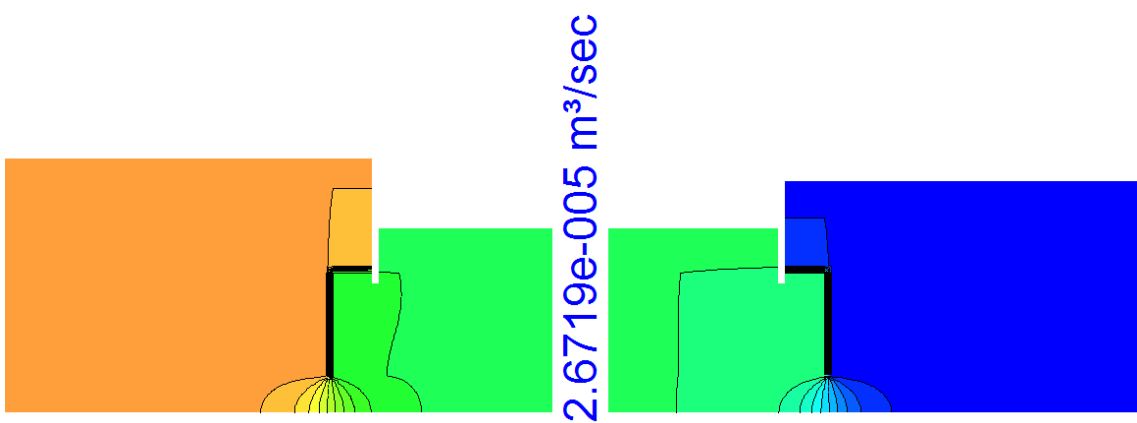


Fig. A1. 23 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.2)



Fig. A1. 24 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.2)

Caso de estudo 7.3:

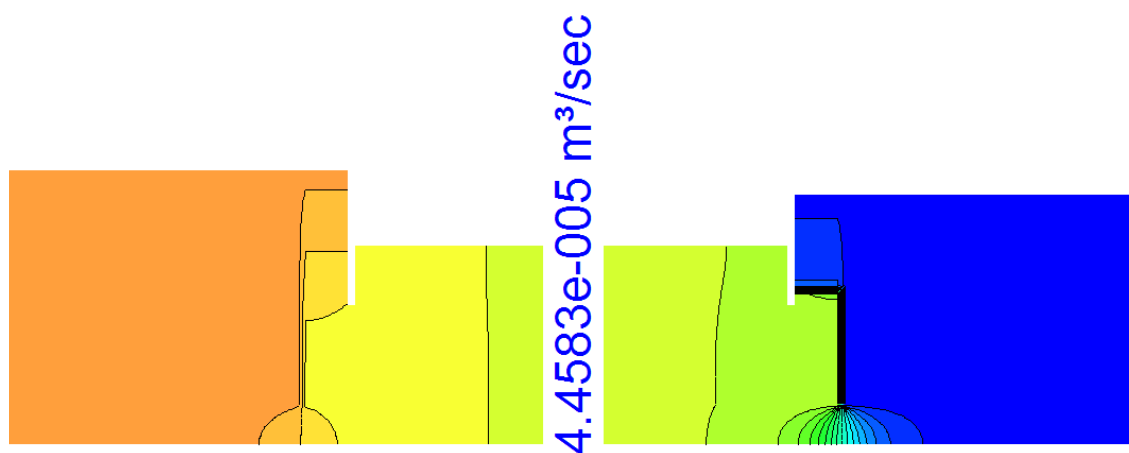


Fig. A1. 25 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 7.3)

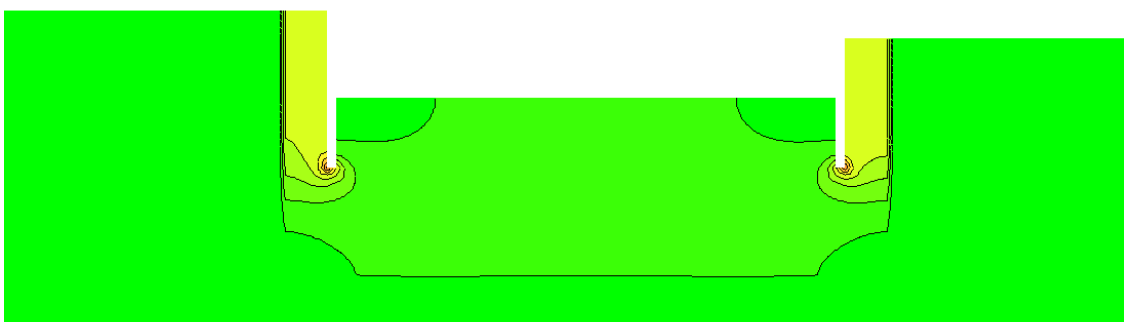


Fig. A1. 26 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 7.3)

Caso de estudo 8:

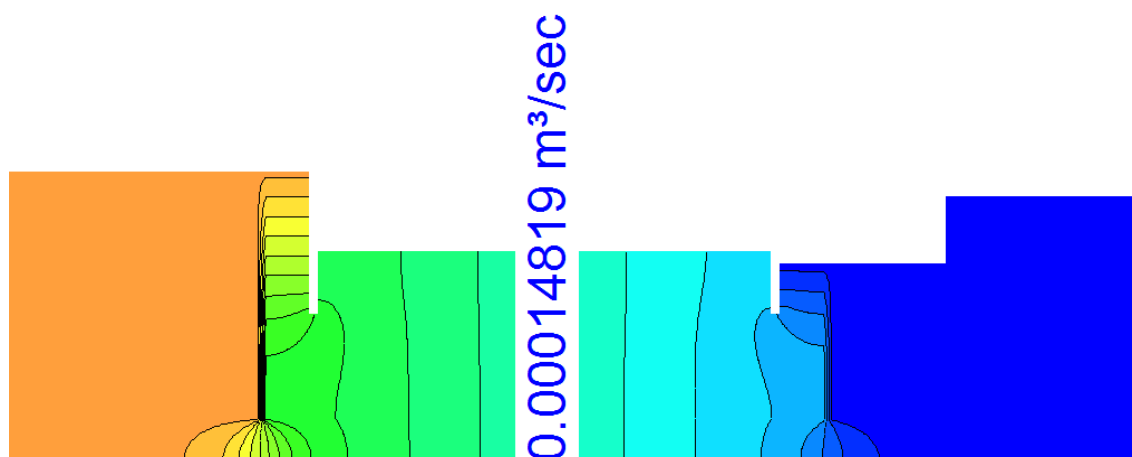


Fig. A1. 27 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 8)



Fig. A1. 28 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 8)

Caso de estudo 9:

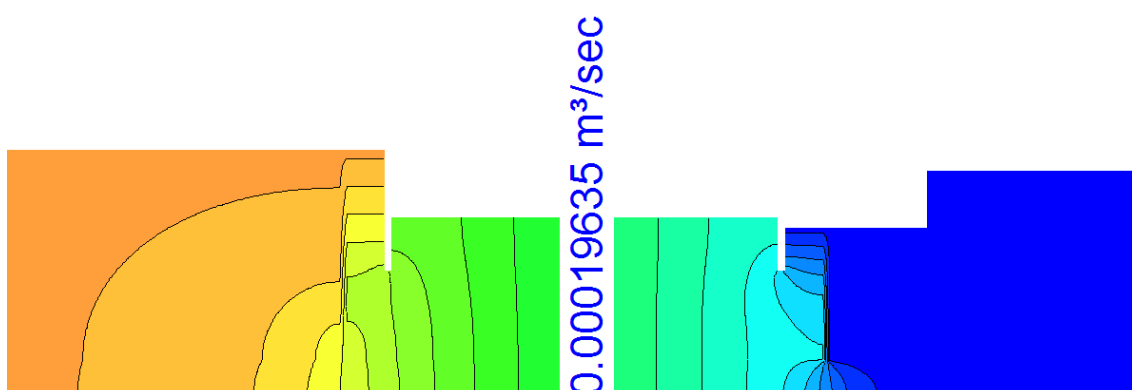


Fig. A1. 29 - Caudal percolado no terreno de fundação (caso de estudo 9)

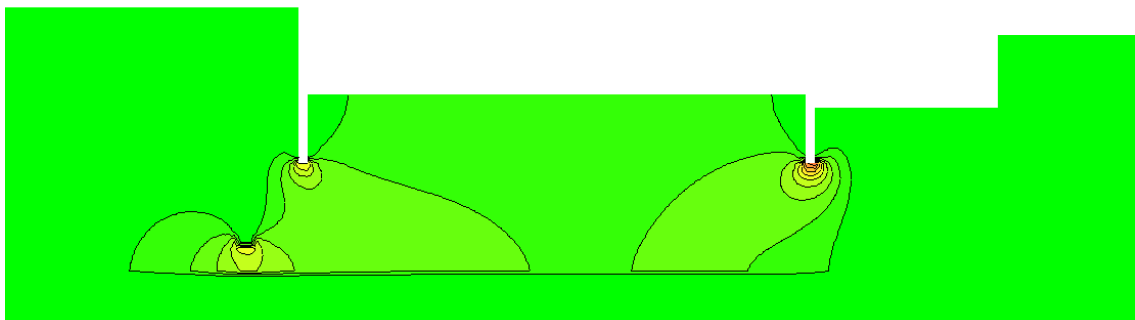


Fig. A1. 30 - Esquema do campo de velocidades (caso de estudo 9)

