



**CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005*  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Fabício Pereira e Silva

**ESTUDO EXPERIMENTAL DA EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES  
SOBRE LEITO ARENOSO**

Palmas – TO

2016

Fabício Pereira e Silva

ESTUDO EXPERIMENTAL DA EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES  
SOBRE LEITO ARENOSO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito para aprovação na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof(a).Mestre Elizabeth Hernandez Zubeldia

Palmas – TO

2016

Fabício Pereira e Silva

ESTUDO EXPERIMENTAL DA EROSÃO LOCALIZADA EM PILARES DE PONTES  
SOBRE LEITO ARENOSO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof(a).Mestre Elizabeth Hernandez Zubeldia

Aprovada em \_\_\_/\_\_\_ de 2016.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof (a). M.Sc. Elizabeth Hernández Zubeldia  
Centro Universitário Luterano de Palmas

---

Prof. Daniel Iglesias de Carvalho  
Centro Universitário Luterano de Palmas

---

Prof. M.Sc.Bruno Rogério da Hora Lôbo  
Universidade Federal do Tocantins

Palmas - To  
2016

*Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor de meu destino, meu guia, socorro presente na hora da angústia. À minha esposa, Valdirene Avelino da Silva, pessoa com quem amo partilhar a vida. Com você tenho me sentido mais vivo de verdade. Aos meus pais, irmã, filhos, minha filha e a toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a todos que contribuíram para o sucesso deste trabalho de conclusão de curso, que de forma direta e indiretamente me inspiram e ajudaram a alcançar os objetivos pretendidos nesta jornada.

Um agradecimento em especial a minha orientadora, professora Elizabeth Hernández Zubeldía, que não economizou esforços, também pelos seus conhecimentos desprendidos e disponibilidade, na realização deste trabalho.

A todos meus amigos, em especial ao Arnaldo Modesto, Francimilton Nunes, José Dorneles, meu muito obrigado pela amizade, paciência e apoio prestados.

Um agradecimento muito especial à minha mãe, ao meu pai, à minha irmã e aos meus filhos, que compreenderam minha ausência e incentivaram com seu apoio incondicional demonstrado nos momentos de dificuldade ao longo desta graduação.

Por último, um agradecimento muito especial a uma pessoa que enfrentou comigo toda tempestade, com apoio incansável, orando e pedindo a intersessão divina para que alcançássemos com êxito este objetivo, minha amada esposa, muito obrigado.

*“Nós, que somos fortes, devemos suportar as fraquezas dos fracos, e não agradar a nós mesmos. Suportar, não meramente tolerar ou “agüentar”, mas sustentar com amor.”*

*(Paulo de Tarso)*

## RESUMO

O presente trabalho tem o intuito de promover o conhecimento a cerca do estudo experimental da erosão. O objetivo deste trabalho foi compreender o aspecto hidráulico referenciado na literatura onde, foram abordados os principais fatores que influenciam neste processo de erosão, e citar ainda os modelos matemáticos, propostos por Melville e Coleman e por Richardson e Davis. Conforme o objetivo desta pesquisa foi caracterizado o fenômeno da erosão localizada em pilares de pontes, a partir dos ensaios realizados nos laboratórios de hidráulica e materiais do CEULP-ULBRA, identificando os parâmetros de entrada para aplicação dos modelos propostos. Embasado nos resultados obtidos experimentalmente foi possível concluir que é possível aplicar os modelos propostos, com ressalvas, pois o modelo apresentado por Melville e Coleman é muito conservador com as previsões de profundidade máxima, enquanto que a formulação proposta por Richardson e Davis indica valores que mais aproxima da realidade verificada nos ensaios. Uma análise comparativa foi realizada de forma a complementar os estudos com os resultados dos ensaios e dos métodos apresentados, com as metodologias apresentadas neste trabalho. Então a formulação que melhor ajustou com os resultados dos ensaios foi o método proposto por Richardson e Davis.

Palavras – chave: Erosão localizada. Pilar de ponte. Solo arenoso.

## ABSTRACT

This work aims to promote knowledge about an experimental study of erosion. This work consists of hydraulic aspect referencing the literature with the main factors that influence this process of erosion, and also addressing the mathematical models proposed by Melville and Coleman and Richardson and Davis. As the objective of this research, the erosion phenomenon located on piers was characterized from tests carried out in laboratories of hydraulics and materials at CEULP-ULBRA, identifying the input parameters for the application of the proposed models. Based upon the experimental results it was concluded that it is possible to apply the proposed models with some restrictions because the model presented by Melville and Coleman is very conservative with the predictions of maximum depth, while the formulation proposed by Richardson and Davis indicates values closer to the reality observed in the trials. A comparative analysis was performed in order to complement the studies with the test results and the methods presented with the methodologies used in this paper. So the design that best fits with the test results is the method proposed by Richardson and Davis.

Keywords: localized erosion.pier. sandy soil.



## SUMÁRIO

1	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>4</b>
	1.1 Problema de Pesquisa .....	5
	1.2 Objetivos .....	5
	1.2.1 Objetivo Geral.....	5
	1.2.2 Objetivos Específicos.....	5
	1.3 Justificativa.....	5
2	<b>REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>7</b>
	2.1 Caracterização de Pontes .....	7
	2.1.1 Definição.....	7
	2.2 Caracterização de Pilar de Ponte.....	7
	2.2.1 Conceituação.....	7
	2.3 Estudos Hidrológicos para Projeto de Ponte.....	7
	2.3.1 Considerações Gerais .....	7
	2.3.2 Vazão de Projeto .....	8
	2.3.3 Nível Máximo do Caudal.....	10
	2.4 Fundamentos da Erosão nas Pontes .....	11
	2.4.1 Definição.....	11
	2.4.2 Tipos de Erosões nas Fundações de Pontes .....	12
	2.4.3 Fatores que Influenciam a Erosão nas Fundações de Pontes...	13
	2.5 Erosão Localizada próximo a Pilares de Pontes .....	15
	2.5.1 Introdução.....	15
	2.5.2 Definição e Caracterização da Erosão Localizada .....	15
	2.6 Circunstâncias Últimas para Início do Movimento.....	16
	2.7 Fatores a Considerar na Determinação da Profundidade Máxima de Erosão localizada .....	18
	2.7.1 Influência da Força do Escoamento e da Uniformidade da Areia do Leito .....	20
	2.7.2 Influência da Ação do Tempo .....	21
	2.7.3 Influência da Altura de Vazão .....	24
	2.7.4 Influência da Largura do Pilar .....	25
	2.7.5 Influência do Tamanho dos Detritos Rochosos .....	26

	2.7.6	Influência da Densidade do Solo do Fundo do Leito .....	27
	2.7.7	Influência da Orientação do Pilar com o Escoamento .....	28
	2.7.8	Influência da Forma do Pilar .....	30
	2.7.9	Influência do Número de Froude .....	32
	2.8	Prognóstico da Profundidade Máxima de Equilíbrio em Pilares Uniformes..	33
	2.8.1	Modelo de MELVILLE E COLEMAN (2000).....	33
	2.8.2	Modelo de RICHARDSON E DAVIS (2001).....	35
3		<b>METODOLOGIA .....</b>	<b>39</b>
	3.1	Segunda Etapa: Trabalho Experimental.....	39
	3.1.1	Procedimento para caracterização do agregado miúdo.....	41
	3.1.2	Caracterização do Pilar dos Ensaios .....	44
	3.1.3	Caracterização da caçamba dos ensaios .....	44
	3.1.4	Caracterização do Dispositivo de Medição dos Pontos .....	45
	3.1.5	Caracterização do Filtro do Reservatório.....	45
	3.1.6	Desenvolvimento dos Ensaios .....	46
	3.2	Terceira Etapa: Aplicações dos Modelos Matemáticos.....	47
4		<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>48</b>
	4.1	Trabalho experimental.....	48
	4.1.1	Granulometria .....	48
	4.1.2	Massa Específica.....	50
	4.1.3	Teor de Finos.....	50
	4.1.4	Ensaios de Erosão Localizada em Canal Hidráulico .....	51
	4.2	Aplicação dos modelos matemáticos .....	60
	4.2.1	Análise geral dos resultados.....	63
5		<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>65</b>
	5.1	Sugestões para estudos futuros .....	66
6		<b>ORÇAMENTO.....</b>	<b>68</b>
7		<b>REFERÊNCIA.....</b>	<b>69</b>
8		<b>APÊNDICES .....</b>	<b>72</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Delimitação de uma Bacia Hidrográfica Fonte: CDCC.....	9
Figura 2- Cheia de Vazão. (Fonte: VITÓRIO, 2015). .....	10
Figura 3 - Estacas expostas e desconfinadas por causa do rebaixamento do leito do rio. (Fonte: VITÓRIO, 2014). .....	12
Figura 4 – Tipos de erosões que ocorrem em uma ponte (Fonte: CARDOSO,2008). .....	13
Figura 5 - Fuga de material sob as sapatas causando risco de colapso da ponte.(Fonte: VITÓRIO, 2014). .....	14
Figura 6 – Efeitos da erosão localizada em fundações de pontes (Fonte: GUSMÃO FILHO, 2003).....	15
Figura 7 – Movimentação pela correnteza ao redor de pilar de ponte .....	17
Figura 8 - Fases do processo erosivo (Cardoso e Bettess, 1999).....	21
Figura 9 - Evolução temporal de cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso, 2001). .....	22
Figura 10 - Representação tridimensional qualitativa da variação de hse com U e t, para sedimentos uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).....	23
Figura 11 - Variação da altura do escoamento com a profundidade de erosão (Adaptado de Kandasamy, 1989).....	25
Figura 12 - Variação das profundidades de erosão para alturas de escoamento intermédias (adaptado de Melville e Coleman, 2000). .....	26
Figura 13 - Variação da profundidade de erosão com a granulometria dos sedimentos (adaptado de Melville e Coleman, 2000).....	27
Figura 14 - Esquema das cavidades de erosão, com um pilar alinhado com o escoamento e um pilar desalinhado (adaptado de Breusers e Raudviki, 1991).....	29
Figura 15 - Fator de orientação, $K\alpha$ , para pilares não alinhados com o escoamento (adaptado de Laursen e Toch, 1956). .....	29
Figura 16 - Formas de pilares muitos utilizados (adaptado de Melville e Coleman, 2000). .....	30
Figura 17 - Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (adaptado de Melville e Coleman, 2000). .....	31

Figura 18 - Formas comuns de pilares de pontes (Adaptado de Richardson e Davis, 2001).	37
Figura 19 - Canal Hidráulico (fonte: autor)	40
Figura 20– Balança de precisão (fonte: autor)	42
Figura 21– Agitador mecânico (fonte: autor)	42
Figura 22– Picnômetro (fonte: autor)	43
Figura 23– Pilar Padrão (fonte: autor)	44
Figura 24– Caçamba (fonte:autor)	45
Figura 25– Dispositivo de medição (fonte:autor)	45
Figura 26– Filtro (fonte: autor)	46
Figura 27- Granulometria	49
Figura 28 - Ensaio 1.	51
Figura 29- Ensaio 2	52
Figura 30 - Ensaio 3	53
Figura 31 - Ensaio 4	54
Figura 32 - Ensaio 5	55
Figura 33 - Ensaio 6	56
Figura 34 - Ensaio 7	57
Figura 35 - Ensaio 8	58
Figura 36 - Ensaio 9	59
Figura 37 – Análise comparativa dos resultados.	62
Figura 38 – Afastamento percentual dos modelos em relação aos ensaios.	63

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Factores de forma no caso de pilares uniformes alinhados com o escoamento (Rui Cardoso, 2008).....	31
Tabela 2 – Coeficientes de formas do pilar, $K_f$ .....	34
Tabela 3 – Valores de $K_f$ conforme a forma dos pilares (Adaptado por Richardson e Davis (2001).).....	36
Tabela 4 - Valores de $K_3$ (Adaptado por Richardson e Davis, 2001) .....	37
Tabela 5 – Série de peneiras .....	41
Tabela 6– Granulometria e Módulo de Finura .....	48
Tabela 7 – Módulo de finura.....	49
Tabela 8 – Massa Específica .....	50
Tabela 9 – Determinação do material fino que passa pela peneira 75 $\mu\text{m}$ por lavagem.....	50
Tabela 10 – Característica do material do fundo.....	60
Tabela 11 – Parâmetros de entrada para os modelos matemáticos .....	61
Tabela 12 – Cálculos intermediários para Melville e Coleman.....	61
Tabela 13 – Cálculos intermediários para Richardson e Davis. ....	62
Tabela 14 – Orçamento do projeto de pesquisa.....	68

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $B$  - largura superficial da seção transversal do escoamento de aproximação
- $b$  - largura de um pilar de ponte
- $b^*$  - largura da fundação do pilar
- $d^*$  - diâmetro adimensional da partícula
- $D$  - diâmetro das partículas do material do fundo
- $D_{50}$  - diâmetro mediano das partículas do material do fundo
- $D_{50a}$  - diâmetro mediano das partículas de proteção
- $D_{80}$  - diâmetro da malha da peneira onde passam 80% do material do fundo, em peso
- $D_{95}$  - diâmetro da malha da peneira onde passam 95% do material do fundo, em peso
- $D_c$  - diâmetro de um pilar de ponte
- $D_{máx}$  - diâmetro máximo das partículas da camada de proteção
- $D_{pilar}$  - Diâmetro equivalente do pilar
- $D_{p0}$  - diâmetro base de um pilar de ponte
- $Fr$  - número de Froude do escoamento de aproximação
- $g$  - aceleração da gravidade
- $h$  - altura do escoamento de aproximação; profundidade hidráulica do escoamento
- $h_{se}$  - profundidade de equilíbrio da cavidade de erosão local
- $i$  - declive do fundo do canal
- $J$  - perda de carga unitária
- $l$  - Profundidade do pilar
- $k$  - coeficiente; expoente
- $K_3$  - coeficiente que traduz a configuração do fundo do rio
- $K_4$  - coeficiente relativo à formação da camada de proteção do leito do rio
- $KD$  - coeficiente que traduz o efeito do tamanho dos sedimentos do material do fundo
- $K_e$  - Coeficiente de extensão
- $K_f$  - coeficiente de forma do obstáculo
- $K_g$  - coeficiente de forma da seção transversal do escoamento de aproximação
- $K_h$  - coeficiente que traduz o efeito da altura do escoamento
- $K_i$  - coeficiente que traduz o início do processo de erosão

$K_s$  - coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler  
 $K_t$  - coeficiente relativo ao tempo no processo de erosão  
 $K_U$  - coeficiente relativo à intensidade do escoamento de aproximação  
 $K_w$  - coeficiente que traduz o efeito da turbulência do escoamento  
 $K_\alpha$  - coeficiente de orientação do obstáculo  
 $l$  - comprimento do pilar  
 $Q$  - caudal líquido  
 $sg$  - densidade das partículas do material do fundo  
 $t$  - tempo  
 $t_e$  - tempo de equilíbrio  
 $U$  - velocidade média do escoamento de aproximação  
 $u^*$  - velocidade de atrito junto ao fundo  
 $u^*c$  - velocidade de atrito crítica junto ao fundo ou correspondente ao início do movimento  
 $u^*ca$  - velocidade de atrito junto ao fundo, na camada de proteção  
 $U_a$  - velocidade média do escoamento de aproximação associada à máxima profundidade de erosão em leitos constituídos por material não uniforme  
 $U_c$  - velocidade média crítica do escoamento de aproximação ou de início do movimento  
 $U_{cD50}$  - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D50  
 $U_{cD90}$  - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por D90  
 $U_{cDx}$  - velocidade crítica associada ao material do fundo definido por Dx  
 $\rho$  - massa volumétrica da água  
 $\rho_s$  - massa volumétrica do material do fundo  
 $\mu$  - Viscosidade dinâmica da água  
 $c$  - tensão de arrastamento crítica  
 $\nu$  - Viscosidade cinemática da água

## 1 INTRODUÇÃO

A atividade de erosão no leito dos rios decorre do acréscimo da velocidade de escoamento provocando o arrastamento dos solos no fundo dos mesmos. Este fenômeno é complexo e causa grandes repercussões quando falamos em fundações de pontes, pois, as maiorias das manifestações patológicas, resultam em danos estruturais significativos ou até mesmo colapso dessas obras de artes. Gerando prejuízos materiais e financeiros, do setor produtivo, do setor público e da própria sociedade.

O fato de se construir pilares nos leitos de rios gerando obstáculos, além das próprias características topográficas do curso de água, e ainda somando o período de cheia provocando variação das vazões, formam os principais fatores que provocam as erosões.

A relevância de se estimar a profundidade, em que o ponto máximo de erosão localizada em pilar de ponte sobre leito arenoso consiste, em projetar de forma que se saiba a partir de que profundidade o fenômeno não mais representa um problema para estrutura e para a engenharia. E ainda proporcionando economia uma vez que não precisará superdimensionar essas estruturas.

Para isso, faz - se necessário que avance os estudos com experimentos em laboratórios, contribuindo com a literatura científica acadêmica brasileira, e é nesse sentido que o presente trabalho busca trazer estudos reproduzidos nas faculdades estrangeiras, para caracterização da erosão localizada em pilares de pontes para as nossas condições. Além disso, para garantia de maior vida útil, e desempenho funcional e estrutural satisfatório dessas obras de arte, é que, urge à erradicação das falhas congênitas decorrentes da concepção do projeto, dos inadequados estudos das condições onde a obra será executada e até mesmo da inobservância das normas vigentes.

Vários autores concordam que conhecer e identificar os fatores que interferem no processo de erosão localizada é primordial para abstrair os coeficientes como ponto de entrada dos modelos empíricos.

Constituem se uma poderosa arma contra as manifestações patológicas decorrente de erosão localizada, os modelos matemáticos. Os quais representam de forma fidedigna qual profundidade estabiliza a cavidade de erosão em pilares de



pontes. Esse trabalho buscara reproduzir estes parâmetros na coleta de dados para alimentar as equações neste referenciados.

## 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Em quais condições podem se aplicar os modelos analíticos de erosão ao redor de pilares de pontes sobre leito arenoso?

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 **Objetivo Geral**

Caracterizar o fenômeno de erosão localizada em pilares de pontes por meio de ensaios experimentais e equações analíticas.

### 1.2.2 **Objetivos Específicos**

Mencionar os modelos matemáticos analíticos que permitem estimar a erosão localizada em pilares de pontes sobre leito arenoso.

Determinar as características da erosão localizada ao redor de um pilar em canal hidráulico.

Aplicar as equações empíricas para reproduzir as condições do experimento de forma a calibrar as equações.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

Justifica-se o estudo de “erosão localizada” em pilares de pontes sobre leito arenoso em razão da necessidade existente em uma sociedade que precisa vencer limites impostos por corpos hídricos que entravam o seu desenvolvimento.

Com efeito, este progresso pode ser interrompido temporariamente, caso as obras de arte (pontes), como são conhecidas na engenharia, venham a sofrer interdição para recuperação ou, ainda, sofram colapso parcial ou total em sua estrutura, decorrente do fenômeno de erosão localizada. O Brasil possui várias bacias hidrográficas, o que torna imprescindível o avanço dos estudos acadêmicos em prol de tecnologias nesta área, voltadas a minimizar os impactos gerados pelas manifestações patológicas decorrentes da erosão localizada.

Portanto, a pesquisa deste tema, além de contribuir no campo teórico/científico com estudos de modelos analíticos, permite a aplicação de seus resultados em novos trabalhos que podem auxiliar projetistas na tomada de decisões. Ademais, pode-se desenvolver o fator econômico, tendo em vista que se trata de uma obra com alto custo financeiro, seja na aquisição ou na reparação.

Neste segundo caso, na maioria das vezes, ocorre a interdição ou inutilização, gerando prejuízos de ordem econômica, social e outros para a sociedade.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 CARACTERIZAÇÃO DE PONTES

#### 2.1.1 Definição

Chequer (2010,p.35) define pontes como uma estrutura que inclui seus apoios edificados sobre depressão ou obstrução, tais como rios e outros, sustentando uma pista para passagem de veículos.

Segundo Patrício (2012,p.13):

Entende-se por ponte como uma obra de arte que permite o atravessamento de um vale, de um rio, dum braço de mar, de outra via, entre outras e é constituída pela superestrutura, que integra o tabuleiro, e pela infraestrutura, composta pelo conjunto de pilares, encontros, apoios e fundações.

### 2.2 CARACTERIZAÇÃO DE PILAR DE PONTE

#### 2.2.1 Conceituação

Conforme define Chequer (2010,p.35), trata-se de

“Peça isolada e identificável da estrutura.” É também conhecida como mesoestrutura e tem a função de transmitir as cargas da superestrutura para a infra-estrutura (fundação).

### 2.3 ESTUDOS HIDROLÓGICOS PARA PROJETO DE PONTE

#### 2.3.1 Considerações Gerais

Para um projeto de ponte que envolve um corpo hídrico faz-se necessário o conhecimento dos principais parâmetros hidráulicos que devem ser considerados para inserção da mesma.

Segundo Ramos (2005) *apud* Patrício (2012,p.05), num projeto de pontes ou em outra obra hidráulica é importantíssimo caracterizar todos os parâmetros relevantes à obra em estudo.

Ramos (2005), *apud* Patrício (2012) ressalta que, para além dos aspectos relacionados com o tipo, dimensões e elementos estruturais, é importante o conhecimento dos seguintes parâmetros hidráulicos do curso de água, onde a ponte vai ser implementada:

- Estabilidade de leitos e margens;
- Avaliação das cheias de projeto/caudais de dimensionamento;
- Avaliação das cotas dos níveis de cheia;
- Características do material do leito;
- Largura do leito da linha de água;
- Altura disponível entre a cota da plataforma da via e a cota de fundo do talvegue do leito;
- Erosão generalizada e deposição de sedimentos;
- Ações hidrodinâmicas sobre as estruturas (estacas, pilares, encontros, maciços de encabeçamento);
- Características do escoamento a montante e a jusante.

Na sequência apresentam-se somente os principais fatores hidráulicos a considerar no estudo de erosões localizadas em pilares de pontes.

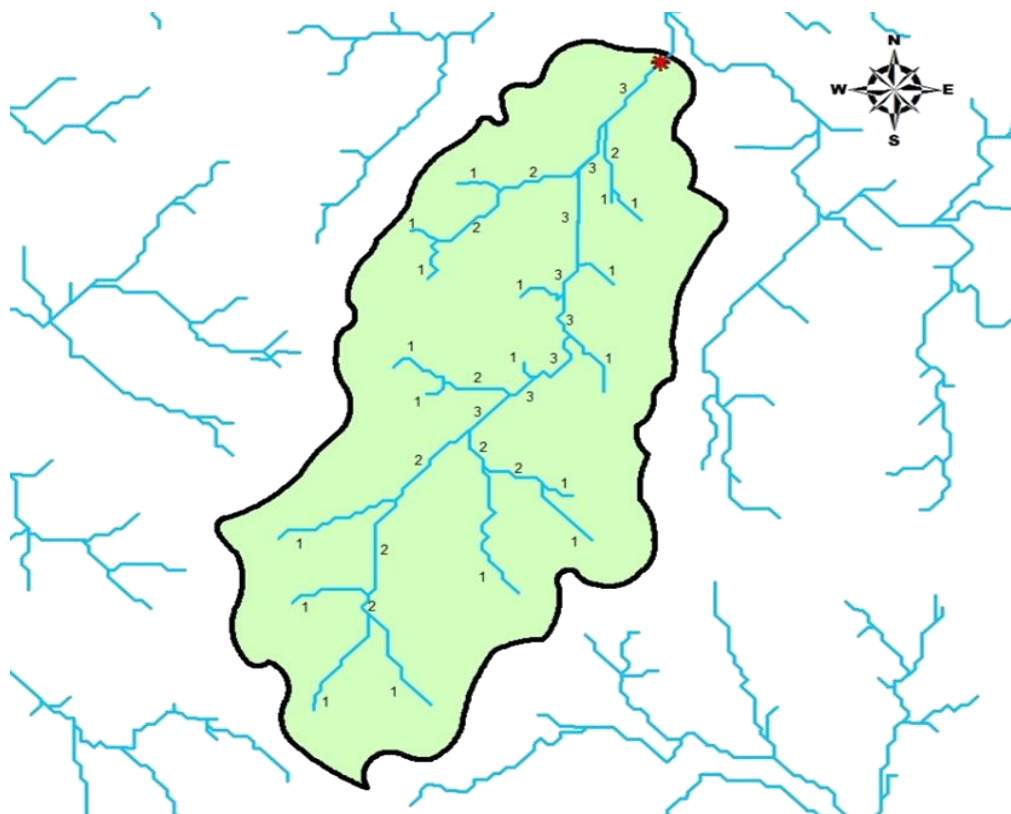
### 2.3.2 Vazão de Projeto

Baseado no trabalho de Patrício (2012). “As inundações são fenômenos naturais que surgem a partir de fatores meteorológicos, geomorfológicos e até em ambos simultaneamente, sendo as principais causas de cheias. Na indicação do conjunto das dimensões de uma ponte, a caracterização de uma cheia torna-se essencial conhecer a vazão de projeto para um período de retorno.”

A mesma autora ainda indica que, tempo de retorno é em média o intervalo de tempo que um acontecimento possa ser atingido ou ultrapassado. E que de acordo com vários autores, é prudente para o dimensionamento hidráulico de pontes usar um tempo de retorno de 100 anos.

Em cheias de projeto é fundamental conhecer a precipitação que acontece na bacia hidrográfica a partir do exutório, ou seja, local onde vai ser construída a obra de arte. Segundo LENCASTRE e FRANCO 1984 *apud* Patrício (2012,p.06). “Bacia hidrográfica é a área da superfície de um determinado local da terra drenada por corpo hídrico, e seus afluentes e similares. A qual possui delimitação por linhas onde atingem pontos de cota máxima entre bacias hidrográficas adjacentes.”

A Fig.01 ilustra uma bacia hidrográfica com seus elementos.



**Figura 1 - Delimitação de uma Bacia Hidrográfica Fonte: CDCC**

Para a determinação dos valores das vazões máximas das cheias vários métodos foram desenvolvidos a partir de fórmulas empíricas, fórmulas cinemáticas e métodos estatísticos.

De acordo LENCASTRE e FRANCO (1984) *apud* Patrício. “Fórmulas empíricas surgiram a partir de experiências de campo e contabilizam somente a bacia hidrográfica como incógnita interveniente.”

As fórmulas cinemáticas surgiram das características do movimento da água, observadas através do tempo de concentração da bacia hidrográfica, verificando o tempo decorrido para que toda a vazão ocorrida na bacia influencie para o

escoamento superficial na seção final, e também a chuva crítica sujeita de causar o caudal máximo de ponta.

E por último conclui Patrício (2012), “que as fórmulas estatísticas são resultados de estudos da distribuição de frequências de vazões de cheias para um determinado período de retorno. Na bibliografia, existem várias leis estatísticas, de salientar a Lei de GALTON, PEARSON tipo III e GUMBEL.”

### 2.3.3 Nível Máximo do Caudal

A análise da cheia de ponta de dimensionamento permite estimar a cota do caudal no exutório. Afirma RAMOS 2005 *apud* Patrício (2012). Vários métodos são disponibilizados para determinação da vazão máxima de projeto, e o mais comum é o que passa pela repartição do caudal entre cota mínima e cota máxima aplicável para situações passagem por uma ponte, sendo o leito considerado suficientemente regular para escoamento uniforme e turbulento para leito insuficientemente regular, e recorre se a modelos matemáticos ou a modelos físicos em situações de maior complexidade.



**Figura 2-** Cheia de Vazão. (Fonte: VITÓRIO, 2015).

E ainda enfatiza Patrício (2012), “nos casos em que o escoamento é considerado uniforme, faz-se necessário considerar as mudanças na seção de

atravessamento da ponte, por causa de erosões localizadas ou mudanças da seção transversal para os níveis mais elevados. A curva de vazão considerando o escoamento uniforme em situação de cheia pode ser obtida com a aplicação da fórmula de Manning-Strickler.” Então, para cada nível de água a cheia de dimensionamento pode ser obtida através da seguinte equação:

$$Q = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * I^{1/2} \quad (1)$$

Onde:

Q – Vazão para cada nível de água;

n– Coeficiente de Manning-Strickler;

Rh – Raio hidráulico = As/P;

I – Inclinação

Observou RAMOS (2005) *apud* PATRÍCIO (2012), “admite se recorrer a informações locais a cerca de marcas de cheia e também a documentos históricos para que se conheça a forma com se processa o escoamento no exutório, na indisponibilidade de dados de campo que permitam a determinação da curva de vazão.”

## 2.4 FUNDAMENTOS DA EROSÃO NAS PONTES

### 2.4.1 Definição

Basicamente é o desgaste de uma superfície ou arrastamento do solo provocado por agentes de veiculação hídrica, pode ser ou não um processo lento destrutivo, que acontece de forma natural ou por influência antrópica.

Define Vítório (2015,p.04), “erosão como sendo um fenômeno de grande complexidade e seus efeitos sobre as fundações de uma ponte como principais causas de danos estruturais ou ate mesmo o colapso dessa obra.”

Com base no trabalho de Moreno, Couto, Maia e Cardoso(2000,p.06) “As erosões localizadas podem ser entendidas como processos complexos associados a estruturas tridimensionais do escoamento que se observam junto de obstruções ao mesmo.”

### 2.4.2 Tipos de Erosões nas Fundações de Pontes

A figura 3 mostra um dos tipos de erosão que acontece em fundações de pontes.



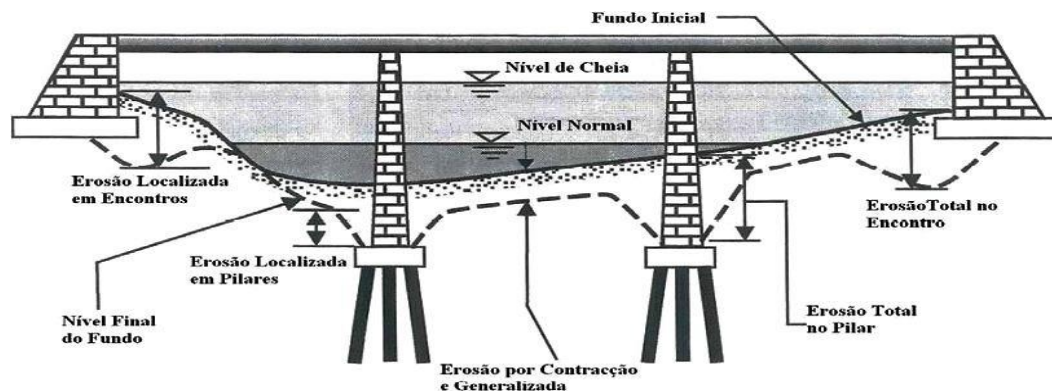
Figura 3 - Estacas expostas e desconfiadas por causa do rebaixamento do leito do rio. (Fonte: VITÓRIO, 2014).

Em pontes podem acontecer três tipos de erosões:

- Erosão normal que transcorre ao longo do tempo a montante, a jusante ou ainda sob a ponte;
- Erosão de contração muito parecida à normal só que acontece somente sob a ponte;
- Erosão localizada (fossa de erosão) que evolui em torno dos pilares e encontros de pontes.

Os tipos de erosões responsáveis por danos de estruturas de pontes são representadas na fig.4.





**Figura 4** – Tipos de erosões que ocorrem em uma ponte (Fonte: CARDOSO,2008).

#### 2.4.3 Fatores que Influenciam a Erosão nas Fundações de Pontes

Geralmente as fundações de uma ponte podem ser diretas ou profundas. Levando em conta que tais elementos estruturais são de suma importância para garantir a estabilidade da obra de arte e que são assentados em cotas abaixo dos leitos dos rios, precisam de atenção especial nas fases de projeto e construção, a fim de não ficarem expostas, sofrendo deslocamentos, ou seja, carreamento do material do fundo por causa da erosão, fenômeno esse que sempre acontece com maior ou menor intensidade conforme características geotécnicas, como mostra a figura 5.

Enfatiza (Vitério,p.05). “No caso da erosão localizada a sua profundidade pode ser influenciada pela geometria do pilar, pela sua inclinação em relação à correnteza (escondidade) e também pelo tipo de fundação.”



**Figura 5 - Fuga de material sob as sapatas causando risco de colapso da ponte.(Fonte: VITÓRIO, 2014).**

Na figura 6 estão representados os diferentes efeitos causados pela erosão localizada em fundações e pilares de pontes.

Os fatores que influenciam a erosão localizada são:

- Intensidade e direção do escoamento;
- Altura do escoamento;
- Dimensões dos sedimentos do leito do rio;
- Uniformidade dos sedimentos;
- Forma dos pilares;
- Ângulo entre o escoamento e os pilares;
- Seção de vazão projetada insuficiente;
- Localização inadequada da ponte;
- Excesso de pilares na calha do rio;
- Fundações de pilares e encontros mal concebidas e ou executadas com profundidade insuficiente;
- Modificação do leito original do rio;

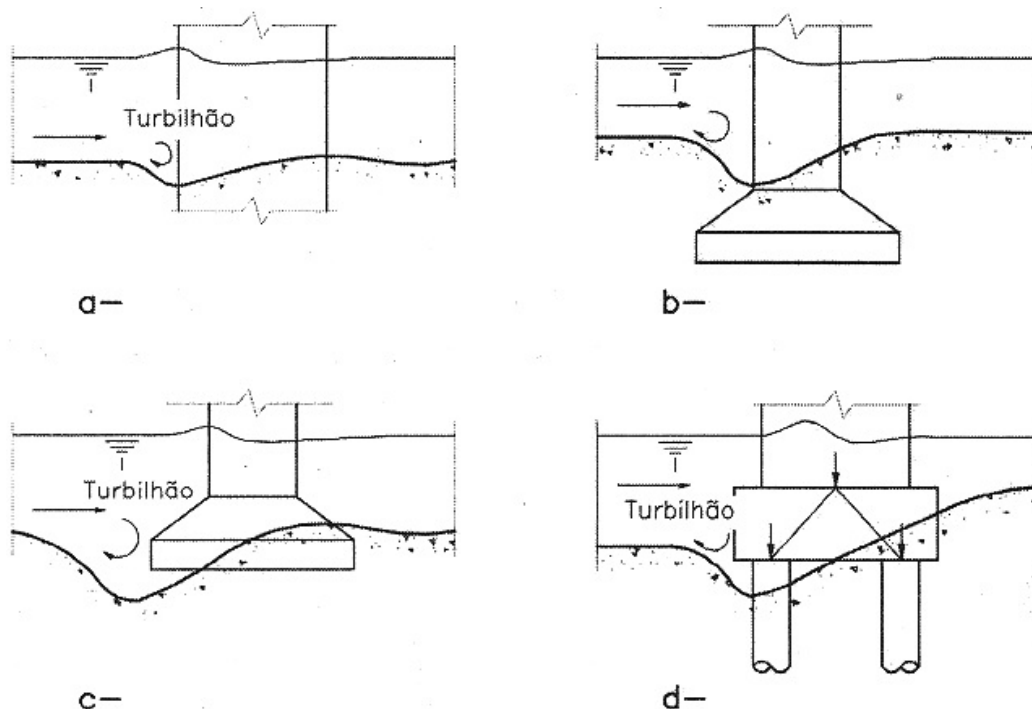


Figura 6 – Efeitos da erosão localizada em fundações de pontes (Fonte: GUSMÃO FILHO, 2003).

## 2.5 EROSÃO LOCALIZADA PRÓXIMO A PILARES DE PONTES

### 2.5.1 Introdução

Com esta revisão bibliográfica pretende-se estudar a erosão localizada em estrutura inserida em rios sobre leito arenoso e analisar a profundidade máxima das cavidades junto de pilares de ponte, a partir de ensaios experimentais em canal hidráulico, coligindo formulações de autores diversos relevantes na literatura.

### 2.5.2 Definição e Caracterização da Erosão Localizada

Vários autores relatam que erosão localizada é o resultado negativo da mudança do estado normal, do escoamento de um caudal em um rio em contato com o pilar de ponte, carreando a areia no entorno dessa estrutura. Esta só acontece por entender que forma uma barreira no corpo hídrico tais como, objetos quaisquer, esporões fluviais e encontros e pilares de pontes.

A cavidade percebida ao redor do pilar introduzido no leito de um rio é a resultante do fenômeno estudado causado unicamente pelo escoamento no entorno dessa estrutura. Movimentação essas demonstradas na figura 4.

Na figura 7 estão representadas as diferentes movimentações do escoamento em pilar de ponte.

## 2.6 CIRCUNSTÂNCIAS ÚLTIMAS PARA INÍCIO DO MOVIMENTO

Segundo Breusers e Raudkivi (1991), apud Pinheiro (2010,p.43), O começo do movimento da erosão localizada, provocada pela ação de um fluido, pode ser definido como o momento em que as forças aplicadas superam as forças de estabilidade exercida pela gravidade.

Ainda de acordo com Pinheiro (2010), é comum fazer distinção entre areias uniformes de não uniformes. Para o primeiro caso, na realidade os sedimentos não são uniformes e mesmo assim será considerado uniforme se o material do fundo do leito apresentar coeficiente de graduação,  $\sigma_D$ , inferior a 1,5 as curvas granulométricas podem ser entendidas por um único diâmetro de peneiração, o diâmetro mediano  $D_{50}$ . Para o segundo caso precisará do diâmetro característico e também recorrer ao coeficiente de graduação, que é a resolução da eq. (2).

$$\sigma_D = 1/2 \left( D_{84}/D_{50} + D_{50}/D_{16} \right) \quad (2)$$

Onde  $D_{16}$ ,  $D_{50}$ ,  $D_{84}$  são respectivamente os diâmetros equivalentes das peneiras, onde correspondem 16%, 50% e 84% do material passante.

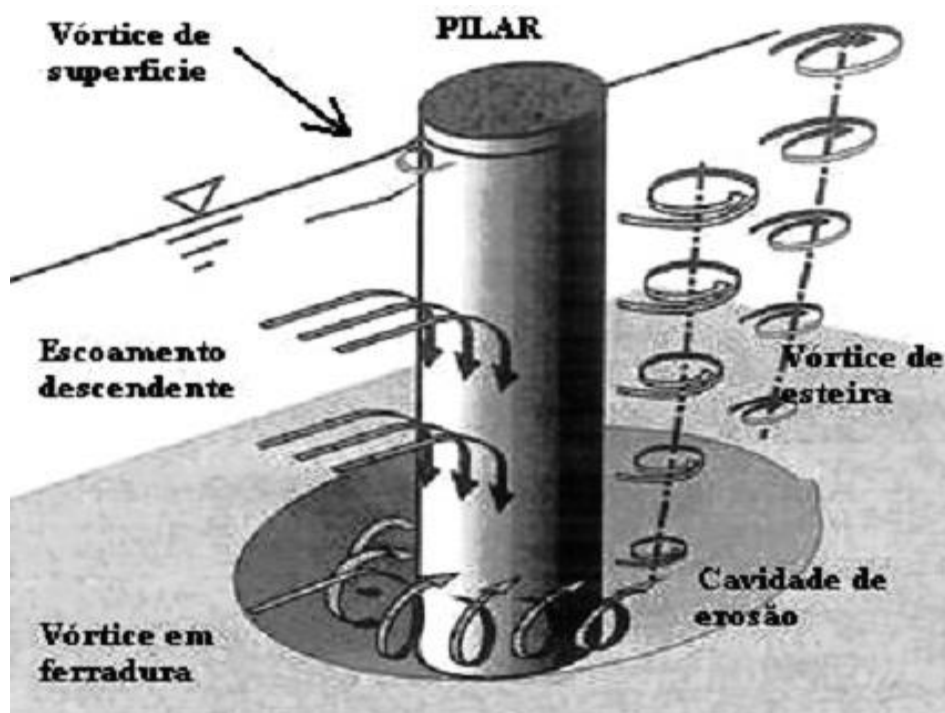


Figura 7 – Movimentação pela correnteza ao redor de pilar de ponte  
(Fonte : CARDOSO,2008)

Pinheiro (2010), afirma ainda que a velocidade média ( $U_a$ ), do caudal associada à maior profundidade da erosão para os casos de sedimentos não uniformes, é igual à velocidade de ruptura dessa camada. E descreveu os processos apresentados por Melville e Coleman (2001) e Neil (1967);

Por Melville e Coleman

- Cálculos para  $D_{50a}$

$$D_{50a} = \frac{D_{\max}}{1,8} \quad (3)$$

Onde;

$D_{\max}$  – diâmetro máximo das partículas de proteção;

$D_{50a}$  – diâmetro mediano das partículas de proteção;

- Se a areia apresentar o quartzo em sua composição, e ainda uma densidade aproximada de 2,65 temperatura da água cerca de 20° C, calcula se  $u_{*ca}$  a partir de  $D_{50a}$ ;

$$u_{*ca} = 0,0115 \times D_{50a}^{1,4} \quad 0,1 < D_{50a} (mm) < 1,0 \quad (4)$$

$$u_{*ca} = 0,035 \times \sqrt{D_{50a}} - \frac{0,0065}{D_{50a}} \quad 1,0 < D_{50a} (mm) < 100 \quad (5)$$

Onde;

$u_{*ca}$  – velocidade de atrito junto ao fundo, na camada de proteção.

- Cálculo para  $u_{ca}$ ;

$$\frac{U_{ca}}{u_{*ca}} = 5,75 \log \left( 5,53 \times \frac{h}{D_{50a}} \right) \quad (6)$$

Onde;

$U_{ca}$  – velocidade crítica de atrito associado a máxima profundidade de erosão.

- Cálculo para a velocidade que leva a maior profundidade de erosão  $U_a$ ;

$$U_a = 0,8 \times U_{ca} \quad (7)$$

Por Neil

$$\frac{U_c^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right) \times g \times D_{80}} = 2,5 \times \left(\frac{h}{D_{80}}\right)^{0,2} \quad (8)$$

Onde;

$U_c$  – velocidade média crítica do escoamento de aproximação ou de início do movimento.

Para determinação da velocidade média do escoamento de aproximação;

$$Q = A \times U \quad (9)$$

Sendo;

Q – vazão;

A – área;

U – velocidade média de escoamento de aproximação.

## 2.7 FATORES A CONSIDERAR NA DETERMINAÇÃO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EROSÃO LOCALIZADA

Segundo Ramos (1990), *apud* Pinheiro (2010,p.21), “A erosão localizada é um fenômeno muito complexo e dependente de diversos factores com naturezas distintas, tais como, hidráulica, sedimentológica, topográfica e geométrica”.

De acordo Pinheiro (2010), “vários autores citam o tempo, a intensidade de vazão, granulometria e uniformidade dos sedimentos, forma e comprimento dos pilares e a direção da vazão como sendo os principais fatores que interferem no fenômeno de erosão localizada.”

Seguindo ainda o raciocínio de PINHEIRO (2010), “na verdade para avaliar um processo de erosão em torno de um pilar um grande número de variáveis independentes devem ser observados.”

- As características geométricas do pilar: o comprimento ( $L$  ou  $D_c$  sendo o pilar cilíndrico); ângulo de alinhamento do pilar com o escoamento ( $\alpha$ ); coeficiente de forma do pilar ( $K_f$ ) e altura de água do escoamento ( $h$ ),

- Variáveis que se refere à geometria do canal: largura da seção transversal do canal ( $B$ ); declividade do fundo do canal ( $i$ ) e coeficiente de forma da seção transversal do canal ( $k_G$ );

- Características cinemáticas e dinâmicas: velocidade média de aproximação ( $U$ ), perda de carga unitária do escoamento ( $J$ ) e aceleração da gravidade ( $g$ );

- Propriedades do fluido: viscosidade ( $\nu$ ) e massa volumétrica ( $\rho$ );

- Variáveis que se refere às propriedades da areia: massa volumétrica da areia ( $\rho_a$ ), diâmetro médio da areia ( $D_{50}$ ) e coeficiente da curva granulométrica da areia ( $\sigma_D$ );

- E o tempo ( $t$ ).

Então a profundidade máxima de erosão localizada ( $h_{se}$ ), pode ser expressa assim;

$$h_{se} = \varphi (h, J, g, \rho, \vartheta, D_{50}, \sigma_D, \rho_a, L, \alpha, K_f, B, i, K_g)$$

10)

Onde;

$\varphi$  - define uma função genérica;

$h$  – altura do fluxo;

$J$  – perda de carga unitária;

$g$  – aceleração da gravidade;

$\rho$  - massa específica da água;

$D_{50}$  – diâmetro mediano das partículas do fundo;

$\sigma_D$  – coeficiente de graduação ou desvio padrão geométrico da distribuição granulométrica do material do fundo;

L – comprimento do obstáculo na direção normal ao escoamento;  
K<sub>f</sub> – coeficiente de forma do pilar;  
B – largura superficial da seção do escoamento de aproximação;  
I – declividade do fundo do canal;  
K<sub>g</sub> – coeficiente de forma da seção transversal do escoamento de aproximação.

### 2.7.1 Influência da Força do Escoamento e da Uniformidade da Areia do Leito

Afirmam Melville e Coleman (2010), *apud* Pinheiro (2010), “que a erosão local ao redor de um pilar construído num rio pode acontecer com ou sem transporte sólido generalizado. É uma análise muito importante frente os mecanismos de desenvolvimento da cavidade que são ligeiramente distintos.”

De acordo (Ramos, 1990), *apud* Pinheiro (2010), “à desigualdade entre os dois tipos podem assim ser caracterizados:”

- Erosão sem transporte sólido – Acontece na ausência de movimento do sedimento do fundo, na área de escoamento não agitado, a montante do pilar. Para este modelo, a tensão de arrastamento do fundo é menor ou igual, à tensão crítica de arrastamento. Não se observa a reconstituição do material erudido, conseguindo se um valor máximo quando não houver capacidade de remoção, denominando este de valor de equilíbrio estático. Este modelo de erosão é frequentemente repetido em laboratório não ocorrendo movimento da areia do leito a montante da estrutura hidráulica.
- Erosão com transporte sólido – Acontece na presença de reposição da cavidade de erosão de material oriundo da montante do leito, por suspensão ou arrastamento. Neste modelo, atinge se um equilíbrio, quando o volume removido do material é igual ao volume do material transportado para dentro da cavidade denominando de equilíbrio dinâmico. Nesta ocasião a tensão de arrastamento é maior que a tensão crítica de arrastamento.

Em conformidade com o trabalho de Ramos (1990), *apud* Pinheiro (2010), “estudos comprovam que a erosão localizada com transporte sólido, o comprimento da cavidade de erosão ocorre não só por causa do escoamento, e da geometria do



pilar, mais também em função da granulometria. Enquanto que no caso da erosão sem transporte sólido a forma da fossa independe da granulometria.”

### 2.7.2 Influência da Ação do Tempo

Todavia o tempo cumpre uma função verdadeiramente importante no processo de erosão, independente da sua tipologia, com ou sem transporte sólido, é citado por vários autores que consideram a existência de três fases da evolução da profundidade das cavidades da erosão:

- Fase inicial – Onde a cavidade de erosão aumenta muito rápido;
- Fase principal – Onde a cavidade se agrava em profundidade e extensão de maneira relativa apesar de um ritmo progressivo e decrescente;
- Fase de equilíbrio – Onde a cavidade de erosão para de se desenvolver.

Na figura 8, são demonstradas as três fases da erosão localizada, sendo  $h_s$ , a profundidade da erosão e  $t$  o tempo decorrido.

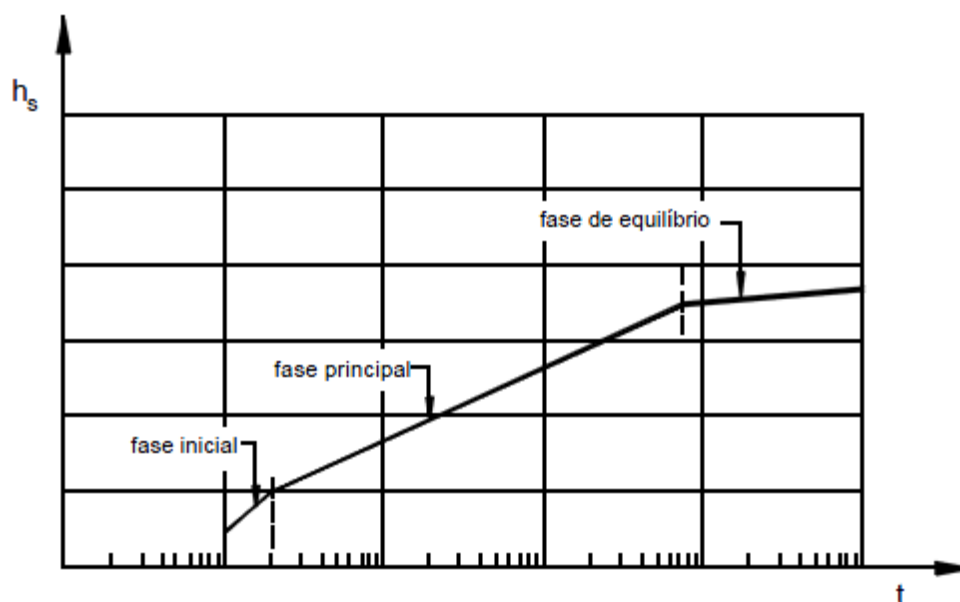


Figura 8 - Fases do processo erosivo (Cardoso e Bettess, 1999).

Resalta Couto (2005) *apud* Pinheiro (2010), “A profundidade da erosão evolui, rapidamente, na fase inicial.” Nas áreas onde o ângulo do talude da cavidade em surgimento é maior que o ângulo do material em repouso no fundo do leito, ocorre o

escorregamento de muitas partículas para o fundo da erosão. Essas partículas são carregadas para a jusante e os contornos da erosão vão aumentando na direção das laterais, e para a montante. Conseqüentemente, a erosão atinge regiões aonde as tensões de arrastamento dos sedimentos são menores à que ocasionam o início desta. As partículas em suspensão são carregadas por arrastamento e são armazenadas a jusante perto da cavidade. Esta faixa de deposição das partículas vai sendo incitada para a jusante enquanto é aumentada a cavidade.

Não havendo o transporte sólido o processo desembaraça lentamente. O desenvolvimento da cavidade de erosão causa uma diminuição das velocidades e das tensões tangenciais interiormente removendo cada vez menos material. Atingindo uma determinada altura encerra o carregamento e o processo alcança seu equilíbrio. Condições estas de equilíbrio denominadas de equilíbrio estático, a figura 9 demonstra a evolução da cavidade em função do tempo.

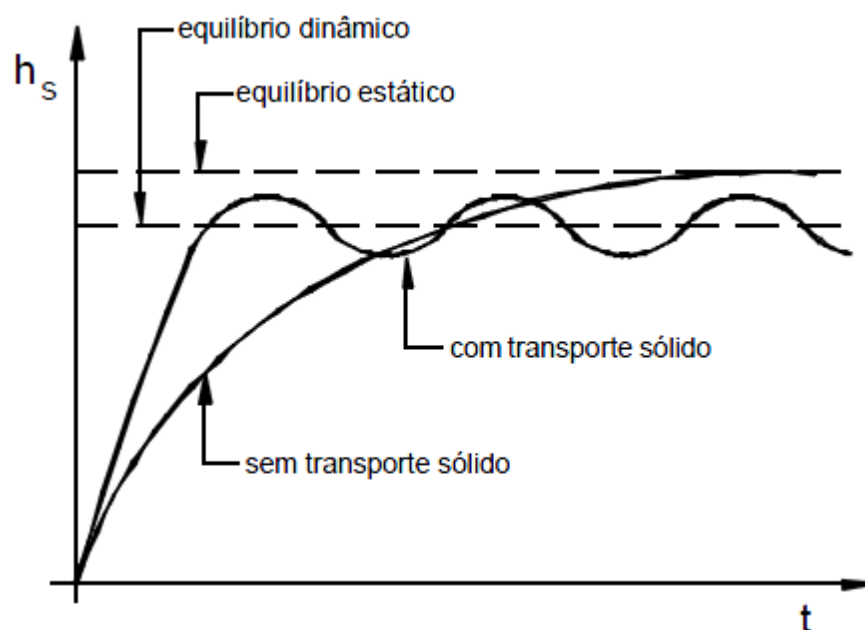


Figura 9 - Evolução temporal de cavidades de erosão com e sem transporte sólido generalizado (Couto e Cardoso, 2001).

Afirmam Couto e Cardoso (2001), *apud* Pinheiro (2010), “que existindo transporte sólido no meio do processo, existe simultaneamente remoção de partículas do fundo original e de partículas carregadas para dentro da cavidade.” Inicialmente o total de partículas que sai do interior da erosão é maior do que o material que ali entra. Diz se que é um equilíbrio dinâmico, onde a profundidade de

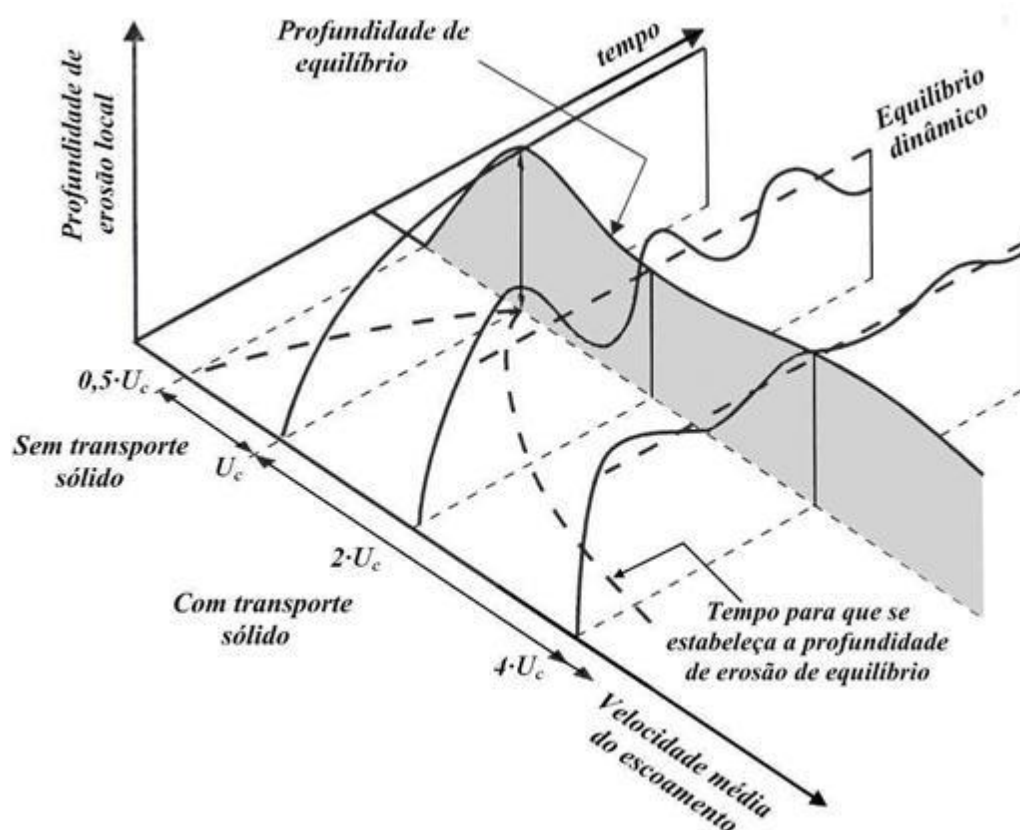
erosão varia entre certos limites. Estas variações acontecem conseqüentemente pelo período com que o material sólido transportado de montante abastece a cavidade de erosão e transmitem a passagem de configurações do fundo do leito (rugos, dunas e etc).

Conforme Melville e Coleman (2000), *apud* Pinheiro (2010),

No processo de erosão há uma interação estreita entre a velocidade do escoamento e o tempo durante o qual essas condições se mantêm. Por exemplo escoamentos de igual intensidade que actuem durante intervalos de tempo distintos vão gerar profundidades de erosão diferentes” é apresentado um gráfico tridimensional proposto por Melville e Coleman que evidencia a relação entre as três grandezas, hse, U e t, para sedimentos uniformes caracterizados por  $D_{50} > 0,6 \text{ mm}$

Figura 10 - Representação tridimensional qualitativa da variação de hse com U e t, para sedimentos uniformes (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

A figura 10 mostra gráfico proposto por Melville e Coleman



### 2.7.3 Influência da Altura de Vazão

Consolidam, Breusers e Raudkivi(1991) *apud* Pinheiro(2010),

que o modelo tridimensional da vazão, por causa da presença de um pilar é muito difícil, o que proíbe uma determinação analítica da consequência da altura do fluxo,  $h$ , sobre a altura da cavidade máxima causadas por águas sem transporte sedimentar. Mais porem, muitos trabalhos experimentais comprovam que para pequenos fluxos a cavidade de erosão aumenta com aumento da relação  $h/D_c$ .

O mesmo autor ainda discorreu que dois aspectos são referidos:

- a) A altura de vazão,  $h$ , interfere na velocidade de atrito junto ao fundo,  $u^*$ .

Sendo

$u^* = \sqrt{ghi}$ , um aumento de altura provoca um aumento de velocidade de atrito junto ao fundo, conseqüentemente influenciando na profundidade da cavidade de erosão.

b) Em contrapartida, mantendo constante a relação entre a velocidade de atrito junto ao fundo e a velocidade de atrito crítica,  $u^*/u^*_c$ , uma modificação da altura de vazão provoca uma modificação da importância relativa das estruturas organizadas pela vazão junto do pilar, variando a profundidade máxima da cavidade de erosão.

Dongol (1994), *apud* Pinheiro (2010), “diz ainda que a redução da profundidade da cavidade de erosão com a redução da altura de vazão,  $u^*/u^*_c$  constante é atribuído a três razões:”

1. O escoamento descendente diminui de intensidade para menores valores de  $h/b$ , sendo  $b$  a largura do pilar;

2. A importância relativa da superfície de enrolamento aumenta para valores baixos de  $h$ , enfraquecendo a ação do vórtice principal, pelo fato de terem sentidos de rotação contrários;

3. O monte de sedimentos formado a jusante do pilar pode aumentar ate próximo da superfície livre, influenciando para a modificação da estrutura de vazão em volta do pilar, o que também contribui com a profundidade da erosão.

Kandasamy (1989), *apud* Pinheiro (2010), “faz proposta de que uma representação que põe em evidencia, que o comprimento do pilar,  $L$ , é a variável mais acertada para exprimir a relação entre  $h_{se}$  e  $h$ . Afirma se ainda que existe um

valor limite  $h/L$ , a partir do qual  $h_{se}$  não depende de  $h$ , sendo esse limite para  $h/L > 6$ , como indicado na figura 11.

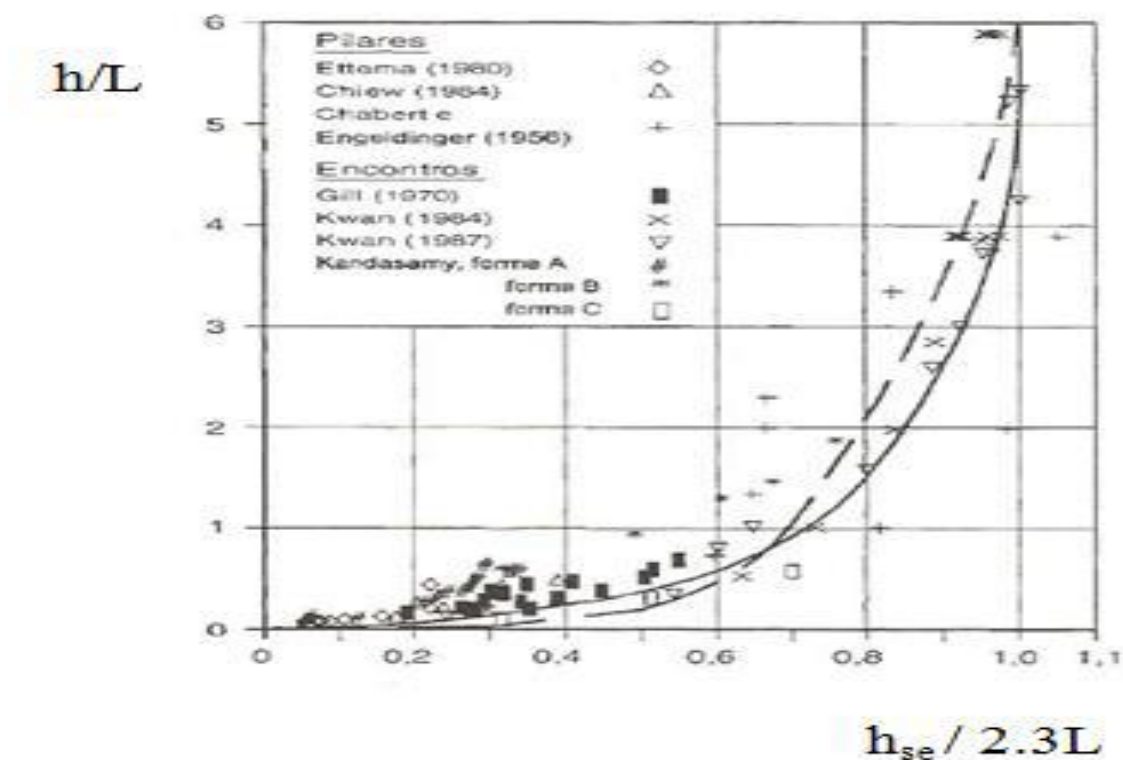


Figura 11 - Variação da altura do escoamento com a profundidade de erosão (Adaptado de Kandasamy, 1989).

#### 2.7.4 Influência da Largura do Pilar

Esta influencia representa o efeito da relação direta entre a altura do escoamento, ( $h$ ) e a largura do pilar ( $b$ ), exercida sob a cavidade de erosão.

Recomenda PINHEIRO (2010), “que para grandes alturas de vazão, comparadas com a largura do pilar ( $b/h < 0,7$ ), a profundidade de erosão cresce de acordo com a largura do pilar e não depende da altura do fluxo da vazão,  $h$ . Decorrente da energia do vórtice em ferradura e o escoamento descendente consorciado ao vórtice, são diretamente relacionado com a largura do pilar e não com a altura da vazão.

Já em pilares largos ( $b/h > 5$ ), no meio do lado virado para jusante, no qual o movimento do fluido é diminuído, a erosão também é reduzida e torna se ineficaz a

formação de erosões nesta zona, sendo associada a erosão somente à altura do escoamento,  $h$ .”

Indicam em seu trabalho Melville e Coleman (2000), *apud* Pinheiro (2010),

“Para pilares de largura média ou alturas de escoamento médias ( $0,7 < b/h < 5$ ), a altura de escoamento influencia a profundidade de erosão quando o vórtice em ferradura ou o escoamento descendente são afectados pela formação da superfície de enrolamento. Para alturas elevadas do escoamento, enquanto estes não interagem mutuamente, a profundidade de erosão é independente da altura de escoamento. Com a diminuição da altura de escoamento, a superfície de enrolamento torna-se mais dominante e os vórtices que se desenvolvem na base do pilar tornam-se incapazes de mover sedimentos, sendo que a profundidade de erosão é menor que para escoamentos profundos.”

A figura 12 Demonstra as profundidades influenciadas pelo escoamento.

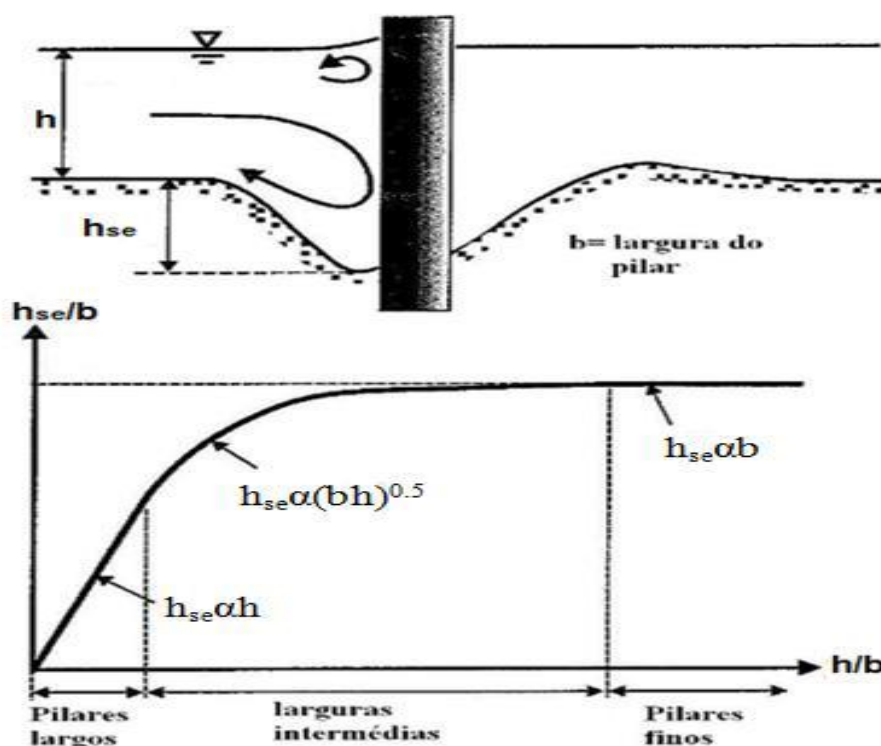


Figura 12 - Variação das profundidades de erosão para alturas de escoamento intermédias (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

### 2.7.5 Influência do Tamanho dos Detritos Rochosos

Segundo Melville e Coleman (2000) *apud* Pinheiro (2010) “A evolução da cavidade de erosão também pode ser influenciada pelo tamanho dos sedimentos.

No fundo de um corpo aquático que é formado por detritos rochosos uniformes, a profundidade de erosão local não é prognostico pelo fato de existir materiais de grandes dimensões, ao menos que essas partículas forem relativamente grandes. A profundidade de erosão não é afetada para relações de  $b/D_{50} > 50$ , segundo estudos realizados em laboratórios.”

A figura 13 demonstra esta relação.

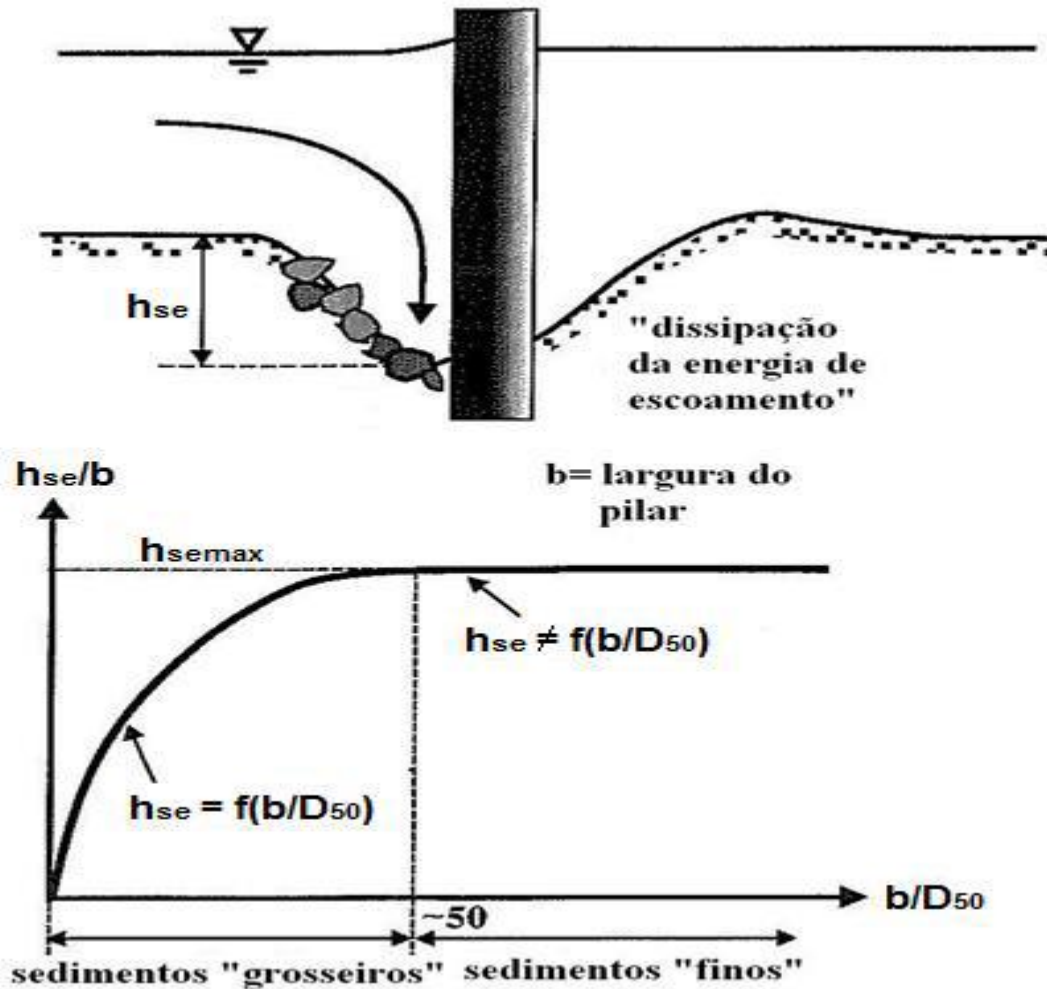


Figura 13 - Variação da profundidade de erosão com a granulometria dos sedimentos (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

#### 2.7.6 Influência da Densidade do Solo do Fundo do Leito

Ressalta PINHEIRO (2010), “que poucos estudos tentam compreender e caracterizar as erosões localizadas a partir de materiais diferentes de areias naturais. E os que existem não são conclusivos.”

O mesmo autor ainda relata “que a maioria dos leitos são constituídos por materiais de densidades semelhantes, como exemplos, areias, gravilhas e outros materiais rochosos. E que para minorar erros em resultados de trabalhos experimentais, onde o uso de materiais de densidades diferentes faz necessário em primeira instancia adaptar as formulações existentes aos valores correspondentes.”

PINHEIRO (2010), “ainda discorre sobre a divergência de pensamento de alguns autores”, COUTO e CARDOSO (2001) expõem que, “em geral, o ritmo de escavação e a sua profundidade crescem com a diminuição da densidade do material.” Todavia, as conclusões apresentadas por CRISTINA e FAEL(2007), “após a realização de ensaios experimentais para análise deste fator no processo de erosão, mostram que, ao contrário do atrás indicado, as profundidades de erosão tendem a diminuir com a diminuição da densidade do material do fundo.”

### 2.7.7 Influência da Orientação do Pilar com o Escoamento

Firmaram BREUSERS e RAUDVIKI (1991), *apud* PINHEIRO (2010), “com restrição dos pilares cilíndricos, onde suas dimensões são invariáveis ao longo do seu perímetro, os demais influenciam muito na profundidade da erosão em relação da orientação do escoamento com o pilar. Com atenção especial aos pilares longos, os quais tem um ângulo grande de orientação com o escoamento, conseqüentemente terão uma cavidade de erosão de forma essencial maior, do que em pilares mais curto, ou com ângulo de ataque menor. Ângulo esse que sendo aumentado terá seu ponto de profundidade máximo de erosão na parte de traz do pilar”, como mostra a figura 14.

Laursen e Toch (1956), *apud* Pinheiro (2010, p. 35),

“propuseram um gráfico que permite traduzir a influência do ângulo de orientação do pilar com o escoamento na profundidade de erosão. Essa influência é expressa num coeficiente,  $K_{\alpha}$ . Este coeficiente relaciona a profundidade de erosão para um dado valor de orientação com o correspondente à de um pilar alinhado com o escoamento.”



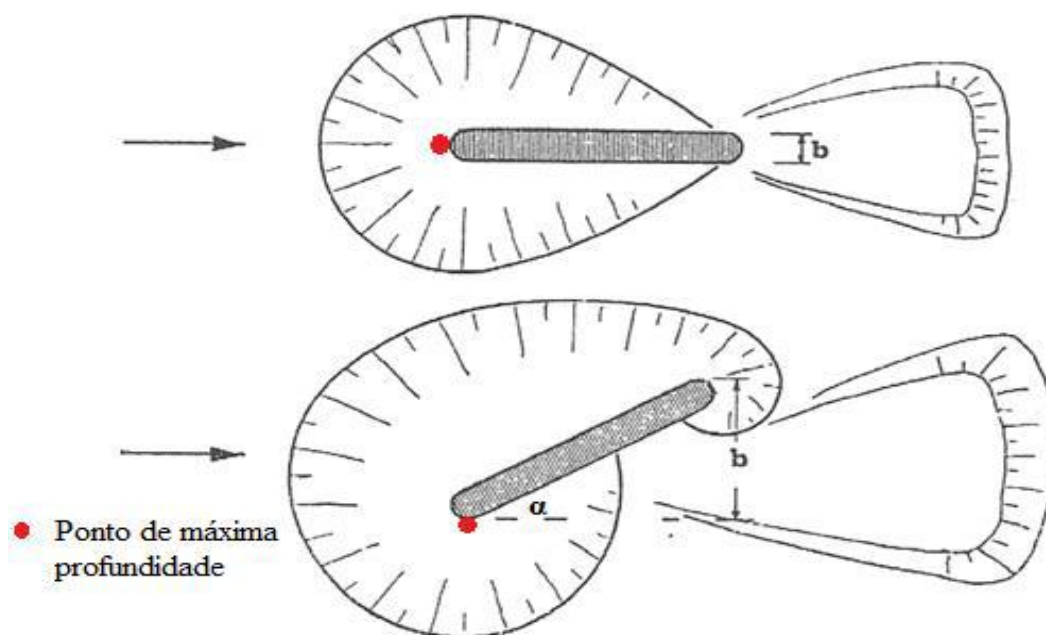


Figura 14 - Esquema das cavidades de erosão, com um pilar alinhado com o escoamento e um pilar desalinhado (adaptado de Breusers e Raudviki, 1991).

Gráfico proposto por Laursen e Toch (1956).

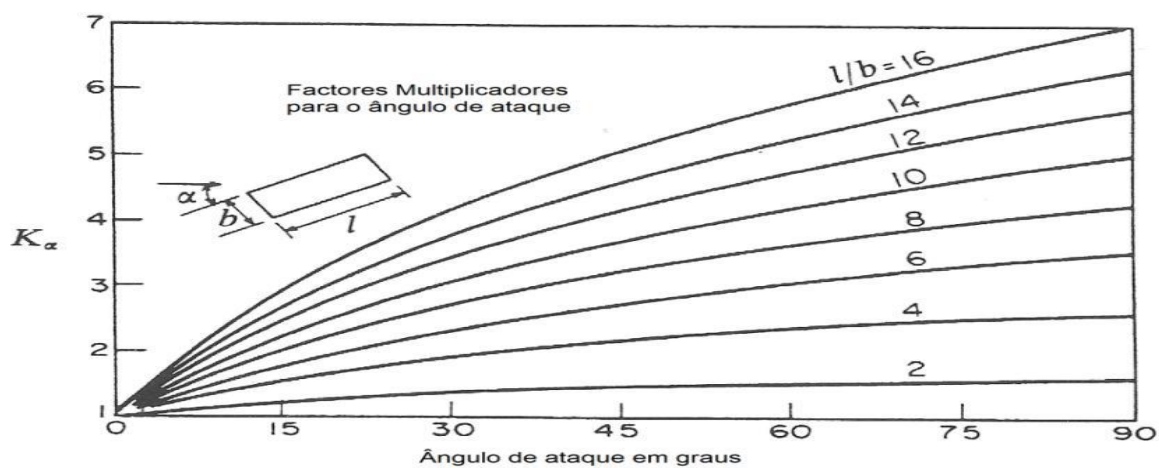


Figura 15 - Fator de orientação,  $K_\alpha$ , para pilares não alinhados com o escoamento (adaptado de Laursen e Toch, 1956).

### 2.7.8 Influência da Forma do Pilar

Para RAUDVIKI (1991), *apud* PINHEIRO (2010), pilares construídos nos leitos de rios são, com frequência, projetados e pensados com formas que tem o intuito de diminuir a erosão e diminuir os vórtices e perturbações com escoamento em geral.

A influência da forma do pilar, como no caso do alinhamento pode acontecer por causa de um fator de forma,  $K_f$ . Conforme mostrado na figura 16.

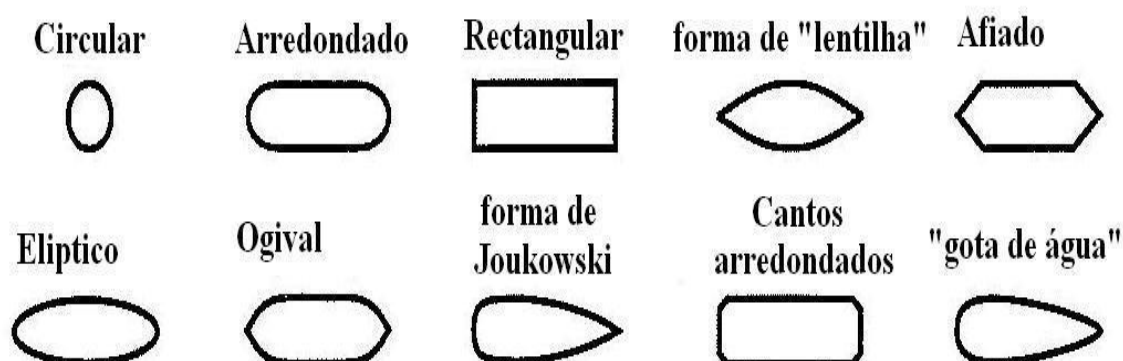


Figura 16 - Formas de pilares muitos utilizados (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Seguindo esta linha de raciocínio, PINHEIRO (2010), diz que, “a profundidade de erosão localizada depende da obstrução que os variados tipos de obstáculos fazem no caudal.” Diz ainda, que “para fazer comparação de dados de vários trabalhos diferentes realizados em laboratório, variadas formas de pilares, determina se, igualmente uma forma de pilar standard, sendo esta forma a circular. Assim os efeitos erosivos das outras formas são obtidos a partir da multiplicação de seu correspondente fator de forma pela profundidade estudada no pilar standard.”

E justifica afirmando que, nesta análise é preciso diferenciar pilares uniformes de não uniformes, ou seja, complexos, conforme figura 17.

E ressalta mais, “que nas últimas décadas vários estudiosos formularam fatores de formas para pilares uniformes, mas que para o presente instrumento só terá significância se o ângulo de orientação do pilar com o escoamento  $\alpha = 0$ .” Qualquer que seja a inclinação mesmo que pequena, eliminara todos os benefícios oriundos do fator de forma, e resume apresentando tabela com os fatores dos

principais estudiosos, representado por RUI CARDOSO, (2008), conforme tabela 01. PINHEIRO (2010),

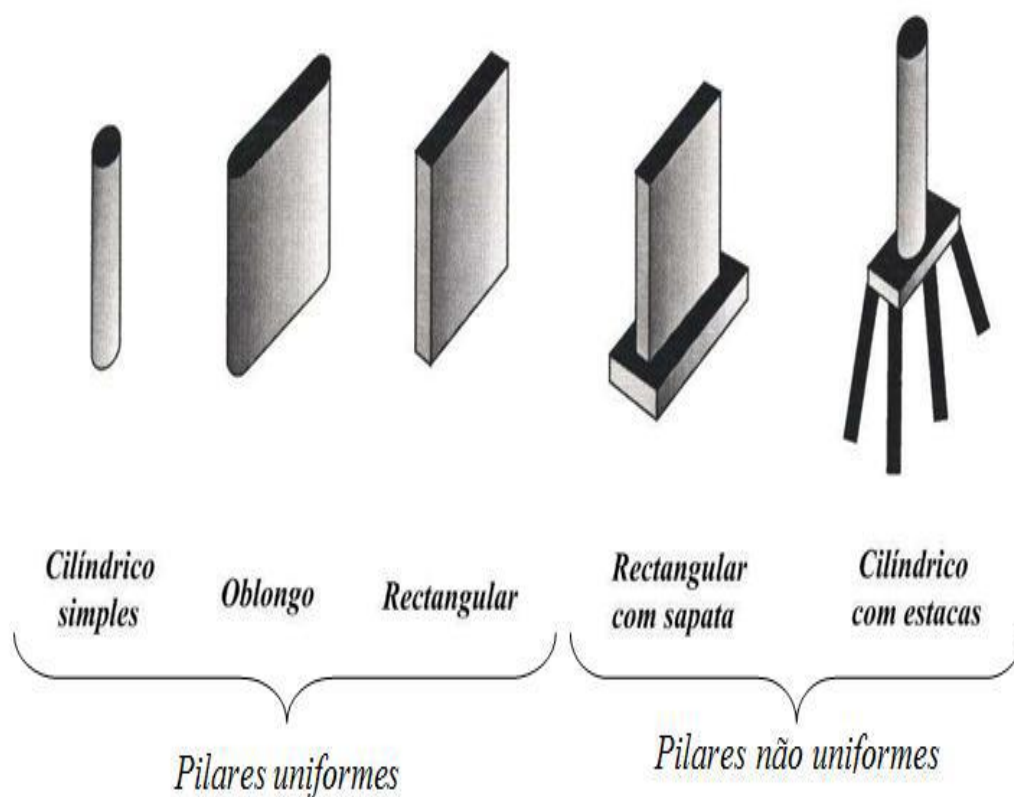


Figura 17 - Formas habituais de pilares de pontes e dos seus elementos de fundação (adaptado de Melville e Coleman, 2000).

Forma	l/b	Tison (1940)	Laursen & Toch (1956)	Chabert & Engeldinger (1956)	Garde (1961)	Larras (1963)	Venkatadri (1965)	Maza Alvarez (1968)	Dietz (1972)	Neill (1973)	Richardson and Davis (1995)
Circular	1	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0		1,0
Arredondado	4	1,0	1,0	1,03	1,0	1,0	1,0	1,0	0,85		1,0
Rectangular	1								1,22		
	3								1,08		
	4	1,24									
	5								0,99		
Quadrado			1,11		1,11	1,11		1,24		1,33	1,1
Afiado										0,80	0,90
Forma de lentilha	2		0,89			0,91					
	3		0,78			0,76					
	4	0,59		0,73		0,76					
	7									0,80	
Parabólico						0,56			0,80		
Face triangular 60°		0,77				0,75	0,73	0,65			
Face triangular 90°						1,25	1,0	0,76			
Elíptico	2		0,89			0,91			0,83	1,0	
	3		0,83			0,83			0,80		
	5								0,99		
Ogival	4			0,92		0,92					
Joukowski	4			0,86		0,86					
Com cantos arredondados	4								1,01		
Gota de água	3.5								0,80		

Tabela 1 - Factores de forma no caso de pilares uniformes alinhados com o escoamento (Rui Cardoso, 2008).

### 2.7.9 Influência do Número de Froude

PINHEIRO (2010), “define número de Froude,  $Fr$ , como sendo um parâmetro adimensional que permite relacionar as forças de inércia e as forças de gravidade num elemento sujeito a forças hidrodinâmicas”.

E afirma que “existem varias fórmulas de cálculos como apoio de modelação física, mas para que as estimativas fornecidas por essas expressões sejam confiáveis para situação real é preciso que o modelo respeite alguns critérios.”

Ettema (1988), *apud* Pinheiro (2010, p. 41),

“entre outros, apresentou dados os quais sugeriam que a profundidade de erosão junto aos pilares não é linearmente dependente da largura dos mesmos a não ser que exista uma semelhança geométrica completa entre o pilar, o escoamento e sedimentos do leito. A não linearidade pode acontecer nos estudos laboratoriais conduzindo a valores da relação da profundidade da erosão como a largura do pilar muito superiores ao que, normalmente acontecem in situ.”

Já Mellvile e Coleman (2001), *apud* Pinheiro (2010, p. 41),

“A profundidade de erosão pode aumentar com o aumento do número de Froude. O quadrado deste parâmetro adimensional permite a descrição dos gradientes de energia do escoamento em redor do pilar. Pode ser adoptado para expressar a relação entre a pressão do escoamento e a largura do pilar. É importante que, na modelação física destes fenómenos, o campo de pressões seja mantido o mais próximo da situação real. Logo, é conveniente que a relação entre as pressões e as dimensões dos elementos da ponte no modelo seja igual à verificada no protótipo, para que haja concordância entre as duas situações”.

Seguindo o raciocínio de Pinheiro (2010), onde ele cita que “os estudos de Ettema (1998) não foram suficientes para quantificar a influência do numero de Froud na erosão localizada junto de pilares. Mais no entanto tudo aponta que exista um máximo para a profundidade de erosão de pilares circulares, de aproximadamente  $2,4D_c$ . Deste modo este efeito parece não influenciar na profundidade de erosão podendo ser desprezado.”

## 2.8 PROGNÓSTICO DA PROFUNDIDADE MÁXIMA DE EQUILÍBRIO EM PILARES UNIFORMES

Seguindo o raciocínio de Pinheiro (2010), “concentra se no estudo da erosão localizada pela inserção de um pilar simples com escoamento uniforme sendo o propósito identificar nas referentes bibliografias, os modelos analíticos que expressem os valores da profundidade de equilíbrio para em outro momento comparar com resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais.”

E ainda ressalta que “os subcapítulos próximos detalharam dois modelos considerados uns dos mais importantes na previsão da profundidade de erosão localizada. Isso se deve pela sua recomendação e também pela quantidade de parâmetros que incluem no processo erosivo.”

### 2.8.1 Modelo de MELVILLE E COLEMAN (2000)

De acordo com Pinheiro (2010), o modelo proposto por Melville e Coleman descrito pela equação a seguir, podendo ela ser aplicada em condições de transporte sólido ou não.

$$h_{se} = K_h K_I K_D K_f K_\alpha K_t \quad (11)$$

Este modelo é completo, tendo o cuidado para os vários fatores que intervêm no processo erosivo.

- $(K_H)$  - Relação entre o pilar e a profundidade do escoamento.

Usado em caso de pilares cilíndricos, é o parâmetro que sintetiza a relação entre o pilar e a profundidade do escoamento é reportado por :

$$K_h = \begin{cases} 2,4D_c & , \text{se } D_c/h < 0,7 \\ 2\sqrt{hD_c} & , \text{se } 0,7 < D_c/h < 5,0 \\ 4,5h & , \text{se } D_c > 5,0 \end{cases} \quad (12)$$

Sendo  $D_c$ , o diâmetro do pilar e  $h$  altura do escoamento;

$(K_i)$  – Intensidade do caudal.

O parâmetro que sintetiza o resultado da intensidade do caudal representado pela equação a seguir, onde,  $U_a$ , é a velocidade do escoamento que leva a ruptura da camada que se forma quando o material do fundo não é uniforme. Já quando uniforme  $U_a = U_c$ .

$$K_I = \begin{cases} \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} & \text{se } \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} < 1 \\ 1 & \text{se } \frac{U - (U_a - U_c)}{U_c} \geq 1 \end{cases} \quad (13)$$

( $K_D$ ) – Sedimentos uniformes e não uniformes.

O parâmetro usado para sedimentos uniformes e não uniformes, fornecido pela equação.

$$K_D = \begin{cases} 0,57 \log\left(2,24 \frac{D_c}{D_{50}}\right) & \text{se } \frac{D_c}{D_{50}} \leq 25 \\ 1 & \text{se } \frac{D_c}{D_{50}} > 25 \end{cases} \quad (14)$$

( $K_f$ ) – Coeficiente de forma do pilar.

Em pilares simples e uniformes os valores a usar para  $K_f$  são abstraídos da tabela 02 Estes valores são os usados por Melville(1997), e só devem serem considerados se os pilares estiverem alinhados com o escoamento, ou seja se  $\alpha = 0^\circ$ .

Tabela 2 – Coeficientes de formas do pilar,  $K_f$

Forma da fundação do pilar	Valores de $K_f$
Circular	1,0
Extremidade redonda	1,0
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade angulosa	0,9

Fonte: Melville (1997) citado por Correia (2010)

( $K_\alpha$ ) – Influência do ângulo do pilar com o escoamento.

Este parâmetro sintetiza a influencia do ângulo de alinhamento do pilar em relação ao escoamento, se for para pilares cilíndricos usar valor igual a 1, e se para

outros pilares o valor será expresso pelo resultado da equação a seguir, onde  $l$  é a profundidade e  $b$  a largura da seção transversal do pilar.

$$K_\alpha = \left( \frac{l}{b} \sin \alpha + \cos \alpha \right)^{0,65} \quad (15)$$

( $K_t$ ) – Tempo decorrido e seu efeito no desenvolvimento e estabilização no processo de erosão.

Este parâmetro expressa o tempo decorrido no processo de erosão e seu efeito no desenvolvimento e estabilização da cavidade de erosão. Pode ser dito que é a razão entre a profundidade de erosão ao término de certo tempo,  $t$ , e a profundidade estabilizada que ocorre para o tempo de equilíbrio,  $t_e$ . Nos casos em que existe o transporte sólido generalizado as condições de equilíbrio são atingidas rapidamente então este fator  $K_t$ , assume o valor igual a 1,0. E se não existir o transporte sólido generalizado  $K_t$  será expresso pelo resultado da equação.

$$K_t = \exp \left\{ -0,03 \left| \frac{U_c}{U} \ln \left( \frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right\} \quad (16)$$

O tempo preciso para estabilizar a cavidade de erosão não existindo transporte sólido,  $t_e$ , é obtido pelo resultado da equação.

$$t_e = \begin{cases} 48,26 \frac{D_c}{U} \left( \frac{U}{U_c} - 0,4 \right) & \text{se } \frac{h}{D_c} > 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \\ 30,89 \frac{D_c}{U} \left( \frac{U}{U_c} - 0,4 \right) \left( \frac{h}{D_c} \right)^{0,25} & \text{se } \frac{h}{D_c} \leq 6, \frac{U}{U_c} > 0,4 \end{cases} \quad (17)$$

### 2.8.2 Modelo de RICHARDSON E DAVIS (2001)

Segundo Pinheiro (2010), “o modelo proposto por Richardson e Davis (2001) também é aplicável em situações com e sem transporte sólido generalizado. Esta formulação é usada pelos Estados Unidos da América para determinação da profundidade máxima de erosão, ( $h_{se}$ ), de pontes indicada pela Federal Highway Administration.”

$$h_{se} = 2D_c K_f K_\alpha K_3 K_4 \left( \frac{h}{D_c} \right)^{0,35} Fr^{0,43} \quad (18)$$

Onde  $Fr$  representa o número de Froude a montante do obstáculo, calculado através da velocidade média do escoamento na seção a montante do pilar;  $K_f$ , representa o coeficiente de correção relativo à forma do pilar;  $K_\alpha$  representa o

coeficiente relativo ao ângulo de ataque do escoamento sobre o pilar;  $K_3$  sintetiza a correção da configuração dos fundos do rio; e  $K_4$  representa um parâmetro que em conta a formação da camada proteção dos sedimentos do leito.

( $K_f$ ) – Coeficiente de forma do pilar.

Os valores usados neste parâmetro, é de acordo com a influência da forma do pilar da ponte com o processo de erosão, e são fornecidos de acordo com a tabela 03, e ainda conforme modelos de formas da figura 15.

Tabela 3 – Valores de  $K_f$  conforme a forma dos pilares (Adaptado por Richardson e Davis (2001)).

Forma da fundação do pilar	Valores de $K_f$
Extremidade quadrada	1,1
Extremidade redonda	1,0
Circular	1,0
Extremidade angulosa	0,9
Grupo de cilindros	1,0

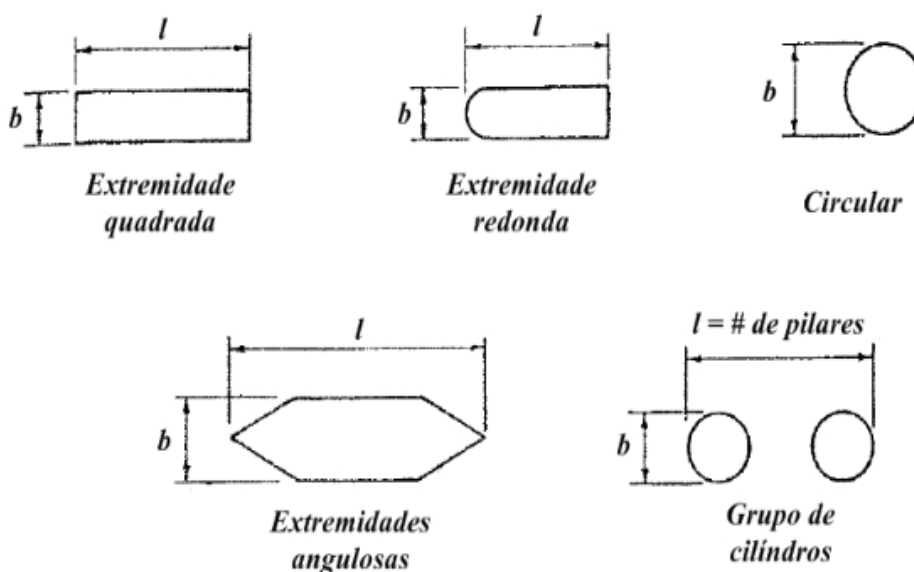




Figura 18 - Formas comuns de pilares de pontes (Adaptado de Richardson e Davis, 2001).

$(K_\alpha)$  – Influência do ângulo do pilar com o escoamento.

O coeficiente de correção relativo ao ângulo de ataque do escoamento sobre o pilar determina se conforme descrito no método de Melville e Coleman (2000) descrito no item 2.10.1.

$(K_3)$  – Parâmetro de formas de fundo de leitos de rios.

As formas do fundo do leito de um rio no instante de uma cheia interferem na profundidade de erosão num pilar. Normalmente, em situações de cheia de projeto para o dimensionamento os fundos são considerados planos. Mais nem sempre apresenta este horizonte e a profundidade de erosão se agrava de 10 a 30 % em função dos diferentes tipos de formas de fundo influenciando assim nesta equação. Valores a usar para este parâmetro conforme tabela 04.

Tabela 4 - Valores de  $K_3$  (Adaptado por Richardson e Davis, 2001)

Configurações do fundo	Altura da duna( $\Delta$ )	$K_3$
Erosão sem transporte sólido generalizado	Não existe	1,1
Fundo plano e antidunas	Não existe	1,1
Dunas pequenas	$0,6 \leq \Delta < 3$	1,1
Dunas médias	$3 \leq \Delta < 9$	1,1 – 1,2
Dunas grandes	$\Delta \geq 9$	1,3

$(K_4)$  – Coeficiente de correção do valor de profundidade da erosão.

Este coeficiente de correção diminui o valor da profundidade de erosão para casos em que os fundos sejam formados por partículas com  $D_{50}$  igual ou superior a 2,0 mm e  $D_{95}$  igual ou superior a 20mm. Os valores à usar para  $K_4$ , são abstraídas da equação a seguir. O valor mínimo admitido para este parâmetro é de 0,4 (Richardson e Davis, 2001).

$$K_4 = 1,0 \quad \text{para } D_{50} < 2mm \text{ e } D_{95} < 20 mm \quad (19)$$

$$K_4 = 0,4(U_R)^{0,15} \text{ para } D_{50} \geq 2\text{mm e } D_{95} \geq 20\text{mm} \quad (20)$$

Equação para obter valor de  $U_R$  ;

$$U_R = \frac{U - U_{icD_{50}}}{U_{icD_{50}} - U_{icD_{95}}} \quad (21)$$

Onde  $U_{icD_{50}}$  e  $U_{icD_{95}}$  representam a velocidade em metros por segundo na seção a montante do pilar suficiente para começar o processo de erosão no pilar fundado em sedimentos de dimensão correspondente a  $D_{50}$  e  $D_{90}$ , expresso em metros, respectivamente. E o seu valor pode ser obtido pela equação;

$$U_{icD_x} = 0,645 \frac{D_x^{0,053}}{b} U_{cD_x} \quad (22)$$

Onde  $U_{icD_x}$  ( metros por segundo), é a velocidade crítica para início do movimento de partículas com dimensão  $D_x$  (metros).  $K_u$  pode ser tomado a partir da equação a seguir, onde assume o valor de 6,19 no Sistema Internacional e 11,17 no Sistema Inglês.

$$U_{cD_x} = K_u h^{1/6} D_x^{1/3} \quad (23)$$

Na equação 23  $h$  é a altura média do escoamento e  $D_c$  diâmetro do pilar de ponte.

$$\left(\frac{h}{D_c}\right)^{0,35} \quad (24)$$

E ainda o número de Froude representado pela equação 26

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g x h}} \quad (25)$$

Sendo;

$U$  – velocidade média do escoamento de aproximação;

$g$  – aceleração da gravidade;

$h$  – altura média do escoamento.

### 3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram realizadas três etapas. Etapa um, uma revisão bibliográfica, para definição, caracterização sobre erosão localizada, suas causas e fatores de influências, e ainda para identificar modelos matemáticos que permitem determinar a profundidade da cavidade do fenômeno estudado. Estudo esse detalhado facilitando o leitor à compreensão a cerca do tema abordado.

Etapa dois, realização de trabalhos experimentais, para reproduzir em laboratório o comportamento do fenômeno de erosão localizada em pilar de pontes assentado sobre leito arenoso. Caracterização dos materiais e detalhando os equipamentos a serem utilizados.

Etapa três, a aplicação dos modelos matemáticos identificados para o cálculo da erosão localizada pesquisada na etapa um ao caso reproduzido no laboratório calibrando as formulações para serem aplicadas ao caso de estudo.

#### 3.1 SEGUNDA ETAPA: TRABALHO EXPERIMENTAL

A quantificação da profundidade máxima de erosão localizada, derivada da admissão de um pilar no leito de um canal hidráulico, partiu de estudos experimentais de erosão localizada junto de pilar assentado em solo arenoso.

Os ensaios aconteceram no laboratório de recursos hídricos, de solos e materiais de construção do CEULP ULBRA.

Os ensaios foram realizados, em canal hidráulico, gunt HAMBURG – HM 160 MULTI-PURPOSE TEACHING FLUME, conforme figura 2.9, com as seguintes dimensões 2,5 metros de comprimento e 8,6 centímetros de largura e 30 centímetros altura, com vazão máxima de  $24 \text{ m}^3 / \text{h}$ , ajuste de inclinação que varia de  $-0,5 \%$  à  $+3,0 \%$ .

Figura 19 - Canal hidráulico onde os experimentos foram ensaiados.



**Figura 19 - Canal Hidráulico (Fonte: Autor)**

Afim de, obter uma média e garantir a igualdade dos ensaios teve se as condições reproduzidas exatamente da mesma maneira, foram ensaiadas, três vezes, para uma vazão constante de 3 m<sup>3</sup>/h, o tempo constante em 120 segundos e variando a inclinação do canal em 0, 0,5 e 1%.

O material utilizado no fundo do leito do canal, foi o agregado miúdo para tanto realizado ensaio de granulometria para sua caracterização. Ensaio esse em conformidade com a NBR NM 248-2003 Agregados – Determinação da composição granulométrica, que estabelece o método para determinação da composição granulométrica de agregados miúdos e graúdos.

Para tanto serão utilizados os seguintes equipamentos:

- Balança – Com resolução de 0,1 % da massa da amostra de ensaio;
- Estufa – Com capacidade de manter a temperatura em um intervalo de 105 ± 5 °C;
- Peneiras – Da série normal e série intermediária com tampa e fundo, em conformidade com a norma NM-ISO 3310, e com aberturas de malha como mostra a tabela 5.

Tabela 5 – Série de peneiras

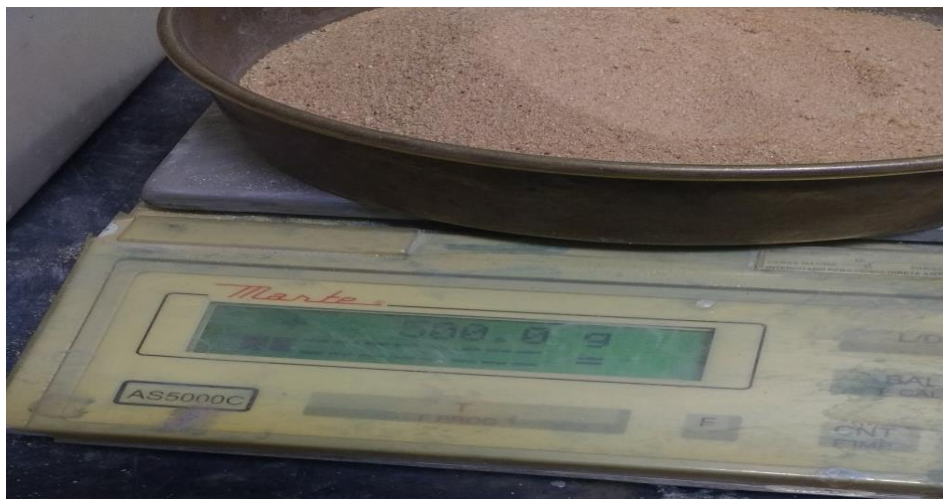
Série Normal	Série Intermediária
75 mm	-
-	63 mm
-	50 mm
37,5 mm	-
-	31,5 mm
-	25 mm
19 mm	-
-	6,3 mm
9,5 mm	-
-	-
4,75 mm	-
2,36 mm	-
1,18 mm	-
600 µm	-
300 µm	-
150 µm	-

Tabela 5 – Fonte (NM – ISO 3310)

- Agitador mecânico de peneiras;
- Bandejas;
- Escova ou pincel.
- Fundo avulso de peneira.

### 3.1.1 Procedimento para caracterização do agregado miúdo

Foi adquirida uma areia fina que aparentou características ensaiadas satisfatórias. Desta foi coletada certa quantia para amostra, em seguida levada à estufa com temperatura entre 105°C e 110°C por 24 horas, decorrido este prazo, esfriou-se em temperatura ambiente e, então, dividiu-se suas massas em duas partes, cada qual com 500 g.



**Figura 20– Balança de precisão (Fonte: Autor)**

Após a pesagem das amostras, foram encaixadas as peneiras da série normal, conforme citado, em ordem crescente da base (fundo) para o topo (3/8 ”), e então colocou-se parte da amostra 1, afim de não formar camada espessa do material sobre a peneira. Terminado este procedimento, foi promovido o agitação mecânico.



**Figura 21– Agitador mecânico (Fonte: Autor)**

Em seguida foi removido o material retido nas peneiras para bandejas identificadas, e aferido suas massas. Da mesma forma o peneiramento da amostra dois. Por fim gerado os dados conforme apresentado na seguinte tabela, para a confecção do gráfico da curva de granulometria do agregado fino.

Além do ensaio de granulometria foi determinado o módulo de finura, onde é dada pela somatória dos valores da porcentagem retida média acumulada, nas peneiras da série normal, dividida por 100, feito isto faz se uma análise comparando valores obtidos na da tabela de granulometria.

Ainda na caracterização do agregado miúdo foi identificada a dimensão máxima característica ( $d_{m\acute{a}x.}$ ), que é obtida a partir da tabela de determinação de granulometria, onde o seu valor é igual a ou imediatamente inferior a 5%. Então  $d_{m\acute{a}x.} = 1,2$  mm.

Também afim de, conhecer as propriedades dessa areia foi determinada sua massa específica pelo Método do Picnômetro, para o procedimento foi pesado duas amostras de 100 g cada de solo seco em estufa entre 105°C e 110°C, em seguida determinada as massas de dois picnômetros cheios de água, após isto foi desprezado parte da água e colocado a areia e completada de água novamente e também determinada a massa do recipiente juntamente com o solo e a água. Para o Método de cálculo foi utilizado a seguinte equação.

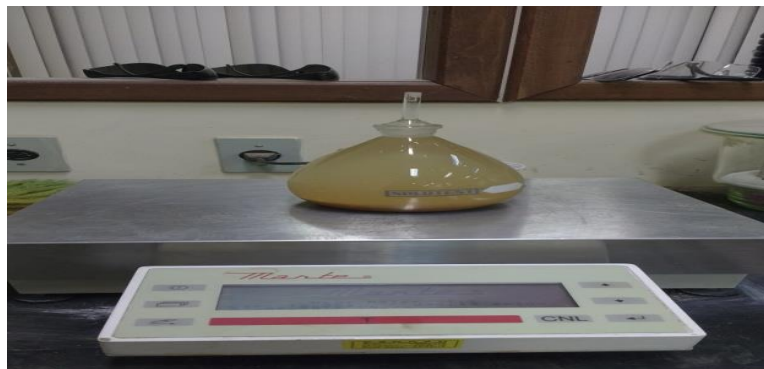
$$\delta = \frac{MSS}{(MSS + MPCA + MPSA)} \quad (27)$$

Legenda:

MSS = massa solo seco

MPCA= massa picnômetro cheio de água

MPSA= massa picnômetro + solo + água



**Figura 22– Picnômetro (Fonte: Autor)**

Por fim, o ensaio de determinação do material fino que passa através da peneira 75  $\mu\text{m}$ , por lavagem, conforme NBR NM 46: 2001, que objetiva conhecer as partículas de argila e outros materiais que se dispersam por lavagem, como também materiais solúveis em água que são removidos da areia durante o ensaio. O método resume-se em lavar a massa conhecida do agregado. A água da lavagem decantada, contendo o material suspenso é dissolvida e passada na peneira de 75  $\mu\text{m}$ .

Balança, peneiras, recipiente, recipientes de vidro, estufa são aparelhagens utilizadas no ensaio. Os cálculos providos da equação;

$$m = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100$$

Onde;

$m$  é a porcentagem de material mais fino que a peneira 75  $\mu\text{m}$  por lavagem;

$m_i$  é a massa original da amostra seca em gramas;

$m_f$  é a massa da amostra seca após a lavagem, em gramas.

O resultado deve ser a média aritmética de duas determinações. No relatório, deve ser registrado a porcentagem de material mais fino que a peneira 75  $\mu\text{m}$  por lavagem, aproximando ao décimo mais próximo, exceto se o resultado for 10% superior, neste caso, registrar o número inteiro mais próximo.

### 3.1.2 Caracterização do Pilar dos Ensaio

O pilar utilizado nos ensaios foi montado, utilizando-se uma chapa de aço cujas dimensões são de 600 x 80 x 2,25 mm. Esta sofreu um furo de 20 mm no seu centro de gravidade para a inserção de uma barra 200 x 20 mm. As peças foram unidas perpendicularmente uma à outra por solda elétrica.



**Figura 23– Pilar Padrão (Fonte: Autor)**

### 3.1.3 Caracterização da caçamba dos ensaios

A caçamba foi construída em compensado prensado de 18 mm, no formato de um trapézio, com capacidade de 10000  $\text{cm}^3$  para armazenamento do agregado miúdo. O carro foi constituído em perfil de alumínio e 4 roldanas em dimensões que atendessem a largura do canal hidráulico, e também foi desenvolvido um dispositivo de compotas com sistema abre e fecha, uma em cada extremo do carro para dispensar a areia do leito do ensaio.

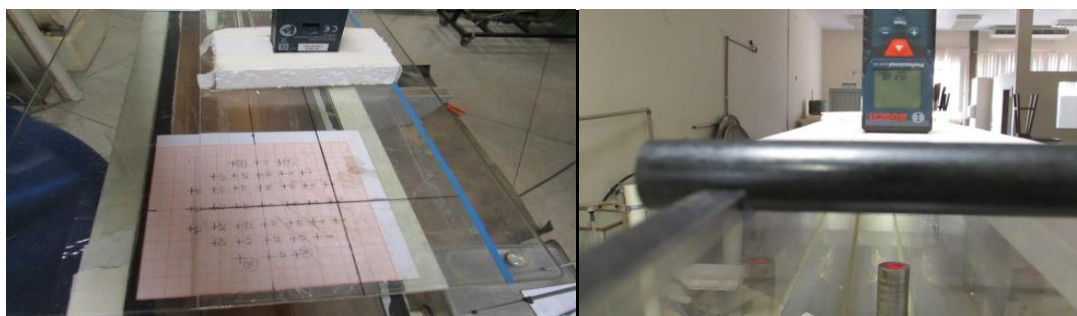




**Figura 24– Caçamba (Fonte: Autor)**

### 3.1.4 Caracterização do Dispositivo de Medição dos Pontos

Para medir a profundidade dos pontos no interior da erosão, foi desenvolvido um dispositivo de aferir em uma base de vidro laminado de 30 cm x 40 cm apoiada sobre as paredes de acrílico do canal hidráulico, bem como uma régua adaptada de acrílico com um furo onde foi fixada uma trena a laser. Um gabarito de pontos foi desenvolvido em papel milimetrado a partir do centro do pilar, onde foi descontado o raio do pilar circular, então marcados os pontos equidistantes a um centímetro uns do outros.



**Figura 25– Dispositivo de medição (Fonte: Autor)**

### 3.1.5 Caracterização do Filtro do Reservatório

A fim de não danificar a bomba de sucção do canal hidráulico com os sedimentos transportados pelo atrito da água com o material do leito, adaptou-se um sistema de filtro usando um balde (capacidade de 20 l) no qual foi feita uma incisão para inserção de uma conexão (curva de 45 ° de 75 mm de diâmetro) que foi conectada à mangueira de retorno do canal para o reservatório. Depois de colocada

a conexão e fixada com braçadeiras tipo “enforca gato”, vedou-se com cola de silicone para garantir a estanqueidade.

Na parte superior do balde, foi amarrado um tecido com boa permeabilidade para saída da água e retenção dos sedimentos.



**Figura 26– Filtro (Fonte: Autor)**

### 3.1.6 Desenvolvimento dos Ensaios

Para determinação experimental da profundidade máxima de erosão localizada em pilar, foram realizados nove ensaios com vazão constante de 3 m<sup>3</sup>/h, tempo de 120 segundos e inclinações de 0, 0,5 e 1 % respectivamente. Sendo três ensaios para cada inclinação com intuito de tirar a média aritmética e distribuir e minimizar prováveis erros de aferições.

Uma sequência de procedimentos precedeu os ensaios de forma repetitiva para cada um deles;

- 1 Verificar condições de início do ensaio;
- 2 Encher o canal com 3cm de lamina de água, e acondicionar os recipientes para aferição da densidade média saturada, calibrar canal na inclinação determinada para o ensaio;
- 3 Distribuir uniformemente o material do leito, com caçamba até atingir a marca 5,5 cm de altura no canal hidráulico, em seguida promover regularização com espátula e aferir medição dos pontos antes do ensaio;
- 4 Rodar ensaio com tempo de 120 segundos, estabilizado o movimento marcar os níveis da água e do solo junto as régua fixas nas paredes do canal.

5 Encerrar o ensaio nos exatos 120 segundos, fazer as anotações dos níveis de água e solo para cálculos da velocidade do escoamento, e aguardar que esorra toda água para aferição das medidas dos pontos da erosão localizada;

6 Remover os recipientes, pesa lós e levar para estufa para secar, e após secagem pesar novamente;

7 Promover remoção do material do leito para novo ensaio.

Seguidos estes procedimentos relatados os próximos passos é determinar as médias entre os resultados dos ensaios realizados, o quais se apresentam no anexo 1 deste trabalho. E ainda serão identificados os parâmetros que irão ser os dados de entrada para os modelos matemáticos aqui estudados.

### 3.2 TERCEIRA ETAPA: APLICAÇÕES DOS MODELOS MATEMÁTICOS

Os resultados obtidos a partir dos experimentos, que foram descritos nos itens anteriores, serviram como parâmetros de entrada para aplicação dos modelos teóricos de Melville e Coleman ( $h_{se} = K_h K_l K_D K_f K_\alpha K_t$ ) e de Richardson e Davis ( $h_{se} = 2D_C K_f K_\alpha K_3 K_4 (h/D_C)^{0,35} Fr^{0,43}$ ), como descrito no caso de estudo. Oferecendo assim subsídio para fazer uma análise observando quadros e gráficos apresentados no item 4 deste trabalho.

E finalmente, concluir qual dos métodos apontados oferece os parâmetros que melhor orienta um projetista, a prever uma profundidade de equilíbrio para erosão localizada junto a pilares de pontes, conforme conferido nos ensaios e demonstrados no item seguinte.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados obtidos no decorrer da pesquisa conforme descrito nos procedimentos do capítulo anterior.

### 4.1 TRABALHO EXPERIMENTAL

#### 4.1.1 Granulometria

O ensaio de caracterização do material do leito seguiu de acordo com a NBR NM 248-2003 Agregados – Determinação da composição granulométrica, e apresentados conforme tabela e gráfico a seguir.

**Tabela 6– Granulometria e Módulo de Finura**

PENEIRAS		1ª DETERMENAÇÃO			2ª DETERMENAÇÃO			MÉDIA % RETIDA	
		MASSA	% RETIDA		MASSA	% RETIDA			
Pol / Nº	(mm)	RETIDA (g)	SIMPLES	ACUM.	RETIDA (g)	SIMPLES	ACUM.	SIMPLES	ACUM.
3/8 "	9,5	0	0,0	0	0	0,0	0,0	0,0	0,000
1/4 "	6,3	0	0,0	0,0	0,6	0,1	0,1	0,1	0,060
4	4,8	0	0,0	0,0	0,5	0,1	0,2	0,1	0,110
8	2,4	0,4	0,1	0,1	0,7	0,1	0,4	0,1	0,220
16	1,2	6,0	1,2	1,3	6,2	1,2	1,6	1,2	1,441
30	0,6	59,9	12,0	13,3	60,2	12,0	13,6	12,0	13,462
50	0,3	323,5	64,8	78,1	331,4	66,3	80,0	65,5	79,011
100	0,15	92,3	18,5	96,6	87,2	17,4	97,4	18,0	96,977
FUNDO	fundo	17,2	3,4	100,0	13	2,6	100,0	3,0	100
		499,3	100		499,8	100,0		100,0	191,281
								Σ % acum.	191,281
								módulo de finura	1,91

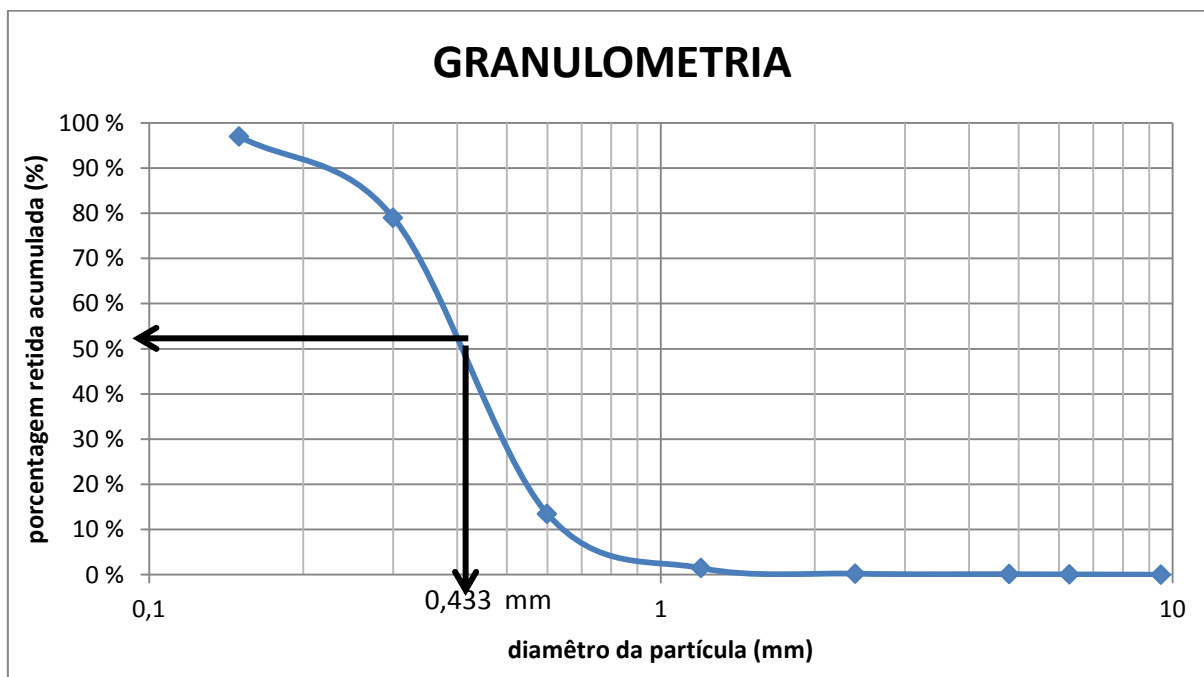
Tabela 7 – Módulo de finura

DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE FINURA	
Classificação da areia	Módulo de finura
Muito fina	1,39 a 2,25
Fina	1,71 a 2,85
Média	2,11 a 3,38
Grossa	2,71 a 4,02
Areia de praia	1,39

O agregado miúdo ensaiado apresentou um módulo de finura de 1,91, sendo então classificado como fino.

Os resultados apresentados na tabela 6 surgiram após peneiramento da areia conforme a NBR NM 248-2003, e após realização dos cálculos foi traçado o gráfico de granulometria usando a média percentual retida acumulada para cada um dos diâmetros das peneiras.

Figura 27- Granulometria



#### 4.1.2 Massa Específica

Os resultados destes ensaios foram obtidos a partir do pelo método do picnômetro, conforme metodologia descrita anteriormente. Os quais são apresentados a seguir de acordo com tabela 8.

#### 4.1.3 Teor de Finos

Os valores apresentados após realização deste ensaio obedeceu a critérios apontados na norma técnica, NBR NM 46, e são apresentados na tabela 9.

**Tabela 8 – Massa Específica**

MASSA ESPECÍFICA – Grão que passam # 4,8 mm – NBR-6508			
Picnômetro N°	#	1	2
Massa Picnômetro + Solo + Água	(g)	1266,7	1265,4
Massa Picnômetro Cheio de Água	(g)	1202,4	1203,1
Massa Solo Seco	(g)	100	100
Massa Específica da Água	(g/cm <sup>3</sup> )	1,2	1,2
Massa Específica dos Grãos	(g/cm <sup>3</sup> )	2,8	2,7
Média Massa Específica dos Grãos	(g/cm <sup>3</sup> )	2,8	

**Tabela 9 – Determinação do material fino que passa pela peneira 75 µm por lavagem**

TEOR DE FINOS – PENEIRA 75 µm - NBR NM 46: 2001		
	1ª determinação	2ª determinação
Recipiente (Kg)- (R <sub>1</sub> - R <sub>2</sub> )	0,4397 (R <sub>1</sub> )	0,4536 (R <sub>2</sub> )
Mi (kg) - R	0,9397 - (R <sub>1</sub> ) = 0,500	0,9536 - (R <sub>2</sub> ) = 0,500
Mf (kg) - R	0,9295 - (R <sub>1</sub> ) = 0,4898	0,9434 - (R <sub>2</sub> ) = 0,4898
M (%)	(0,5 – 0,4898)/0,5 X 100 =2,4	(0,5 – 0,4898)/0,5 X 100 =2,4

Sendo;

Mi – massa inicial;

Mf – massa final;

M – resultado final massa em porcentagem;

R<sub>1</sub> – recipiente 1;

R<sub>2</sub> – recipiente 2;

#### 4.1.4 Ensaios de Erosão Localizada em Canal Hidráulico

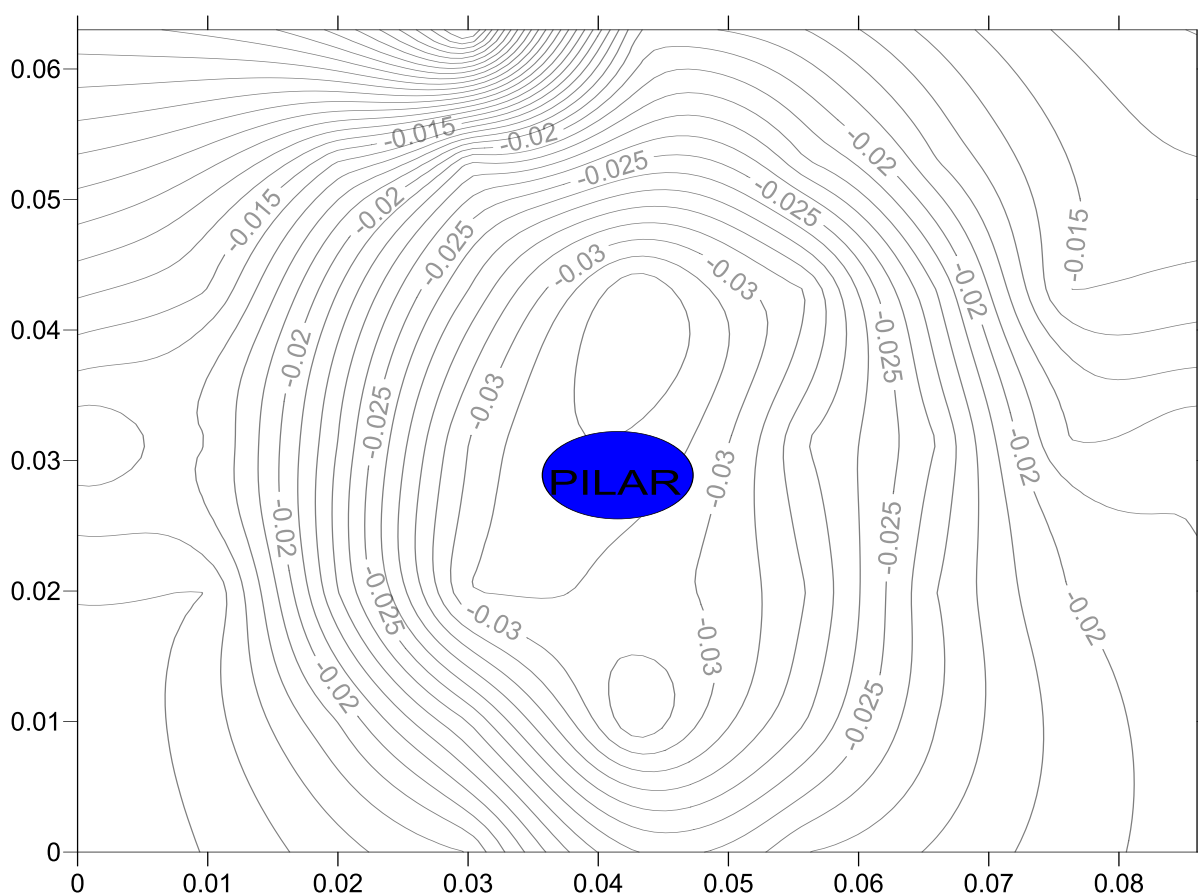
Os ensaios aconteceram em conformidade com procedimentos descritos no item 3.2.6, e as fichas de coleta de dados são apresentadas no anexo 1, e para os resultados foram geradas coordenadas cartesianas, que foram tratados no Surfer. Um Softer que gera os contornos em forma de curvas de nível, como são demonstrados a seguir com os diagramas para as inclinações de 0; 0,5 e 1%.

##### **Para vazão 3 m<sup>3</sup>/h, inclinação de 0 %, e tempo de 120 segundos.**

Transcorridos os dois minutos, foram coletados as alturas geradas pela erosão local e comparadas com os mesmos pontos que haviam sido previamente medidos. Os resultados lançados no surfer.

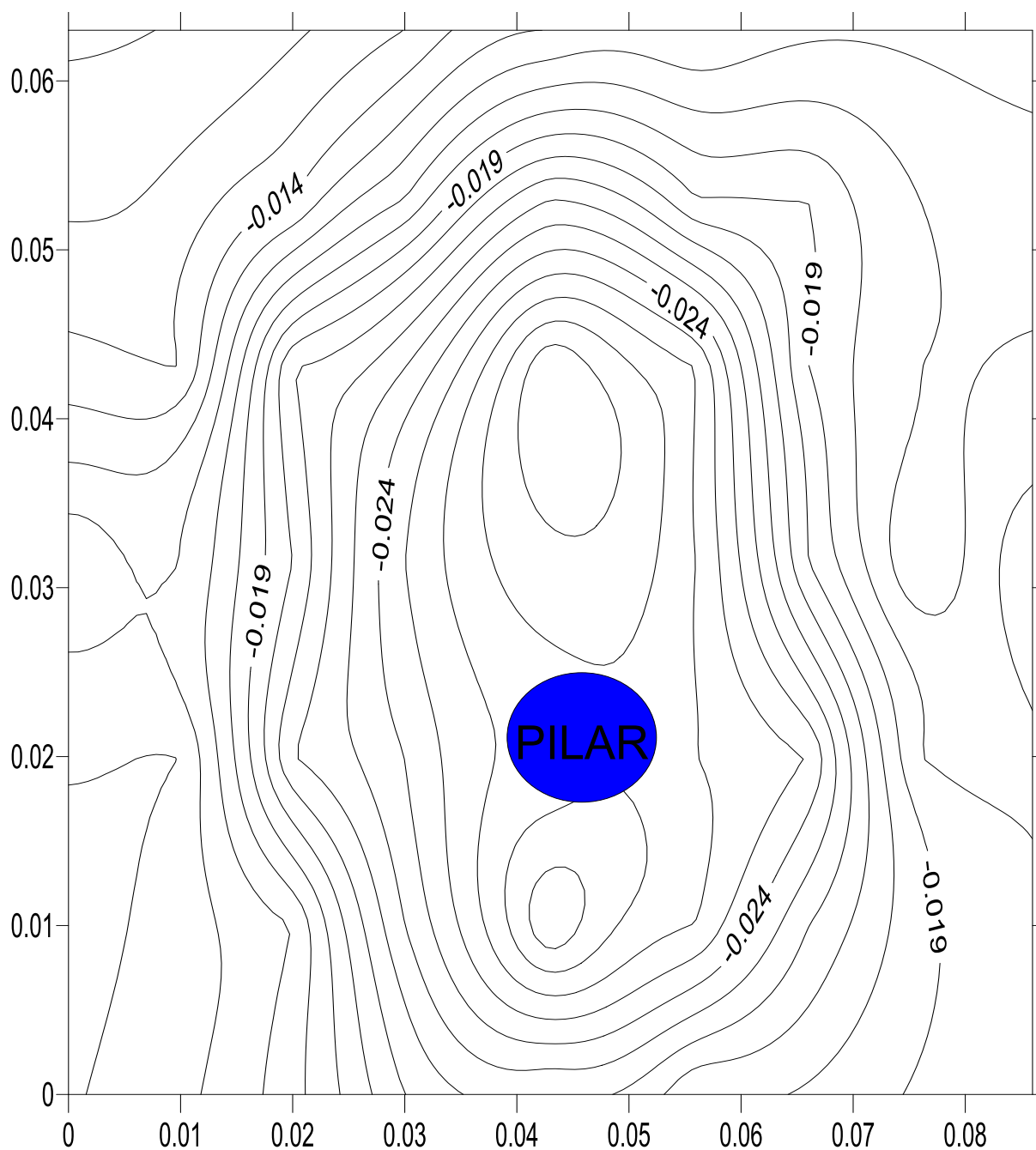
Registrando uma profundidade máxima de 3,4 centímetros a montante e a jusante do pilar alinhado com a direção do escoamento.

**Figura 28 - Ensaio 1.**



O ensaio dois também apresentou profundidade máxima a montante e a jusante do pilar de 2,9 centímetros.

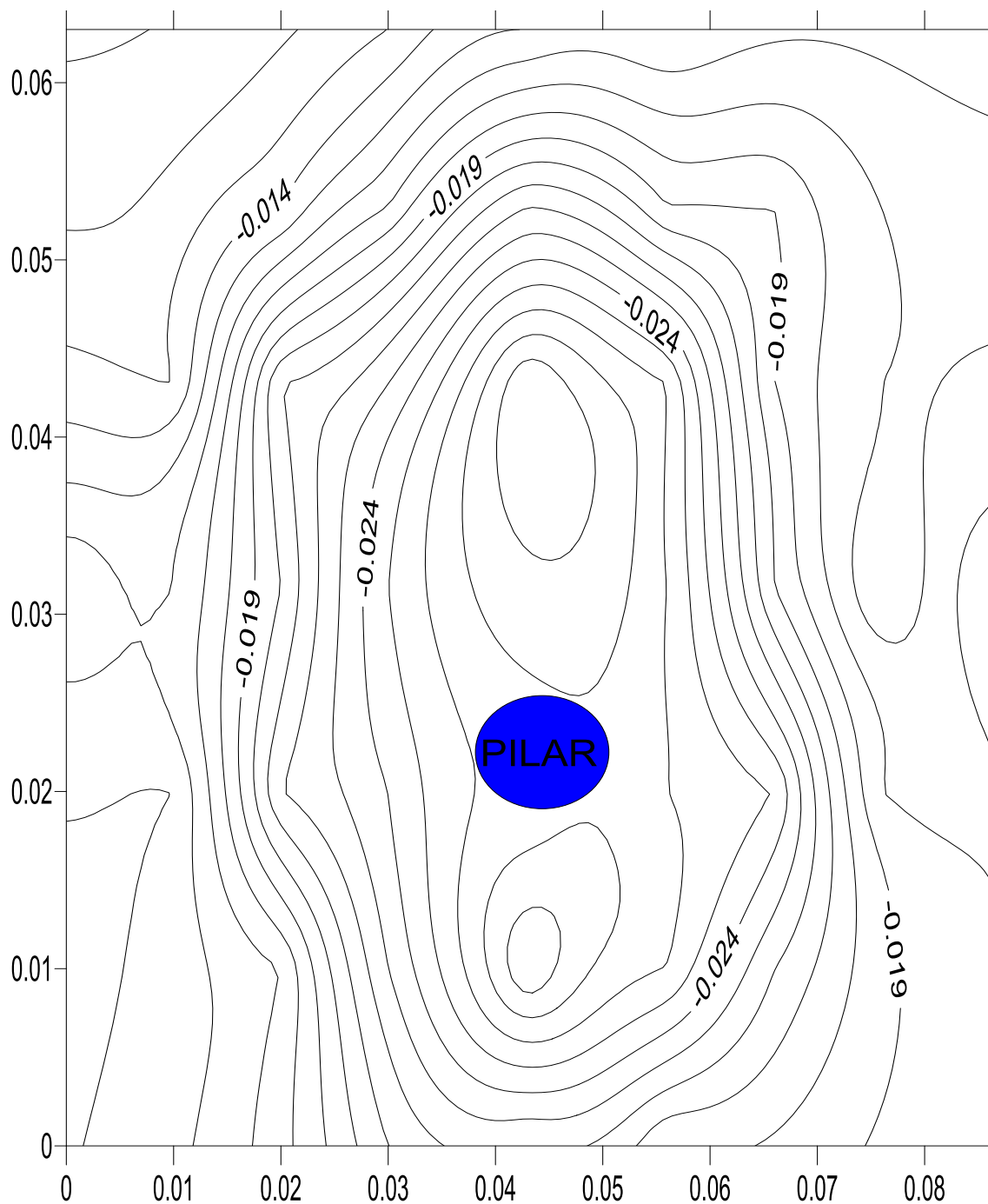
Figura 29- Ensaio 2



O ensaio três da mesma forma dos outros dois anteriores registrou profundidades máximas na parte de cima e na parte de baixo do pilar de 2,9 centímetros.



Figura 30 - Ensaio 3



**Para vazão 3 m<sup>3</sup>/h, inclinação de 0,5 %, e tempo de 120 segundos.**

Para o ensaio quatro, cinco e seis as maiores cavidades de erosão foram percebidas mais as laterais do pilar, com profundidade máxima de 3,0 centímetros.

Figura 31 - Ensaio 4

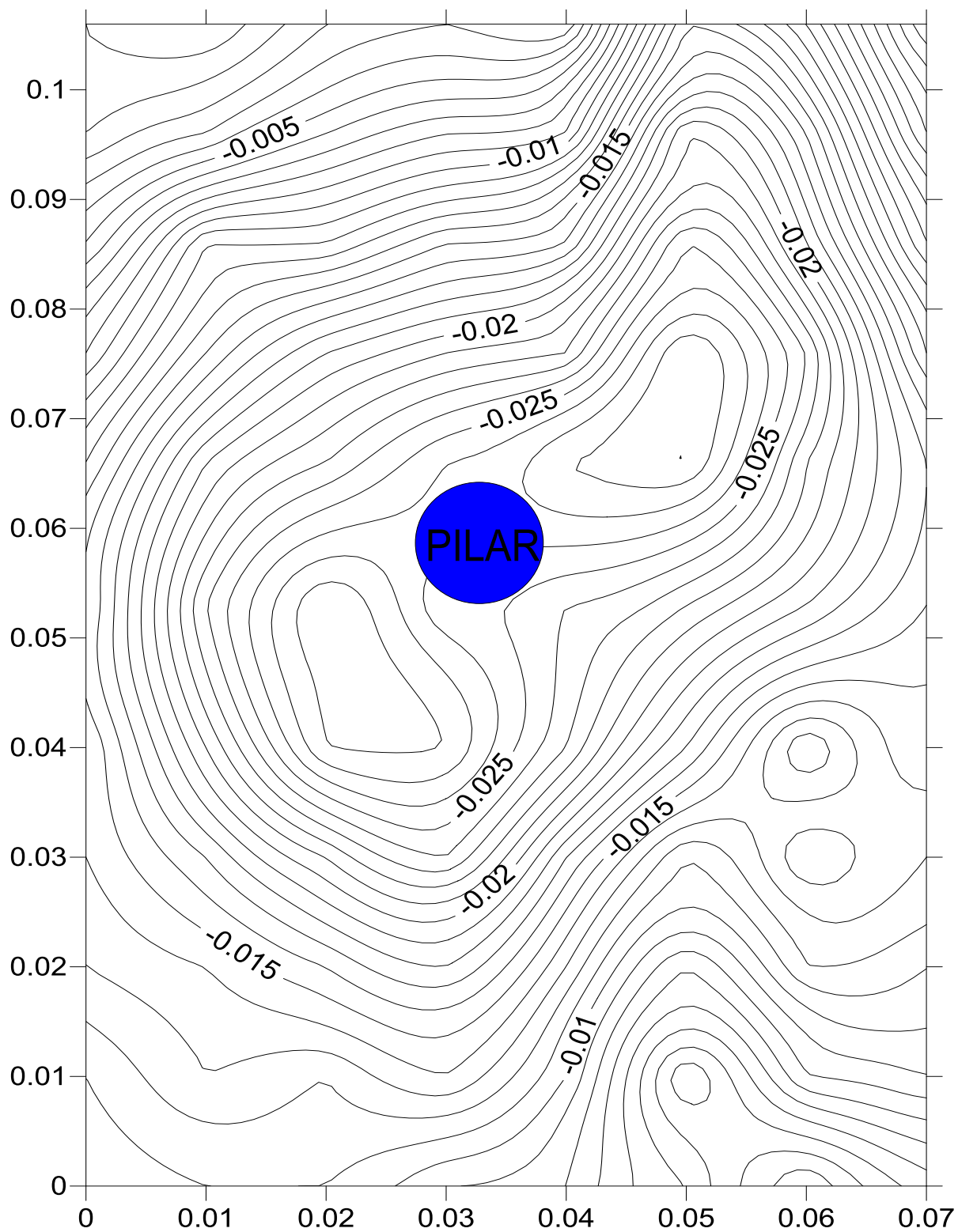


Figura 32 - Ensaio 5

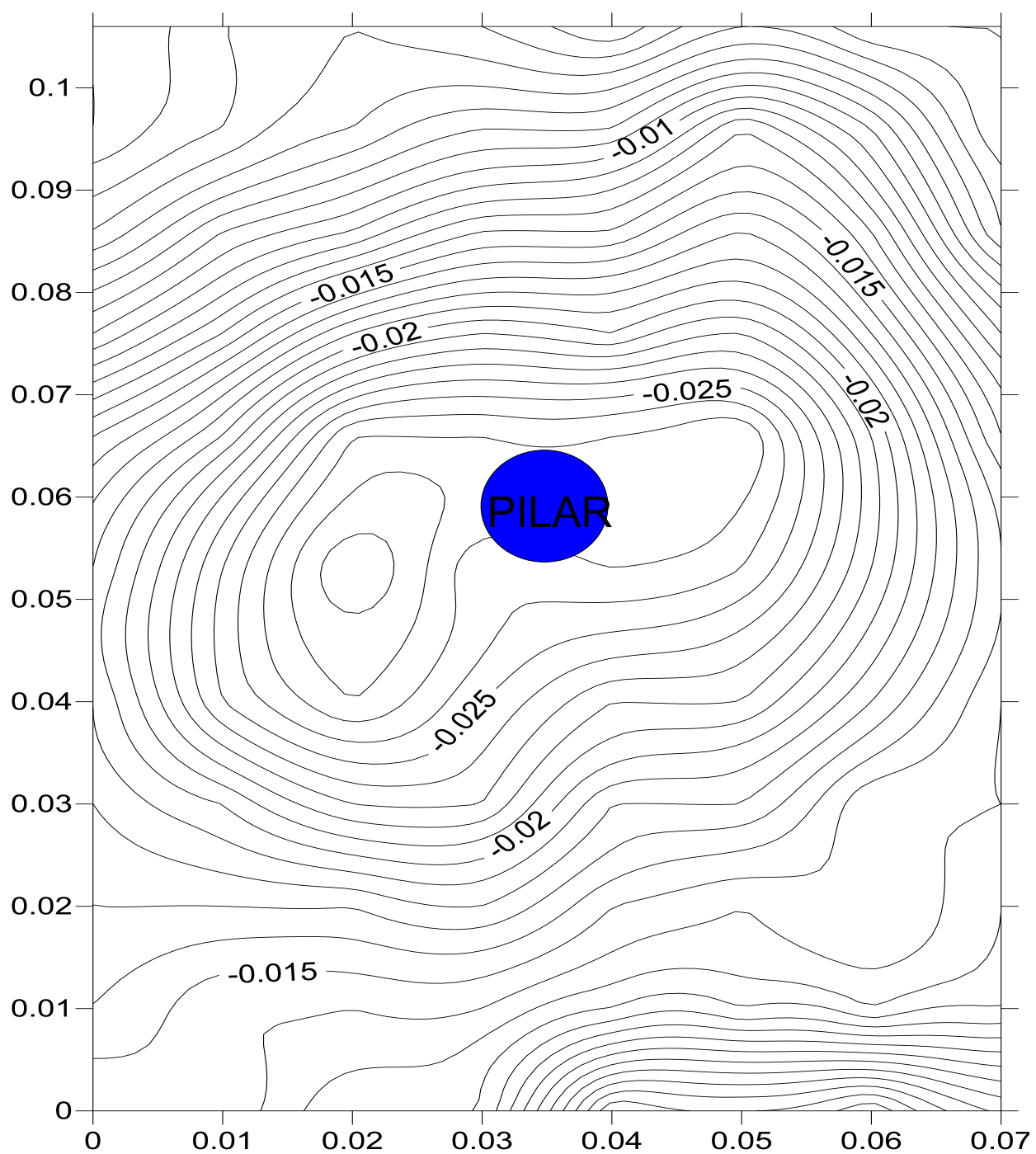
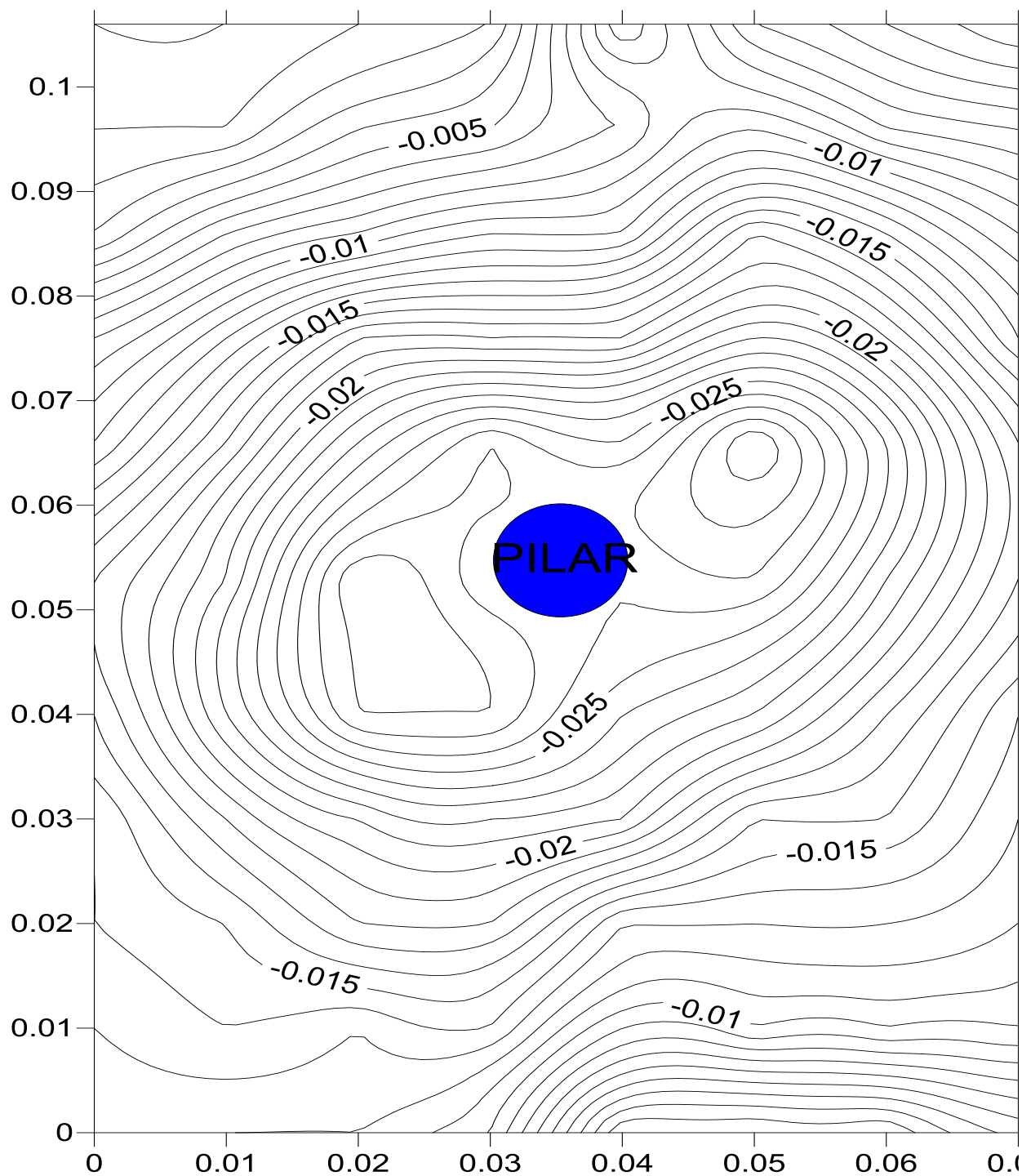


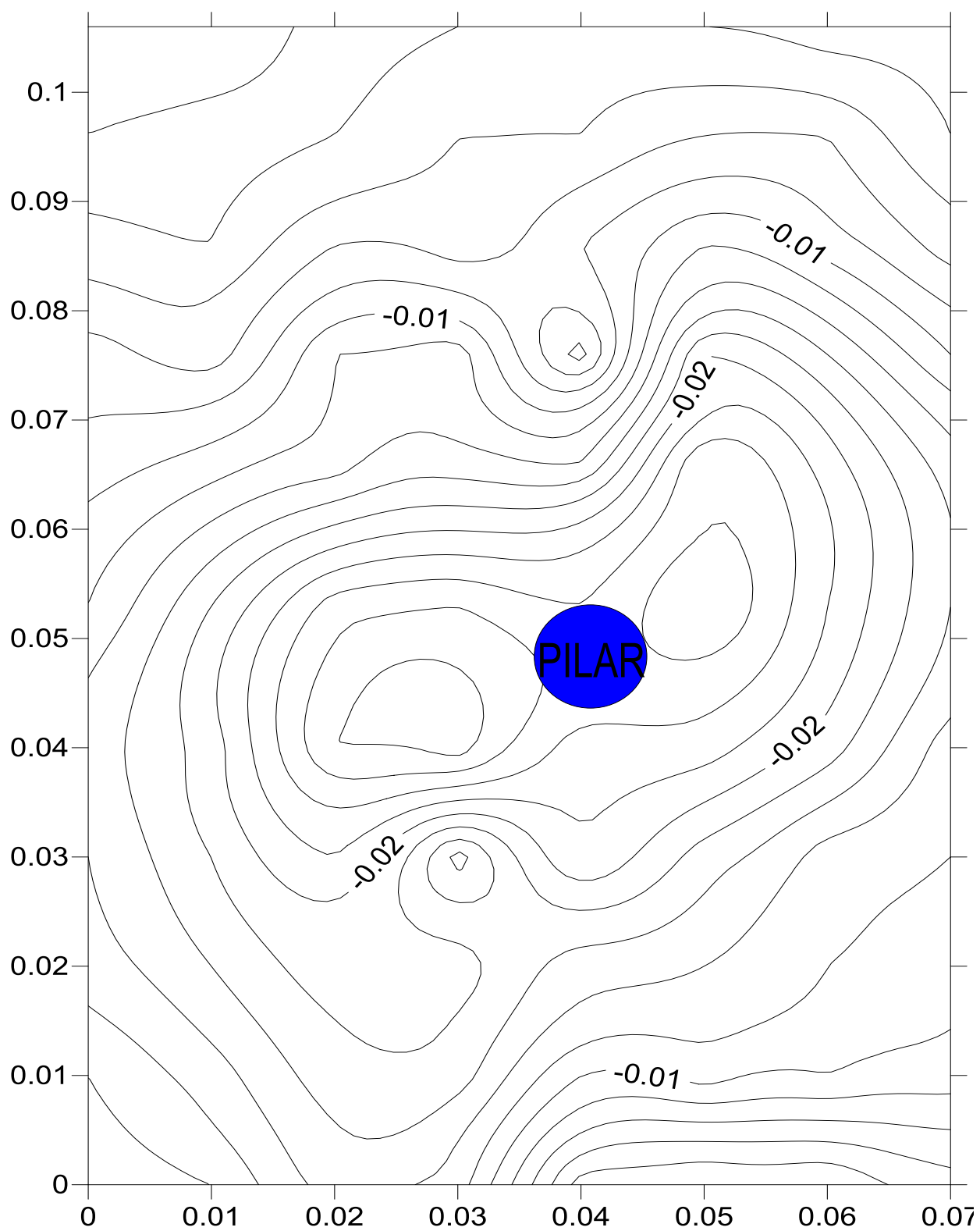
Figura 33 - Ensaio 6



**Para vazão 3 m<sup>3</sup>/h, inclinação de 1 %, e tempo de 120 segundos.**

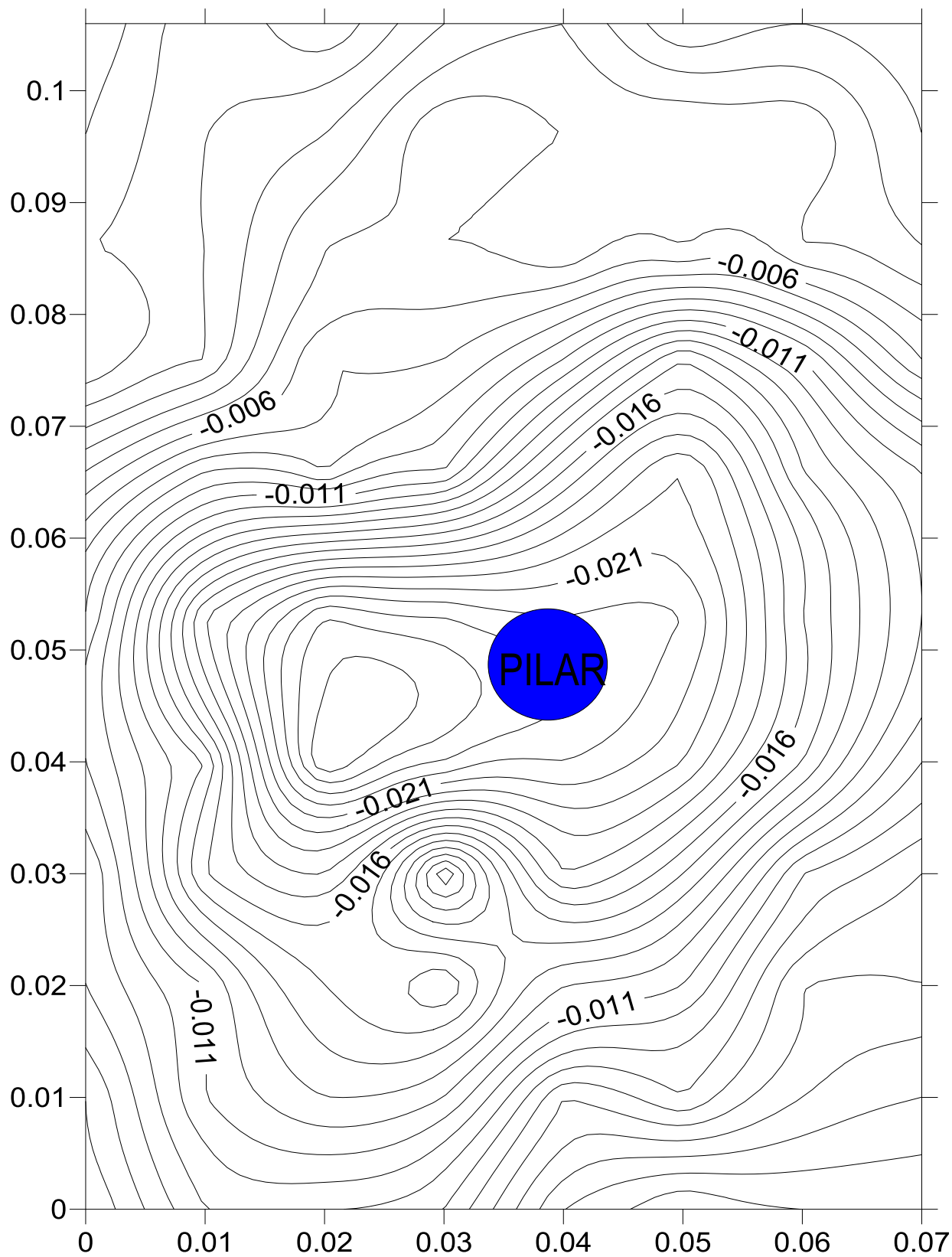
No ensaio 7 foi medido uma profundidade de três centímetros entre o pilar e as laterais do canal hidráulico.

Figura 34 - Ensaio 7



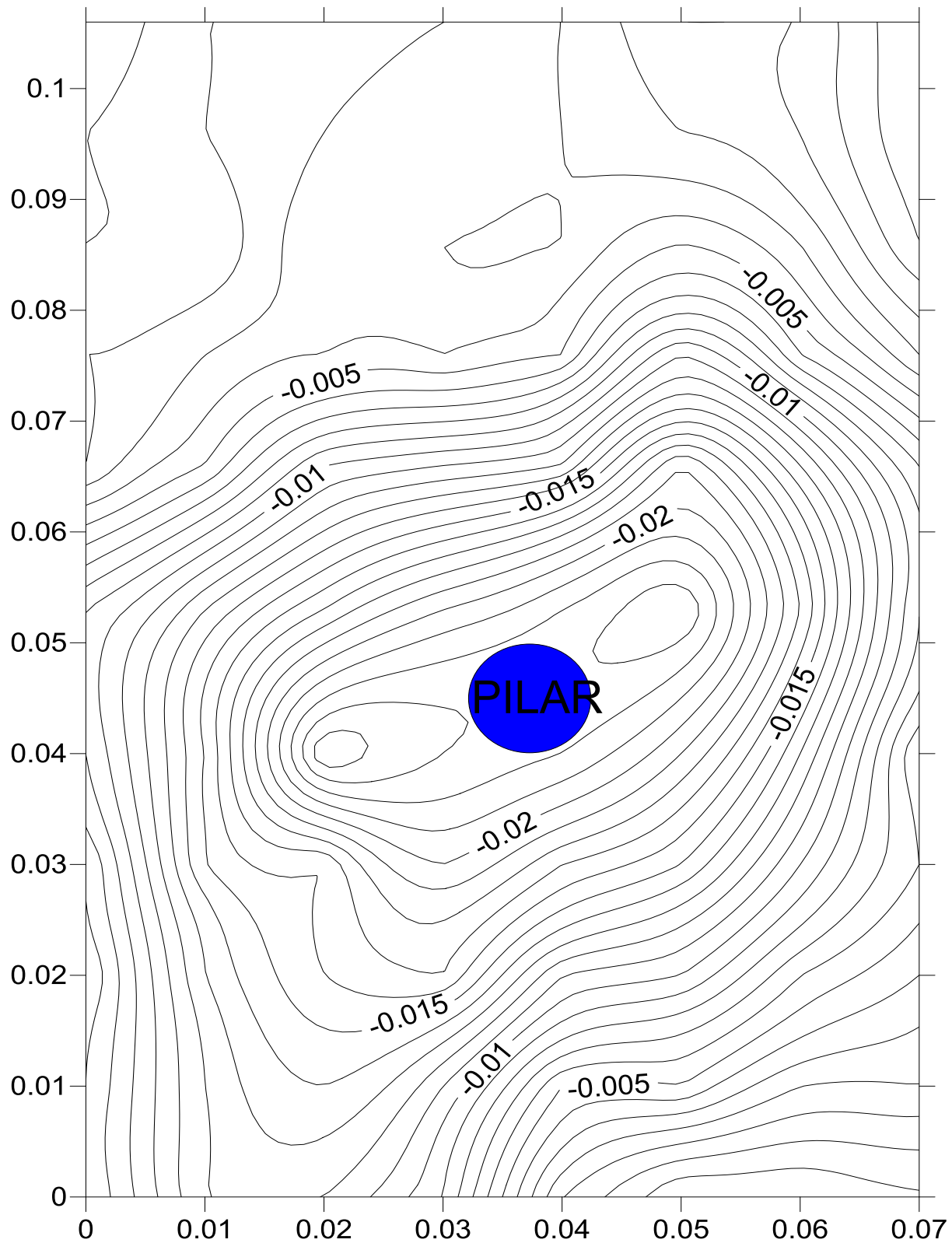
**Figura 35 - Ensaio 8**

No ensaio 8 registrou 2,6 centímetros a lateral esquerda do pilar.



Por último o ensaio 9 onde a erosão localizada aconteceu mais a lateral esquerda do pilar com uma profundidade de 2,5 centímetros.

**Figura 36 - Ensaio 9**



## 4.2 APLICAÇÃO DOS MODELOS MATEMÁTICOS

Neste subcapítulo são apresentados os resultados dos modelos matemáticos a partir dos parâmetros os quais servem como dados de entrada para resolução dos mesmos. Também são apresentados os gráficos comparativos entre os resultados dos ensaios realizados e dos modelos matemáticos citados.

**Tabela 10 – Característica do material do fundo.**

Apresentação do material do leito		
diâmetro	mm	m
$D_{Máx.} =$	1,2	0,0012
$D_{50} =$	0,433	0,0004
$D_{80} =$	0,292	0,0003
$D_{95} =$	1,02	0,001
$D_{50a} =$	0,667	0,00067

$D_{Máx.}$  - Diâmetro máximo da camada de proteção;

$D_{50}$  - Diâmetro mediano das partículas do material do fundo;

$D_{80}$  - diâmetro da malha da peneira onde passam 80% do material do fundo, em peso;

$D_{95}$  - diâmetro da malha da peneira onde passam 95% do material do fundo, em peso;

$D_{50a}$  - diâmetro mediano das partículas de proteção

Onde obteve se os resultados de  $D_{50}$ ,  $D_{80}$ ,  $D_{95}$  a partir da interpolação dos dados abstraídos da curva granulométrica juntamente para definir  $D_{Máx.}$ , e para  $D_{50a}$  a partir da resolução da equação 3. Na tabela 11 são apresentados os parâmetros de entrada, para previsão de profundidade máxima proposta por Melville e Coleman.

Os resultados apresentados para,  $U_a$ ,  $U_c$ ,  $U$  são referentes às equações 7, 8, 9 respectivamente. Na tabela 12 os cálculos intermediários da previsão de profundidade máxima proposto por Melville e Coleman.

Para o modelo de Richardson e Davis também é apresentada na tabela 13, os cálculos intermediários para aplicabilidade matemática e a previsão da profundidade máxima.



**Tabela 11 – Parâmetros de entrada para os modelos matemáticos**

Parâmetro	unid.	Valor
Dc	m	0,02
h	m	0,041
Ua	m/s	4,79E-06
Uc	m/s	0,12
U	m/s	0,2363
$\gamma$	g/cm <sup>3</sup>	1
$\gamma_s$	g/cm <sup>3</sup>	2,8
g	m/s <sup>2</sup>	9,81
Q	m <sup>3</sup> /s	0,000833
A	m <sup>2</sup>	0,00353
b	m	0,086

Primeiro, são apresentadas as previsões para os nove ensaios de acordo com o modelo de Melville e Coleman, com profundidades de 4,8 centímetros a 5,7 centímetros.

**Tabela 12 – Cálculos intermediários para Melville e Coleman.**

Ensaio	Kh (eq. 12)	Ki (eq. 13)	Kd (eq. 14)	Kf (tabela 2)	K $\alpha$	Kt	DC/h	hse (m)
1	0,048	1	1	1	1	1	0,488	0,048
2	0,048	1	1	1	1	1	0,500	0,048
3	0,048	1	1	1	1	1	0,526	0,048
4	0,048	1	1	1	1	1	0,606	0,048
5	0,048	1	1	1	1	1	0,588	0,048
6	0,048	1	1	1	1	1	0,500	0,048
7	0,048	1	1	1	1	1	0,571	0,048
8	0,048	1	1	1	1	1	0,690	0,048
9	0,057	1	1	1	1	1	0,769	0,057

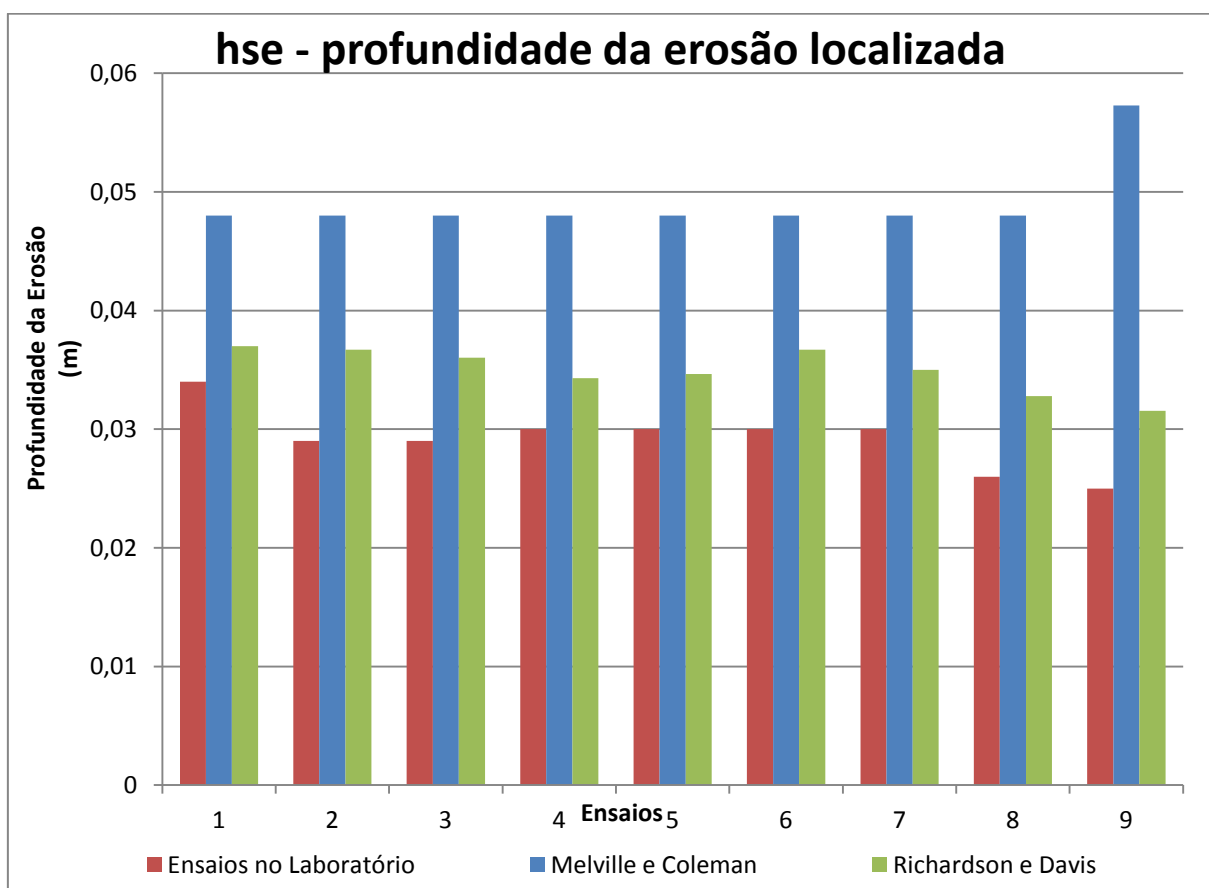
Segundo, as previsões para o modelo de Richardson e Davis, que registraram profundidades máximas entre 3,2 centímetros e 3,7 centímetros.

**Tabela 13 – Cálculos intermediários para Richardson e Davis.**

Ensaio	2Dc (m)	Kf (tabela 3)	$K\alpha$	K3	K4 (tabela 4)	$(h/dc)^{0,35}$	$Fr^{0,43}$	hse (m)
1	0,04	1	1	1,1	1	1,286	0,654	0,037
2	0,04	1	1	1,1	1	1,275	0,654	0,037
3	0,04	1	1	1,1	1	1,252	0,654	0,036
4	0,04	1	1	1,1	1	1,192	0,654	0,034
5	0,04	1	1	1,1	1	1,204	0,654	0,035
6	0,04	1	1	1,1	1	1,275	0,654	0,037
7	0,04	1	1	1,1	1	1,216	0,654	0,035
8	0,04	1	1	1,1	1	1,139	0,654	0,033
9	0,04	1	1	1,1	1	1,096	0,654	0,032

Em seguida foi feito uma análise entre os resultados obtidos, os quais são apresentados no gráfico da figura 41.

**Figura 37 – Análise comparativa dos resultados.**

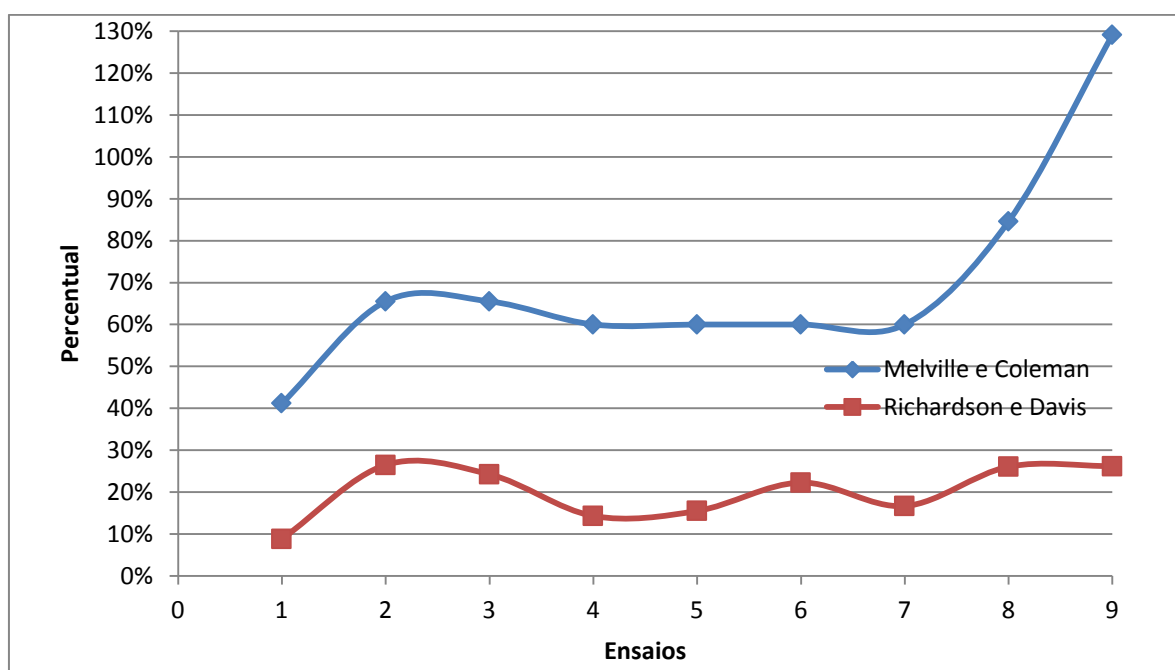


#### 4.2.1 Análise geral dos resultados

Comparando os dois métodos analisados, verificou, como comprova o gráfico mostrado na figura 41, que o modelo matemático apresentado por Richardson e Davis é o que mais aproxima se das profundidades registradas nos ensaios, distanciando em média aproximadamente 20%, entre a soma das previsões e a soma das cavidades de erosão verificada no laboratório de recursos hídricos do CEULP – ULBRA. Enquanto isso o modelo proposto por Melville e Coleman apresentou as maiores distancias, afastando em média 68% dos ensaios realizados. Para tanto a diferença percentual entre os dois modelos são representadas na figura 42, onde foi registrada essa diferença para cada ensaio.

Pode averiguar que em média, este afastamento de 20%, é um valor relativamente pequeno para uma previsão de profundidade máxima de erosão localizada. Sendo este um fator relevante, uma vez que, para um profissional da engenharia possa projetar um pilar de ponte, estime uma cavidade superior a que realmente acontece na realidade, prezando pela segurança estrutural dessas obras de artes.

**Figura 38 – Afastamento percentual dos modelos em relação aos ensaios.**



Desta maneira, o modelo que melhor consegue reproduzir as condições do experimento é o modelo de Richardson e Davis, portanto considera-se o mais apropriado, para prever a profundidade máxima da erosão localizada em pilar de ponte assentado sobre leito arenoso.

## 5 CONCLUSÃO

O estudo realizado e apresentado ao longo deste trabalho serviu não só para caracterizar o fenômeno da erosão localizada em pilares de pontes assentadas sobre leito arenoso, por meio de ensaios e através aplicação de modelos matemáticos, mais também permitiu a compreender os fatores de ordem física que estão diretamente envolvidos neste processo. O fenômeno foi reproduzido no canal hidráulico do laboratório de recursos hídricos do CEULP ULBRA, e seus parâmetros físicos identificados em ensaios experimentais.

Com foco no objetivo de identificar os modelos matemáticos foram realizados estudos nas literaturas referenciadas e conforme citados no referencial teórico, mencionados e escolhidos dois dos modelos encontrados no que se refere erosão localizada. São eles Melville e Coleman (2010) e também Richardson e Davis (2001), os quais chamaram muita atenção por analisarem e usarem parâmetros semelhantes porem com resultados diferentes. Dando atenção especial para Richardson e Davis que além dos fenômenos físicos considerou o número de Froude em seu modelo.

Um dos objetivos deste trabalho também foi determinar características da erosão localizada, onde foram realizados 9 ensaios. Ensaios estes nos quais, foram identificados e apontados os fatores que influenciaram no fenômeno, sendo eles; a força do escoamento, uniformidade do material do fundo do leito, ação do tempo, altura da vazão, largura do pilar, tamanho dos grãos da areia, da densidade da areia, orientação do pilar com o escoamento, da forma do pilar, do número de Froude. Além destes citados, também foram levantados à vazão que foi mantida constante para todos os ensaios, o tempo que também foi mantido constante para todos os eventos em 2 minutos e a inclinação do canal, que variou em 0 %, 0,5 % e 1 % sendo 3 ensaios para cada.

Ainda na realização dos objetivos de determinar as características das cavidades foram captados pontos, que gerou um gráfico mostrando a variação das cotas nas depressões formadas, após rodar cada um dos ensaios, também pode se concluir que para a inclinação de 0 % as maiores profundidades foram registradas a montante e a jusante do pilar, alinhadas com o sentido do fluxo. Enquanto para os

demais ensaios, as maiores profundidades tenderam a acontecerem nas laterais do pilar, isto pode se associar ao aumento de gradiente do fluxo devido ao aumento da inclinação.

A série de ensaios proposta para analisar as características das erosões, concluem se que as depressões formadas se mantiveram na mesma ordem de grandeza o que mostra a repetibilidade dos eventos e a confiabilidade dos dados coletados.

Por fim, um dos objetivos deste trabalho de conclusão de curso foi aplicar o modelo de Melville e Coleman que consideram como fatores de influência;  $K_h$  – parâmetro que traduz a relação entre as dimensões do pilar e a altura do escoamento,  $K_i$  – o efeito da intensidade do escoamento,  $K_d$  – características dos sedimentos,  $K_f$  – forma do pilar,  $K_\alpha$  - o ângulo de alinhamento do pilar,  $K_t$  – o efeito do tempo. E o modelo de Richardson e Davis os quais levam em conta os seguintes parâmetros;  $D_c$  – diâmetro do pilar,  $K_f$  – forma do pilar,  $K_\alpha$  - ângulo de ataque do escoamento sobre o pilar,  $K_3$  – correção da configuração dos fundos,  $K_4$  – formação da camada de proteção dos sedimentos do leito,  $Fr$  – número de Froude.

Analisando o gráfico da análise comparativa dos resultados, concluem se que, os modelos forneceram resultados distintos em relação aos experimentos.

Pode ser evidenciado que os resultados obtidos a partir do método de Melville e Coleman apresentam valores mais conservadores em relação aos registrados nos ensaios.

Enquanto que os valores verificados pelo método de Richardson e Davis são os que mais aproximam dos resultados reais apontados nos ensaios. Mais ambos os modelos mostram a mesma tendência, como pode concluir isto analisando o gráfico do afastamento percentual dos modelos em relação aos ensaios.

## 5.1 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Depois dos estudos realizados no decorrer deste trabalho e das conclusões apresentadas no subcapítulo anterior, urge aumentar os conhecimentos nesta área. Desta maneira, fica ai algumas propostas para futuro estudos.

- Variação da vazão para realização de uma análise através de ensaios experimentais com intuito de verificar, as máximas profundidades em função desta variável;
- Realização de experimentos com mais de um pilar, com o objetivo analisar diferentes espaçamentos e comportamentos das erosões localizadas;
- Realização de ensaios experimentais com pilares de formas diferentes dos circulares, para verificar se repete as diferenças percentuais das profundidades registradas;
- Variação do tempo, realizando experimentos aumentando o tempo dos ensaios e comparando se verifica a igualdade de identificação dos parâmetros que influenciam na erosão localizada em pilares de pontes.

6 **ORÇAMENTO**

Tabela 14 – Orçamento do projeto de pesquisa.

<b>Materiais de Consumo e Serviços</b>	<b>Natureza</b>	<b>Qtde. (UN)</b>	<b>Valor Unitário (R\$)</b>	<b>Valor Total (R\$)</b>
Areia	Ensaio	½ m	120,00	60,00
Chapa de aço	Base do pilar	-	-	30,00
Barra de ferro	Pilar	20 cm	-	15,00
Impressão	Preto e branco	300 pag.	0,35	105,00
Impressão	Colorida	108 pag.	1,00	108,00
Encadernação		5	3,00	15,00
<b>TOTAL</b>				<b>333,00</b>



## 7 REFERÊNCIA

BRITO, L.; PEGO, J.P.; MAIA, R.; **ESTUDO EXPERIMENTAL DE EROSÕES LOCALIZADAS JUNTO DE PILARES COMPLEXOS**. 6ª Jornada de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. FEULP. Porto. Portugal. 2011.

Disponível em:

<[HTTP://paginas.fe.up.pt/~shrha/publicacoes/pdf/JHRHA\\_6as/14\\_LBrito\\_EstudoExperimental.pdf](http://paginas.fe.up.pt/~shrha/publicacoes/pdf/JHRHA_6as/14_LBrito_EstudoExperimental.pdf)> Acesso em : 26/ 02/ 2016.

CARDOSO, A.H., Bettess, R. (1999). **Effects of time and channel geometry on scour at bridge abutments**. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125 no 4, Abril.

CARDOSO, A.H.; COUTO, L.T.; MAIA, R.; MORENO, M.E.; **Erosões Localizadas em Pilares de Pontes: Desempenho de Modelos De Previsão Existentes**. Recursos Hídricos///Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos///Volume 35 # 01. Porto. Portugal.

Disponível em:

<[HTTP://www.aprh.pt/rh/pdf/rh35\\_n1-1.pdf](http://www.aprh.pt/rh/pdf/rh35_n1-1.pdf)> Acesso em 22 / 02 / 2016.

COUTO, L.T., **Erosões localizadas junto de esporões fluviais e encontros de pontes**, Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2005.

FAEL, C. M. S.; CARDOSO, A. H.. **Métodos convencionais de proteção contra erosões localizadas junto de pilares e encontros de pontes**. Revista Recursos Hídricos, Volume 34, Nº 1, Lisboa, 2013.

FDT (2005). **Bridge Scour Manual**, Florida Department of Transportation, State of Florida.

FONSECA, M. I. J.. **Estudos das erosões localizadas junto de grupos de estacas cilíndricas**. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, Portugal, 2011.

Disponível em:

<<http://hdl.handle.net/10400.6/3509>> Acesso em 26 / 02 / 2016.

LANÇA, Rui; Fael, C.; Cardoso, A. (2010). **Assessing Equilibrium Clear-Water Scour Around Single Cylindrical Piers**. Portugal.

MELVILLE, Bruce W.; Coleman, Stephen E. (2000). **Bridge Scour**. Water Resources Publications, LLC, Highlands Ranch, Colorado.

MELVILLE, B.W.; Chiew Y.M. (1999). **Time scale for local scour at bridge piers**, Journal of Hydraulic Engineering, Vol.125, No1, 59–65.

NEIL, C.R. (1967), **Mean Velocity criterion for scour of coarse uniform bed material**, Proceedings of the XII IAHR, Fort Collins, Colora

PATRÍCIO, L.E; **Influência das erosões localizadas no comportamento de estacas em encontros de pontes: Caso de estudo**. Universidade da Beira Interior. Covilhã, Portugal, 2012.

Disponível em:

<[HTTPS://ubibliorum.ubi.pt/bistream/10400.6/3427/1/Liliana%20Patricio%Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf](https://ubibliorum.ubi.pt/bistream/10400.6/3427/1/Liliana%20Patricio%Disserta%C3%A7%C3%A3o.pdf)> Acesso em 26 / 02 / 2016.

PINHEIRO, Rui Correia (2010). **Estudo experimental da erosão de pilares de pontes**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Disponível em:

<[HTTP://hdl.handle.net/10216/61491](http://hdl.handle.net/10216/61491)> Acesso em 24/02/2016.

RICHARDSON, E.V.; Davis, S.R. (2001), **Evaluating Scour At Bridge** – Fourth Edition, Hydraulic Engineering Circular No18, Publication, No FHWA NHI 01-001, U.S. Department of Transportation, USA.

VITÓRIO, J. A. P.. **Pontes e viadutos rodoviários – Conceituação, conservação, segurança e reforço estrutural**. Notas de aula, Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Recife, 2014.

VITÓRIO, J. A. P.. **Pontes rodoviárias – Fundamentos, conservação e gestão**. Livro editado pelo CREA-PE, Recife, 2002.

VITÓRIO, J. A. P.. **Erosões nas fundações e aterros de acesso – Ação das cheias sobre as estruturas das pontes**. Notas de aula, Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Recife, 2014.

VITÓRIO, J. A. P.. **Fundamentos da Erosão nas Fundações de pontes e nos Aterros de Acesso**. Curso de Especialização em Inspeção, Manutenção e Recuperação de Estruturas. Escola Politécnica de Pernambuco Programa de Pós-Graduação em Engenharia. Recife. 2015.

Disponível em:

<[HTTP://vitoriomelo.com.br/publicacoes/Fundamentos Erosao Fundacoes Pontes.pdf](http://vitoriomelo.com.br/publicacoes/Fundamentos%20Erosao%20Fundacoes%20Pontes.pdf)> Acessado em: 22/ 02/ 2016.

## 8 APÊNDICES

Ensaio : 01							
Data :17/09 2016							
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)		Altura da lâmina da água (cm)			
3	0	120		1	2	3	
				Leitura na água	9,8	9,4	8,3
				Leitura no solo	5,7	5,6	5,7
				Diferença	4,1	3,8	2,6
					$\Sigma =$	10,5	
					Média	3,50	
<b>Densidade do leito</b>							
	A	B	C				
Peso úmido (Kg)	0,0552	0,0539	0,0537				
Peso seco (Kg)	0,0521	0,0516	0,0517				
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066				
Tara recipiente2 (Kg)	0,0123	0,0126	0,0126				
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024				
<b>PESO ÚMIDO</b>							
Peso úmido (g)	55,20	53,90	53,70	Dens_A	Dens_B	Dens_C	
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60				
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,060	1,971	1,963	
				Dens_média	1,998		
<b>PESO SECO</b>							
Peso seco (g)	52,10	51,60	51,70	Dens_A	Dens_B	Dens_C	
Tara recipiente2 (g)	12,30	12,60	12,60				
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,694	1,625	1,629	
				Dens_média	1,649		

Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,358	0,357	0,357	0,360	0,358	0,357	0,357	0,357	0,359	0,358
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,356	0,355	0,356	0,36	0,358	0,359	0,355	0,357	0,357	0,359
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,357	0,358	0,355	0,356	0,36	0,359	0,355	0,355	0,355	0,359
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,355	0,354	0,36	0,356	0,36	0,355	0,356	0,357		
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,354	0,376	0,375	0,376	0,380	0,382	0,379	0,375	0,380	0,385
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,389	0,384	0,378	0,377	0,381	0,389	0,382	0,381	0,375	0,382
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,388	0,388	0,383	0,379	0,379	0,383	0,387	0,382	0,378	0,377
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,380	0,377	0,375	0,371	0,375	0,375	0,375	0,375		
Profundidade da erosão nos pontos									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
-0,004	0,019	0,018	0,016	0,022	0,025	0,022	0,018	0,021	0,027
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,033	0,029	0,022	0,017	0,023	0,030	0,027	0,024	0,018	0,023
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,031	0,030	0,028	0,023	0,019	0,024	0,032	0,027	0,023	0,018
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,025	0,023	0,015	0,015	0,015	0,020	0,019	0,018		

Ensaio : 02						
Data :17/09 2016						
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)				
3	0	120				
			Altura da lâmina da água (cm)			
			1			
			2			
			3			
			Leitura na água			
			9,8			
			9,5			
			8,3			
			Leitura no solo			
			5,8			
			5,7			
			5,4			
			Diferença			
			4,00			
			3,80			
			2,90			
			$\Sigma =$			
			10,7			
			Média			
			3,57			
<b>Densidade do leito</b>						
	A	B	C			
Peso úmido (Kg)	0,0567	0,0556	0,0543			
Peso seco (Kg)	0,0533	0,0528	0,0521			
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066			
Tara recipiente2 (Kg)	0,0123	0,0126	0,0126			
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024			
<b>PESO ÚMIDO</b>						
Peso úmido (g)	56,70	55,60	54,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,123	2,042	1,988
				Dens_média	2,051	
<b>PESO SECO</b>						
Peso seco (g)	53,30	52,80	52,10	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente2 (g)	12,30	12,60	12,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,745	1,675	1,646
				Dens_média	1,689	

Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,360	0,361	0,359	0,361	0,361	0,359	0,360	0,357	0,358	0,360
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,359	0,356	0,358	0,358	0,359	0,360	0,357	0,358	0,357	0,357
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,359	0,362	0,356	0,355	0,359	0,358	0,358	0,356	0,356	0,357
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,357	0,357	0,360	0,357	0,358	0,356	0,355	0,357		
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,373	0,376	0,374	0,375	0,378	0,381	0,379	0,376	0,379	0,383
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,388	0,382	0,377	0,374	0,379	0,385	0,383	0,378	0,373	0,379
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,383	0,388	0,382	0,380	0,376	0,381	0,387	0,382	0,378	0,378
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,379	0,377	0,373	0,374	0,373	0,374	0,374	0,374		
Profundidade da erosão nos pontos									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,013	0,015	0,015	0,014	0,017	0,022	0,019	0,019	0,021	0,023
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,029	0,026	0,019	0,016	0,020	0,025	0,026	0,020	0,016	0,022
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,024	0,026	0,026	0,025	0,017	0,023	0,029	0,026	0,022	0,021
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,022	0,020	0,013	0,017	0,015	0,018	0,019	0,017		

Ensaio : 03						
Data :20/09 2016						
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)	Altura da lâmina da água (cm)			
3	0	120		1	2	3
			Leitura na água	9,5	9,5	9,9
			Leitura no solo	5,7	6	5,5
			Diferença	3,80	3,50	4,40
				$\Sigma =$	10,7	
				Média	3,57	
<b>Densidade do leito</b>						
	A	B	C			
Peso úmido (Kg)	0,0555	0,0551	0,0533			
Peso seco (Kg)	0,0530	0,0530	0,0513			
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066			
Tara recipiente2 (Kg)	0,0123	0,0126	0,0126			
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024			
<b>PESO ÚMIDO</b>						
Peso úmido (g)	55,50	55,10	53,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,072	2,021	1,946
				Dens_média	2,013	
<b>PESO SECO</b>						
Peso seco (g)	53,00	53,00	51,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente2 (g)	12,30	12,60	12,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,732	1,683	1,613
				Dens_média	1,676	



Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,360	0,361	0,359	0,361	0,361	0,359	0,360	0,357	0,358	0,360
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,359	0,356	0,358	0,358	0,359	0,360	0,357	0,358	0,357	0,357
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,359	0,362	0,356	0,355	0,359	0,358	0,358	0,356	0,356	0,357
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,357	0,357	0,360	0,357	0,358	0,356	0,355	0,357	-	-
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,373	0,376	0,374	0,375	0,378	0,381	0,379	0,376	0,379	0,383
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,388	0,382	0,377	0,374	0,379	0,385	0,383	0,378	0,373	0,379
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,383	0,388	0,382	0,380	0,376	0,381	0,387	0,382	0,378	0,378
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,379	0,377	0,373	0,374	0,373	0,374	0,374	0,374	-	-
Profundidade da erosão nos pontos									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,013	0,015	0,015	0,014	0,017	0,022	0,019	0,019	0,021	0,023
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,029	0,026	0,019	0,016	0,020	0,025	0,026	0,020	0,016	0,022
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,024	0,026	0,026	0,025	0,017	0,023	0,029	0,026	0,022	0,021
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,022	0,020	0,013	0,017	0,015	0,018	0,019	0,017	-	-

Ensaio : 04									
Data :20/09 2016									
Vazão (m <sup>3</sup> /h)		Inclinação (%)		Tempo (s)		Altura da lâmina da água (cm)			
3		0,5		120		1	2	3	
						Leitura na água	8,8	8,9	8
						Leitura no solo	5,5	5,4	5,3
						Diferença	3,30	3,50	2,70
							Σ =	9,5	
							Média	3,17	
<b>Densidade do leito</b>									
	A	B	C						
Peso úmido (Kg)	0,0574	0,0548	0,0550						
Peso seco (Kg)	0,0544	0,0529	0,0526						
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Tara recipiente2 (Kg)	0,0123	0,0126	0,0126						
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024						
<b>PESO ÚMIDO</b>									
Peso úmido (g)	57,40	54,80	55,00	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,153	2,008	2,017			
				Dens_média	2,059				
<b>PESO SECO</b>									
Peso seco (g)	54,40	52,90	52,60	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente2 (g)	12,30	12,60	12,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,791	1,679	1,667			
				Dens_média	1,712				
<b>Altura do leito antes do ensaio</b>									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,361	0,361	0,360	0,361	0,361	0,362	0,362	0,361	0,361	0,361
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,361	0,362	0,361	0,359	0,359	0,359	0,359	0,360	0,359	0,360
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,360	0,361	0,362	0,361	0,361	0,360	0,360	0,360	0,360	0,360
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,360	0,360	0,360	0,361	0,361	0,360	0,360	0,362	0,364	0,359

41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,360	0,360	0,360	0,361	0,362	0,361	0,361	0,361	0,361	0,360
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,360	0,361	0,361	0,361	0,361	0,361	0,360	0,360	0,361	0,362
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,360	0,360	0,360	0,361	0,362	0,362	0,361	0,361	0,361	0,362
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,361	0,361	0,360	0,361	0,361	0,361	0,362	0,361	0,361	0,362
81	82	83	84	85	86	87			
0,362	0,361	0,362	0,362	0,361	0,361	0,361			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,361	0,362	0,365	0,370	0,374	0,377	0,376	0,375	0,374	0,372
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,371	0,361	0,364	0,371	0,374	0,379	0,383	0,381	0,376	0,374
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,373	0,372	0,364	0,367	0,373	0,379	0,383	0,389	0,388	0,381
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,376	0,372	0,371	0,364	0,369	0,375	0,381	0,388	0,389	0,387
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,384	0,378	0,374	0,370	0,364	0,370	0,377	0,383	0,389	0,384
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,383	0,378	0,374	0,371	0,363	0,369	0,375	0,381	0,386	0,391
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,389	0,382	0,377	0,372	0,369	0,364	0,366	0,372	0,377	0,381
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,385	0,383	0,379	0,376	0,373	0,369	0,363	0,363	0,367	0,372
81	82	83	84	85	86	87			
0,376	0,378	0,378	0,377	0,374	0,372	0,370			
Altura do leito no ensaio 4									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,001	0,005	0,009	0,013	0,015	0,014	0,014	0,013	0,011
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,01	-0,001	0,003	0,012	0,015	0,02	0,024	0,021	0,017	0,014
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,013	0,011	0,002	0,006	0,012	0,019	0,023	0,029	0,028	0,021
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,016	0,012	0,011	0,003	0,008	0,015	0,021	0,026	0,025	0,028
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,024	0,018	0,014	0,009	0,002	0,009	0,016	0,022	0,028	0,024
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,023	0,017	0,013	0,010	0,002	0,008	0,015	0,021	0,025	0,029
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,029	0,022	0,017	0,011	0,007	0,002	0,005	0,011	0,016	0,019

71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,024	0,022	0,019	0,015	0,012	0,008	0,001	0,002	0,006	0,01
81	82	83	84	85	86	87			
0,014	0,017	0,016	0,015	0,013	0,011	0,009			

Ensaio : 05									
Data :20/09 2016									
Vazão (m³/h)		Inclinação (%)		Tempo (s)		Altura da lâmina da água (cm)			
3		0,5		120		1	2	3	
Leitura na água		8,9	9	8					
Leitura no solo		5,5	5,5	5,3					
Diferença		3,40	3,50	2,70					
						$\Sigma =$		9,6	
						Média		3,20	
<b>Densidade do leito</b>									
	A	B	C						
Peso úmido (Kg)	0,0556	0,0554	0,0540						
Peso seco (Kg)	0,0473	0,0480	0,0457						
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Tara recipiente2 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Volume (m³)	0,000024	0,000024	0,000024						
<b>PESO ÚMIDO</b>									
Peso úmido (g)	55,60	55,40	54,00	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm³)	23,50	24,00	24,00	2,077	2,033	1,975			
				Dens_média	2,028				
<b>PESO SECO</b>									
Peso seco (g)	47,30	48,00	45,70	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente2 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm³)	23,50	24,00	24,00	1,723	1,725	1,629			
				Dens_média	1,693				
<b>Altura do leito antes do ensaio</b>									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,358	0,357	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,360	0,359	0,358
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

0,358	0,358	0,358	0,359	0,358	0,359	0,358	0,359	0,363	0,358
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,358	0,358	0,358	0,358	0,359	0,359	0,36	0,359	0,358	0,358
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,358	0,358	0,358	0,358	0,358	0,359	0,359	0,358	0,358	0,358
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,359	0,358	0,357	0,358	0,358	0,359	0,359	0,358	0,358	0,358
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,358	0,358	0,357	0,358	0,357	0,357	0,359	0,359	0,359	0,36
81	82	83	84	85	86	87			
0,359	0,359	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,36	0,36	0,363	0,368	0,374	0,377	0,377	0,376	0,375	0,374
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,372	0,362	0,362	0,367	0,372	0,378	0,383	0,383	0,378	0,375
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,372	0,372	0,363	0,364	0,369	0,377	0,385	0,39	0,387	0,381
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,375	0,372	0,37	0,363	0,366	0,373	0,379	0,386	0,389	0,383
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,381	0,376	0,372	0,370	0,361	0,367	0,374	0,379	0,385	0,385
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,38	0,376	0,373	0,37	0,36	0,364	0,372	0,375	0,38	0,386
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,385	0,38	0,375	0,372	0,37	0,362	0,362	0,367	0,371	0,375
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,379	0,379	0,375	0,372	0,372	0,37	0,36	0,362	0,362	0,365
81	82	83	84	85	86	87			
0,369	0,372	0,373	0,372	0,372	0,371	0,370			

Ensaio : 06											
Data :21/09 2016											
Vazão (m <sup>3</sup> /h)		Inclinação (%)		Tempo (s)							
3		0,5		120							
Altura da lâmina da água (cm)											
		1		2		3					
Leitura na água		9		9		7,7					
Leitura no solo		5		5		5					
Diferença		4,00		4,00		2,70					
				$\Sigma =$		10,7					
				Média		3,57					
Densidade do leito											
		A		B		C					
Peso úmido (Kg)		0,0553		0,0540		0,0531					
Peso seco (Kg)		0,0544		0,0524		0,0519					
Tara recipiente1 (Kg)		0,0068		0,0066		0,0066					
Tara recipiente2 (Kg)		0,0123		0,0126		0,0126					
Volume (m <sup>3</sup> )		0,000024		0,000024		0,000024					
<b>PESO ÚMIDO</b>											
Peso úmido (g)		55,30		54,00		53,10		Dens_A		Dens_B	Dens_C
Tara recipiente1 (g)		6,80		6,60		6,60					
Volume (cm <sup>3</sup> )		23,50		24,00		24,00		2,064		1,975	1,938
								Dens_média		1,992	
<b>PESO SECO</b>											
Peso seco (g)		54,40		52,40		51,90		Dens_A		Dens_B	Dens_C
Tara recipiente2 (g)		12,30		12,60		12,60					
Volume (cm <sup>3</sup> )		23,50		24,00		24,00		1,791		1,658	1,638
								Dens_média		1,696	
Altura do leito antes do ensaio											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
0,358	0,358	0,358	0,356	0,358	0,356	0,356	0,358	0,357	0,357		
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20		
0,357	0,359	0,359	0,358	0,357	0,356	0,357	0,355	0,356	0,357		
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30		
0,356	0,356	0,358	0,359	0,358	0,356	0,355	0,355	0,355	0,356		

31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,355	0,356	0,356	0,359	0,359	0,359	0,357	0,355	0,360	0,355
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,357	0,355	0,356	0,357	0,359	0,357	0,359	0,357	0,357	0,354
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,354	0,354	0,357	0,358	0,359	0,359	0,359	0,358	0,358	0,356
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,357	0,357	0,358	0,357	0,358	0,359	0,359	0,359	0,358	0,357
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,356	0,357	0,357	0,357	0,357	0,358	0,359	0,359	0,357	0,357
81	82	83	84	85	86	87			
0,358	0,357	0,357	0,358	0,358	0,358	0,359			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,358	0,359	0,361	0,365	0,37	0,373	0,372	0,372	0,371	0,37
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,369	0,358	0,36	0,365	0,37	0,373	0,378	0,377	0,374	0,372
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,37	0,368	0,359	0,363	0,367	0,374	0,378	0,384	0,383	0,377
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,373	0,369	0,368	0,361	0,364	0,37	0,375	0,382	0,386	0,383
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,379	0,373	0,37	0,367	0,37	0,364	0,37	0,375	0,382	0,38
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,378	0,375	0,37	0,367	0,36	0,364	0,369	0,375	0,38	0,386
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,384	0,379	0,374	0,37	0,368	0,36	0,362	0,366	0,372	0,376
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,38	0,379	0,375	0,373	0,37	0,368	0,36	0,36	0,363	0,367
81	82	83	84	85	86	87			
0,371	0,374	0,374	0,372	0,371	0,37	0,369			

Altura do leito no ensaio 4									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,001	0,003	0,009	0,012	0,017	0,016	0,014	0,014	0,013
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,012	-0,001	0,001	0,007	0,013	0,017	0,021	0,022	0,018	0,015
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,014	0,012	0,001	0,004	0,009	0,018	0,023	0,029	0,028	0,021
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,018	0,013	0,012	0,002	0,005	0,011	0,018	0,027	0,026	0,028
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,022	0,018	0,014	0,010	0,011	0,007	0,011	0,018	0,025	0,026
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60

0,024	0,021	0,013	0,009	0,001	0,005	0,010	0,017	0,022	0,030
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,027	0,022	0,016	0,013	0,010	0,001	0,003	0,007	0,014	0,019
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,024	0,022	0,018	0,016	0,013	0,010	0,001	0,001	0,006	0,010
81	82	83	84	85	86	87			
0,013	0,017	0,017	0,014	0,013	0,012	0,010			

Ensaio : 07									
Data :21/09 2016									
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)	Altura da lâmina da água (cm)						
3	1	120		1	2	3			
			Leitura na água	8,7	8,9	7,5			
			Leitura no solo	5,2	5,2	5,2			
			Diferença	3,50	3,70	2,30			
					$\Sigma =$	9,5			
					Média	3,17			
Densidade do leito									
	A	B	C						
Peso úmido (Kg)	0,0564	0,0552	0,0541						
Peso seco (Kg)	0,0488	0,0471	0,0463						
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Tara recipiente2 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024						
<b>PESO ÚMIDO</b>									
Peso úmido (g)	56,40	55,20	54,10	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,111	2,025	1,979			
				Dens_média	2,038				
<b>PESO SECO</b>									
Peso seco (g)	48,80	47,10	46,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente2 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,787	1,688	1,654			
				Dens_média	1,710				
Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,362	0,361	0,359	0,357	0,36	0,361	0,36	0,36	0,36	0,361
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,36	0,362	0,36	0,36	0,36	0,36	0,361	0,361	0,359	0,359



21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,359	0,359	0,36	0,36	0,359	0,360	0,359	0,363	0,360	0,360
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,359	0,358	0,357	0,360	0,360	0,360	0,359	0,359	0,363	0,355
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,359	0,358	0,357	0,357	0,360	0,360	0,359	0,360	0,360	0,356
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,355	0,356	0,357	0,358	0,360	0,360	0,358	0,358	0,357	0,357
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,357	0,358	0,359	0,359	0,358	0,360	0,360	0,358	0,358	0,357
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,356	0,357	0,357	0,36	0,359	0,361	0,36	0,36	0,36	0,360
81	82	83	84	85	86	87			
0,359	0,357	0,357	0,359	0,36	0,36	0,361			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,362	0,361	0,362	0,364	0,369	0,373	0,375	0,374	0,373	0,371
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,369	0,36	0,361	0,362	0,365	0,371	0,379	0,38	0,377	0,375
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,372	0,369	0,361	0,362	0,365	0,372	0,372	0,388	0,388	0,382
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,378	0,375	0,372	0,362	0,364	0,365	0,372	0,374	0,389	0,384
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,372	0,377	0,374	0,37	0,363	0,364	0,367	0,363	0,374	0,38
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,378	0,378	0,372	0,368	0,361	0,362	0,364	0,37	0,377	0,383
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,385	0,381	0,376	0,373	0,369	0,36	0,361	0,364	0,367	0,373
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,377	0,379	0,376	0,373	0,371	0,371	0,36	0,361	0,362	0,365
81	82	83	84	85	86	87			
0,369	0,372	0,373	0,372	0,372	0,371	0,370			
Altura do leito no ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0	0,003	0,007	0,009	0,012	0,015	0,014	0,013	0,01
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,009	-0,002	0,001	0,002	0,005	0,011	0,018	0,019	0,018	0,016
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,013	0,010	0,001	0,002	0,006	0,012	0,013	0,025	0,028	0,022
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,019	0,017	0,015	0,002	0,004	0,005	0,013	0,015	0,026	0,029
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,013	0,019	0,017	0,013	0,003	0,004	0,008	0,003	0,014	0,024

51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,023	0,022	0,015	0,010	0,001	0,002	0,006	0,012	0,020	0,026
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,028	0,023	0,017	0,014	0,011	0,000	0,001	0,006	0,009	0,016
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,021	0,022	0,019	0,013	0,012	0,010	0,000	0,001	0,002	0,005
81	82	83	84	85	86	87			
0,010	0,015	0,016	0,013	0,012	0,011	0,009			

Ensaio : 08						
Data :24/09 2016						
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)	Altura da lâmina da água (cm)			
3	1	120		1	2	3
			Leitura na água	8,5	8,4	7,8
			Leitura no solo	5,6	5,7	5,5
			Diferença	2,90	2,70	2,30
				$\Sigma =$	7,9	
				Média	2,63	
<b>Densidade do leito</b>						
	A	B	C			
Peso úmido (Kg)	0,0554	0,0561	0,0543			
Peso seco (Kg)	0,0523	0,0537	0,0523			
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066			
Tara recipiente2 (Kg)	0,0123	0,0126	0,0126			
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024			
<b>PESO ÚMIDO</b>						
Peso úmido (g)	55,40	56,10	54,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,068	2,063	1,988
				Dens_média	2,039	
<b>PESO SECO</b>						
Peso seco (g)	52,30	53,70	52,30	Dens_A	Dens_B	Dens_C
Tara recipiente2 (g)	12,30	12,60	12,60			
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,702	1,713	1,654
				Dens_média	1,690	

Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

0,36	0,361	0,361	0,362	0,36	0,36	0,359	0,362	0,361	0,362
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,362	0,358	0,358	0,359	0,361	0,36	0,359	0,362	0,359	0,362
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,361	0,361	0,361	0,358	0,359	0,361	0,359	0,360	0,359	0,362
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,361	0,359	0,361	0,359	0,358	0,360	0,360	0,361	0,361	0,359
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,362	0,36	0,36	0,361	0,359	0,358	0,361	0,359	0,361	0,358
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,359	0,359	0,36	0,361	0,359	0,361	0,359	0,361	0,359	0,361
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,360	0,360	0,361	0,361	0,360	0,360	0,360	0,359	0,361	0,359
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,361	0,36	0,36	0,362	0,362	0,361	0,358	0,36	0,36	0,360
81	82	83	84	85	86	87			
0,359	0,358	0,359	0,359	0,36	0,36	0,361			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,359	0,361	0,362	0,362	0,365	0,369	0,369	0,37	0,369	0,368
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,367	0,36	0,36	0,361	0,363	0,369	0,378	0,376	0,375	0,373
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,372	0,37	0,361	0,361	0,364	0,368	0,367	0,384	0,385	0,38
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,376	0,372	0,37	0,362	0,364	0,365	0,367	0,371	0,384	0,382
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,371	0,377	0,372	0,369	0,363	0,363	0,365	0,369	0,377	0,38
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,381	0,377	0,372	0,367	0,362	0,362	0,364	0,366	0,374	0,381
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,382	0,38	0,376	0,372	0,368	0,361	0,362	0,364	0,365	0,37
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,375	0,376	0,375	0,371	0,368	0,366	0,36	0,361	0,362	0,363
81	82	83	84	85	86	87			
0,365	0,369	0,371	0,369	0,367	0,366	0,365			
Altura do leito no ensaio 4									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
-0,001	0	0,001	0	0,005	0,009	0,01	0,008	0,008	0,006
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,005	0,002	0,002	0,002	0,002	0,009	0,019	0,014	0,016	0,011
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,011	0,009	0,000	0,003	0,005	0,007	0,008	0,024	0,026	0,018
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40

0,015	0,013	0,009	0,003	0,006	0,005	0,007	0,010	0,023	0,023
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,009	0,017	0,012	0,008	0,004	0,005	0,004	0,010	0,016	0,022
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,022	0,018	0,012	0,006	0,003	0,001	0,005	0,005	0,015	0,020
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,022	0,020	0,015	0,011	0,008	0,001	0,002	0,005	0,004	0,011
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,014	0,016	0,015	0,009	0,006	0,005	0,002	0,001	0,002	0,003
81	82	83	84	85	86	87			
0,006	0,011	0,012	0,010	0,007	0,006	0,004			

Ensaio : 09									
Data :24/09 2016									
Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Inclinação (%)	Tempo (s)	Altura da lâmina da água (cm)						
3	1	120		1	2	3			
			Leitura na água	8,2	8,3	7,7			
			Leitura no solo	5,6	5,6	5,4			
			Diferença	2,60	2,70	2,30			
					$\Sigma =$	7,6			
					Média	2,53			
<b>Densidade do leite</b>									
	A	B	C						
Peso úmido (Kg)	0,0589	0,0546	0,0547						
Peso seco (Kg)	0,0504	0,0467	0,0469						
Tara recipiente1 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Tara recipiente2 (Kg)	0,0068	0,0066	0,0066						
Volume (m <sup>3</sup> )	0,000024	0,000024	0,000024						
<b>PESO ÚMIDO</b>									
Peso úmido (g)	58,90	54,60	54,70	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente1 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	2,217	2,000	2,004			
				Dens_média	2,074				
<b>PESO SECO</b>									
Peso seco (g)	50,40	46,70	46,90	Dens_A	Dens_B	Dens_C			
Tara recipiente2 (g)	6,80	6,60	6,60						
Volume (cm <sup>3</sup> )	23,50	24,00	24,00	1,855	1,671	1,679			
				Dens_média	1,735				

Altura do leito antes do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,359	0,358	0,359	0,36	0,361	0,358	0,361	0,36	0,361	0,36
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,36	0,358	0,358	0,36	0,36	0,361	0,359	0,36	0,359	0,359
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,36	0,36	0,358	0,359	0,359	0,360	0,360	0,358	0,359	0,358
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,360	0,360	0,360	0,359	0,359	0,360	0,361	0,360	0,362	0,357
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,361	0,36	0,36	0,36	0,359	0,359	0,361	0,361	0,360	0,358
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
0,359	0,359	0,36	0,361	0,359	0,360	0,360	0,360	0,360	0,359
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,358	0,360	0,360	0,361	0,361	0,361	0,360	0,361	0,361	0,361
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,36	0,359	0,36	0,361	0,361	0,363	0,361	0,362	0,363	0,363
81	82	83	84	85	86	87			
0,362	0,361	0,361	0,362	0,361	0,362	0,363			
Altura do leito ao final do ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,359	0,359	0,36	0,362	0,363	0,367	0,37	0,367	0,367	0,367
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
0,367	0,36	0,36	0,361	0,363	0,366	0,372	0,375	0,374	0,372
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,372	0,372	0,36	0,362	0,363	0,364	0,37	0,375	0,384	0,374
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,376	0,374	0,372	0,362	0,363	0,363	0,365	0,371	0,382	0,38
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,381	0,377	0,371	0,369	0,362	0,362	0,364	0,366	0,372	0,38
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,381	0,376	0,371	0,366	0,36	0,361	0,362	0,365	0,371	0,378
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,382	0,379	0,375	0,371	0,366	0,359	0,361	0,362	0,364	0,367
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,373	0,376	0,373	0,371	0,367	0,365	0,359	0,36	0,361	0,362
81	82	83	84	85	86	87			
0,364	0,368	0,369	0,367	0,366	0,365	0,365			
Altura do leito no ensaio									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,001	0,001	0,002	0,002	0,009	0,009	0,007	0,006	0,007
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

0,007	0,002	0,002	0,001	0,003	0,005	0,013	0,015	0,015	0,013
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
0,012	0,012	0,002	0,003	0,004	0,004	0,010	0,017	0,025	0,016
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0,016	0,014	0,012	0,003	0,004	0,003	0,004	0,011	0,020	0,023
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
0,020	0,017	0,011	0,009	0,003	0,003	0,003	0,005	0,012	0,022
51	52	53	54	55	56	57	58	58	60
0,022	0,017	0,011	0,005	0,001	0,001	0,002	0,005	0,011	0,019
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
0,024	0,019	0,015	0,010	0,005	-0,002	0,001	0,001	0,003	0,006
71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
0,013	0,017	0,013	0,010	0,006	0,002	-0,002	-0,002	-0,002	-0,001
81	82	83	84	85	86	87			
0,002	0,007	0,008	0,005	0,006	0,004	0,002			

