



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FLÁVIO ALEXANDRE DOS ANJOS

**ANÁLISE DA PROPAGAÇÃO DE RESSALTO HIDRÁULICO NUM CANAL
EXPERIMENTAL A MONTANTE DE UM OBSTÁCULO**

Recife
2020

FLÁVIO ALEXANDRE DOS ANJOS

**ANÁLISE DA PROPAGAÇÃO DE RESSALTO HIDRÁULICO NUM CANAL
EXPERIMENTAL A MONTANTE DE UM OBSTÁCULO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral.

Recife

2020

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

- A599a Anjos, Flávio Alexandre dos.
Análise da propagação de ressalto hidráulico num canal experimental a montante de um obstáculo / Flávio Alexandre dos Anjos. - 2020.
91 folhas, il., tab.
- Orientador: Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.
Inclui referências.
1. Engenharia Civil. 2. Canal de acrílico. 3. Velocidade vertical. 4. Velocidade horizontal. I. Cabral, Jaime Joaquim da Silva Pereira (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2020-77

FLÁVIO ALEXANDRE DOS ANJOS

**ANÁLISE DA PROPAGAÇÃO DE RESSALTO HIDRÁULICO NUM CANAL
EXPERIMENTAL A MONTANTE DE UM OBSTÁCULO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em: 28 / 02 / 2020

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Jaime Joaquim da Silva Pereira Cabral. (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Anderson Luiz Ribeiro de Paiva (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Profa. Dra. Leidjane Maria Maciel de Oliveira (Examinadora externa)
Universidade Federal de Pernambuco

Dedico esse trabalho a meu pai, José dos Anjos Filho, a minha, mãe Maria Helia Anjos, e as minhas irmãs, Andreza e Adriana.

AGRADECIMENTOS

A minha mãe, Maria Helia dos Anjos, pelo apoio e que através do suor do seu trabalho me fez alcançar todos os meus objetivos. As minhas duas irmãs Adriana e Andreza, a quem procuro ouvir e compartilhar as minhas alegrias.

Aos meus amigos por apoiarem-me sempre, em especial a Hedmun Matias e Yuri Neves pois os seus apoios foram de grande relevância para a obtenção deste título.

A todos os professores do programa de pós-graduação em engenharia civil da UFPE em especial aos da área de recursos hídricos.

Ao meu orientador professor Jaime Cabral, por toda a dedicação e paciência. Fui aluno na graduação e surpreendo-me a cada dia com a sua dedicação aos seus alunos e o prazer em lecionar. Irei guardar os seus ensinamentos para o resto da vida.

Agradeço também a banca pela sua colaboração e dedicação para melhoria deste trabalho.

RESUMO

Esse trabalho baseia-se na análise experimental da propagação do ressalto hidráulico a montante (contrário ao sentido do escoamento) de um barramento brusco num canal retangular de acrílico. O referido canal localiza-se no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da UFPE, Recife — PE. O canal utilizado no experimento é constituído de três trechos — dois horizontais (nas extremidades) e um inclinado (na sua parte central) — e também de articulações entre estes trechos o que possibilita o translado vertical do trecho inicial e a variação do ângulo de inclinação do trecho central. Este último, feito através de um elevador que possibilita erguer o trecho inicial de modo a variar a inclinação do trecho central numa faixa de 0° a $29,23^\circ$. Em contrapartida, o trecho final mantém-se sempre fixo e na horizontal. O experimento, realizado no trecho final do canal, consistiu em induzir a formação de um ressalto hidráulico através de um barramento brusco, o qual foi feito com um vertedor triangular de chapa de aço. Este barramento foi realizado em duas sessões para mesma inclinação e para cada uma delas foi analisado a translação vertical (em três sessões) e horizontal (ao longo do canal) do ressalto. É importante destacar que o experimento foi repetido três vezes para cada translação afim de garantir uma maior representatividade do fenômeno. Como resultado, foi possível observar que o escoamento, antes supercrítico, passou a ser subcrítico após a sua interrupção brusca, induzindo assim a formação do ressalto. Através de uma escala horizontal (com espaçamento de 12,5 cm) e vertical (com papel milimetrado), a formação e propagação do ressalto foi filmado, afim de se obter dados precisos das transições verticais e horizontais do escoamento. O experimento foi realizado a vazão constante ($Q = 0,00473 \text{ m}^3/\text{s}$) e variando as inclinações do canal (no total de três, $I_1 = 0,424 \text{ m/m}$, $I_2 = 0,279 \text{ m/m}$ e $I_3 = 0,157 \text{ m/m}$). Dotado do valor da vazão, da geometria do canal e das alturas do escoamento, o número de Froude foi calculado e o ressalto foi classificado como estável ou forte. Com os dados coletados dos deslocamentos em função do tempo, foi possível calcular as variações de velocidades vertical e horizontal do fenômeno.

Palavras-chave: Canal de acrílico. Velocidade vertical. Velocidade horizontal.

ABSTRACT

This work is based on an experimental analysis of the propagation of the hydraulic jump upstream (contrary to the flow direction) of a sudden bump in a rectangular acrylic channel. This channel is located in the Water Resources laboratory of the civil engineering department of the Federal University of Pernambuco - UFPE, Recife – PE. The channel used in the experiment consists not only of three stretches - two horizontal (at the ends) and one inclined (at its central part) - but also of joints between these stretches which allows the vertical transfer of the initial stretch and the variation of the angle inclination of the central section. The latter, done through an elevator that makes it possible to raise the initial section in order to vary the inclination of the central section in a range from 0° to 29.23° . In contrast, the final section always remains fixed and horizontal. The experiment, carried out in the final section of the channel, consisted of inducing the formation of a hydraulic jump through a sudden sectioning, which was done with a triangular steel sheet spillway (which was also used to calculate the flow rate). This sectioning was performed in two sessions for the same inclination and for each of them the vertical (in three sessions) and horizontal (along the channel) variations of the jump were analyzed. It is important to highlight that the experiment was repeated three times for each variation in order to guarantee a greater representation of the phenomenon. As a result, it was possible to observe that the flow, formerly supercritical, became subcritical after its sudden interruption, thus inducing the formation of the jump. Through a horizontal scale (with 12.5 cm spacing) and vertical (with graph paper), the formation and propagation of the jump was filmed, in order to obtain more accurate data of the vertical and horizontal flow transitions. The experiment was carried out at constant flow ($Q = 0.00473 \text{ m}^3 / \text{s}$) and varying the slopes of the channel (a total of three, $I_1 = 0.424 \text{ m} / \text{m}$, $I_2 = 0.279 \text{ m} / \text{m}$ and $I_3 = 0.157 \text{ m} / \text{m}$). With the flow rate value, channel geometry and flow heights, the Froude number was calculated and the jump was classified. With the data collected from displacements as a function of time, it was possible to calculate the variations in vertical and horizontal speeds of the phenomenon.

Keywords: Acrylic channel. Vertical speed. horizontal speed.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação do remanso, do ressalto hidráulico e da transição vertical de um conduto livre.....	17
Figura 2 - Canal de acrílico sem obstrução no escoamento. Laboratório de Hidráulica da UFPE - Recife PE.....	18
Figura 3 - Ressalto hidráulico em um conduto horizontal livre.....	24
Figura 4 - Distribuição de velocidade no eixo do canal.....	25
Figura 5 - Representação da entrada de ar no ressalto hidráulico.....	25
Figura 6 - Ressalto estável.....	27
Figura 7 - Ressalto forte.....	28
Figura 8 - Ressalto ondular.....	28
Figura 9 - Ressalto oscilante.....	29
Figura 10 - Ressalto fraco.....	30
Figura 11 - Comprimento do ressalto para diversos números de Froude.....	33
Figura 12 - Perfil do ressalto em função do número de Froude.....	34
Figura 13 - Perfil do ressalto hidráulico.....	35
Figura 14 - Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto.....	36
Figura 15 - Esquema das alturas conjugadas relacionadas com a perda de energia.....	37
Figura 16 - Eficiência do ressalto hidráulico em relação ao número de Froude.....	37
Figura 17 - Energia dissipada ao longo do ressalto.....	38
Figura 18 - Salto hidráulico tipo A.....	39
Figura 19 - Salto hidráulico tipo B.....	39
Figura 20 - Salto hidráulico tipo C.....	40
Figura 21 - Salto hidráulico tipo D.....	40
Figura 22 - Vertedouros do tipo de Creager.....	41
Figura 23 - Parâmetros do ressalto hidráulico tipo B.....	43
Figura 24 - Ábaco para estabelecimento do comprimento dos ressaltos tipo B, C e D.....	44
Figura 25 - Representação das principais características de uma onda.....	46
Figura 26 - Propagação de ondas de translação.....	48
Figura 27 - espessura da parede do vertedor.....	52

Figura 28 - Contração lateral: a) sem contração lateral, b) com uma contração lateral e c) com duas contrações laterais.	52
Figura 29 – Vertedores delgados - a) lâmina vertente aderente e b) lâmina vertente afogada.	53
Figura 30 - Perfil da crista do vertedor arredondado.	53
Figura 31 - Perfil perpendicular de um vertedor com soleira delgada.	54
Figura 32 - Vertedor triangular	56
Figura 33 - Canal de acrílico presente no Laboratório de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental UFPE, campus Recife.	58
Figura 34 - Geometria modelada na planilha eletrônica.	59
Figura 35 - Reservatório subterrâneo do Laboratório de Hidráulica da UFPE, alimentador do canal.	60
Figura 36 - Bomba utilizada no experimento para recalcar água até o canal.	60
Figura 37 - Elevador de carga acoplado ao canal de acrílico.	61
Figura 38 - Nível d'água medido utilizando de papeis milimetrado.	62
Figura 39 - Trecho 1 do canal.	62
Figura 40 - Ilustra o esquema do modelo para o cálculo de determinação das declividades.	63
Figura 41 - Vertedor triangular de chapa metálica para promover o ressalto.	63
Figura 42 - Medições de níveis d'água utilizando câmeras filmadoras de alta precisão.	64
Figura 43 - Propagação da onda a montante do barramento.	64
Figura 44 - Número de Froude em função da declividade do canal.	72
Figura 45 - Variação do deslocamento vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1.	73
Figura 46 - Variação do deslocamento vertical (seção 2) com o barramento na seção 1.	73
Figura 47 - Variação do deslocamento vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i	74
Figura 48 - Variação do deslocamento vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i	74
Figura 49 - Variação do deslocamento vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i	75

Figura 50 - Deslocamento horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo e da declividade – barramento na Seção 1, onde L_i = deslocamento horizontal do ressalto para inclinação i	76
Figura 51 - Deslocamento horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo e da declividade – barramento na Seção 2, onde L_i = deslocamento horizontal do ressalto para inclinação.	76
Figura 52 - Variação da velocidade vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	77
Figura 53 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	78
Figura 54 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	78
Figura 55 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	78
Figura 56 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	79
Figura 57 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	79
Figura 58 - Variação da velocidade (decréscimo graduado) vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	80
Figura 59 - Variação brusca da velocidade vertical (seção 2) com o barramento na seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	80
Figura 60 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	80

Figura 61 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	81
Figura 62 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i	81
Figura 63 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 1.....	82
Figura 64 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 1, considerando as velocidades a partir de $t=1,5$ s.	82
Figura 65 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 2.....	83
Figura 66 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 2, logo após o pico de velocidade.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fórmulas para determinação do comprimento do ressalto em canais inclinados.	43
Tabela 2 - Parâmetros para estimativa do comprimento do ressalto.	46
Tabela 3 - Simulações experimentais	65
Tabela 4 - Cálculo das três inclinações utilizadas no experimento.	69
Tabela 5 - Determinação da vazão.	69
Tabela 6 - Apresenta os valores médios do coeficiente de rugosidade de Manning para as declividades utilizadas no experimento.....	70
Tabela 7 - Classificação dos ressaltos quanto a sua força em função do número de Froude.	71

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVO	19
2.1	OBJETIVO GERAL.....	19
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1	PRINCIPAIS CONCEITOS.....	20
3.2	NÚMERO DE FROUDE.....	22
3.3	PRINCIPAIS PONTOS CONCEITUAIS DO RESSALTO HIDRÁULICO	23
3.4	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO RESSALTO.....	30
3.5	RESSALTO HIDRÁULICO EM CANAIS PLANOS	31
3.6	RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADOS EM CANAIS INCLINADOS	38
3.6.1	Alturas conjugadas	41
3.6.2	Comprimento do ressalto	43
3.6.3	Comprimento do rolo	45
3.7	PROPAGAÇÃO DO RESSALTO HDRÁULICO	46
3.7.1	Propagação, velocidade e altura da onda - escoamento bruscamente variado.....	49
3.8	VERTEDOUROS.....	50
3.8.1	Classificação dos vertedouros	51
3.8.2	Cálculo da vazão dos vertedouros	53
3.8.2.1	Vertedor de soleira delgada.	54
3.8.2.2	Vertedor retangular.....	54
3.8.2.3	Vertedor triangular.....	56
4	MATERIAIS E MÉTODOS	58
4.1	IDENTIFICAÇÃO DO LOCAL DOS EXPERIMENTOS	58
4.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXPERIMENTAL	58
4.2.1	Canal hidráulico	58
4.2.2	Sistema de Alimentação	59
4.2.3	Bomba hidráulica utilizada no experimento	60
4.2.4	Sistema de mudança de declividade do canal.....	61

4.2.5	Medição da variação vertical da água	61
4.2.6	Determinação das Declividades.....	62
4.2.7	Dispositivo gerador de ressalto e medidor de vazão.....	63
4.3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	64
4.3.1	Coleta de dados nas seções do canal	65
4.4	PROCESSAMENTO DOS DADOS.....	66
4.4.1	Determinação da vazão do canal.	66
4.4.2	Cálculo do coeficiente de rugosidade de Chézy-Manning (η).....	66
4.4.3	Determinação dos regimes de escoamento em cada inclinação	66
4.4.4	Verificação da ocorrência do fenômeno de ressalto hidráulico através do número de Froude	67
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	69
5.1	DETERMINAÇÃO DA INCLINAÇÃO, VAZÃO E DO COEFICIENTE DE MANNING (H).....	69
5.2	DETERMINAÇÃO DO TIPO DE RESSALTO HIDRÁULICO GERADO EM CADA INCLINAÇÃO	70
5.3	TRANSIÇÃO VERTICAL EM CADA SEÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE	72
5.4	ESTUDO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE	75
5.5	ESTUDO DA VELOCIDADE VERTICAL EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE	77
5.6	ESTUDO DA VELOCIDADE HORIZONTAL DO RESSALTO EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE.....	81
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	84
6.1	CONCLUSÕES	84
6.2	RECOMENDAÇÕES.....	86
	REFERÊNCIAS.....	87

1 INTRODUÇÃO

A grande demanda do consumo de água vigente na nossa sociedade induz a necessidade de criação e execução de grandes projetos hidráulicos, dentre estes destacam-se os canais, na maioria das vezes, devido ao seu menor custo de implantação. A elaboração e desenvolvimento de projetos mais seguros e eficientes, afim de representar com maior fidelidade a realidade torna-se cada vez mais necessário. Para a elaboração de tais projetos, pode-se valer basicamente dos seguintes métodos: dimensionamento teórico, prático (campo e/ou laboratório) e modelagem computacional.

O escoamento com superfície livre, ou seja, escoamento onde reina a pressão atmosférica, são os escoamentos dos canais. Ele é utilizado em larga escala no cotidiano da população (natural e/ou artificial) e também está presente no meio natural, pode-se observar em vários ambientes diferentes, tais como o escoamento de um rio, o escoamento da chuva em uma sarjeta, os canais de irrigação, as tubulações de esgoto convencionais, as transposições, etc. De acordo com Azevedo (2010), a pressão na superfície do líquido, em escoamentos livres, é a atmosférica, tanto em condutos abertos (canais fluviais), quanto em condutos fechados não pressurizados (maior parte das tubulações de esgoto). Faz-se necessário o correto dimensionamento de tais estruturas de modo a não causarem transtorno a população e não prejudicarem o meio ambiente.

O dimensionamento teórico já está consolidado no meio acadêmico, sendo o mais utilizado nas elaborações e desenvolvimento de projetos para condutos livres. Porém, em algumas situações, ele não consegue reproduzir com fidelidade o que realmente acontece no escoamento, sendo necessário a utilização de métodos alternativos para aproximar os resultados previstos no projeto com a realidade.

Um dos meios de maior destaque na atualidade para elaboração de projetos de obras hidráulicas é a modelagem computacional, uma vez que a mesma possibilita a resolução de equações muito complexas tais como a equação geral de transportes. Geralmente é utilizada a equação de Navier Stokes (quando se utiliza o CFD para tal dimensionamento) que não tem solução analítica. Sem a modelagem computacional tornasse inviável a elaboração de projetos por tais equações.

A modelagem computacional vem destacando-se no campo da Hidrologia e da Hidráulica graças a sua elevação e sofisticação na capacidade de processamento de dados, o que tornou possível sua implementação com mais frequência no meio

acadêmico e profissional, ou seja, tornou-se uma alternativa muito mais atraente em detrimento aos métodos convencionais (ARAÚJO FILHO, OTA, 2016). A elaboração de um modelo reduzido através dos experimentos feitos em laboratório e/ou em campo é uma valiosa ferramenta para validação dos métodos de dimensionamento teórico, e/ou computacional. Nele consegue-se reproduzir, em escala reduzida, o que realmente acontece no projeto após sua implementação. A grande desvantagem desse método, em relação aos outros, é o elevado custo para sua execução, principalmente quando são feitos experimentos em campo.

Afim de reduzir os custos da elaboração de um projeto e garantir que o mesmo não divirja muito da realidade deve-se seguir a seguinte sequência: dimensionamento teórico, modelagem computacional, análise experimental e por fim, a execução do projeto. A fase experimental deve vir logo após a modelagem de forma a não termos gastos desnecessários, pois a modelagem, feita de forma correta, consegue antecipar erros nos projetos a um custo bem mais baixo do que a elaboração de vários experimentos.

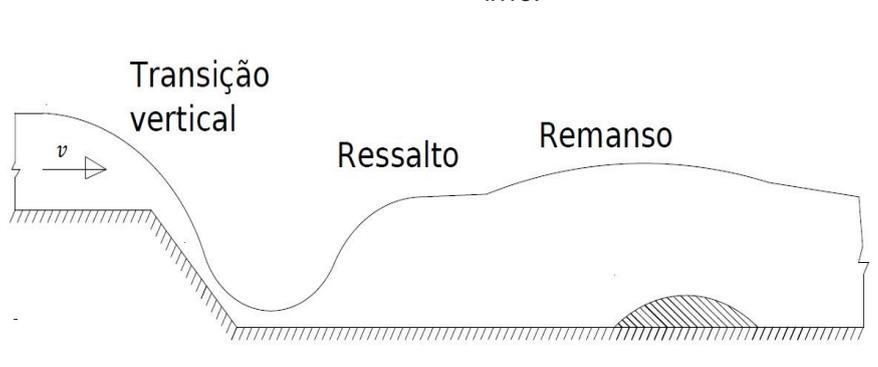
Algumas particularidades no escoamento em superfícies livres são bastante complexas de serem analisadas, tais como o ressalto hidráulico, vórtice, etc. Dois fenômenos bem frequentes em canais são o ressalto hidráulico e o remanso. Geralmente são ocasionados pela obstrução do canal, mudança de inclinação, estrangulamento, barramento, etc.

Ressalto hidráulico ou salto hidráulico (Figura 1) trata-se de um fenômeno que ocorre na alteração abrupta do regime de escoamento, ou seja, na mudança de um escoamento torrencial ou supercrítico para um escoamento fluvial, ou subcrítico. Subida brusca do nível da água em um canal com regime permanente (CIRILO, et al. 2014). Nele, acontece um crescimento brusco no nível d'água em uma pequena distância seguida de uma agitação na superfície com ondulações, entrada de ar do ambiente e uma perda de energia em forma de grande turbulência. Já o remanso ou elevação gradual da profundidade (Figura 1) é ocasionado geralmente por obstáculos nos cursos d'água, ele induz a elevação da profundidade, redução da velocidade e, como consequência, o movimento variado retardado. Distingue-se do ressalto pela distância de atuação, grau de agitação das partículas e quantidade de energia dissipada.

O fator determinante para o ressalto hidráulico são as características do escoamento a montante, dependendo dessas características ele poderá apresentar

várias formas. O número de Froude, que é adimensional, calculado a montante do ressalto, é um caracterizador do tipo de ressalto tal como ondular, pré-ressalto (ou fraco), oscilante, estável ou forte. A energia, o formato e o comportamento estrutural interno são afetados pela variação de movimento do corpo hídrico (ORTIZ, 1981). Os vários tipos de ressalto, origem e localização na seção do canal, é uma função das singularidades do escoamento. A transição do fluxo supercrítico para o subcrítico em canais ou em pequenos cursos d'água resulta no fenômeno hidráulico conhecido como salto (CIRILO, et al. 2014). A geometria do canal também tem uma grande influência na formação do ressalto, podemos destacar a rugosidade da superfície, declividade do canal (fundo descendente ou ascendente), comportas, vertedores, etc.

Figura 1 - Representação do remanso, do ressalto hidráulico e da transição vertical de um conduto livre.



Fonte: adaptado de Porto (2006)..

O remanso pode causar grande transtorno a população, geralmente ele é formado pela obstrução da seção do canal, mudança de inclinação do fundo do canal, perda de energia graças ao atrito entre as paredes do canal e o fluido, afogamento a jusante, etc. O remanso geralmente atinge grande distância devido a seu lento e gradual acréscimo de altura a lâmina d'água. Ele é frequente na implementação de barragens, onde deve ser analisado com bastante cautela para se obter a sua área de influência, o seu alcance e a sua cota máxima. Também o notamos frequentemente em canalizações de esgoto ou de drenagem urbana, ocasionado por obstrução de parte da seção da tubulação devido à sedimentação de sólidos, nível de água a jusante elevado (ocorre normalmente no sistema de drenagem em Recife em dias de maré alta), etc.

Desse modo, será abordada nessa dissertação o comportamento da propagação do ressalto hidráulico a montante de um barramento brusco. Uma análise experimental do comportamento do ressalto hidráulico, num canal de seção retangular

de inclinação variável (Figura 2), presente no Laboratório de Hidráulica da UFPE – Recife PE. O experimento foi realizado para diversas inclinações do canal com vazão constante, a mudança de inclinação altera a energia de escoamento o que acarreta comportamentos diversos no ressalto. Devido à pequena vazão e baixa lâmina d'água, os fenômenos serão analisados a montante de um vertedor de seção triangular e de parede esbelta, que também foi utilizado para induzir a formação a serem analisadas e estimar a vazão do fenômeno.

Figura 2 - Canal de acrílico sem obstrução no escoamento. Laboratório de Hidráulica da UFPE - Recife PE.



Fonte:O autor (2020)..

2 OBJETIVO

O objetivo deste capítulo é apresentar os objetivos geral e específicos desse trabalho.

2.1 OBJETIVO GERAL

Essa dissertação tem por objetivo aprofundar o conhecimento sobre o ressalto hidráulico num canal de laboratório e sua propagação a montante de um obstáculo.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar a formação do ressalto hidráulico em canais retangulares na presença de um obstáculo;
- Classificar o tipo de ressalto hidráulico de acordo com a vazão, a velocidade e o correspondente número de Froude;
- Analisar o deslocamento e as velocidades horizontal e vertical da propagação do ressalto hidráulico;
- Analisar o impacto que a mudança de declividade do canal gera no escoamento e na formação do ressalto hidráulico.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo tem por objetivo revisar alguns conceitos dos fluidos no escoamento. Serão representadas equações para o ressaltado hidráulico. Nesse estudo, será considerado um fluido Newtoniano, incompressível e isotérmico.

3.1 PRINCIPAIS CONCEITOS

Para a mecânica dos fluidos, basicamente são considerados dois estados da matéria: sólido e fluido (para os fluidos, de acordo com a pressão e a temperatura teremos líquido e/ou gás). O comportamento do sólido, quando solicitado por esforços mecânicos de cisalhamento, é elástico (desde que a tensão de cisalhamento não ultrapasse seu limite elástico), ou seja, resiste às tensões de cisalhamento. Já o comportamento do fluido, quando sujeito a esforços de cisalhamento de qualquer magnitude, sofrerá deformação continuamente. Segundo Çengel & Cimbala (2007), para os sólidos existem uma proporcionalidade entre a tensão de cisalhamento e a deformação, já nos líquidos a tensão cisalhante é proporcional à taxa de deformação ao longo do tempo (taxa de escoamento). De acordo com White (2011), os líquidos são formados por moléculas aglomeradas com altas forças coesivas e quase não variam seu volume, mesmo quando não há confinamento na sua superfície, onde o único fator limitante é o campo gravitacional. Já para os gases, como é praticamente inexistente a força coesiva entre as moléculas, as mesmas encontram-se bastante espaçadas, tornando os gases bastante expansíveis, tendo como único fator limitante as paredes do recipiente.

Segundo Azevedo Neto (1973) a matéria não é um meio contínuo, pois, nela há vazios devido a sua composição que são os átomos, no entanto, para fins de estudos é conveniente considerá-la como um meio contínuo, ou seja, devemos acatar que a matéria continua, homogênea e sem vazios. Como as dimensões dos vazios são na escala molecular, a consideração torna-se válida, pois a escala de trabalho é muito superior ao espaço entre as moléculas. Esta hipótese já está bem consolidada na maioria das aplicações da engenharia, salvo em casos onde será necessário trabalhar em escala molecular LOUREIRO (2009 apud FIEDLER, 2010, p. 6).

Ao se trabalhar com fluidos é de suma importância trabalharmos com sistema fechado onde há uma quantidade fixa de matéria, e posteriormente, são ampliadas para regiões volumétricas no espaço, denominada de volumes de controle, ou seja, volume onde podemos adotar as leis de conservação da matéria. Também podemos chamar essas leis de equações de balanço, uma vez que no processo é feito o balanço

da matéria, ou seja, é feito um balanceamento da quantidade que entra, que fica retida e que sai do volume de controle.

Durante um processo a massa do sistema permanece inalterada, no sistema ela é constante. O balanço de massa, para o volume de controle (V_C), em um determinado sistema é expresso a uma determinada taxa em função do tempo como podemos ver na Equação (01).

Conservação de massa:

$$\dot{m}_e - \dot{m}_s = \frac{dm_{VC}}{dt} \quad (01)$$

Onde,

- \dot{m}_e é a vazão de massa que entra no volume de controle, em kg;
- \dot{m}_s é a vazão de massa que sai do volume de controle, em kg;
- $\frac{dm_{VC}}{dt}$ é a taxa de variação da massa dentro das fronteiras do volume de controle, em kg/s.

A quantidade de movimento é calculada por meio da Equação 02:

$$\vec{p} = \dot{m} \cdot \vec{v} \quad (02)$$

Para um dado corpo rígido com velocidade \vec{v} (m/s) e massa \dot{m} (kg), a sua quantidade de movimento será definido como $\dot{m} \cdot \vec{v}$ (kg.m/s), também definido como momento linear que é o produto do vetor velocidade pela massa do corpo (HALLIDAY; RESNICK e WALKER, 2008). De acordo com a segunda Lei de Newton, a força resultante em um corpo é igual à taxa de variação do momento. Portanto, quando a força resultante que age sobre ele é zero, a quantidade de movimento do sistema permanece constante, logo há uma conservação na quantidade de movimento do sistema, isto é a definição do princípio de conservação do momento linear (FEYMNAN et al. 1963).

O princípio, balanço ou lei da conservação de energia, define que, em sistemas isolados a quantidade de energia total permanecera constante, podendo apenas ser transferida na forma de calor ou trabalho dentro de um sistema (valido para sistemas inertes) onde a transferência de energia será igual variação da energia contida no sistema. Tal princípio está intimamente ligado com a própria definição da energia. Podemos expressar o balanço de energia pela Equação 03.

Conservação da energia:

$$\dot{E}_e - \dot{E}_s = \frac{d\dot{E}_{VC}}{dt} \quad (03)$$

Sendo

- \dot{E}_e é a taxa total da energia que entra no volume de controle, em $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{s}^2$;
- \dot{E}_s é a taxa total da energia que sai no volume de controle, em $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{s}^2$;
- $\frac{dE_{VC}}{dt}$ é a taxa de variação de energia dentro das fronteiras do volume de controle, em $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{s}^3$.

Para energia superior à mínima necessária a um escoamento (energia crítica), existem dois diferentes valores de profundidade para as quais o escoamento pode se estabelecer para um determinado valor de energia específica, definindo regimes distintos de escoamento.

3.2 NÚMERO DE FROUDE

O número de Froude (F_r) é adimensional e pode ser dado pela razão entre v (velocidade do escoamento) e $\sqrt{g \cdot y_h}$ (velocidade superficial), a última é caracterizada para uma dada camada superficial. Esta é uma análise cinemática do número de Froude, indicada para o estudo de vertedores e de ressaltos. O número de Froude poderia ser definido como a razão entre as forças de inércia e as forças gravitacionais, conferindo a este parâmetro uma visão dinâmica. Para uma determinada seção de escoamento o número de Froude (pode ser definido e calculado de acordo com a Equação 04.

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{(g \cdot y_h)}} = \frac{Q}{A \cdot \sqrt{g \cdot y_h}} \quad (04)$$

Onde:

- v é a velocidade do escoamento, em m/s;
- y_h é a profundidade hidráulica do escoamento, em m;
- g é a aceleração da gravidade, em m/s^2 ;
- Q é a vazão, em m^3/s ;
- A é a área molhada da seção transversal, em m^2 .

A determinação do regime de escoamento é fornecida pelo número de Froude (F_r), quando ele é igual a um ($F_r = 1$) o regime é dito crítico. Neste regime, a energia específica é mínima e haverá um equilíbrio entre as forças/energias que regem o escoamento e a velocidade do escoamento. Para cada escoamento teremos uma energia crítica e a ela está associada uma lamina d'agua chamada de altura crítica (y_c).

Se $y > y_c$, ou seja, $F_r < 1$ teremos o escoamento superior, lento, subcrítico ou fluvial, dentre as forças predominantes sobre ele a gravitacional se destaca, quer dizer, a energia potencial (altura da lamina d'água) é responsável pela maior parcela da energia específica do fluido. Já a energia cinética (relacionada a velocidade do fluido) ficará com uma parcela inferior da energia. Assim, para um certo escoamento fluvial, temos níveis d'água maiores, velocidades menores, ou melhor, teremos águas mais calmas como (na maior parte das vezes) nos rios das planícies, nos sistemas de esgotos, nas transposições por canais, etc.

Se $y < y_c$, isto é, se $F_r > 1$ teremos o escoamento inferior, rápido, supercrítico ou torrencial, dentre as forças predominantes sobre ele a cinética se destaca, ou seja, a energia cinética (relacionada a velocidade do fluido) é responsável pela maior parcela da energia específica do fluido. Já a energia potencial (altura da lamina d'água) ficará com uma parcela inferior da energia. Assim, para um certo escoamento torrencial, temos níveis d'água menores, velocidades maiores, ou melhor, teremos águas mais agitadas como as cachoeiras, os vertedores (na maior parte das vezes), canais com alta inclinação, etc.

3.3 PRINCIPAIS PONTOS CONCEITUAIS DO RESSALTO HIDRÁULICO

No ressalto, a velocidade diminui drasticamente do regime torrencial (onde o número de Froude é superior a um, melhor dizendo, a velocidade da onda superficial é inferior a velocidade do escoamento) para fluvial (onde o número de Fraude é inferior à um, isto é, à velocidade da onda superficial é superior à velocidade do escoamento) (BONN; ANDERSEN; BOHR, 2009).

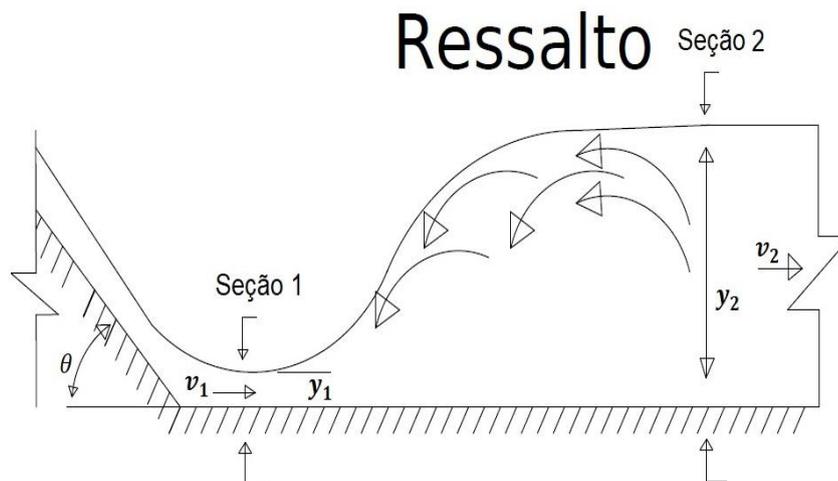
O ressalto hidráulico consiste na alteração do regime de escoamento torrencial para o fluvial em condutos livres e é acompanhada, em um curto intervalo de tempo, da elevação superficial d'água, da turbulência, da dissipação de energia, da incorporação de ar, da diminuição brusca da velocidade, etc. Ele está restrito entre as seções transversais 1 e 2, associadas respectivamente as profundidades y_1 e y_2 , representada pelas alturas conjugadas, presente na Figura 3. É válido lembrar que os efeitos do ressalto se encontram basicamente restritos ao trecho compreendido entre as Seções 1 e 2 (Seções 1 e 2 são seções antes e depois da influência do ressalto, respectivamente).

De acordo com Hoyt & Selim (1989) o salto hidráulico pode ser definido como um rolo turbulento invertido, sendo amortecido por uma camada inferior da lâmina d'água de uma corrente em expansão. Já para Hager (1995) o ressalto hidráulico

clássico é composto de duas partes um jato contendo uma camada limite e uma camada de mistura superior à camada limite.

Existe uma grande formação de vórtice e uma elevada incorporação de ar na região do rolo, vale lembrar que o rolo tem um comprimento inferior ao comprimento do ressalto. O início do rolo coincide com a formação do ressalto (Seção 1), tem um crescimento rápido e decresce antes do termino do ressalto. Grande parte da dissipação de energia existente no ressalto ocorre nessa região turbulenta.

Figura 3 - Ressalto hidráulico em um conduto horizontal livre¹.



Fonte: adaptado de Porto (2006)..

De acordo com Ortiz (1981), o comprimento é dividido em duas zonas: zona de turbilhonamento (L_r) e zona de transição (L_{zt}). Essas zonas consistem basicamente na mudança do regime de macro turbulento para micro turbulento e posteriormente alcança um escoamento com velocidades uniformes (escoamento lento). Podemos expressar o comprimento do ressalto por Equação 05. Esta zona de transição está bem representada pela Figura 4.

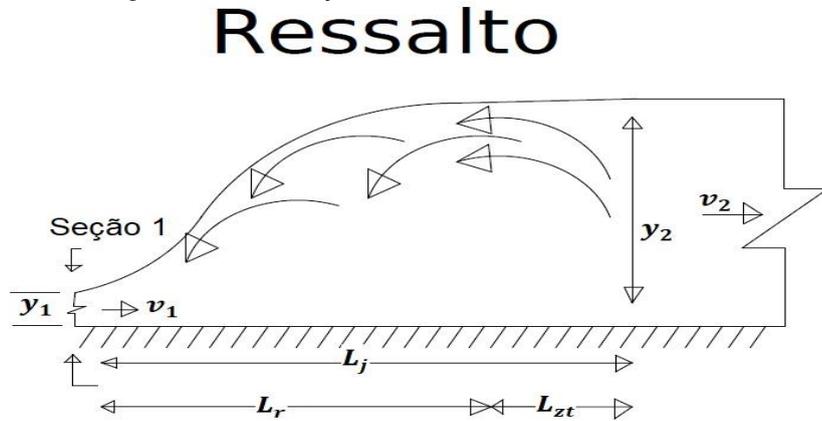
$$L_j = L_r + L_{zt} \quad (05)$$

Uma das peculiaridades do ressalto hidráulico é que a incorporação de ar é altíssima, isso é utilizado em larga escala no campo da engenharia. O escoamento bifásico ar-água é formado devido à alta turbulência, gerando uma zona com aparência borbulhante, formada logo após o início do ressalto (Seção 1), antes da Seção 1 o escoamento tem a superfície bem definida (MURZYN; CHANSON, 2007).

¹ L é o comprimento da bacia de dissipação de energia, y_1 , y_2 , v_1 , v_2 são respectivamente as alturas das lâminas d'água e as velocidades do escoamento antes e após o ressalto e θ é o ângulo entre a parte inclinada e a horizontal.

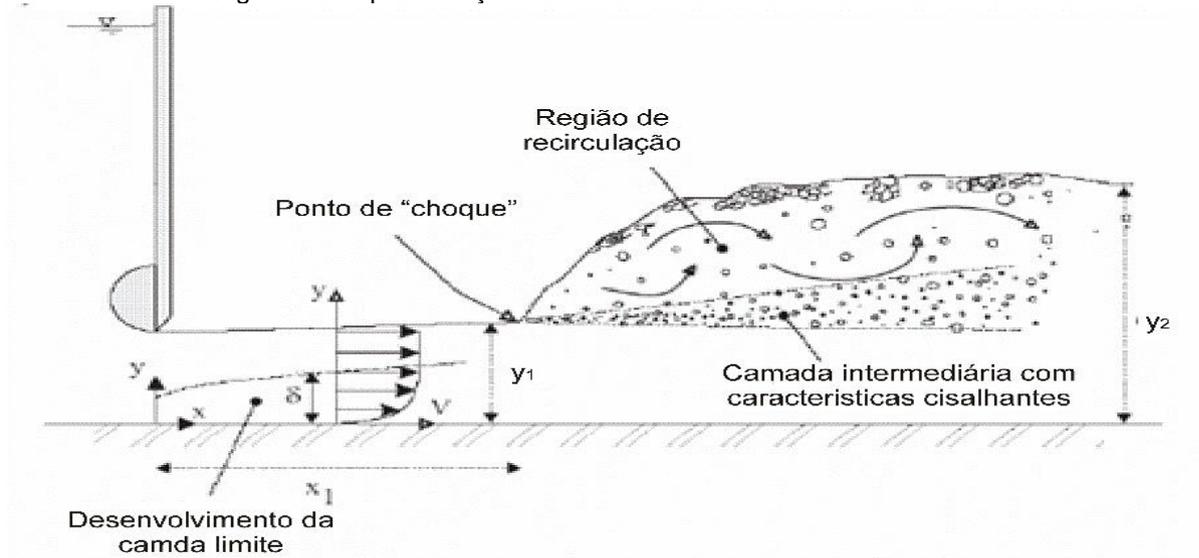
Essas bolhas de ar são incorporadas ao líquido na zona de turbilhonamento onde o escoamento tem alta velocidade (Figura 3.3), o rolo exerce nas bolhas de ar uma tensão cisalhante gerada por uma intensa turbulência (CHANSON, 2009).

Figura 4 - Distribuição de velocidade no eixo do canal².



Fonte: adaptado de Porto (2006).

Figura 5 - Representação da entrada de ar no ressalto hidráulico³.



Fonte: Murzyn & Chanson (2007).

O alto índice de turbulência quebra a tensão superficial da água facilitando a incorporação de ar na mesma, também é gerado grandes quantidades de vórtices na interface ar-água, aprisionando maiores quantidades de ar. Quando os esforços turbulentos superam a tensão superficial, haverá o “rompimento” da superfície líquida

² L_r = comprimento do rolo; L_j = comprimento do ressalto; L_{zt} = comprimento de transição.

³ Onde x é a distância do ponto até a comporta; y é a profundidade de água em relação ao fundo do canal; y_1 e y_2 são respectivamente as alturas na Seção 1 e 2; δ é a profundidade da camada limite.

(MURZYN; CHANSON, 2007). A parte de ar que não consegue ser dissolvida da água rebentam na forma de bolha, dando a região um aspecto borbulhante.

No escoamento turbulento existe grande formação de vórtices (turbilhões) de escalas diferentes, onde os turbilhões maiores fazem a transferência da energia para os micros turbilhões, ou seja, há uma transferência da energia cinética para energia interna do fluido. Os turbilhões de maiores dimensões têm menor estabilidade e rompem-se com maior facilidade, gerando um fluxo de energia para turbilhões menores, e como efeito cascata rompem-se passando a energia para turbilhões cada vez menores e assim sucessivamente. Ao chegar a uma escala muito reduzida, onde as porções de fluidos têm maior estabilidade, a energia cinética passa a ser dissipada em forma de calor (POPE, 2003; SIMÕES, 2012).

A viscosidade (dissipação viscosa) é responsável pela dissipação de energia nos menores turbilhões ou nos movimentos referentes a pequenas escalas. Já nos grandes turbilhões a viscosidade é praticamente desprezível, ela tem pouca influência no movimento, onde a inércia passa a ser predominante dissipadora de energia. Como o fornecedor da energia para as menores escalas de turbilhões são os grandes turbilhões, considerando o fornecimento de turbulência de agentes externos (gradientes de pressão, forças de campo, agitadores mecânicos, etc.), haverá uma redução ou amortização da turbulência devido à viscosidade (ORTIZ, 1981; SCHULZ, 1985, 1990).

O número de Froude calculado na seção de entrada do escoamento consegue caracterizar a forma do ressalto. Além de quantificar alterações na superfície livre do escoamento, ele também o faz na estrutura interna, na direção do escoamento, na formação dos vórtices, na eficiência da dissipação de energia e na formação de ondas a jusante. Por convenção, em um canal horizontal, o ressalto pode ocorrer de cinco formas distintas, a dependendo do número de Froude: estável, forte, ondular, oscilante e pré-ressalto.

Na Seção 1 (início do ressalto) o número de Froude será representado por F_{r1} de forma análoga na Seção 2 (fim do ressalto) o número de Froude será representado por F_{r2} .

Como o ressalto ocorre na mudança brusca do escoamento supercrítico para o subcrítico, o número de Froude a montante será maior que 1 e a profundidade é menor que a profundidade crítica (y_c). Já a jusante do ressalto, o número de Froude é menor que 1, e a profundidade do escoamento é maior que y_c . A profundidade crítica (y_c)

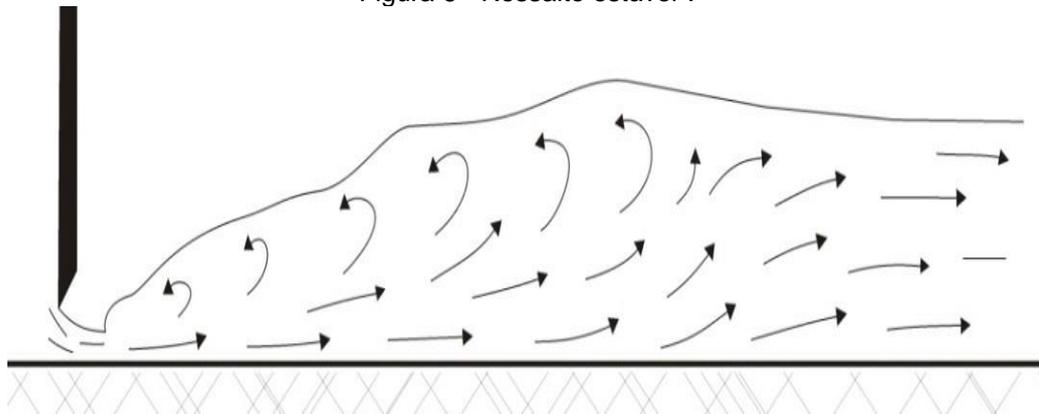
será calculada pela Equação 04, onde ela é uma função da vazão por unidade de largura, ($q=Q/B$), dividida pela aceleração da gravidade (g).

$$F_r = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \quad (06)$$

De acordo com Peterka (1984), temos quatro tipos bem distintos de ressaltos hidráulicos e sua formação é dada pelo número de Froude a montante do ressalto. O pré-ressalto ($1,7 < F_{r1} < 2,5$), o ressalto oscilante ($2,5 < F_{r1} < 4,5$), o ressalto estável ($4,5 < F_{r1} < 9,0$) e o ressalto forte ($F_{r1} > 9,0$). Já para Lencastre (1969), Ortiz (1981), Ohtsu, Yasuda & Gotoh (2001), Chanson (2009) e Tomaz (2009) existe o quinto tipo, o ressalto ondular ($1 < F_{r1} < 1,7$).

Quando o número de Froude está entre 4,5 e 9,0 teremos o ressalto estável (Figura 6) que é bem estabilizado, com baixa ação de onda a jusante. Possui uma boa eficiência, com dissipação de energia que gira em torno de 45% e 70%. O ponto onde o jato de alta velocidade tende a se deslocar coincide com a extremidade do rolo, ou seja, eles ocorrem praticamente no mesmo plano vertical (HAGER, 1995).

Figura 6 - Ressalto estável⁴.



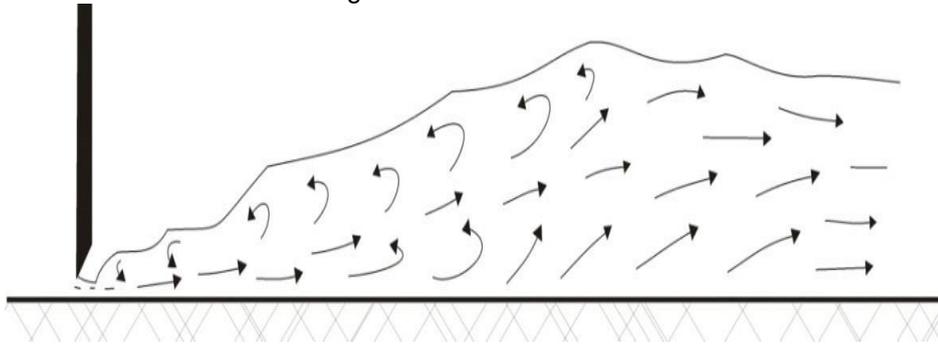
Fonte: Nóbrega (2014).

Os casos onde o número de Froude superiores a 9,0 (Figura 7) existira uma maior diferença nas alturas y_1 e y_2 é o caso onde o ressalto adquire maior dimensão. Devido a elevada formação de vórtices haverá um maior emulsão de ar e uma elevada agitação da superfície livre. Devido, as elevadas velocidades, no início do ressalto (região da altura y_1), massas de água escoam para parte inferior e entram rapidamente no circuito de maneira interrupta, acarretando uma maior frequência de ondas a jusante (LENCASTRE, 1969).

⁴ $4,5 < F_{r1} < 9,0$.

A elevada profundidade a jusante (Seção 2), induz a necessidade de utilizar uma bacia de dissipação longa e profunda para conter o ressalto forte (Figura 7), no geral é mais econômico a utilização de outras bacias de dissipação de energia, no entretanto, sua dissipação é bastante elevada podendo chegar a 85% (ORTIZ, 1981).

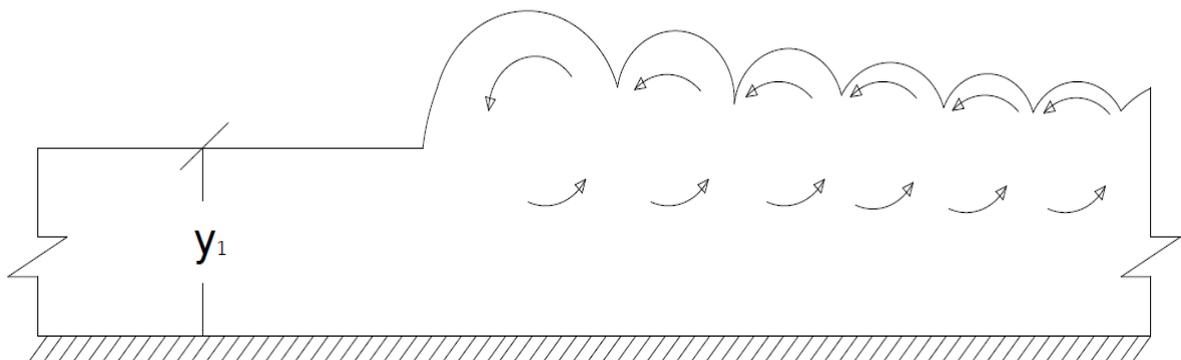
Figura 7 - Ressalto forte⁵.



Fonte: Nóbrega (2014).

Os casos onde o número de Froude, Seção 1, está compreendido entre 1,0 e 1,7 é considerado como ressalto ondular (Figura 8). Suas singularidades são: uma pequena diferença entre as alturas y_1 e y_2 e por uma baixa perturbação na superfície livre (LENCASTRE, 1969). O escoamento é bastante semelhante a uma onda estacionária, do que um ressalto propriamente dito (ORTIZ, 1981). O gradiente de pressão em um ressalto não é hidrostático (CHANSON, 2009).

Figura 8 - Ressalto ondular⁶.



Fonte: adaptado de Tomaz (2010).

O ressalto ondular não é recomendado para obras de engenharias no geral devido à longa propagação de onda que geralmente impõem cargas de impactos adicionais, vibrações e perturbações a jusante dos canais (OTHSU; YASUDA; GOTOH, 2001).

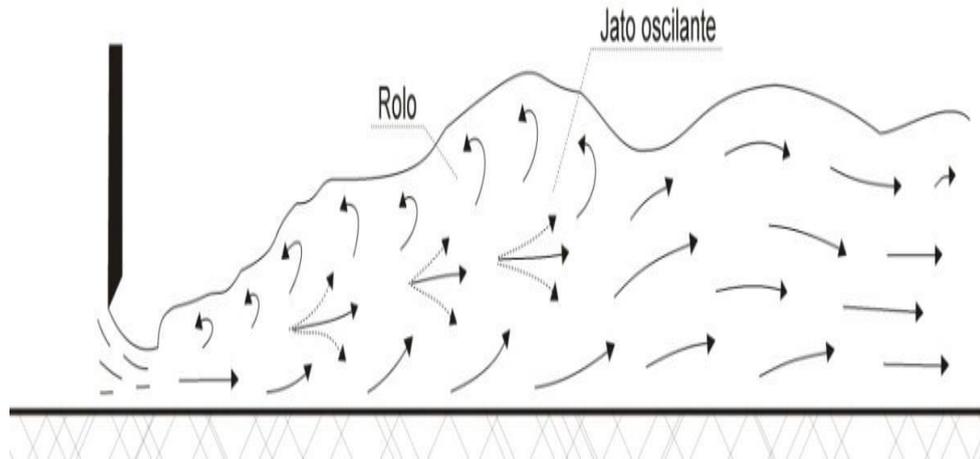
⁵ $F_{r1} > 9,0$.

⁶ $1 < F_{r1} < 1,7$

Segundo Chanson (2009), a mudança entre o ressalto ondular e o ressalto fraco está compreendida para $1,0 < F_{r1} < 3,6$ na seção 1, a transição depende basicamente das condições a montante, ou seja, é uma função da forma do canal (diretamente proporcional a profundidade supercrítica e inversamente proporcional a largura do canal) e rugosidade de fundo.

O ressalto é chamado de Oscilante quando F_{r1} está compreendido entre 2,5 e 4,5, e ele tem uma ação pulsatória (Figura 9). O jato de entrada varia do fundo à superfície e em intervalos de tempo aleatórios. A turbulência oscila bastante, hora ocorre no fundo do canal e hora ocorre na superfície (HAGER, 1995).

Figura 9 - Ressalto oscilante⁷.

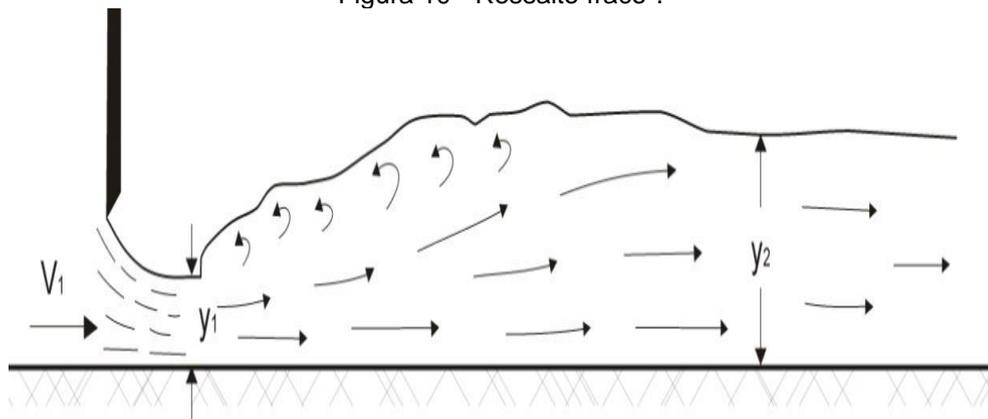


Fonte: Nóbrega(2014).

A amplitude do ressalto é quase constante ao longo do canal, porém o ressalto é bastante instável gerando oscilações não periódicas (caso não encontre obstáculos as oscilações se propagam por quilômetros). Projetos realizados nessa faixa não são tão viáveis, uma vez que esse tipo de ressalto tende a perturbar a estrutura (ORTIZ, 1981).

Para a análise do ressalto fraco (Figura 10) utilizam-se intervalos de Froude mais clássicos, mesmo ele divergindo com a faixa mencionada no parágrafo anterior. Para números de Froude F_{r1} compreendido entre 1,7 e 2,5 (com um intervalo mais refinado que o mencionado anteriormente onde $1,0 < F_{r1} < 3,6$). Existe um aumento na formação de rolos na superfície à medida que F_{r1} se aproxima de 1,7. A superfície livre é praticamente lisa, à distribuição de velocidades é bastante uniforme e a perda de energia é inferior a 20% (HAGER, 1995; LENCASTRE, 1969).

⁷ $2,5 < F_{r1} < 4,5$

Figura 10 - Ressalto fraco⁸.

Fonte: Nóbrega (2014).

3.4 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO RESSALTO

A depender das condições de contorno o ressalto pode ter localização fixa (induzida) ou variável, geralmente utilizadas em bacias de dissipação (RAJARATNAM, 1995). O ressalto hidráulico em translação é uma onda que se propaga de forma não permanente (CHANSON, 2009). O ressalto é bastante comum na natureza, estando presente nos cursos d'água natural. Alguns fatores podem induzir ao ressalto, tais como obstáculos presentes no leito do rio, mudança de declividade do leito, encontro de rios, etc.

De acordo com a equação de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58), a ocorrência do ressalto só irá ocorrer quando houver uma correspondência da lâmina a jusante y_2 com dois fatores, o primeiro é a lâmina a montante y_1 e o segundo é o número de Froude a montante F_1 (Equação 05). Dentro da ocorrência do ressalto há um equilíbrio da quantidade de movimento, ou seja, a quantidade de movimento a montante do ressalto será igual a quantidade de movimento a jusante do mesmo. O ressalto submerso ou afogado ocorre para profundidade de água superior à altura conjugada subcrítica do ressalto y_2 (LENCASTRE, 1969). O posicionamento do ressalto é junto à seção supercrítica (por esse motivo ele recebe o nome de afogado).

Segundo Ortiz (1981) a curva de descarga do curso d'água a jusante é o fator determinante para posição do ressalto na bacia. A movimentação do ressalto ao longo da bacia é uma função da variação do nível. Desse modo, caso a lâmina a montante y_2 não seja da altura necessária, o ressalto não ficará bem definido e retido dentro da bacia de dissipação, que contém o revestimento necessário para suportar o ressalto.

⁸ $1,7 < F_{r1} < 2,5$.

Este tema foi amplamente abordado por Simões, Schulz & Porto (2010), para alterar o posicionamento do ressalto, ele utilizou a rugosidade.

Caso o nível de y_2 seja muito baixo, o ressalto pode ser induzido acrescentando-se diversos acessórios na bacia de dissipação (bloco, declividade ascendente, comporta, vigas de impactos, vertedouro, etc.). Devido à grande variação da lamina a jusante y_2 o ressalto clássico raramente será utilizado como agente dissipador em casos práticos (RAJARATNAM, 1995). Por isto na maioria das situações os ressaltos são induzidos por agentes provocadores.

Considerando as condições de contorno que geram o ressalto hidráulico, podemos junta-los basicamente em três grupos:

- Condições que regem o escoamento a montante: a partir de descargas de fundo (comportas) ou a partir de escoamentos a superfície livre em canais (vertedouros).
- Condições que regem o escoamento a jusante: ressalto livre ou ressalto afogado (submergido).
- Geometria do canal a montante: ressalto formado a partir de um trecho plano ou a partir de um trecho com declividade (vertedouros).

3.5 RESSALTO HIDRÁULICO EM CANAIS PLANOS

Estudo de ressalto hidráulico é de extrema importância e vem sendo estudada desde o século XIX por pesquisadores de diversos países, com intuito de se entender melhor o comportamento desse fenômeno hidráulico.

Enquadram-se nos ressaltos de canais planos, os provocados por comporta (a jusante de descarga de fundo) e os provocados por vertedores, tanto de forma livre como afogados.

Caso não haja nenhuma condição de contorno a jusante que impeça a completa formação do ressalto (topografia do canal, obstáculos, nível d'água que se oponha ao fluxo, etc.), ele será considerado livre.

Uma das importantes características do ressalto são suas alturas conjugadas, elas estão associadas a determinação do tipo de ressalto, comprimento do rolo e descrição do próprio ressalto. O conjugado rápido do ressalto consiste na altura de entrada dele, ou seja, é onde ocorre o início da macroturbulência. Já a altura conjugada lenta corresponde a lâmina d'água a jusante do ressalto, isto é, altura da parte d'água com menor agitação do escoamento.

Existe uma série de trabalhos sobre os cálculos dessas alturas conjugadas a exemplo de: Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58), Teixeira (2003), Trierweiler (2006), etc.. No entanto, não existe unanimidade entre as relações que solucionam as alturas conjugadas, porém, a mais aceita no meio acadêmico para correlacionar as alturas é a Equação 07 de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58).

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} \right) \quad (07)$$

Onde:

y_1 = altura conjugada a montante do ressalto (entrada do ressalto), em m;

y_2 = altura conjugada a jusante do ressalto (saída do ressalto), em m;

F_{r1} = número de Froude a montante do ressalto (calculado em y_1).

A conservação da quantidade de movimento dá o embasamento teórico para a relação de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58), para uma dada seção de controle no início e no fim do salto hidráulico. As condições de contorno para que essa relação seja válida são:

- Canal retangular, plano e horizontal;
- Distribuição hidrostática de pressões e uniforme de velocidades nas seções de controle;
- Escoamento incompressível e permanente;
- Viscosidade desprezível.

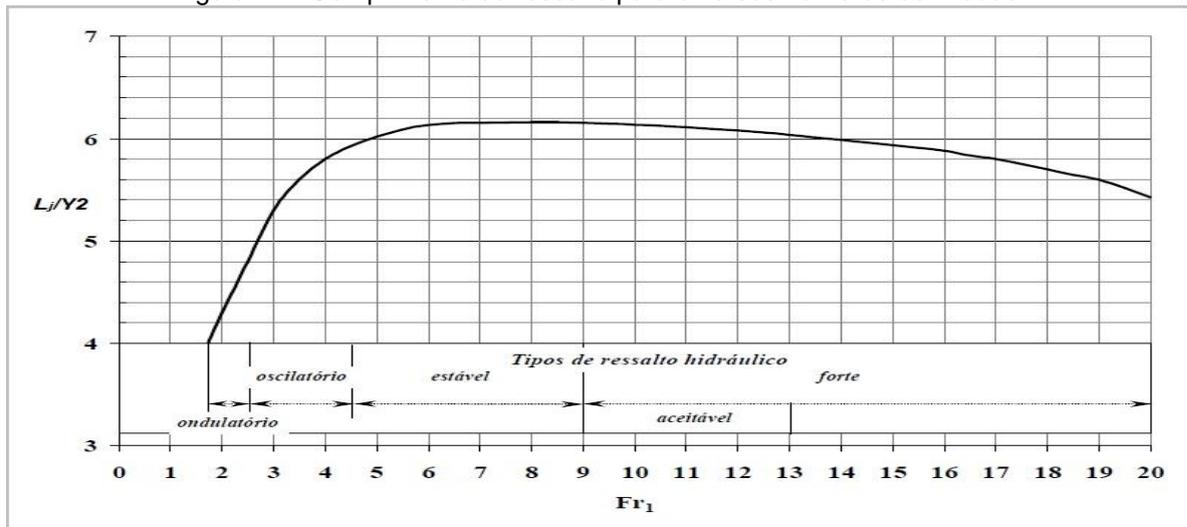
Como a influência dos efeitos diversos são geralmente desprezíveis e mesmo com tantas particularidades a relação de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58) é largamente utilizada e satisfaz a altura conjugada real do escoamento.

Em estruturas de dissipação o cálculo do comprimento do salto hidráulico é de suma importância, pois, para garantir um maior desempenho da estrutura se faz necessário o conhecimento da extensão (região dos seus efeitos) do ressalto. Existe uma gama de estudos sobre a área de influência do salto, dentre eles, será apresentado os mais difundidos. Para Bakhmeteff e Matzke (1936) e Rajaratnam (1968) o final do ressalto hidráulico se dá na seção onde a superfície média da água alcança sua maior altura e a partir desse ponto torna-se constante. Em 1959 Chow apresentou outra forma de determinação do comprimento do ressalto, ele expôs um gráfico correlaciona o número de Froude com L_j/y_2 (comprimento do ressalto dividido

pela altura a jusante). Analisando o gráfico (Figura 11) apresentado por Chow notamos três trechos bem distintos.

- Para $F_{r1} < 6$ notamos que a relação L_j/y_2 é crescente para Fr crescente;
- Para $6 < F_{r1} < 9$ notamos que a relação L_j/y_2 é praticamente constante;
- E para $F_{r1} > 9$ notamos um decréscimo da relação L_j/y_2 para o crescimento de F_r .

Figura 11 - Comprimento do ressalto para diversos números de Froude.



Fonte: adaptado de Chow (1959).

O fim das perturbações causadas pelo ressalto coincide com o final do mesmo (MARQUES, DRAPEAU & VERRETTE, 1997) e a expressão matemática descrita por ele, que correlaciona o comprimento do salto hidráulico com as alturas conjugadas, está descrita pela equação (08).

$$L_j = 8. (y_2 - y_1) \quad (08)$$

Em 1965 Rajaratnam conseguiu definir o comprimento do rolo, no ano de 1974 ele foi confirmado por Peterka e em 1986 Lopardo conseguiu a confirmar com a distância entre o início do ressalto e o ponto onde a altura da água alcança 95% de y_2 .

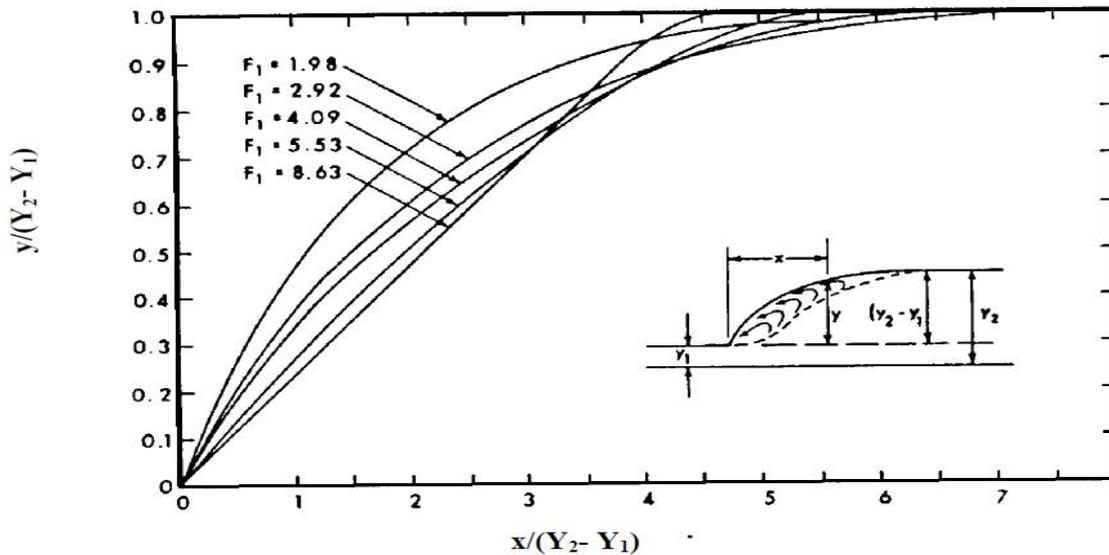
O comprimento do rolo pode ser definido como o espaço entre o início do salto e o local em que o das medidas de pressão instantânea (coeficiente de assimetria) muda de sinal e encontra seu valor mínimo (MARQUES, DRAPEAU & VERRETTE, 1997). A Equação 09 pode descrever esse fenômeno.

$$L_r = 6. (y_2 - y_1) \quad (09)$$

Da mesma forma que existem inúmeras metodologias para encontrar o comprimento do ressalto, também existe uma extensa quantidade de metodologias para encontra o comprimento do rolo (TEIXEIRA 2003; TRIERWEILER 2006).

Para um canal horizontal, a relação entre o perfil da linha d'água de um salto hidráulico foi definida para variação do número de Froude por Bakhmeteff & Matzke (1936) com confirmação por Rajaratnam & Subramanya (1968) e pode ser visto na figura (12).

Figura 12 - Perfil do ressalto em função do número de Froude.



Fonte: adaptado de Bakhmeteff & Matzke (1936).

O perfil do ressalto foi definido Rajaratnam (1962) e Rajaratnam & Subramanya (1968), através do estudo teórico de Flores (1954), e é dado pela Equação (10):

$$\frac{y-y_1}{y_2} = A_1 \left(\frac{x}{Y_1} \right) + A_2 \left(\frac{x}{Y_2} \right)^2 \quad (10)$$

Onde:

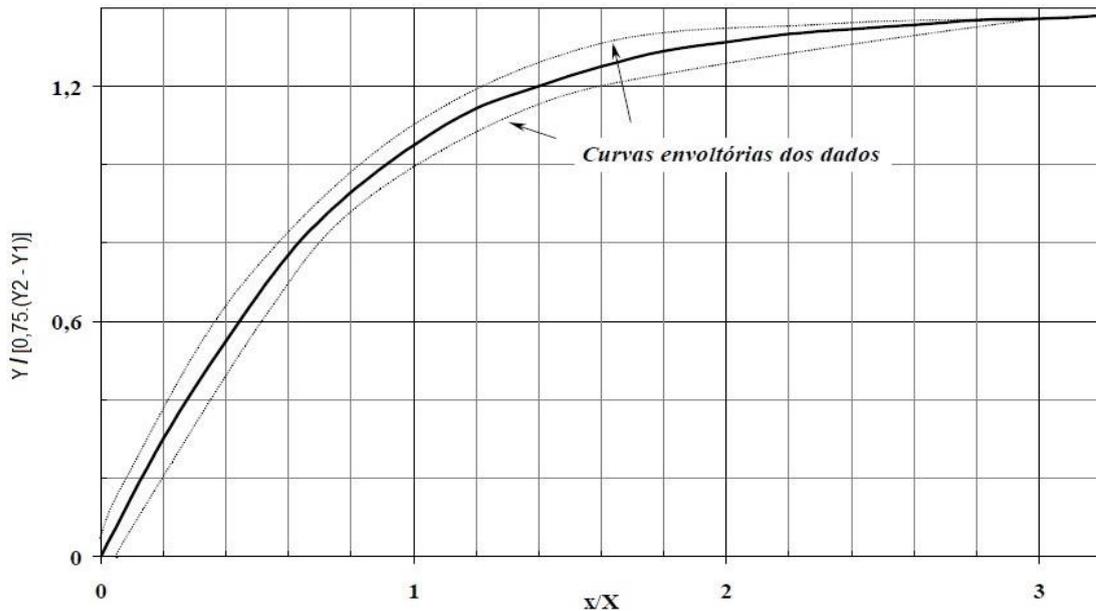
A_1 e A_2 são coeficientes que dependem do número de Froude.

De acordo com Rajaratnam e Subramanya (1968), é possível considerar coincidente o perfil de pressão sobre o fundo canal e o perfil médio da superfície da linha d'água.

Em 1992 Haddad, Delio & Lopardo considerando uma extensão periódica fictícia da linha d'água determinou, através da série de Fourier, determinou a Equação 11 para a superfície livre do salto hidráulico.

$$Y(x) \cong Y_1 + Y_1 \cdot \sin \left(\frac{\pi \cdot x}{2 \cdot L_j} \right) \quad (11)$$

Figura 13 - Perfil do ressalto hidráulico.



Fonte: Gomes, 2000.

Onde:

y = coordenada vertical do ressalto, em m;

x = coordenada horizontal do ressalto, em m;

Y_2 = altura conjugada lenta, em m;

Y_1 = altura conjugada rápida, em m;

X = Comprimento de escala horizontal, igual à posição de x para $h/[0,75(h_2 - h_1)]$, em m.

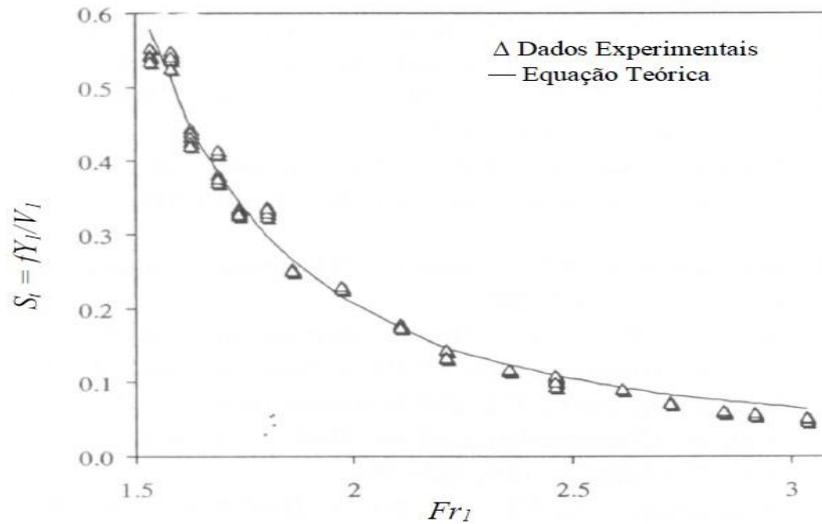
Através das oscilações presentes na superfície Mok (2004) estabeleceu uma correlação entre a flutuação da superfície livre a jusante do salto e os vórtices formados no rolo do mesmo, essa relação da frequência de formação de vórtices é mostrou-se válida para $F_{r1} > 1,5$.

$$f_{req} = \frac{V_1}{2.L_r} \quad (12)$$

Em Wiest (2008) fez uma comparação da Equação 12 com as frequências particulares da variação de nível a jusante do salto, utilizando o número de Strouhal para torna-las um termo adimensional, a análise foi feita para diversos números de Froude.

O resultado foi bastante satisfatório, pois, notamos uma grande semelhança entre o experimental e teórico na Figura 14.

Figura 14 - Frequências características da oscilação de nível a jusante do ressalto.



Fonte: Wiest, 2008.

Fragoso & Aldape (2004) analisaram um salto hidráulico tridimensional logo após um vertedouro, eles coletaram em diversos pontos as velocidades e as alturas, e traçaram a curva da superfície d'água. Perpendicularmente ao escoamento foram analisados diversos pontos (nas paredes do canal, na parte central do escoamento e em posições intermediárias). Foi verificado uma mudança no delineamento do ressalto de acordo com o ponto na superfície medida, isto é, existe a influência das paredes do canal no perfil do salto.

Bakhmetef & Matzke (1946) produziram uma das primeiras relações que equacionam a perda de energia no ressalto hidráulico, eles conseguiram determinar a eficiência da dissipação de energia ($\Delta H/H_1$) através dos desníveis de energia entre H_1 (energia a montante do salto hidráulico) e H_2 (energia a jusante do salto hidráulico) (GOMES, 2000).

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \frac{H_2}{H_1} \quad (13)$$

Onde:

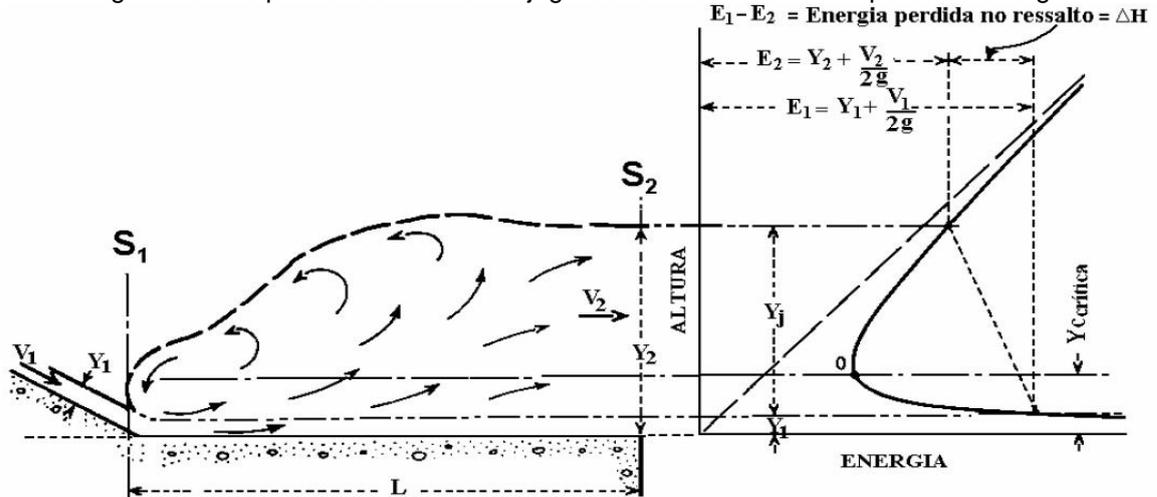
ΔH é igual à perda de energia;

H_1 é a energia do escoamento a montante do ressalto;

H_2 é a energia do escoamento a jusante do ressalto.

A diferença entre as energias E_1 (energia a montante do salto hidráulico) e E_2 (energia a jusante do salto hidráulico) nos dá ΔE (perda de energia no ressalto hidráulico), como está representada na Figura 15.

Figura 15 - Esquema das alturas conjugadas relacionadas com a perda de energia.



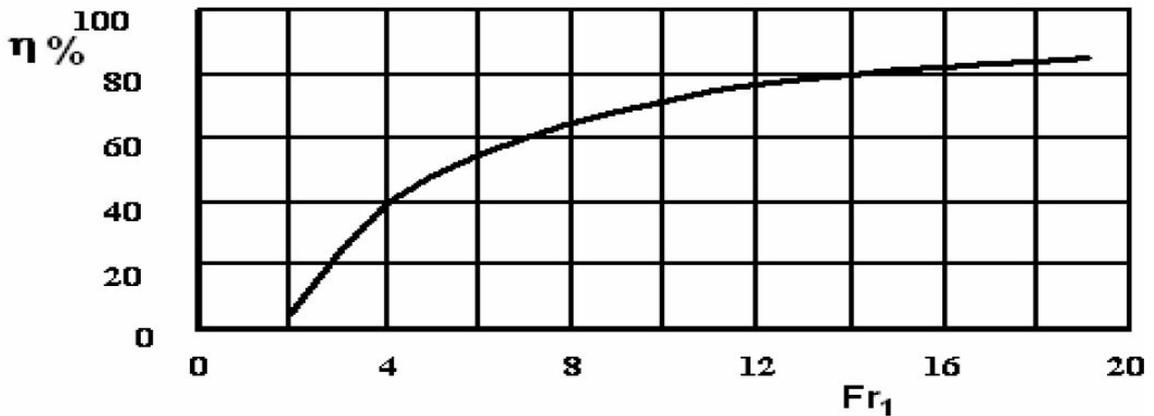
Fonte: Elevatorski (1959).

A eficiência do ressalto hidráulico pode ser expressa por $\Delta E/E_1$ (perda relativa de energia). French (1985) conseguiu desenvolver uma relação (equação 14) entre a E_2/E_1 (eficiência da perda de energia entre a seção a montante e jusante do salto hidráulico) para canais retangulares e horizontais.

$$\frac{E_2}{E_1} = \frac{[(8.Fr_1^2 + 1)^{3/2} - 4.Fr_1^2 + 1]}{[8.Fr_1^2.(2 + Fr_1^2)]} \tag{14}$$

De acordo com Peterka (1974) com o aumento do número de Froude existe uma diminuição no gradiente de proporcionalidade da entre ΔE (perda de energia no ressalto hidráulico) e E_2 (energia a jusante do salto hidráulico), ou seja, existe uma diminuição na eficiência do salto, apesar de existir uma proporcionalidade entre ΔE e Fr_1 .

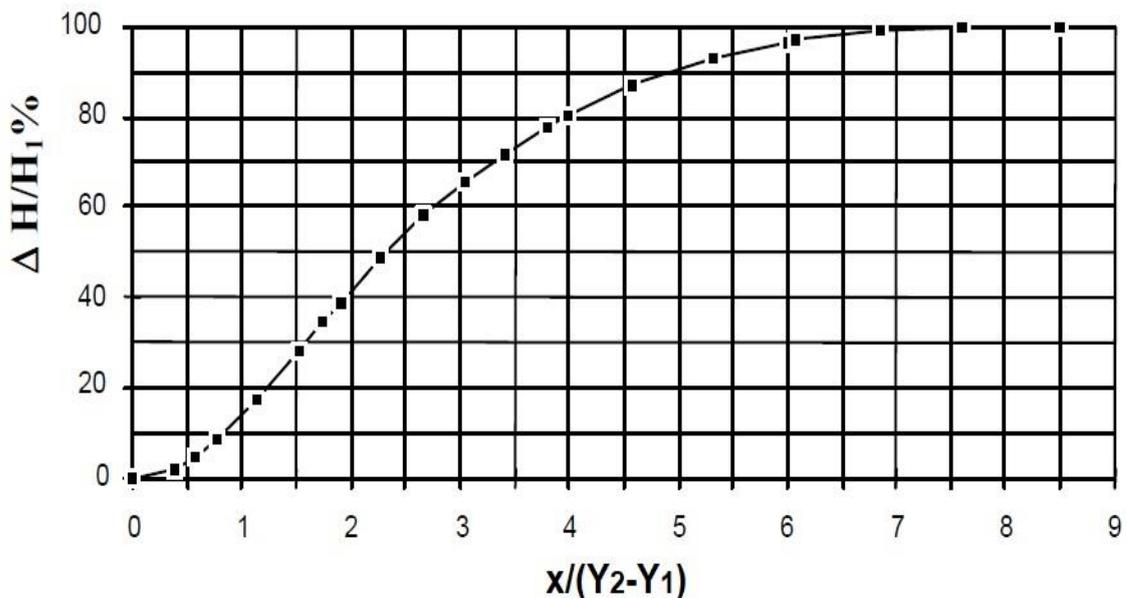
Figura 16 - Eficiência do ressalto hidráulico em relação ao número de Froude.



Fonte: adaptado de Peterka (1974).

Para saltos formados a jusante de um vertedouro Marques et al. (1998) construiu um gráfico (Figura 17) que correlaciona eficiência da dissipação de energia ($\Delta H/H_1$) com a relação entre do deslocamento horizontal pela variação de nível antes e após o ressalto ($x/(y_2 - y_1)$), isto é, há uma correlação entre as flutuações de pressão com a perda de energia.

Figura 17 - Energia dissipada ao longo do ressalto⁹.



Fonte: adaptado de Peterka (1974).

3.6 RESSALTO HIDRÁULICO PROVOCADOS EM CANAIS INCLINADOS

Em salto hidráulico provocado em canais não horizontais deve-se levar em consideração as forças gravitacionais para uma adequada solução. A solução desse fenômeno pela equação da conservação da quantidade de movimento, apesar de serem soluções limitadas para essa situação, é aplicável. Segundo French (1985), é extremamente complexa a solução do salto afogado, como descrito abaixo:

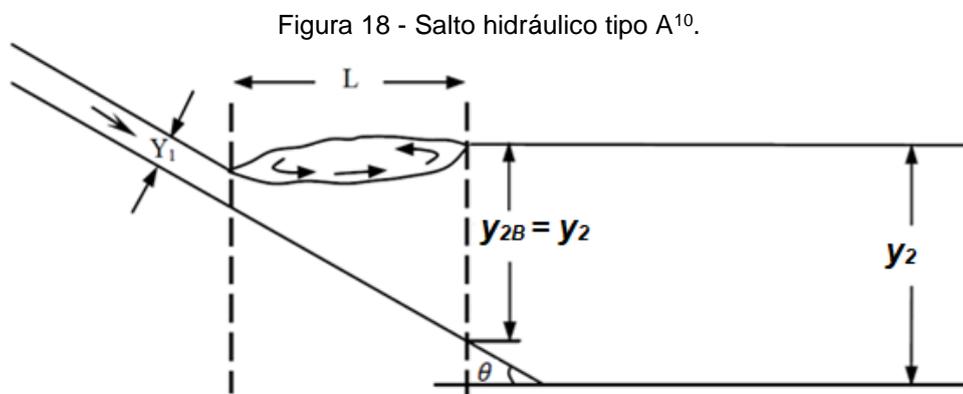
- Por não termos uma definição precisa em L_j e no perfil do salto, não teremos uma definição precisa do termo horizontal da massa do fluxo;
- Devido à grande incorporação de ar, podemos ter uma alteração significativa no γ_w (uma das características do volume de controle);
- Não é possível quantificar de forma satisfatória todas as pressões necessárias para equação da quantidade de movimento.

⁹ ΔH = perda de energia e H_1 = energia na entrada do ressalto.

Caso seja utilizada a equação da quantidade de movimento equidistante ao fundo do canal, deve-se considerar a atuação do peso do ressalto na relação (RAJARATNAM, 1967).

Kindsvater (1944 apud HAGER, 1992, p. 42), classificou o ressalto hidráulico em quatro tipos (A, B, C e D).

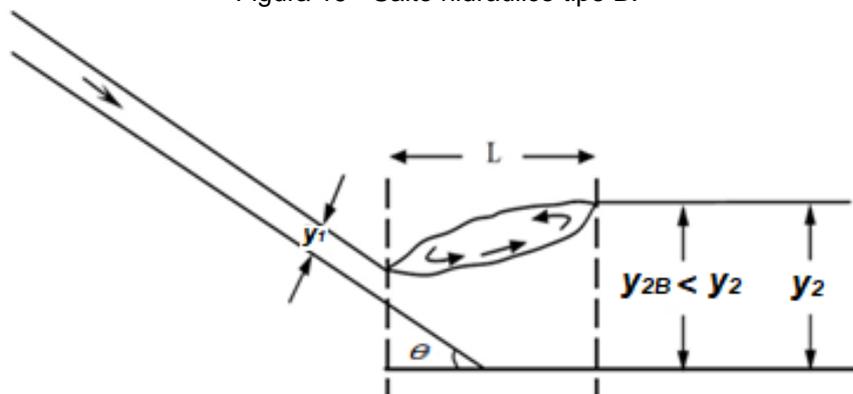
Tipo A (A-jump) é formado quando y_2 (altura do escoamento uniforme, caso livre) é igual a y_{2B} (altura conjugada lenta encontrada pela equação de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58)), isto é, o salto será encontrado a jusante do trecho inclinado (Figura 18).



Fonte: adaptado de Wiest (2008).

Tipo B (B-jump), quando o salto está na parte inclinada e na parte plana (afogando parcialmente a parte inclinada) y_2 (altura do escoamento uniforme, caso livre) é maior que y_{2B} (altura conjugada lenta encontrada pela equação de Bélanger (1828 apud TURELLA, 2010, p. 44 e 58)), Figura 19.

Figura 19 - Salto hidráulico tipo B.

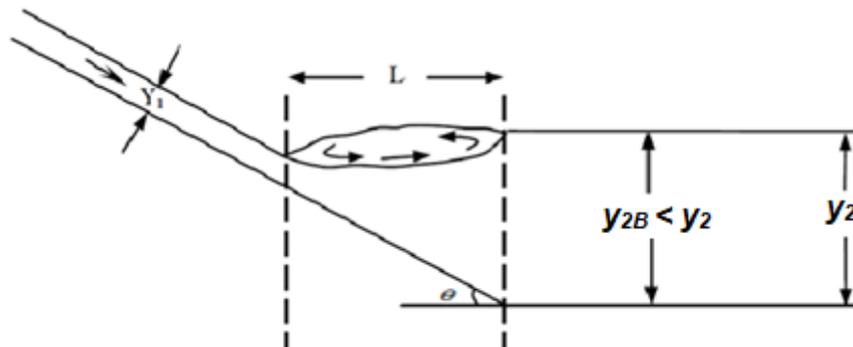


Fonte: adaptado de Wiest (2008).

¹⁰ y_1 é a altura conjugadas rápida, θ é a inclinação do canal.

Tipo C (C-jump), ocorre quando o final do salto se encontra no início da parte horizontal, isto é, o salto está totalmente compreendido na parte inclinada, ocorre quando $y_2 > y_{2B}$ (Figura 20).

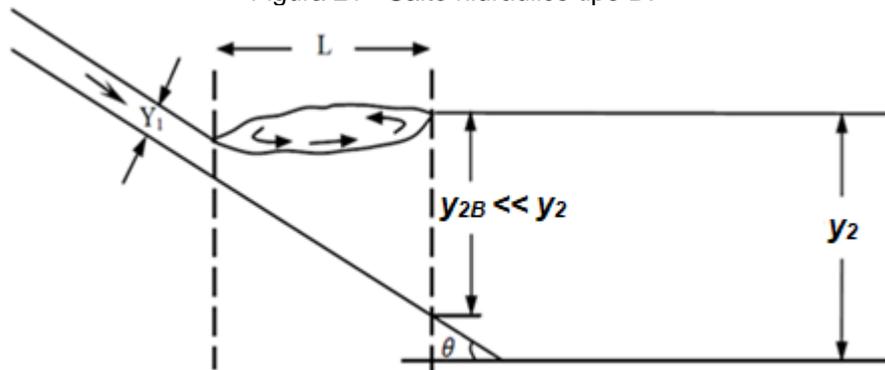
Figura 20 - Salto hidráulico tipo C.



Fonte: adaptado de Wiest (2008).

Tipo D (D-jump), ocorre quando o final do salto se encontra antes do final da inclinação, isto é, o salto está totalmente compreendido na parte inclinada (Figura 21).

Figura 21 - Salto hidráulico tipo D.



Fonte: adaptado de Wiest (2008).

Tomando superfícies paralelas à parte horizontal do canal, pode-se constatar que os saltos hidráulicos D-jump e C-jump tem os mesmos fenômenos envolvidos, isto é, mudando a referência horizontal terá que os dois fenômenos serão idênticos (PETERKA, 1974). Segundo ele, isso é pode ser constatado através de diversos experimentos.

Comparando os resultados obtidos por Bakhmeteff & Matzke (1936), Peterka (1974) realizaram vários ensaios com valores diferentes de θ ($3^\circ < \theta < 17^\circ$) e conseguiu correlações para encontrar o comprimento do ressalto e suas alturas conjugadas.

Nessa revisão será abordado apenas o escoamento do tipo B, pois, na maioria dos casos reais só ocorre o tipo B, isto é, dificilmente irá ocorrer em um caso real os escoamentos do tipo A, C e D.

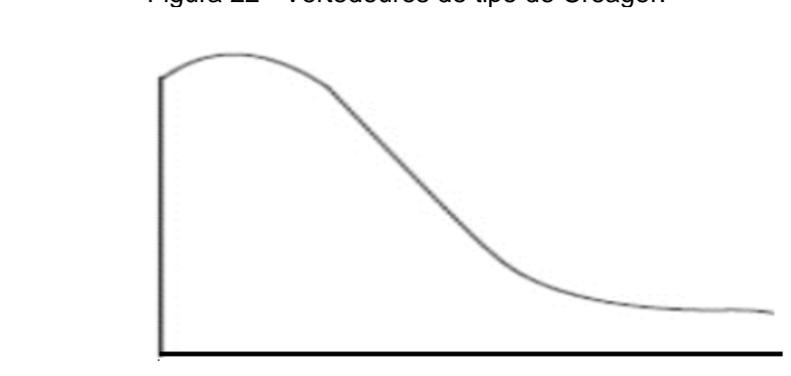
Como dito anteriormente, o salto hidráulico do tipo B ocorre quando a energia $y_2 > y_{2B}$ (altura conjugada 2), isto é, temos que fração do salto ficará na parte inclinada do canal e o restante na parte horizontal do canal.

Hager (1988) conseguiu encontrar correlações entre y_1 e y_2 (alturas conjugadas), comprimento do rolo, eficiência do ressalto, etc.

Elevatorski em 1959 estudou o ressalto afogado, Rajaratam em 1967 fez um estudo sobre os demais tipos de ressalto inclinados, entre outros, de modo geral, diversos autores contribuíram para o estudo do salto hidráulico do tipo B (PINTO, VASCONCELLOS & SEYSSEL (1988), TOSO & BOWERS (1988), MARQUES GOMES, ENDRES (1999) e WIEST (2006)).

Geralmente esse ressalto ocorre em vertedouros do tipo de Creager, seu perfil está representado na Figura 22.

Figura 22 - Vertedouros do tipo de Creager.



Fonte: adaptado de Porto (2006).

3.6.1 Alturas Conjugadas

Utilizando os estudos feitos por Kindsvater (1944 apud HAGER, 1992, p. 42), Elevatorski (1959) conseguiu desenvolver correlações entre as alturas conjugadas para o salto hidráulico tipo B - Equação 15.

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2 \cdot \cos \theta} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \cdot F_{r1} \cdot (\cos \theta)^3}{1 - 2 \cdot \delta \cdot \tan \theta}} \right] \quad (15)$$

Onde:

θ = inclinação do canal em relação à horizontal;

δ = adimensional (função de Froude e da inclinação).

Utilizando a equação da quantidade de movimento, Hager (1988) conseguiu estabelecer um fator que corresponde as forças externas que atua no escoamento. A utilização de e (depressão do ressalto) e Z (altura de início do ressalto) tornasse mais viável que a utilização do fator, por ele ser de difícil determinação (HAGER, 1988).

Através de experimentos, Wiest (2008), para certos intervalos de E conseguiu estabelecer uma relação entre y_2 / y_1 e F_{r1} (equação 16). Essa expressão é válida para inclinações do canal de 45° e Froude maior que 3 e menor que 11.

$$\frac{y_2}{y_1} = 23,5 \cdot \left(1 + \frac{3}{2} \cdot E\right)^{-2} + \frac{(F_1-3) \cdot \sqrt{2}}{\tanh\left(\frac{5}{2} \cdot E\right)} \quad (16)$$

Onde

y_2 / y_1 é a relação entre as alturas conjugadas;

$$E = e / y_2 = (y_2 - z) / y_2 \quad (17)$$

z é a desnível entre o início do ressalto e o plano que contém o fundo do canal na parte horizontal;

\tanh é a tangente hiperbólica.

É mostrada ainda a relação entre os dados experimentais os resultados obtidos de forma empírica pela equação. Desse, modo é possível evidenciar através dos valores de decaimento da variável "E". Além disso, nota-se que a diferença entre os valores sofre um leve aumento. Ao realizar uma análises de concordância entre os valores é possível notar um pequeno acréscimo das variáveis F_{r1} e y . A altura da lamina de água inicial do ressalto (y_1) é bastante difícil de medir esse pode ter sido um dos motivos das discrepâncias ocorridas.

Segundo os autores Hager (1988), Kawagoshi e Hager (1990) esta é uma relação válida somente para estruturas a montante com inclinações de 30° e 45° :

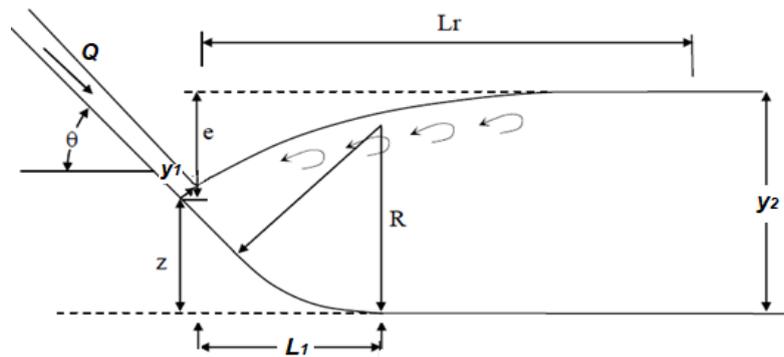
$$\frac{y_2}{y_1} = 3,75 \cdot E^{-\operatorname{tg}(\theta)} + \frac{(F_1-3) \cdot \sqrt{2}}{\tanh(3,5 \cdot \cos(\theta))} \quad (18)$$

Onde:

y_2 / y_1 é a relação entre as alturas conjugadas;

θ = inclinação do canal.

Figura 23 - Parâmetros do ressalto hidráulico tipo B.



Fonte: adaptado de Porto (2006).

Segundo (Ohtsu e Yasuda, 1991), que demonstram as relações entre as alturas conjugadas à jusante de um canal, com declividade, sem um raio de convergência com o canal horizontal, para inclinações a montante que variam entre 0° a 60° com o número de Froude entre 6,0 e 14,0:

$$\frac{L_1}{y_2} = \left[\frac{2,3}{\text{tg}(\theta)^{0,73}} - 0,8 \right] \cdot \left(\frac{y_1}{y_2} - 1 \right)^{0,75} \quad (19)$$

Onde:

L_1 = comprimento horizontal entre a seção de início do ressalto e o início do canal horizontal à jusante, em m;

θ = declividade do canal, em graus;

y_1 = altura da lâmina d'água à montante do ressalto, em m;

y_2 = altura conjugada lenta, em m.

3.6.2 Comprimento do Ressalto

Segundo Elevatorski (1959), a resolução do comprimento do ressalto é ligeiramente dificultada, primeiramente, pela falta de não se saber qual o tempo real para que o mesmo se estabilize. Desse modo, o autor estabelece em seus estudos que o final do ressalto hidráulico ocorre no ponto onde o fluxo de alta velocidade se desprende o fundo da bacia, isto é, no local imediatamente a jusante do rolo do ressalto. A Tabela 1 mostra os resultados que foram obtidos nos experimentos realizados pelo autor, utilizando diferentes declividades da estrutura.

Tabela 1 - Fórmulas para determinação do comprimento do ressalto em canais inclinados.

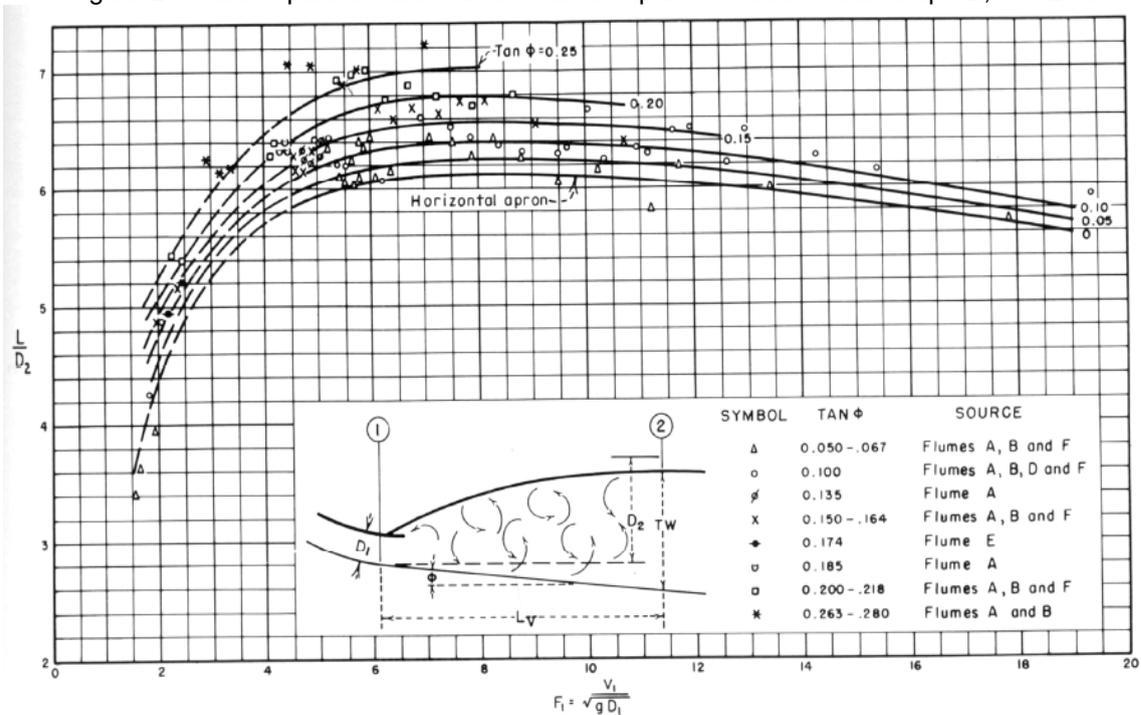
Inclinação	Comprimento do ressalto
Horizontal	$L_j = 6,5 \cdot (Y_2 - Y_1)$
1:20	$L_j = 5,2 \cdot (Y_2 - Y_1)$
1:10	$L_j = 4,4 \cdot (Y_2 - Y_1)$

1:6,7	$L_j = 3,8. (Y_2 - Y_1)$
1:5	$L_j = 3,25. (Y_2 - Y_1)$
1:3,6	$L_j = 2,75. (Y_2 - Y_1)$

Fonte: adaptado, Elevatorski (1959)

Em 1974, Peteka estimou as extensões dos saltos hidráulicos (dos tipos B, C e D), após a utilização de vários experimentos, mesmo eles sendo indicados para os tipos C e D, observou que os resultados foram satisfatórios para o tipo B, com erros praticamente desprezíveis. O comprimento do ressalto foi determinado através de y_2 (altura do escoamento lento) e F_r (número de Froude), como pode ser observado na Figura 24. Como observado no experimento, os saltos estudados por ele eram de grande extensão em relação ao y_2 , o que implica em um comprimento muito elevado do salto em escala real inviabilizando economicamente estruturas que abranjam o ressalto por inteiro. Nos experimentos foram utilizadas estruturas que possuíam declividade inferior a 15° , o que difere um pouco dos valores utilizados na pratica que normalmente estão compreendidos entre 30° e 45° , na maioria das estruturas vertentes.

Figura 24 - Ábaco para estabelecimento do comprimento dos ressaltos tipo B, C e D¹¹.



Fonte: Peterka, 1974.

¹¹ L = Comprimento do Ressalto, D2 = Altura conjugada lenta e F_1 = Número de Froude para o escoamento na entrada do ressalto.

Ohhtsu & Yasuda (1991) comprovaram em seus estudos as afirmações feitas por Peterka (1974). Além disso, seus estudos foram estendidos utilizando vertedouros com angulações de até 19° a montante dos obstáculos de dissipação de energia. Com esses estudos os autores conseguiram chegar a uma equação que relaciona o comprimento do ressalto com sua altura conjugada, estimou-se também um erro relativo de no máximo 20%, ao se comparar com resultados obtidos nos experimentos (Equação 20).

De forma complementar, é apresentada uma relação que pode ser aplicada nas estruturas com ângulos entre 19° e 60° como mostra a Equação 21. Os autores chegaram a essas conclusões comparando seus dados experimentais com os de outros pesquisadores, que estudaram sobre o mesmo assunto tais como: Kawagoshi & Hager (1990) e Hager (1988).

$$L_j/h_2 = 5,75 \cdot \text{tg}(\theta) + 5,7 \quad \text{Valido para } 0^\circ \leq \theta \leq 19^\circ \text{ e } 4 \leq Fr \leq 14 \quad (20)$$

$$L_j/h_2 = 4,6 \cdot \left(\frac{h_d}{h_2}\right) + 5,7 \quad \text{Valido para } 19^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \text{ e } 4 \leq Fr \leq 14 \quad (21)$$

Onde:

L_j = comprimento do ressalto afogado, em m;

h_d = altura da lâmina d'água à jusante do ressalto e, em m;

h_2 = altura conjugada lento, em m.

3.6.3 Comprimento do rolo

A extensão do rolo é usualmente conhecida como a faixa onde não há liberação das bolhas presentes no interior do salto. Em 1988 Hager, conseguiu estabelecer uma correlação entre L_r (extensão do rolo) e y_2 (altura do escoamento lento), sendo ambos dependentes de F_1 e do parâmetro λ . A correlação entre as variáveis anteriores é expressa pela Equação 22:

$$\lambda = \lambda_2 \cdot \text{tg}(\varepsilon) \cdot (F_1 - 2) \quad (22)$$

Com:

$$\lambda = L_r/h_2; \quad (23)$$

$$\lambda_2 = (5,2 + a) + (5 - b) \cdot E; \quad (24)$$

$$\text{tg}(\varepsilon) = -\frac{1}{8} \cdot \left(1 + \frac{4}{3} \cdot E + 4 \cdot E^4\right). \quad (25)$$

Onde:

L_r = Comprimento do rolo, em m;

h_2 = altura conjugada lenta do ressalto, em m;

$$E = e/Y_2 = (Y_2 - z)/Y_2. \quad (26)$$

a e b conforme tabela (3.2):

$a = 0$	$b = 0$	$0 < E < 0,3$
$a = 1,5$	$b = 5$	$0,3 \leq E < 0,63$
$a = -1,65$	$b = 0$	$0,63 \leq E \leq 0,9$

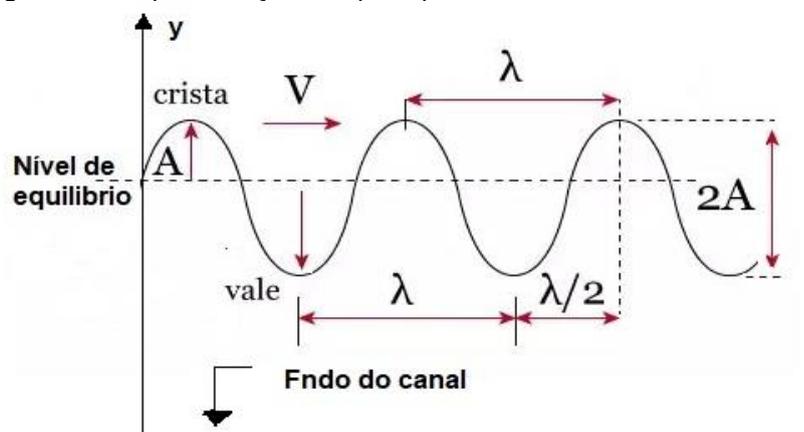
Fonte:O autor (2020)..

O comprimento do rolo é ainda mencionado por Ohtsu e Yasuda (1990). Os autores demonstram que os valores obtidos por Hager (1988) e Kawagoshi & Hager (1990) indicam a mesma tendência que os valores calculados por eles para o comprimento do ressalto (Equação 18), para valores de $F_{r1} \geq 4$.

3.7 PROPAGAÇÃO DO RESSALTO HDRÁULICO

A onda (Figura 25) pode ser definida como a variação periódica de sua amplitude no tempo, ou seja, variação temporal e espacial da altura de escoamento (y) ou da altura (y) e da vazão (Q). Em relação à maioria das ondas, algumas características comuns e bastante importantes: a distância entre dois pontos consecutivos paralelos à linha média, onde ambos os pontos possuem as mesmas características – ascendentes ou descendentes, mesmas distâncias do nível de equilíbrio das oscilações, etc - que é chamado de comprimento da onda (λ), distância entre a linha média das oscilações e a crista ou vale (parte mais alta ou parte mais baixa da onda, respectivamente) que chamamos de amplitude da onda (A) e a diferença de nível entre a crista e o vale da onda que consiste em duas vezes a amplitude ($2.A$).

Figura 25 - Representação das principais características de uma onda¹².



Fonte:O autor (2020)..

¹² A=amplitude da onda, V= velocidade de translação da onda e λ = comprimento da onda.

Podemos classificar as ondas de várias formas, algumas delas são: ondas capilares, ondas de gravidade, onda oscilatória, onda de translação, onda solitária, entre outras.

Onda capilar é uma onda que viaja pela interface entre dois fluidos de viscosidades distintas, em que predomina a ação da tensão superficial e ocorrem habitualmente na natureza. Normalmente, a onda capilar formada na água tem uma baixa amplitude, pois, é formada pela interação do ar com a água (brisa e ventos de baixa velocidade e com pequenas áreas de atuação). No entanto, quando a superfície de atuação do vento é grande (alto-mar) e as velocidades dos ventos são elevadas, essa amplitude pode ser bem acentuada. Ela também é bastante perturbadora quando é ocasionada por falhas tectônicas e vulcões chegando a causar tsunamis.

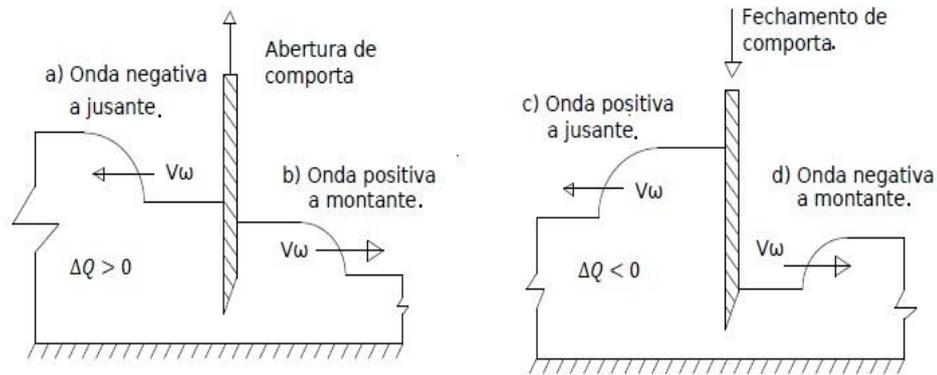
Ondas de gravidade ou ondas de flutuação são fenômenos físicos que atuam em qualquer meio fluido, semelhantes as ondas do mar. A denominação de ondas de gravidade foi atribuída a esse tipo de onda porque as vezes elas atuam na atmosfera e é a gravidade que reestrutura o equilíbrio. A onda oscilatória é caracterizada por não haver um transporte expressivo de massa na direção da propagação.

Por outro lado, a onda de translação é caracterizada por transportar massa líquida no seu sentido. As vezes denominada de onda solitária, pois, possui um único pico, isto é, possui um tramo de depleção e outro de acessão (Figura 26 – a, b, c e d).

- Uma onda de translação é dita negativa a jusante (Figura 26 – a) se a onda segue para montante e altura a montante (y_m) é maior que altura jusante (y_j);
- Uma onda de translação é dita positiva a montante (Figura 26 – b) se a onda segue para jusante e altura a montante (y_m) é maior que altura jusante (y_j);
- Uma onda de translação é dita positiva a jusante (Figura 26 – c) se a onda segue para montante e altura a montante (y_m) é menor que altura jusante (y_j);
- Uma onda de translação é dita negativa a montante (Figura 26 – d) se a onda segue para jusante e altura a montante (y_m) é menor que altura jusante (y_j).

A velocidade absoluta da onda (v_ω) consiste na velocidade média da onda tomando como referencial as margens do canal. Matematicamente ela pode ser expressa pela Equação 27).

$$v_\omega = v \pm c \tag{27}$$

Figura 26 - Propagação de ondas de translação¹³.

Fonte: adaptado, Porto (2006).

Onde o sinal é adotado quando v_{ω} estiver contrário ao sentido do escoamento e o sinal positivo será adotado quando v_{ω} estiver no sentido do escoamento. Já o valor da celeridade (c) será calculado pela Equação 27 que é válida para ondas de gravidade oscilatórias de pequena amplitude, sem considerar a tensão superficial e a viscosidade, equação deduzida por Airy:

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2 \cdot \pi} \cdot th\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \bar{y}}{L}\right)} \quad (27)$$

Onde,

L é o comprimento da onda, em m;

\bar{y} é a altura do escoamento não perturbado, em m.

Dois casos particulares são observados: um quando temos águas profundas ($\frac{L}{y} < 20$) e o outro quando temos águas rasas ($\frac{L}{y} \geq 20$).

No primeiro caso ($\frac{L}{y} < 20$) temos que $L \ll y$ isso implica que $th\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \bar{y}}{L}\right) \rightarrow 1$ e a celeridade torna-se a Equação 28:

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2 \cdot \pi}} \quad (28)$$

No segundo caso ($\frac{L}{y} \geq 20$) temos que $L \ll y$ a tangente hiperbólica tende ao valor do arco $th\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \bar{y}}{L}\right) \rightarrow \frac{2 \cdot \pi \cdot \bar{y}}{L}$, logo a celeridade torna-se a equação 29:

$$c = \sqrt{g \cdot \bar{y}} \quad (29)$$

¹³ Abertura de comporta - a) Onda negativa a jusante e b) Onda positiva a montante. Fechamento de comporta - c) Onda positiva a jusante e d) Onda negativa a montante.

3.7.1 Propagação, velocidade e altura da onda - escoamento bruscamente variado

Consiste em um escoamento onde há uma brusca variação de alturas, provocado por um fechamento/abertura rápido (a) da comporta de um canal, caracterizado por uma crista alta, acentuada perturbação no escoamento e rápida variação de vazão. Normalmente é observado o fenômeno do ressalto hidráulico, caso o escoamento encontre-se no regime torrencial, na propagação de onda. Alguns tipos de escoamentos podem ser observados na Figura (26), onde está representado os escoamentos bruscamente variados provocados pelo fechamento ou abertura rápido (a) da comporta. A relação entre o escoamento antes da onda e após a onda é expressa pela Equação (30).

$$Q_{final} = Q_{inicial} + \Delta Q \quad (30)$$

Onde,

Q_{final} consiste na vazão resultante na seção da onda;

$Q_{inicial}$ é a vazão do escoamento antes da perturbação da onda;

ΔQ é a vazão da onda, $\Delta Q > 0$ (Figura 26 – a e b) haverá um incremento de vazão a jusante (abertura de comporta) e $\Delta Q < 0$ (Figura 26 – c e d) haverá um decréscimo de vazão a jusante (fechamento de comporta).

A determinação do acréscimo/decrécimo de altura (Δy) no escoamento e velocidade da onda (v_ω) é de extrema importância no dimensionamento de estruturas hidráulicas, onde existe a possibilidade de ocorrer esse fenômeno. Aplicando-se a equação da continuidade e do teorema da quantidade de movimento pode-se encontrar uma relação para determinar v_ω e Δy .

Considerando que estamos trabalhando com um fluido incompressível com escoamento permanente, temos:

- Equação da continuidade:

$$\iint \vec{v} \cdot d\vec{A} = 0 \rightarrow (v_2 - v_\omega) \cdot A_2 = (v_1 - v_\omega) \cdot A_1 \quad (31)$$

- Teorema da quantidade de movimento:

$$\sum F_x = F_1 - F_2 = \gamma \cdot \bar{y}_2 \cdot A_2 - \gamma \cdot \bar{y}_1 \cdot A_1 = \iint v_x \cdot \rho \cdot \vec{v} \cdot d\vec{A} \quad (32)$$

Onde,

$\sum F_x$ consiste no somatório das forças externas atuante no volume de controle;

\bar{y}_i consiste na altura até o centroide da seção de escoamento;

Equação (32) válida para tensão de cisalhamento nula (entre o canal e o fluido) e canal horizontal. Desenvolvendo a Equação 32 encontramos a Equação 33:

$$\gamma \cdot \bar{y}_2 \cdot A_2 - \gamma \cdot \bar{y}_1 \cdot A_1 = -\rho \cdot (v_2 - v_\omega)^2 \cdot A_2 + \rho \cdot (v_1 - v_\omega)^2 \cdot A_1 \quad (33)$$

Isolando o termo $(v_2 - v_\omega)$ na Equação 31 e substituindo-o na Equação 33, após algumas manipulações, é possível encontrar a Equação 34.

$$(v_1 - v_\omega)^2 = \frac{g \cdot A_2 \cdot (\bar{y}_2 \cdot A_2 - \bar{y}_1 \cdot A_1)}{A_1 \cdot (A_2 - A_1)} \quad (34)$$

Finalmente, isolando o termo v_ω , é possível obter a equação (35).

$$v_\omega = v_1 \pm \sqrt{\frac{g \cdot A_2 \cdot (\bar{y}_2 \cdot A_2 - \bar{y}_1 \cdot A_1)}{A_1 \cdot (A_2 - A_1)}} \quad (35)$$

Onde será adotado o sinal positivo quando o deslocamento da onda for no sentido do escoamento e negativo quando for oposto.

Correlacionado as Equações 31 e 34, de modo a eliminar o termo v_ω , será obtido a Equação 36 onde podemos encontrar a altura da onda ($\Delta y = |y_2 - y_1|$).

$$\bar{y}_2 \cdot A_2 - \bar{y}_1 \cdot A_1 = \frac{A_1 \cdot A_2 \cdot (v_1 - v_2)^2}{g \cdot (A_2 - A_1)} \quad (36)$$

Através da Equação 36, sabendo-se dos valores de v_1 (ou Q_1), y_1 e ΔQ , é possível através de métodos iterativos encontrar as variáveis v_2 e y_2 . E conseqüentemente, através da Equação 35, determinar v_ω .

Caso o canal seja retangular ($A_1 = b \cdot y_1$, $A_2 = b \cdot y_2$, $\bar{y}_1 = y_1/2$ e $\bar{y}_2 = y_2/2$) é possível fazer algumas simplificações e alterar a Equação 35 encontrando a Equação (37).

$$v_\omega = v_1 \pm \sqrt{\frac{g \cdot y_2}{2 \cdot y_1} \cdot (y_1 + y_2)} \quad (37)$$

Isolando-se v_ω , na Equação 31, e considerando $A_1 = b \cdot y_1$, $A_2 = b \cdot y_2$ obtém-se a Equação 38.

$$v_\omega = \frac{v_2 \cdot y_2 - v_1 \cdot y_1}{y_2 - y_1} \quad (38)$$

3.8 VERTEDOUROS

No estudo da hidráulica, um vertedouro, vertedor, sangrador, desaguadouro ou sangradouro (ou mesmo descarregador, nomenclatura usada em Portugal) se trata de uma estrutura hidráulica que pode ser utilizada com diferentes finalidades, tais como: medição e controle de vazão, sendo estes os principais usos (ALMEIDA, et al. 2016). Segundo BALBI (2008) nas barragens, deve-se despejar o excesso de água para jusante de modo seguro. Isto pode ser feito de diferentes formas, a principal delas fazendo uso de vertedores-extravasores. O vertedor é, sobretudo, um orifício sem a

parte superior. Assim, vertedores-extravasores contêm uma parte inicial que é o vertedor propriamente dito, acompanhado de um canal (geralmente bastante inclinado), de modo a possibilitar o escoamento da água até a bacia de dissipação onde se forma um ressalto hidráulico (PORTO, 2006). Há diferentes tipos de vertedores-extravasores, sendo este um deles. Em Itaipu, por exemplo, o escoamento é monitorado através de comportas (ação que pode não ocorrer em outras barragens). Ele segue pelo vertedor, escoar por um canal (mais de um canal) e “salta” na extremidade final do canal (que possui inclinação positiva). Esta categoria de vertedor é denominado como Salto Esqui e pode ser encontrado em outras barragens de menor porte. Dessa maneira, pode-se dizer que o vertedor-extravasor é uma estrutura artificial realizada com o propósito de conduzir de forma segura a água através de uma barreira, costumeiramente uma barragem, e que o vertedor é uma estrutura hidráulica cuja geometria assemelha-se à de um orifício do qual a parte superior foi suprimida, tendo como intuito, por exemplo, a aferição de vazão de um determinado escoamento de água (MARQUES et al. 1998).

3.8.1 Classificação dos vertedouros

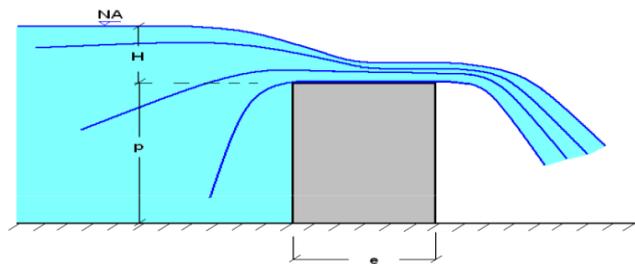
Os vertedouros podem ser classificados quanto a sua forma, altura relativa da soleira, espessura da parede, largura relativa da soleira, forma da lamina, perfil da soleira, posição do vertedor, perfil do fundo, normalizações, etc.

- Forma: Simples ou composta.
 - Simples: retangular, triangular, trapezoidal, circular, exponencial, etc, ou seja, pode ser construído com qualquer forma geométrica desejada;
 - Compostos: consiste na utilização em mais de uma forma geométrica.
- Altura relativa da soleira: livres ou afogados.
 - Livres (completos) $p > p'$ (Figura 29 - a);
 - Afogados (incompletos) $p \leq p'$ (Figura 29 - b).

Espessura da parede: parede delgada ou parede esfeça (Figura 27).

- Parede delgada (soleira fina) ocorre quando $e \leq \frac{2.H}{3}$, ou seja, a linha d'água faz um pequeno contato com a crista da soleira na forma de uma linha;
- Parede esfeça (soleira esfeça) ocorre quando $e \leq \frac{2.H}{3}$, ou seja, existe uma área maior de contato entre a lamina e a crista da soleira.

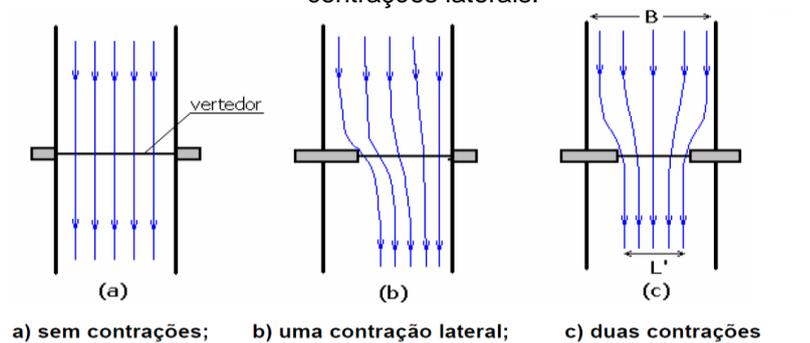
Figura 27 - espessura da parede do vertedor.



Fonte: UFOP (2014).

- Largura relativa da soleira: sem contrações laterais ou com uma (ou duas) contrações laterais (Figura 28).
- Sem contrações laterais (Figura 28 - a): quando a largura do canal é igual à largura do vertedor ($L = B$);
- Com uma (Figura 28 - b) ou duas (Figura 28 - c) contrações laterais: quando a largura do canal é maior que a largura do vertedor ($L < B$).

Figura 28 - Contração lateral: a) sem contração lateral, b) com uma contração lateral e c) com duas contrações laterais.



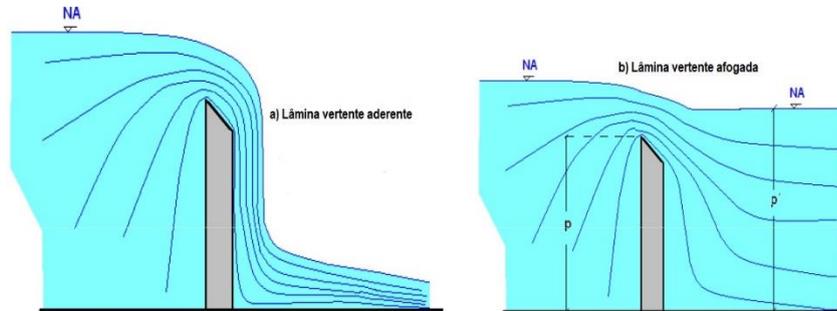
a) sem contrações; b) uma contração lateral; c) duas contrações

Fonte: UFOP (2014).

- Forma da lâmina: lâmina livre ou lâmina alterada.
 - Lâmina livre ocorre quando a aeração na face inferior deforma que a pressão seja igual à pressão atmosférica (Figura 27 - a);
 - Lâmina alterada ocorre quando a lâmina é aderente (Figura 29 - a) ou contraída.
- Perfil da soleira: Crista viva ou Crista arredondada.
 - Crista viva: crista no formato de um ângulo, ou seja, não é uma crista suave (Figura 29);
 - Crista arredondada: crista que tem a geometria suave, ou seja, é uma curva (Figura 30).
- Perfil do fundo: em nível ou em degrau.
 - Em nível: a superfície do vertedouro é uma curva/reta (Figura 30);

- Em degrau: normalmente utilizado quando o desnível é bastante acentuado, geralmente é visto em dissipadores de energia ou escadas para facilitar a subida de peixes na piracema.

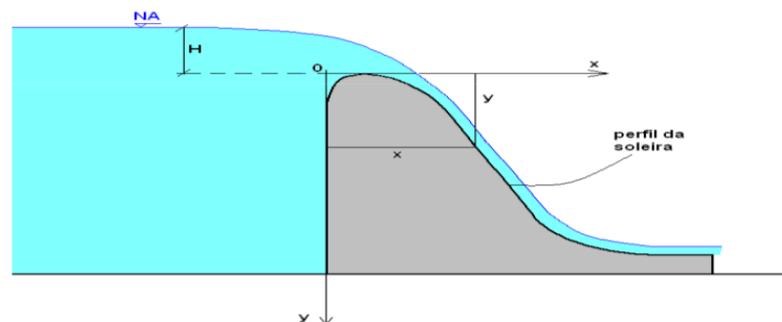
Figura 29 – Vertedores delgados - a) lâmina vertente aderente e b) lâmina vertente afogada.



Fonte: UFOP (2014).

- Normalizações: vertedor padrão ou vertedor particular.
- Vertedor padrão: padrão pré-definido na literatura;
- Vertedor particular: padrão não existente na literatura, ou seja, feito para atender uma situação particular.

Figura 30 - Perfil da crista do vertedor arredondado.



Fonte: UFOP (2014).

Neste capítulo serão descritas de forma minuciosa todas as etapas que ocorreram durante o desenvolvimento do trabalho, bem como os materiais utilizadas e a localização de onde foram realizados os ensaios da presente pesquisa.

3.8.2 Cálculo da vazão dos vertedores

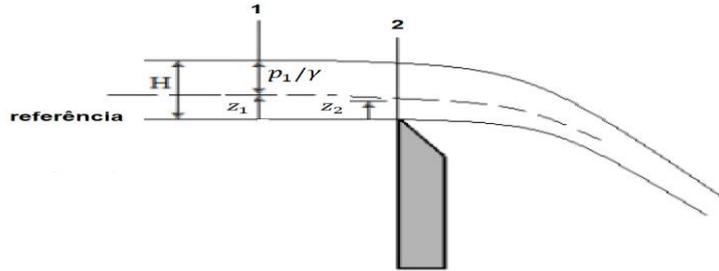
Como mencionado anteriormente, uma das funções do vertedouro é a determinação da vazão do escoamento. A determinação da vazão depende basicamente de sua geometria, diferença entre níveis a montante e a jusante, espessura, se o escoamento livre, contraído ou aderente, se há ou não contração

lateral, perfil da soleira, etc. Nos próximos tópicos serão demonstrados o cálculo da vazão para alguns perfis de vertedores.

3.8.2.1 Vertedor de soleira delgada.

Utilizando a equação de Bernoulli entre a Seção 1 e 2 (Figura 31), desprezando-se as perdas de carga, conclui-se que as cargas são iguais em ambas as seções.

Figura 31 - Perfil perpendicular de um vertedor com soleira delgada.



Fonte: O autor (2020)..

Geralmente é considerado que em um jato livre a pressão atuante na parte inferior e na parte superior será igual à atmosférica, ou seja, $p_2/\gamma = 0$. Logo a equação de Bernoulli ficará:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2.g} + z_1 = \frac{v_2^2}{2.g} + z_2 \quad (39)$$

Chamando de y_1 a carga piezométrica da Seção 1 e isolando a velocidade na Seção 2 (v_2) a equação ficará:

$$v_2 = \sqrt{2.g.(y_1 + \frac{v_1^2}{2.g} - z_2)} \quad (40)$$

Como a vazão é pode ser representada pelo diferencial da velocidade da área, teremos que:

$$dQ = v_2 . b . dz \quad (41)$$

Onde b é a largura do canal e podendo ser variável em função de z , ou seja, $b = f(z)$.

3.8.2.2 Vertedor retangular.

Para vertedores retangulares temos que b não varia em função de z , ou seja, $b = cte$. Para encontrar a expressão que define Q deve-se integrar a equação (41) e para isso é necessário definir o intervalo de integração de z , considerando que z varia da crista do vertedor até a parte superior da lamina d'á na Seção 2 (Figura 31) e que

a lâmina na Seção 2 não faz uma curva ($\Delta z = H$), o que não ocorre na realidade, encontrasse a equação (42) que expressa a vazão de um vertedor retangular.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(H + \frac{v_1^2}{2g} \right)^{2/3} - \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{2/3} \right] \quad (42)$$

Levando-se em consideração as aproximações feitas para chegar na Equação 42, considerar que o jato uma trajetória retilínea até a Seção 2, que a pressão na Seção 2 é igual à atmosférica e que não existe dissipação de energia entre a Seção 1 e 2, nota-se que a equação necessita de uma correção. Essa correção se dá pelo coeficiente de descarga ($c_d = f \left(Rey, We, \frac{H}{p} \right)$). Se o jato for aerado e livre c_d será praticamente independente de Reynolds. A vazão sendo pequena, o jato terá pequenas dimensões e irá aderir na parede do vertedor, fazendo com que o efeito da tensão superficial seja relevante. Caso a vazão seja grande, jato espeço, aerado e não aderente, pode-se admitir que $c_d = f \left(\frac{H}{p} \right)$. Logo a Equação 43 representará com maior fidelidade a vazão do escoamento.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot L \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot c_d \cdot \left[\left(H + \frac{v_1^2}{2g} \right)^{2/3} - \left(\frac{v_1^2}{2g} \right)^{2/3} \right] \quad (43)$$

A determinação do c_d pode ser definido tanto por experimento como por dimensionamento teórico. Vários pesquisadores determinaram equações para encontrar o valor de coeficiente de descarga.

Segundo Bazin (1889 apud ROCHA, 2016, 7 f.), o coeficiente pode ser calculado pela Equação 44:

$$c_d = \left(0,6075 + \frac{0,0045}{H} \right) \cdot \left[1 + 0,55 \cdot \left(\frac{H}{H+p} \right)^2 \right] \quad (44)$$

Valido para: $0,08 < H < 0,5\text{m}$ e $0,20 < p < 2,0\text{m}$.

Já para Rehbock (1912 apud ROCHA, 2016, 7 f.), pode-se determinar o coeficiente pela Equação 45:

$$c_d = 0,605 + \frac{0,08 \cdot H}{p} + \frac{1}{1000 \cdot H} \quad (45)$$

Valido para: $0,05 < H < 0,8\text{m}$, $p > 0,3\text{m}$ e $p > H$.

Em 1929 Rehbock (apud ROCHA, 2016, 7 f.) definiu outra relação para o coeficiente (Equação 46):

$$c_d = \left[0,6035 + 0,0813 \cdot \left(\frac{H+0,0011}{p} \right) \right] \cdot \left[1 + \frac{0,0011}{H} \right]^{3/2} \quad (46)$$

Valido para: $0,03 < H < 0,75\text{m}$, $l > 0,3\text{m}$, $p > 0,3\text{m}$ e $p > H$.

De acordo com Francis (1905 apud ROCHA, 2016, 7 f.), a Equação 47 determina o coeficiente:

$$c_d = 0,615 \cdot [1 + 0,26 \cdot (\frac{H}{H+p})^2] \quad (47)$$

Valido para: $0,25 < H < 0,8\text{m}$, $p > 0,3\text{m}$ e $p > H$.

A Equação 48, definida por Kindsvater & Carter (1957 apud ROCHA, 2016, 7 f.), determina o coeficiente:

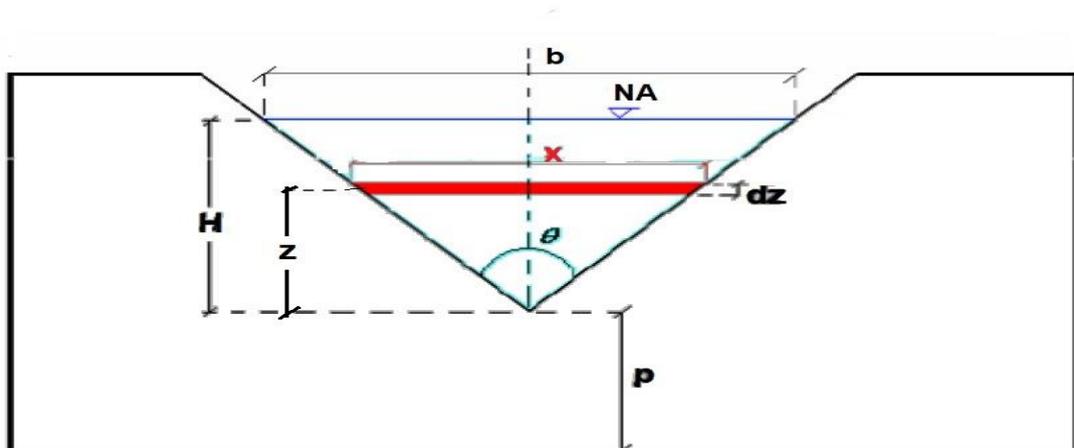
$$c_d = 0,602 + 0,075 \frac{H}{p} \quad (48)$$

Valido para: $0,03 < H < 0,21\text{m}$, $0,10 < p < 0,45\text{m}$ e $l > 0,82\text{m}$.

3.8.2.3 Vertedor triangular.

Para pequenos escoamentos o vertedor triangular representa com maior fidelidade as vazões. Em relação ao retangular, o triangular aumenta muito mais o H , devido á variação de largura no triangular. A determinação da expressão para determinar a vazão é a mesma que a do vertedor retangular, levando em consideração apenas que $b = f(Z)$, ou seja, b não será constante (Figura 32).

Figura 32 - Vertedor triangular



Fonte: UFOP (2014).

Realizando a integração considerando $b = f(Z)$, encontra-se a Equação 49.

$$Q = \frac{8}{15} \cdot c_d \cdot H^{\frac{5}{2}} \cdot \text{tg} \left(\frac{\theta}{2} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g} \quad (49)$$

De acordo com Lens (1943), os vertedores triangulares têm dependência direta com θ , mas o c_d estão compreendidos entre 0,58 e 0,62.

Outra forma de se obter o coeficiente c_d é pelos coeficientes de contração (c_c) e de velocidade (c_v):

$$c_d = c_c \cdot c_v \quad (50)$$

$$c_c = \frac{A_c}{A_t} \quad (51)$$

$$c_v = \frac{v}{v_t} \quad (52)$$

Onde,

A_c é área da seção contraída, em m²;

A_t é área total da Seção 2, em m²;

v é velocidade real do escoamento, em m/s;

v_t é a velocidade teórica do escoamento, em m/s.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

A presente pesquisa envolveu o estudo experimental de caracterização do fenômeno ressalto hidráulico, a montante, gerado através de um barramento brusco em um canal de acrílico de declividade variável. Além disso, analisou-se a variação da transição vertical ao longo das seções previamente divididas do canal. Todos os resultados extraídos dos experimentos foram modelados em planilha eletrônica, com intuito de fazer um estudo dos resultados obtidos na prática. O processo metodológico empregado para o desenvolvimento deste trabalho consistiu nas seguintes etapas descritas abaixo.

4.1 IDENTIFICAÇÃO DO LOCAL DOS EXPERIMENTOS

Todos os experimentos da pesquisa foram realizados em um canal de acrílico com declividade variável, instalado no Laboratório de Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da UFPE (Universidade Federal de Pernambuco) do campus Recife, localizado no Departamento de Engenharia Civil, Rua Acadêmico Hélio Ramos, sem nº Cidade Universitária, Recife/PE – Brasil.

4.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXPERIMENTAL

Para a correta obtenção de dados foi necessário o reconhecimento de todo o sistema onde identificar-se-á as características do canal modelo e as demais informações necessárias para a realização do trabalho.

4.2.1 Canal hidráulico

O estudo desenvolveu-se em um canal hidráulico de declividade variável (Figura 33) confeccionado em acrílico cristal. Esse canal tem dimensões internas de 1530 cm de comprimento, 37,5 cm de largura e 49,0 cm de profundidade, provido de caixas dissipação de energia a fim de se evitar turbulência na entrada o que alteraria o regime de escoamento.

Figura 33 - Canal de acrílico presente no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental UFPE, campus Recife.



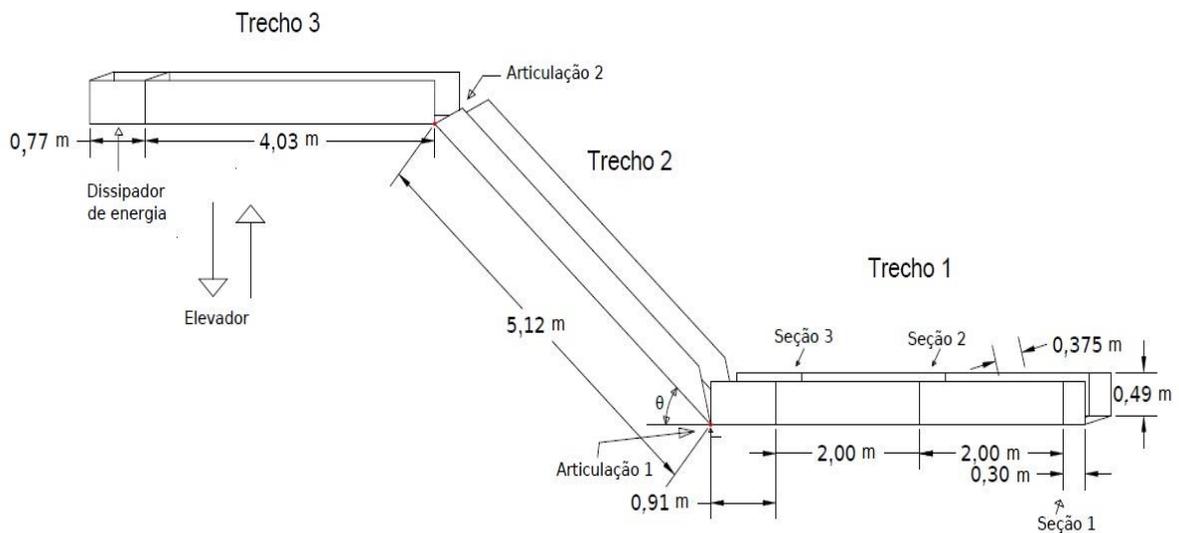
Fonte: O autor (2020)..

Ele é dividido em três partes, que são conectados por uma articulação, possibilitando o deslocamento vertical de um dos trechos fazendo com que o trecho

central fique inclinado (Figura 33 e 34). Todas as conexões e registros do sistema hidráulico são de PVC soldável.

Para desenhar as seções transversais e longitudinais do canal optou-se pelo software de desenho, em sua plataforma 3D. Por fim, o desenho foi exportado para a extensão DWG onde foi gerado um arquivo em formato PDF. Posteriormente, caso se deseje modelar esse experimento em outro Software como, por exemplo o HEC-RAS, necessitará apenas importar o arquivo DWG para interface do HEC-RAS. A Figura 34 apresenta o esquema da geometria modelada na planilha eletrônica.

Figura 34 - Geometria modelada na planilha eletrônica.



Fonte: O autor (2020)..

4.2.2 Sistema de Alimentação

O sistema experimental do canal é abastecido por um circuito fechado, que bombeia água de um reservatório subterrâneo de concreto armado (Figura 35). Esse reservatório tem dimensões 10,0 m de comprimento, 10,0 m de largura e 2,0 m altura e sua capacidade volumétrica de 2000 m³.

A água desse reservatório é recalçada por uma bomba hidráulica, tipo centrífuga, que um mangote 2,5" como tubulação de recalque. A descarga de água afluenta no sistema deu-se de forma com que o fluxo hidráulico, que ocorre de montante para jusante, sempre em circuito fechado que conduz a água de volta ao reservatório.

Figura 35 - Reservatório subterrâneo do Laboratório de Hidráulica da UFPE, alimentador do canal.



Fonte:O autor (2020)..

4.2.3 Bomba hidráulica utilizada no experimento

Para funcionamento do modelo experimental, foi utilizada um moto-bomba (Figura 36), tipo centrífuga, da marca WEG modelo A171913 com potência de 7,5 CV, tensão de 380 V trifásica e frequência de 60 Hz, rotação nominal de 1740 RPM, altura manométrica máxima de 50 m.c.a. e vazão volumétrica máxima de 17,604 m³/h. Tubulação de sucção de 2,5" (75 mm) e tubulação recalque de 2" (60 mm) conectada a tubulação do reservatório subterrâneo responsável pela alimentação do canal.

Figura 36 - Bomba utilizada no experimento para recalcar água até o canal.



Fonte:O autor (2020)..

O quadro elétrico do motor-bomba é acionado por um quadro de comando em chapa metálica devidamente isolada e protegido com pintura eletrostática. Nesse

quadro há vários circuitos elétricos que acionam as bombas do Laboratório de Hidráulica composto de botoeira liga-desliga da bomba que alimenta o canal de acrílico.

4.2.4 Sistema de mudança de declividade do canal

Para mudar a declividade, utilizou-se um elevador de carga (capacidade de 3.000 kg) acoplado a estrutura do canal, que funciona através da ativação elétrica de um motor trifásico. Esse elevador de carga é controlado por um painel botoeira sobe-desce e isso permite aos operadores ajustar a inclinação do canal. A inclinação máxima que se pode chegar nesse sistema é de aproximadamente 25° com elevação de 3,0 m de altura da parte articulada/ acoplada ao elevador de carga (Figura 37).

Figura 37 - Elevador de carga acoplado ao canal de acrílico.



Fonte: O autor (2020).

O canal possui três trechos conectados por duas articulações, os trechos da extremidade sempre permanecem na horizontal, apenas o trecho central ganha declividade a medida que o Trecho 3 sofre deslocamento vertical.

4.2.5 Medição da variação vertical da água

O nível d'água foi medido utilizando papéis milimetrados que foram colocados nas laterais externas no canal (Figura 38). Vale ressaltar que todo experimento foi realizado na parte plana do canal, que foi dividida em três seções, a Seção 1 está a trinta centímetros do final do canal, a Seção 2 está a dois metros da Seção 1 e a Seção 3 está a dois metros da Seção 2 (ver Figura 39).

Figura 38 - Nível d'água medido utilizando de papeis milimetrado.



Fonte:O autor (2020)..

As medições de níveis d'água foram feitas em cada seção de forma simultânea utilizando câmeras filmadoras de alta precisão, que registraram a elevação do nível d'água no papel milimetrado até sua estabilização (Figura 39). No eixo horizontal foi marcado em intervalos iguais de 12,5 cm (Figura 38), onde ponto inicial foi a Seção 1 e o final até o ponto de estabilização do ressalto. As medições foram feitas pela subtração da profundidade total do canal menos a profundidade onde escoava a lâmina de água em cada intervalo de tempo até a estabilização.

Figura 39 - Trecho 1 do canal.



Fonte:O autor (2020)..

4.2.6 Determinação das Declividades

Para determinar as declividades (I), utilizou-se trena para medir as distâncias, z_1 , z_2 e L , conforme mostra a Figura 40. Com o auxílio do elevador de carga, adotaram-se diversas declividades para o canal, e então, determinaram-se seus valores através da Equação 53.

Figura 40 - Ilustra o esquema do modelo para o cálculo de determinação das declividades.



Fonte:O autor (2020)..

$$I = \frac{(Z_2 - Z_1)}{L} \quad (53)$$

Sendo:

I = declividade [m/m];

Z_1 = cota à montante [m];

Z_2 = cota à jusante [m];

L = distância linear entre a cota a montante e a cota a jusante [m].

4.2.7 Dispositivo gerador de ressalto e medidor de vazão

Para gerar o ressalto hidráulico a montante da seção foi necessário criar um mecanismo de barramento brusco do fluxo da água. Em cada seção do barramento existe ranhuras com profundidade de 1,0 cm onde foi acoplado um vertedor triangular (chapa de aço) com 64° com dimensões 39,0 cm de largura por 40,8 cm de altura conforme mostrado na Figura 41. Vale apenas salientar que esse vertedor serviu tanto para medir a vazão, que será descrita adiante, como para propagar o ressalto hidráulico, ou seja, atuou como um barramento físico.

Figura 41 - Vertedor triangular de chapa metálica para promover o ressalto.



Fonte:O autor (2020)..

4.3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O barramento com o vertedor foi realizado de forma brusca, acarretando em geração de uma onda que se propagava a montante do barramento (Figura 42), isto é, em sentido contrário ao escoamento.

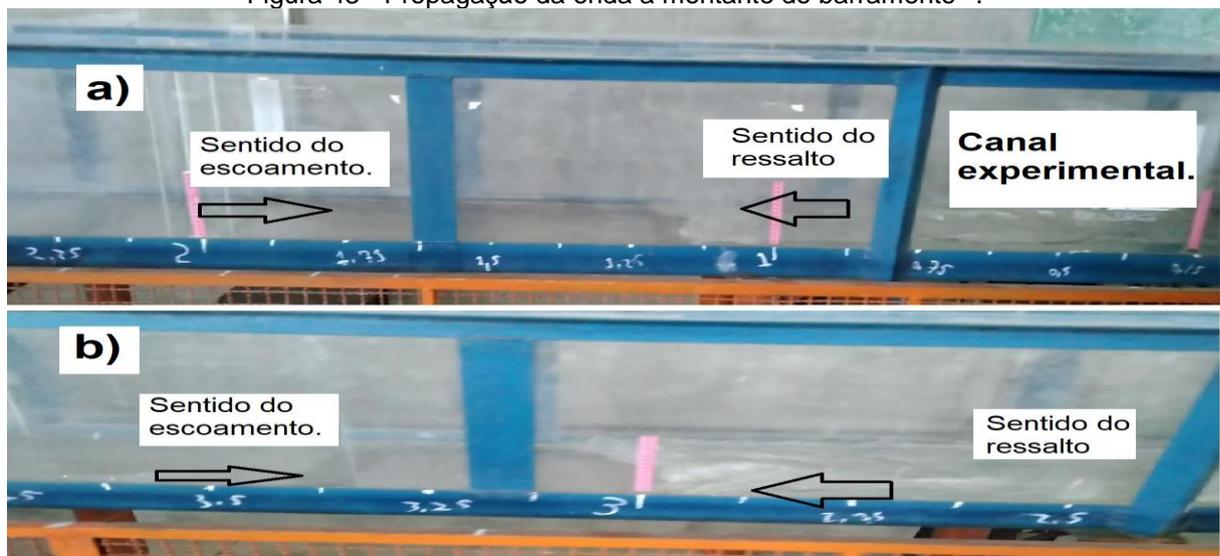
Figura 42 - Medições de níveis d'água utilizando câmeras filmadoras de alta precisão



Fonte:O autor (2020)..

Para realizar com mais precisão o estudo da propagação da onda, foram filmados (Figura 43) os ensaios (três vezes para cada evento) de modo a facilitar a coleta de dados do experimento. Para a translação horizontal a câmera foi movida na mesma velocidade da onda, de modo a registrar o instante que a onda passa em cada seção da escala horizontal previamente fixada. Já para a translação vertical, uma câmera foi fixada em cada Seção (Seções 1, 2 e 3), de modo a registrar a ascensão da lamina d'água, isto é, registrando o instante em que a lamina d'água passa em cada seguimento da escala vertical (papel milimetrado – Figura 38).

Figura 43 - Propagação da onda a montante do barramento¹⁴.



Fonte:O autor (2020)..

¹⁴ a) instante em que a onda está a 1,125 m do barramento na Seção 1 e b) instante em que a onda está a 3,0 m do barramento na Seção 1.

4.3.1 Coleta de dados nas seções do canal

Após a estabilização do escoamento no canal inseriu-se o barramento (vertedor triangular 64°), que gerou o ressalto hidráulico. Nessa fase foram coletados dados de duas maneiras, a primeira acompanhou-se com a câmera de alta resolução (13MP - Full HD) o tempo de propagação que a onda levou para chegar em cada seção do canal (propagação horizontal) e o tempo total de estabilização do ressalto (Figura 43). A segunda maneira de coleta de dados também se utilizou câmeras de alta resolução (13MP - Full HD) a fim de saber o tempo da transição vertical até sua estabilização (Figura 38). Vale ressaltar que as leituras do tempo de propagação da onda e da variação das alturas das lâminas de água ocorreram em cada uma das três seções do canal previamente definidas.

Para classificação dos fenômenos de escoamentos, o experimento foi repetido três vezes para cada seção e inclinação (Tabela 3). O canal foi dividido em três seções de estudo, posicionou-se o barramento, em cada uma dessas seções e variou-se as declividades, para coletar e comparar as alturas da lâmina de água em cada seção e sua variação temporal. Para cada inclinação, após a estabilização do ressalto, foi determinado o número de Froude e assim classificou-se o tipo ressalto.

Tabela 3 - Simulações experimentais

Nº repetições	Declividade	Barramento	Translação horizontal (início na)	Translação vertical (fixo na)
3	I1	Seção 1	Seção 1	Seção 1
				Seção 2
				Seção 3
3	I1	Seção 2	Seção 2	Seção 2
				Seção 3
3	I2	Seção 1	Seção 1	Seção 1
				Seção 2
				Seção 3
3	I2	Seção 2	Seção 2	Seção 2
				Seção 3
3	I3	Seção 1	Seção 1	Seção 1
				Seção 2
				Seção 3
3	I3	Seção 2	Seção 2	Seção 2
				Seção 3

Fonte: O autor (2020)..

4.4 PROCESSAMENTO DOS DADOS.

Uma vez que os dados experimentais foram coletados e organizados em tabelas, foi possível fazer o processamento dos dados e obter o comportamento do fenômeno para as diversas inclinações, utilizando planilha eletrônica.

4.4.1 Determinação da vazão do canal.

Para determinar a vazão no canal foi utilizado um vertedor triangular de abertura com 64° , essa vazão foi obtida de acordo com a Equação 49, levando em conta a variação do c_d (de 0,58 até 0,62) na literatura para vertedores triangulares de parede esbelta, foi adotado o c_d médio, ou seja, $c_d = 0,60$. A gravidade adotada em todo o experimento foi de $9,81 \text{ m/s}^2$. Para a determinação de H (carga vertente), foi calculado a diferença da lamina d'água estabilizada (y_2) pela distância do vértice do vertedor até o fundo do canal Figura 32.

4.4.2 Cálculo do coeficiente de rugosidade de Chézy-Manning (η)

A partir dos dados obtidos e das características geométricas provenientes do canal modelo e da vazão calculada, utilizando-se da equação de Chézy-Manning (Equação 54), foi determinado o coeficiente de rugosidade do canal de acrílico (n) na planilha eletrônica.

$$Q = \frac{A.R_h^{2/3}.I^{0,5}}{n} \quad (54)$$

Sendo:

Q – Vazão [m^3/s];

A – Área molhada = $B \cdot y$ [m^2];

R_h – Raio hidráulico = área/perímetro [m];

I – Declividade do canal [m/m];

n - Coeficiente de rugosidade de Manning.

4.4.3 Determinação dos regimes de escoamento em cada inclinação

Nesta etapa, foi calculado para cada inclinação o número de Froude e conseqüentemente classificado o tipo de ressalto formado após a estabilização do escoamento. Com os dados experimentais da lâmina d'água na parte inclinada e com a vazão calculada, pode-se determinar o número de Froude (Equação 04) para cada inclinação do canal (Figura 04).

A coleta de dados para este tópico se restringe à altura das lâminas de água, para a partir desta calcular a velocidade e sequencialmente o número de Froude, para definir o tipo de escoamento de acordo com a classificação de Porto (2006):

$F_r < 1$, escoamento subcrítico ou fluvial;

$F_r > 1$, escoamento supercrítico ou torrencial;

$F_r = 1$, escoamento crítico.

O número de Froude é um adimensional que pode ser visto como reproduzindo a razão entre a velocidade do escoamento e a velocidade de onda local da superfície. Desse modo, no ressalto, a velocidade diminui bruscamente de supercrítica (onde o número de Froude é superior à unidade, ou seja, a velocidade do escoamento é superior à de uma onda superficial). Está aqui é uma visão cinemática do número de Froude, favorável aos estudos de ressaltos e de vertedores. É importante mencionar que o número de Froude também pode ser definido como a razão entre as forças de inércia e as forças gravitacionais, que confere a este parâmetro uma visão dinâmica (NÓBREGA, SCHULZ & ZHU 2014).

4.4.4 Verificação da ocorrência do fenômeno de ressalto hidráulico através do número de FROUDE

Com a observação da formação de ressalto, para poder classificá-lo quanto a sua força, necessita-se conhecer pelo menos uma de suas alturas conjugadas, seja esta a montante ou a jusante do ressalto, para assim poder calcular o número de Froude. Porém, como número de Froude é função da razão entre as alturas conjugadas, pode-se determinar Fr_1 ou Fr_2 , para esta classificação utilizou-se o primeiro, já que se tem como determinar o valor de Y_1 a altura conjugada a montante mais preciso do que o de Y_2 a altura conjugada a jusante, classifica-se o ressalto em função de Fr_1 . O número de Froude será calculado pela Equação 04:

Porém, quando o canal for inclinado, leva-se em conta a declividade, e a fórmula passa a conter uma variável θ . Desta forma, o número de Froude foi determinado pela Equação 55.

$$F_R = v / (g \cdot \cos\theta \cdot Y_1)^{0,5} \quad (55)$$

Sendo:

v - Velocidade do escoamento na seção [m/s];

g - Força gravitacional [m/s²];

Y_1 - Altura da lâmina a montante do ressalto = $y_1/\cos(\theta)$ [m];

θ - Declividade do canal [graus].

Y_1 é a altura da lâmina vertical da água pouco antes da formação do ressalto, quando o escoamento ainda é supercrítico. Já a altura y_2 é a lâmina da água logo após o ressalto, onde ele deixa de ser variado e passa a ser uniforme, zona que não ocorre mais turbulência.

No que diz respeito a parte inclinada do canal, o peso do volume de controle correspondente ao ressalto hidráulico apresenta um componente no sentido do escoamento, levando a uma maior complexidade no seu tratamento matemático. Para a determinação de y_2 , recorre-se as equações 15, 16 ou 18

O comprimento do ressalto pode ser estimado pelas equações 20 e 21, a depender da situação.

Então, se a altura e a velocidade média do escoamento forem conhecidas em um dos lados do ressalto, os correspondentes valores do outro lado podem ser determinados pelas equações mencionadas acima.

É necessário que $y_2 > y_1$ com isso, conclui-se que só haverá o ressalto se o escoamento à montante da singularidade for torrencial e a jusante fluvial. É importante observar que esta condição não é necessária e suficiente, é só necessária, isto é, se o escoamento for torrencial e a singularidade produzir a altura requerida y_2 no regime fluvial, o ressalto se forma; se não, o escoamento continua torrencial, sem a formação do ressalto. Isto é válido qualquer que seja a forma da seção (PORTO, 2006).

Desse modo, devido forma complexa de escoamento do ressalto hidráulico as fórmulas genéricas devem ser evitadas, pois, não se trata de uma situação comum. Segundo Porto (2006), outra maneira de se definir o número de Froude é utilizando as alturas conjugadas a montante e jusante dos ressaltos, para também classificá-los. As características desta classificação constam no capítulo 3 dessa, que classifica o ressalto hidráulico em:

- Ressalto ondulado;
- Ressalto fraco;
- Ressalto oscilante;
- Ressalto estacionário;
- Ressalto forte.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse capítulo serão apresentados os resultados dos experimentos que foram realizados no canal de acrílico do Laboratório de Hidráulica da UFPE-Recife. Para análise dos dados utilizou-se as fórmulas analíticas existentes na literatura. Portanto, este capítulo além de apresentar os resultados também irá discutir os mesmos conforme os objetivos traçados no projeto.

5.1 DETERMINAÇÃO DA INCLINAÇÃO, VAZÃO E DO COEFICIENTE DE MANNING (η)

A inclinação, utilizando Equação 53 e de posse das respectivas mediadas (z_1 , z_2 e L), é de fácil determinação Tabela 4.

Tabela 4 - Cálculo das três inclinações utilizadas no experimento.

	Z1 (cm)	Z2 (cm)	L (cm)	I(m/m)
Declividade 1	110,00	39,00	167,50	0,424
Declividade 2	117,00	73,00	158,00	0,278
Declividade 3	40,00	14,00	166,00	0,157

Fonte: O autor (2020)..

De posse das alturas conjugadas y_2 (para cada declividade), da distância do vértice do vertedor até o fundo do canal (p), sabendo a angulação do vertedor (α) e utilizando a Equação 49, as vazões correlacionadas são de fácil determinação (Tabela 5).

Tabela 5 - Determinação da vazão.

	y_2 (Seção 1)	y_2 (Seção 2)	y_2 (Seção 3)	y_2 (médio)
Declividade 1	0,144	0,145	0,147	0,145
Declividade 2	0,143	0,144	0,144	0,144
Declividade 3	0,142	0,143	0,144	0,143
$Q =$	$8/15 \cdot C_q \cdot (2g)^{0,5} \cdot \tan(\alpha/2) \cdot (H-h)^{2,5}$			
$\alpha =$	64°			
$g =$	9,81			
$C_d =$	0,6			
	(m ³ /s)	(L/s)		
$Q_1 =$	0,00499	4,99	Vazão 1	
$Q_2 =$	0,00489	4,89	Vazão 2	
$Q_3 =$	0,00479	4,79	Vazão 3	
$Q_m =$	0,00489	4,89	Vazão média	

Fonte: O autor (2020).

Como não foi utilizado mecanismo de regulação de vazão e não foi alterado nenhum componente do sistema de recalque, para esse estudo será considerada a vazão média obtida ($Q_m = 0,00489 \text{ m}^3/\text{s}$).

A partir dos dados obtidos e das características geométricas provenientes do canal modelo, utilizando-se da equação de Manning (Equação 54), pode-se determinar o coeficiente de rugosidade para cada inclinação, cujos valores estão representados na Tabela 6. Vale a pena salientar que a vazão foi a mesma em todos os ensaios.

Tabela 6 - Apresenta os valores médios do coeficiente de rugosidade de Manning para as declividades utilizadas no experimento.

Declividade 1							
I ₁ (m/m)	B (m)	y ₁ (m)	A ₁ (m ²)	P ₁ (m)	Rh ₁ (m)	Q (m ³ /s)	η ₁ (I ₁)
0,424	0,375	0,004	0,0015	0,383	0,0039	0,0047	0,00496
Declividade 2							
I ₂ (m/m)	B (m)	Y ₂ (m)	A ₂ (m ²)	P ₂ (m)	Rh ₂ (m)	Q (m ³ /s)	η ₂ (I ₂)
0,278	0,375	0,006	0,0023	0,387	0,0058	0,0047	0,00785
Declividade 3							
I ₃ (m/m)	B (m)	y ₃ (m)	A ₃ (m ²)	P ₃ (m)	Rh ₃ (m)	Q (m ³ /s)	η ₃ (I ₃)
0,157	0,375	0,008	0,0030	0,391	0,0077	0,0047	0,00944
$\eta_m =$							0,00742

Fonte: O autor (2020).

Pelos dados extraídos da Tabela 6 é possível estimar os coeficientes de Manning (n) calculados experimentalmente. Nesse caso, pode-se fazer a média aritmética entre os valores obtidos, ou seja, $\eta_m = (\eta_1 + \eta_2 + \eta_3)/3$. Logo, $\eta_1 = 0,00496$, $\eta_2 = 0,00785$ e $\eta_3 = 0,00944$, temos que $\eta_m = 0,00742$. Observou-se que o valor médio do coeficiente de rugosidade não apresenta grande discrepância, o que tornou o resultado de rugosidade bem mais representativo.

5.2 DETERMINAÇÃO DO TIPO DE RESSALTO HIDRÁULICO GERADO EM CADA INCLINAÇÃO

Para esta etapa, foi necessário coletar as alturas da lamina d'água na parte inclinada e determinar a vazão de escoamento, para só então classificar o tipo de ressalto para cada declividade do canal. Conforme foi mostrado na Figura 42 do Capítulo 4 desta pesquisa.

Colocou-se a peça de ressalto de fundo nas três seções e alteraram-se as declividades, usando declividades bastante superiores as comumente usadas, na prática, apenas para fins didáticos e com a intenção de suprir a deficiência de vazão, já que a máxima suportada pela bomba ainda é baixa para gerar ressaltos com declividade nula ou baixas, para cada declividade e cada seção em que o ressalto de fundo foi colocado, observaram-se os resultados para assim determinar o tipo de escoamento.

Todos os dados coletados foram obtidos em função da altura das lâminas de água, para a partir desta, poder calcular a área molhada, perímetro molhado, raio hidráulico, velocidade e sequencialmente o número de Froude, para definir o tipo de escoamento.

As restrições associadas a este tipo de transição de escoamento, que passa de supercrítico para o subcrítico condiciona a ocorrência de discontinuidades no fluxo, acarretando a não validade das expressões estabelecidas para o estudo dos escoamentos uniforme e gradualmente variado.

A Tabela 7 detalha a classificação do ressalto hidráulico quanto a sua força. Para isto organizou os dados em função dos parâmetros hidráulicos do canal para cada seção específica e a partir disso calculou-se o valor do número de Froude.

Tabela 7 - Classificação dos ressaltos quanto a sua força em função do número de Froude.

Declividade 1								
I ₁ (m/m)	B ₁ (m)	y ₁ (m)	A ₁ (m ²)	P ₁ (m)	Rh ₁ (m)	Q (m ³ /s)	Fr ₁	Tipo de ressalto
0,424	0,375	0,004	0,0015	0,383	0,0039	0,00473	16,64	Forte
Declividade 2								
I ₂ (m/m)	B ₂ (m)	y ₂ (m)	A ₂ (m ²)	P ₂ (m)	Rh ₂ (m)	Q (m ³ /s)	Fr ₂	
0,278	0,375	0,006	0,0023	0,387	0,0058	0,00473	9,11	Forte
Declividade 3								
I ₃ (m/m)	B ₃ (m)	y ₃ (m)	A ₃ (m ²)	P ₃ (m)	Rh ₃ (m)	Q (m ³ /s)	Fr ₃	
0,157	0,375	0,008	0,0030	0,391	0,0077	0,00473	5,94	Estável

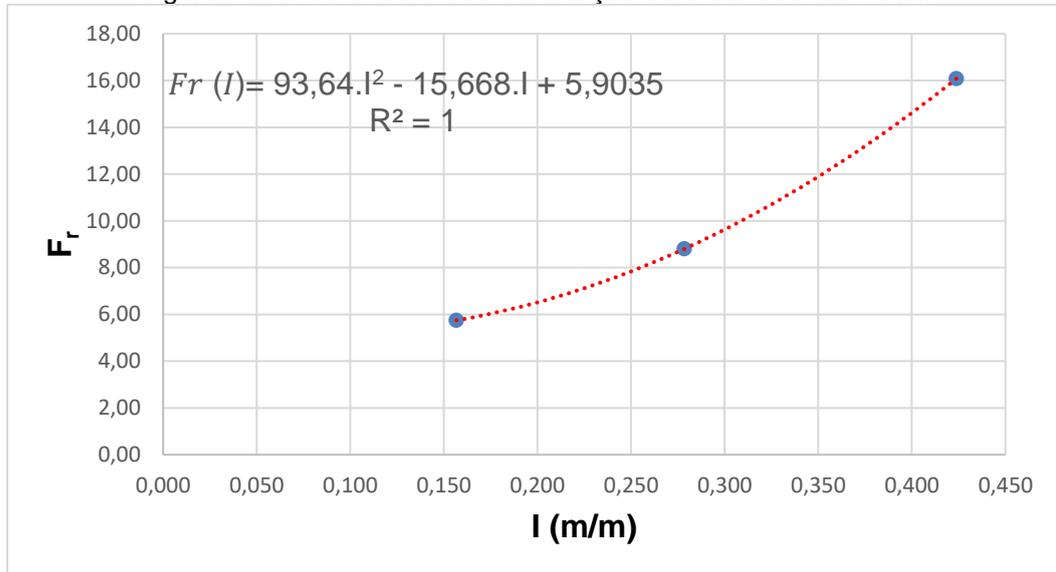
Fonte: O autor (2020)..

Calculou-se o número de Froude (Fr) referente à lâmina escoada em cada inclinação e assim comprovou-se que o escoamento era supercrítico para às três inclinações ($Fr > 1$). Observa-se pelos dados da Tabela 7 que o número de Froude aumenta com o aumento da declividade. Então, pode-se fazer uma relação direta (ressalto x declividade). A Figura 44 mostra o comportamento linear e crescente do

número de Froude à medida que declividade aumenta. Obteve-se a curva de melhor tendência Equação 56, com $R^2 = 1$:

$$Fr(I) = 93,64 \cdot I^2 - 15,668 \cdot I + 5,9035 \quad (56)$$

Figura 44 - Número de Froude em função da declividade do canal.



Fonte: O autor (2020)..

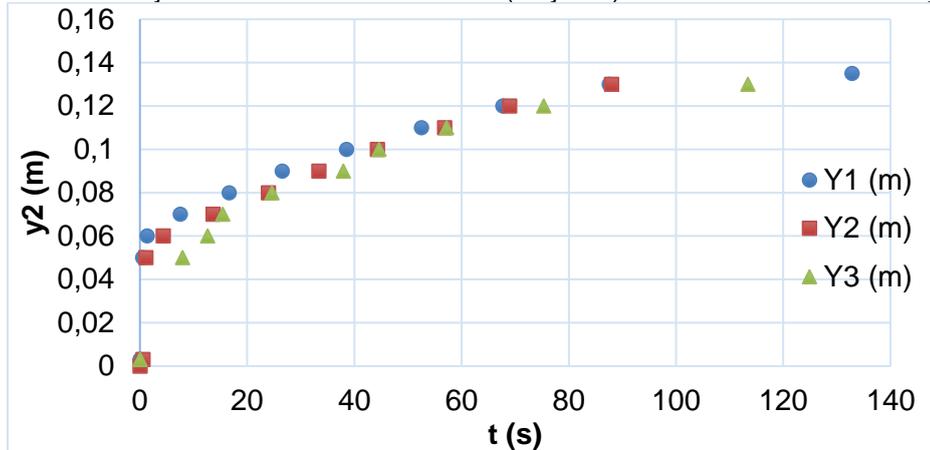
5.3 TRANSIÇÃO VERTICAL EM CADA SEÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE

Um conjunto de medidas foram realizadas com auxílio de uma câmera digital, que filmou a variação vertical em cada seção até que o ressalto hidráulico se estabilizasse. Observou-se também que o tempo de estabilização variou de 60 a 120 s, onde 120 s ocorreu no barramento da Seção 1 e declividade 1, valores inferiores foram encontrados nos barramentos das Seção 2 e declividades 2 e 3. Conforme mostra as Figuras 45, 46, 47, 48 e 49.

Um padrão semelhante foi observado em cada seção, notou-se que a lâmina de água subiu rapidamente até os 60 primeiros segundos e, após esse tempo observou-se uma pequena variação em todas as seções mesmo com a variação da declividade do experimento. Esse comportamento por sua vez condiz com os resultados de Chachereau & Chanson (2011).

A Figura 45, observa-se a relação da variação de y na Seção 1 em função do tempo do experimento para às três declividades adotadas. Como já era esperado quanto maior declividade maior foi o nível da lâmina na seção. A altura de 13,9 cm para $I = 0,424$ m/m, 13,5 cm para $I = 0,278$ m/m e 13,2 cm para $I = 0,157$ m/m.

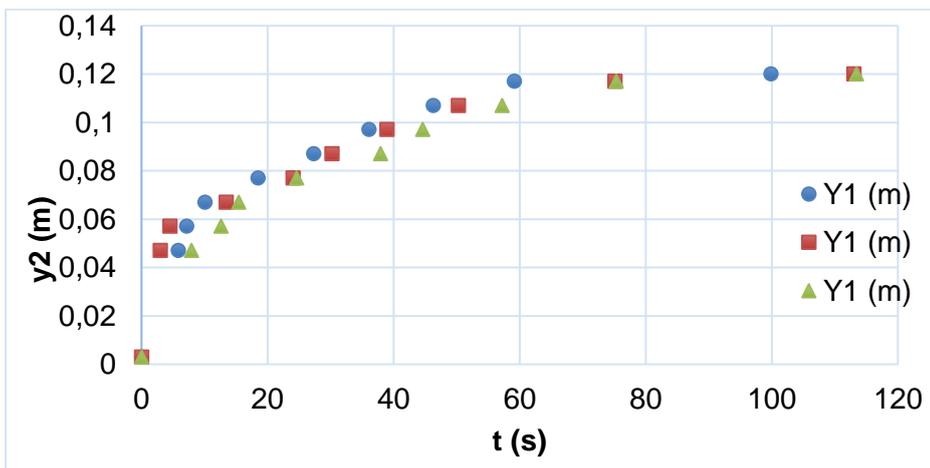
Figura 45 - Variação do deslocamento vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1.



Fonte: O autor (2020).

A Figura 46, mostra a relação à variação de y na Seção 2 em função do tempo do experimento para às três declividades adotadas sob influência do barramento na Seção 1. Assim, como na Seção 1, observou-se o mesmo comportamento da estabilização das alturas nas três declividades adotadas a altura máxima foi de aproximadamente 12,1 cm para $I = 0,424$ m/m, 12,0 cm para $I = 0,278$ m/m e 11,4 cm para $I = 0,157$ m/m.

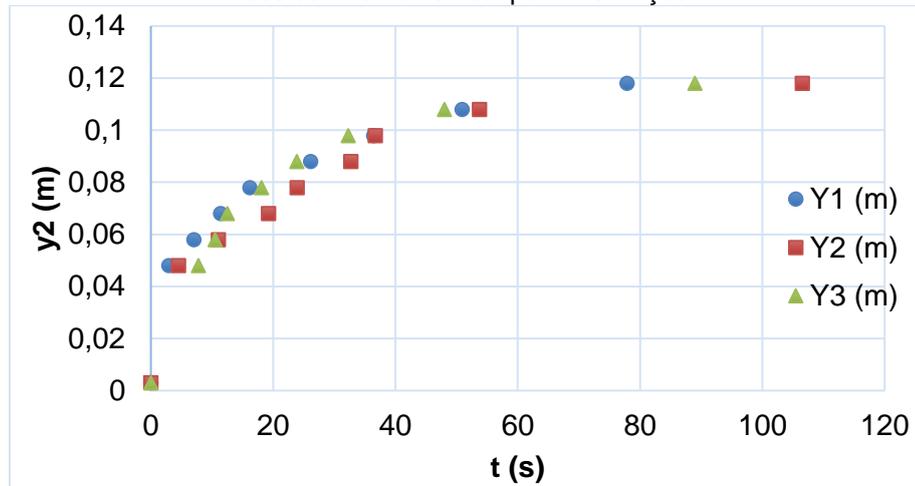
Figura 46 - Variação do deslocamento vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 1.



Fonte: O autor (2020).

Com o barramento na Seção 1 também se observou o comportamento temporal de variação do nível da água na Seção 3 (Figura 47). Essa Seção (3) apresentou o mesmo comportamento das Seções (1 e 2) sob o efeito do barramento (1), onde o nível da lamina d'água na estabilização foi de 11,9 cm para $I = 0,424$ m/m, 11,9 cm para $I = 0,278$ m/m e 11,9 cm para $I = 0,157$ m/m.

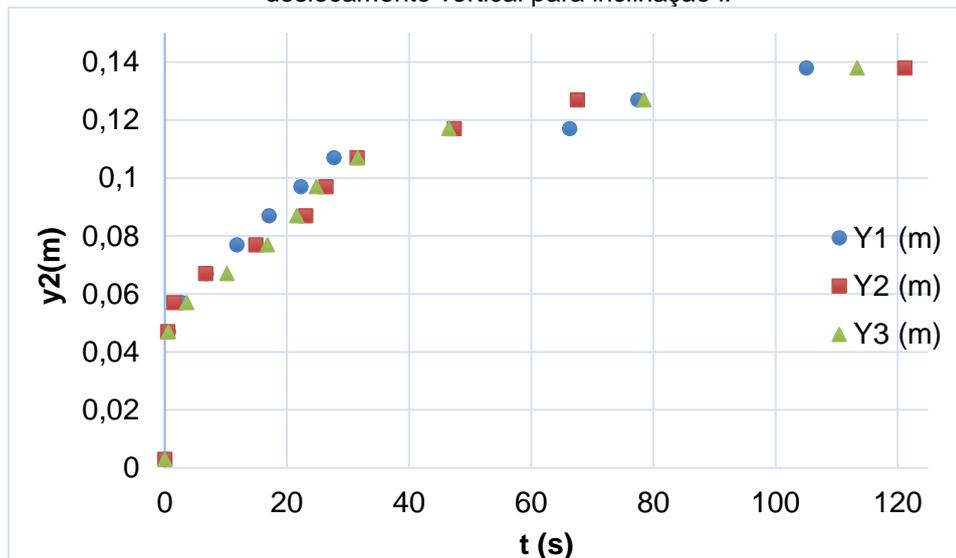
Figura 47 - Variação do deslocamento vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i .



Fonte: O autor (2020).

Ao realizar o barramento na Seção 2 foi possível acompanhar o deslocamento vertical na própria Seção 2 do canal. Observa-se na Figura 48 que a lâmina máxima foi de aproximadamente de 12 cm mesmo utilizado a máxima inclinação do canal, ou seja, quando $I = 0,424$ m/m. Mas vale ressaltar, que a velocidade vertical nessa inclinação é bem maior quando comparado as outras declividades. Os tempos de estabilização foram 105 s, 112 s e 121 s correspondentes as declividades de $I = 0,424$ m/m, $I = 0,157$ m/m e $I = 0,278$ m/m, respectivamente.

Figura 48 - Variação do deslocamento vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i .

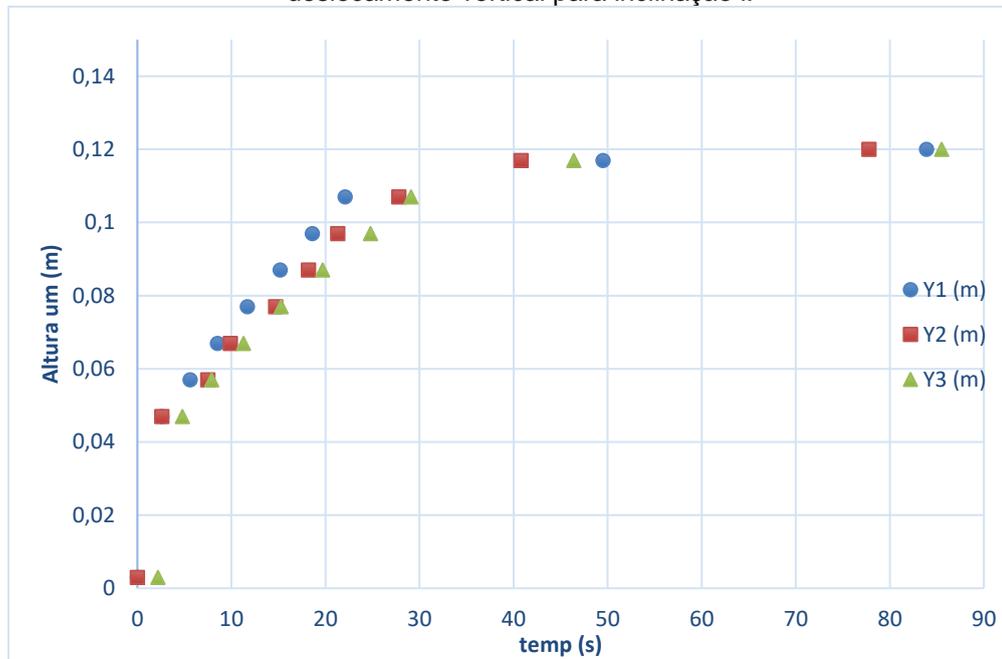


Fonte: O autor (2020)..

Ainda analisando o barramento na Seção 2 foi possível acompanhar o deslocamento vertical na Seção 3 do canal. Ao analisar a Figura 49 observa-se que a lâmina máxima nessa seção foi de aproximadamente de 12 cm mesmo depois de

variar a inclinação do canal até o valor máximo, ou seja, quanto $I = 0,424 \text{ m/m}$. Nessa seção houve mudança no tempo de estabilização que foram 41 s, 46 s e 49 s correspondentes as declividades de, $I = 0,278 \text{ m/m}$, $I = 0,157 \text{ m/m}$ e $I = 0,424 \text{ m/m}$ respectivamente.

Figura 49 - Variação do deslocamento vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, onde Y_i = deslocamento vertical para inclinação i .

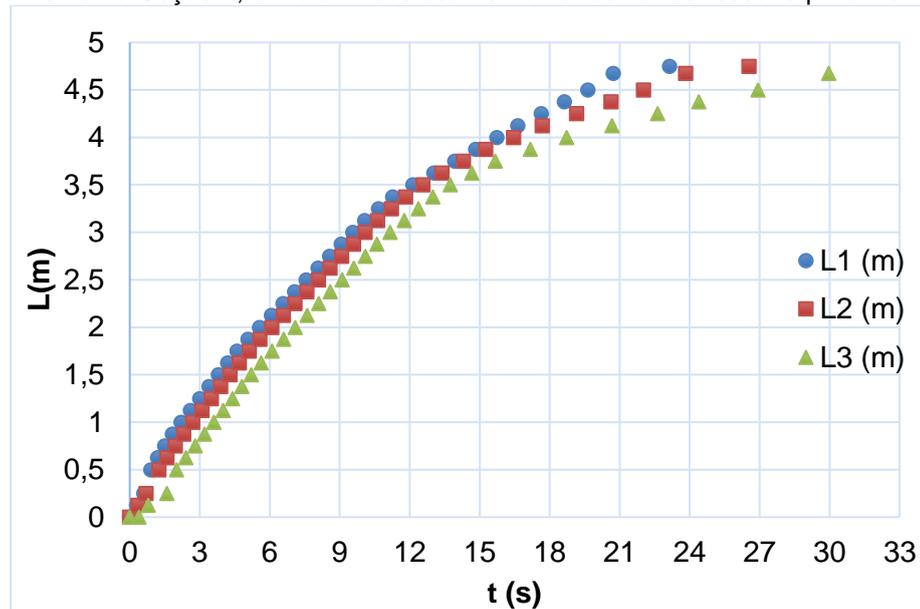


Fonte: O autor (2020)..

5.4 ESTUDO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE

Ao se analisar o deslocamento horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo e da declividade observou-se na Seção 1, que quando se aumenta a declividade menor será o tempo para a lâmina percorrer o canal, isto é, maior será a velocidade que a lâmina atinge. Na Figura 50, mostra o experimento feito na Seção 1 realizado com a declividade de $I = 0,424 \text{ m/m}$ (curva L1), o tempo foi entorno de 22 segundos para que o ressalto percorresse aproximadamente 4,80 m. No entanto, observou-se o contrário, quando se utilizou a menor inclinação de $I = 0,157 \text{ m/m}$ (curva L3), nesse caso o ressalto percorreu praticamente a mesma distância (4,60 m) em 30 segundos. Já na inclinação de $I = 0,278 \text{ m/m}$ (curva L2) o ressalto percorreu 4,70 m em aproximadamente 26 segundos. Os resultados confirmaram que quanto maior for a energia fornecida ao sistema, dada pela declividade, maior será a distância horizontal percorrida pelo ressalto hidráulico em um menor intervalo de tempo.

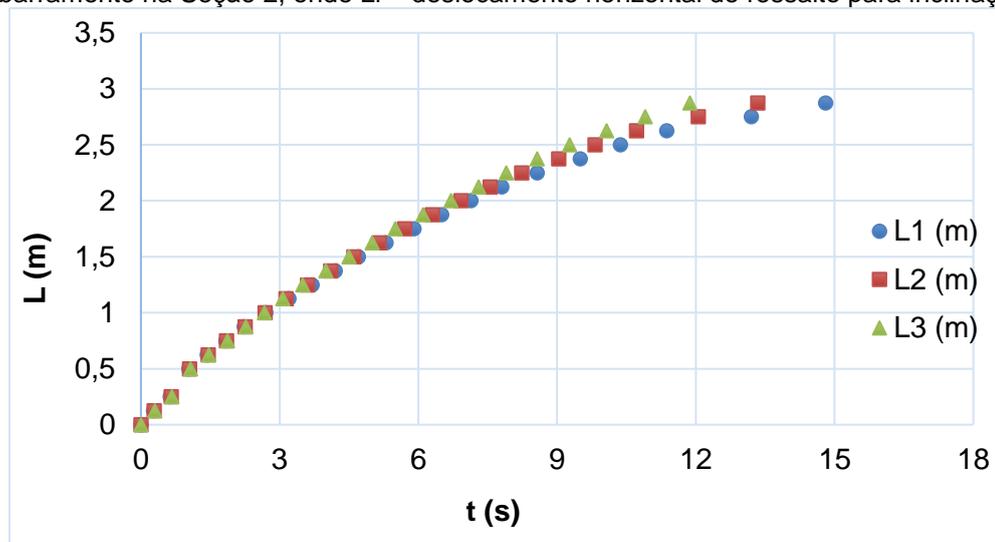
Figura 50 - Deslocamento horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo e da declividade – barramento na Seção 1, onde L_i = deslocamento horizontal do ressalto para inclinação i .



Fonte: O autor (2020)..

Na Figura 51, observou-se a distância percorrida horizontalmente pelo ressalto hidráulico gerado com o barramento feito na Seção 2 e realizando variações na inclinação do canal. Observou-se também que nessa seção para $I = 0,424$ m/m, o tempo do deslocamento máximo do ressalto foi entorno de 12,0 segundos para que ele percorresse aproximadamente 2,80 m. Ao mudar a inclinação para $I = 0,278$ m/m observou-se que em 13,1 segundos o ressalto tinha alcançado 2,80 m. Usando a menor inclinação $I = 0,1566$ m/m o ressalto demorou cerca de 14,8 segundos para atingir uma distância de 2,80 m.

Figura 51 - Deslocamento horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo e da declividade – barramento na Seção 2, onde L_i = deslocamento horizontal do ressalto para inclinação.

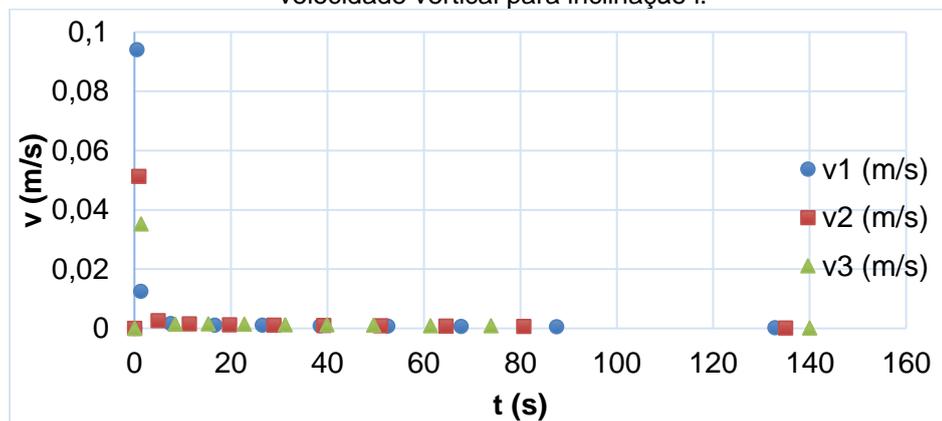


Fonte: O autor (2020)..

5.5 ESTUDO DA VELOCIDADE VERTICAL EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE

Para uma melhor análise da variação de velocidade na vertical (Figura 52) se faz necessário dividi-la em dois instantes. O primeiro logo após o barramento, de 0 a aproximadamente 1,5 segundos (nos melhores casos, podendo chegar até a 8 segundos), onde existe uma variação brusca da velocidade vertical (saindo de zero até seu valor máximo – formação do ressalto), e o segundo após os 1,5 segundos (ou 8 segundos) onde há um decréscimo gradual na velocidade. A divisão das variações de velocidades será feita para mesmo espaço percorrido de modo a só variar o tempo e a velocidade final, pois, tanto o tempo inicial como velocidade inicial serão iguais a zero.

Figura 52 - Variação da velocidade vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .

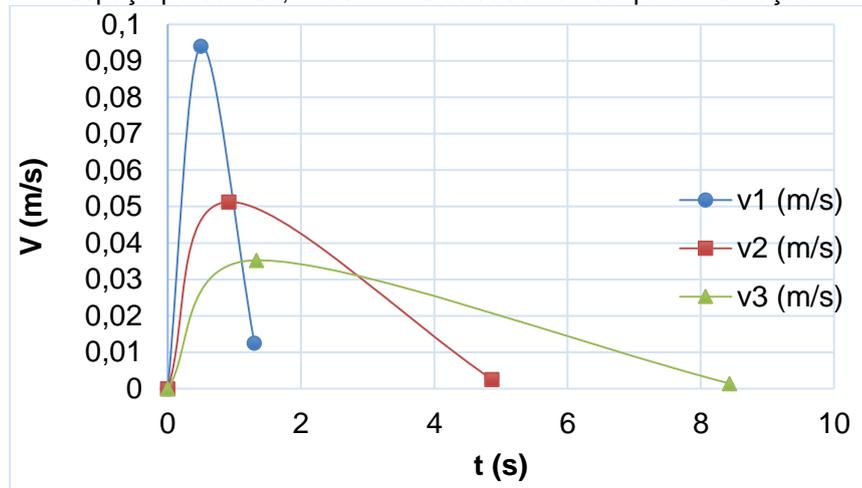


Fonte: O autor (2020)..

O comportamento observado na Figura 52 foi semelhante para todas as seções e inclinações, por isso, para uma melhor análise dos dados, a variação da velocidade será dividida em duas, para os escoamentos.

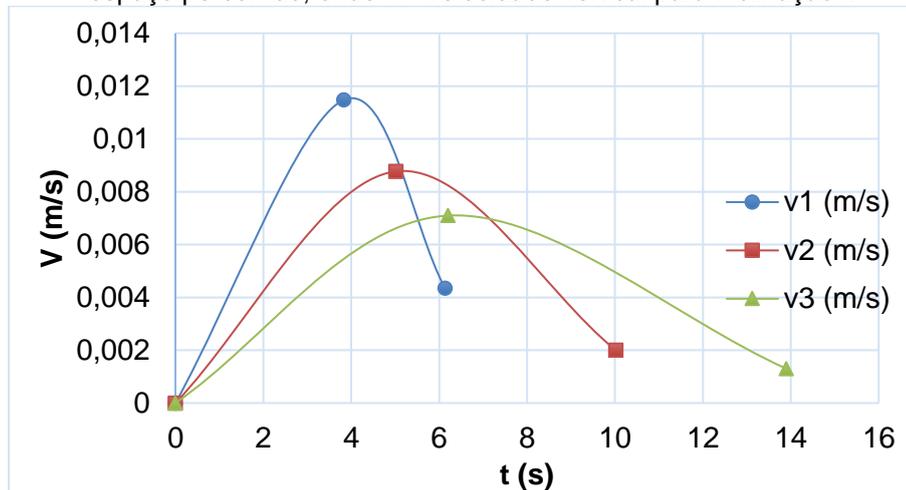
Ao analisar as Figuras (53, 54, 55, 56 e 57), nota-se que a variação de velocidade ocorreu de forma mais brusca para a inclinação 1 e de forma mais gradual para inclinação 3, o que já era esperado devido às diferenças de energia nos dois escoamentos. Também é observado que o escoamento com inclinação 1 tem um pico de velocidade maior em todas as Seções. A medida que a seção analisada se afasta do barramento, observa-se que a variação de velocidade se torna mais gradual (comparar as Figuras 53, 54 e 55 ou as Figuras 56 e 57).

Figura 53 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



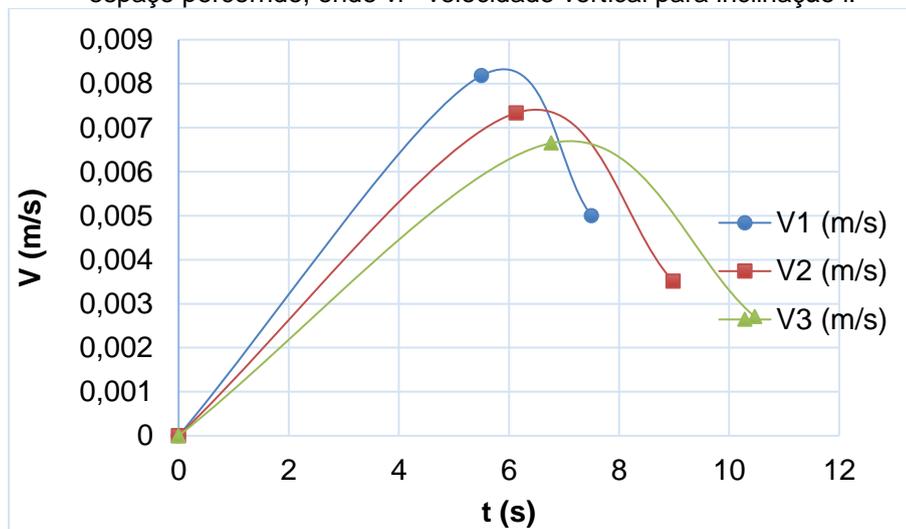
Fonte: O autor (2020)..

Figura 54 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



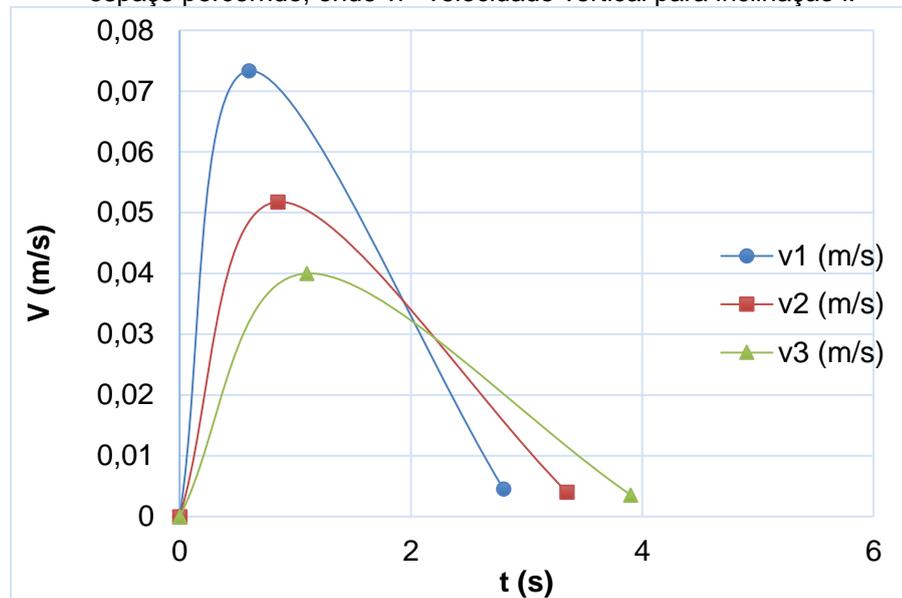
Fonte: O autor (2020)..

Figura 55 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



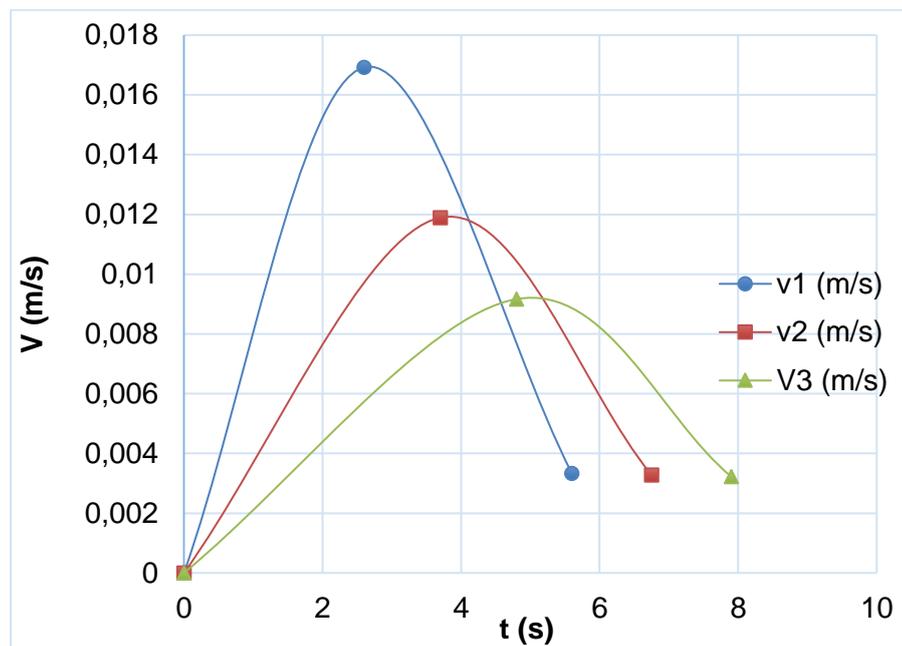
Fonte: O autor (2020)..

Figura 56 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



Fonte: O autor (2020).

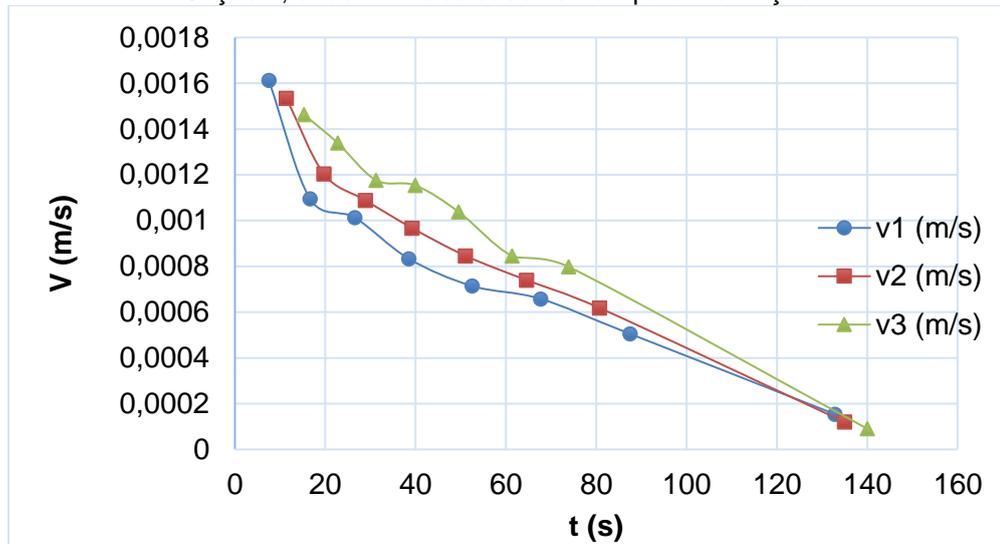
Figura 57 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



Fonte: O autor (2020).

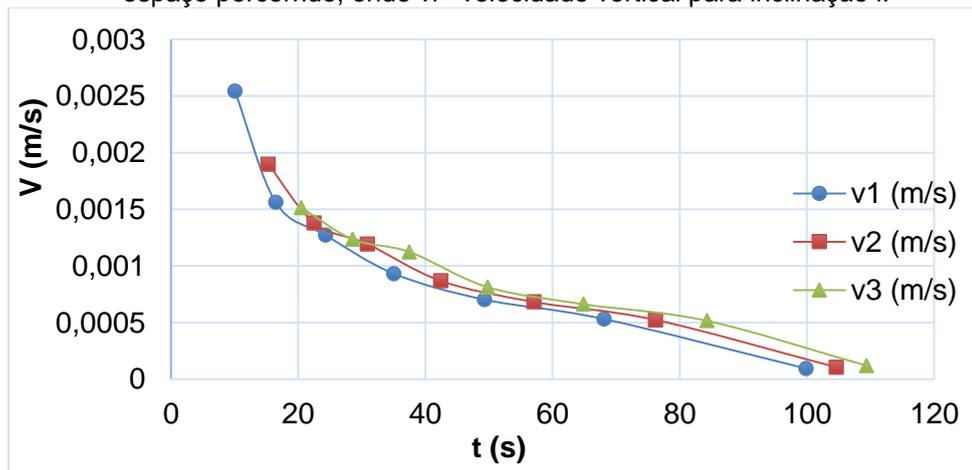
Por outro lado, verificando as Figuras (58, 59, 60, 61 e 62) deixa bem evidente que houve uma variação bem gradual das velocidades, e nota-se um decréscimo mais lento da velocidade para as menores inclinações.

Figura 58 - Variação da velocidade (decréscimo graduado) vertical (Seção 1) com o barramento na Seção 1, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



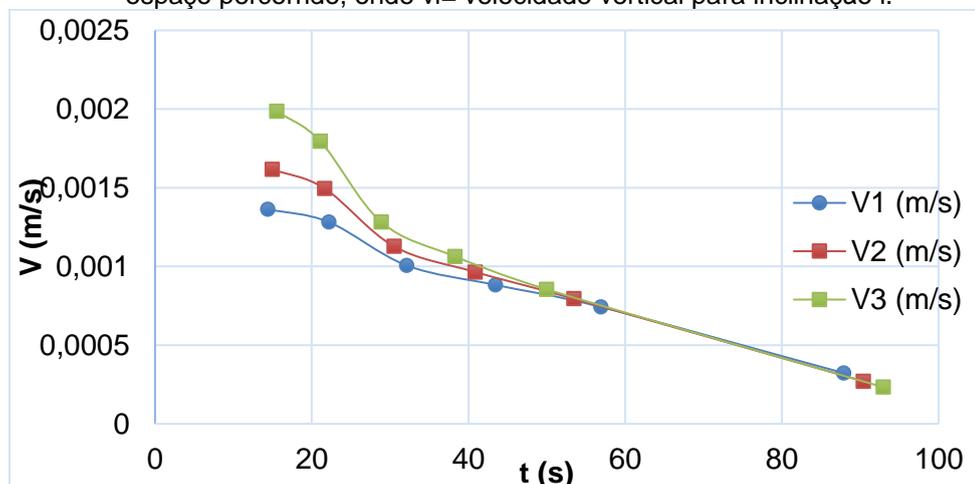
Fonte: O autor (2020)..

Figura 59 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



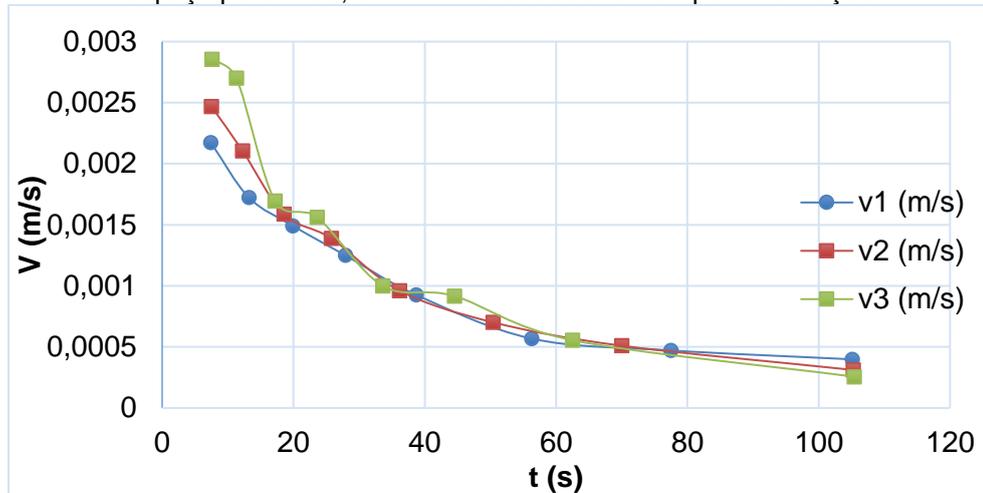
Fonte: O autor (2020)..

Figura 60 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 1, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



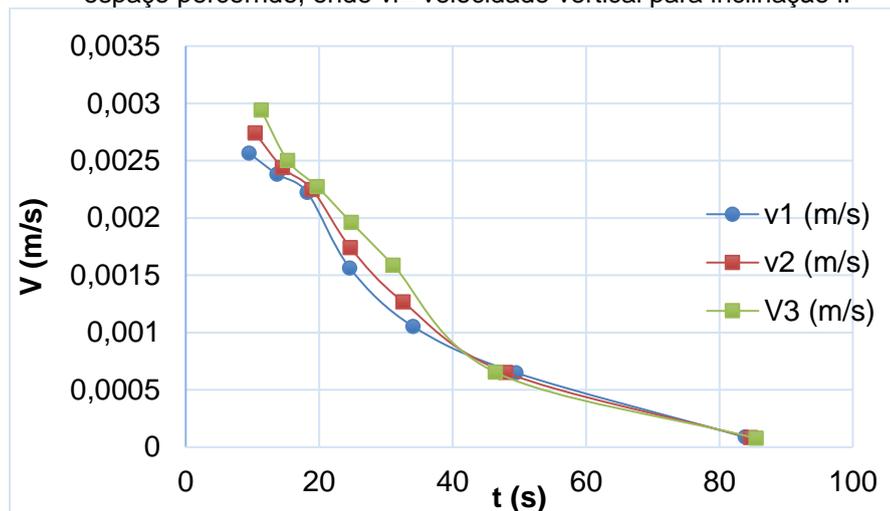
Fonte: O autor (2020)..

Figura 61 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 2) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



Fonte: O autor (2020).

Figura 62 - Variação brusca da velocidade vertical (Seção 3) com o barramento na Seção 2, mesmo espaço percorrido, onde v_i = velocidade vertical para inclinação i .



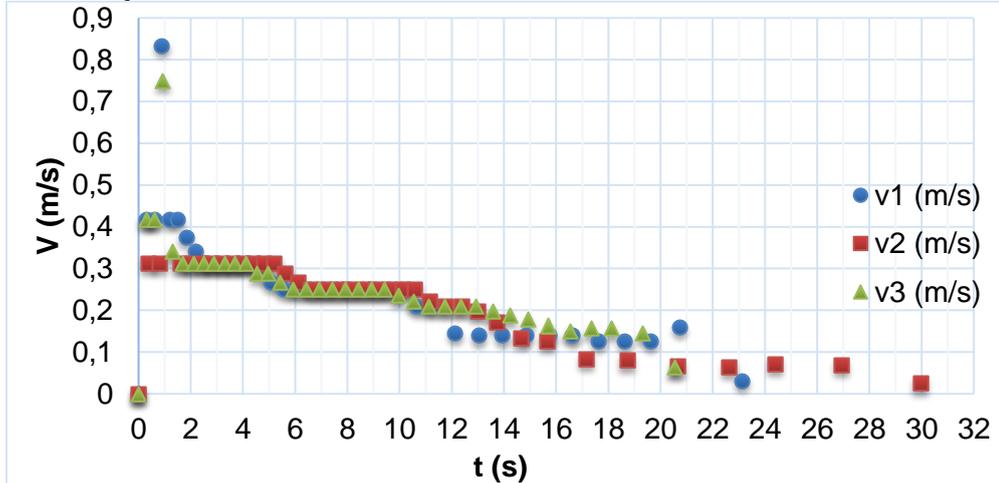
Fonte: O autor (2020)..

5.6 ESTUDO DA VELOCIDADE HORIZONTAL DO RESSALTO EM FUNÇÃO DO TEMPO E DA DECLIVIDADE

Para estimar a velocidade, experimentalmente, foi analisado a variação de transição horizontal da onda (ΔL) e o respectivo intervalo de tempo (Δt) que a mesma demorou para percorrer o trecho, ou seja, $v_i = \frac{\Delta L_i}{\Delta t_i}$. Analisando a Figura 63, que consiste na variação da velocidade de transição horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo. É possível notar que em um intervalo de tempo muito curto (de $t = 0,6$ até $t = 0,9$ s, logo após o barramento) a velocidade praticamente dobra, saindo de $v_i = 0,417$ m/s para $v_{i+1} = 0,83$ m/s até seu pico de velocidade (no caso mais crítico),

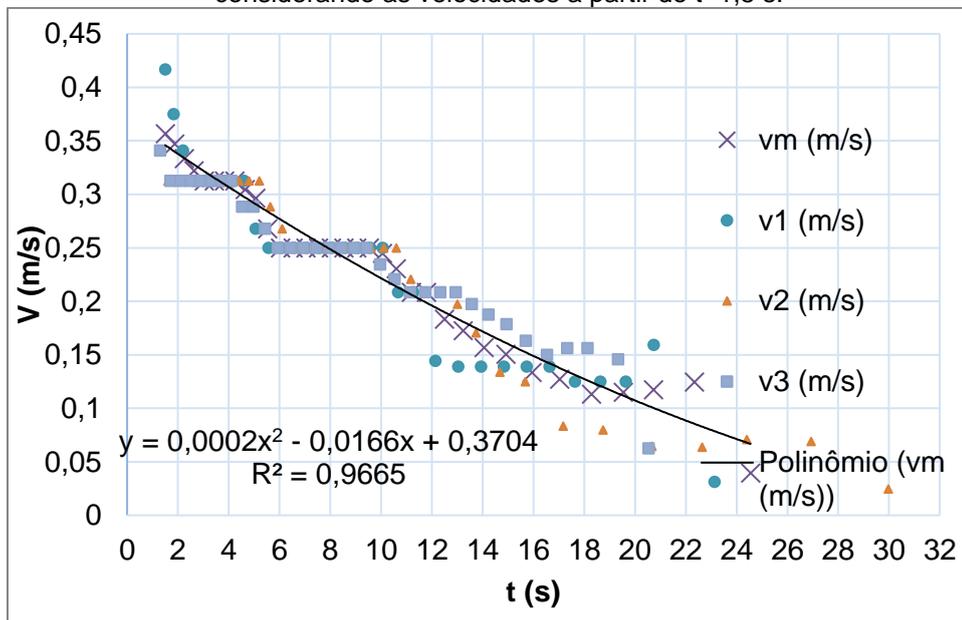
isto é, há uma abrupta elevação na velocidade de propagação da onda. Após esse pico, o decréscimo de velocidade é melhor representado por uma equação do segundo grau ($v_i(t) = 0,0002 \cdot t^2 - 0,0166 \cdot t + 0,3704$) e pode ser observado na Figura 64.

Figura 63 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 1.



Fonte: O autor (2020)..

Figura 64 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 1, considerando as velocidades a partir de t=1,5 s.

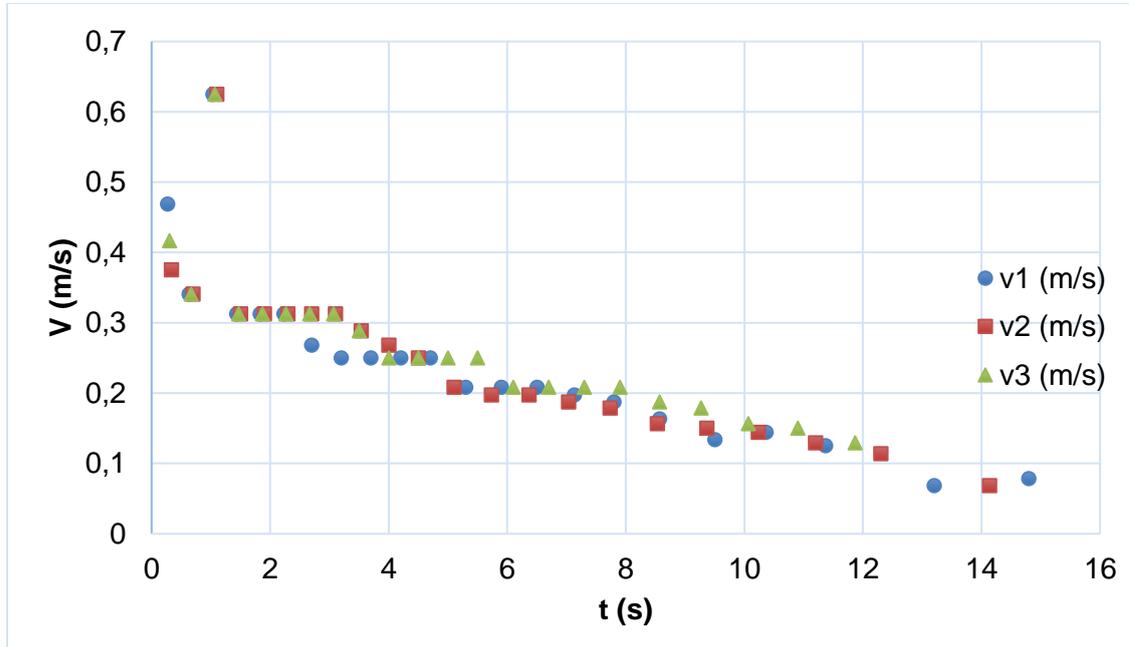


Fonte: O autor (2020)..

De forma análoga, a variação da velocidade que ocorre quando há barramento na Seção 2 (Figuras 65 e 66) também produz um pico de velocidade, porém, com menor intensidade que a do barramento na Seção 1, a velocidade sai de $v_i = 0,3409 \text{ m/s}$ para $v_{i+1} = 0,625 \text{ m/s}$ em um intervalo de tempo muito curto (de $t_i = 0,65 \text{ s}$ para $t_{i+1} = 1,05 \text{ s}$). Posteriormente a esse pico de velocidade, nota-se que a diminuição de velocidade ocorre de forma gradual e pode ser representada por uma

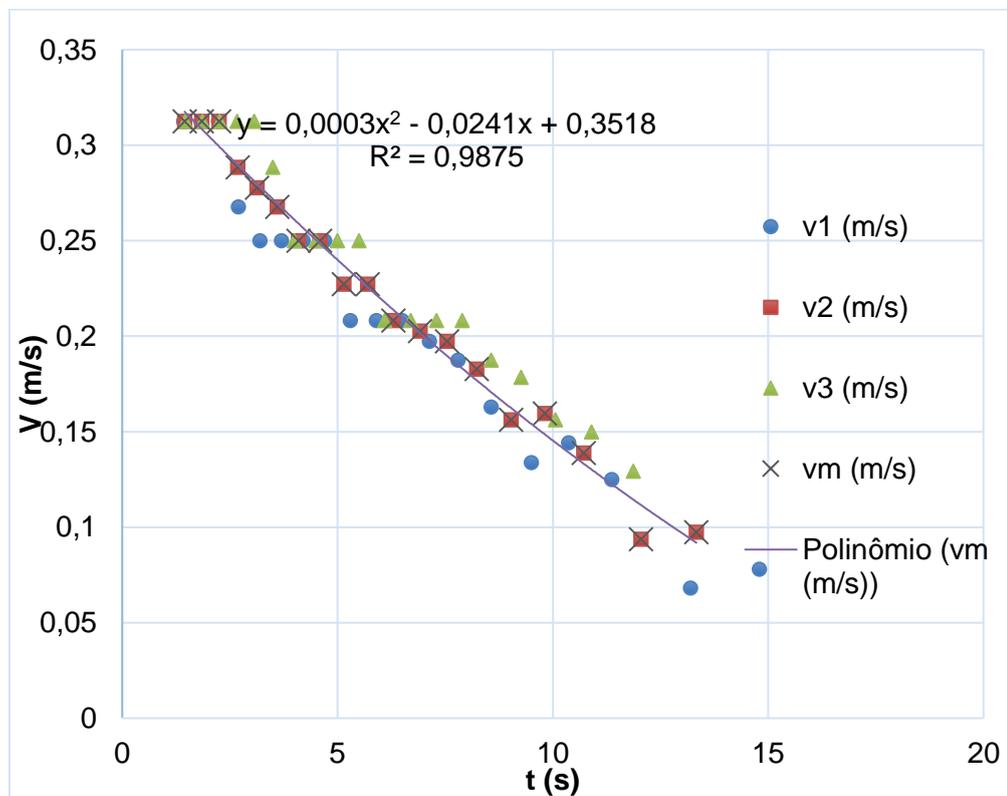
equação de segundo grau ($v_i(t) = 0,0003.t^2 - 0,0241.t + 0,3518$, com $R^2 = 0,9875$).

Figura 65 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 2.



Fonte: O autor (2020).

Figura 66 - Variação da velocidade horizontal do ressalto hidráulico com o barramento na Seção 2, logo após o pico de velocidade.



Fonte: O autor (2020)..

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo será explanado as conclusões e sugestões para análise referente a esse tema.

6.1 CONCLUSÕES

Diante todas as dificuldades encontradas no experimento como nas literaturas da variação vertical do nível da água, na altura Y_2 do ressalto hidráulico e na marcação da distância horizontal percorrida, na pequena lâmina de água gerada antes do barramento pelo fato da bomba que foi utilizada não fornecer uma grande vazão ao sistema apenas 4,73 L/s. Apesar desse fato, o presente estudo apresentou-se eficiente no entendimento sobre a transição de escoamentos, objetivando a ocorrência do fenômeno de ressalto hidráulico através de diversas situações simuladas com auxílio de um canal modelo retangular em acrílico, que posteriormente foram analisados em planilha eletrônica. Pode-se concluir que os resultados encontrados foram bastantes satisfatórios e representativos ao ponto de caracterizar fisicamente todos os parâmetros analisados.

No que se refere aos dados encontrados experimentalmente foi possível classificar o tipo do ressalto após sua estabilização utilizando barramentos ao longo da seção horizontal do canal e variando as declividades do mesmo ($I_1 = 0,424$ m/m, $I_2 = 278$ m/m e $I_3 = 0,157$ m/m). O coeficiente de Manning do canal de acrílico foi estimado experimentalmente sendo seu valor na faixa de 0,0077. Esse valor por sua vez é bem próximo ao encontrado na literatura $n = 0,009$, coeficiente de rugosidade do acrílico cristal. Os números de Froude calculados variaram de 5,75 a 16,09 gerando ressaltos que variaram de estável a forte conforme a classificação de Porto (2006). O ressalto forte foi observado quando se utilizou a declividade I_1 e I_2 , já na declividade I_3 o ressalto foi classificado como estável. E ao correlacionar o número de Froude com a inclinação adotada no experimento obtém-se a equação do número de Froude em função da declividade do canal de acrílico (Equação 56).

Em relação à transição vertical observou-se um comportamento padrão da variação do nível da água ao longo do tempo até sua estabilização. Ao realizar o barramento na Seção 1 as lâminas máximas atingidas foram de 13,9 cm para I_1 , 13,5 cm para I_2 e 13,2 cm para I_3 na própria Seção 1. A Seção 2 também variou seu nível vertical devido ao barramento 1 onde as máximas alturas atingidas foram de aproximadamente 12,1 cm para I_1 , 12,0 cm para I_2 e 11,4 cm para I_3 . Na Seção 3 se observou o mesmo comportamento ocorrido nas Seções (1 e 2) sob o efeito do

barramento (1), onde o nível da lâmina d'água máximo na estabilização foi de 11,9 cm para l_1 , 11,9 cm para l_2 e 11,9 cm para l_3 .

O barramento (2) na Seção 2 também fez com que houvesse variação vertical do nível da água na própria seção e na Seção 3. Neste caso observou-se que a lâmina máxima atingida tanto nas Seções (2 e 3) decorrente do barramento (2) foi de 14 cm e 12 cm.

Tanto no barramento (1) como no barramento (2) notou-se que a altura máxima lamina da água é sempre menor na região onde o ressalto hidráulico está estabilizado. A variação de declividade do canal fez com que houvesse uma pequena variação do nível máximo atingido na cada seção, mas, por outro lado a medida que o tempo foi passando esta lâmina tendendo ao mesmo valor independentemente da energia utilizada.

Após os barramentos (1 e 2) a velocidade do nível vertical aumentou bruscamente no instante que ocorreu o rompimento do fluxo chegando a velocidade máxima de 0,095 m/s na Seção 1, 0,074m/s na Seção 2 e 0,018 m/s na Seção 3, para maior declividade $l_1 = 0,424$ m/m. Logo depois desse pico de velocidade causado pelo barramento observou-se que ela desceu rapidamente em frações de segundos e ao longo do tempo praticamente ficou constante e bem próxima de zero. Desse modo, pode-se concluir que a medida que o barramento se aproxima da zona de estabilização do ressalto hidráulico a velocidade de transição vertical tende a diminuir.

Foi possível notar a variação da velocidade de transição horizontal do ressalto hidráulico em função do tempo muito curto (de $t = 0,6$ até $t = 0,9$ s, logo após o barramento) fez com que a velocidade praticamente dobra seu valor saindo de $v_i = 0,42$ m/s para $v_{i+1} = 0,83$ m/s, onde foi atingido o pico de velocidade seguindo o comportamento de uma equação do segundo grau, representada por $(v_i(t) = 0,0002 \cdot t^2 - 0,0166 \cdot t + 0,3704)$. O mesmo ocorreu quando houve o barramento na Seção 2, que também produziu um pico de velocidade, porém, com menor quando comparado ao gerado pelo barramento na Seção 1. A velocidade saiu de $v_i = 0,3409$ m/s para $v_{i+1} = 0,625$ m/s em um intervalo de ($t_i = 0,65$ s para $t_{i+1} = 1,05$ s) e apresentou um comportamento de uma representada equação $(v_i(t) = 0,0003 \cdot t^2 - 0,0241 \cdot t + 0,3518, \text{ com } R^2 = 0,9875)$.

Além disso, deslocamento horizontal do ressalto hidráulico variou em função do tempo e da declividade. Quanto maior foi a declividade utilizada menor foi o tempo

de propagação horizontal, ou seja, maior velocidade adquirida. Ao realizar o barramento na Seção 1 com a máxima declividade $I_1 = 0,424$ m/m demorou entorno de 22 segundos que o ressalto percorresse 4,80 m e à medida que se foi diminuindo a declividade o tempo foi aumentando. Com o barramento na Seção 2 observou-se o mesmo comportamento físico da propagação horizontal do ressalto hidráulico. Utilizando a declividade $I = 0,424$ m/m, o tempo necessário para que o ressalto se deslocasse 2,8m foi entorno de 12,0 segundos. Ao diminuir essa a inclinação maior foi o tempo necessário para que o ressalto percorresse 2,80 m.

6.2 RECOMENDAÇÕES

Recomenda-se que sejam continuados os estudos sobre as ondas geradas a montante utilizando outros dissipadores de energia hidráulica, a fim de abranger todas as condições existentes, na prática.

Reproduzir o que foi feito neste trabalho utilizando Softwares de modelagem computacionais específicos como: HEC-RAS, CFD-Ansys, dentre outros. A fim de se comparar dos resultados.

Estudar o ressalto hidráulico utilizando vertedores e comporta de contração e expansão de diversas geometrias em canais de declividade variável.

Utilizar um conjunto motor bomba com maior vazão e repetir os ensaios para várias vazões distintas.

REFERÊNCIAS

- ARAUJO FILHO, M. F.; OTA, J. J. **Modelagem Computacional Tridimensional de um Vertedouro de Baixa Queda**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 21, n. 2, p. 360-376, 2016.
- AZEVEDO, J. R. G. (org.). **Hidrometria aplicada à gestão dos recursos hídricos**. Recife: Editora Universitária - UFPE, 2010. 484 p.
- AZEVEDO NETO, J. M. de; ALVAREZ, G. A. **Manual de hidráulica**. 6.ed. Sao Paulo: E. Blucher, 1973. v.2. 668p.
- BAKHMETEYFF, B. A., MATZKE, A. E. O salto hidráulico em termos de similaridade dinâmica. **ASCE**, vol. 101, p. 630-680, 1936.
- BALBI, D. A. F. **Metodologias para a elaboração de planos de ações emergenciais para inundações induzidas por barragens**. Estudo de caso: Barragem de Peti - MG. 2008 Dissertação (Mestrado em Engenharia Sanitária e Ambiental) Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008. 353 p.
- BONN, D.; ANDERSEN, A.; BOHR, T. Saltos hidráulicos em um canal. **Jornal de Mecânica dos Fluidos**, v. 618, p. 71-87. 2009.
- ÇENGEL, Y.A. e CIMBALA, J.M. **Mecânica dos Fluidos** - fundamentos e aplicações. Porto Alegre: McGraw-Hill, 2007, p. 7 -12.
- CHACHEREAU, Y.; CHANSON, H. Flutuações superficiais livres e turbulência em saltos hidráulicos. **Experimental Thermal and Fluid Science**, Austrália, v. 35, n. 6, p. 896-909, 2011.
- CHANSON, H. Conhecimento atual em saltos hidráulicos e fenômenos relacionados. Uma pesquisa de resultados experimentais. **European Journal of Mechanics - B/Fluids**, v. 28, p. 191-210, 2009.
- CHOW, V.T. 1959. Hidráulica de canal aberto. Nova York: McGraw-Hill. **Journal of the Hydraulics Division**, v. 85, n. 7, p. 393-438. 1959.
- CIRILO, J. A. et al. (Org.). **Hidráulica Aplicada**. 2 ed. Porto Alegre: ABRH, 2014. 632 p.
- ELEVATORSKI, E. A. **Hydraulic Energy Dissipators**. New York: McGraw-Hill, 1959. 214 p.
- FEYMNAN, R.; LEIGHTON, R.; SANDS, M. **Lições de Física de Feynman**, Edição do Novo Milênio. Porto Alegre: Bookman, v. 3, c. 21, 2019.
- FIEDLER, M. F. M. **Fundamentos da teoria da dinâmica dos fluidos**. 1 ed. Agência Nacional de Águas, disponível em:

https://capacitacao.ead.unesp.br/dspace/bitstream/ana/70/4/Unidade_2.pdf, 2015, Acessado em: 03. Mar. 2020.

FRAGOSO, M. M.; ALDAPE, G. E. Perfil de um salto hidráulico tridimensional e comportamento de velocidade. *In: CONGRESSO LATINO-AMERICANO DE HIDRÁULICA*, 21., 2004, Cartagena. **Anais [...]**. Cartagena: CLAH, 2004. p.10.

FRENCH, R. A. **Hidráulica de canal aberto**, Nova York: Mcgraw-Hill, v. 1, pg. 705. 1985

GOMES, J. F. **Visualização de escoamento turbulento – ressalto hidráulico a jusante de uma comporta**. 2000. Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000. 90 p.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos de Física**. Rio de Janeiro: Abril, 2008, p. 97-108.

HADDAD, J. C. S.; DELIO, J.C .; LOPARDO, R.A. Uma aproximação analítica para a superfície livre do ressalto hidráulico. *In: CONGRESO LATINO-AMERICANO DE HIDRÁULICA*, 15., 1992, Cartagena. **Memorias [...]**. Cartagena: ALLH, 1992. p.11.

HAGER, W. H., BREMEN, R .; KAWAGOSHI, N. Salto hidráulico clássico: comprimento do rolo. **Journal of Hydraulic Research**, Lausanne, v. 28, n. 5, p. 591-608, 1990.

HAGER, W.H. (1995). Salto hidráulico. *In: VISCHER, D.L.; HAGER, W.H. (Ed). Dissipadores de energia: Manual de projeto de estruturas hidráulicas da IAHR*. v. 9. Roterdã: A. A. Balkema, 1995. cap. 4, p. 43-59, 1995.

HAGER, W. H. B-jump em canal inclinado. **Jornal de Pesquisa Hidráulica, Delft**, Lausanne, v. 26, n. 5, pg. 539-558, 1988.

HOYT, J. W.; SELLIN, H. J. Salto hidráulico como uma "camada de mistura". **Journal of Hydraulic Engineering**, Lausanne, v. 115, n. 12, pg. 1607-1614, 1989.

KAWAGOSHI, N.; HAGER, W.H. B-jump em canal inclinado: parte II. **Journal of Hydraulic Research**, Delft, v. 28, n, 4, p. 461-480, 1990.

HAGER, W.H. 1992. Dissipadores de energia e salto hidráulico. **Dordrecht: Kluwer Academic**. Roterdã: A. A. Balkema, p. 42, 1992.

LENCASTRE, A. (1969). **Manual de Hidráulica Geral**. Lisboa: AEIST, 2 ed, c. 6, 1969.

LOPARDO, R. A. (1986). **Apunte sobre Flutuacines Macroturbulentas de Presión, Medición, Análisis y Aplicación al Resalto Hidráulico**. *In: Apostila do Curso de Turbulência, Cavitação e Aeração de Fenômenos Hidráulicos*. São Paulo, p. 45, 2012.

- LENZ, A.T. Efeitos da viscosidade e tensão superficial nos coeficientes de barragem V-notch. **American Society of civil engineers**, p 759-802, 1943.
- MARQUES, M. G.; DRAPEAU, J.; VERRETTE, J. (1997). Flutuação de pressão em um ressalto hidráulico. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, n. 2, p. 45-52. 1997.
- MARQUES, M.G. et al. Perda de carga no interior de um ressalto hidráulico a jusante de vertedouro. *In: Congresso Latino Americano de Hidráulica*, 18., 1998, Oaxaca. **Memorias** [...]. Oaxaca: ALLH, 1998, p. 1-6.
- MARQUES, M. G.; GOMES, J. F.; ENDRES, L. A. M. Oscilação da posição inicial do ressalto hidráulico e campo de pressão na soleira das bacias de dissipação. *In: Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste*, 4. 2000, Natal. Anais [...]. Natal: **ABRH**, 2000, p. 603-608.
- MOK, K. M. 2004, Relação da formação de redemoinhos de superfície e flutuação da superfície no salto hidráulico. **Journal of Hydraulic Research**, Macau, v. 4, n. 2, pg. 270-212, 2004.
- MURZYN, F.; CHANSON, H. (2007). Medições de superfície livre, fluxo borbulhante e turbulência em saltos hidráulicos. **Universidade de Queensland**, Brisbane, p. 118, 2007.
- NÓBREGA, J. D. **Metodologia Teórica e Experimental para Determinação das Características do Ressonância Hidráulico Clássico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, p. 75-82, 2014.
- NÓBREGA, J.D.; SCHULZ, H.E.; ZHU, D.Z. Detecção de superfície livre em saltos hidráulicos através de análise de imagem e medições de sensores ultrassônicos. *in: Chanson H, Toombes L. (eds.) Estruturas Hidráulicas e Sociedade - Desafios e Extremos de Engenharia*, Simpósio Internacional da IAHR sobre Estruturas Hidráulicas, 5., 2014, Brisbane, **Anais** [...]. Brisbane: SI – IAHR, 2014, p. 8.
- OHTSU, I.; YASUDA, Y.; GOTOH, H. Condições hidráulicas para formações de saltos ondulados. **Journal of Hydraulic Research**, Lincoln, v. 39, n. 2, pg. 203-209, 2001.
- OHTSU, I.; YASUDA, Y. Salto hidráulico em canais inclinados. **Journal of Hydraulic Engineering**, Nova York, v. 117, n. 7, p. 905-921, 1991.
- ORTIZ, J. P. Macroturbulência de escoamentos a jusante de estruturas de dissipação por ressalto. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - **Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**, São Paulo, 1981. 208 f.
- PETERKA, A J. 1974. Projeto hidráulico de bacias e dissipadores de energia. **Washington: Governo dos EUA**, Washington, p. 222, 1974.

PETERKA, A. J. (1984). **Projeto hidráulico de bacias de furação e dissipadores de energia**. 1994. Monografia de Engenharia - Departamento do Interior dos Estados Unidos, Denver, Colorado, 1984, p. 240.

PINTO, L. C. D. S.; VASCONCELLOS, J. E. D.; SEYSSEL, R. L. Análise experimental de flutuação de pressão na base de um ressalto livre e afogado. *In: CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA*, 13., 1988, Habana. **Anais** [...]. Local : Habana,1998. p. 182-194.

POPE, S. B. Escoamentos turbulentos. **Cambridge: Cambridge University Press**, Cambridge Inglaterra, v. 21, n. 2, p. 360-376, 2003.

PORTO, R. M. **Hidráulica Básica**, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, c.14, ed. 4, 2006.

RAJARATNAM, N. Saltos hidráulicos. **Revista Avanços em Hidrociência**, Nova York, v.4, p. 197-280,1967.

RAJARATNAM, N. Almanaque dos mecanismos de dissipação de energia. *In: VISCHER, D. L.; HAGER, W. H. (Ed). Anais* [...]. Local: Holanda, 1995, v. 9. cap. 3, p. 23-42.

RAJARATNAM, N.; SUBRAMANYA, K. Perfil do Salto Hidráulico, **Jornal da Divisão Hidráulica, Anais da Sociedade Americana de Engenheiros Civis**, v. 94, p. 663 – 673,1968.

ROCHA, M. S. **Metodologia para caracterização e calibração de vertedores**. 2016. TCC- Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2016. 7 p.

SCHULZ, H.E. **Investigação do mecanismo de reoxigenação da água no escoamento e sua correlação com o nível de turbulência junto à superfície**.1985. Dissertação (Mestrado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985. 299 p.

SCHULZ, H.E. **Investigação do mecanismo de reoxigenação da água no escoamento e sua correlação com o nível de turbulência ao longo da superfície**. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1990.

ALMEIDA, A. L. U.; et al. Determinação da vazão em diferentes tipos de vertedores. **Ciências Exatas e Tecnologia**, Rondonópolis, v.3, n. 3, p. 97-106, 2016.

SIMÕES, A. L. A. **Escoamentos turbulentos em canais com o fundo em degraus: resultados experimentais, soluções numéricas e proposições teóricas**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Departamento de Engenharia Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

SIMÕES, A. L. A.; SCHULZ, H.E .; PORTO, R.M. (2010). Simulação numérica e verificação experimental da posição da superfície livre de um ressalto hidráulico em um canal retangular. *In: XXIV Congresso Latino Americano de Hidráulica, IAHR*, 2010, Punta de Leste. Anais [...].Local : Punta de Leste, Uruguai, 2010. 15 p.

TEIXEIRA, E. D. **Previsão dos valores de pressão junto ao fundo em bacias de dissipação por ressalto hidráulico**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.113 p.

TURELLA, D. S. **Critérios de dimensionamento para bacia de dissipação por ressalto hidráulico tipo**. 2010. TCC (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010, 57 p.

TOMAZ, P. **Aproveitamento de água de chuva em áreas urbanas para fins não potáveis**. 2. ed. Belo horizonte: Docplayer, 2009. Disponível em: <https://docplayer.com.br/1223588-Aproveitamento-de-agua-de-chuva-em-areas-urbanas-para-fins-nao-potaveis.html>, 2009. Acesso em: 20 jan. 2020.

TOMAZ, P. **Dissipador de energia para obras hidráulicas de pequeno porte. Curso de manejo de águas pluviais, Curso de Manejo de águas pluviais**, cp. 49. Belo horizonte : Docplayer, 2010. Disponível em: <https://docplayer.com.br/401573-Dissipador-de-energia-para-obras-hidraulicas-de-pequeno-porte.html>, 2010. Acesso em: 20 fev. 2020.

TOSO, J. W.; BOWERS, C. E. Pressões extremas em bacias hidrográficas de salto hidráulico. **Journal of Hydraulic Engineering**, Nova York, v. 114, n. 8, p. 829-843, 1988.

TRIERWEILER, E. F. N. **Avaliação do Campo de Pressões em Ressalto Hidráulico formado à Jusante de uma Comporta com Diferentes Graus de Submersão**. 2006. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 194p, 2006.

UFOP. **Vertedores – Introdução**. Minas Gerais : DECIV - Escola de Minas - UFOP Ouro Preto, 2014. Disponível em: <https://docplayer.com.br/12890412-Vertedores-introducao.html>. Acesso em: 05 jan.2019.

WIEST, R. A. **Avaliação do campo de pressões em ressalto hidráulico formado a jusante de um vertedouro com diferentes graus de submersão**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

WHITE, F. M. **Mecânica dos Fluidos**, Porto Alegre: McGraw-Hill Education, ed. 6, c. 2, 2011.