

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Livia Jacobini

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE HIDRÁULICA DE DIQUES HOMOGÊNEOS DE
ENROCAMENTO GALGÁVEIS UTILIZANDO MODELO FÍSICO REDUZIDO**

Belo Horizonte
2019

Livia Jacobini

**AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE HIDRÁULICA DE DIQUES HOMOGÊNEOS DE
ENROCAMENTO GALGÁVEIS UTILIZANDO MODELO FÍSICO REDUZIDO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos.

Área de concentração: Hidráulica e Recursos Hídricos

Linha de pesquisa: Modelagem Física e Matemática em Hidráulica

Orientador: Aloysio Portugal Maia Saliba

Belo Horizonte
2019

J16a	<p>Jacobini, Livia.</p> <p>Avaliação da estabilidade hidráulica de diques homogêneos de enrocamento galgáveis utilizando modelo físico reduzido [recurso eletrônico] / Livia Jacobini. – 2019.</p> <p>1 recurso online (xvii, 173 f.: il., color.) : pdf.</p> <p>Orientador: Aloysio Portugal Maia Saliba.</p> <p>Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.</p> <p>Apêndices: f. 115-173.</p> <p>Bibliografia: f. 110-114.</p> <p>Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.</p> <p>1. Engenharia sanitária - Teses. 2. Recursos hídricos - Desenvolvimento - Teses. 3. Barragem - Teses. 4. Enrocamentos - Teses. 5. Diques (Engenharia) - Teses. 6. Mineração hidráulica - Teses. I. Saliba, Aloysio Portugal Maia. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 628(043)</p>
------	---



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos

Avenida Antônio Carlos, 6627 - 4º andar - 31270-901 - Belo Horizonte - BRASIL

Telefax: 55 (31) 3409-1882 - posgrad@desa.ufmg.br

<http://www.smarh.eng.ufmg.br>

FOLHA DE APROVAÇÃO

Avaliação da Estabilidade Hidráulica de Diques Homogêneos de Enrocamento
Galgáveis Utilizando Modelo Físico Reduzido

LÍVIA JACOBINI

Dissertação defendida e aprovada pela banca examinadora constituída pelos Senhores:


Prof. ALOYSIO PORTUGAL MAIA SALIBA

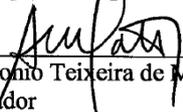

Prof. FRANCISCO EUSTÁQUIO DE OLIVEIRA E SILVA


Prof. KARLA CRISTINA ARAÚJO PIMENTEL MAIA


Prof. CARLOS BARREIRA MARTINEZ


Prof. ÉDER DANIEL TEIXEIRA

Aprovada pelo Colegiado do PG SMARH


Prof. Antonio Teixeira de Matos
Coordenador

Versão Final aprovada por


Prof. Aloysio Portugal Maia Saliba
Orientador

Belo Horizonte, 07 de junho de 2019.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer ao meu orientador, professor Aloysio Saliba, pela disponibilidade, apoio, incentivo, dedicação e sobretudo paciência com minha ansiedade e teimosia. Pelos conselhos, ensinamentos e principalmente por me acolher e ser um exemplo de profissional.

Aos funcionários, professores e amigos do laboratório, “família CPH”, por tornarem o ambiente de trabalho um local acolhedor e tranquilo, e sempre estarem dispostos para ajudar. Aos professores Edna Viana e Jorge Tarqui por auxiliarem no desenvolvimento deste trabalho, com sugestões para a execução dos ensaios. À Edna pelo auxílio na utilização do laser e ao Jorge por disponibilizar estagiários que ajudaram na execução dos ensaios. Ao Patrick e Stênio pela amizade, conselhos e companheirismo. À Danielle, Júlia, Thamires, Alexandre, Patrick, Victor e Vinícius, pelo auxílio na separação e peneiramento da brita e na execução dos ensaios, e principalmente pelo comprometimento e dedicação.

Às instituições parceiras do CPH, pelo suporte financeiro dado para as instalações e equipamentos existentes no laboratório que foram utilizados na realização dos ensaios: ANEEL, CEMIG, ELETROBRAS-FURNAS, VALE, FAPEMIG, CNPq e CAPES. À TEC3 Geotecnia e Recursos Hídricos pelo empréstimo do medidor de vazão ultrassônico em momento crucial dos experimentos.

Sobretudo, aos amigos que fiz no mestrado, Karine, Luísa e Hamzi por sempre estarem disponíveis para me escutar, aconselhar, incentivar, apoiar, tranquilizar e “me dar colo” nos momentos mais difíceis. Não tenho palavras suficientes para agradecer a amizade e companheirismo diário.

À Sarah e ao professor Wilson por incentivarem o meu retorno ao mestrado e torcerem pela sua finalização.

Aos amigos que trabalharam comigo, Fernandinho, Mari, Marco Aurélio, Helvécio, Gabi, Quintão, Laurinha, Felipe Neiva, Letícia e Isabela Queiroz que, mesmo sem o convívio diário, estavam na torcida para eu concluir este trabalho. Especialmente, à

minha amiga Anelisa, que me acompanha desde o início da minha carreira na área de mineração e sempre foi uma “professora” na área de projetos de barragens, além de sempre me incentivar no mestrado, aconselhar e ser um exemplo de profissional dedicada e íntegra.

Aos consultores Paulo Cella e Erton Carvalho, que despertaram em mim o interesse por diques de enrocamento galgáveis e modelos reduzidos, e principalmente pelos ensinamentos nestas áreas.

À Marisa, Vivian e Gabriela por me auxiliarem a manter o foco, equilíbrio e determinação.

À Patrícia e Samanta pela amizade e força nos momentos difíceis.

À minha mãe e minha avó por todo amor, por sempre acreditarem que eu conseguiria chegar até aqui e principalmente por entenderem minha ausência durante a execução do mestrado.

Por fim, ao meu pai (*in memoriam*), que durante a minha infância “fez crescer” em mim o amor pelos livros e sempre me incentivou a estudar e “correr atrás” dos meus sonhos, sacrificando-se para que isso fosse possível. Por ter sido a pessoa que mais me incentivou a fazer o mestrado quando me formei. Dedico esta dissertação a você com todo amor e carinho.

*“Se tens que lidar com água,
consulta primeiro a experiência,
depois a razão”.*
Leonardo da Vinci

*“Valeu a pena? Tudo vale a pena
Se a alma não é pequena.
Quem quer passar além do Bojador
Tem que passar além da dor.
Deus ao mar o perigo e o abismo deu,
Mas nele é que espelhou o céu.”*
Fernando Pessoa

*“É opinião geral que os engenheiros
podem aprender mais de um artigo que
trata em detalhe de dificuldades inesperadas
que de muitos artigos que relatam
apenas a execução bem sucedida de
importantes projetos de engenharia.”*
J. Guthrie Brown

RESUMO

Os diques de enrocamento galgáveis são estruturas drenantes, geralmente utilizadas para contenção de sedimentos de mineração, que possuem um rebaixamento na porção central do maciço para passagem das cheias, ou seja, o sistema extravasor é incorporado no próprio dique. Geralmente possuem altura de 3 m a 15 m, e inclinações de talude de jusante mais suaves, da ordem de 3,0 a 6,0 H:1,0 V.

No Brasil há poucos estudos relacionados a este tema e os trabalhos internacionais publicados recentemente referentes a barragens de enrocamento são mais direcionados para estudos de estruturas com possibilidade de galgamento, e não para o caso em que ocorra galgamento durante a passagem de qualquer cheia.

Neste contexto, nesta dissertação analisou-se o desempenho hidráulico de sistemas extravasores de diques homogêneos de enrocamento galgáveis, quanto à estabilidade dos blocos, por meio de modelo físico reduzido, determinando-se a vazão percolada entre os blocos e o valor máximo de vazão específica (vazão por unidade de largura superficial da calha vertente) em que não ocorra danos à estrutura em blocos, considerando o galgamento contínuo durante toda a vida operacional do dique.

Os ensaios foram realizados em dois canais existentes no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), um em escala menor, para definir a metodologia de ensaio e diminuir os percalços, e posteriormente, os ensaios foram realizados em um canal com maiores dimensões, permitindo avaliar o efeito de escala entre os modelos.

A partir do conceito de equilíbrio entre as forças na partícula proposta por Shields foi realizado o diagrama de forças para a situação do dique e foi proposto um equacionamento e gráficos para avaliação da estabilidade de diques de enrocamento galgáveis. Verificou-se que a estabilidade do dique está relacionada ao peso específico e ângulo de atrito da partícula de enrocamento, da inclinação do talude de jusante e da inclinação da freática no maciço.

Os resultados obtidos foram convertidos em protótipos para uso em situações de projeto de diques com geometria típica de estruturas dessa natureza, utilizando-se a semelhança pelo número de Froude.

Palavras-chave: Barragem de enrocamento; Diques galgáveis; Mineração; Modelagem hidráulica; Modelo físico reduzido.

ABSTRACT

Overtopped rockfill dams are drainage structures, generally used to contain mining sediments. These structures have a lowering in the central portion of the body of dam for flooding. The spillway is incorporated into the dam. Generally these dams are constructed with 3 m to 15 m of height, and softer downstream slope, approximately 3,0 to 6,0 H: 1,0 V.

In Brazil, there are few studies related to this topic, and recent international studies on rockfill dams are more directed to studies of structures with the possibility of overtopping, and not to the case in which the overtopping occurs during the passage of any flood.

In this context, in this dissertation the hydraulic performance of overtopped homogeneous embankment dam was investigated, regarding the stability of the blocks, by means of a scaled physical model, determining the seepage flow through the blocks and the maximum value of specific flow (flow rate per unit of surface width of the spillway) over that there is no damage to the structure in blocks, considering the continuous overtopping during the whole operational life of the dam.

The tests were carried out in two channels at the Hydraulic Research Center (CPH) in Federal University of Minas Gerais (UFMG), one on a smaller scale, to define the test methodology and to mitigate the mishaps, and later the tests were performed in a channel with larger dimensions, allowing to evaluate the effect of scale between the models.

From the concept of forces balance in the particle proposed by Shields, the force diagram for the dam situation was carried out and an equation and graphs were proposed to evaluate the stability of overtopped rockfill dams. It was verified that the stability of the dam is related to the specific weight and friction angle of the rockfill particle, downstream slope and slope of the hydraulic head in the dam.

The results obtained were converted into prototype for use in dam design situations with typical geometry of structures of this nature, using the similarity by Froude number.

Keywords: Rockfill dam, Overtopped dam; Mining; Hydraulic modeling; Scaled physical model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Seção típica - Barragem de enrocamento com núcleo impermeável	24
Figura 2 – Barragem UHE Campos Novos – Altura de 202 m	24
Figura 3 – Dique em enrocamento galgável – Vista de jusante para montante	25
Figura 4– Dique em enrocamento galgável – Vista da ombreira esquerda	26
Figura 5 – Seção típica - Dique de enrocamento galgável	26
Figura 6 – Mecanismos de ruptura por galgamento das barragens de enrocamento por deslizamento em massa (a) e erosão progressiva (b).....	30
Figura 7 – Classificação do escoamento em meio poroso	36
Figura 8 – Diagrama de Shields	37
Figura 9 – Medições do avanço da falha utilizando blocos coloridos	48
Figura 10 – Resultado de ensaio indicando o avanço da falha por meio de blocos coloridos.....	49
Figura 11 – Resultado de ensaio avaliando o deslocamento de blocos por meio de blocos coloridos.....	49
Figura 12 - Arranjo geral - Canal A.....	52
Figura 13 – Detalhe do medidor eletromagnético de vazão - Canal A	52
Figura 14 – Detalhe do cesto - Canal A	53
Figura 15 – Detalhes do traçado da geometria do dique na lateral do canal (a) e da fita antiderrapante (b) - Canal A.....	54
Figura 16 – Perfil - Canal A.....	54
Figura 17 - Arranjo geral - Canal B.....	55
Figura 18 – Detalhe do medidor ultrassônico de vazão - Canal B.....	56
Figura 19 – Perfil - Canal B	57
Figura 20 – Curva granulométrica - Canal A	60
Figura 21 – Curva granulométrica - Canal B	60

Figura 22 – Imagem para medição dos eixos ℓ_a e ℓ_b das britas – Canal A	64
Figura 23 – Imagem para medição do eixo ℓ_c das britas – Canal A.....	64
Figura 24 – Imagem para medição dos eixos ℓ_a e ℓ_b das britas – Canal B	65
Figura 25 – Imagem para medição do eixo ℓ_c – Canal B	65
Figura 26 – Ângulo de atrito – Canal A	68
Figura 27 – Ângulo de atrito – Canal B	69
Figura 28 – Funcionamento do dique para condição de reservatório limpo e assoreado	71
Figura 29 – Brita antes (a) e após a seleção (b) - Canal B	73
Figura 30 – Dano ocorrido no dique com brita pintada com spray – $q = 2,6$ L/s.m ...	74
Figura 31 – Teste realizado para a pintura das britas	75
Figura 32 – Tinta para artesanato, acrílica fosca, selecionada para a pintura das britas	75
Figura 33 – Dano ocorrido no dique sem (a) e com (b) pintura das britas – $q = 3,0$ L/s.m	76
Figura 34 – Indicação das câmeras nos canais A (a) e B (b).....	77
Figura 35 – Construção do dique sem compactação	79
Figura 36 – Construção do dique com compactação	79
Figura 37 – Rolo de aço utilizado para compactar o maciço do dique	80
Figura 38 – Impermeabilização do talude de montante com massa de modelar.....	81
Figura 39 – Impermeabilização do talude de montante com plástico – Vista da ombreira esquerda (a) e direita (b).....	82
Figura 40 – Camada de blocos pintadas, referente a $2xD_{50}$. Vista da ombreira direita (a) e vista do talude de jusante (b) do dique do Canal B.....	84
Figura 41 – Medição de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler. Vista da ombreira esquerda (a) e vista do talude de jusante (b) – Cenário A-I.17	85
Figura 42 – Valores de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler.	85

Figura 43 – Medição de velocidade no Canal B através do tempo percorrido por bolas de isopor – Vista do talude de jusante	87
Figura 44 – Indicação das medições realizadas – Canal A.....	88
Figura 45 – Indicação das medições realizadas – Canal B.....	88
Figura 46 – Diagrama de forças na partícula de enrocamento	89
Figura 47 – Percolação para escoamento laminar – Canais A (a) e B (b)	94
Figura 48 – Parâmetro de estabilidade em função do ângulo de atrito do enrocamento ($G=2,65$).....	105
Figura 49 – Parâmetro de estabilidade em função do peso específico do enrocamento ($\phi=31,2^\circ$)	105
Figura 50 – Parâmetro de estabilidade – Cenário B-II	106
Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A	122
Figura 52 – Registro fotográfico - Cenário A-I.3	127
Figura 53 – Registro fotográfico - Cenário A-I.8	128
Figura 54 – Registro fotográfico - Cenário A-I.9	129
Figura 55 – Registro fotográfico - Cenário A-I.10	130
Figura 56 – Registro fotográfico - Cenário A-I.12	131
Figura 57 – Registro fotográfico - Cenário A-I.17	132
Figura 58 – Registro fotográfico - Cenário A-I.18	133
Figura 59 – Registro fotográfico - Cenário B-II.1	134
Figura 60 – Registro fotográfico - Cenário B-II.4	136
Figura 61 – Registro fotográfico - Cenário B-II.5	138
Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6	140
Figura 63 – Registro fotográfico - Cenário A-II.1	145
Figura 64 – Registro fotográfico - Cenário A-II.2	147
Figura 65– Registro fotográfico - Cenário A-II.11	149

Figura 66 – Registro fotográfico - Cenário A-II.16.....	152
Figura 67 – Registro fotográfico - Cenário A-III.6.....	154
Figura 68 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.4.....	157
Figura 69 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.5.....	159
Figura 70 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.7.....	161
Figura 71 – Registro fotográfico - Cenário A-V.13.....	163
Figura 72 – Registro fotográfico - Cenário A-V.14.....	165
Figura 73 – Registro fotográfico - Cenário A-V.15.....	167
Figura 74 – Registro fotográfico - Cenário B-II.2.....	169
Figura 75 – Registro fotográfico - Cenário B-II.3.....	171

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Arrecadação de CFEM.....	22
Tabela 2 – Determinação do raio hidráulico médio a partir do tamanho da partícula.....	34
Tabela 3 – Razões de escala para semelhança do número de Froude para modelos sem distorção.....	42
Tabela 4 – Trabalhos recentes envolvendo modelo reduzido de barragens de enrocamento	43
Tabela 5– Índices físicos da brita	58
Tabela 6 – Valores típicos peso específico relativo de minerais comuns.....	59
Tabela 7 – Parâmetros obtidos a partir da curva granulométrica	62
Tabela 8 – Fator de forma das britas	66
Tabela 9 – Ângulo de atrito das britas.....	70
Tabela 10 – Cenários simulados nos modelos físicos reduzidos	71
Tabela 11 – Características do rolo de aço	80
Tabela 12 – Valores de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler– Cenário A-I.18	86
Tabela 13 – Arranjos típicos avaliados pela conversão em escala dos resultados dos modelos físicos.....	91
Tabela 14 – Medições realizadas – Canal A	92
Tabela 15 – Gradiente hidráulico, coeficiente de permeabilidade e número de Reynolds – Canal A.....	92
Tabela 16 – Medições realizadas – Canal B	92
Tabela 17– Gradiente hidráulico, coeficiente de permeabilidade e número de Reynolds – Canal B.....	93
Tabela 18 – Resultados dos ensaios – Cenário A´-I	96
Tabela 19 – Resultados dos ensaios – Cenário A-I	98

Tabela 20 – Resultados dos ensaios – Cenário B-I e B-II.....	99
Tabela 21 – Resultados dos ensaios – Cenário A-II	101
Tabela 22 – Resultados dos ensaios – Cenário A-III	101
Tabela 23 – Resultados dos ensaios – Cenário A-IV	102
Tabela 24 – Resultados dos experimentos – Cenário A-V	103
Tabela 25 – Resultados dos experimentos – Cenário B-III	103
Tabela 26 – Vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) e vazão específica limite (q_{limite}).....	104
Tabela 27 – Dimensionamento dos protótipos	106
Tabela 28 – Dados dos ensaios – Cenário A-I.....	116
Tabela 29 – Dados dos ensaios – Cenários B-I e B-II.....	117
Tabela 30 – Dados dos ensaios – Cenário A-II.....	118
Tabela 31 – Dados dos ensaios – Cenário A-III.....	118
Tabela 32 – Dados dos ensaios – Cenário A-IV.....	119
Tabela 33 – Dados dos ensaios – Cenário A-V.....	119
Tabela 34 – Dados dos ensaios – Cenário B-III	120

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACRD	<i>Asphalt Core Rockfill Dam</i> (Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico)
a, b, n	constantes empíricas adimensionais da equação de Wilkins
A	área molhada do escoamento
A_i	é a área individual
A_t	área total
B	constante que depende da distribuição granulométrica do enrocamento e do número de Reynolds
C	fator relacionado ao formato dos grãos
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CC	coeficiente de curvatura
CEDEX	Centro de Estudos Hidrográficos
CFEM	Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais
CFRD	<i>Concrete Face Rockfill Dam</i> (Barragem de Enrocamento com Face de Concreto)
CIMNE	Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia
CN	barragem de enrocamento com núcleo central impermeável
CNU	coeficiente de não uniformidade
Co	fator de forma de Corey
CPH	Centro de Pesquisas Hidráulicas
d^*	diâmetro das partículas adimensionalizado
$D_{i\%}$	diâmetro equivalente à abertura da malha da peneira em que $i\%$ do material peneirado passa, ou seja, diâmetro abaixo do qual se situam $i\%$ em peso das partículas

D_{50}	diâmetro equivalente à abertura da malha da peneira em que 10% do material peneirado passa, referido também como diâmetro efetivo do solo
D_{50}	diâmetro equivalente à abertura da malha da peneira em que 50% do material peneirado passa (diâmetro mediano)
d_s	diâmetro das partículas
E	força empuxo
ECRD	<i>Earth Core Rockfill Dam</i> (Barragem de Enrocamento com Núcleo de Argila)
f	coeficiente de perda de carga contínua da equação de Darcy-Weisbach
F	força
F_a	força de atrito
F_d	força de arraste total
F_g	força de arraste devido ao galgamento
F_p	força de arraste devido à percolação
g	aceleração da gravidade
G	peso específico relativo dos sólidos
Gr	coeficiente de gradação
H	altura da barragem
i	gradiente hidráulico
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
J	declividade da linha de energia
K	coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica
k_{eq}	coeficiente de permeabilidade
k_{eq}^*	coeficiente de permeabilidade adimensionalizado
l_a	medida do maior eixo da partícula

l_b	medida do eixo intermediário da partícula
l_c	medida do menor eixo da partícula
LDA	<i>Laser Doppler Anemometry</i> (Anemômetro Laser Doppler)
L_r	fator de escala entre o modelo e o protótipo
m	massa
	raio hidráulico médio dos vazios do enrocamento
M_s	massa dos sólidos ou dos grãos
N	inclinação do talude de jusante da barragem ($N = H:V$)
	força normal
NBR	Norma Brasileira
OD	ombreira direita
OE	ombreira esquerda
P	pressão
	força peso
PDE	Pilha de Disposição de Estéril
PI	barragem de enrocamento com face a montante impermeável
Q	vazão
q	vazão específica, dada pela vazão dividida pela largura da calha vertente
Q_f	vazão final de falha
Q_i	vazão inicial de falha
q_f^*	vazão específica final de falha adimensionalizada
q_i^*	vazão específica inicial de falha adimensionalizada;
q_{limite}	vazão específica limite, vazão máxima que não causa danos no dique
q_{perc}	vazão específica máxima percolada

R^2	coeficiente de determinação
Re	número de Reynolds
Re^*	número de Reynolds de cisalhamento da partícula
R_h	raio hidráulico
SEI	barragem de enrocamento sem elemento impermeável
Sp	esfericidade da partícula
T^*	parâmetro de estabilidade de diques de enrocamento galgáveis
u^*	velocidade de cisalhamento
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UHE	Usina Hidrelétrica
UPM	Universidade Politécnica de Madrid
V	velocidade do escoamento
\forall	volume total (sólidos + água)
\forall_s	volume dos sólidos (ou dos grãos ou das partículas)
\forall_w	volume de água
V_v	velocidade média da água através dos vazios do enrocamento
W	constante empírica dada para um material de enrocamento, dependendo inicialmente da forma e rugosidade das partículas e da viscosidade da água
x_r	escala de comprimento horizontal (direção de jusante)
y_r	escala de comprimento horizontal (direção lateral)
z_r	escala de comprimento vertical
β	ângulo de inclinação da superfície freática no maciço
γ	peso específico da água
γ'	peso aparente dos sólidos (ou dos grãos ou das partículas)

γ_m	peso específico do fluido
γ_s	peso específico dos sólidos (ou dos grãos ou das partículas)
δ	espessura da subcamada limite
η	viscosidade cinemática da água
θ	ângulo de inclinação do talude de jusante do dique
ν, ν_m	viscosidade cinemática do fluido
ρ	massa específica (densidade) da água
ρ_s	massa específica dos sólidos (ou dos grãos ou das partículas)
σ_g	gradação
τ_0	tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento
τ^*	parâmetro de Shields
ϕ	ângulo de atrito dos blocos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	BARRAGENS DE ENROCAMENTO	23
1.2	RELEVÂNCIA DO TRABALHO	27
2	OBJETIVOS	28
2.1	OBJETIVO GERAL	28
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	28
3	REVISÃO DA LITERATURA	29
3.1	ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO	29
3.2	TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	36
3.3	MODELAGEM FÍSICA	39
3.4	MODELOS FÍSICOS DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO	42
3.4.1	<i>Vazões específicas limite</i>	45
3.4.2	<i>Formulações para dimensionamento do D_{50}</i>	46
3.4.3	<i>Metodologia experimental</i>	47
4	MATERIAL E MÉTODOS	51
4.1	DESCRIÇÃO DOS APARATOS EXPERIMENTAIS	51
4.1.1	<i>Aparato Experimental do Canal A</i>	51
4.1.2	<i>Aparato Experimental do Canal B</i>	55
4.2	PROPRIEDADES FÍSICAS DA BRITA	57
4.2.1	<i>Índices físicos</i>	57
4.2.2	<i>Análise granulométrica</i>	59
4.2.3	<i>Fator de forma</i>	62
4.2.4	<i>Ângulo de atrito</i>	66
4.3	CENÁRIOS SIMULADOS	70
4.4	METODOLOGIA EXPERIMENTAL	72
4.4.1	<i>Separação e pintura da brita</i>	73
4.4.2	<i>Preparo do canal</i>	76
4.4.3	<i>Construção do maciço do dique</i>	78
4.4.4	<i>Realização do ensaio</i>	82
4.5	DETERMINAÇÃO DO REGIME DE ESCOAMENTO DO FLUXO PERCOLADO E DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	87
4.6	DESENVOLVIMENTO DA FORMULAÇÃO DE ESTABILIDADE DO DIQUE	88
4.7	DIMENSIONAMENTO DOS PROTÓTIPOS	91
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	92
5.1	REGIME DE ESCOAMENTO DO FLUXO PERCOLADO E COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE	92
5.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS	95
5.3	APLICAÇÃO DA FORMULAÇÃO DE ESTABILIDADE	104
5.4	DIMENSIONAMENTO DOS PROTÓTIPOS	106
6	CONCLUSÕES	107
7	RECOMENDAÇÕES	109
	REFERÊNCIAS	110
	APÊNDICE I – DADOS COLETADOS NOS ENSAIOS	115
	CENÁRIOS A-I, B-I E B-II - DIQUE SEM COLMATAÇÃO, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	116

CENÁRIOS A-II – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS ÚMIDOS.....	118
CENÁRIOS A-III – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, COM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	118
CENÁRIOS A-IV – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, COM COMPACTAÇÃO E BLOCOS ÚMIDOS	119
CENÁRIOS A-V e B-III– DIQUE COM COLMATAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	119

APÊNDICE II – REGISTRO FOTOGRÁFICO DOS ENSAIOS 121

CENÁRIO A' -I – DIQUE COM INCLINAÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE DE 6,0H:1,0V	122
CENÁRIOS A-I, B-I e B-II - DIQUE SEM COLMATAÇÃO, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	127
CENÁRIOS A-II – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS ÚMIDOS.....	145
CENÁRIOS A-III – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, COM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	154
CENÁRIOS A-IV – DIQUE SEM COLMATAÇÃO, COM COMPACTAÇÃO E BLOCOS ÚMIDOS	157
CENÁRIOS A-V e B-III– DIQUE COM COLMATAÇÃO DO TALUDE DE MONTANTE, SEM COMPACTAÇÃO E BLOCOS SECOS	163

1 INTRODUÇÃO

O Brasil encontra-se em posição de destaque na produção mineral mundial, sendo que no ano de 2017, apresentou primeira posição para o nióbio, terceiro lugar na produção do minério de ferro, vermiculita, grafita e bauxita e quinta posição para o caulim (IBRAM, 2018b). Segundo IBRAM (2019), o setor mineral contribuiu no ano de 2018 com 36,6% do saldo comercial brasileiro, sendo o minério de ferro responsável por 68% das exportações minerais brasileiras e 8,5% das exportações totais do país. A atividade minerária é responsável pela geração de 180 mil empregos diretos e mais de 2 milhões indiretos no Brasil (IBRAM, 2018b).

Dentre os empregos gerados diretamente, aproximadamente 50 mil estão em Minas Gerais, sendo esta atividade de extrema relevância para o estado, representando 63,83% do saldo comercial do estado no ano de 2017 e 54,3% do saldo mineral do Brasil, destacando-se o minério de ferro, que apresentou 71% das exportações minerais do estado. Além disso, o estado arrecadou 42,34% da Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais (CFEM - IBRAM, 2018a), representando a principal fonte de arrecadação de vários municípios de Minas Gerais, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Arrecadação de CFEM
Maiores municípios arrecadadores no estado de Minas Gerais em 2017

	Município	Valor em milhões R\$
1º	Nova Lima	103,4
2º	Itabira	83,6
3º	Congonhas	81,1
4º	São Gonçalo do Rio Abaixo	69,5
5º	Mariana	65,8
6º	Conceição do Mato Dentro	64,6
7º	Itabirito	60,4
8º	Brumadinho	34,7
9º	Ouro Preto	20,8
10º	Paracatu	18,8
11º	Catas Altas	14,9
12º	Belo Vale	14,8
13º	Tapira	12,6
14º	Sabará	11,8

Fonte: adaptado de IBRAM (2018a).

Apesar da importância econômica da mineração para o país e o estado de Minas Gerais, durante os processos de extração e beneficiamento do minério são gerados

materiais estéreis e rejeito, os quais geralmente são dispostos em pilhas de disposição de estéreis (PDE) e barragens de contenção de rejeitos, respectivamente. Ademais, são gerados sedimentos por meio de obras de terraplenagem, disposição de estéreis em pilhas, áreas de bota-fora, acessos sem pavimento dentre outros. Para conter estes sedimentos e evitar que sejam carregados para os cursos de água durante o período chuvoso, comumente são implantadas barragens ou diques a jusante destas obras/estruturas, cujo reservatório tem função de proporcionar condições para decantação desses sedimentos.

O termo dique, usualmente é definido como um tipo de proteção de margem de cursos d'água ou fechamento de sela topográfica, todavia, conforme NBR 13028 (ABNT, 2017), este termo é “usado por alguns operadores de mina, considerado como pequenas barragens, e muito utilizado para contenção de sedimentos de pilha de estéril e/ou área de operação”.

No que concerne ao material de construção, os tipos mais comuns de barragens no Brasil são as executadas em solo compactado, enrocamento e concreto (CBDB, 2018), podendo ainda serem compostas por mais de um tipo de material. Segundo levantamento do CBDB (2018), existem 120 barragens de enrocamento no país. Ressalta-se que a publicação provavelmente contabiliza apenas as barragens cadastradas, sendo que este número de barragens de enrocamento no Brasil deve ser muito maior.

1.1 Barragens de enrocamento

Donadon (2015) cita que as principais barragens de enrocamento construídas no Brasil desde Furnas, iniciada em 1958, apresentam três tipos de vedação:

- 29 Barragens com Núcleo de Argila – *ECRD – Earth Core Rockfill Dam* (72,5%), dentre as quais podemos citar Furnas, Itaipu, Balbina, Serra da Mesa e Serra do Facão;
- 9 Barragens com Face de Concreto – *CFRD – Concrete Face Rockfill Dam* (22,5%), como por exemplo Foz da Areia e Campos Novos;

- 2 Barragens com Núcleo Asfáltico – *ACRD – Asphalt Core Rockfill Dam* (5,0%), Foz do Chapecó e Jirau.

Este tipo de estrutura pode atingir alturas da ordem de 300 m e inclinações do talude de jusante mais íngremes, que variam de 1,2 a 1,6H:1,0V (CRUZ *et al.*, 2014). O sistema extravasor destas barragens geralmente é executado em uma das ombreiras, sem interferência com o maciço, ou seja, elas não são projetadas para funcionar como estruturas gálgáveis. Na Figura 1 é apresentada uma seção típica de barragem de enrocamento com núcleo impermeável e na Figura 2 uma barragem de enrocamento com face de concreto, a UHE¹ Campos Novos.

Figura 1 – Seção típica - Barragem de enrocamento com núcleo impermeável

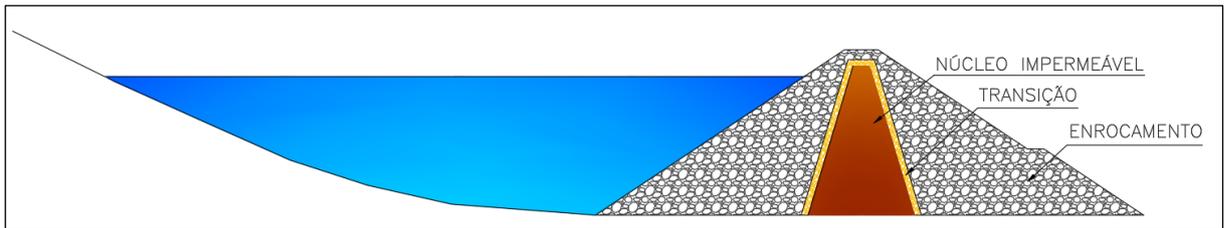


Figura 2 – Barragem UHE Campos Novos – Altura de 202 m



Fonte: Portal de Turismo de Campos Novos (2018).

¹ Usina Hidrelétrica

Um caso particular de barragem em enrocamento, são os diques de enrocamento, que se apresentam como estruturas galgáveis que funcionam como sistema extravasor (PINHEIRO, 2011), possuindo um rebaixamento na porção central do maciço para passagem das cheias, ou seja, o sistema extravasor é incorporado no próprio dique.

Estas estruturas são muito utilizadas na mineração brasileira para contenção dos sedimentos gerados nas áreas de mineração durante o período chuvoso. Geralmente possuem altura de 3 m a 15 m, e inclinações de talude de jusante mais suaves, da ordem de 3,0H:1,0 V (JACOBINI *et al.*, 2018). A Figura 3 e Figura 4 exibem um exemplo de dique em enrocamento galgável.

Figura 3 – Dique em enrocamento galgável – Vista de jusante para montante



Fonte: SAMARCO (2017).

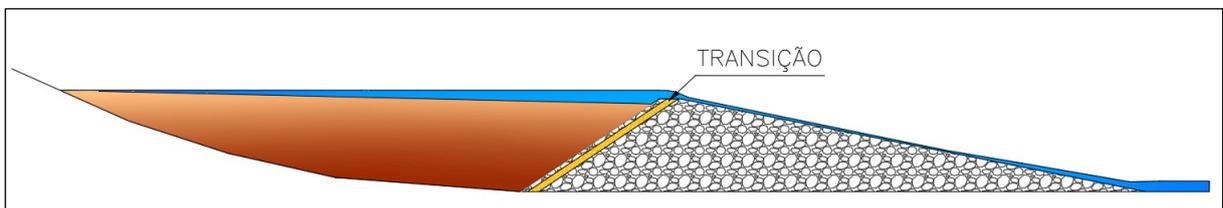
Figura 4– Dique em enrocamento galgável – Vista da ombreira esquerda



Fonte: SAMARCO; Amplo (2017).

Estes diques geralmente estão localizados a jusante de áreas com elevado potencial de geração de sedimentos, sendo necessária a manutenção periódica de desassoreamento do reservatório (PINHEIRO, 2011). Todavia, estas estruturas são drenantes, o que facilita o desaguamento nos períodos de seca para o processo de limpeza, e são executadas com uma camada de transição posicionada no talude de montante para retenção dos sólidos, conforme apresentado na seção típica da Figura 5.

Figura 5 – Seção típica - Dique de enrocamento galgável



Segundo Jacobini *et al.* (2018), estas estruturas possuem a vantagem de reutilização dos blocos extraídos da lavra do minério (itabirito, gnaiss, hematita, dentre outros), os quais seriam descartados em pilhas de estéril, sendo uma alternativa construtiva na falta de material de empréstimo para execução de dique em solo. Adicionalmente,

trazem o benefício de reduzir a área impactada e os custos referentes à área de empréstimo e implantação de um extravasor em superfície. Estes diques também podem ser executados em enrocamento proveniente de pedreiras, porém a custos mais elevados.

Além disso, o enrocamento possui flexibilidade, permitindo a adaptação a eventuais recalques da estrutura, e a porosidade permite uma rápida eliminação das subpressões provocadas pelas vazões infiltradas (SANTOS, 1973).

1.2 Relevância do trabalho

Segundo Alves *et al.* (2016), pesquisas limitadas foram realizadas sobre a falha por galgamento de barragens de enrocamento, enquanto a maior parte da atenção foi direcionada para o processo de erosão de barragens de aterro que seriam compostas de materiais coesivos.

No Brasil há poucos estudos relacionados a este tema e os trabalhos internacionais publicados recentemente referentes a barragens de enrocamento são mais direcionados para estudos de estruturas com possibilidade de galgamento, e não para o caso em que ocorra galgamento durante a passagem de qualquer cheia.

Esta dissertação propõe a realização de um estudo em modelo físico reduzido, propiciando uma avaliação da vazão máxima admissível sem que ocorram danos na estrutura em blocos, considerando o galgamento contínuo durante toda a vida operacional da estrutura.

Visto que estes diques são construídos com blocos granulares não coesivos, verificou-se a aderência dos resultados obtidos no experimento com o diagrama de Shields, que é uma abordagem distinta dos trabalhos já encontrados. O conceito proposto por Shields parte de um modelo conceitual de estabilidade da partícula de sedimento, que pode ser estendido aos blocos de enrocamento.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o desempenho hidráulico de sistemas extravasores de diques de enrocamento, quanto à estabilidade dos blocos, por meio de modelo físico reduzido.

2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- Avaliar os efeitos de escala entre dois modelos reduzidos;
- Determinar o equacionamento mais adequado para avaliação do escoamento entre os blocos (*flow through*);
- Determinar a vazão percolada do dique, considerando a operação sem assoreamento a montante e seus efeitos na estabilidade dos blocos;
- Determinar a vazão específica (vazão por unidade de largura superficial) máxima admissível sem que ocorram danos na estrutura em blocos (vazão específica limite);
- Desenvolver um equacionamento de estabilidade de diques de enrocamento galgáveis, partindo-se do conceito de equilíbrio entre as forças atuantes na partícula proposto por Shields.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Estabilidade de barragens de enrocamento

O enrocamento é um material que apresenta elevado ângulo de atrito, coesão nula e alta permeabilidade (GUTIÉRREZ, 2016).

Os solos granulares podem ser “bem graduados”, quando existem grãos ao longo de uma faixa de diâmetros bem mais extensa, ou “mal graduados”, quando há a predominância de partículas com um certo diâmetro (PINTO, 2006). Segundo o autor, do ponto de vista de engenharia, o solo “bem-graduado” geralmente apresenta um melhor comportamento, visto que as partículas menores ocupam os espaços vazios correspondentes às maiores, gerando um imbricamento, que resulta em menor compressibilidade e maior resistência. Acredita-se que este comportamento também possa ser estendido aos enrocamentos e, portanto, seja também válido para os diques de enrocamento galgáveis.

Segundo Toledo (1997), existem dois mecanismos principais de ruptura das barragens de enrocamento, devido ao galgamento:

- Deslizamento em massa de uma parte do talude de jusante: a saturação da rocha leva a uma redução de tensões efetivas que, somada à percolação, induz a formação de uma ruptura abrupta e geralmente afeta toda a extensão da barragem, conforme se pode observar na Figura 6 (a). Este é o mecanismo de falha predominante quando a inclinação do talude de jusante é muito íngreme (1,5H:1,0 V, por exemplo);
- Arraste dos blocos e erosão progressiva do talude de jusante: o fluxo no pé da barragem arrasta os blocos superficiais e leva à formação de canais no talude de jusante, como exibido na Figura 6 (b). Esta é a falha predominante quando a inclinação do talude de jusante é mais suave, como por exemplo 3,0H:1,0V.

Estes dois mecanismos geralmente atuam de forma combinada, dependendo da evolução do processo de falha.

Figura 6 – Mecanismos de ruptura por galgamento das barragens de enrocamento por deslizamento em massa (a) e erosão progressiva (b)



Fonte: Larese (2012).

Alves *et al.* (2016) citam que os parâmetros que influenciam o processo de falha de uma barragem de enrocamento são a altura do maciço, inclinação do talude de jusante e a permeabilidade da estrutura. O tipo do elemento impermeável tem um efeito menor, todavia, uma análise mais detalhada deve ser realizada.

Uma diferenciação importante para a definição da geometria do barramento advém de seu uso: taludes mais íngremes, próximos ao ângulo de atrito (1,5H:1,0V), indicam que o maciço não foi concebido para receber vertimentos, pois já estando a declividade do talude próxima ao ângulo de atrito, a passagem de fluxo é desestabilizante, indicando a necessidade de taludes mais suaves.

Em um dique de enrocamento galgável o fluxo de água que ocorre através dos blocos do maciço é denominado percolação (*flow through*), enquanto o fluxo que ocorre sobre o maciço, decorrente do galgamento (*flow over*) é chamado de vertimento.

O problema de percolação de água em meios porosos, especialmente em barragens de enrocamento, está diretamente relacionado à estabilidade dessas estruturas. O termo enrocamento, quando relacionado a problemas de fluxo de água, é definido como qualquer aglomeração não-coesiva de partículas de rocha naturais ou fabricadas. O diâmetro das partículas que formam o enrocamento é superior a 12 mm

e a porcentagem, em peso, de partículas menores que 4,76 mm (peneira 4) deve ser inferior a 10% (LEPS, 1973).

Qualquer material que componha um enrocamento, seja ele fabricado por britagem ou obtido de forma natural, inclui uma porcentagem de material de diâmetro inferior ao da peneira 4. Se esse material fino preencher os vazios do enrocamento de tal forma a controlar o fluxo de água e propriedades de resistência do maciço, a estrutura terá comportamento que se assemelha mais a uma barragem de terra.

A avaliação do fluxo de água em barragens de enrocamento é um problema complexo devido a uma série de fatores dentre os quais é possível citar a dificuldade no controle de gradação da partículas ao longo da construção de um maciço. O próprio método construtivo faz com ocorra a segregação das partículas, com acúmulo de partículas mais finas na parte superior das camadas do aterro. Dessa forma, a não homogeneidade deste tipo de estrutura é quase inevitável (LEPS, 1973).

O fluxo de água em enrocamento é turbulento, exceto para gradientes hidráulicos extremamente baixos e, portanto, não obedece à lei de Darcy, válida para regime laminar:

$$V = Ki \quad (3.1)$$

nas quais:

V é a velocidade de descarga fluxo (m/s);

i é o gradiente hidráulico (m/m);

K é o coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica (m/s).

De fato, a lei de Darcy pode ser deduzida a partir da hipótese de escoamento laminar na equação de Darcy-Weisbach, em que o fator de atrito (f) varia com o inverso do número de Reynolds.

Leps (1973) indica que as leis de fluxo turbulento são mais aplicáveis aos enrocamentos. Tradicionalmente, a lei de Darcy pode ser utilizada para prever a percolação de água em meio poroso quando o número de Reynolds for inferior a 10 (KOVACS, 1981) ou ainda em materiais formados por partículas de diâmetro inferior

a 0,5 mm (TAYLOR, 1948). À medida que o número de Reynolds aumenta para um dado fluxo, os efeitos inerciais do escoamento aumentam, e a relação entre velocidade linear de fluxo e gradiente hidráulico deixa de ser linear, resultando em desvio à Lei de Darcy.

Wilkins (1955) já havia observado que barragens de enrocamento tinham a capacidade de conduzir vazões pelos vazios dos blocos relativamente baixas sem que a estabilidade da estrutura fosse danificada. O conhecimento da máxima vazão que barragens de enrocamento conseguem transmitir de forma segura permite que barramentos sejam projetados sem a necessidade de sistemas extravasores. Além disso, é possível prever o comportamento da estrutura em caso de cheias ao longo do período construtivo, por exemplo.

Os primeiros dados coletados em laboratório relativos a fluxo em enrocamento foram obtidos por Escande (1953) *apud* Leps (1973). Ele realizou ensaios que Leps (1973) considera como ensaio de transmissividade em permeâmetros de carga constante de 0,4 m de diâmetro por 4 m de altura em amostras de partículas de rocha de 38 mm de diâmetro. O conceito de transmissividade é definido por Leps (1973) como a capacidade de um enrocamento conduzir uma determinada quantidade de água quando sujeito a um gradiente hidráulico. Essa capacidade pode ser expressa como a velocidade média do fluxo através dos vazios do enrocamento. Escande (1953) *apud* Leps (1973) realizou também ensaios em modelos de barragem de enrocamento e concluiu que o fluxo é turbulento e obedecia à lei:

$$V^2 = B i \quad (3.2)$$

nas quais:

V é a velocidade aparente da água (m/s),

i é o gradiente hidráulico (m/m);

B é uma constante que depende da distribuição granulométrica do enrocamento e do número de Reynolds (m^2/s^2).

Wilkins (1955) também realizou ensaios de laboratório para avaliar a transmissibilidade em amostras cilíndricas de rocha triturada em permeâmetros de fluxo ascendente. Os valores do parâmetro B foram compatíveis com os obtidos por

Escande (1953) *apud* Leps (1973). No entanto, Wilkins (1955) decidiu utilizar a proposição de Taylor (1948) para incluir outras variáveis na equação da velocidade de fluxo:

$$V_v = C\eta^a m^b i^n \quad (3.3)$$

nas quais:

V_v é a velocidade média da água através dos vazios do enrocamento (m/s);

C é um fator relacionado ao formato dos grãos (adimensional);

η é a viscosidade cinemática da água (10^{-6} Pa.s);

m é o raio hidráulico médio dos vazios do enrocamento (m). Para um dado volume de partículas, o parâmetro m é igual ao volume de vazios dividido pela área superficial das partículas, ou o índice de vazios dividido pela área superficial por unidade de volume de partículas sólidas;

i é o gradiente hidráulico (m/m);

a, b, n são constantes empíricas adimensionais.

Wilkins (1963) *apud* Leps (1973) utilizou seus estudos de 1955 para fazer retroanálises de estabilidade em barragens de enrocamento. Ele verificou que barragens de enrocamento sem reforço de talude de jusante e construídas com o ângulo de repouso das partículas, são instáveis durante o galgamento e romperão por deslizamento. O autor propôs um procedimento para esboçar redes de fluxo de barragens de enrocamento com reforço no talude de jusante, quando o fluxo é turbulento. Destas, ele estimou os valores de poropressão para usar nas superfícies de ruptura pelo método de Bishop. Os resultados foram fatores de segurança satisfatórios.

Efeitos da distribuição granulométrica e do tamanho dos partículas

Leps (1973) indica que a equação básica para descrever fluxo através de um enrocamento é válida para fluxo turbulento, como a seguir:

$$V_v = Wm^{0,5}i^{0,54} \quad (3.4)$$

nas quais:

V_v é a velocidade média da água nos vazios do enrocamento (m/s);

W é uma constante empírica dada para um material de enrocamento, dependendo inicialmente da forma e rugosidade das partículas e da viscosidade da água;

m é o raio hidráulico médio, uma variável que depende do material que constitui o enrocamento e expressa a razão entre volume de vazios e área superficial das partículas (m);

i é o gradiente hidráulico (m/m).

Uma determinação prática do parâmetro m é confiável para uma distribuição homogênea de partículas, porém muito incerta para pedregulhos bem graduados. Para partículas de mesmo tamanho, o valor de m é proporcional ao tamanho das partículas. Assumindo o peso específico da rocha igual $2,87 \text{ t/m}^3$, índice de vazios igual 1 e W igual a 33, Wilkins (1955) apresentou os valores de m , como mostra a Tabela 2.

Tabela 2 – Determinação do raio hidráulico médio a partir do tamanho da partícula

Tamanho da partícula (m)	m (m)	$m^{0,5}$ ($\text{m}^{1/2}$)	$Wm^{0,5}$ (m/s)
0,019	0,002	0,008	0,254
0,051	0,006	0,012	0,406
0,152	0,019	0,022	0,711
0,203	0,024	0,025	0,813
0,610	0,079	0,045	1,473
1,219	0,163	0,065	2,134

Fonte: Wilkins (1955)

A maioria das estruturas de enrocamento não são constituídas por partículas com gradação uniforme. Portanto, torna-se necessário determinar como a equação de Wilkins (1955) pode ser aplicada a enrocamentos bem graduados. Analisando a equação (3.4), nota-se que a velocidade de água nos vazios aumenta apenas duas vezes com um aumento de 4 vezes do tamanho da partícula. Portanto, o aumento da velocidade não é tão afetado pelo aumento da partícula. Sob este ponto de vista, um procedimento razoável para determinar o valor de m , seria adotar um tamanho de partícula representativo para representar a faixa de distribuição granulométrica.

Baseado na análise de dez curvas de distribuição granulométrica de barragens de enrocamento e levando em consideração os efeitos da segregação, Leps (1973)

propôs que o diâmetro mediano (D_{50}) seja o tamanho dominante e, portanto, representativo para os cálculos.

Deve-se atentar para a quantidade de materiais finos, ou seja, aquelas partículas que passam na peneira 4. Na maioria das barragens de enrocamento, esta quantidade ultrapassa o máximo especificado. Quando a mesma atinge um percentual razoável (em torno de 35%) significa que todos os vazios estão preenchidos por material de granulometria de tal maneira que a estrutura se comporta mais como uma barragem de terra do que como uma barragem de enrocamento. Sendo assim, o fluxo passa a ser laminar e segue a equação de Darcy e a permeabilidade deve ser estimada para os cálculos convencionais de mecânica dos solos (LEPS, 1973).

Os enrocamentos compactados podem sofrer segregação dos materiais finos dos grossos ao longo do processo construtivo. Essa segregação diminui a transmissividade vertical, mas pouco afeta a transmissividade horizontal. No entanto, esta anisotropia pode afetar a estabilidade do talude de montante (LEPS, 1973).

O cálculo do número de Reynolds para escoamento através de meios porosos pode ser obtido a partir da equação (BEAR, 1972):

$$\boxed{Re = \frac{Vd}{\nu}} \quad (3.5)$$

nas quais:

Re é o número de Reynolds para escoamento em meios porosos;

V é a velocidade de escoamento (m/s);

d é um comprimento característico do meio poroso (m);

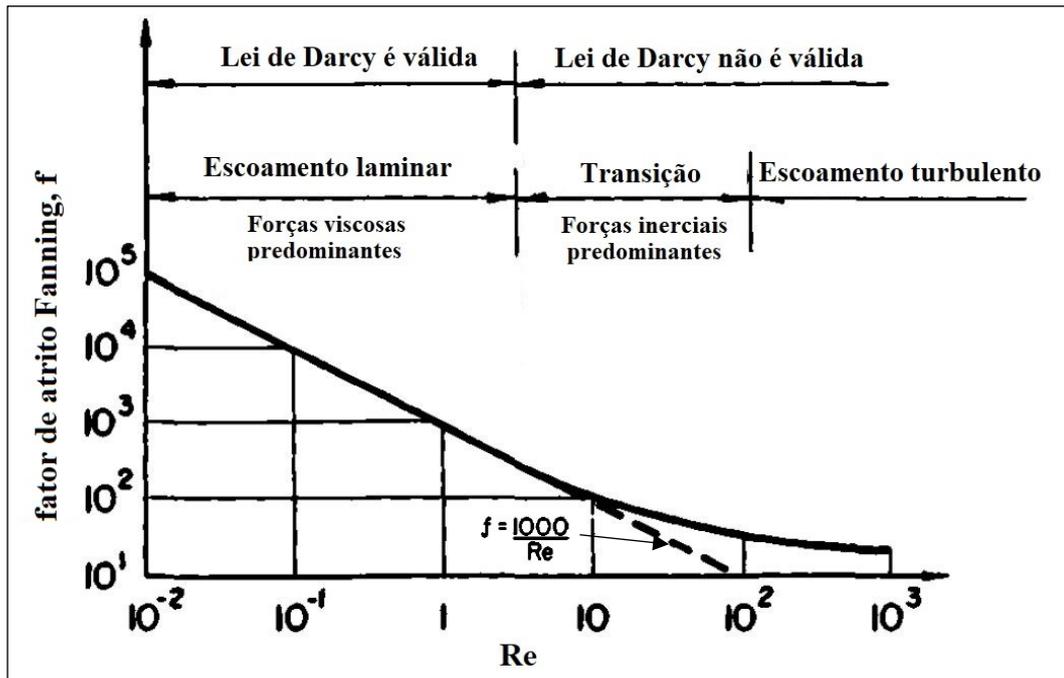
ν é a viscosidade cinemática do fluido (10^{-6} m²/s).

Geralmente, o diâmetro médio dos grãos é considerado como a dimensão característica. O autor cita que em alguns casos o D_{10} (tamanho das partículas, (diâmetro) em relação ao qual 10% delas são menores) é utilizado e que o D_{50} (diâmetro equivalente à abertura da malha da peneira em que 50% do material peneirado fica retido, também chamado de diâmetro mediano dos grãos) também é citado na literatura como o diâmetro representativo do grão. Collins (1961) *apud* Bear

(1972) sugere $d=(k/n)^{1/2}$, em que k é a permeabilidade e n é a porosidade. Ward (1964) apud Bear (1972) utiliza $d=k^{1/2}$.

A classificação do regime de escoamento em meios porosos, em função do número de Reynolds, é apresentada na Figura 7.

Figura 7 – Classificação do escoamento em meio poroso



Fonte: adaptado de Bear (1972).

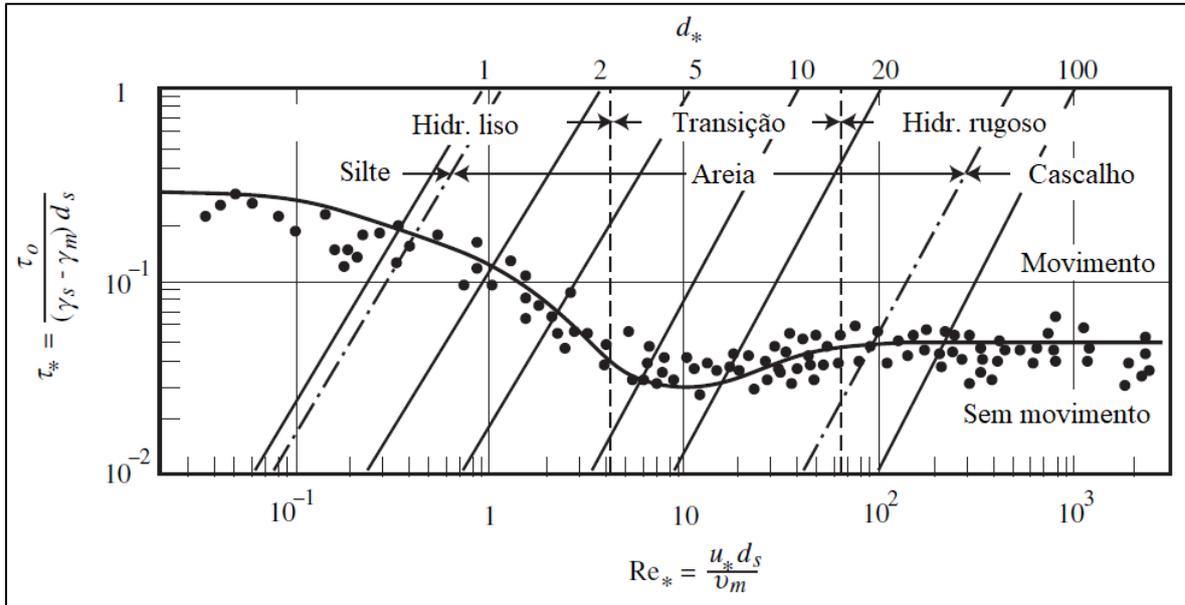
3.2 Transporte de sedimentos

O trabalho desenvolvido por Shields é muito utilizado para avaliação do transporte de sedimentos granulares em leitos fluviais, em que a declividade geralmente é suave, inferior a 10% (JULIEN, 2010). No presente estudo, avaliou-se a possibilidade de sua utilização para o movimento dos blocos dos diques galgáveis, uma vez que os mecanismos de transporte são aparentemente similares, embora em situações de declividade bastante distintas.

Segundo Julien (2010), o fluxo ao redor das partículas exerce uma força de arraste que tende a iniciar seu movimento. A força de resistência do material não coesivo ao deslocamento é o peso aparente da partícula. Condições limiares ocorrem quando há um equilíbrio entre estas forças, sendo que a razão entre elas define a tensão de

cisalhamento adimensional (τ_*), denominada de parâmetro de Shields. A variação deste parâmetro em função do número de Reynolds de cisalhamento da partícula é mostrada na Figura 8.

Figura 8 – Diagrama de Shields



Fonte: Adaptado de Julien (2010).

Na Figura 8:

τ_* é o parâmetro de Shields (adimensional);

τ_o é a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento (Pa);

γ_s é o peso específico das partículas (N/m^3);

γ_m é o peso específico do fluido, que para o presente caso refere-se à água (N/m^3);

d_s é o diâmetro das partículas, usualmente adotado igual ao D_{50} (diâmetro mediano) para efeito de representatividade (m);

Re_* é o número de Reynolds de cisalhamento da partícula (adimensional);

u_* é a velocidade de cisalhamento, que é uma velocidade média que produziria a mesma tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento (m/s);

ν_m é a viscosidade cinemática do fluido, que para o presente caso refere-se à água ($10^{-6} m^2/s$); e

d^* é o diâmetro das partículas adimensionalizado.

A tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento é calculada a partir da equação (3.6) (JULIEN, 2010):

$$\tau_o = \gamma R_h J \quad (3.6)$$

nas quais:

τ_0 é a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento (Pa);
 γ é o peso específico da água (N/m³);
 R_h é o raio hidráulico (m); e
 J é a declividade da linha de energia (m/m).

A velocidade de cisalhamento pode ser obtida por meio de (JULIEN, 2010):

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (3.7)$$

e

$$u_* = \frac{V}{\sqrt{8/f}} \quad (3.8)$$

nas quais:

u_* é a velocidade de cisalhamento (m/s);
 τ_0 é a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento (Pa);
 ρ é a densidade da água (kg/m³);
 V é a velocidade do escoamento (m/s);
 f é o fator de atrito da equação de Darcy-Weisbach (adimensional).

O valor de f pode ser obtido aplicando-se a equação de Chézy:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} R_h^{1/2} J^{1/2} \quad (3.9)$$

nas quais:

V é a velocidade do escoamento (m/s);
 g é a aceleração da gravidade (9,81 m/s²);
 R_h é o raio hidráulico (m);
 J é a declividade da linha de energia (m/m).

A metodologia proposta por Shields considera que a força estabilizadora dos blocos é apenas o seu peso aparente, não sendo contabilizada a força de atrito. Ademais, como os leitos fluviais geralmente apresentam baixas declividades, a força peso apresenta apenas a componente vertical, diferentemente dos diques em análise, quando há uma

componente da força peso atuando no sentido do escoamento, na mesma direção da face do talude.

Adicionalmente, os diques de enrocamento apresentam um força desestabilizadora devido à percolação, já que o fluxo ao redor de uma partícula produzirá uma força arraste proporcional à energia cinética do escoamento. Este fenômeno também não foi considerado por Shields, por ser negligenciável para velocidades de percolação em partículas pequenas, tais como os sedimentos fluviais. Porém, essa premissa não é verdadeira em diques de enrocamento, em que as velocidades de escoamento, devido à percolação, podem atingir valores da ordem de metros por segundo.

Outra consideração a ser feita é que o parâmetro de Shields considera uma geometria esférica para os blocos, implicando em um coeficiente de arraste específico. Portanto, não é considerado o fator de forma dos blocos, sendo que os blocos utilizados na construção dos diques em estudo possuem geometria similar a um paralelepípedo, com dimensões longitudinais de 2 a 3 vezes o diâmetro equivalente.

Sendo assim, foi desenvolvido um equacionamento, partindo do diagrama de forças no bloco, para permitir a utilização do diagrama de Shields na estabilidade de diques de enrocamento galgáveis.

3.3 Modelagem física

Conforme Saliba *et al.* (2017), os modelos reduzidos têm sido amplamente utilizados na engenharia hidráulica desde o século XIX, época em que os modelos numéricos não estavam disponíveis. Atualmente, os estudos estão focados nos modelos numéricos, os quais evoluíram rapidamente e são capazes de resolver problemas tridimensionais, produzindo resultados estáveis e consistentes. Todavia, é preciso calibrar e estimar parâmetros nos modelos numéricos, os quais, geralmente não são obtidos em campo, sendo então necessária a realização de ensaios de laboratório em escala reduzida.

Tendo em vista as condições em que ocorrem escoamentos nos diques de enrocamento (velocidades, rugosidades, tortuosidades), pode-se dizer que se tratam

de condições turbulentas. Um parâmetro importante para avaliar o escoamento em condições como as impostas pelos blocos de enrocamento é o número de Reynolds de cisalhamento da partícula (Re_*):

$$\boxed{Re_* = \frac{u_* d_s}{\nu}} \quad (3.10)$$

nas quais:

Re_* é o número de Reynolds de cisalhamento da partícula (adimensional);

u_* é a velocidade de cisalhamento (m/s);

d_s é o diâmetro das partículas, usualmente adotado igual ao D_{50} (diâmetro mediano) para efeito de representatividade (m);

ν é a viscosidade cinemática do fluido, que para o presente caso refere-se à água (10^{-6} m²/s).

Este parâmetro é importante porque permite relacionar a proporção que o tamanho partícula assume em relação à espessura da camada limite. Entende-se por camada limite uma camada de pequena espessura na qual os efeitos da viscosidade do fluido são importantes, a despeito do valor assumido pelo número de Reynolds (BATCHELOR, 2002). Segundo Porto (2006), um escoamento turbulento em condutos livres pode ser classificado em:

- Hidraulicamente liso ($Re_* \leq 5$): há a influência da subcamada limite laminar e o fator de atrito só dependerá do número de Reynolds;
- Hidraulicamente rugoso ($Re_* \geq 70$): a turbulência é completa, sendo que o fator de atrito só depende da rugosidade relativa.

O efeito do atrito é preponderantemente influenciado pelo tamanho e configuração da aspereza, visto que a ruptura da subcamada limite laminar torna as tensões tangenciais viscosas negligenciáveis (PORTO, 2006). Dentro da subcamada limite laminar os efeitos da viscosidade são importantes e fora dela os fluidos podem ser considerados não viscosos. A espessura da subcamada limite é dada pela seguinte expressão:

$$\delta = \frac{11,6\nu}{u_*} \quad (3.11)$$

nas quais:

δ é a espessura da subcamada limite (m);
 ν é a viscosidade cinemática do fluido (m²/s);
 u_* é a velocidade de cisalhamento (m/s).

O escoamento é classificado como hidraulicamente liso quando $\delta > 3d_s$ e hidraulicamente rugoso quando $\delta < d_s/6$ (JULIEN, 2002).

Para que um modelo físico reduzido represente adequadamente um protótipo, deve-se respeitar (OLIVEIRA, 1980 e JULIEN, 2002):

- Semelhança geométrica: ocorre quando as dimensões lineares do modelo e protótipo são mantidas constantes. A semelhança geométrica é exata quando as escalas de comprimento vertical z_r e horizontal x_r (direção de jusante) e y_r (direção lateral) são idênticas e é distorcida se as escalas verticais e horizontais não são idênticas, São exemplos de variáveis geométricas: comprimento, área e volume;
- Semelhança cinemática: refere-se a parâmetros que envolvem movimento, ou seja, as trajetórias das partículas no modelo são similares as do protótipo. Como variáveis cinemáticas pode-se citar velocidade, aceleração, viscosidade cinemática, vazão, etc.;
- Semelhança dinâmica: refere-se a parâmetros que envolvem força, como por exemplo, massa, densidade, peso específico, viscosidade dinâmica, tensão de cisalhamento, dentre outras. O conceito básico de similaridade dinâmica traduz-se basicamente no fato de que as forças individuais, que atuam sobre elementos fluidos correspondentes, devem ter a mesma relação de força em ambos os sistemas.

A manutenção dessas três semelhanças em um modelo hidráulico é possível somente se este apresentar a escala real do protótipo. Diante disso, é preciso determinar o fenômeno físico predominante no modelo a ser estudado podendo ser necessário, por

exemplo, negligenciar os termos gravitacionais ou viscosos, permitindo assim definir as escalas do modelo físico.

Para modelos de superfície livre, os efeitos gravitacionais são tipicamente predominantes (JULIEN, 2010) e a resistência ao escoamento não depende da viscosidade quando se considera os escoamentos hidraulicamente turbulentos ($Re > 1.000$) rugosos ($Re^* > 70$ e $\delta < d_s/6$). Neste sentido, os resultados do modelo podem ser convertidos para o protótipo pela semelhança do número de Froude, conforme indicado na Tabela 3.

Tabela 3 – Razões de escala para semelhança do número de Froude para modelos sem distorção

Variável	Fator de escalar
Linear	L_r
Área	L_r^2
Volume	L_r^3
Tempo	$L_r^{1/2}$
Velocidade	$L_r^{1/2}$
Vazão	$L_r^{5/2}$
Vazão específica	$L_r^{3/2}$
Pressão	L_r
Peso	L_r^3
Força	L_r^3
Coefficiente de Manning	$L_r^{1/6}$

Fonte: adaptado de Oliveira (1980)

O fator de escala (L_r) máximo recomendado é de 1:100, que equivale a um erro de 10 cm em um protótipo, para um erro de medição de 1 mm no modelo (JULIEN, 2002).

3.4 Modelos físicos de barragens de enrocamento

O Ministério de Ciência e Inovação da Espanha financiou os projetos XPRES (2007 – 2010) e E-DAMS (2010-2013), que foi um trabalho conjunto realizado pela Universidade Politécnica de Madrid (UPM), pelo Centro de Estudos Hidrográficos (CEDEX) e pelo Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia (CIMNE), com o objetivo principal de estudar o início e a evolução da brecha causada pelo

galgamento de barragens de enrocamento por meio de modelos físicos reduzidos e modelagem numérica (LARESE, 2012). Foram realizados mais de 100 experimentos, variando-se alguns parâmetros tais como declividade do talude de jusante, o tipo de impermeabilização, material utilizado, dentre outros e foram utilizados 3 canais com diferentes dimensões. Todavia estes trabalhos foram desenvolvidos para avaliar estruturas que não foram projetadas para suportar o galgamento contínuo durante a vida operacional.

Dentre as publicações pesquisadas sobre barragens de enrocamento, as teses e artigos, produzidas em função dos projetos supracitados, estão entre os mais abrangentes e atualizados na área.

Na Tabela 4 são apresentados alguns trabalhos recentes que utilizaram modelo reduzido para avaliação da percolação e/ou galgamento em barragens de enrocamento, sendo que nos estudos desenvolvidos por Alves *et al.* (2016) e Roshanfekar (2013) a geometria da barragem se assemelha com os diques que foram avaliados nesta dissertação e serviram como referência para comparação dos resultados obtidos.

Tabela 4 – Trabalhos recentes envolvendo modelo reduzido de barragens de enrocamento

Autor	Tipo de estrutura	Inclinação do talude de jusante H:V	Avaliação do fluxo de água
Hiller <i>et al.</i> (2018a)	Rip-rap do talude de jusante de barragem	1,5:1,0	Galgamento
Hiller <i>et al.</i> (2018b)	Rip-rap do talude de jusante de barragem	1,5:1,0	Galgamento
Alves <i>et al.</i> (2016)*	Barragem de enrocamento sem impermeabilização, com impermeabilização do talude de montante e núcleo impermeável	1,0:1,0 a 3,5:1,0	Percolação e Galgamento
Larese <i>et al.</i> (2015)*	Barragem de enrocamento sem impermeabilização e com núcleo impermeável	1,5:1,0	Percolação e Galgamento
Javadi e Mahdi (2014)	Barragem de enrocamento com núcleo impermeável	1,0:1,0 a 1,7:1,0	Galgamento
Morán (2013)*	Barragem de enrocamento com berma de proteção no talude de jusante	1,5:1,0 a 3,0:1,0	Percolação
Siddiqua <i>et al.</i> (2013)	Barragem de enrocamento sem impermeabilização	1,0:1,0 a 2,0:1,0	Percolação
Roshanfekar (2013)	Barragem de enrocamento sem impermeabilização	1,0:1,0 a 3,0:1,0	Percolação

* Publicações resultantes dos projetos do Ministério de Ciência e Inovação da Espanha.

Alves *et al.* (2016) realizaram 61 testes experimentais, variando-se tamanho do enrocamento, altura e largura da barragem, declividade do talude de jusante e tipo de elemento impermeável (sem elemento impermeável (SEI) e face a montante (PI) e núcleo central (CN) impermeáveis), com o objetivo de avaliar como estes parâmetros afetam a vazão que inicia a falha (Q_i) e também a vazão final necessária para romper todo o talude de jusante (Q_f) de barragens de enrocamento, por galgamento. As barragens foram construídas sem compactação. A vazão específica de falha foi influenciada pelo tipo de material granular utilizado durante a campanha experimental, sendo que um enrocamento com maior diâmetro seria mais permeável, exigindo maior vazão específica de falha.

Todavia, o diâmetro do enrocamento também afeta o peso da partícula e não apenas a permeabilidade. Além disso, o formato do bloco e a compactação também podem afetar a permeabilidade. Estas variáveis não foram analisadas por Alves *et al.* (2016).

Os autores observaram que, na maioria dos casos, a vazão específica de falha inicial e final para barragens com núcleo central foi mais baixa do que as com uma face a montante impermeável ou nenhum elemento impermeável. Os testes com face a montante impermeável e testes sem elemento impermeável apresentaram valores bastante semelhantes. Os pesquisadores citam que uma possível explicação seria a menor quantidade de enrocamento a ser saturado nas barragens com núcleo central, o que implicaria uma maior elevação da linha de saturação. Por outro lado, as barragens com face a montante impermeável possuem linhas de fluxo mais longas que resultariam em gradientes hidráulicos mais baixos, o que também implicaria uma elevação da linha de saturação. Ambos os efeitos físicos se opõem e podem dar um efeito final insignificante.

Um fator que não foi considerado pelos autores é a dissipação de energia causada pela passagem da água pelos blocos, podendo ser uma provável explicação pelo fenômeno citado no parágrafo anterior.

Roshanfekar (2013) determinou a linha freática e a vazão percolada em dois canais, um com largura de 31 cm e o outro com 38,5 cm. As barragens foram construídas com

altura de 30 cm, variando-se o talude de jusante entre 1,0 a 3,0H:1,0V e o diâmetro mediano dos blocos (D_{50}) utilizados foi de 17, 22 mm.

3.4.1 Vazões específicas limite

Alves *et al.* (2016) a partir dos experimentos realizados, os quais foram citados no item anterior, obtiveram as seguintes equações para determinação a vazão que inicia e finaliza a falha das barragens de enrocamento:

$$q_i^* = -0,0062 + 0,2197k_{eq}^* - 0,0008N \quad (3.12)$$

$$q_f^* = -0,0049 + 0,4242k_{eq}^* - 0,0041N \quad (3.13)$$

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{gH^3}} \quad (3.14)$$

$$k_{eq}^* = \frac{k_{eq}}{\sqrt{gH}} \quad (3.15)$$

nas quais:

q_i^* é a vazão específica inicial de falha adimensionalizada;

q_f^* é a vazão específica final de falha adimensionalizada;

k_{eq}^* é o coeficiente de permeabilidade adimensionalizado;

N é a inclinação do talude de jusante da barragem ($N = H:V$);

q é a vazão específica, dada pela vazão dividida pela largura da crista da barragem ($m^3/s.m$);

k_{eq} é o coeficiente de permeabilidade (m/s);

g é a aceleração da gravidade ($9,81 m/s^2$);

H é a altura da barragem (m).

As vazões específicas de falha adimensionalizadas (q^*) são afetadas principalmente pelo coeficiente de permeabilidade adimensionalizado (k_{eq}^*), sendo que a inclinação do talude de jusante da barragem (N) também afeta as descargas, mas não de maneira tão importante quanto k_{eq}^* (ALVES *et al.*, 2016). Estas equações são válidas apenas para a faixa de k_{eq}^* estudada no modelo (0,04 a 0,10).

Os autores utilizaram 50 testes para calibrar o modelo e 11 para validação. A calibração da equação (3.12) apresentou um erro relativo médio de 5,4%, desvio padrão de 24,5% e coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,728, enquanto que para a equação (3.13) o erro relativo médio foi de 2,6%, desvio padrão de 17,6% e R^2 igual a 0,791. Para a validação, a equação (3.12) apresentou erro relativo médio de 4,2%, desvio padrão de 15,7% e módulo do erro relativo máximo foi de 29,6% e na equação (3.13) o erro relativo médio foi de 1,8%, desvio padrão de 21,4% e módulo do erro relativo máximo foi de 21,4%.

Uma crítica a esta formulação é que a vazão específica de falha adimensionalizada diminui na medida em que o talude se torna mais abatido (maior valor de N), o que contradiz os demais trabalhos na área. Na medida em que o talude fica mais íngreme, aumenta-se a componente horizontal da força peso nos blocos de enrocamento, que é uma força desestabilizadora, além de aumentar a velocidade do fluxo de água que passa sobre o talude.

3.4.2 Formulações para dimensionamento do D_{50}

Eletrobrás (2003) recomenda que, na fase de projeto básico, a dimensão dos blocos do enrocamento de proteção para revestimento de canais ou para construção dos diques de fechamento em água corrente (ensecadeiras) seja determinada a partir da formulação indicada por USACE (1977, Equação (3.16)). Para os casos mais complexos, a definição final do projeto nessa publicação recomenda confirmação em modelo reduzido.

$$v = c \left[2g \left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \right) \right]^{1/2} (D_{50})^{1/2} \quad (3.16)$$

nas quais:

v é a velocidade (m/s);

c é a constante de Isbash (0,86 para fluxos de alta turbulência e 1,20 para baixa turbulência);

γ_s é o peso específico dos bloco (N/m^3);

γ_w é o peso específico da água (N/m^3);

D_{50} é o diâmetro mediano dos blocos (m).

Javadi e Mahdi (2014) realizaram testes experimentais no laboratório da Escola Politécnica de Montreal para avaliar o início de falha por galgamento de uma barragem em enrocamento com núcleo, e desenvolveram uma fórmula empírica (Equação (3.17)) para cálculo da profundidade crítica de transbordamento na crista da barragem. Os ensaios foram executados variando-se o tamanho dos blocos entre 10 e 25 mm, a inclinação do talude de jusante de 30 a 45° e a inclinação do leito entre 0 e 5°. A posição crítica, onde ocorreu o início da brecha, foi na base do talude de jusante. Os blocos utilizados no experimento apresentaram densidade relativa de aproximadamente 2,7.

$$\frac{D_{cr}}{H} = (0,0391 - 0,4446 \tan \theta) \left[0,1299 + 0,4173 \left(\frac{D_{50}}{H} \right)^{0,7247} \right] (0,3931 - 0,2042 \tan \alpha) \quad (3.17)$$

nas quais:

D_{cr} é a profundidade crítica de galgamento (m);

D_{50} é o diâmetro mediano dos blocos (m);

H é a altura da barragem (m);

α é a inclinação do talude de jusante da barragem (°);

θ é a declividade do leito (°).

A Equação (3.17) é válida para: $30^\circ < \alpha < 45^\circ$; $0^\circ < \theta < 5^\circ$ e $0,023 < D_{50}/H < 0,046$.

3.4.3 Metodologia experimental

Neste item são descritos os procedimentos de teste adotados pelos autores citados na Tabela 4, que serviram para validar algumas metodologias experimentais utilizadas nesta dissertação.

Alves *et al.* (2016) utilizaram parede de alvenaria e tela plástica sobre grades metálicas verticais para simular a impermeabilização do núcleo e talude de montante durante os experimentos.

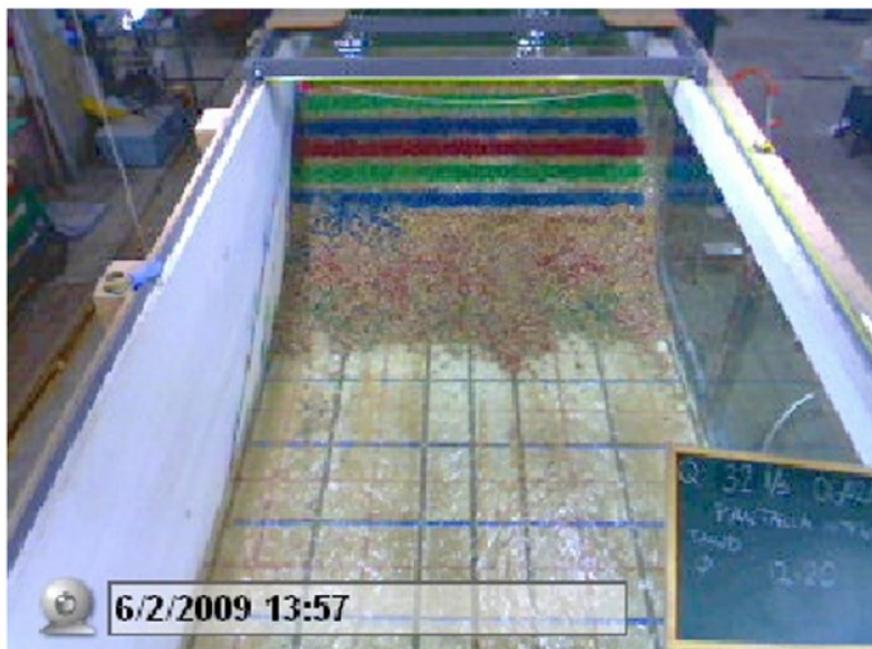
3.4.3.1 Critério de falha

Durante a passagem da primeira cheia no dique de enrocamento ocorrem alguns deslocamentos de blocos que não causam danos à estrutura. Uma grande dificuldade

no desenvolvimento deste trabalho foi definir o que seria considerado um deslocamento de blocos que realmente cause danos, podendo levar à ruptura do dique. O critério adotado foi considerar ruptura o deslocamento de uma camada com 2 vezes o D_{50} de espessura, conforme especificado em trabalhos de diversos autores que propõem critérios para o dimensionamento de canais em enrocamento (Robinson *et al.*, 1998; Baptista e Lara, 2016). Para facilitar a identificação desta camada foi realizada a pintura dos blocos, conforme detalhado no item 4.4.4.2. Larese *et al.* (2015) e Morán (2013) também utilizaram blocos coloridos em seus ensaios para identificar o avanço da falha devido ao galgamento em barragens de enrocamento, conforme exibido na Figura 9 e Figura 10. esta técnica também foi utilizada por Lopez (2019) para avaliar o deslocamento de blocos.

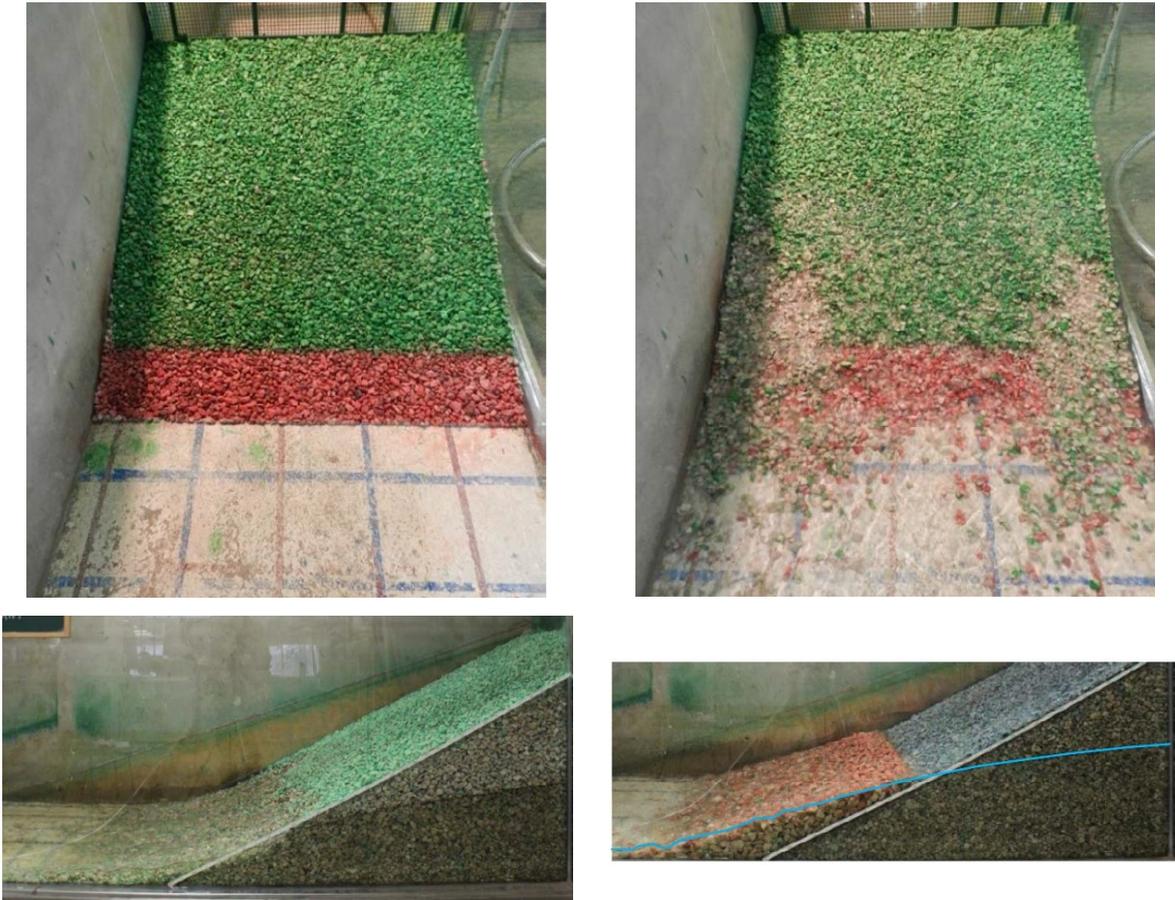
Alves *et al.* (2016) citam que a falha inicia-se no pé da barragem, progredindo para montante até atingir a crista. Os autores afirmam que até a ocorrência da vazão inicial de ruptura (Q_i), nenhum dano é observado na barragem. Para efeitos práticos, foi considerado Q_i como sendo a média entre a primeira vazão que causa dano à estrutura e a última que não causa danos. Todavia os autores não citam o que é considerado dano.

Figura 9 – Medições do avanço da falha utilizando blocos coloridos



Fonte: Larese *et al.* (2015).

Figura 10 – Resultado de ensaio indicando o avanço da falha por meio de blocos coloridos.



Fonte: Morán (2013)

Figura 11 – Resultado de ensaio avaliando o deslocamento de blocos por meio de blocos coloridos.



Fonte: Lopez (2019).

3.4.3.2 Hidrograma

Alves *et al.* (2016) utilizaram incremento gradual da vazão até a ocorrência da falha completa do talude de jusante. Cada vazão foi mantida constante até que se atingisse uma condição estável, isto é, até que nenhum dano adicional fosse observado no talude de jusante ou nenhuma alteração nos níveis de água ou pressão.

4 MATERIAL E MÉTODOS

Para avaliar a estabilidade hidráulica de diques homogêneos de enrocamento galgáveis foram realizados ensaios, utilizando modelos físicos em escala reduzida, em dois canais existentes no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG).

Uma prática que comumente tem sido adotada no CPH é a execução dos experimentos em escala menor, para definir a metodologia de ensaio e diminuir os percalços, e posteriormente, os ensaios são realizados em um canal com maiores dimensões, em que são necessários um maior tempo e/ou o número de pessoas para a execução dos ensaios. Ademais, esta prática permite avaliar o efeito de escala entre os modelos.

No próximo item é realizada a descrição dos dois aparatos experimentais que foram utilizados nesta pesquisa.

4.1 Descrição dos aparatos experimentais

4.1.1 Aparato Experimental do Canal A

4.1.1.1 Descrição do canal

Na Figura 11 é exibido o aparato experimental do Canal A, que é constituído por um circuito fechado com um reservatório de montante (com alguns blocos para diminuir a turbulência da água na entrada), o canal, dois reservatórios de jusante (o primeiro para reter os sedimentos, caso existam, e o segundo para armazenar a água que é bombeada para o reservatório de montante), um conjunto motobomba e um medidor eletromagnético de vazão (Figura 13). A vazão no modelo é regulada manualmente por meio de uma válvula tipo gaveta.

O canal possui fundo e paredes em acrílico e dimensões de 14 cm de base, 25 cm de altura e aproximadamente 2,70 m de comprimento.

Durante a realização dos ensaios colocava-se um cesto sobre o primeiro reservatório de jusante para coleta do material do dique (Figura 14).

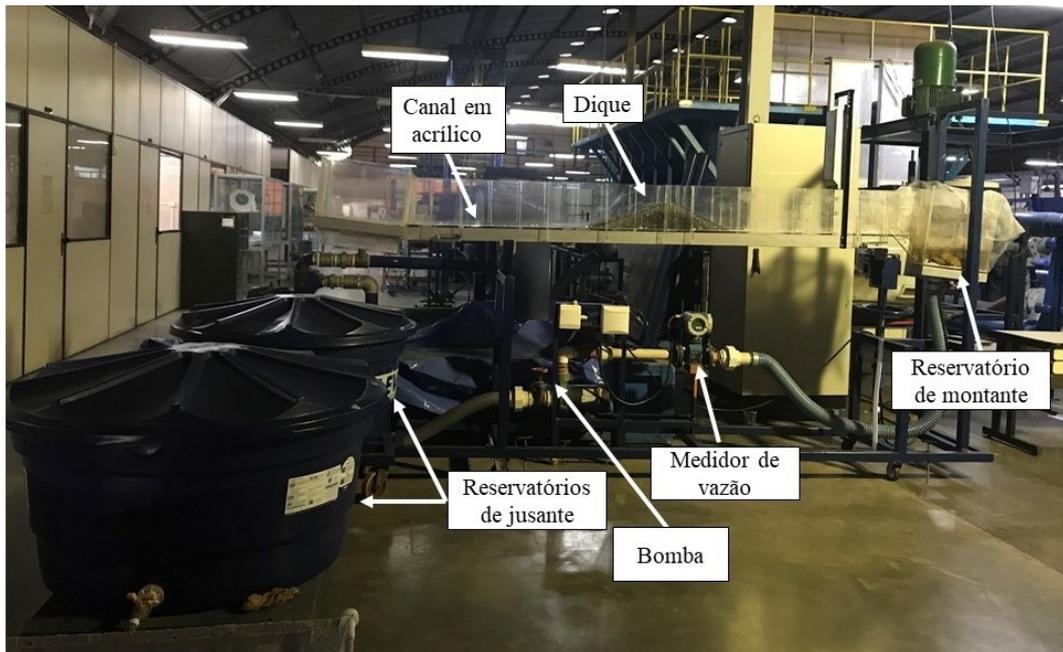
Figura 12 - Arranjo geral - Canal A**Figura 13 – Detalhe do medidor eletromagnético de vazão - Canal A**

Figura 14 – Detalhe do cesto - Canal A



4.1.1.2 Descrição dos diques

Os diques do Canal A eram executados a 1,0 m do início do canal, para formar um reservatório a montante do dique e evitar efeitos de entrada. O canal foi mantido com declividade nula com o intuito de simular uma bacia de dissipação USBR Tipo I no pé do dique (exutório do sistema extravasor).

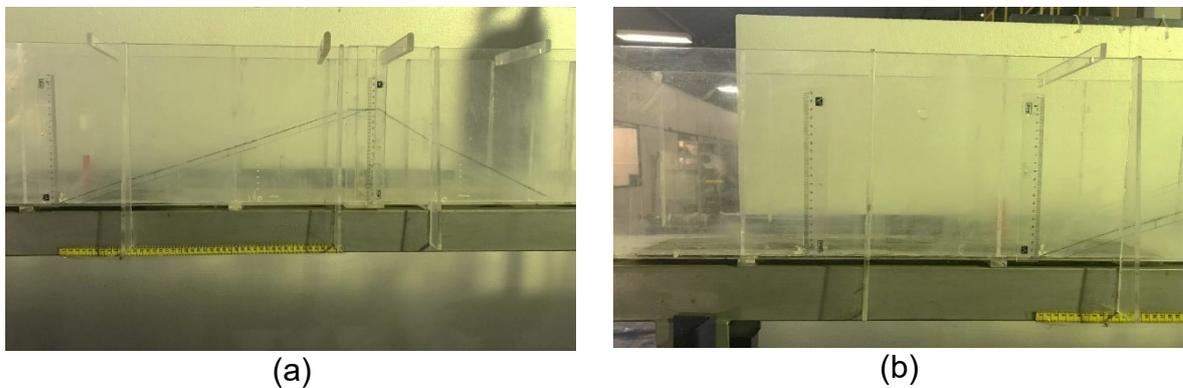
Os barramentos foram construídos com brita 0, diâmetro variando entre 2 mm e 8 mm, altura de 15 cm, crista com largura de 5 cm, inclinação do talude de montante de 2,0H:1,0V e de jusante de 3,0H:1,0V (18,4°; 33,3%). Para nortear a execução correta dos diques, traçou-se sua geometria nas duas laterais do canal [Figura 15 (a)].

A escolha da utilização desta faixa de diâmetro foi realizada em função do material disponível no CPH e devido às características e dimensões comumente utilizadas nestes diques na mineração, considerando-se o fator de escala que será adotado para conversão dos modelos em protótipos (Item 4.7).

Outra prática que tem sido adotada no CPH, quando se trata de ensaios envolvendo estabilidade ou ruptura de barragens, é a inserção de fita antiderrapante (lixa adesiva) no fundo e/ou nas laterais dos canais, para evitar que a baixa rugosidade do vidro e acrílico dos canais cause um deslocamento precoce do material da barragem e interfira nos resultados.

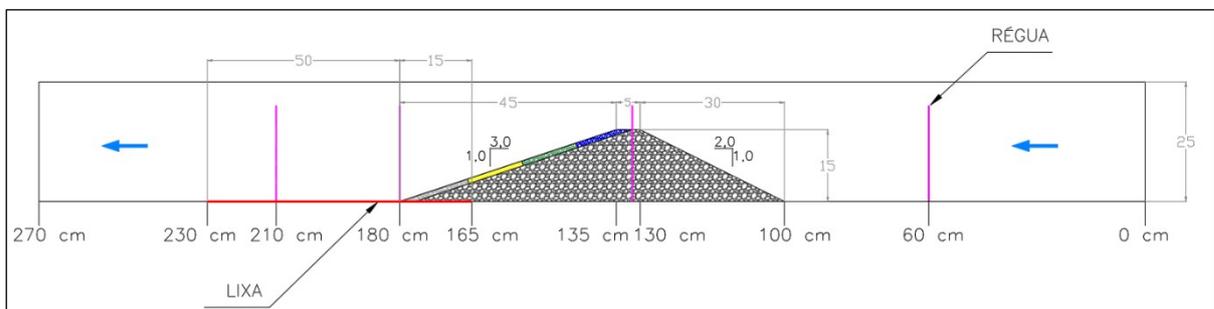
No Canal A, a fita antiderrapante foi fixada numa extensão de 65 cm (50 cm a jusante do dique e a 15 cm para montante a partir do pé do dique), cobrindo toda a largura do canal nesta faixa, conforme indicado na Figura 15 (b).

Figura 15 – Detalhes do traçado da geometria do dique na lateral do canal (a) e da fita antiderrapante (b) - Canal A



Na Figura 16 é apresentado o perfil do experimento do Canal A, com indicação da localização do dique, da fita antiderrapante e dos locais de medições da profundidade hidráulica.

Figura 16 – Perfil - Canal A



4.1.2 Aparato Experimental do Canal B

4.1.2.1 Descrição do canal

O Canal B, que é mostrado na Figura 17, é construído em vidro com dimensões de 40 cm de base, 47,5 cm de altura e 10,0 m de comprimento. O sistema também é constituído por um sistema fechado, com recirculação da água. Há três conjuntos motobombas instalados no canal, todavia, apenas um foi suficiente para bombear a vazão necessária para o experimento. A vazão bombeada foi regulada automaticamente por um inversor de frequências. Utilizou-se um medidor ultrassônico móvel, que foi instalado na tubulação de recalque que estava em operação durante os experimentos, para realizar as medições das vazões afluentes ao reservatório (Figura 18). O medidor ultrassônico foi emprestado pela TEC3 Geotecnia e Recursos Hídricos, para sua utilização durante os ensaios no Canal B.

Figura 17 - Arranjo geral - Canal B

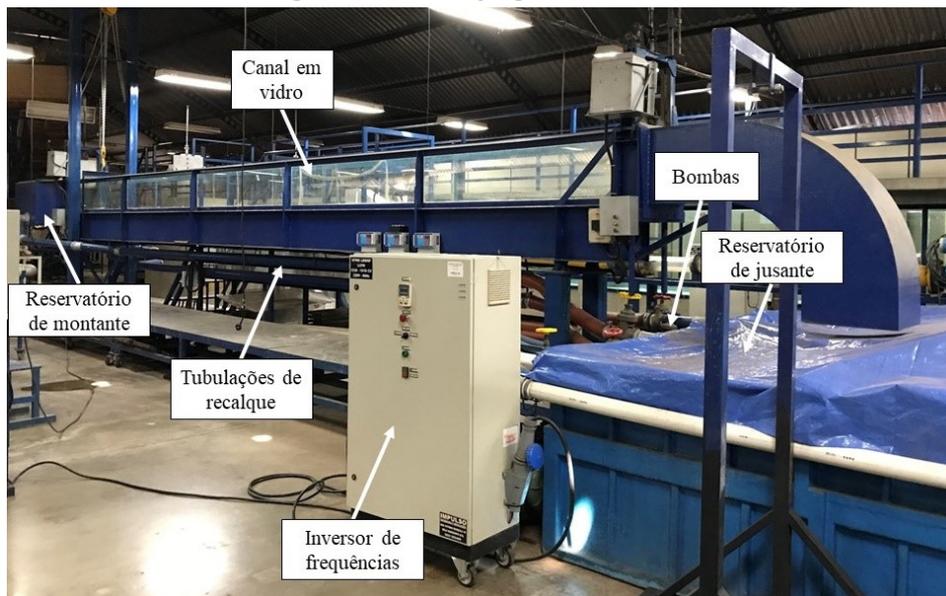
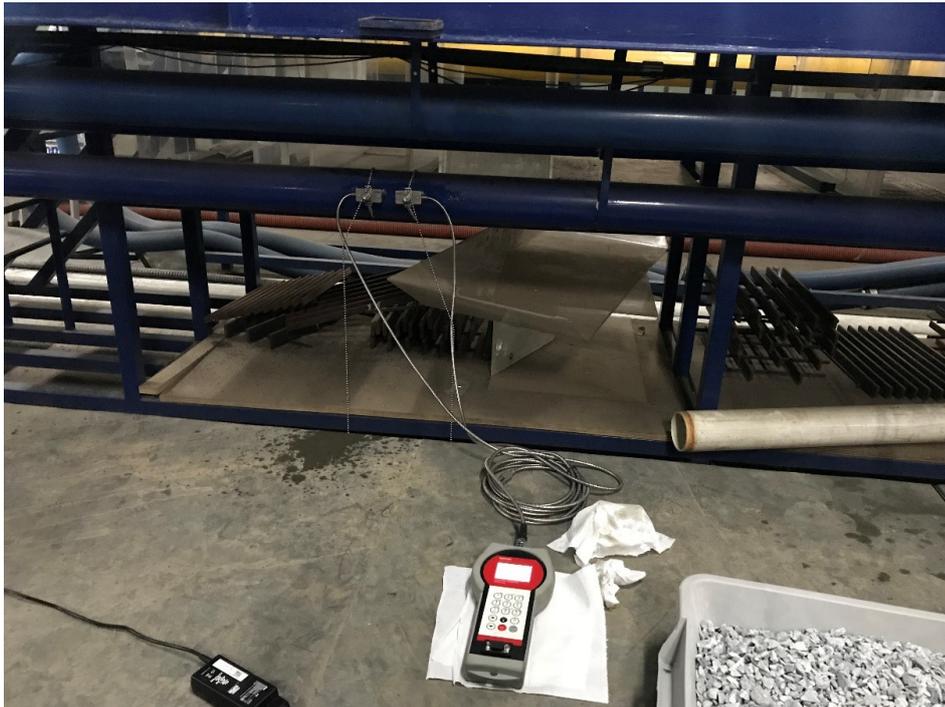


Figura 18 – Detalhe do medidor ultrassônico de vazão - Canal B



4.1.2.2 Descrição dos diques

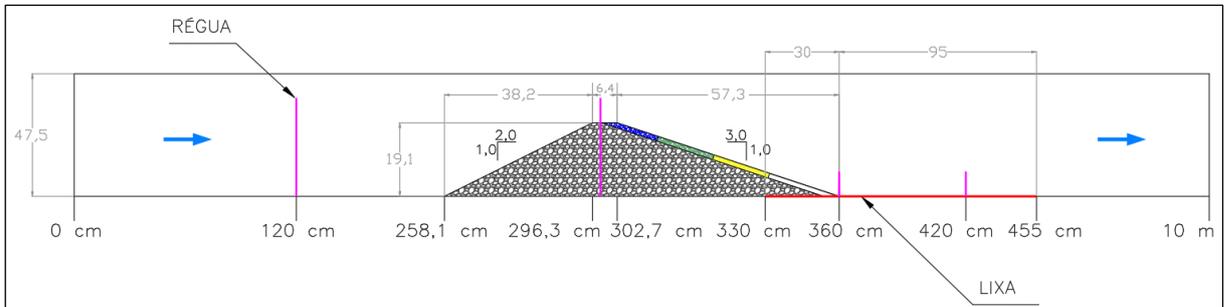
Os diques do Canal B foram executados com brita 0, diâmetro variando de 4 mm a 16 mm, ou seja, faixa com o dobro da utilizada no Canal A. O plano inicial era construir um dique no Canal B com o dobro da altura e diâmetro do Canal A. Todavia, como será apresentado no Item 4.2, o fator de escala entre o diâmetro mediano (D_{50}) dos blocos de cada canal foi de 1,34 e não havia tempo disponível para realizar a separação das britas de forma a atender o fator de escala de 2,00.

Diante do exposto, os diques do Canal B foram construídos com altura de 19,1 cm, largura de crista de 6,4 cm e mesmas inclinações de taludes dos diques do Canal A (2,0H:1,0V a montante e 3,0H:1,0V a jusante).

Os diques foram construídos a 2,58 m do início do canal e a fita antiderrapante foi fixada numa extensão de 1,25 m (95 cm a jusante do dique e a 30 cm para montante a partir do pé do dique), cobrindo toda a largura do canal nesta faixa.

Na Figura 19 é apresentado o perfil do experimento do Canal B, com indicação da localização do dique, da fita antiderrapante e dos locais de medições da profundidade hidráulica.

Figura 19 – Perfil - Canal B



4.2 Propriedades físicas da brita

Neste item são apresentadas as propriedades físicas da brita utilizada para a construção dos diques dos canais A e B: índices físicos, análise granulométrica, fator de forma e ângulo de atrito.

4.2.1 Índices físicos

Os índices físicos de interesse para caracterização da brita são dados pelas seguintes equações (JULIEN, 2010):

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \quad (4.1)$$

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g \quad (4.2)$$

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma} = \frac{\rho_s}{\rho} \quad (4.3)$$

$$\gamma' = \gamma_s - \gamma = \gamma(G - 1) \quad (4.4)$$

nas quais:

ρ é a massa específica da água (kg/m^3);

ρ_s é a massa específica dos sólidos ou dos grãos (kg/m^3);

γ é o peso específico da água (N/m^3);
 γ' é o peso aparente dos sólidos ou dos grãos (N/m^3);
 γ_s é o peso específico dos sólidos ou dos grãos (N/m^3);
 M_s é a massa dos sólidos ou dos grãos (kg);
 V_s é o volume dos sólidos ou dos grãos (m^3);
 g é a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$);
 G é o peso específico relativo dos sólidos (adimensional).

Para determinar a massa específica da amostra de brita, pesou-se 500 g do material, o qual foi introduzido em um béquer que continha 200 mL de água e foi realizada a leitura do volume, sendo que o volume de sólidos (V_s) é a diferença entre este volume medido (V) e o volume de água (V_w). Este procedimento foi realizado 3 vezes para a brita de cada canal. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5– Índices físicos da brita

Parâmetro	Canal A				Canal B			
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média
M_s (kg)	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
V_w (L)	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
V (L)	0,390	0,390	0,395	0,392	0,390	0,390	0,400	0,393
V_s (L)	0,190	0,190	0,195	0,192	0,190	0,190	0,200	0,193
ρ_s (kg/L)	2.632	2.632	2.564	2.609	2.632	2.632	2.500	2.588
γ_s (kN/m^3)	25,8	25,8	25,2	25,6	25,8	25,8	24,5	25,4
G	2,63	2,63	2,56	2,61	2,63	2,63	2,50	2,59

Tabela 6 – Valores típicos peso específico relativo de minerais comuns

Mineral	Peso específico (G)
Quartzo	2,65
Caulinita	2,60
Ilita	2,80
Montmorilonita	2,65-2,80
Haloisita	2,00-2,55
Feldspato potássico	2,57
Feldspatos sódico e cálcico	2,62-2,76
Clorita	2,60-2,90
Biotita	2,80-3,20
Muscovita	2,76-3,10
Hornblenda	3,00-3,47
Limonita	3,60-4,00
Olivina	3,27-3,70

Fonte: adaptado de Das e Sobhan (2018)

Hematita Goethítica	2,71
Hematita Compacta	4,60
Hematita Friável	3,37
Itabirito Manganésífero	2,37
Canga	3,18
Itabirito Goethítico	2,37
Itabirito Compacto	3,14
Itabirito Friável Rico	2,87
Itabirito Friável Pobre	2,60
Itabirito Friável	2,60
Quartzito Ferruginoso	2,63

Fonte: adaptado de Rocha (2008)

4.2.2 Análise granulométrica

A análise granulométrica dos blocos de brita foi realizada por meio de peneiramento manual, utilizando-se as peneiras com aberturas normalizadas de 16, 8; 4; 3,35 e 2 mm, que estão disponíveis no CPH.

A partir da massa percentual acumulada que passa em cada peneira foi elaborada a curva granulométrica do material utilizado na construção dos diques dos canais A e B, as quais são apresentadas na Figura 20 e Figura 21, respectivamente.

Figura 20 – Curva granulométrica - Canal A

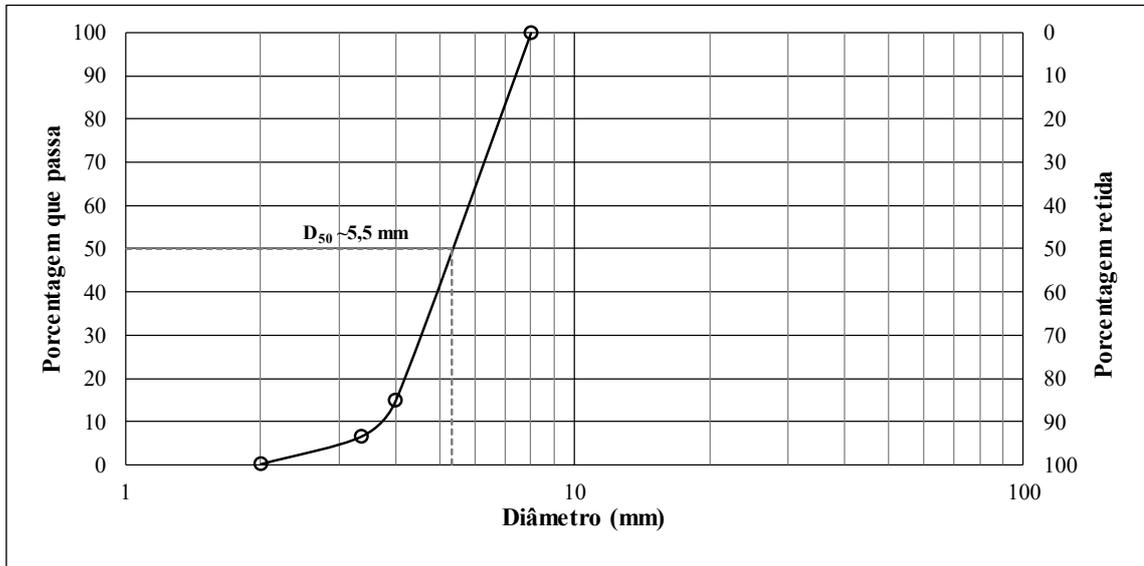
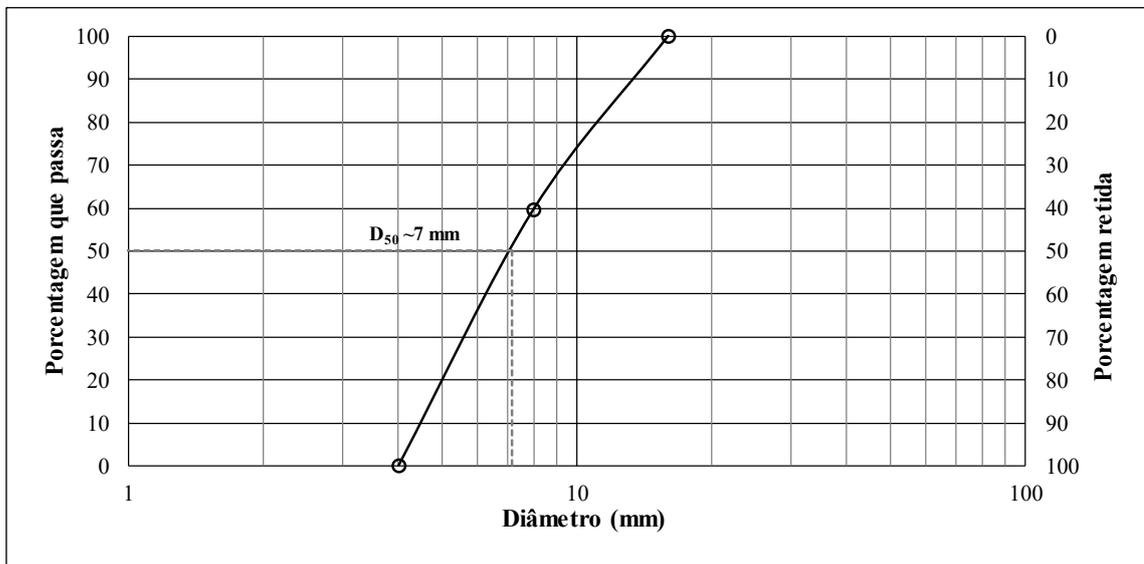


Figura 21 – Curva granulométrica - Canal B



A partir da curva granulométrica, pode-se determinar os diâmetros equivalentes à abertura da malha da peneira em que determinada porcentagem do material peneirado passa, D_{50} , diâmetro abaixo do qual se situam "50%" em peso das partículas.

Alguns parâmetros podem ser calculados a partir de diâmetros característicos (PINTO, 2006):

$$\boxed{CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}}} \quad (4.5)$$

$$\boxed{CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}} \quad (4.6)$$

nas quais:

CNU é o coeficiente de não uniformidade (adimensional);

CC é o coeficiente de curvatura (adimensional);

D_{10} é o diâmetro abaixo do qual se situam 10% em peso das partículas (mm). Também é referido como diâmetro efetivo do solo, pois apresenta boa correlação com a permeabilidade do solo;

D_{30} é o diâmetro abaixo do qual se situam 30% em peso das partículas (mm);

D_{60} é o diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas (mm).

Conforme Pinto (2006), o coeficiente de não uniformidade indica a amplitude dos tamanhos dos grãos e o coeficiente de curvatura detecta melhor o formato da curva granulométrica e permite identificar eventuais descontinuidades ou concentração muito elevada de grãos mais grossos no conjunto. Quanto maior o valor de CNU , mais bem graduado é o material granular e para valores inferiores a 2 é denominado de material uniforme. O material é bem graduado quando CC está entre 1 e 3, e a curva desenvolve-se suavemente. Quando CC é menor que 1, a curva tende a ser descontínua; há falta de grãos com um certo diâmetro e quando é maior que 3, a curva tende a ser muito uniforme na parte central.

Outros parâmetros que comumente são calculados a partir de diâmetros característicos são os coeficientes de gradação, os quais são obtidos pelas seguintes equações (JULIEN, 2010):

$$\boxed{\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{1/2}} \quad (4.7)$$

$$Gr = \frac{1}{2} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right) \quad (4.8)$$

nas quais:

σ_g é a gradação do material (adimensional);

Gr é o coeficiente de gradação (adimensional);

D_{84} é o diâmetro abaixo do qual se situam 84% em peso das partículas (mm);

D_{50} é o diâmetro abaixo do qual se situam 50% em peso das partículas (mm);

D_{16} é o diâmetro abaixo do qual se situam 16% em peso das partículas (mm).

Na Tabela 7 são apresentados os parâmetros calculados a partir dos dados extraídos da curva granulométrica.

Tabela 7 – Parâmetros obtidos a partir da curva granulométrica

Parâmetro	Brita Canal A	Brita Canal B
D ₁₀	3,61	4,49
D ₁₆	4,04	4,82
D ₃₀	4,53	5,67
D ₅₀	5,33	7,16
D ₆₀	5,78	8,06
D ₈₄	7,02	12,16
CNU	1,6	1,8
CC	1,0	0,9
σ_g	1,3	1,6
Gr	1,3	1,6

4.2.3 Fator de forma

A forma das partículas pode ser expressa pelos seguintes parâmetros (JULIEN, 2010):

$$Sp = \left(\frac{\ell_b \cdot \ell_c}{\ell_a^2} \right)^{1/3} \quad (4.9)$$

$$Co = \left(\frac{\ell_b \cdot \ell_c}{\ell_a^2} \right)^{1/3} \quad (4.10)$$

nas quais:

Sp é a esfericidade da partícula (adimensional);

Co é o fator de forma de Corey (adimensional);

l_a é a medida do maior eixo da partícula (mm);

l_b é a medida do eixo intermediário da partícula (mm);

l_c é a medida do menor eixo da partícula (mm).

As dimensões dos três eixos da partícula foram determinadas a partir da inserção de imagens digitais no *software* AutoCAD (disponibilizado gratuitamente para estudantes), utilizando fator de escala a partir das réguas das imagens (Figura 22 a Figura 25). Para cada canal, utilizou-se uma amostra de 30 pedras, mesma quantidade utilizada por Campello (2017), que realizou a medição destes eixos para determinar o fator de forma da borracha. Os resultados são apresentados na Tabela 8.

Figura 22 – Imagem para medição dos eixos ℓ_a e ℓ_b das britas – Canal A

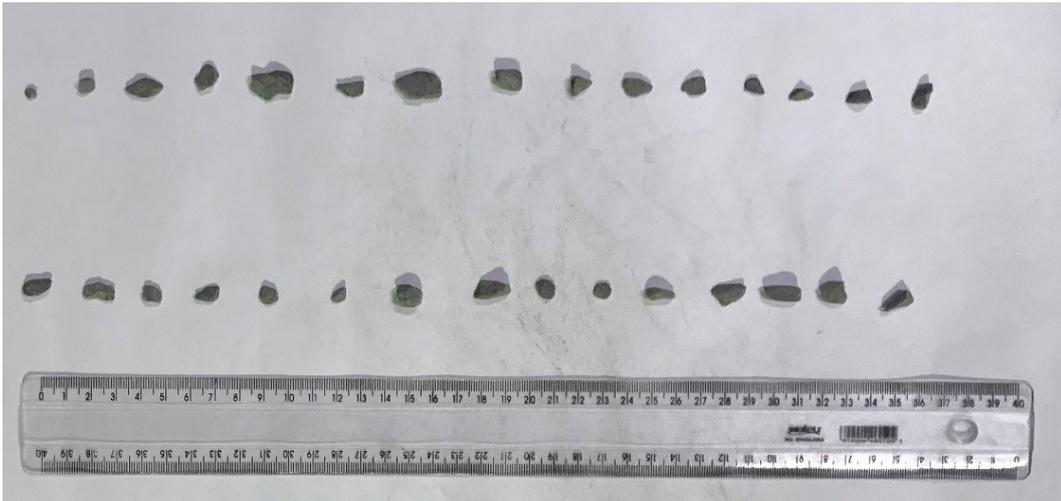


Figura 23 – Imagem para medição do eixo ℓ_c das britas – Canal A

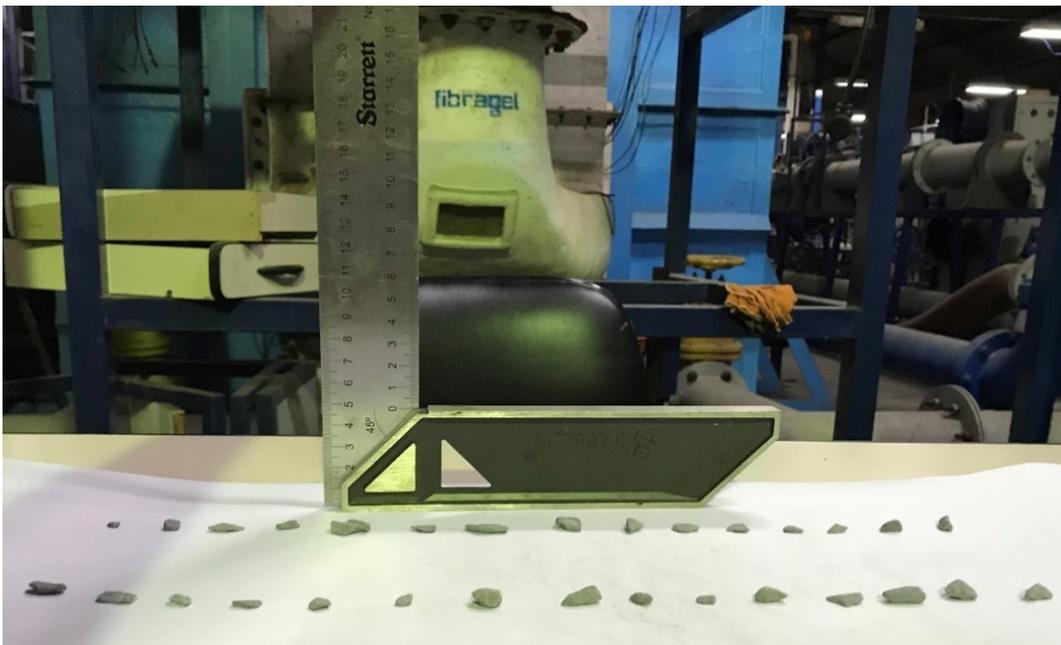


Figura 24 – Imagem para medição dos eixos ℓ_a e ℓ_b das britas – Canal B



Figura 25 – Imagem para medição do eixo ℓ_c – Canal B

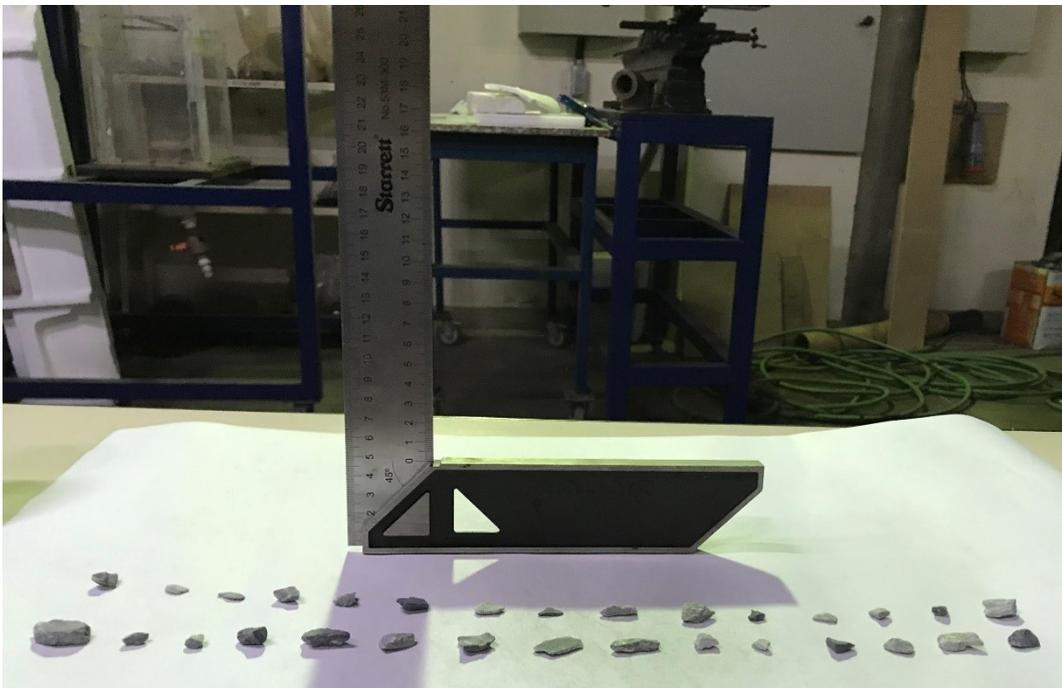


Tabela 8 – Fator de forma das britas

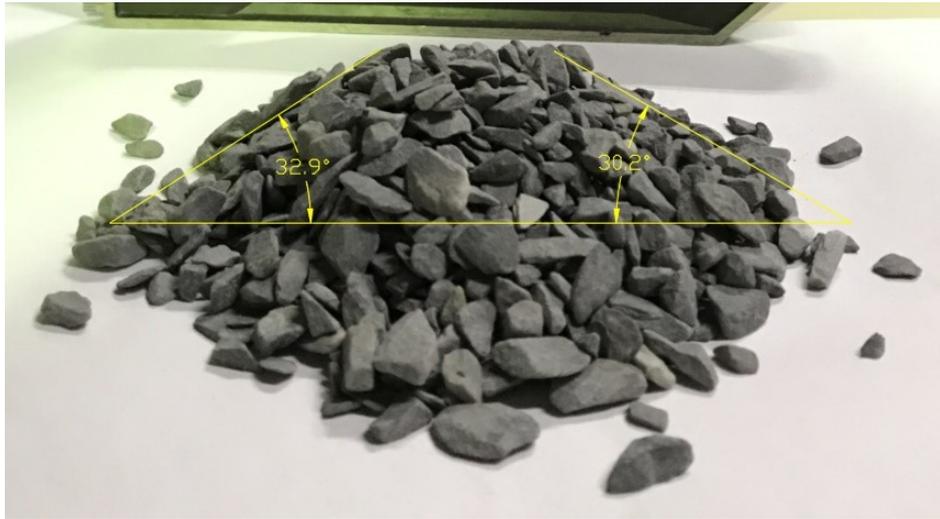
Amostra	Canal A						Canal B					
	l_a (mm)	l_b (mm)	l_c (mm)	Sp	Co	l_a/D_{50}	l_a (mm)	l_b (mm)	l_c (mm)	Sp	Co	l_a/D_{50}
1	5,34	3,86	2,63	3,33	0,58	1,00	13,79	7,90	6,67	9,17	0,64	1,93
2	7,07	6,07	1,61	2,66	0,25	1,33	18,30	11,34	0,69	1,13	0,05	2,56
3	15,43	7,96	0,74	0,95	0,07	2,90	12,77	7,51	0,82	1,13	0,08	1,78
4	10,44	7,08	0,73	1,08	0,08	1,96	12,03	8,90	6,84	11,59	0,66	1,68
5	18,01	8,79	2,51	3,22	0,20	3,38	7,45	4,95	1,45	1,88	0,24	1,04
6	10,93	5,52	0,79	0,89	0,10	2,05	10,48	8,63	3,29	5,94	0,35	1,46
7	19,52	11,46	1,61	2,54	0,11	3,66	21,71	7,12	1,38	1,26	0,11	3,03
8	12,74	8,69	2,69	4,29	0,26	2,39	19,59	9,51	1,40	1,83	0,10	2,74
9	8,71	6,38	1,31	1,97	0,18	1,63	16,25	16,17	2,92	7,37	0,18	2,27
10	11,76	7,16	0,55	0,76	0,06	2,21	15,23	10,59	5,32	9,18	0,42	2,13
11	9,85	6,85	0,43	0,64	0,05	1,85	20,15	7,70	2,75	2,86	0,22	2,82
12	8,56	4,66	0,44	0,49	0,07	1,61	13,88	8,83	1,43	2,18	0,13	1,94
13	10,22	4,63	3,94	3,88	0,57	1,92	8,19	7,11	3,18	5,55	0,42	1,14
14	10,45	5,86	4,86	5,95	0,62	1,96	12,04	5,12	3,61	3,52	0,46	1,68
15	11,61	6,75	5,96	7,85	0,67	2,18	25,72	11,13	7,52	9,61	0,44	3,59
16	12,35	6,70	1,93	2,42	0,21	2,32	13,21	12,46	5,90	13,16	0,46	1,85
17	13,02	6,40	0,60	0,69	0,07	2,44	8,06	6,34	5,58	8,79	0,78	1,13
18	9,65	6,58	0,80	1,16	0,10	1,81	9,57	6,26	4,77	6,62	0,62	1,34
19	10,13	6,59	3,37	4,74	0,41	1,90	9,98	6,49	5,60	7,84	0,70	1,39
20	7,83	6,92	1,59	2,79	0,22	1,47	8,01	7,42	4,62	8,55	0,60	1,12
21	7,55	4,48	2,15	2,50	0,37	1,42	16,04	10,74	4,01	6,78	0,31	2,24
22	10,64	9,49	7,96	15,61	0,79	2,00	18,04	6,74	3,46	3,39	0,31	2,52
23	15,14	7,22	6,58	7,76	0,63	2,84	11,45	5,42	1,77	1,88	0,22	1,60
24	8,72	6,71	4,89	7,76	0,64	1,64	13,18	9,21	2,64	4,36	0,24	1,84
25	6,95	6,83	3,63	6,81	0,53	1,30	14,87	12,51	3,21	6,64	0,24	2,08
26	12,00	6,66	3,53	4,49	0,39	2,25	9,73	8,78	3,48	6,70	0,38	1,36
27	13,90	7,23	3,45	4,32	0,34	2,61	13,88	8,89	4,22	6,50	0,38	1,94
28	15,15	6,11	4,53	4,53	0,47	2,84	13,34	4,35	2,63	2,03	0,34	1,86
29	12,19	9,87	4,83	9,00	0,44	2,29	11,31	5,41	4,45	4,78	0,57	1,58
30	12,80	6,57	4,48	5,37	0,49	2,40	13,48	10,67	8,37	15,78	0,70	1,88
Média	11,29	6,87	2,84	4,01	0,33	2,12	13,72	8,47	3,80	5,93	0,38	1,92
Desvio padrão	2,50	1,09	1,67	2,4	0,20	0,47	3,27	2,09	1,63	3,0	0,17	0,46
Mínimo	5,34	3,86	0,43	0,5	0,05	1,00	7,45	4,35	0,69	1,1	0,05	1,04
Máximo	19,52	11,46	7,96	15,61	0,79	3,66	25,72	16,17	8,37	15,78	0,78	3,59

4.2.4 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito ou de repouso é o ângulo máximo, em relação à superfície de contato, em que a partícula se mantém estável. Para sua determinação, adotou-se procedimento semelhante ao adotado por Campello (2017), em que um vasilhame cilíndrico, totalmente preenchido com brita, foi erguido com uma velocidade constante, formando uma pilha do material depositado. Este procedimento foi realizado três vezes

para o material de cada canal, medindo-se os ângulos nas imagens obtidas utilizando o programa AutoCAD (Figura 26 e Figura 27).

Figura 26 – Ângulo de atrito – Canal A



Amostra 1

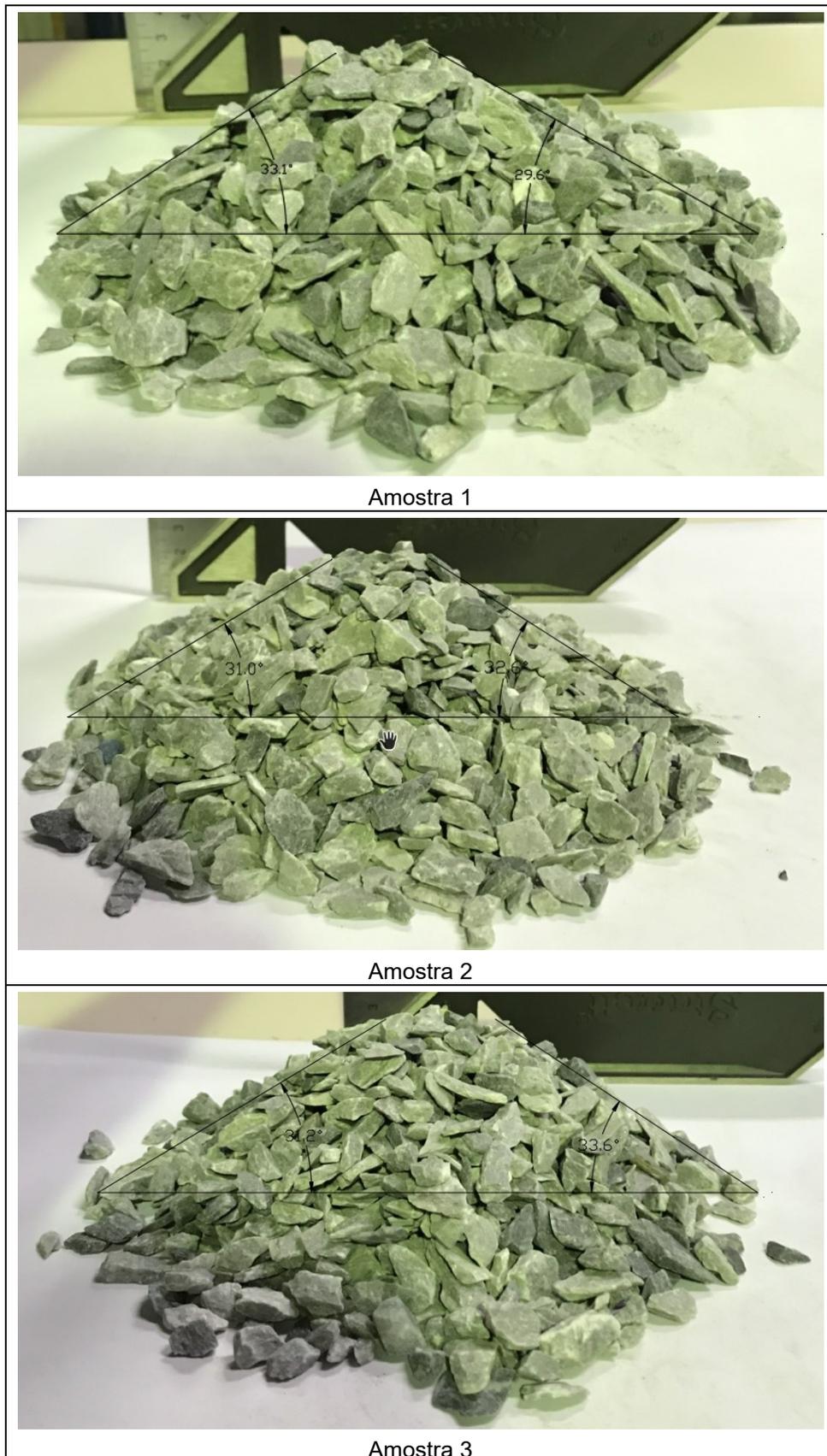


Amostra 2



Amostra 3

Figura 27 – Ângulo de atrito – Canal B



Os resultados estão exibidos na Tabela 9, sendo que a brita do Canal A apresentou um ângulo de repouso médio de 31,3° e o do Canal B, 31,9°.

Tabela 9 – Ângulo de atrito das britas

Amostra	φ (°)					
	Canal A			Canal B		
	Esquerdo	Direito	Média	Esquerdo	Direito	Média
1	32,9	30,2	31,6	33,1	29,6	31,4
2	30,4	31,9	31,2	31,0	32,6	31,8
3	32,6	30,0	31,3	31,2	33,6	32,4
Média	32,0	30,7	31,3	31,8	31,9	31,9
φ (°)	31,3			31,9		
φ (%)	60,9			62,1		
φ (H:V)	1,64			1,61		

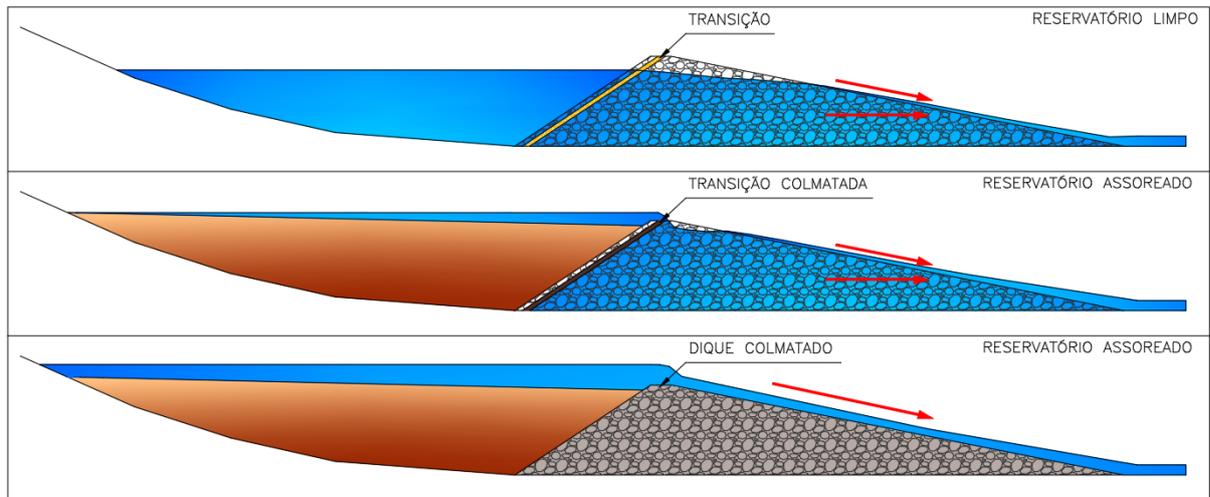
4.3 Cenários simulados

Conforme citado anteriormente, os diques de enrocamento galgáveis estão localizados a jusante de áreas com elevado potencial de geração de sedimentos, que causa o assoreamento do reservatório e pode levar a colmatação da camada de transição e, caso não haja a manutenção periódica de limpeza, pode ocorrer a colmatação de todo o maciço. Neste último caso, a percolação pelo maciço é interrompida, e todo aporte de vazão é galgado pelo maciço.

Na Figura 28 é indicado o fluxo de água considerando a estrutura operando com o reservatório limpo (situação 1) e com a colmatação da camada de transição (situação 2) e do maciço (situação 3).

No presente trabalho, simulou-se as situações 1 e 2, procurando-se identificar a que era mais crítica.

Figura 28 – Funcionamento do dique para condição de reservatório limpo e assoreado



Durante a construção dos diques de enrocamento galgáveis, geralmente os blocos são dispostos com tratores de esteira e escavadeiras, sem um controle técnico construtivo. Todavia, as barragens de enrocamento convencionais (com impermeabilização do núcleo ou do talude de montante) são executadas com controle da compactação e da umidade (CRUZ *et al.*, 2014). Nesta pesquisa também tentou-se simular estes dois cenários de compactação.

Diante do exposto, os cenários que foram simulados nos canais A e B (Tabela 10) foram definidos visando avaliar a influência da colmatação do paramento de montante e da compactação realizada durante a construção da estrutura na estabilidade hidráulica dos diques homogêneos de enrocamento galgáveis.

Tabela 10 – Cenários simulados nos modelos físicos reduzidos

Cenário	Dimensão do dique	Colmatação	Compactação	Condição inicial dos blocos	Ensaio
A-I	3,0H:1,0V H = 15 cm	sem colmatação	sem compactação	seco	3, 8, 9, 10, 12, 17 e 18
A-II				úmido	1, 2, 11 e 16
A-III			com compactação	seco	6
A-IV			com compactação	úmido	4, 5 e 7
A-V		colmatação do talude de montante	sem compactação	seco	13, 14 e 15

Cenário	Dimensão do dique	Colmatação	Compactação	Condição inicial dos blocos	Ensaio
B-I	3,0H:1,0V H = 30 cm	sem colmatação	sem compactação	seco	1
B-II	3,0H:1,0V H = 19,1 cm	sem colmatação	sem compactação	seco	1, 4, 5 e 6
B-III		colmatação do talude de montante	sem compactação	seco	2 e 3

Os ensaios 1 a 6 realizados no Canal A foram realizados em conjunto com o aluno Vinícius Mendonça Galvão, os quais subsidiaram a elaboração da sua Monografia de Graduação em Engenharia Civil na UFMG (GALVÃO, 2018).

Ressalta-se que, antes da simulação dos ensaios citados na Tabela 10, foram realizados 12 ensaios no Canal A, com uma inclinação de talude de jusante do dique de 6,0H:1,0V (que serão denominados de Cenário A'-I), pois a princípio esta seria uma variável a ser analisada. Todavia, devido ao tempo disponível, optou-se por priorizar a avaliação de outras variáveis, já mencionadas neste item. Nesse sentido, visto que a geometria com inclinação de 6,0H:1,0V é menos comum na mineração, otimizou-se o arranjo do dique para uma estrutura com inclinação do talude de jusante de 3,0H:1,0V.

Conforme citado no item 4.1.2.2, o plano inicial era construir um dique no Canal B com o dobro da altura do dique do Canal A. Diante disso, realizou-se um ensaio com o dique com altura de 30 cm (Cenário B-I). Todavia, com o intuito de comparar o efeito de escala, optou-se por adotar um fator de escala em função do D_{50} , com diques com altura de 19,1 cm (Cenários B-II e B-III).

4.4 Metodologia experimental

A metodologia experimental consiste na realização das seguintes etapas, as quais serão detalhadas nos próximos itens:

- Separação e pintura da brita;
- Preparo do canal;

- Construção do maciço do dique:
 - Compactação do maciço;
 - Impermeabilização do talude de montante;
- Realização do ensaio:
 - Determinação da vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc});
 - Determinação da vazão específica limite (q_{limite});
 - Medições.

4.4.1 Separação e pintura da brita

Inicialmente, foi realizado a separação da brita, por meio de peneiramento manual, considerando o diâmetro de 2 a 8 mm para o Canal A e de 4 a 16 mm para o Canal B, conforme descrito no item 4.2.2.

As britas que foram utilizadas no Canal B apresentavam alguns grãos de quartzo e outros materiais não identificados [Figura 29 (a)], sendo necessária a separação destes blocos [Figura 29 (b)].

Figura 29 – Brita antes (a) e após a seleção (b) - Canal B



(a)

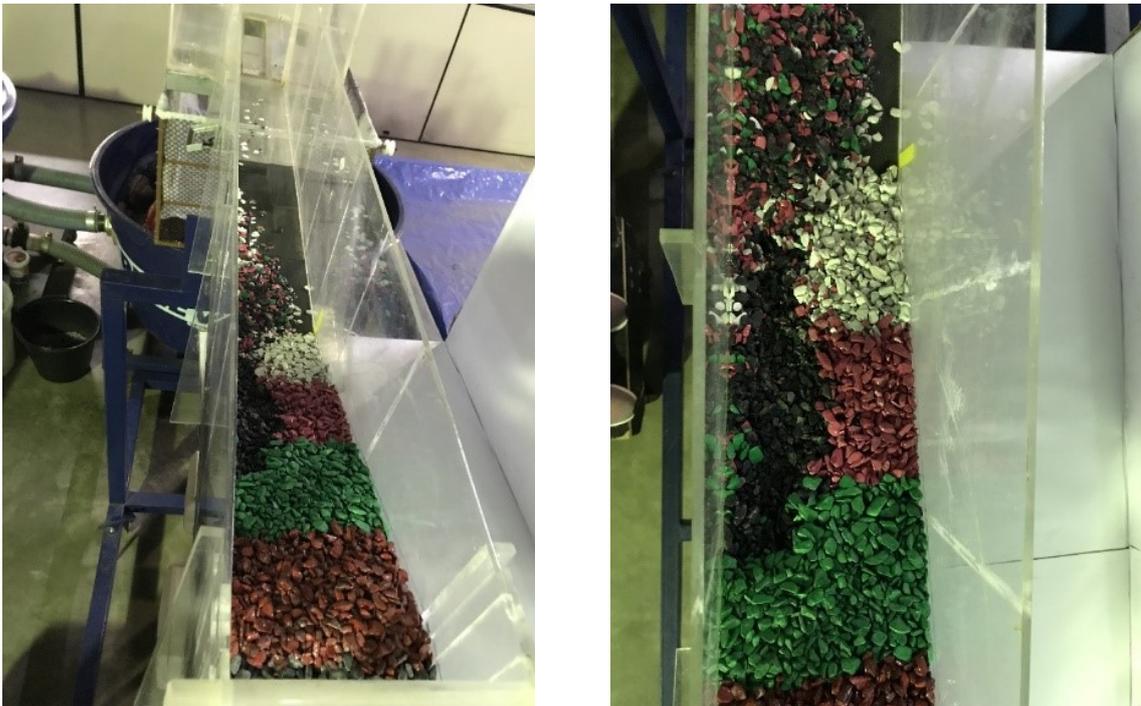


(b)

Para a pintura da camada de brita, referente a espessura igual a 2 vezes o D_{50} dos blocos, conforme será exposto no item 4.4.4.2, inicialmente testou-se a utilização de tinta em spray. Todavia, os blocos coloridos grudaram, sendo necessária a sua separação e repintura, em que foram testadas algumas marcas de spray com o intuito de selecionar a que grudasse menos. Este procedimento demandou bastante tempo.

Posteriormente, ao realizar os testes, verificou-se que a tinta em spray estava diminuindo a rugosidade dos blocos, interferindo nos resultados, sendo que a ocorrência de danos no dique ocorreu para uma vazão bem inferior à observada nos demais ensaios (Figura 30).

Figura 30 – Dano ocorrido no dique com brita pintada com spray – $q = 2,6 \text{ L/s.m}$



Por conseguinte, foram testadas outras alternativas para a pintura das britas, como corante utilizado em indústria farmacêutica, corante alimentício, corante têxtil, tinta de pincel e tinta para artesanato, conforme apresentado na Figura 31.

Ao final de todo esse processo, identificou-se como melhor opção a tinta para artesanato, acrílica fosca, diluída em um pouco de água. Para cada litro de brita foram utilizados aproximadamente 120 mL de tinta. A proporção de água variou um pouco e deve ser colocada aos poucos, observando-se a consistência da tinta, de maneira que não fique muito diluída e não ocorra sua fixação, e que forme apenas uma fina camada nas pedras, para não interferir no diâmetro e rugosidade. Na Figura 32 é apresentada a pintura das britas com este método.

Para validar esta metodologia, comparou-se de forma qualitativa, o deslocamento de blocos ocorrido, com e sem pintura das britas, para uma mesma vazão. Observa-se na Figura 33 que o dano ocorrido foi praticamente o mesmo.

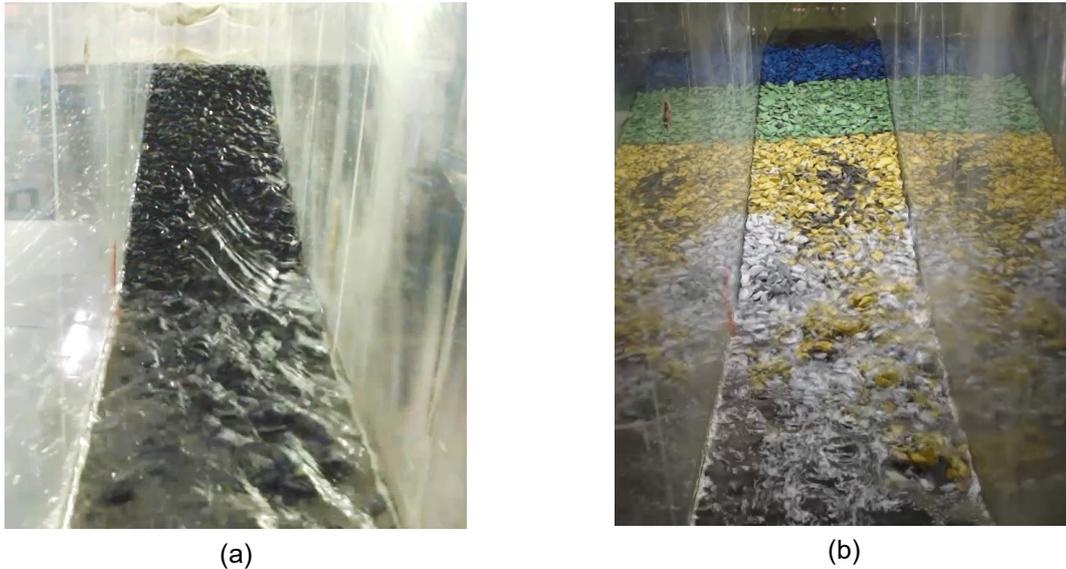
Figura 31 – Teste realizado para a pintura das britas



Figura 32 – Tinta para artesanato, acrílica fosca, selecionada para a pintura das britas



Figura 33 – Dano ocorrido no dique sem (a) e com (b) pintura das britas – $q = 3,0 \text{ L/s.m}$



4.4.2 Preparo do canal

Para a realização dos ensaios foram necessárias:

- Inserção da inserção de fita antiderrapante, conforme descrito nos itens 4.1.1.2 e 4.1.2.2
- Traçado da geometria do dique nas laterais dos canais;
- Definição dos locais de medição dos níveis de água e inserção de réguas ou fitas métricas nestes pontos;
- Inserção de quatro fixadores em acrílico no topo do Canal A na região do dique, pois com a colocação das britas, o canal, por ser de acrílico estava abrindo em torno de 2 cm no topo;
- Inserção de iluminação de emergência 30 Leds para melhorar a qualidade das filmagens;
- Instalação de duas câmeras com resolução de 1.920 x 1.080 p, uma voltada para a lateral do dique e outra para talude de jusante, conforme indicado na Figura 34.

Figura 34 – Indicação das câmeras nos canais A (a) e B (b).



(a)



(b)

4.4.3 Construção do maciço do dique

Conforme descrito anteriormente, os diques em enrocamento galgáveis possuem um rebaixamento na porção central do maciço para passagem das cheias, com seção transversal na forma trapezoidal (Figura 35 e Figura 36). Todavia, é difícil construir essa geometria a cada ensaio realizado, além de não permitir a visualização do fluxo de água através da lateral do canal. Desta forma, nos ensaios, os diques foram construídos sem esse rebaixamento, ou seja, o vertimento ocorria por toda a crista do barramento. Esta geometria é mais conservadora, pois apresenta uma seção transversal retangular (maior vazão específica por apresentar menor largura, se comparado à base menor de um canal trapezoidal) e a velocidade na lateral é maior, visto que o contato se dá em uma superfície lisa (acrílico e vidro), enquanto que, com o rebaixamento, o contato seria com o enrocamento.

Recomenda-se que quando forem convertidas as vazões específicas limites para os protótipos, considere-se a base menor da seção trapezoidal do sistema extravasor rebaixado.

4.4.3.1 Compactação do maciço

Para representar a construção dos diques sem compactação, as britas foram dispostas manualmente, com o auxílio de uma colher de pedreiro para ajustar a geometria do maciço, conforme indicado na Figura 35.

Figura 35 – Construção do dique sem compactação**Figura 36 – Construção do dique com compactação**

Para avaliar os efeitos da compactação na estabilidade hidráulica da estrutura, a construção do maciço do dique foi realizada por meio da formação de camadas de 2,5 cm e passagem de rolo de aço (Figura 37) com um intervalo de tempo fixo, buscando-se adotar uma velocidade constante.

Figura 37 – Rolo de aço utilizado para compactar o maciço do dique

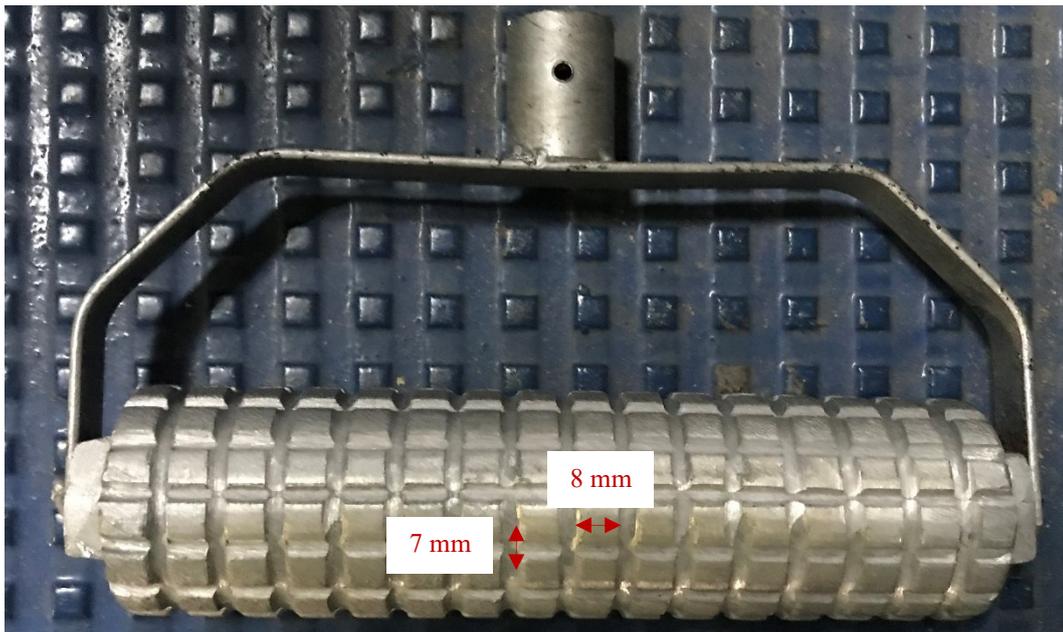


Tabela 11 – Características do rolo de aço

m (kg)	0,709
A_i (mm ²)	56
A_t (mm ²)	896
A_t (m ²)	0,000896
F (N)	6,96
P (Pa)	7.763
P (kPa)	7,8

nas quais:

m é a massa do rolo de aço (kg);

A_i é a área individual de cada retângulo (mm²);

A_t é a área total que fica em contato com a camada de brita durante a passagem do rolo, que corresponde a uma fileira que contém 16 retângulos (mm² ou m²);

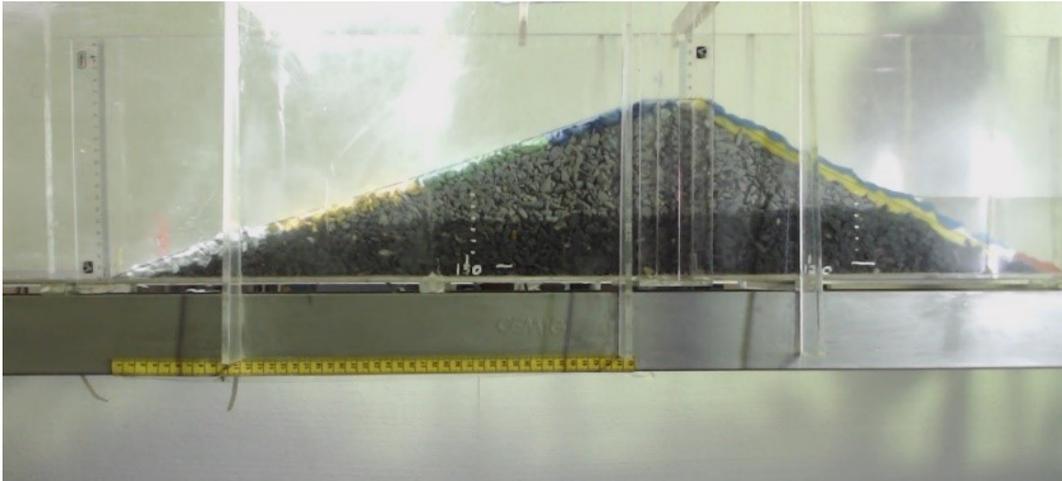
F é a força exercida pelo rolo de aço (N);

P pressão exercida pelo rolo de aço (Pa ou kPa).

4.4.3.2 Impermeabilização do talude de montante

Para representar o assoreamento do reservatório e a interrupção do fluxo pelo talude de montante, inicialmente testou-se impermeabilizar este paramento com massa de modelar (Ensaio AV.13), porém esta técnica não vedou o talude, conforme indicado na Figura 38, além da massa desmanchar quando foi retirada do talude.

Figura 38 – Impermeabilização do talude de montante com massa de modelar



Outra técnica utilizada foi a impermeabilização do talude de montante com plástico (Figura 39 (a)), que também foi adotada por Alves *et al.* (2016). Conforme indicado na Figura 39 (b), esta técnica permitiu a vedação do talude, impedindo a percolação por ele.

Figura 39 – Impermeabilização do talude de montante com plástico – Vista da ombreira esquerda (a) e direita (b)



(a)



(b)

4.4.4 Realização do ensaio

Após a construção dos maciços, acionava-se o sistema de bombeamento, sendo que o acréscimo de vazão era realizado de forma gradual, verificando-se os danos ocorridos. Verificou-se que no Canal A eram necessários aproximadamente 10 minutos para estabilizar o nível de água no reservatório após o aumento da vazão e após esta estabilização eram necessários aproximadamente 5 minutos para realizar as observações e medições, totalizando 15 minutos para cada vazão. Adotando-se o

fator de escala, para o Canal B adotou-se 11 minutos para estabilização do nível de água e 6 minutos para realizar as medições.

4.4.4.1 Determinação da vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc})

A vazão máxima percolada pelo maciço foi determinada por meio da medição da vazão bombeada para o canal, quando o nível de água no reservatório estava na mesma elevação da crista do dique.

4.4.4.2 Determinação da vazão específica limite (q_{limite})

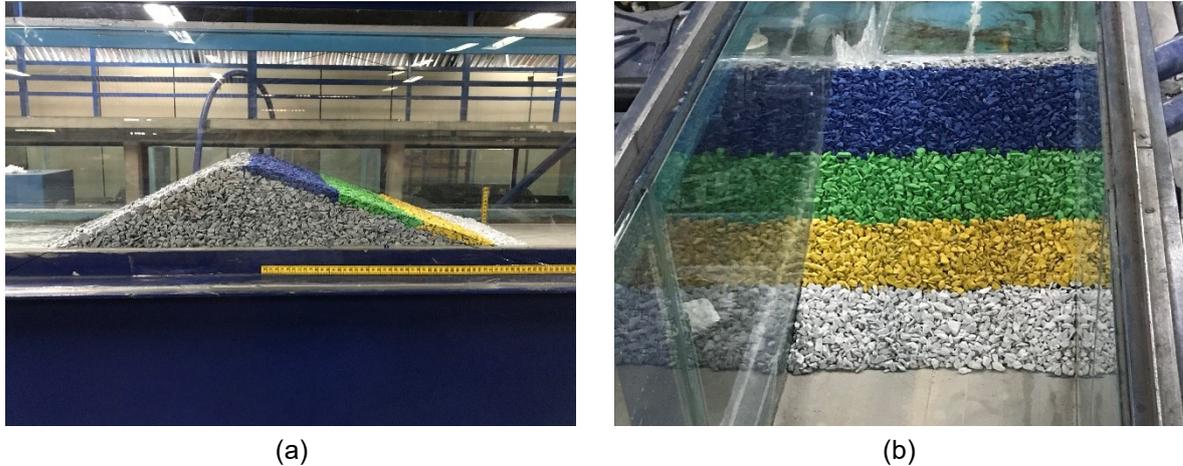
A vazão específica limite é denominada como sendo a vazão máxima que percola e galga pelo dique, sem que haja danos em sua estrutura, ou seja, é a vazão de projeto.

Conforme descrito no item 3.4.3.1, alguns autores recomendam que os canais revestidos em enrocamento sejam executados com uma espessura equivalente a 2 D_{50} dos blocos.

Neste sentido, definiu-se que a vazão específica limite é a vazão máxima em que o deslocamento de blocos ocorre apenas dentro deste limite de espessura. A cada acréscimo de vazão era verificado se o deslocamento de blocos havia atingido a camada de blocos sem cores.

Para permitir a identificação desta camada foi realizada a pintura dos blocos, conforme exibido na Figura 40. Foram utilizadas 4 faixas, de cores diferentes para permitir a visualização dos locais a partir dos quais ocorria o deslocamento dos blocos.

Figura 40 – Camada de blocos pintadas, referente a $2xD_{50}$. Vista da ombreira direita (a) e vista do talude de jusante (b) do dique do Canal B



4.4.4.3 Medições

Para cada vazão ensaiada de cada cenário foram realizadas medições de profundidade da lâmina de água no reservatório, na crista, no pé e a jusante do dique. Ressalta-se que foi muito difícil realizar a medição de profundidade da lâmina de água ao longo do talude de jusante e no pé do dique, devido à alta turbulência e deslocamento de blocos nessas regiões.

Inicialmente, pretendia-se utilizar o Anemômetro Laser Doppler (*Laser Doppler Anemometry* – LDA) para realizar o mapeamento dos campos de velocidade de escoamento. Todavia, ao ser utilizado em ensaios do Canal A (Figura 41), os valores não ficaram compatíveis. Conforme indicado na Figura 42 e Tabela 12, a velocidade apresentou um menor valor para uma maior vazão simulada, além da velocidade ser menor na lateral do canal quando comparada com a medida na região central.

Uma possível explicação é a geração de ruídos devido à refração do feixe laser em contato com a parede em acrílico e com superfície irregular da lâmina d'água, que é muito pequena no Canal A (variando de 1 a 2 cm, aproximadamente a jusante do dique).

Segundo Viana (2005), a refração dos feixes do laser, através dos diferentes meios por onde passa, promove a mudança no posicionamento do feixe, podendo causar distorções nos valores de velocidades.

Figura 41 – Medição de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler. Vista da ombreira esquerda (a) e vista do talude de jusante (b) – Cenário A-I.17

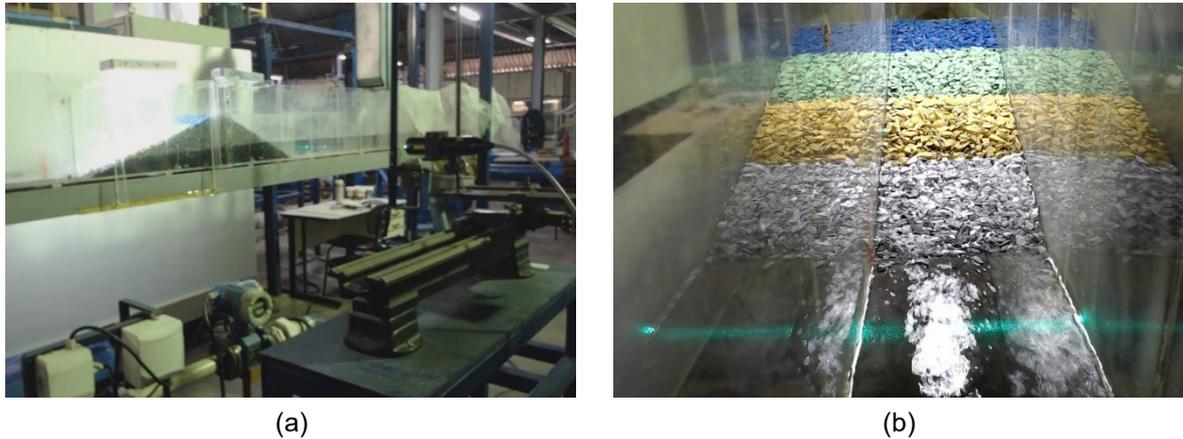


Figura 42 – Valores de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler. Q = 0,14 L/s medição a 2 cm (a) e 8 cm (b) da lateral esquerda do canal e Q=0,39 L/s medição a 2 cm (c) e 8 cm (d) da lateral esquerda do canal – Cenário A-I.17

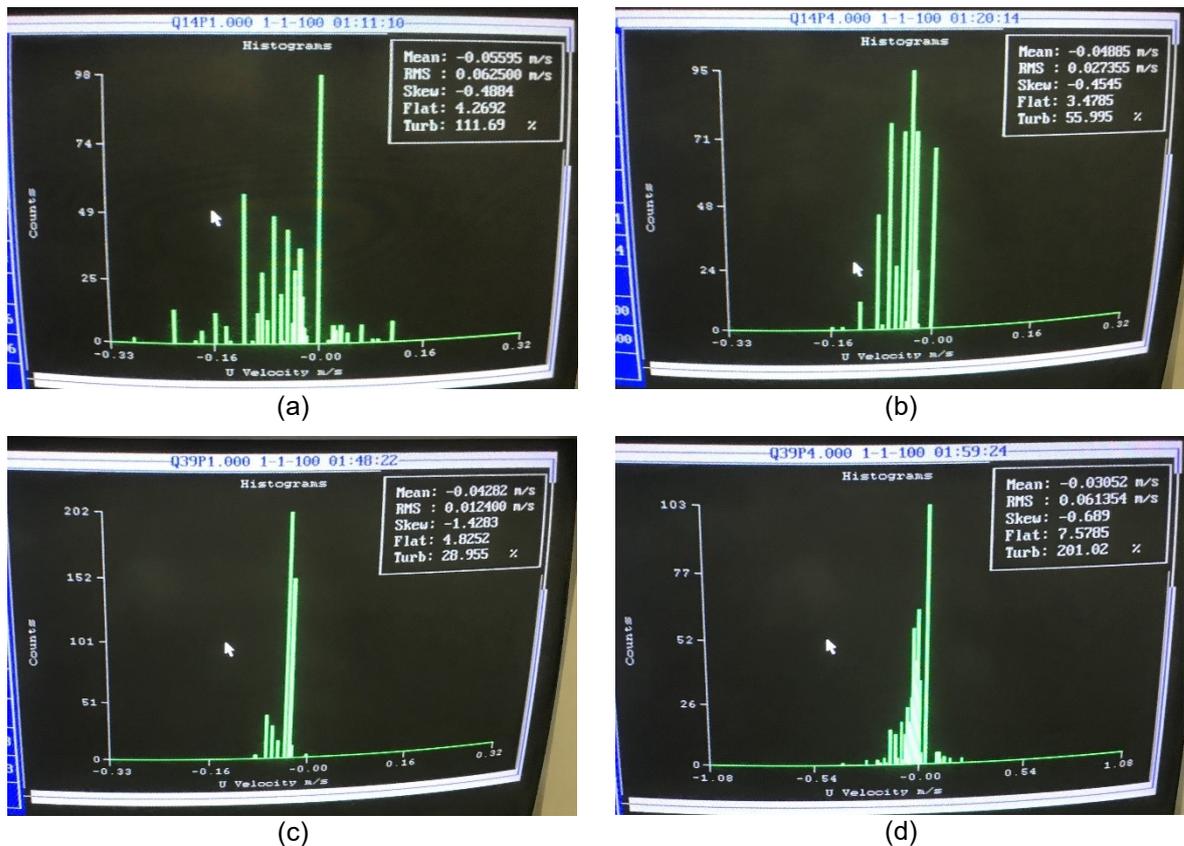


Tabela 12 – Valores de velocidade no Canal A com o anemômetro laser doppler– Cenário A-I.18

Ponto	Distância da OE (cm)	Velocidade (m/s)		
		Q = 0,14 L/s	Q = 0,28 L/s	Q = 0,37 L/s
P1	2	-0,107	0,021	0,017
P2	4	-0,08	0,095	0,076
P3	6	-0,091	0,072	0,088
P4	7	-0,079	0,045	0,099
P5	8	-0,049	0,045	0,079
P6	10	-0,0195	0,032	0,077
P7	12	-0,0460	0,0443	-0,006

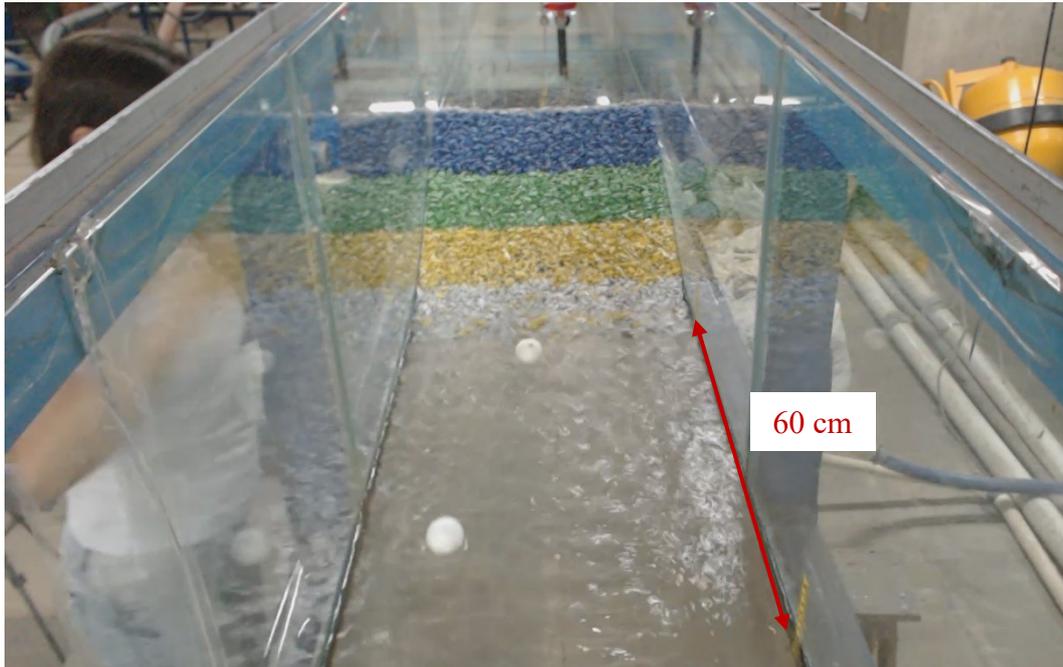
OE: ombreira esquerda

O LDA também não foi utilizado para realizar as medições de velocidade no Canal B, pois o suporte da lateral do canal possui uma altura de aproximadamente 5 cm, mesma ordem de grandeza da profundidade da lâmina de água, evitando a passagem dos feixes do laser. Para sua utilização, seria necessário cobrir todo o fundo do canal (suspendendo em 5 cm), de forma que o feixe possa atravessar o vidro na região onde haja escoamento, o que era inviável devido ao tempo disponível para finalização dos ensaios.

Neste sentido, as velocidades médias do escoamento foram calculadas pela equação da continuidade² ($Q = V \times A$) a partir das profundidades hidráulicas. No Canal B também estimou-se o tempo percorrido por bolas de isopor em um trecho com comprimento conhecido, por meio da visualização das filmagens.

² Q é a vazão; V é a velocidade de escoamento e A é a área molhada, dada pela base do canal multiplicada pela profundidade hidráulica.

Figura 43 – Medição de velocidade no Canal B através do tempo percorrido por bolas de isopor – Vista do talude de jusante



4.5 Determinação do regime de escoamento do fluxo percolado e do coeficiente de permeabilidade

Para avaliar se o fluxo percolado em diques de enrocamento galgáveis possui um regime de escoamento laminar ou turbulento e determinar o coeficiente de permeabilidade do enrocamento foram realizadas medições de vazão e profundidades de escoamento.

O teste realizado consistiu em aumentar gradativamente a vazão bombeada para o sistema, e a cada acréscimo de vazão, após a estabilização do nível de água no reservatório, realizava-se as medidas de profundidade e comprimento, conforme indicado na Figura 44. Sugere-se que em trabalhos futuros, para o Canal A o gradiente hidráulico seja calculado com as medições de L e h conforme realizado para o Canal B, conforme indicado na Figura 45.

Figura 44 – Indicação das medições realizadas – Canal A

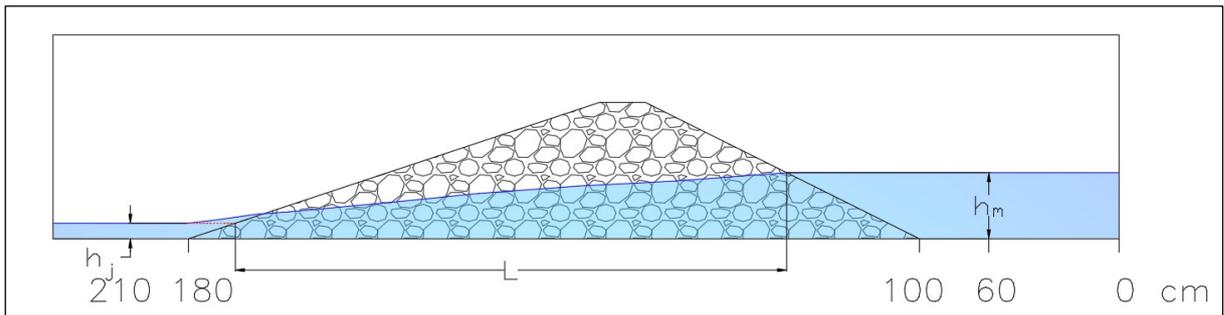
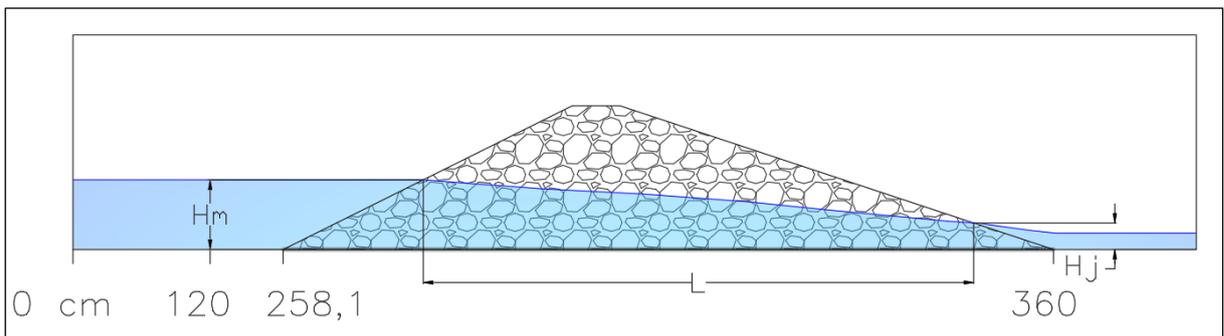


Figura 45 – Indicação das medições realizadas – Canal B



Estes dados foram utilizados para realizar o cálculo do gradiente hidráulico e coeficiente de permeabilidade, por meio das equações de Darcy e de Wilkins [equações (3.1) e (3.4), respectivamente)], verificando-se qual relação melhor se ajusta aos dados obtidos e se o escoamento da vazão percolada pelo dique é laminar ou turbulento.

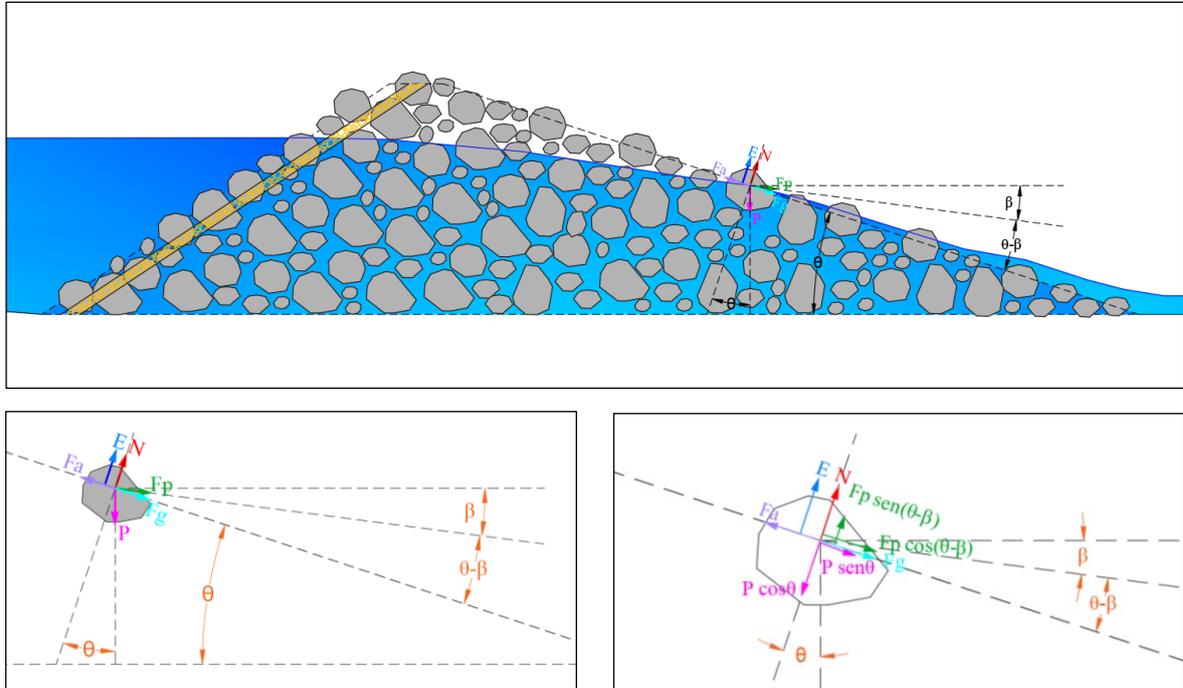
Outra verificação realizada foi o cálculo do número de Reynolds para escoamento através de meios porosos a partir da equação (3.5), adotando-se o D_{50} como sendo a dimensão característica do meio poroso.

4.6 Desenvolvimento da formulação de estabilidade do dique

A partir do conceito de equilíbrio entre as forças na partícula proposta por Shields foi realizado o diagrama de forças para a situação do dique de enrocamento galgável, porém considerando-se como forças estabilizadoras a força de atrito (proporcional à força normal, N) e a componente vertical da força peso (P), e forças desestabilizadoras

a força de arraste devido à percolação (F_p) e ao galgamento (F_g), o empuxo (E) e a componente horizontal da força peso, conforme indicado na Figura 46.

Figura 46 – Diagrama de forças na partícula de enrocamento



Na Figura 46:

P é a força peso (N);

N é a força normal (N);

E é a força empuxo (N);

F_a é a força de atrito (N);

F_p é a força de arraste devido à percolação (N);

F_g é a força de arraste devido ao galgamento (N);

θ é o ângulo de inclinação do talude de jusante do dique (radianos);

β é o ângulo de inclinação da superfície freática no maciço (radianos).

Em condição de estabilidade, a partícula de enrocamento encontra-se em repouso, ou seja, $\sum F = 0$.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P \cos \theta = N + E + F_p \operatorname{sen}(\theta - \beta) \Rightarrow$$

$$N = P \cos \theta - E - F_p \operatorname{sen}(\theta - \beta)$$

(4.11)

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_a = P \operatorname{sen} \theta + F_g + F_p \cos(\theta - \beta)$$

$$\boxed{N \operatorname{tg} \phi = P \operatorname{sen} \theta + F_g + F_p \cos(\theta - \beta)} \quad (4.12)$$

Na qual ϕ é o ângulo de atrito dos blocos (radianos) e F_a é a força de atrito entre os blocos ($N \operatorname{tg} \phi$, em N). Substituindo (4.11) em (4.12):

$$\operatorname{tg} \phi [P \cos \theta - E - F_p \operatorname{sen}(\theta - \beta)] = P \operatorname{sen} \theta + F_g + F_p \cos(\theta - \beta)$$

$$F_p [\cos(\theta - \beta) + \operatorname{sen}(\theta - \beta) \operatorname{tg} \phi] + F_g = P \cos \theta \operatorname{tg} \phi - P \operatorname{sen} \theta - E \operatorname{tg} \phi$$

Devido à dificuldade de separar as componentes de velocidade percolada e galgada, para este estudo foi realizada uma simplificação, considerando-se a força de arraste total (Fd):

$$\boxed{F_d = \frac{P(\cos \theta \operatorname{tg} \phi - \operatorname{sen} \theta) - E \operatorname{tg} \phi}{\cos(\theta - \beta) + \operatorname{sen}(\theta - \beta) \operatorname{tg} \phi}} \quad (4.13)$$

Mas,

$$P = \gamma_s \pi d_s^3 / 6$$

$$E = \gamma \pi d_s^3 / 6$$

$$F_d = C_d \gamma A \frac{V^2}{2g} = C_d \gamma \pi d_s^2 \frac{V^2}{2g}$$

Nas quais A é a área superficial da esfera (m^2), γ_s é o peso específico dos blocos (N/m^3) e γ é o peso específico da água ($9810 \text{ N}/\text{m}^3$). Substituindo estas expressões na equação original, vem:

$$\boxed{T_* = \frac{F_d}{P - E} = \frac{G(\cos \theta \operatorname{tg} \phi - \operatorname{sen} \theta) - \operatorname{tg} \phi}{(P - E) \cos(\theta - \beta) + \operatorname{sen}(\theta - \beta) \operatorname{tg} \phi}} \quad (4.14)$$

e

$$V_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{2gd_s}{C_d} \frac{G(\cos\theta \operatorname{tg}\phi - \operatorname{sen}\theta) - \operatorname{tg}\phi}{(G - 1)[\cos(\theta - \beta) + \operatorname{sen}(\theta - \beta) \operatorname{tg}\phi]}} \quad (4.15)$$

nas quais:

T_* é o parâmetro de estabilidade de diques de enrocamento galgáveis;

P é a força peso (N);

N é a força normal (N);

E é a força empuxo (N);

F_a é a força de atrito (N);

F_d é a força de arraste total (N);

G é a massa específica dos grãos do enrocamento (adimensional);

C_d é o coeficiente de arraste do bloco (adimensional), igual a 0,34 para uma semi-esfera exposta ao escoamento (JULIEN, 2010);

θ é o ângulo de inclinação do talude de jusante do dique;

β é o ângulo de inclinação da freática no maciço;

ϕ é o ângulo de atrito dos blocos de enrocamento.

4.7 Dimensionamento dos protótipos

Como o escoamento nos diques de enrocamento é turbulento rugoso, os resultados foram convertidos planilhas para uso em situações de projeto de diques com geometria típica de estruturas dessa natureza, utilizando-se a semelhança pelo número de Froude.

O fator de escala máximo recomendado é de 1:100, que equivale a um erro de 10 cm em um protótipo, para um erro de medição de 1 mm no modelo (JULIEN, 2002). Os arranjos típicos estudados são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Arranjos típicos avaliados pela conversão em escala dos resultados dos modelos físicos

Fator de escala	Altura (m)	D ₅₀ (cm)
100,0	15,00	50
83,3	12,50	45
66,7	10,00	35
50,0	7,50	30
33,3	5,00	20
26,7	4,00	15
20,0	3,00	10

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Regime de escoamento do fluxo percolado e coeficiente de permeabilidade

Na Tabela 14 e Tabela 16 são apresentadas as medições realizadas e na Tabela 15 e Tabela 17 os resultados de gradiente hidráulico, coeficiente de permeabilidade e número de Reynolds dos Canais A e B, respectivamente.

Tabela 14 – Medições realizadas – Canal A

Ensaio	Q (l/s)	h_m (cm)	h_j (cm)	L (cm)
1	0,05	4,2	0,4	70,3
2	0,10	7,1	0,6	62,9
3	0,20	10,5	0,8	55,6
4	0,30	13,1	1,1	49,2
5	0,39	14,5	1,3	46,1

Tabela 15 – Gradiente hidráulico, coeficiente de permeabilidade e número de Reynolds – Canal A

Ensaio	V_j (m/s)	Δh (m)	i	$j^{0,54}$	K (m/s) Darcy	$C Wm^{0,5}$ (m/s) Wilkins	Re
1	0,089	0,038	0,054	0,207	1,65	0,43	476
2	0,119	0,065	0,103	0,294	1,15	0,41	634
3	0,179	0,097	0,174	0,390	1,02	0,46	951
4	0,195	0,12	0,244	0,467	0,80	0,42	1.038
5	0,214	0,132	0,286	0,509	0,75	0,42	1.141
Média					1,07	0,43	-
Desvio padrão					0,36	0,02	-

Tabela 16 – Medições realizadas – Canal B

Estágio	Q (l/s)	h_m (cm)	h_j (cm)	L (cm)
1	0,30	7,25	4,77	73,10
2	0,35	8,00	4,93	71,10
3	0,46	9,25	5,10	68,10
4	0,58	10,75	6,10	62,10
5	0,84	12,25	7,77	54,10
6	1,14	14,75	9,77	43,10
7	1,30	15,25	10,43	40,10
8	1,47	16,25	11,43	35,10
9	1,65	17,25	12,93	28,60
10	1,74	17,75	13,43	26,10
11	1,84	18,25	13,77	24,10
12	1,94	18,50	14,10	22,60
13	2,03	18,60	14,27	21,90
14	2,24	19,10	14,77	19,40

Tabela 17– Gradiente hidráulico, coeficiente de permeabilidade e número de Reynolds – Canal B

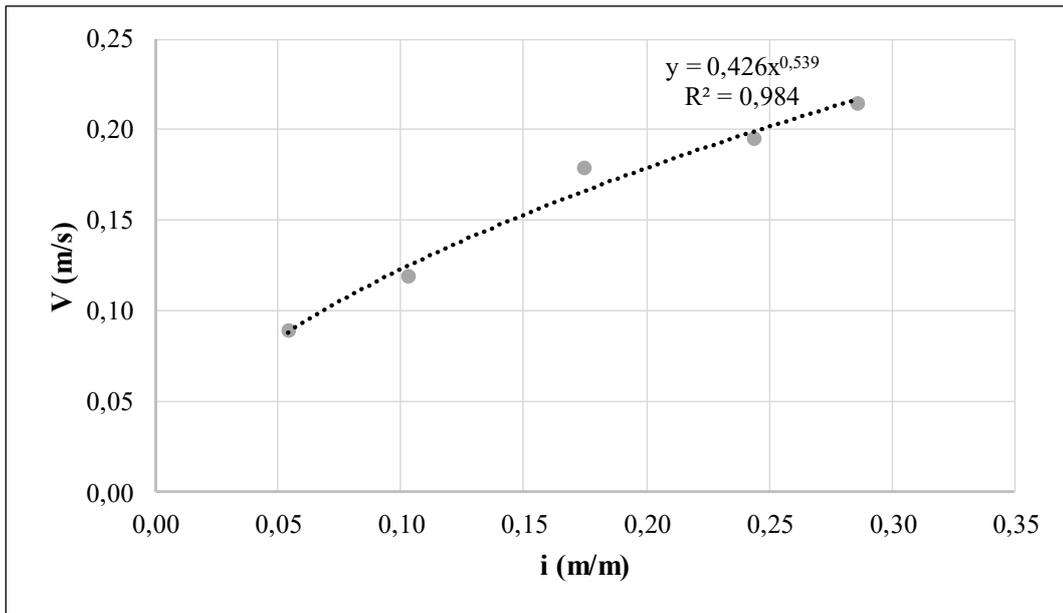
Estágio	V_j (m/s)	Δh (m)	i	$i^{0,54}$	K (m/s) Darcy	C $Wm^{0,5}$ (m/s) Wilkins	Re	Regime de escoamento
1	0,016	0,025	0,0340	0,161	0,47	0,10	114	Turbulento
2	0,018	0,031	0,0431	0,183	0,42	0,10	128	Turbulento
3	0,023	0,042	0,061	0,221	0,37	0,10	163	Turbulento
4	0,024	0,047	0,075	0,247	0,32	0,10	171	Turbulento
5	0,027	0,045	0,083	0,261	0,33	0,10	194	Turbulento
6	0,029	0,050	0,116	0,312	0,25	0,09	209	Turbulento
7	0,031	0,048	0,120	0,318	0,26	0,10	223	Turbulento
8	0,032	0,048	0,137	0,342	0,23	0,09	230	Turbulento
9	0,032	0,043	0,151	0,360	0,21	0,09	228	Turbulento
10	0,032	0,043	0,165	0,378	0,20	0,09	232	Turbulento
11	0,033	0,045	0,186	0,403	0,18	0,08	239	Turbulento
12	0,034	0,044	0,195	0,413	0,18	0,08	246	Turbulento
13	0,036	0,043	0,198	0,417	0,18	0,09	255	Turbulento
14	0,038	0,043	0,223	0,445	0,17	0,09	271	Turbulento
Média					0,27	0,09		
Desvio padrão					0,10	0,01		

Na Figura 47 os dados de gradiente hidráulico e velocidade de percolação dos diques dos Canais A e B foram plotados seguindo um regime de escoamento laminar (equação de Darcy), sendo que o ajuste para uma linha de tendência na forma de potência do Canal A apresentou um expoente de 0,54, o mesmo da equação de Wilkins.

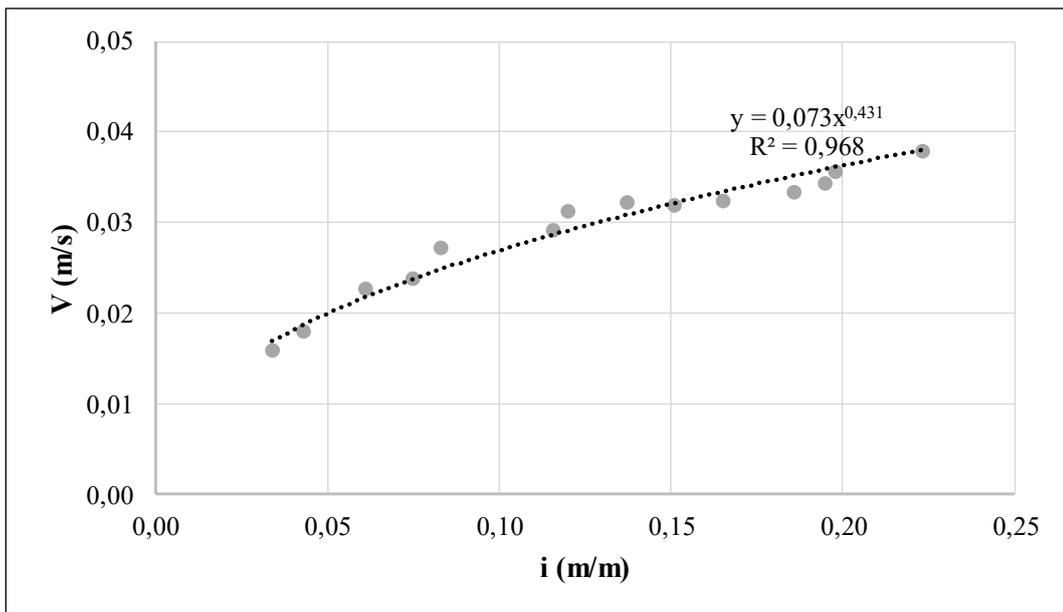
Para todos os valores de vazão simulada, para ambos os canais, o número de Reynolds apresentou valor acima de 100, sendo o regime de escoamento classificado como turbulento. Além disso, o cálculo do coeficiente de permeabilidade apresentou menor dispersão considerando a equação de Wilkins.

Diante do exposto, conclui-se que a percolação em dique de enrocamento apresenta um regime de escoamento turbulento. O coeficiente de permeabilidade do dique do Canal A foi de 0,43 m/s e do Canal B de 0,09 m/s.

Figura 47 – Percolação para escoamento laminar – Canais A (a) e B (b)



(a)



(b)

5.2 Resultados dos ensaios

No Apêndice I são apresentados os dados coletados nos ensaios: indicação das profundidades hidráulicas, pontos de emergência da água no talude de jusante, locais de deslocamento dos blocos e as observações pertinentes, para cada vazão ensaiada. No Apêndice II é exibido o registro fotográfico, buscando-se representar a situação final do dique após cada vazão simulada.

A seguir, serão apresentados os resultados de cada ensaio.

5.2.1.1 Cenário A'-I – Dique com inclinação do talude de jusante de 6,0H:1,0V

Conforme citado no item 4.3, inicialmente pretendia-se avaliar a influência da inclinação do talude de jusante na estabilidade do dique. Neste sentido, foram realizados 12 ensaios no Canal A, com uma inclinação do talude de jusante do dique de 6,0H:1,0V (Cenário A'-I).

Todavia, como estes foram os primeiros ensaios realizados, na época de sua realização, a metodologia experimental não havia sido consolidada e, inclusive, os ensaios realizados para o Cenário A'-I auxiliaram na definição e melhoria da metodologia adotada.

As simulações para o referido cenário foram realizadas com a vazão constante durante todo o período de simulação, mas verificou-se a necessidade de realizar um acréscimo gradual da vazão, buscando-se simular um hidrograma.

Durante a realização destes ensaios observou-se que a primeira passagem de água causa uma reconformação dos blocos, mas que não causa danos na estrutura.

Na Tabela 18 estão apresentados os resultados obtidos para este cenário e no Apêndice II encontra-se o registro fotográfico.

Diante dos resultados obtidos, a vazão específica limite, para o dique com inclinação de talude de jusante de 6,0H:1,0V, está na faixa de 3,9 a 4,9 L/s.m no modelo.

Entretanto, recomenda-se a realização de ensaios adicionais para esta faixa de vazão, seguindo a metodologia experimental descrita no item 4.4, para refinar estes valores.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios – Cenário A´-I

Grupo ³	Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	Resultado
I	1	2,40	17,1	Início da movimentação de blocos em todo o talude de jusante. Ruptura de quase todo o maciço
	2	2,50	17,9	Início da movimentação de blocos em todo o talude de jusante. Ruptura de quase todo o maciço
II	3	0,69	4,9	Deslocamento de poucos blocos
	4	0,55	3,9	Deslocamento de poucos blocos
	5	0,28	2,0	Não ocorre galgamento. NA no reservatório ~14,5 cm. Deslocamento de poucos blocos
	6	1,40	10,0	Início da movimentação de blocos em todo o talude de jusante. Deslocamento de blocos maior na OD ⁴
III	7	0,91	6,5	Deslocamento de blocos aproximadamente na metade inferior do talude e concentrado na OE ⁵
	8	0,81	5,8	Início de deslocamento de blocos no pé antes do NA atingir a crista. Deslocamento médio de blocos.
IV	9	0,69	4,9	Grande deslocamento de blocos OE. Blocos estavam secos no início da simulação
	10	0,69	4,9	Deslocamento de blocos OE, quantidade menor que sim. 9 e maior que sim. 3
	11	0,69	4,9	Deslocamento de blocos OE, quantidade menor que sim. 9 e maior que sim. 3
V	12	0,28	2,0	Vazão percolada

³ O termo grupo refere-se ao conjunto de ensaios que foram realizados no mesmo dia, utilizando-se o mesmo maciço em cada simulação.

⁴ OD: Ombreira direita

⁵ OE: ombreira esquerda

5.2.1.2 Cenários A-I, B-I e B-II – Dique sem colmatação, sem compactação e blocos secos

Os resultados dos cenários A-I, B-I e B-II são apresentados na Tabela 19 e Tabela 20.

A vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) variou de 2,6 a 2,9 L/s.m no Canal A e 2,9 a 3,6 L/s.m no Canal B (considerando o valores convertidos para o Dique de 15 cm de altura).

A vazão específica limite (q_{limite}) no Canal A foi de 2,9 L/s.m e no Canal B foi de 2,7 L/s.m.

Tabela 19 – Resultados dos ensaios – Cenário A-I

Ensaio	Q _{percolada} (L/s)	q _{percolada} (L /s.m)	Q _{limite} (L /s)	q _{limite} (L /s.m)	Resultado ⁶	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
3	0,36	2,6	-	-	Deslocamento de blocos na OE	Canal pode estar com elevação maior no lado direito devido à subida no suporte metálico do modelo para construção do dique. Foi verificada que o deslocamento preferencial pela OE se iniciou a partir na 9ª simulação para o talude 6,0H:1,0V.
8	-	-	Entre 0,40 e 0,55	Entre 2,9 e 3,9	Ruptura completa OE	Separação da brita com diâmetro entre 2 e 8 mm Definição do critério de ruptura: 2 x D ₅₀ (camada colorida). Blocos coloridos grudaram, sendo necessária a separação e repintura dos blocos após este ensaio.
9	0,37	2,6	Menor que 0,37	Menor que 2,6	Deslocamento considerável de blocos na OE	A tinta em spray diminuiu a rugosidade dos blocos
10	0,37	2,6	Menor que 0,37	Menor que 2,6	Deslocamento considerável de blocos OE	A tinta em spray diminuiu a rugosidade dos blocos
12	0,40	2,9	0,40	2,9	Deslocamento de blocos no centro do dique. Simulação deu certo	Utilizou-se tinta acrílica fosca misturada com um pouco de água e a quantidade blocos deslocados ficou próxima a de uma simulação sem blocos coloridos
17	0,39	2,8	Entre 0,27 e 0,39	Entre 1,9 e 2,8	Deslocamento de blocos OD	Vazão limite inferior à vazão percolada, que difere dos demais experimentos. Pode ser devido a diferença de declividade, que pode ser imperceptível pelo nível, ou devido à movimentação ao redor do canal (laser). Valores de medição de velocidade com o laser não ficaram bons.

⁶ OD: ombreira direita
OE: Ombreira esquerda

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	Resultado ⁶	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
18	-	-	Entre 0,28 e 0,37	Entre 2,0 e 2,6	Deslocamento de blocos OE	Reduziu a declividade do canal e vazão limite permaneceu inferior à vazão percolada, que difere dos demais experimentos. Pode ser devido a diferença de declividade, que pode ser imperceptível pelo nível, ou devido à movimentação ao redor do canal (laser). Valores de medição de velocidade com o laser não ficaram bons. Solução: Utilizar canal maior

Tabela 20 – Resultados dos ensaios – Cenário B-I e B-II

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m) Protótipo A ⁷	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	q_{limite} (L /s.m) Protótipo A	Resultado ⁸	Problemas identificados
B-I.1	-	-	-	Entre 1,16 e 2,47	Entre 2,9 e 6,2	Entre 1,9 e 4,0	-	-
B-II.1	1,80	4,5	2,9	1,71	4,3	2,7	Deslocamento de blocos na região central do maciço	-
4	2,03	5,1	3,3	1,71	4,3	2,7	Deslocamento de blocos na região central do maciço	-
5	2,03	5,1	3,3	2,03	5,1	3,3	Deslocamento de blocos OD	Crista ficou mais alta na OE
6	2,24	5,6	3,6	1,65	4,1	2,7	Deslocamento de blocos na região central do maciço	-

⁷ Vazão específica convertida pela semelhança do número de Froude, considerando que o canal A é o protótipo

⁸ OD: ombreira direita

OE: ombreira esquerda

5.2.1.3 Cenários A-II – Dique sem colmatação, sem compactação e blocos úmidos

Os resultados do cenário A-II são apresentados na Tabela 21.

A vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) variou de 2,6 a 3,0 L/s.m e a vazão específica limite (q_{limite}) foi de 2,7 a 3,3 L/s.m.

5.2.1.4 Cenários A-III – Dique sem colmatação, com compactação e blocos secos

Os resultados do cenário A-III são apresentados na Tabela 22.

A vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) foi de 2,8 L/s.m a vazão específica limite (q_{limite}) está compreendida entre 2,8 e 3,3 L/s.m.

5.2.1.5 Cenários A-IV – Dique sem colmatação, com compactação e blocos úmidos

Os resultados do cenário A-IV são apresentados na Tabela 23.

A vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) variou de 2,8 a 2,9 L/s.m e a vazão específica limite (q_{limite}) está compreendida entre 2,8 e 3,6 L/s.m.

5.2.1.6 Cenários A-V e B-III– Dique com colmatação do talude de montante, sem compactação e blocos secos

Os resultados dos cenários A-V e B-III são apresentados na Tabela 24 e Tabela 25, respectivamente.

A vazão específica limite (q_{limite}) no Canal A foi de 2,2 L/s.m e no Canal B, considerando o valores convertidos para um dique com 15 cm de altura, está compreendida entre 3,1 e 3,2 L/s.m.

Tabela 21 – Resultados dos ensaios – Cenário A-II

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	Resultado ⁹	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
1	0,37	2,6	-	-	Deslocamento de poucos blocos na OE	Aumento gradual da vazão (simulação de um hidrograma). Medição da vazão percolada máxima.
2	0,38	2,7	Entre 0,38 e 0,46	Entre 2,7 e 3,3	Deslocamento de blocos na OE	Medições de NA a montante e jusante do dique. Deslocamento de blocos preferencial pela OE pode ser devida à maneira de construção do dique. Testar compactação.
11	0,41	2,9	Entre 0,41 e 0,51	Entre 2,9 e 3,6	Deslocamento considerável de blocos no centro do dique	Sem a pintura da brita não é possível visualizar o limite do deslocamento de blocos. Tentativa de pintar superficialmente os blocos e utilizar tinta fosca, para manter a rugosidade.
16	0,42	3,0	0,42	3,0	Deslocamento de blocos na OE. Simulação deu certo	Vazão limite maior que simulação 12 (blocos secos)

Tabela 22 – Resultados dos ensaios – Cenário A-III

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	Q_{limite} (L /s)	Q_{limite} (L /s.m)	Resultado ¹⁰	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
6	0,39	2,8	Entre 0,39 e 0,46	Entre 2,8 e 3,3	Deslocamento de blocos na OE	Medição do NA na crista e no talude de jusante, onde fosse possível,

⁹ OE: Ombreira esquerda

¹⁰ OE: Ombreira esquerda

Tabela 23 – Resultados dos ensaios – Cenário A-IV

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	Resultado ¹¹	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
4	0,39	2,8	Entre 0,39 e 0,50	Entre 2,8 e 3,6	Deslocamento de blocos na OE após encostaram no canal	Medição do local de emergência da água no talude de jusante. Necessário 10 min para estabilizar NA. Modelo é sensível às interferências. Subida no suporte do modelo no lado direito para ajustar o desnível entre os lados.
5 Modelo da simulação 4	0,41	2,9	-	-	Deslocamento de poucos blocos na OE	-
7	0,39	2,8	Entre 0,39 e 0,48	Entre 2,8 e 3,4	Deslocamento de blocos na OE	Verificou que a base do canal estava com 16,1 cm. Solução: colocar 4 fixadores em acrílico no topo do canal na região do dique.

¹¹ OE: Ombreira esquerda

Tabela 24 – Resultados dos experimentos – Cenário A-V

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	Resultado ¹²	Problemas identificados, soluções e/ou melhorias realizados
13	-	-	-	-	-	Massa de modelar não impermeabilizou e desmancha com a água
14	-	-	-	-	Percolação pela fundação e na lateral da parte superior. Deslocamento de blocos OE	Plástico levantou por ser muito rígido
15	-	-	0,31	2,2	Percolação reduzida pela fundação e na lateral da parte inferior. Simulação deu certo	Plástico maleável funcionou

Tabela 25 – Resultados dos experimentos – Cenário B-III

Ensaio	$Q_{\text{percolada}}$ (L/s)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m)	$q_{\text{percolada}}$ (L /s.m) Protótipo A ¹³	Q_{limite} (L /s)	q_{limite} (L /s.m)	q_{limite} (L /s.m) Protótipo A	Resultado ¹⁴	Problemas identificados
2	-	-	-	2,01	5,0	3,2	Deslocamento de blocos OD	Plástico levantou na OE e verteu apenas do lado direito
3	-	-	-	1,94	4,8	3,1	Deslocamento de blocos na região central do maciço	-

¹² OE: Ombreira esquerda

¹³ Vazão específica convertida pela semelhança do número de Froude, considerando que o canal A é o protótipo

¹⁴ OD: ombreira direita
OE: ombreira esquerda

5.2.1.7 Vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) e vazão específica limite (q_{limite})

Na Tabela 26 é apresentada uma compilação dos dados de vazão específica máxima percolada pelo maciço e vazão específica limite de cada cenário simulado.

Tabela 26 – Vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}) e vazão específica limite (q_{limite})

Cenários	Ensaio	Descrição	q_{perc} - mínima (L/s.m)	q_{perc} - máxima (L/s.m)	q_{limite} - mínima (L/s.m)	q_{limite} - máxima (L/s.m)
A-I, B-I e B-II	A-I: 3, 8, 9, 10, 12, 17 e 18	Dique sem colmatação, sem compactação e blocos secos	2,6 (A)	2,9 (A)	2,9 (A)	2,9 (A)
	B-I: 1		2,9 (B)	3,6 (B)	2,7 (B)	3,3 (B)
A-II	1, 2, 11 e 16	Dique sem colmatação, sem compactação e blocos úmidos	2,6	3,0	2,7	3,3
A-III	6	Dique sem colmatação, com compactação e blocos secos	2,8	2,8	2,8	3,3
A-IV	4, 5 e 7	Dique sem colmatação, com compactação e blocos úmidos	2,8	2,9	2,8	3,6
A-V e B- III	A-V: 13, 14 e 15 B-III: 2 e 3	Dique com colmatação do talude de montante, sem compactação e blocos secos	-	-	2,2 (A) 3,1 (B)	2,2 (A) 3,2 (B)
	Mínima		2,6 (A) 2,9 (B)		2,2 (A) 2,7 (B)	
	Máxima		2,9 (A) 3,6 (B)		3,6 (A) 3,3 (B)	

5.3 Aplicação da formulação de estabilidade

Na Figura 48 e Figura 49 são apresentados ábacos, desenvolvidos a partir na formulação apresentada, para avaliação da estabilidade da partícula de enrocamento (parâmetro de estabilidade, T_*) utilizando a Equação (4.14) em função do ângulo de atrito e peso específico do enrocamento, respectivamente.

Figura 48 – Parâmetro de estabilidade em função do ângulo de atrito do enrocamento ($G=2,65$)

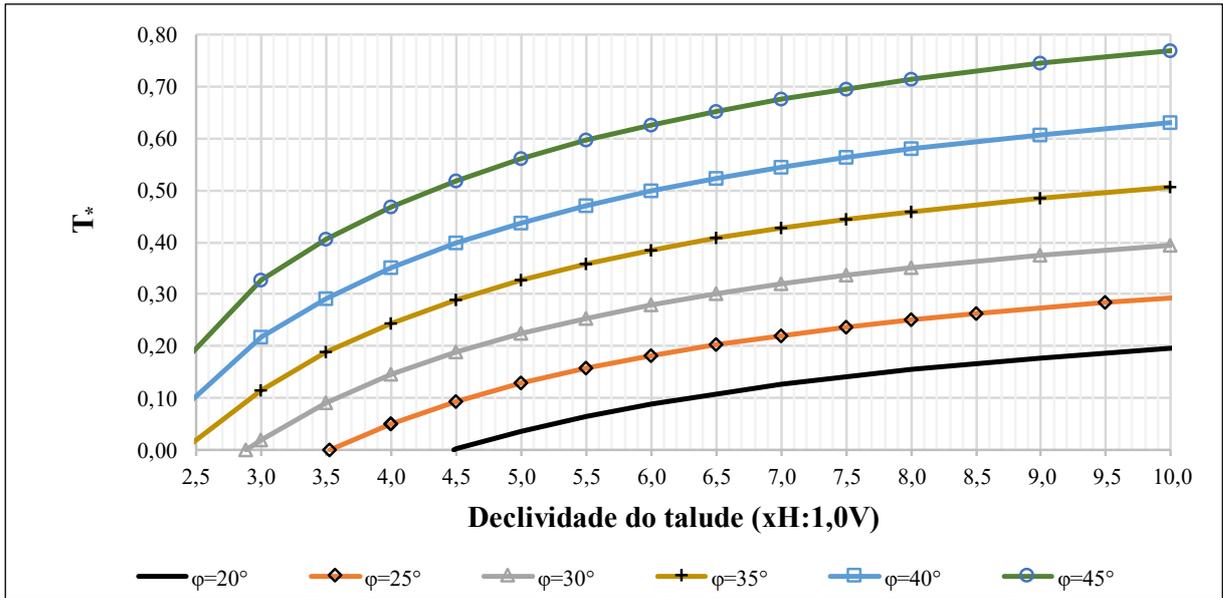
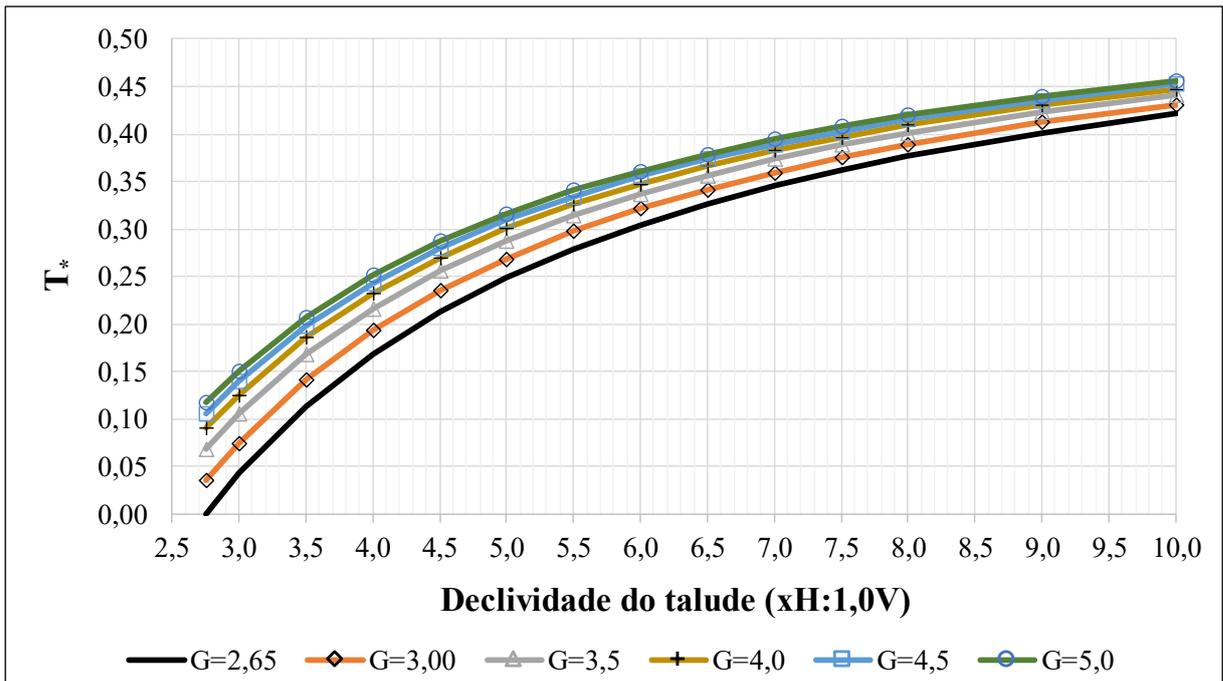
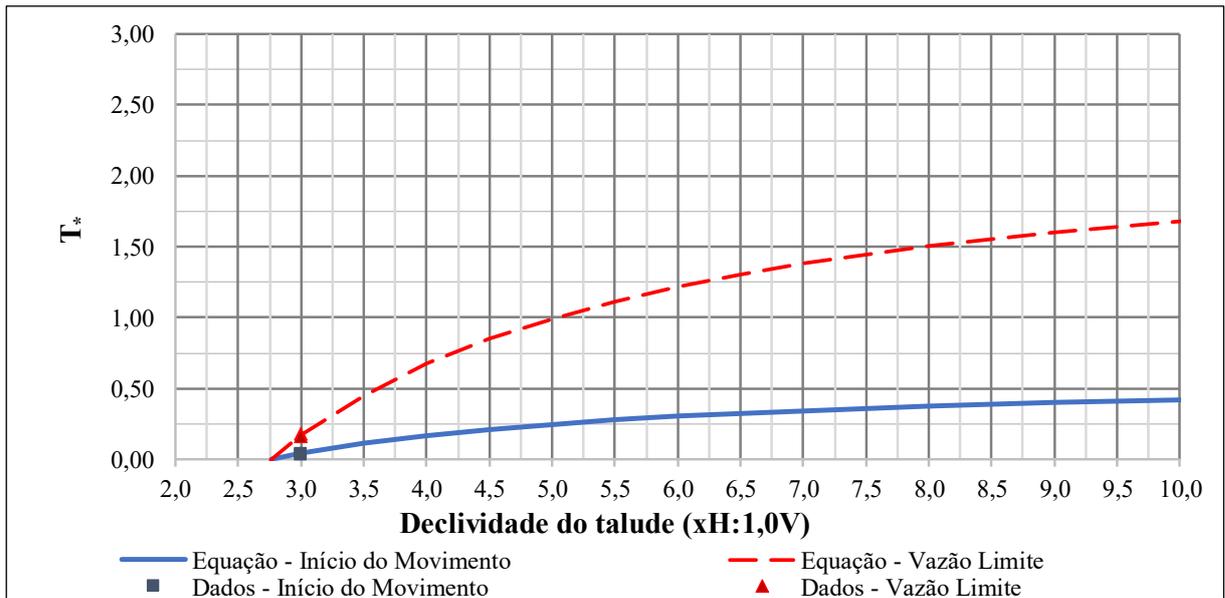


Figura 49 – Parâmetro de estabilidade em função do peso específico do enrocamento ($\phi=31,2^\circ$)



Os dados referentes ao início de movimento do bloco de enrocamento e de vazão específica limite do cenário B-II foram utilizados para calcular o parâmetro de estabilidade e plotados no ábaco da Figura 50. Verificou-se que, para o estudo de caso avaliado, o parâmetro de estabilidade é 4 vezes o valor referente ao início do movimento (Equação (4.14)).

Figura 50 – Parâmetro de estabilidade – Cenário B-II



5.4 Dimensionamento dos protótipos

Na Tabela 27 são apresentados os resultados de vazão específica limite e percolada para protótipos de diques com geometria típica de estruturas dessa natureza.

Tabela 27 – Dimensionamento dos protótipos

Fator de escala	Altura (m)	D ₅₀ (cm)	q _{limite} (m ³ /s.m)	Q _{percolada} mín (m ³ /s.m)	Q _{percolada} máx (m ³ /s.m)
100,0	15,00	50	2,7	2,6	3,6
83,3	12,50	45	2,1	2,0	2,7
66,7	10,00	35	1,5	1,4	2,0
50,0	7,50	30	1,0	0,9	1,3
33,3	5,00	20	0,5	0,5	0,7
26,7	4,00	15	0,4	0,4	0,5
20,0	3,00	10	0,2	0,2	0,3

Para a utilização desta tabela recomenda-se a realização de ensaios adicionais, principalmente experimentos com um maior fator de escala. Ademais, os resultados não são válidos para diques que armazenam alta concentração de sedimentos ou rejeito, que apresenta um peso específico muito maior que o do material de construção do maciço utilizado nos experimentos.

6 CONCLUSÕES

Os ensaios realizados no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH) permitiram avaliar a estabilidade hidráulica de diques homogêneos de enrocamento galgáveis, quanto à estabilidade dos blocos.

Para um modelo com 15 cm de altura, D_{50} de aproximadamente 5,5 mm e inclinação do talude de jusante de 3,0H:1,0 V, considerando-se o cenário sem colmatção, sem compactação e blocos secos, a vazão específica limite (q_{limite}) é de 2,7 L/s.m, sendo que não houve diferença significativa entre os resultados dos modelos dos Canais A e B. Com relação à vazão específica máxima percolada pelo maciço (q_{perc}), no Canal A variou de 2,6 a 2,9 L/s.m e no Canal B de 2,9 a 3,6 L/s.m.

Com relação aos demais cenários estudados não foi possível estabelecer estes valores, pois são necessários a realização de ensaios adicionais.

Verificou-se que os valores encontrados nos ensaios do Canal A apresentaram maior variação nos valores, por ser um canal mais suscetível à instabilidades, como por exemplo, as paredes de acrílico e pequena largura. Apesar disso, os valores de vazão limite ficaram próximos dos valores observados no Canal B, não sendo verificado efeito de escala entre estes modelos. Todavia, a relação dos diâmetros dos blocos de enrocamento entre o Canal B e Canal A foi de 1,34.

A partir dos ensaios realizados ficou comprovado que a percolação em dique de enrocamento apresenta um regime de escoamento turbulento, sendo recomendada a utilização da equação de Wilkins para calcular a velocidade média do fluxo através dos vazios do enrocamento.

Ademais, desenvolveu-se um equacionamento de estabilidade de diques de enrocamento galgáveis, partindo-se do conceito de equilíbrio entre as forças atuantes na partícula proposto por Shields. A partir da equação foram elaborados ábacos para avaliação da estabilidade de diques de enrocamento galgáveis.

Verificou-se que a estabilidade do dique está relacionada ao peso específico e ângulo de atrito da partícula de enrocamento, da inclinação do talude de jusante e da inclinação da freática no maciço.

Ressalta-se que os ensaios foram realizados para um escoamento de água, sendo os resultados não são válidos diques que armazenam alta concentração de sedimentos ou rejeito, que apresenta um peso específico muito maior que o do material de construção do maciço utilizado nos experimentos.

Complementarmente, recomenda-se a realização de ensaios adicionais para validação dos ábacos e dimensionamento de protótipos apresentados nesta pesquisa.

7 RECOMENDAÇÕES

De forma a dar continuidade à pesquisa relacionada à estabilidade hidráulica de diques de enrocamento galgáveis recomenda-se a realização das seguintes ações:

- Avaliar os efeitos da compactação do maciço na estabilidade hidráulica da estrutura;
- Avaliar a variação do funcionamento hidráulico do dique em condições de assoreamento (ou não);
- Realizar ensaios em escala maior dos que as utilizadas neste estudo, permitindo verificar o efeito escala e validar os resultados obtidos nesta dissertação;
- Realizar ensaios complementares para validar a equação proposta nesta dissertação, partindo-se do conceito de equilíbrio entre as forças atuantes na partícula proposto por e
 - Peso específico do material britado;
 - Altura do dique;
 - Inclinação do talude de jusante.
- Utilizar um equipamento para medir a velocidade de escoamento durante a realização dos ensaios. Tentou-se utilizar o anemômetro doppler neste trabalho, mas as profundidades de fluxo foram insuficientes para obter medidas.

REFERÊNCIAS

- ABNT. *NBR 13028 - Mineração — Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água — Requisitos*. Terceira edição. 2017.
- ALVES, R.; TOLEDO, M. A.; MORÁN, R. Overflow for the Complete Failure of the Downstream Shell of a Rockfill Dam. In: 2nd INTERNATIONAL SEMINAR ON DAM PROTECTION AGAINST OVERTOPPING, 2016, Ft. Collins, Colorado. *Proceedings...* Ft. Collins, Colorado: Protections 2016.
- BAPTISTA, M.; LARA, M. *Fundamentos de Engenharia Hidráulica*. 4. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2016. 477 páginas.
- BATCHELOR, G. K. *An Introduction to Fluid Dynamics*. Cambridge University Press, 2002.
- BEAR, J. *Dynamics of fluids in porous media*. New York: Dover Publications, 1972. 756 páginas.
- CAMPELLO, B. S. C. *Estudo da velocidade de queda e do início do movimento das partículas de borracha e areia*. 2017. 105 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2017.
- CBDB. *Cadastro Nacional de Barragens - Relatório - Barragens por tipo*. Disponível em: <<https://cadastrodebarragens.pti.org.br/>>. Acesso em: 14 maio 2018.
- CRUZ, P. T.; MATERÓN, B.; FREITAS, M. *Barragens de Enrocamento com Face de Concreto*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. *Principles of Geotechnical Engineering*. 9. ed. Boston, USA: Cengage Learning, 2018.
- DONADON, J. M. *Evolução das barragens de enrocamento no Brasil - Linha do*

Tempo. *XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens*, p. 11–16, 2015.

ELETROBRÁS. *Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas*. Centrais Elétricas Brasileiras S.A. – ELETROBRÁS, 2003. 278 páginas.

GUTIÉRREZ, M. A. G. *Coupled models in dam engineering*. 2016. Dissertação (Master in Numerical Methods in Engineering) - Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC-BarcelonaTECH), Barcelona, 2016.

HILLER, P. H.; LIA, L.; ABERLE, J. Displacements as failure origin of placed riprap on steep slopes. *Journal of Hydraulic Research*, v. 56, n. 2, p. 141–155, 4 mar. 2018a.

HILLER, P. H.; LIA, L.; ABERLE, J. Field and model tests of riprap on steep slopes exposed to overtopping. *Journal of Applied Water Engineering and Research*, v. online, p. 1–15, 20 mar. 2018b.

IBRAM. *Comércio Externo da Mineração Brasileira - 2018*. Disponível em: <<https://portaldaminerao.com.br/multimidia/publicacoes/>>. Acesso em: 16 mar. 2019.

IBRAM. *ECONOMIA MINERAL: Dados sobre Brasil e Estado de Minas Gerais. Março/2018*. Disponível em: <<https://portaldaminerao.com.br/dados-e-leis/dados/>>. Acesso em: 16 mar. 2019a.

IBRAM. *Economia Mineral do Brasil - Setembro/2018*. Disponível em: <<https://portaldaminerao.com.br/dados-e-leis/dados/>>. Acesso em: 16 mar. 2019b.

JACOBINI, L.; GALVÃO, V. M.; PASSOS, D. T.; SALIBA, A.P.M.; VIANA, E. M. F.; TARQUI, J. L. Z. Desempenho hidráulico do vertedor de um dique de enrocamento utilizando modelo reduzido. In: XXVIII CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, 2018, Buenos Aires, Argentina. *Anais*, 2018.

JAVADI, N.; MAHDI, T. F. Experimental investigation into rockfill dam failure initiation by overtopping. *Natural Hazards*, v. 74, n. 2, p. 623–637, 2014.

JULIEN, P. Y. *Erosion and Sedimentation*. 2. ed. New York: Cambridge University Press, 2010. 371 páginas.

JULIEN, P. Y. *River mechanics*. 1. ed. New York: Cambridge University Press, 2002. 371 páginas.

KOVACS, G. *Seepage Hydraulics*. New York: ESPC, 1981.

LARESE, A. *A coupled Eulerian- PFEM model for the simulation of overtopping in rockfill dams*. 2012. 258 f. Tese (PhD Program in Structural Analysis) - Departament de Resistència de Materials i Estructures a l'Enginyeria, Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports - Universitat Politècnica de Catalunya (UPC-BarcelonaTECH), Barcelona, 2012.

LARESE, A. *et al.* Numerical and Experimental Study of Overtopping and Failure of Rockfill Dams. *International Journal of Geomechanics*, v. 15, n. 4, 2015.

LEPS, T. M. Flow Through Rockfill. *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume*. New York: John Wiley and Sons, 1973. p. 87–107.

LOPEZ, C. F. *Experimental characterization of turbulence in steep rough streams*. 2019. 238 f. Tese (Ph.D. Program in Civil Engineering) - Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports - Universitat Politècnica de Catalunya (UPC-BarcelonaTECH), Barcelona, 2019.

MORÁN, R. *Mejora de la seguridad de las presas de escollera frente a percolación accidental mediante protecciones tipo repié*. 2013. 430 f. Tese (Doctoral in Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos) E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid, 2013.

OLIVEIRA, D. T. *Modelos hidráulicos. Teoria da semelhança e considerações sobre projeto e exploração de modelos fluviais*. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1980.

PINHEIRO, M. C. *Diretrizes para Elaboração de Estudos Hidrológicos e Dimensionamentos Hidráulicos em Obras de Mineração*. 1. ed. Porto Alegre: ABRH, 2011. 308 páginas.

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 368 páginas.

PORTAL DE TURISMO DE CAMPOS NOVOS. *Barragem Campos Novos*. Disponível em:

<<http://www.camposnovos.sc.gov.br/turismo/item/Atrativos/173/Barragens%20e%20Usinas>> Acesso em: 19 mai. 2018.

PORTO, R. DE M. *Hidráulica Básica*. 4. ed. São Carlos: EESC-USP, 2006. 519 páginas.

ROBINSON, K. M.; RICE, C. E.; KADAVY, K. C. Design of Rock Chutes. *Transactions of the ASAE*, v. 41, n. 3, p. 621–626, 1998.

ROCHA, A. C. *Sequenciamento de lavra trimestral na Mina Fábrica - Vale - Agosto de 2008*. Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/700/784/00001788.pdf>>. Acesso em: 16 out. 2017.

ROSHANFEKR, A. *Contributions to the hydraulics of flow-through rockfill structures*. 2013. 159 f. Tese (Doctor of Philosophy), Dalhousie University, Halifax, Nova Scotia, 2013.

SALIBA, A.P.M.; VIANA, E. M. F.; TARQUI, J. L. Z.; MARTINEZ, C. B.; COSTA, M. E. F.; FERREIRA JÚNIOR, A. G. Novos materiais e técnicas para construção de modelos reduzidos. In: THE 12th LATIN-AMERICAN CONGRESS ON ELECTRICITY GENERATION AND TRANSMISSION - CLAGTEE 2017, 2017, Mar del Plata. *Anais*, 2017.

SAMARCO. *Como a Samarco pretende voltar a operar - Licenciamento Operacional Corretivo do Complexo de Germano*. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=2g3V19dkk2l>>. Acesso em: 10 mar. 2018.

SAMARCO; AMPLO. *Relatório de impacto ambiental - RIMA - EIA integrado do complexo Germano*. Disponível em: <<https://www.samarco.com/wp-content/uploads/2017/11/rima-samarco-2017.pdf>>. Acesso em: 11 dez. 2017.

SANTOS, L. M. M. *Barragens de enrocamento galgáveis*. 1973. 185 f. Tese (Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia), Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 1973.

SIDDIQUA, S.; BLATZ, J. A.; PRIVAT, N. C. Evaluating the behaviour of instrumented prototype rockfill dams. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 50, n. 3, p. 298–310, mar. 2013.

TAYLOR, D. W. *Fundamentals of soil mechanics*. New York: Wiley, 1948.

TOLEDO, M. A. *Presas de escollera sometidas a sobrevertido. estudio del movimiento del agua a través de la escollera y de la estabilidad frente al deslizamiento en masa*. 1997. 441 f. Tese Tese (Doctoral in Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos) E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid (UPM), Madrid, 1997.

VIANA, E. M. DE F. *Mapeamento do Campo de Velocidades em Mecanismos de Transposição de Peixes do Tipo Slot Vertical em Diferentes Escalas*. 2005. 251 f. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

WILKINS, J. . Flow of water through rock fill and its application to the design of dams. *New Zealand Engineering*, p. 382–387, 1955.

APÊNDICE I – DADOS COLETADOS NOS ENSAIOS

Cenários A-I, B-I e B-II - Dique sem colmatção, sem compactação e blocos secos

Tabela 28 – Dados dos ensaios – Cenário A-I

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	h ₆₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₁₈₀ (cm)	h ₂₁₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
3	0,14	1,0	-	-	-	-	-	-	Fluxo mais acentuado na OE	-
	0,28	2,0	-	-	-	-	-	-	Fluxo mais acentuado na OE	-
	0,36	2,6	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de blocos na OE	Vazão percolada. Vazão chegou a 0,40 L/s (momento em que houve deslocamento)
8	0,14	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,28	2,0	-	-	-	-	-	-	-	-
	0,40	2,9	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de alguns blocos brancos e verdes	-
	0,55	3,9	-	-	-	-	-	-	Ruptura total OE	-
9	0,14	1,0	9,7	-	1,1	1,0	17,0	5,7	Movimentação de poucos blocos brancos	-
	0,28	2,0	13,8	-	1,5	1,6	28,0	9,3	Movimentação de alguns blocos brancos e rosas	-
	0,37	2,6	15,3	15,0	1,3	1,7	38,0	12,7	Deslocamento de muitos blocos OE. Ruptura a 28 cm do pé (blocos rosas)	Vazão percolada
10	0,14	1,0	8,9	-	1,2	0,8	15,0	5,0	Movimento de poucos blocos brancos	-
	0,28	2,0	12,9	-	1,5	1,0	26,0	8,7	Movimento de poucos blocos brancos e rosas	-
	0,37	2,6	13,8	-	1,5	1,3	28,0	9,3	Deslocamento de vários blocos brancos, rosas e verdes. Ruptura até o L _{emergência}	Vazão percolada
12	0,14	1,0	9,2	-	1,2	0,9	14,5	4,8	Deslocamento de poucas britas brancas	-
	0,28	2,0	13,2	-	1,5	1,4	26,0	8,7	Deslocamento de poucas britas amarelas	-
	0,40	2,9	15,3	15,0	2,5*	1,7	35,0	11,7	Deslocamento de blocos brancos. Apareceu um pouco dos blocos cinzas	Vazão percolada e limite
	0,42	3,0	15,5	15,3	2,7*	1,7	37,0	12,3	Deslocamento de blocos amarelos. Apareceu parte cinza	-
	0,49	3,5	15,5	15,0	3,4*	1,9	35,0	11,7	Quantidade grande de blocos brancos, amarelos e verdes deslocados	-
17	0,14	1,0	9,2	-	1,2	1,0	14,7	4,9	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	0,27	1,9	13,2	-	1,4	1,5	27,5	9,2	Deslocamento de poucos blocos brancos e amarelos	-
	0,39	2,8	15,3	-	2,1	1,85	-	-	Deslocamento de blocos brancos e amarelos com o aparecimento do fundo	Vazão percolada e limite
18	0,14	1,0	9,4	-	1,3	1,1	14,8	4,9	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	0,28	2,0	13,3	-	1,4	1,55	26,2	8,7	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	0,37	2,6	14,85	-	2,5	1,85	33,1	11,0	Deslocamento de blocos brancos e amarelos com o aparecimento do fundo	Vazão limite

* Com blocos deslocados no local da medição

Tabela 29 – Dados dos ensaios – Cenários B-I e B-II

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	q _{Protótipo A} (L/s.m)	h ₁₂₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₃₆₀ (cm)	h ₄₂₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
B-I.1	1,16	2,9	1,9	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de poucos blocos brancos	Teve pico de energia durante o ensaio
	2,47	6,2	4,0	24,3	-	3,5	3,6	45,7	15,2	Deslocamento de blocos brancos e amarelos e apareceu fundo na faixa de blocos amarelos	-
B-II.1	0,57	1,4	0,9	11,0	-	2,4	2,3	20,3	6,8	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,09	2,7	1,8	15,1	-	3,0	2,8	31,3	10,4	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,71	4,3	2,7	18,7	-	3,1	3,4	41,8	13,9	Apareceu fundo cinza nos blocos amarelos	Vazão limite
	1,80	4,5	2,9	19,0	19,1	3,2	3,5	43,8	14,6	Sem deslocamento adicional de blocos	Vazão máxima percolada
	1,94	4,8	3,1	19,3	19,1	3,3	3,6	44,8	14,9	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	2,56	6,4	4,1	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de blocos brancos, amarelos e verdes	-
	2,77	6,9	4,5	20,1	-	4,9	4,7	-	-	Ruptura	-
B-II.4	0,58	1,5	0,9	10,7	-	2,4	2,2	16,8	5,6	Sem deslocamento de blocos	-
	1,14	2,9	1,8	14,8	-	3,0	2,8	30,3	10,1	Deslocamento de poucos blocos amarelos	-
	1,71	4,3	2,7	18,2	-	3,3	3,5	38,3	12,8	Deslocamento de poucos blocos amarelos	Vazão limite
	2,03	5,1	3,3	19,2	19,1	3,6	3,6	43,3	14,4	Deslocamento de blocos amarelos. Aparecimento do fundo cinza	Vazão máxima percolada
	2,24	5,6	3,6	19,6	19,5	3,7	3,7	48,3	16,1	Deslocamento de blocos brancos e amarelos	-
	2,56	6,4	4,1	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de blocos brancos, amarelos e verdes	-
	3,02	7,6	4,9	-	-	-	-	-	-	Ruptura	-
B-II.5	0,58	1,5	0,9	10,7	-	2,4	2,2	19,3	6,4	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,14	2,9	1,8	14,7	-	3,0	2,8	30,3	10,1	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,71	4,3	2,7	18,3	-	3,3	3,4	40,3	13,4	Deslocamento de poucos blocos amarelos	-
	2,03	5,1	3,3	19,2	19,1	3,5	3,5	43,3	14,4	Deslocamento de poucos blocos amarelos	Vazão limite e vazão máxima percolada
	2,24	5,6	3,6	19,7	19,7	3,5	3,7	44,3	14,8	Deslocamento de blocos brancos e amarelos. Aparecimento do fundo cinza	-
	3,02	7,6	4,9	18,2	-	-	-	-	-	Ruptura	-
B-II.6	0,30	0,8	0,5	7,2	-	2	1,9	14,3	4,8	Sem deslocamento de blocos	-
	0,35	0,9	0,6	7,8	-	2,1	2	14,8	4,9	Sem deslocamento de blocos	-
	0,46	1,2	0,7	9,2	-	2,2	2,1	15,3	5,1	Sem deslocamento de blocos	-
	0,58	1,5	0,9	10,5	-	2,4	2,2	18,3	6,1	Sem deslocamento de blocos	-
	0,84	2,1	1,4	12,5	-	2,7	2,5	23,3	7,8	Sem deslocamento de blocos	-
	1,14	2,9	1,8	14,6	-	2,9	2,8	29,3	9,8	Sem deslocamento de blocos	-
	1,30	3,3	2,1	15,5	-	3,0	3,0	31,3	10,4	Deslocamento de poucos blocos amarelos	-
	1,47	3,7	2,4	16,4	-	3,2	3,1	34,3	11,4	Deslocamento de poucos blocos amarelos	-
	1,65	4,1	2,7	17,6	-	3,4	3,3	38,8	12,9	Deslocamento de poucos blocos brancos e amarelos	Vazão limite
	1,74	4,4	2,8	18,0	-	3,5	3,4	40,3	13,4	Deslocamento adicional de poucos blocos amarelos. Apareceu fundo cinza	-
	1,84	4,6	3,0	18,3	-	3,5	3,5	41,3	13,8	Deslocamento adicional de poucos blocos amarelos	-
	1,94	4,8	3,1	18,7	-	3,6	3,5	42,3	14,1	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	2,03	5,1	3,3	19,0	-	3,6	3,6	42,8	14,3	Deslocamento de blocos amarelos	-
	2,24	5,6	3,6	19,4	19,1	3,7	3,7	44,3	14,8	Deslocamento de blocos brancos, amarelos e verdes	Vazão máxima percolada
2,56	6,4	4,1	19,9	-	3,8	3,9	-	-	Deslocamento de blocos brancos, amarelos e verdes	-	
3,02	7,6	4,9	-	-	4,8	4,0	-	-	Ruptura	-	
3,27	8,2	5,2	-	-	4,9	4,3	-	-	Sem aumento do tamanho da brecha	-	
3,52	8,8	5,7	-	-	5,0	4,5	-	-	Sem aumento do tamanho da brecha	-	
4,33	10,8	7,0	-	-	5,3	4,7	-	-	Sem aumento do tamanho da brecha	-	

Cenários A-II – Dique sem colmatção, sem compactação e blocos úmidos

Tabela 30 – Dados dos ensaios – Cenário A-II

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	h ₆₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₁₈₀ (cm)	h ₂₁₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
1	0,25	1,8	-	-	-	-	-	-	Sem deslocamento de blocos	-
	0,31	2,2	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de blocos OE	-
	0,37	2,6	-	-	-	1,6	-	-	Deslocamento de blocos OE	Vazão percolada
2	0,14	1,0	8,9	-	-	0,9	-	-	Sem deslocamento de blocos	-
	0,28	2,0	13,6	-	-	1,4	-	-	Leve suspensão dos blocos no trecho final do talude	-
	0,38	2,7	15,2	-	-	1,6	-	-	Aumento da suspensão dos blocos no trecho final do talude	Vazão percolada. Deslocamento de blocos menor que na sim. 1
	0,46	3,3	15,3	-	-	1,7	-	-	Deslocamento de grande quantidade de blocos no início da simulação	-
11	0,14	1,0	8,6	-	0,7	0,7	15,0	5,0	Deslocamento de poucos blocos no pé do dique	-
	0,28	2,0	12,4	-	1,0	1,1	26,0	8,7	Deslocamento de poucos blocos no pé do dique	-
	0,37	2,6	14,2	-	1,9	1,8	33,0	11,0	Deslocamento de alguns blocos	-
	0,41	2,9	14,7	15,0	1,5	1,4	34,0	11,3	Aparentemente deslocamento considerável de blocos	Vazão percolada. Inserir régua dentro do reservatório que causou o deslocamento de blocos
	0,46	3,3	15,2	15,3	1,1	1,8	40,0	13,3	Aparentemente não aumentou o deslocamento de blocos	-
	0,51	3,6	15,3	15,4	3,5	1,8	32,0	10,7	Avanço da erosão para montante. Deslocamento de blocos até L _{emergência}	-
16	0,14	1,0	8,9	-	1,3	1,1	15,6	5,2	Sem deslocamento de blocos	-
	0,28	2,0	12,7	-	1,7	1,5	28	9,3	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	0,42	3,0	15	14,9	2,3	1,9	34,2	11,4	Deslocamento de poucos blocos brancos e amarelos	Vazão percolada e limite Vazão limite maior que simulação 12 (blocos secos)
	0,46	3,3	15,4	15	2,7	2,0	38	12,7	Deslocamento de blocos brancos e amarelos com aparecimento do fundo	-

Cenários A-III – Dique sem colmatção, com compactação e blocos secos

Tabela 31 – Dados dos ensaios – Cenário A-III

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	h ₆₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₁₈₀ (cm)	h ₂₁₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
6	0,14	1,0	10,4	-	-	0,8	17,0	5,7	Sem deslocamento de blocos	-
	0,28	2,0	14,2	-	-	1,3	28,5	9,5	Deslocamento de poucos blocos OE	-
	0,31	2,2	15,0	-	-	1,4	30,5	10,2	Deslocamento de poucos blocos OE	-
	0,36	2,6	15,2	-	-	1,5	35,3	11,8	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	0,39	2,8	15,5	-	-	1,6	Vertendo	-	1,0 cm de profundidade de deslocamento de blocos	Vazão percolada
	0,43	3,1	15,7	15,5	-	1,7	Vertendo	-	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	0,46	3,3	15,8	15,5	-	1,8	Vertendo	-	1,5 cm de profundidade de deslocamento de blocos	-

Cenários A-IV – Dique sem colmatção, com compactação e blocos úmidos

Tabela 32 – Dados dos ensaios – Cenário A-IV

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	h ₆₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₁₈₀ (cm)	h ₂₁₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
4	0,14	1,0	9,1	-	-	1,1	13,0	4,3	Sem deslocamento de blocos	-
	0,28	2,0	12,8	-	-	1,5	22,0	7,3	Deslocamento de poucos blocos	-
	0,39	2,8	14,9	-	-	1,6	29,0	9,7	Deslocamento de poucos blocos	Vazão percolada. Demorou para ajustar vazão e houve vertimento
	0,50	3,6	15,9	-	-	-	-	-	Grande deslocamento de blocos da OE	Deslocamento após encostarem no canal
5	0,14	1,0	9,0	-	-	1,0	16,0	5,3	Sem deslocamento de blocos	-
	0,28	2,0	12,9	-	-	1,3	25,0	8,3	Deslocamento de poucos blocos OE	-
	0,41	2,9	15,1	-	-	1,6	31,0	10,3	Deslocamento de poucos blocos OE	Vazão percolada
	0,42	3,0	15,3	-	-	1,7	32,0	10,7	Deslocamento de poucos blocos OE	-
	0,44	3,1	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de poucos blocos OE	-
7	0,16	1,1	10,0	-	-	1,0	14,9	5,0	Sem deslocamento de blocos	-
	0,32	2,3	13,9	-	-	1,4	28,5	9,5	Pouco deslocamento. Desarrumou na estaca 168	-
	0,39	2,8	15,0	-	-	1,6	33,3	11,1	Pouco deslocamento, com maior quantidade na OE. Estaca 160	Vazão percolada
	0,44	3,1	15,1	-	-	1,7	34,5	11,5	Pouco deslocamento de blocos, com maior quantidade na OE	-
	0,48	3,4	15,9	15,5	-	1,8	Vertendo	-	Pouco deslocamento de blocos, com maior quantidade na OE	-

Cenários A-V e B-III– Dique com colmatção do talude de montante, sem compactação e blocos secos

Tabela 33 – Dados dos ensaios – Cenário A-V

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	h ₆₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₁₈₀ (cm)	h ₂₁₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
13									O ensaio foi interrompido pois a massa de modelar não impermeabilizou o talude de montante	
14	0,14	1,0	16,5	15,4	1,4	1,1	15,5	5,2	Percolação pela fundação e na lateral da parte superior	Plástico levantou
	0,28	2,0	16,9	15,4	1,9	1,5	-	-	Leve deslocamento de blocos brancos	-
	0,35	2,5	17	15,6	2,2	1,8	-	-	Deslocamento de blocos amarelos	-
	0,40	2,9	17,1	15,8	2,9	1,9	-	-	Deslocamento de blocos verdes	-
15	0,14	1,0	16,1	15,6	1,2	1,0	17,5	5,8	Percolação reduzida pela fundação e na lateral da parte inferior	-
	0,28	2,0	16,3	15,9	2,0	1,5	28,2	9,4	Deslocamento de alguns blocos brancos	-
	0,31	2,2	16,4	16	2,1	1,6	30	10,0	Sem deslocamento adicional	Vazão limite
	0,35	2,5	16,5	16	2,0	1,8	-	-	Deslocamento de blocos brancos com aparecimento dos blocos cinzas	-
	0,38	2,7	16,5	16,1	2,2	1,8	-	-	Deslocamento de blocos amarelos	Bola de isopor deslocou mais blocos

Tabela 34 – Dados dos ensaios – Cenário B-III

Ensaio	Q (L/s)	q (L/s.m)	q ^{Protótipo A} (L /s.m)	h ₁₂₀ (cm)	h _{crista} (cm)	h ₃₆₀ (cm)	h ₄₂₀ (cm)	L _{emergência} (cm)	h _{emergência} (cm)	Resultado	Observação
2	0,58	1,4	0,9	19,6	19,3	2,4	2,1	19,3	6,4	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,19	3,0	1,9	20,0	19,8	2,8	2,8	29,3	9,8	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	1,80	4,5	2,9	20,5	20,1	3,2	3,3	-	-	Deslocamento de poucos blocos amarelos	Vertimento apenas na OD
	1,92	4,8	3,1	20,7	20,1	3,3	3,4	-	-	Deslocamento adicional de poucos blocos amarelos	-
	2,01	5,0	3,2	20,8	20,1	3,4	3,5	-	-	Deslocamento adicional de poucos blocos amarelos	Vazão limite
	2,34	5,9	3,8	21,0	20,2	3,6	3,6	-	-	Ruptura OD	-
3	0,58	1,4	0,9	19,8	-	2,4	2,2	17,3	5,8	Deslocamento de poucos blocos brancos	-
	1,19	3,0	1,9	20,2	-	2,9	2,8	27,3	9,1	Sem deslocamento adicional de blocos	-
	1,65	4,1	2,7	20,4	-	3,1	3,1	33,3	11,1	Deslocamento de poucos blocos amarelos	-
	1,82	4,5	2,9	20,7	-	3,4	3,4	43,3	14,4	Deslocamento de blocos amarelos	-
	1,94	4,8	3,1	20,7	-	3,5	3,5	43,3	14,4	Deslocamento de poucos blocos amarelos	Vazão limite
	2,14	5,3	3,4	20,8	-	3,3	3,7	-	-	Deslocamento de blocos amarelos e verdes. Aparecimento do fundo cinza	-
	2,34	5,9	3,8	-	-	-	-	-	-	Deslocamento de blocos brancos, amarelos e verdes	-
	2,91	7,3	4,7	-	-	-	-	-	-	Ruptura	-

APÊNDICE II – REGISTRO FOTOGRÁFICO DOS ENSAIOS

Cenário A - I – Dique com inclinação do talude de jusante de 6,0H:1,0V**Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A**(a) Ensaio 5 - $Q = 0,28$ L/s(b) Ensaio 12 - $Q = 0,28$ L/s(c) Ensaio 4 - $Q = 0,55$ L/s(d) Ensaio 4 - $Q = 0,55$ L/s

Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A(f) Ensaio 3 - $Q = 0,69$ L/s(h) Ensaio 9 - $Q = 0,69$ L/s(i) Ensaio 10 - $Q = 0,69$ L/s(k) Ensaio 11 - $Q = 0,69$ L/s(m) Ensaio 8 - $Q = 0,81$ L/s

Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A(o) Ensaio 7 - $Q = 0,91 \text{ L/s}$ (q) Ensaio 6 - $Q = 1,40 \text{ L/s}$ (s) Ensaio 1 - $Q = 2,40 \text{ L/s}$ (t) Ensaio 2 - $Q = 2,50 \text{ L/s}$

Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A(e) Ensaio 3 - $Q = 0,69$ L/s(g) Ensaio 9 - $Q = 0,69$ L/s(j) Ensaio 10 - $Q = 0,69$ L/s(l) Ensaio 11 - $Q = 0,69$ L/s

Figura 51 – Registro fotográfico - Cenário A(n) Ensaio 8 - $Q = 0,81 \text{ L/s}$ (p) Ensaio 7 - $Q = 0,91 \text{ L/s}$ (r) Ensaio 6 - $Q = 1,40 \text{ L/s}$

Cenários A-I, B-I e B-II - Dique sem colmatção, sem compactação e blocos secos

Figura 52 – Registro fotográfico - Cenário A-I.3



(a) Início da simulação



(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$



(c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$



(d) $Q = 0,36 \text{ L/s}$

Figura 53 – Registro fotográfico - Cenário A-I.8

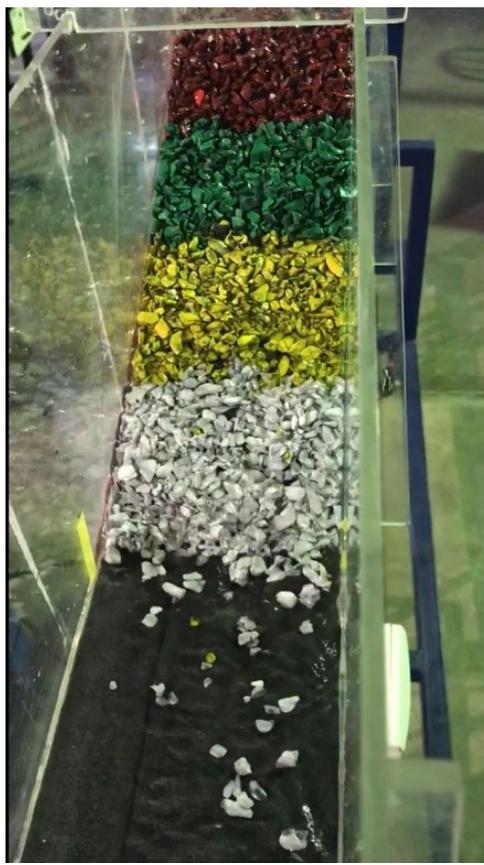
(a) $Q = 0,14$ L/s(b) $Q = 0,28$ L/s(c) $Q = 0,40$ L/s(d) $Q = 0,55$ L/s

Figura 54 – Registro fotográfico - Cenário A-I.9



(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,37 \text{ L/s}$

Figura 55 – Registro fotográfico - Cenário A-I.10



(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,37 \text{ L/s}$

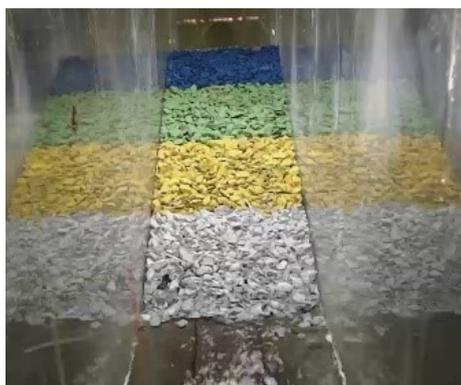
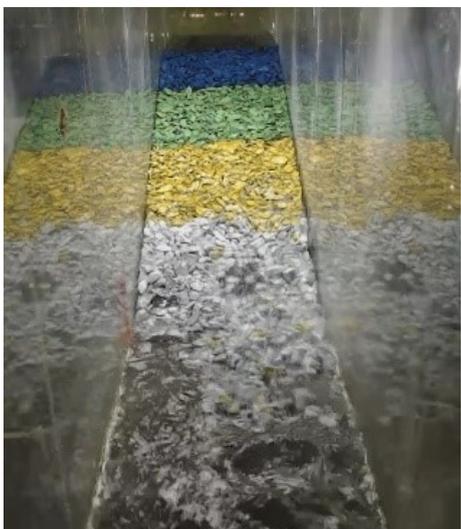
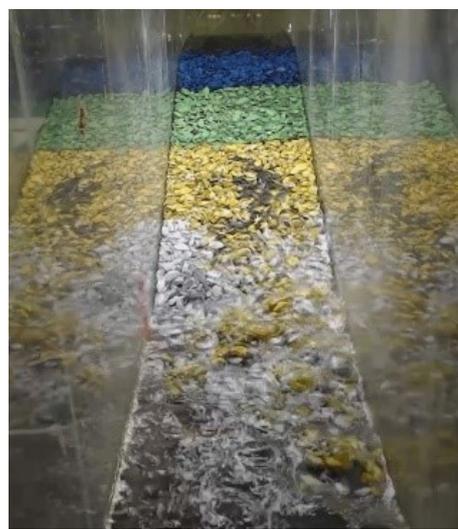
Figura 56 – Registro fotográfico - Cenário A-I.12(a) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (b) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,40 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,42 \text{ L/s}$ (e) $Q = 0,49 \text{ L/s}$

Figura 57 – Registro fotográfico - Cenário A-I.17



(a) Início da simulação

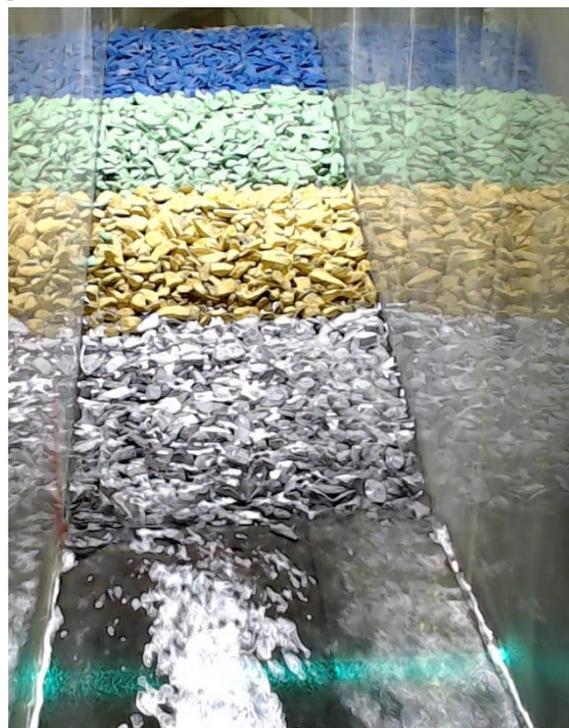
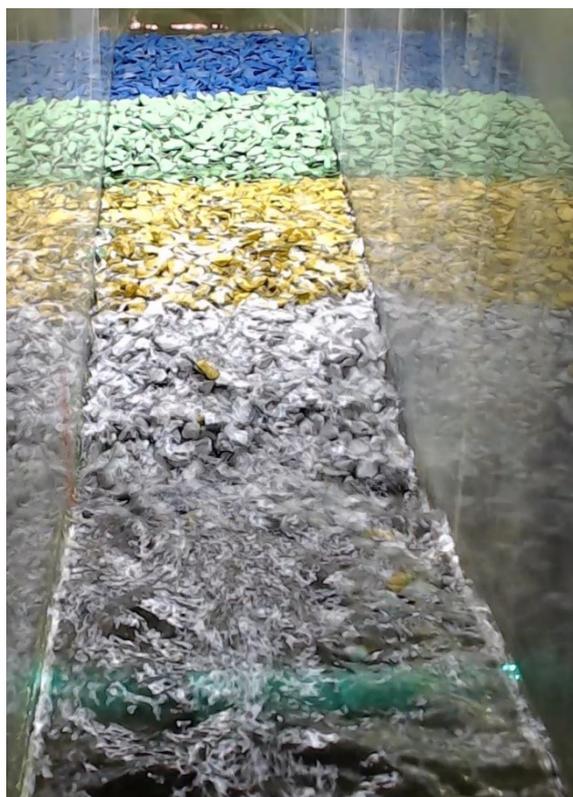
(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,27 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,39 \text{ L/s}$

Figura 58 – Registro fotográfico - Cenário A-I.18

(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,37 \text{ L/s}$

Figura 59 – Registro fotográfico - Cenário B-II.1

(a) Início da simulação

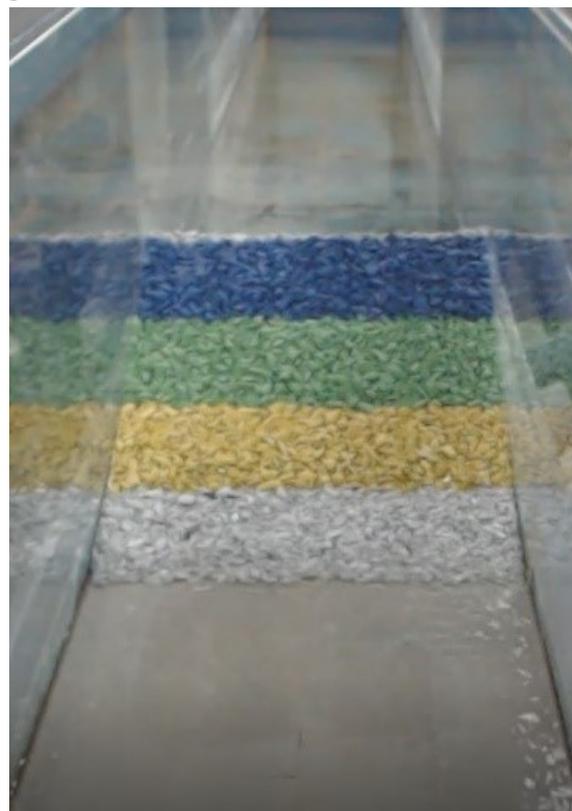
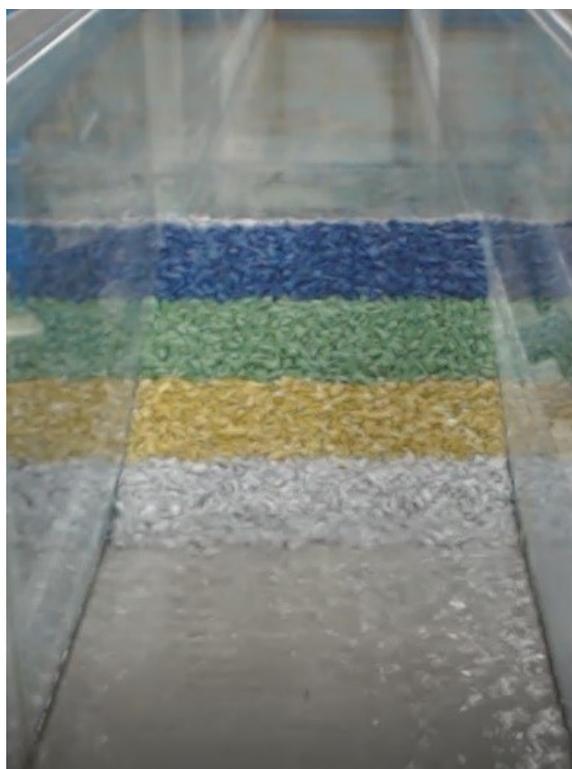
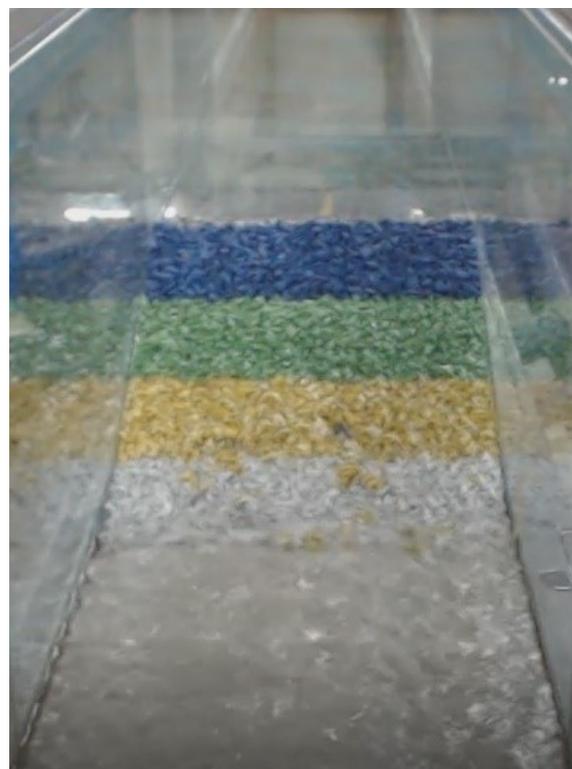
(b) $Q = 0,57 \text{ L/s}$ (c) $Q = 1,09 \text{ L/s}$ (d) $Q = 1,71 \text{ L/s}$

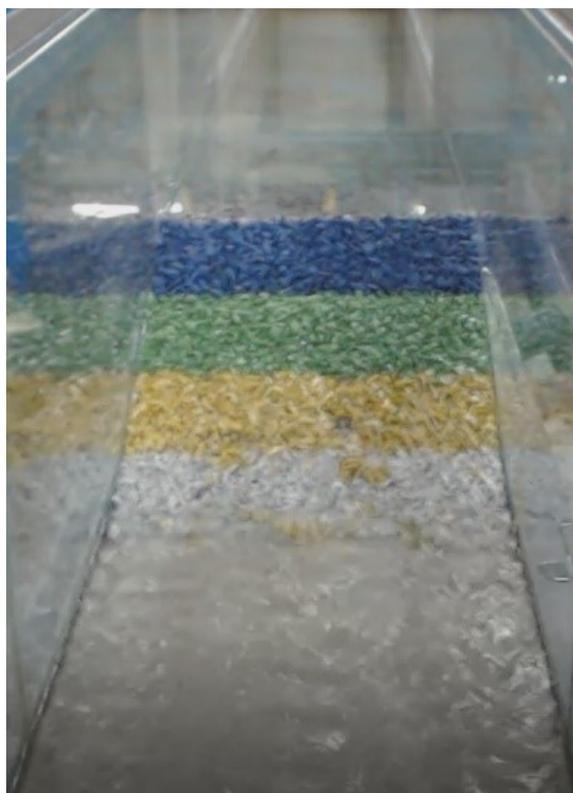
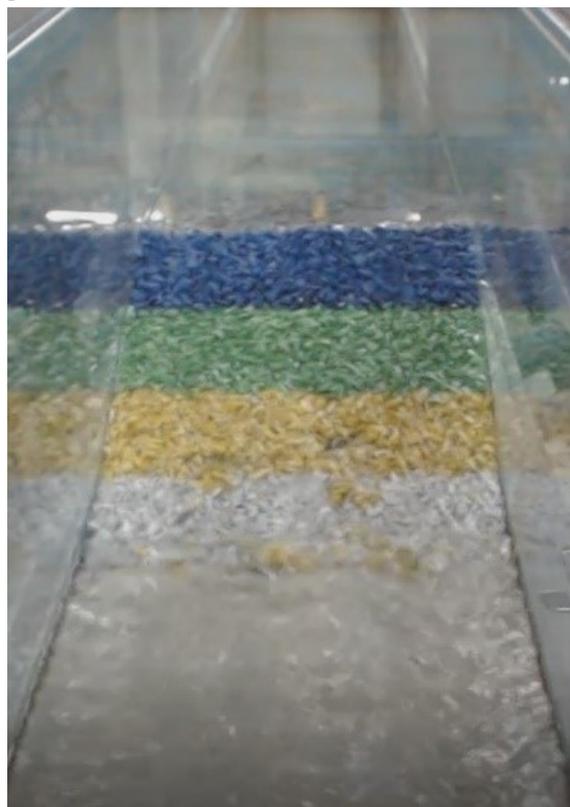
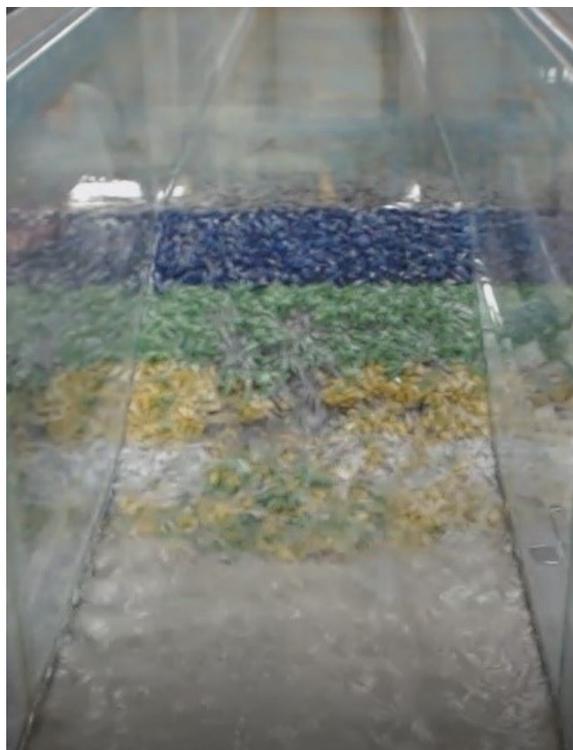
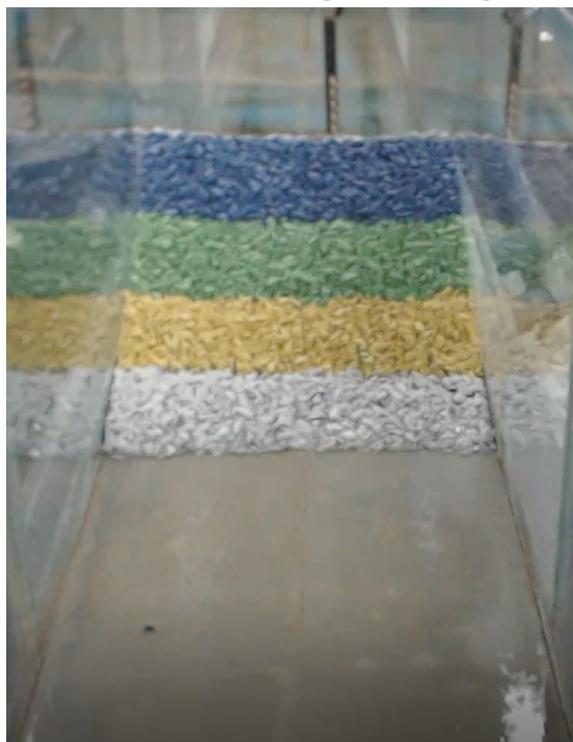
Figura 59 – Registro fotográfico - Cenário B-II.1(e) $Q = 1,80 \text{ L/s}$ (f) $Q = 1,94 \text{ L/s}$ (g) $Q = 2,56 \text{ L/s}$ (h) $Q = 2,77 \text{ L/s}$

Figura 60 – Registro fotográfico - Cenário B-II.4

(a) Início da simulação

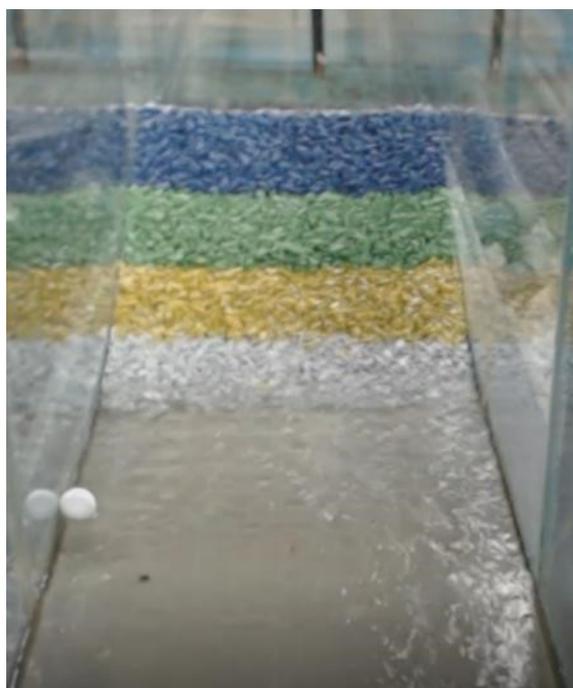
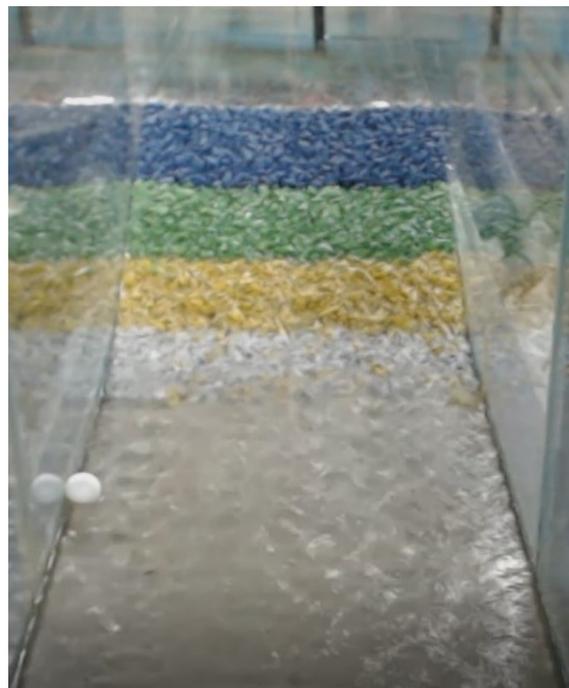
(b) $Q = 0,58$ L/s(c) $Q = 1,14$ L/s(d) $Q = 1,71$ L/s

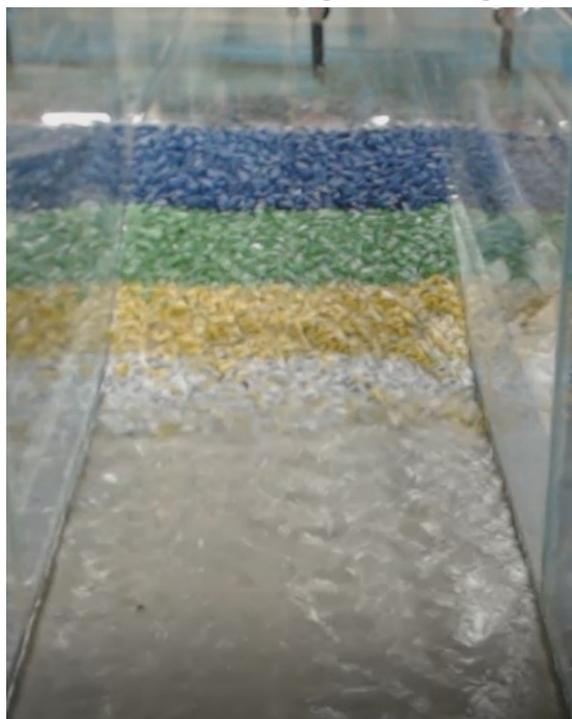
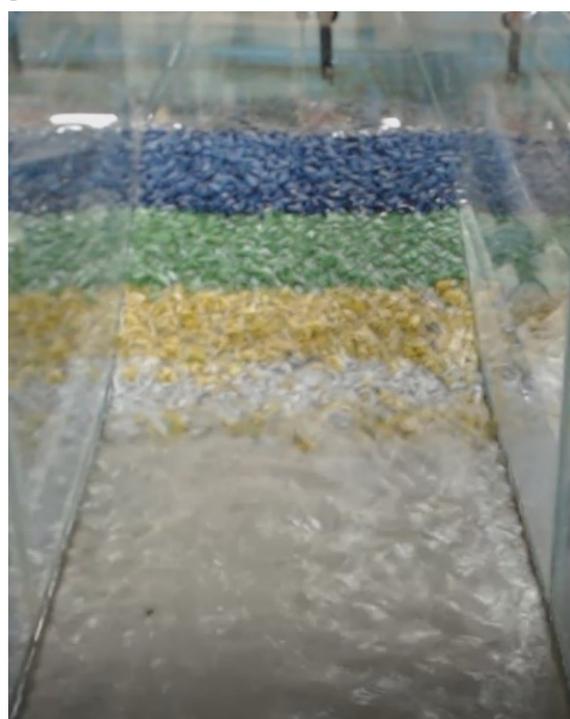
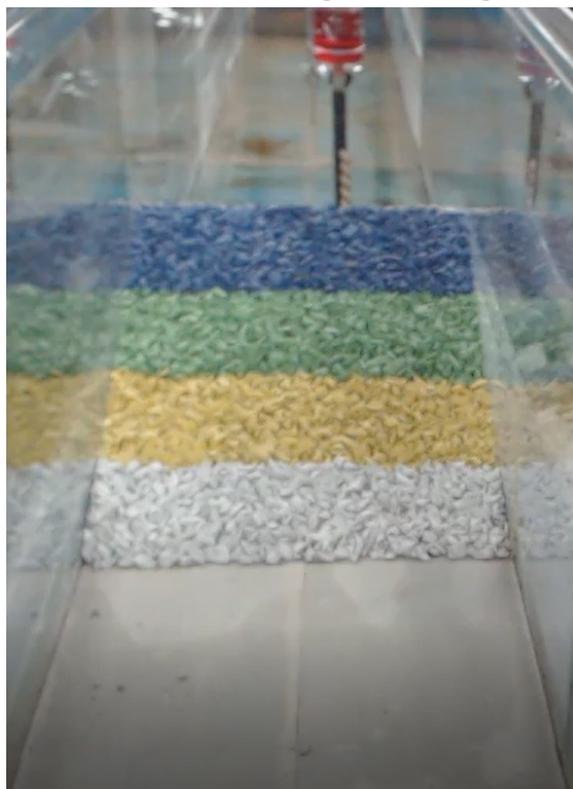
Figura 60 – Registro fotográfico - Cenário B-II.4(e) $Q = 2,03 \text{ L/s}$ (f) $Q = 2,24 \text{ L/s}$ (g) $Q = 2,56 \text{ L/s}$ (h) $Q = 3,02 \text{ L/s}$

Figura 61 – Registro fotográfico - Cenário B-II.5

(a) Início da simulação

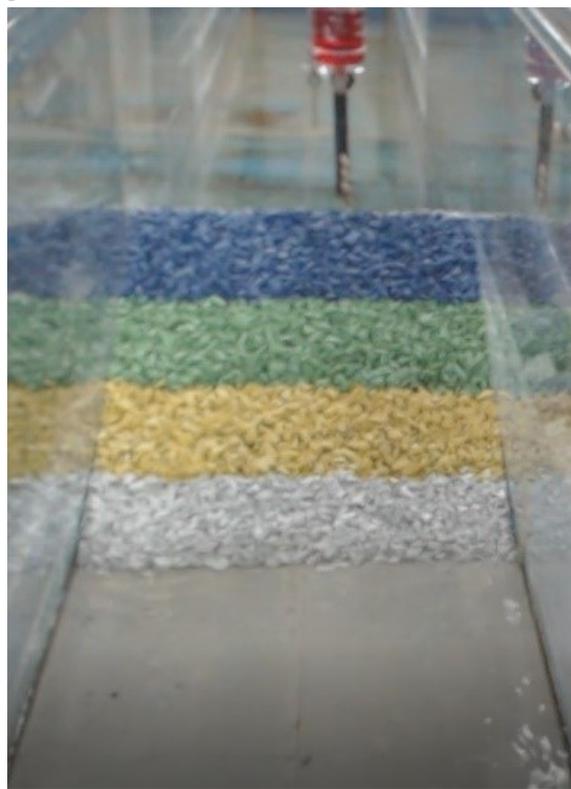
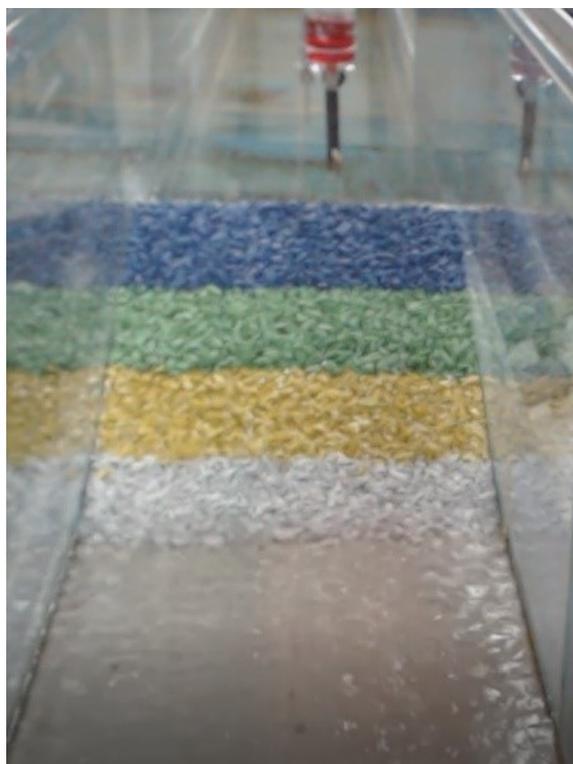
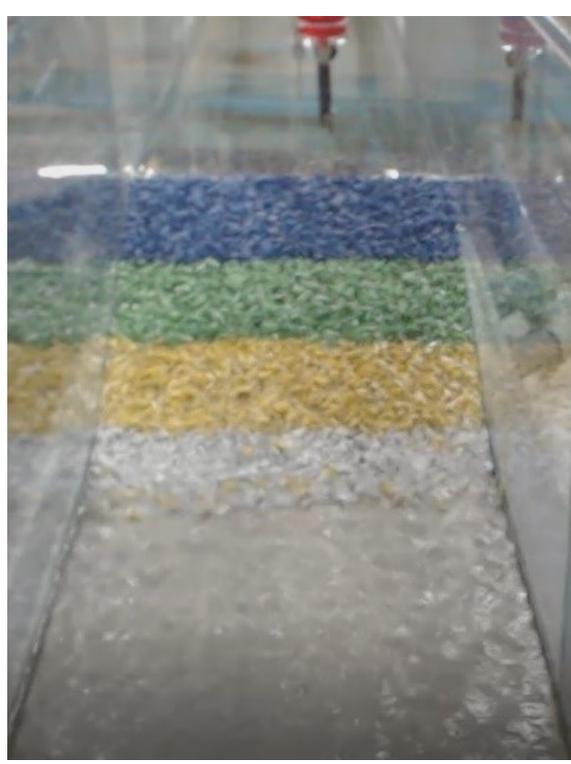
(b) $Q = 0,58 \text{ L/s}$ (c) $Q = 1,14 \text{ L/s}$ (d) $Q = 1,71 \text{ L/s}$

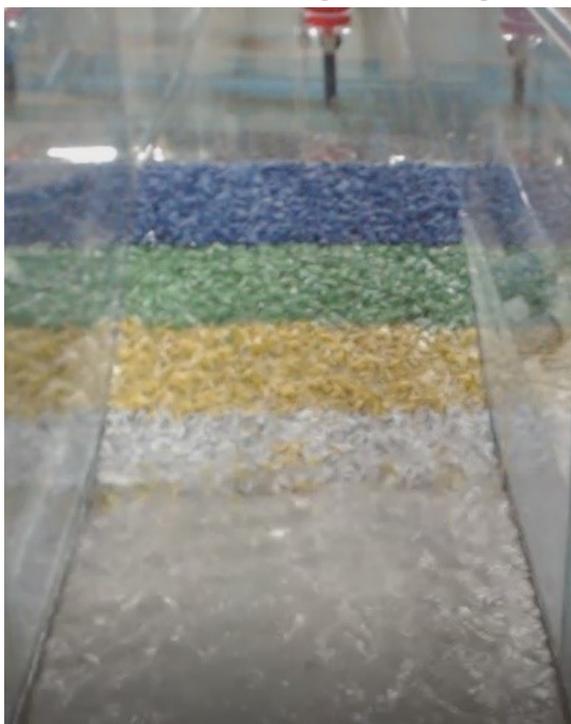
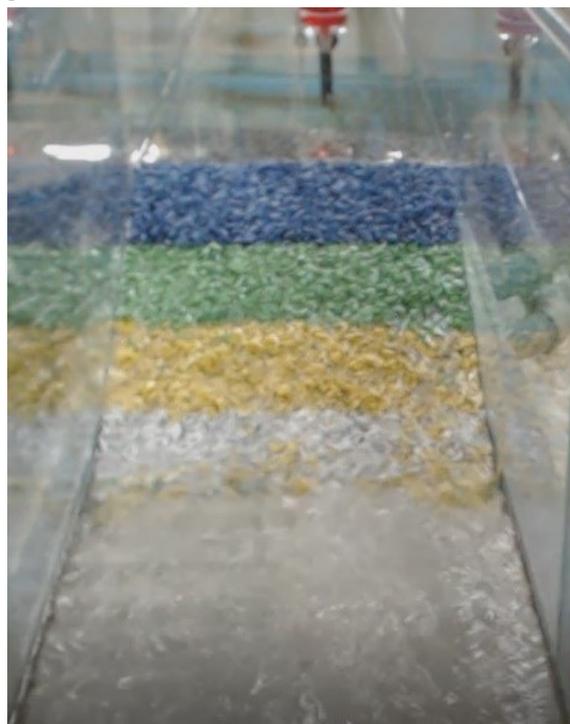
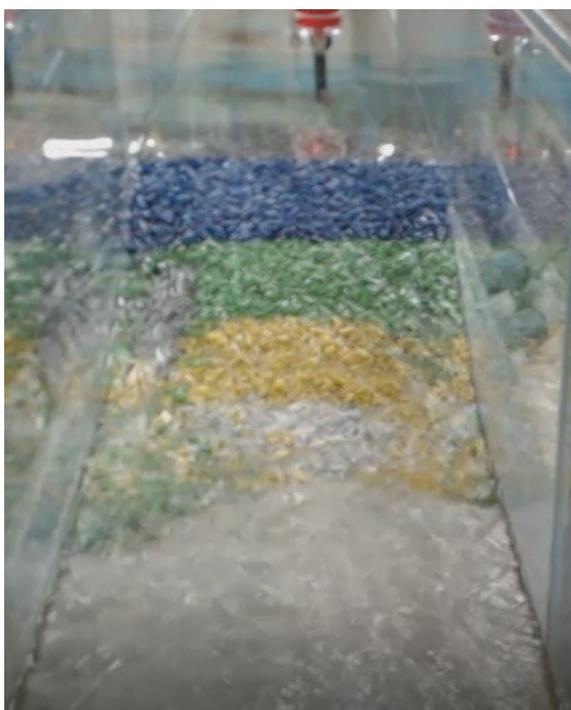
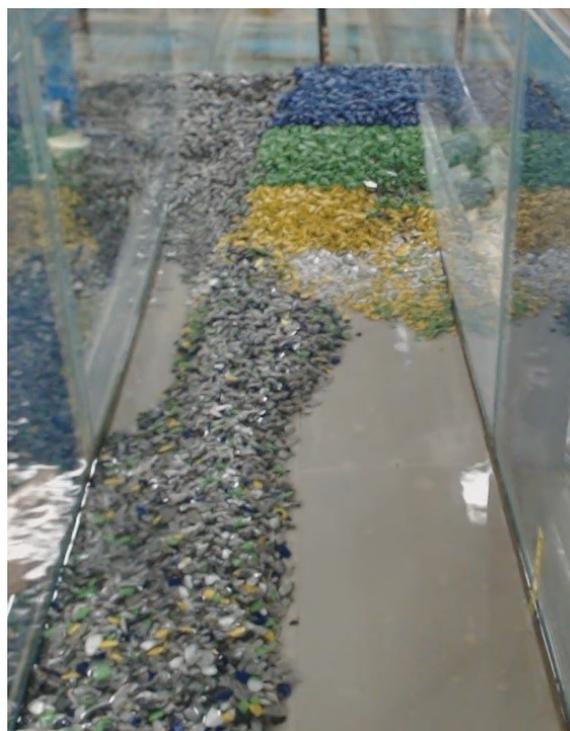
Figura 61 – Registro fotográfico - Cenário B-II.5(e) $Q = 2,03 \text{ L/s}$ (f) $Q = 2,24 \text{ L/s}$ (g) $Q = 3,02 \text{ L/s} - 1 \text{ min de simulação}$ (h) $Q = 3,02 \text{ L/s} - \text{final da simulação}$

Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6

(a) Início da simulação

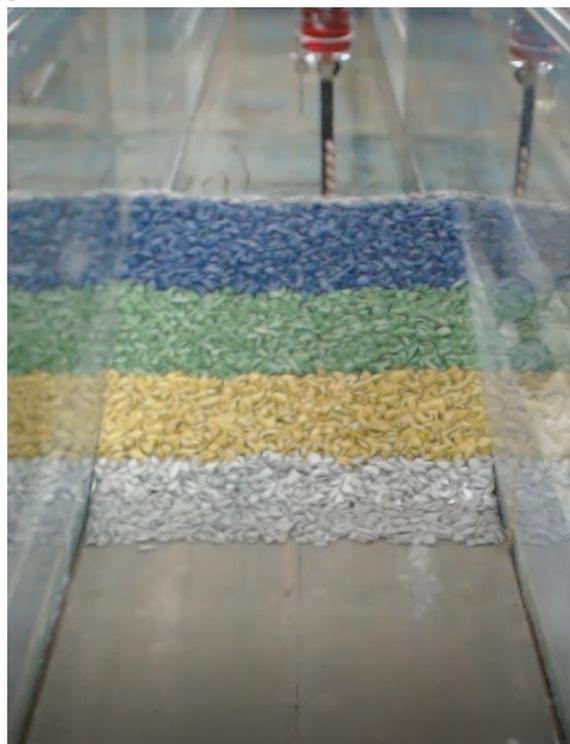
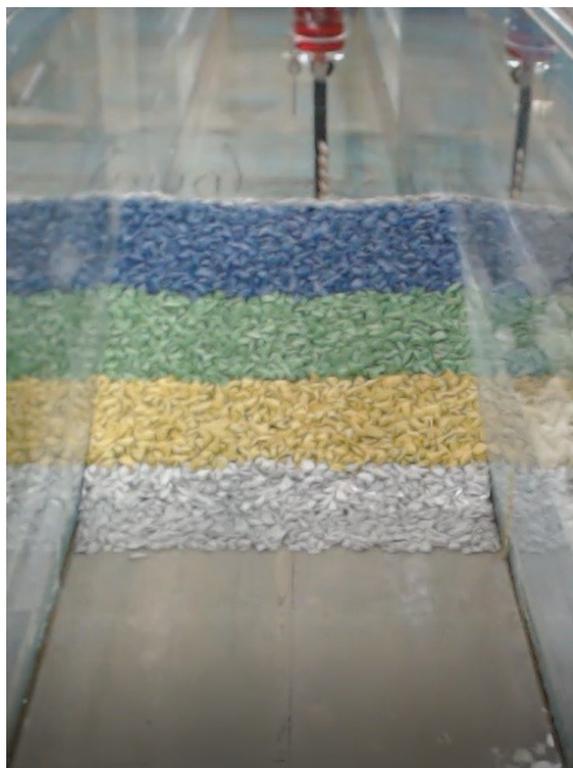
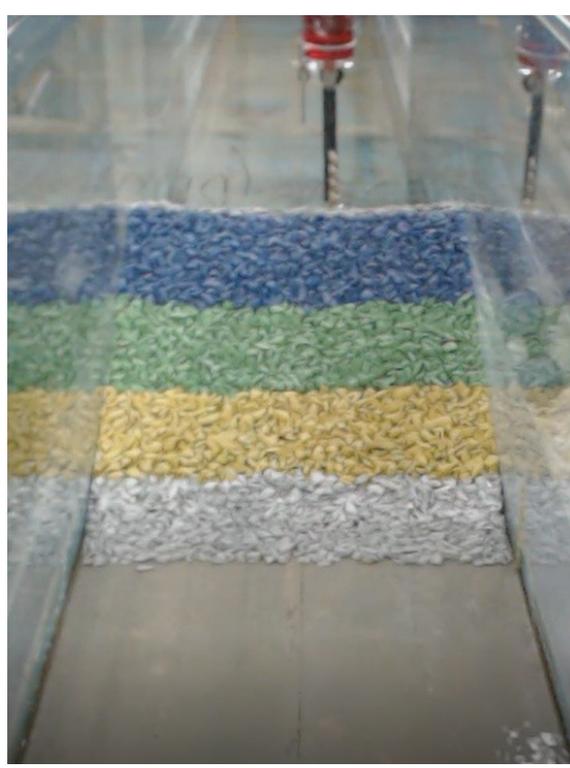
(b) $Q = 0,30 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,35 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,46 \text{ L/s}$

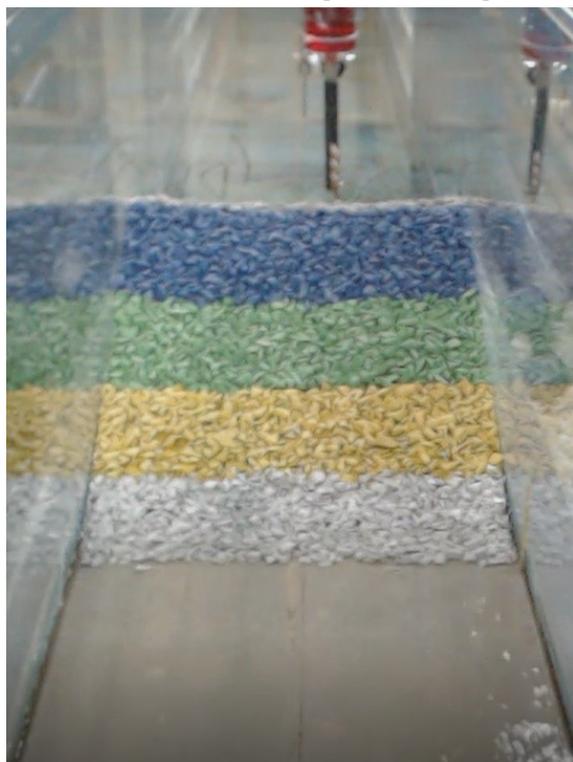
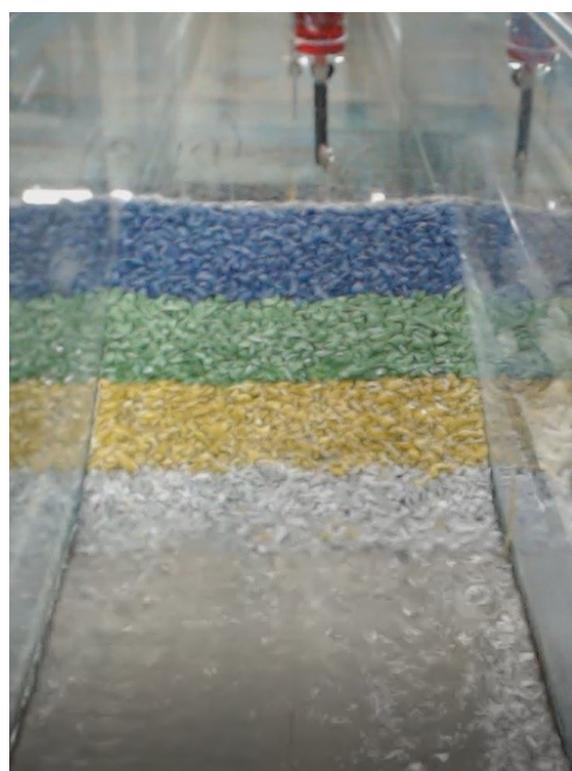
Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6(e) $Q = 0,58 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,84 \text{ L/s}$ (g) $Q = 1,14 \text{ L/s}$ (h) $Q = 1,30 \text{ L/s}$

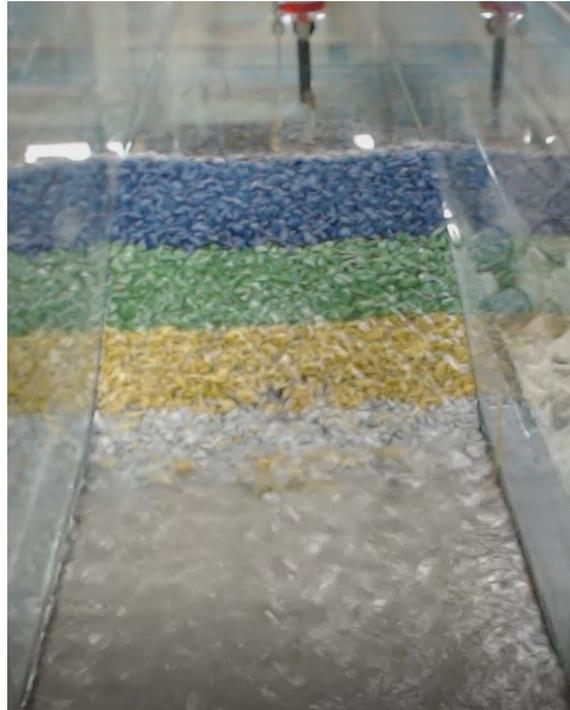
Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6(i) $Q = 1,47 \text{ L/s}$ (j) $Q = 1,65 \text{ L/s}$ (k) $Q = 1,74 \text{ L/s}$ (l) $Q = 1,84 \text{ L/s}$

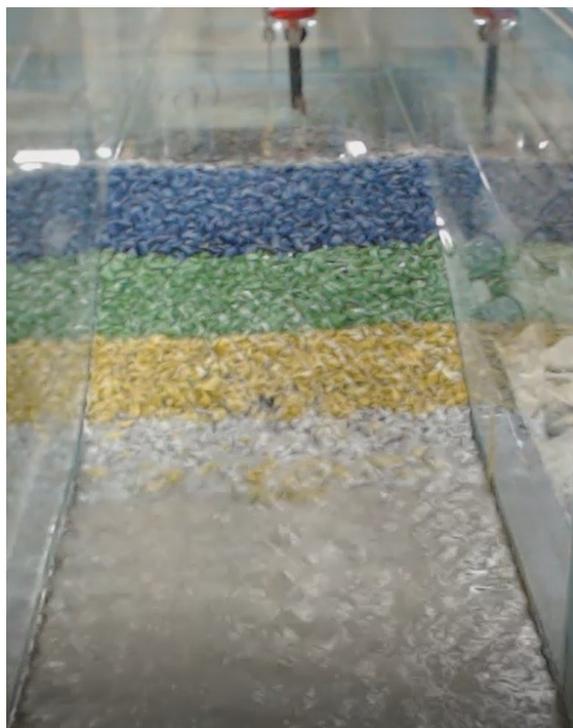
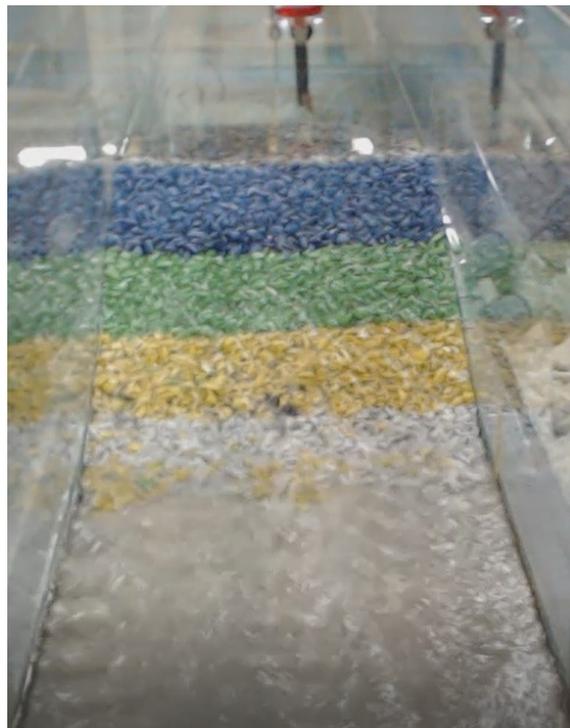
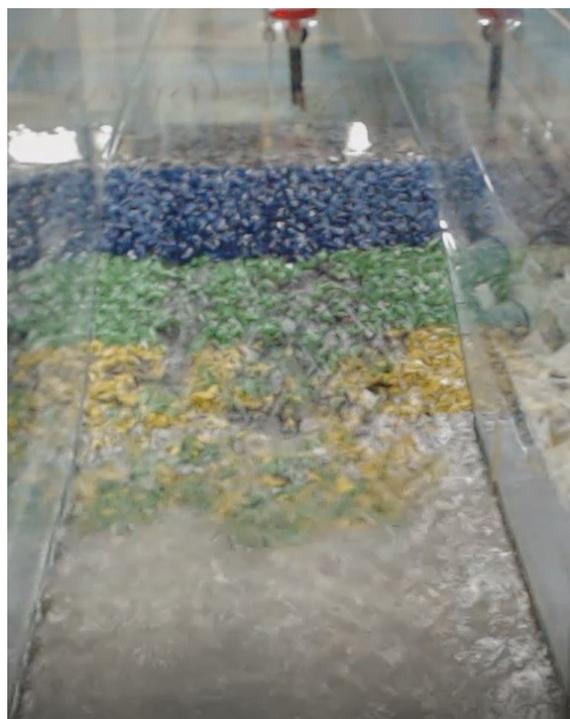
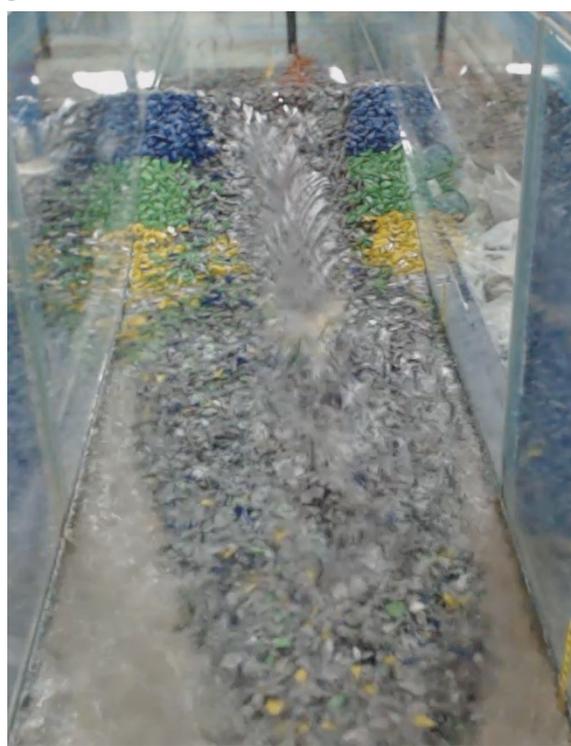
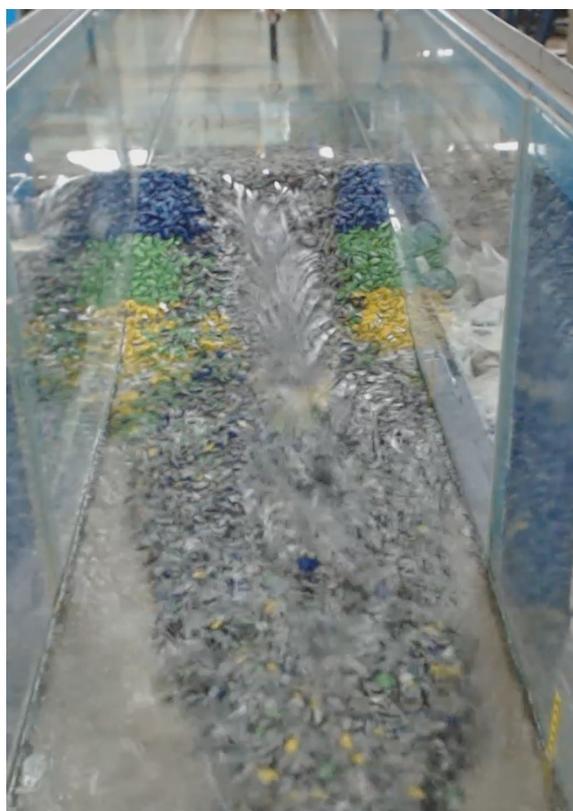
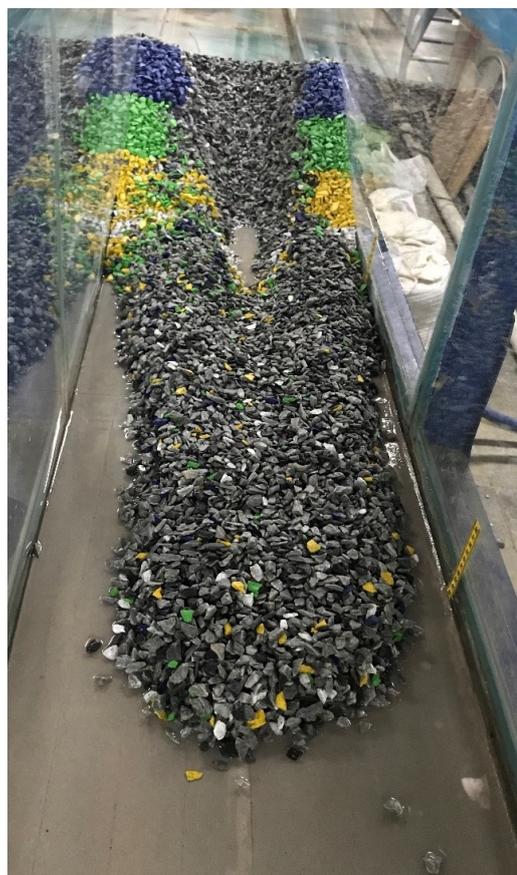
Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6(m) $Q = 1,94 \text{ L/s}$ (n) $Q = 2,03 \text{ L/s}$ (o) $Q = 2,24 \text{ L/s}$ (p) $Q = 2,56 \text{ L/s}$

Figura 62 – Registro fotográfico - Cenário B-II.6(q) $Q = 3,02 \text{ L/s}$ (r) $Q = 3,27 \text{ L/s}$ (s) $Q = 3,52 \text{ L/s}$ (t) $Q = 4,33 \text{ L/s}$

Cenários A-II – Dique sem colmatção, sem compactação e blocos úmidos**Figura 63 – Registro fotográfico - Cenário A-II.1****(a) Início da simulação****(b) $Q = 0,25 \text{ L/s}$** **(c) $Q = 0,31 \text{ L/s}$**

Figura 63 – Registro fotográfico - Cenário A-II.1



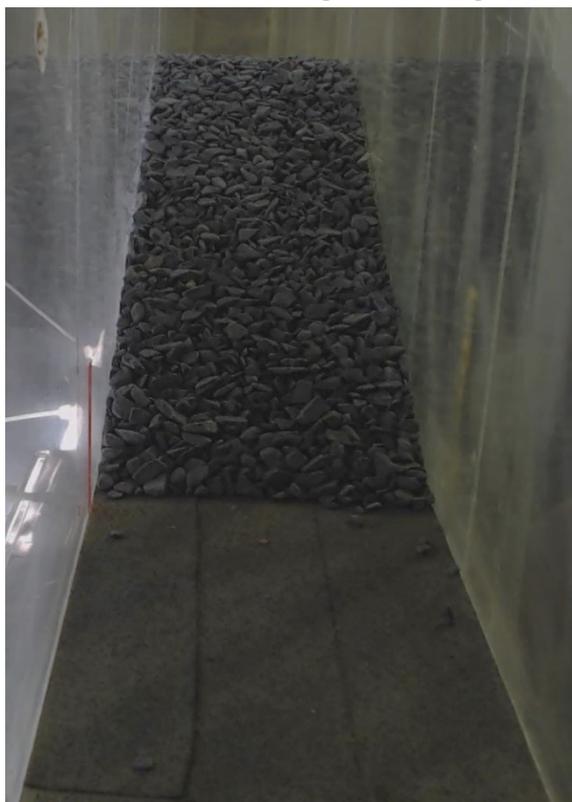
(d) $Q = 0,37 \text{ L/s}$

Figura 64 – Registro fotográfico - Cenário A-II.2

(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,38 \text{ L/s}$

Figura 64 – Registro fotográfico - Cenário A-II.2(e) $Q = 0,46 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,46 \text{ L/s}$

Figura 65– Registro fotográfico - Cenário A-II.11

(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,37 \text{ L/s}$

Figura 65– Registro fotográfico - Cenário A-II.11



(e) $Q = 0,41 \text{ L/s}$



(f) $Q = 0,46 \text{ L/s}$



(g) $Q = 0,51 \text{ L/s}$

Figura 65– Registro fotográfico - Cenário A-II.11



(h) $Q = 0,51 \text{ L/s}$

Figura 66 – Registro fotográfico - Cenário A-II.16

(a) Início da simulação

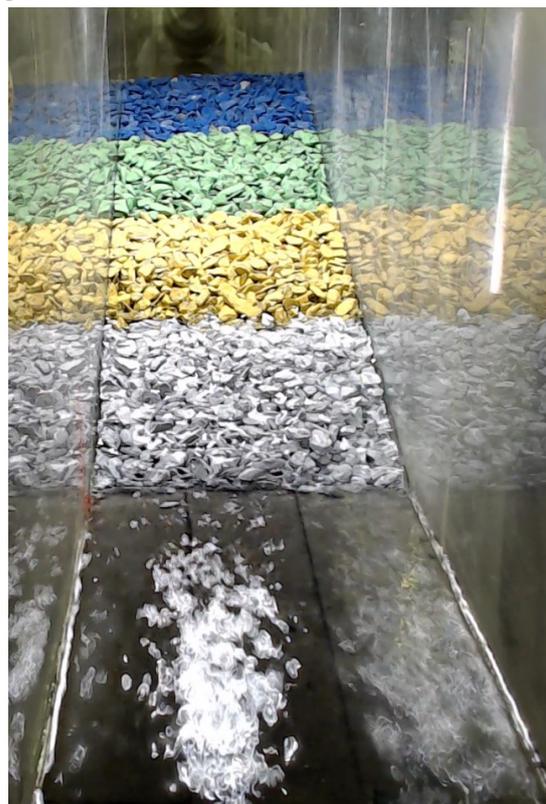
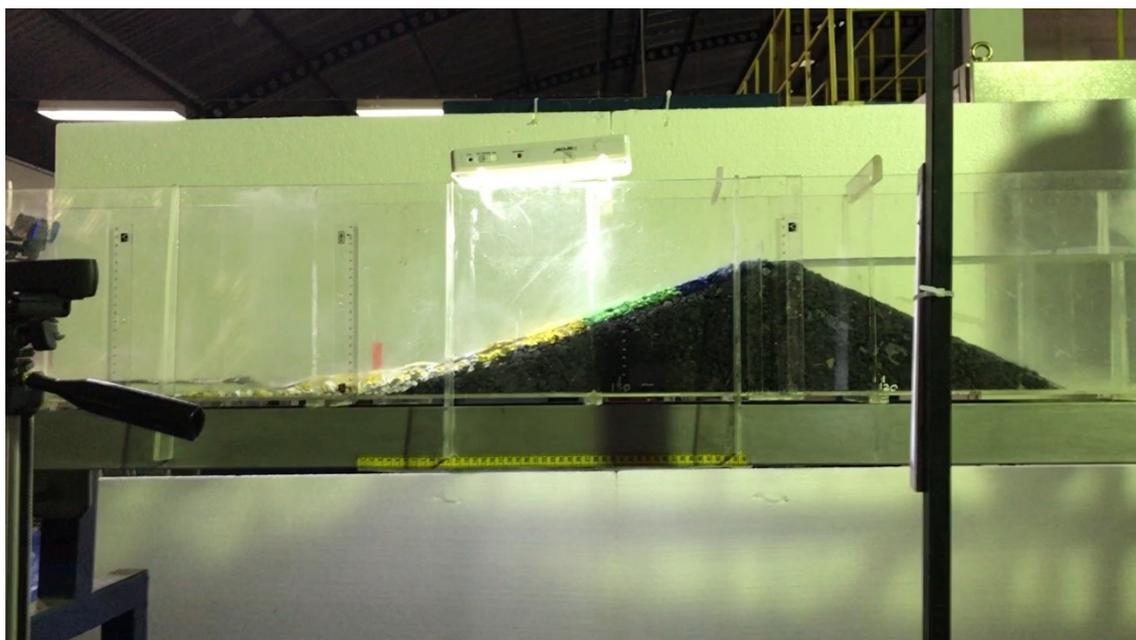
(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,42 \text{ L/s}$

Figura 66 – Registro fotográfico - Cenário A-II.16



(e) $Q = 0,46$ L/s



(f) $Q = 0,46$ L/s

Cenários A-III – Dique sem colmatção, com compactação e blocos secos**Figura 67 – Registro fotográfico - Cenário A-III.6**

(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,31 \text{ L/s}$

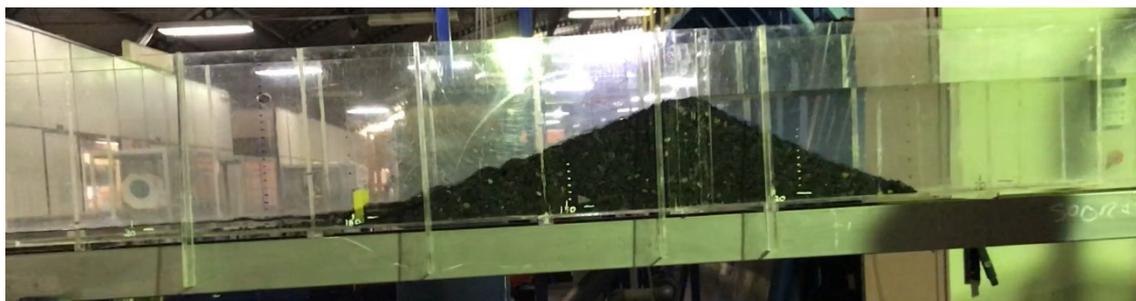
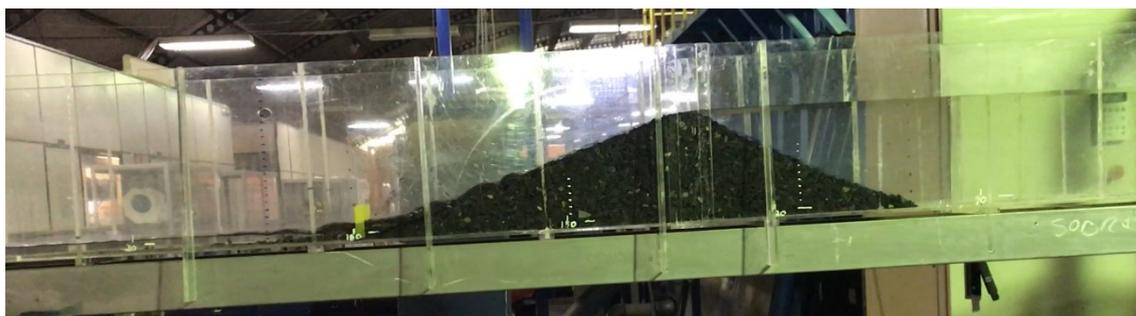
Figura 67 – Registro fotográfico - Cenário A-III.6(e) $Q = 0,36 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,39 \text{ L/s}$ (g) $Q = 0,43 \text{ L/s}$ (h) $Q = 0,46 \text{ L/s}$

Figura 67 – Registro fotográfico - Cenário A-III.6



(i) $Q = 0,46 \text{ L/s}$

Cenários A-IV – Dique sem colmatção, com compactação e blocos úmidos**Figura 68 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.4****(a) Início da simulação****(b) $Q = 0,14$ L/s****(c) $Q = 0,28$ L/s**

Figura 68 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.4(d) $Q = 0,39 \text{ L/s}$ (e) $Q = 0,50 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,50 \text{ L/s}$

Figura 69 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.5(a) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (b) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,41 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,42 \text{ L/s}$



(e) $Q = 0,44 \text{ L/s}$



(f) $Q = 0,44 \text{ L/s}$

Figura 70 – Registro fotográfico - Cenário A-IV.7

(a) Início da simulação

(b) $Q = 0,16 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,32 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,39 \text{ L/s}$



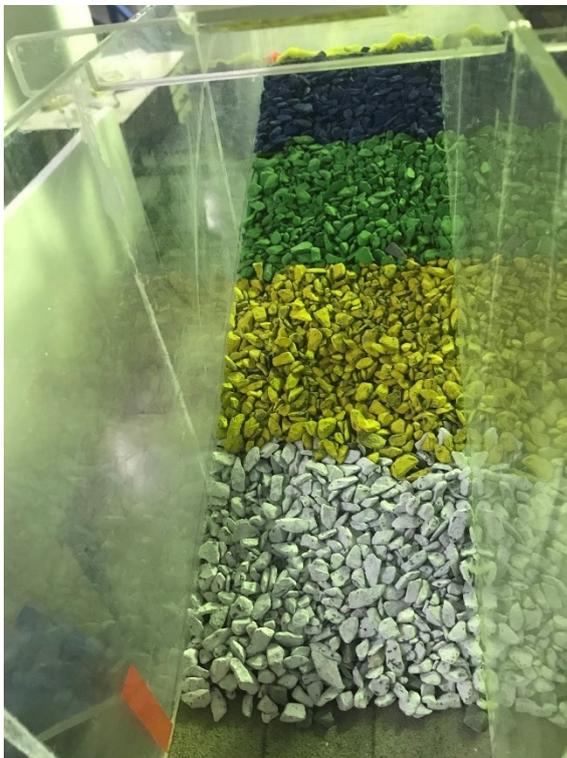
(e) $Q = 0,44 \text{ L/s}$



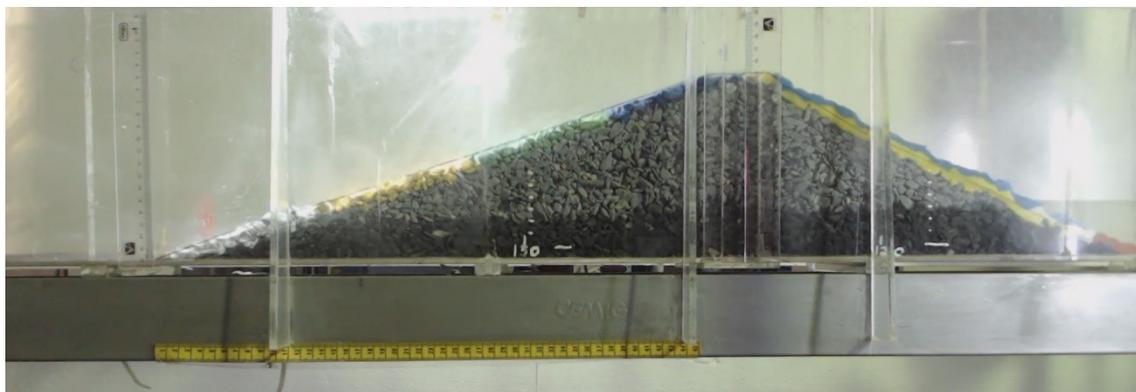
(f) $Q = 0,48 \text{ L/s}$

Cenários A-V e B-III– Dique com colmatação do talude de montante, sem compactação e blocos secos

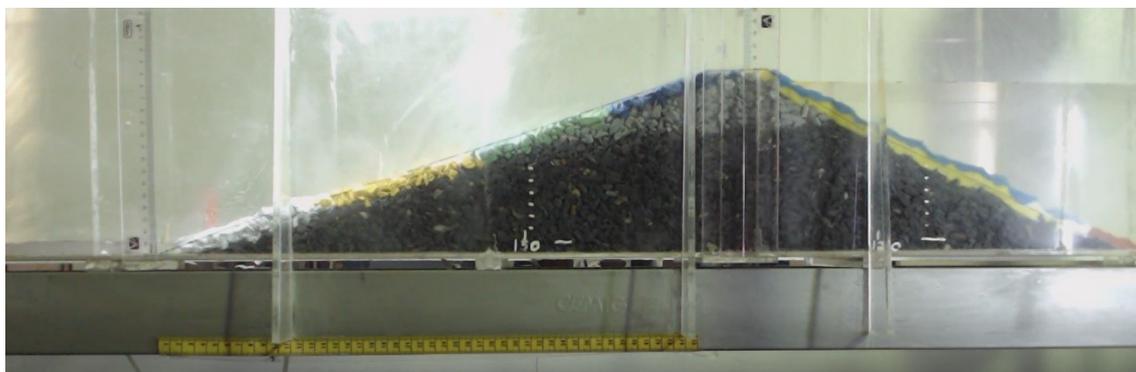
Figura 71 – Registro fotográfico - Cenário A-V.13



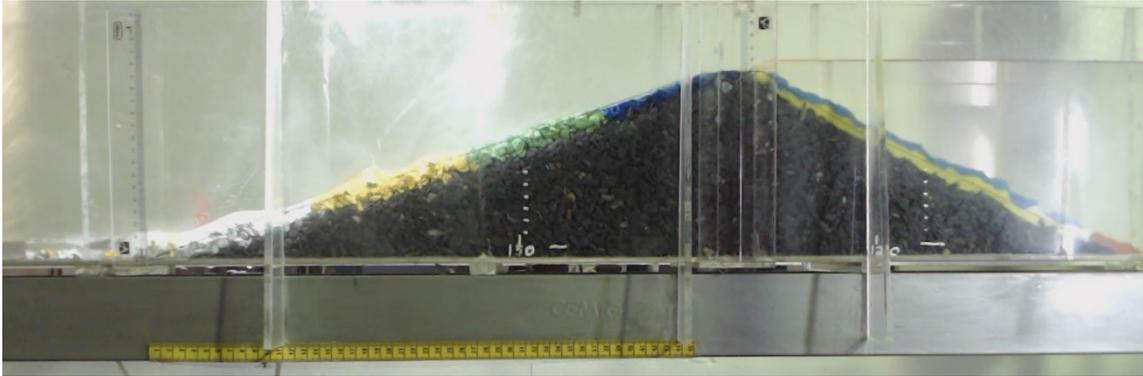
(a) Início da simulação



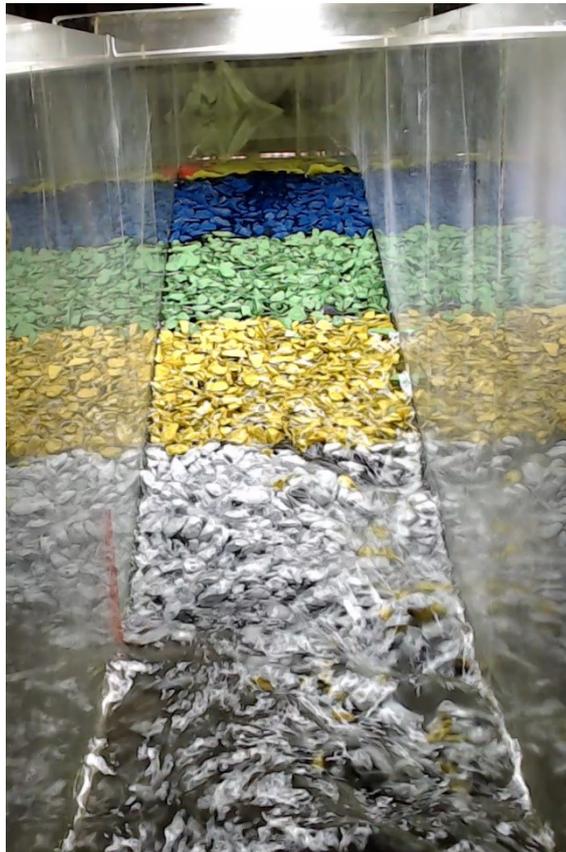
(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$



(c) $Q = 0,14 \text{ L/s}$



(d) $Q = 0,14 \text{ L/s}$



(e) $Q = 0,14 \text{ L/s}$

Figura 72 – Registro fotográfico - Cenário A-V.14

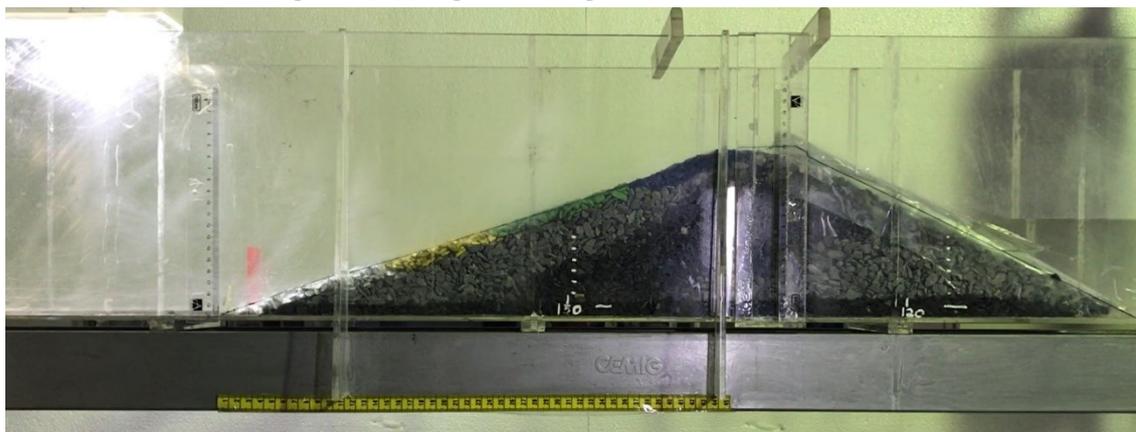
(a) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$ (c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$

Figura 72 – Registro fotográfico - Cenário A-V.14

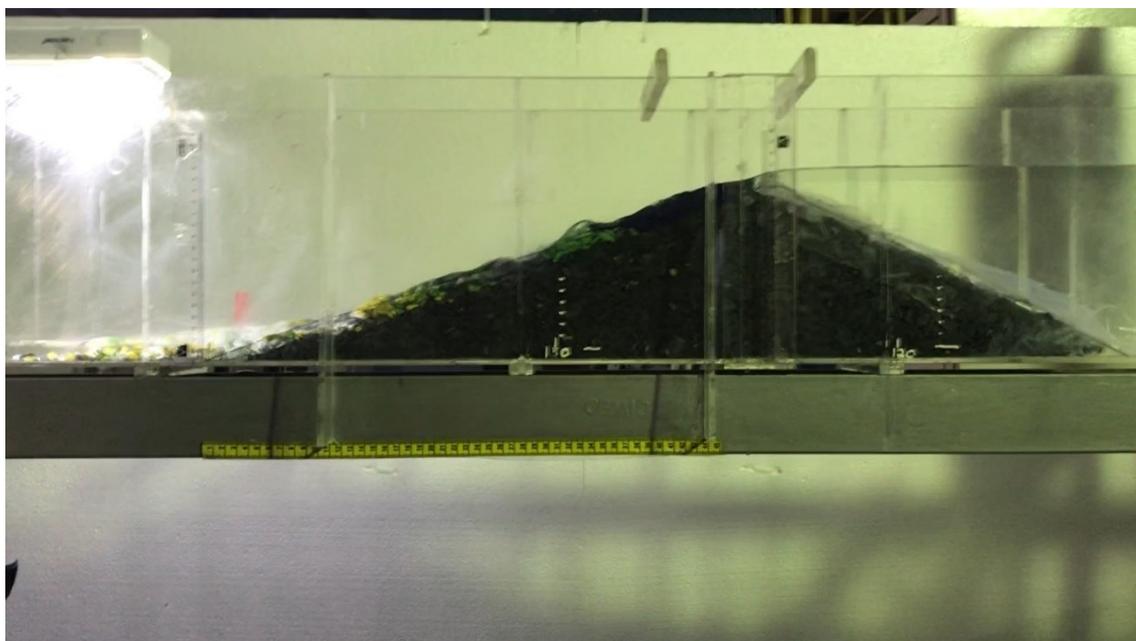
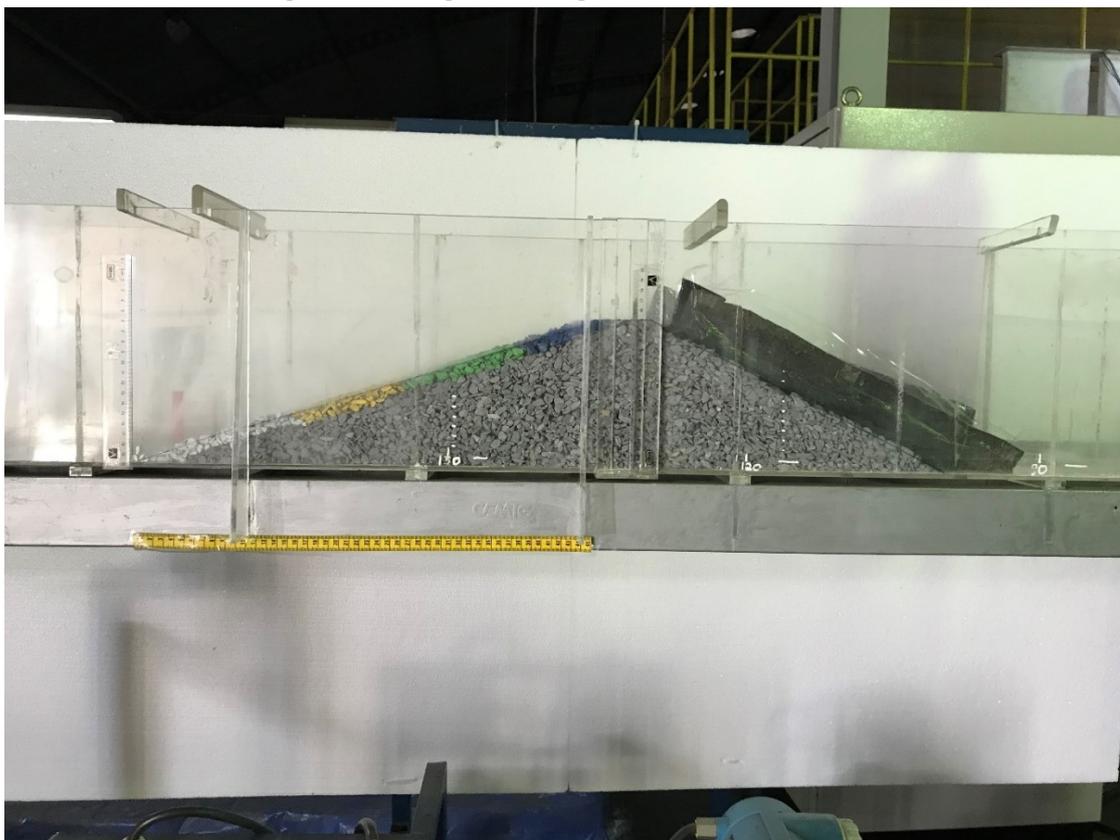
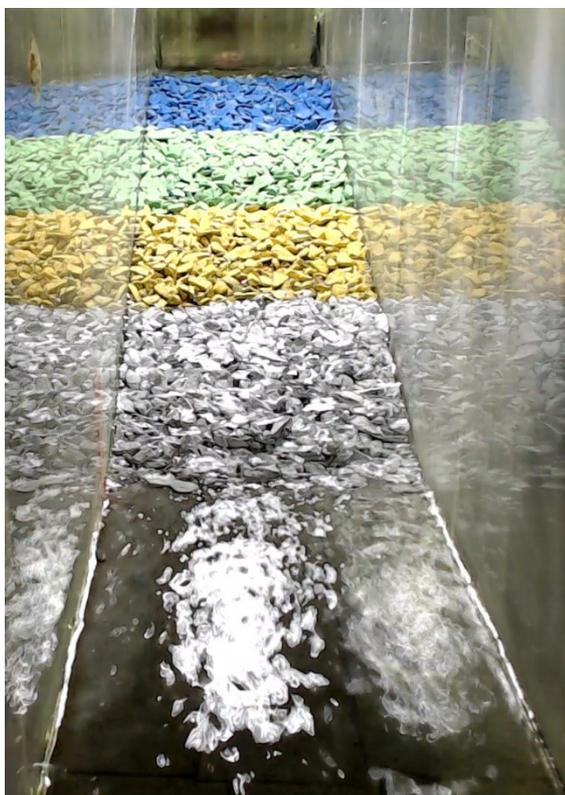
(d) $Q = 0,35 \text{ L/s}$ (e) $Q = 0,40 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,40 \text{ L/s}$

Figura 73 – Registro fotográfico - Cenário A-V.15



(a) Início da simulação



(b) $Q = 0,14 \text{ L/s}$

Figura 73 – Registro fotográfico - Cenário A-V.15

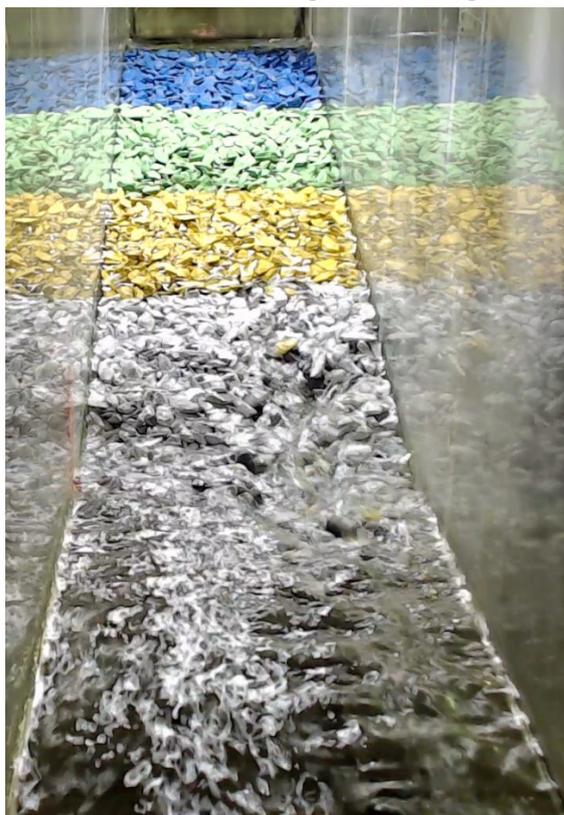
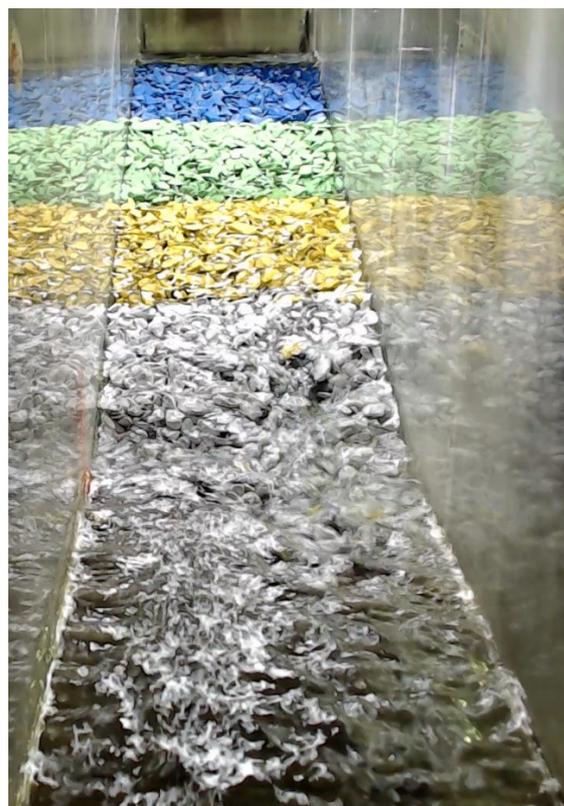
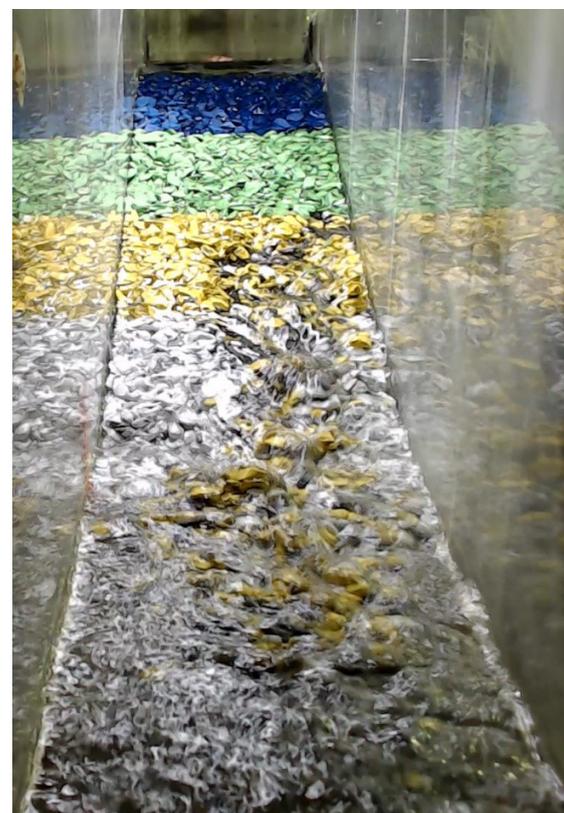
(c) $Q = 0,28 \text{ L/s}$ (d) $Q = 0,31 \text{ L/s}$ (e) $Q = 0,35 \text{ L/s}$ (f) $Q = 0,38 \text{ L/s}$

Figura 74 – Registro fotográfico - Cenário B-II.2



(a) Início da simulação

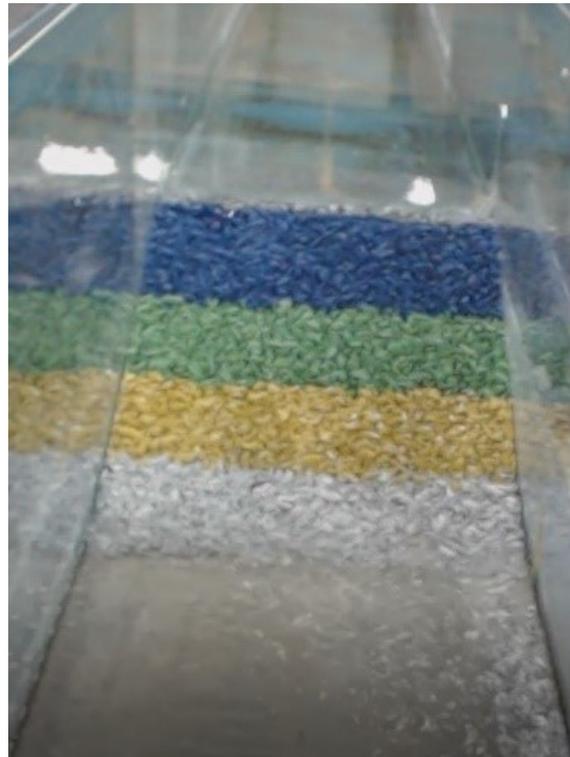
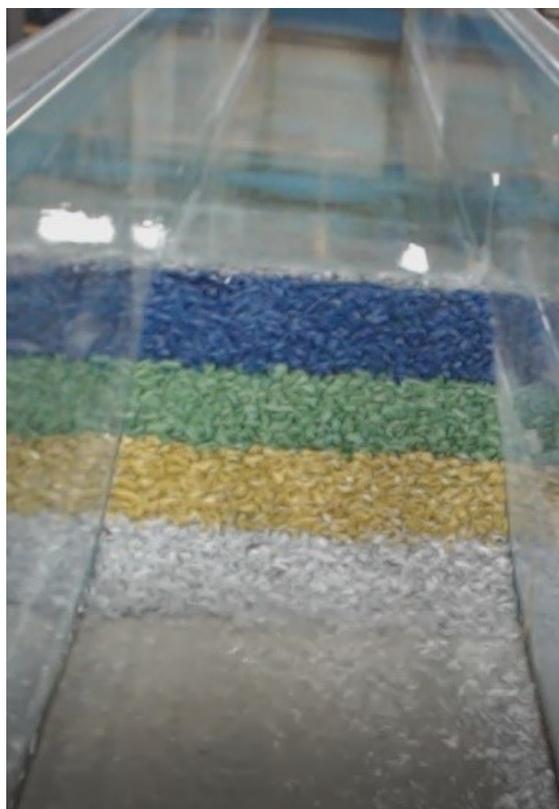
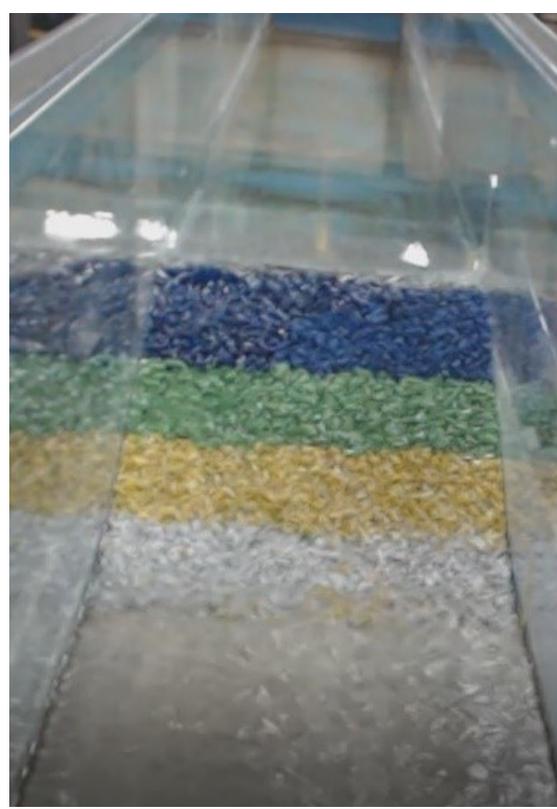
(b) $Q = 0,58 \text{ L/s}$ (c) $Q = 1,19 \text{ L/s}$ (d) $Q = 1,80 \text{ L/s}$

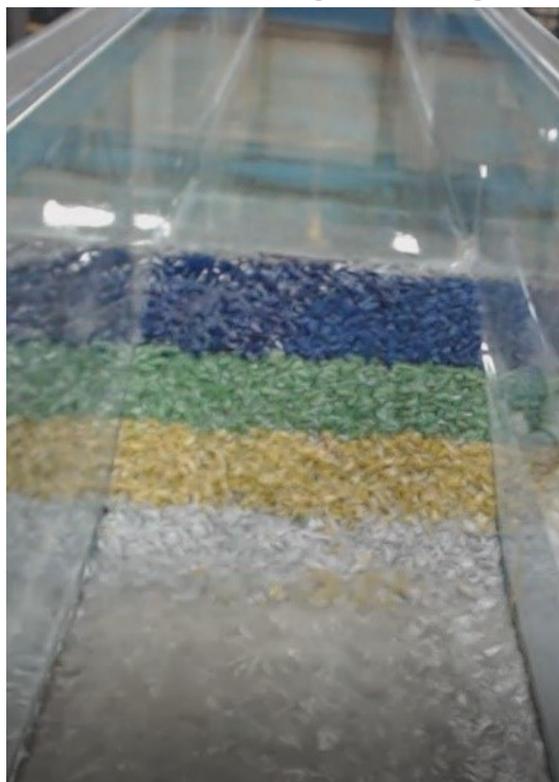
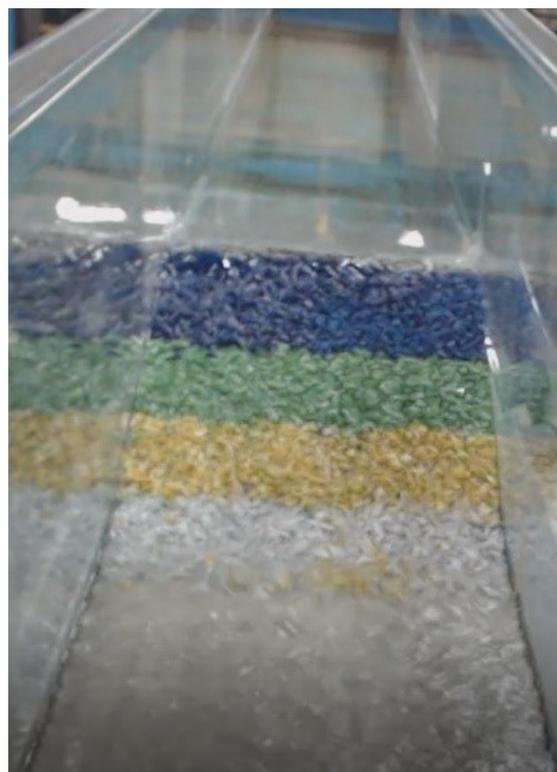
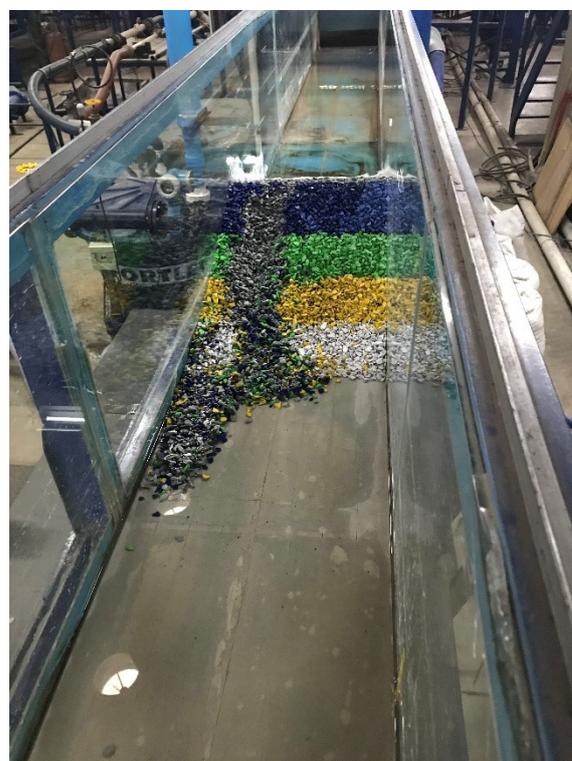
Figura 74 – Registro fotográfico - Cenário B-II.2(e) $Q = 1,92 \text{ L/s}$ (f) $Q = 2,01 \text{ L/s}$ (g) $Q = 2,34 \text{ L/s} - 1,5 \text{ min de simulação}$ (h) $Q = 2,34 \text{ L/s} - \text{final da simulação}$

Figura 75 – Registro fotográfico - Cenário B-II.3

(a) Início da simulação

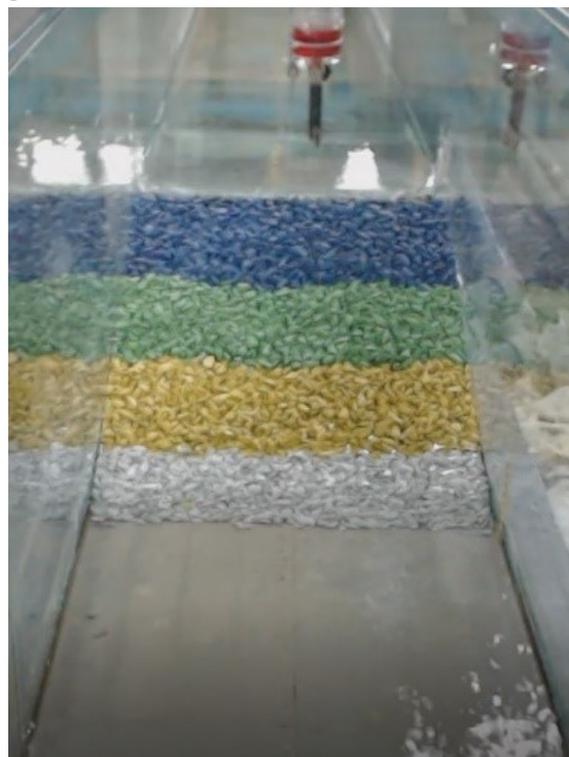
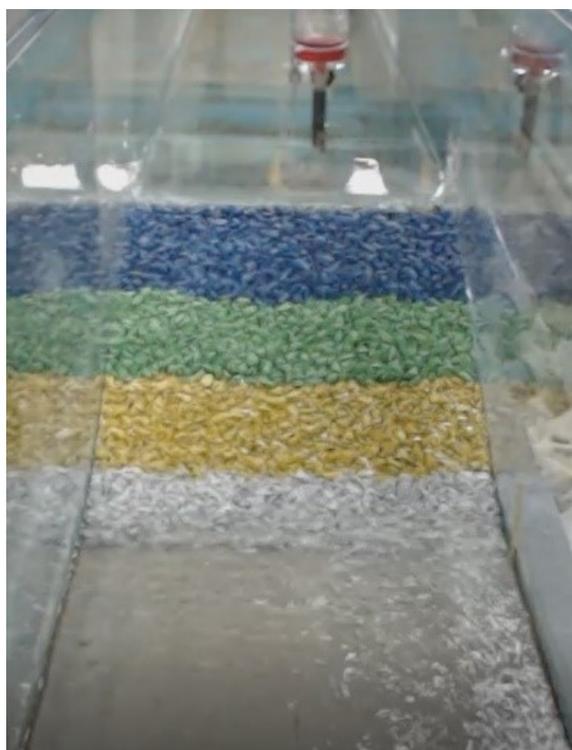
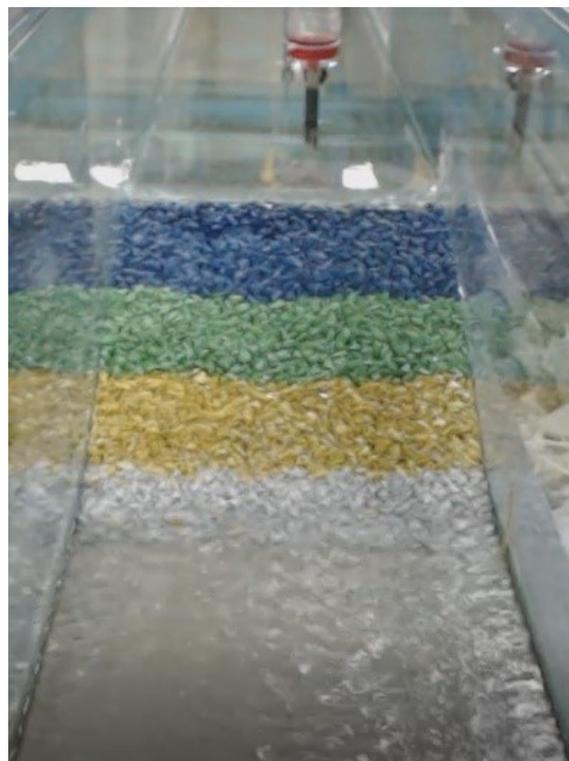
(b) $Q = 0,58 \text{ L/s}$ (c) $Q = 1,19 \text{ L/s}$ (d) $Q = 1,65 \text{ L/s}$

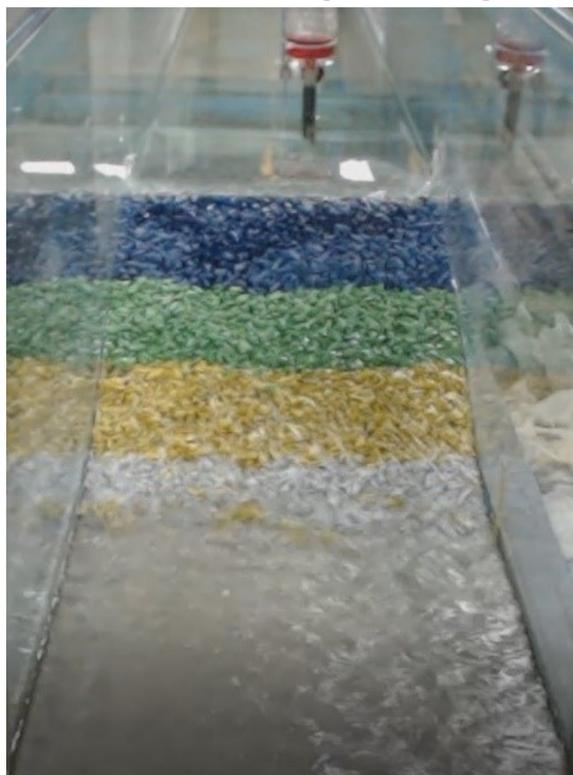
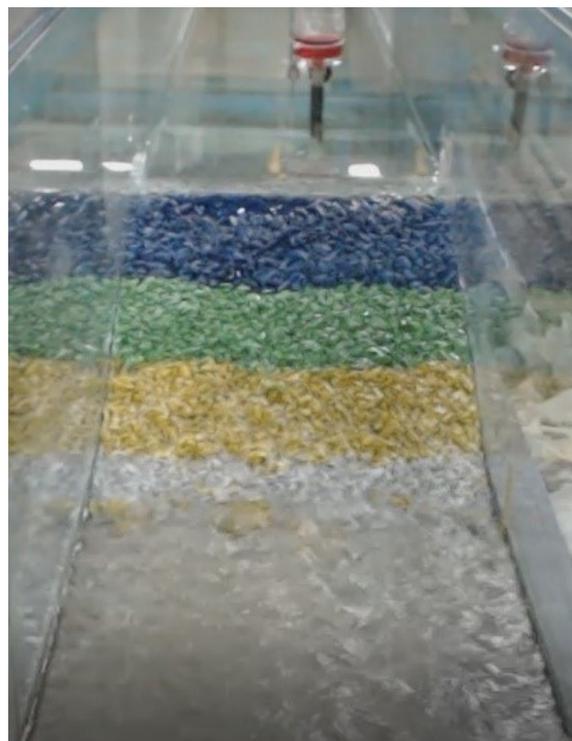
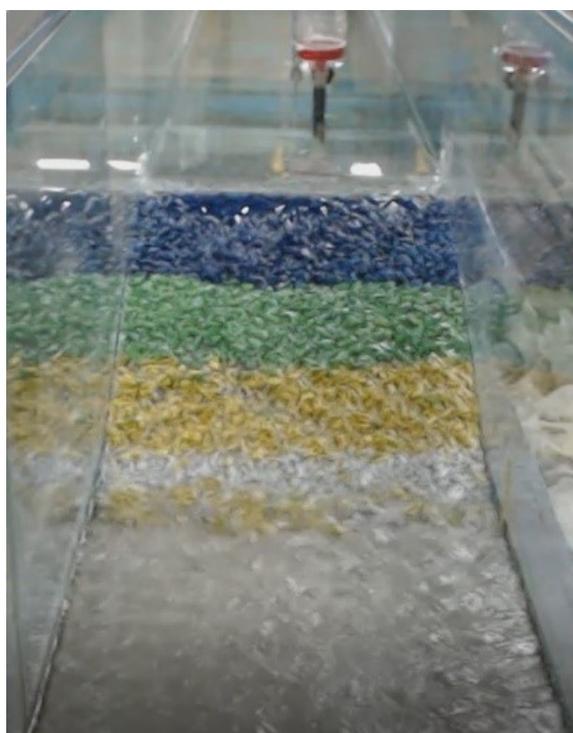
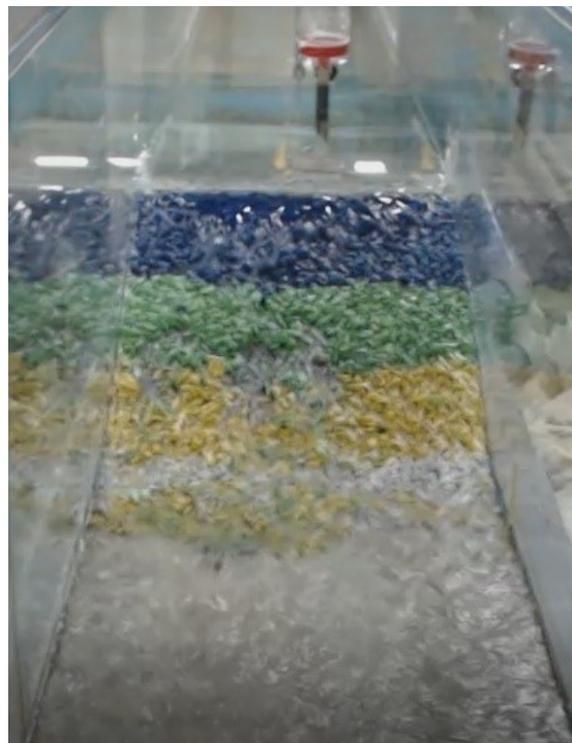
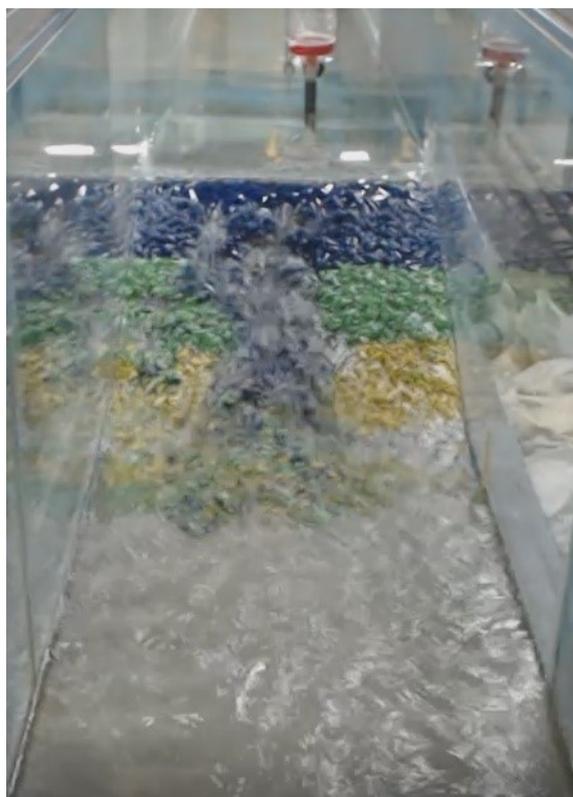
Figura 75 – Registro fotográfico - Cenário B-II.3(e) $Q = 1,82 \text{ L/s}$ (f) $Q = 1,94 \text{ L/s}$ (g) $Q = 2,14 \text{ L/s}$ (h) $Q = 2,34 \text{ L/s}$

Figura 75 – Registro fotográfico - Cenário B-II.3(i) $Q = 2,91 \text{ L/s}$ – 40s de simulação(j) $Q = 2,91 \text{ L/s}$ – final da simulação