



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
CURSO DE MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

MARIA PATRÍCIA SALES CASTRO

**DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA *FUZZY*, APLICADA NO
MODELO DA ONDA DIFUSA, PARA ESTUDAR O COMPORTAMENTO DA
PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CHEIAS, EM FUNÇÕES DE PARÂMETROS
HIDRÁULICOS NAS SUAS FORMAS *FUZZYS*.**

FORTALEZA

2015

MARIA PATRÍCIA SALES CASTRO

DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA *FUZZY*, APLICADA NO MODELO DA ONDA DIFUSA, PARA ESTUDAR O COMPORTAMENTO DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS DE CHEIAS, EM FUNÇÕES DE PARÂMETROS HIDRÁULICOS NAS SUAS FORMAS *FUZZYS*.

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração em Saneamento Ambiental, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Raimundo Oliveira de Souza.

FORTALEZA

2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca de Pós-Graduação em Engenharia - BPGE

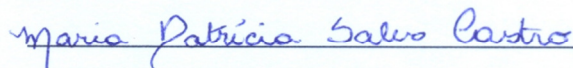
-
- C352d Castro, Maria Patrícia Sales.
Desenvolvimento de uma metodologia *fuzzy*, aplicada no modelo da onda difusa, para estudar o comportamento da propagação de ondas de cheias, em funções de parâmetros hidráulicos nas suas formas *fuzzys* / Maria Patrícia Sales Castro. – 2015.
102 f. : il. color., enc. ; 30 cm.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Saneamento Ambiental, Fortaleza, 2015.
Área de Concentração: Saneamento Ambiental.
Orientação: Prof. Dr. Raimundo Oliveira de Souza.
1. Saneamento. 2. Ondas - Propagação. 3. Hidrodinâmica. 4. Gestão de Recursos Hídricos. I. Título.

MARIA PATRÍCIA SALES CASTRO

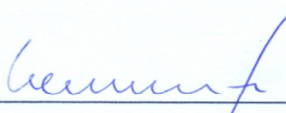
DESENVOLVIMENTO DE UMA METODOLOGIA *FUZZY*, APLICADA NO MODELO
DA ONDA DIFUSA, PARA ESTUDAR O COMPORTAMENTO DA PROPAGAÇÃO DE
ONDAS DE CHEIAS, EM FUNÇÕES DE PARÂMETROS HIDRÁULICOS NAS SUAS
FORMAS *FUZZYS*.

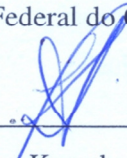
Esta Dissertação foi apresentada como parte integrante dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, na área de Concentração em Saneamento Ambiental, outorgado pela Universidade Federal do Ceará, a qual encontrar-se-á à disposição dos interessados na Biblioteca Central da referida Universidade. A citação de qualquer trecho desta dissertação é permitida, desde que seja feita em conformidade com as normas da ética científica.

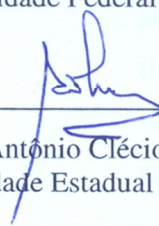
Aprovada em: 30 / 01 / 2015


Maria Patrícia Sales Castro

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr. Raimundo Oliveira de Souza (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof. Dr. John Kenedy de Araújo
Universidade Federal do Ceará (UFC)


Prof. Dr. Antônio Clécio Fontelles Thomas
Universidade Estadual do Ceará (UECE)

A Deus e a Nossa Senhora, por serem meus guias na minha caminhada e renovarem minha fé a cada dia.

Aos meus pais, José e Maria Socorro, pelo amor incondicional que tem por mim, além do incentivo e apoio em todas as minhas escolhas e decisões, sempre torcendo pelo meu sucesso.

As minhas irmãs Danielle e Aline e aos meus avós maternos Miguel (in memoriam) e Maria (in memoriam) e paternos Antônio (in memoriam) e Lúcia (in memoriam), dedico este trabalho.

AGRADECIMENTO ESPECIAL

Ao meu orientador Professor Raimundo Oliveira de Souza, por acreditar em meu potencial de uma forma em que eu não acreditava ser capaz de corresponder. Sempre disponível e disposto a ajudar, querendo que eu aproveitasse cada segundo dentro do mestrado para absorver algum tipo de conhecimento. Aqui expresso a minha mais sincera gratidão por estar ao meu lado sempre com suas palavras de incentivo e motivação, mas principalmente, por acreditar tanto em mim. Obrigada por não ser apenas o orientador, mas por ser esse amigo presente.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela vida.

Aos meus pais Maria Socorro e José que sempre me incentivaram e são exemplos de conduta.

As minhas irmãs Danielle e Aline. Tenho muito orgulho de ter cada um de vocês em minha vida.

Ao meu orientador Prof. Raimundo Oliveira de Souza, por todo o carinho, paciência, tranquilidade e orientações repassadas.

Ao Prof. Mario Ângelo Azevedo, por ter me recebido em sua sala com toda atenção e carinho a mim dispensada, sempre disposto a me ajudar.

Ao Prof. John Kenedy de Araújo, pela amizade iniciada desde os tempos de LABCG se estendendo até os dias atuais. Sempre disposto a me ajudar, acompanhando o meu desenvolvimento profissional, e nunca me faltando com conselhos e orientações.

A professora Marisete Dantas pela oportunidade de oferecer não apenas os ensinamentos transmitidos nas disciplinas, mas o carinho e atenção dedicada a mim durante todo o curso.

A banca examinadora formada pelos professores Raimundo Oliveira de Souza (Orientador), Prof. John Kenedy de Araújo e Prof. Antônio Clécio Fontelles Thomas.

A Universidade Federal do Ceará, em especial ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, pelo apoio ao desenvolvimento desta pesquisa.

A coordenação do Curso de Pós-Graduação em Saneamento Ambiental e a todos seus professores, em especial aos professores Fernando, Horst, Iran e Marco Aurélio pela contribuição acadêmica, mas também a prazerosa companhia que se estreitaram em laços de amizades durante este período.

A todos os funcionários do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, e em especial a: Edineuza, Shirley, Xavier, Joviene, Teresa, Erivelton e “Chiquim”.

As amigas de pesquisa: Alice, Ticiane e Karyna, por suas demonstrações de amizade e companheirismo. Obrigada por dividir comigo as angústias e alegrias, e também por ouvirem minhas bobagens.

As minhas amigas de mestrado Tayane Lima e Jéssica Elen, por nossas horas de estudos sempre regadas de boas risadas juntas. De tantos presentes que ganhei durante o curso de mestrado, a amizade e companhia de vocês foi um deles.

A CAPES pelo financiamento a esta pesquisa.

RESUMO

Muitos dos problemas hidrodinâmicos que envolvem a propagação de ondas ao longo da extensão em canais naturais são resolvidos através da equação de Saint-Venant. Na maioria das aplicações práticas de propagação de onda em canais naturais os termos de inércia são negligenciados, assim o sistema de equação de Saint-Venant é reduzido a uma equação parabólica, conhecida como equação da onda difusiva. Esta pesquisa tem como objetivo aplicar a teoria *Fuzzy* nos modelos da propagação da onda difusa em canais naturais, a fim de verificar as incertezas em relação aos parâmetros hidrodinâmicos presentes nesses modelos. Através do Método das Diferenças Finitas Implícito foram resolvidas as equações diferenciais parciais, na sua forma *fuzzy*. Para a realização de um conjunto de simulações para os mais diferentes cenários no corpo hídrico foi desenvolvido um programa computacional, em linguagem FORTRAN. Os resultados mostram que o comportamento da propagação da onda difusiva sofre forte influência dos parâmetros hidráulicos, declividade e número de Manning. De acordo com os resultados apresentados, concluiu-se que a aplicação da Teoria *Fuzzy*, em sistemas hidrodinâmicos, na avaliação de incertezas é uma alternativa viável para determinação do risco de ocorrência de enchentes e assim ser mais uma ferramenta de apoio em programas de Gestão de Recursos Hídricos.

Palavras-chave: Ondas de Cheias, Teoria *Fuzzy*, Modelo da Onda Difusa.

ABSTRACT

Many hydrodynamic problems that involve of the propagation flood waves along the length in natural channels are solved by Saint – Venant equations. In most practical applications of flow routing in open channels, inertia terms are negligible, thus the system of Saint – Venant equations is reduced to a parabolic equation, known as the diffusive wave equation. This research aims to apply the Fuzzy Theory in diffusive wave models at natural channels, in order to verify the uncertainties related to the hydrodynamic parameters present in these models. Through the Implicit Finite Difference schemes was solved partial differential equations present in Saint - Venant equations. To carry out a set of simulations for the most different scenarios in the water body was developed a computer program, coded in FORTRAN. The results allowed establishing some interesting analysis with regard to the behavior of diffusive wave flood routing, it is strong influence of hydraulic parameters, the slope feature and number of Manning. The results allowed concluding that the application of the Fuzzy Theory, in the hydrodynamic systems, in the evaluation of uncertainty is a viable alternative for determining the risk of flooding and thus be more a support tool in Water Resources Management programs.

Keywords: Flood Routing, Fuzzy Theory, Diffusive Wave Models.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	$[L^2]$	área molhada da seção transversal
A_S	$[L^2]$	área de transporte da seção transversal
B	$[L]$	largura superior da superfície livre do canal
c	$[L/T]$	celeridade
D	$[L]$	profundidade hidráulica
D	$[L^2/T]$	coeficiente difusivo
F	$[ML/T^2]$	força que age no fluido
F_{ax}	$[ML/T^2]$	componente da força de cisalhamento na direção x
F_{gx}	$[ML/T^2]$	componente da força gravitacional na direção x
F_{px}	$[ML/T^2]$	componente da força de pressão na direção x
g	$[L/T^2]$	aceleração da gravidade
Y, h	$[L]$	altura de escoamento da seção; profundidade de escoamento na seção
h_c	$[L]$	distância vertical entre a superfície livre até o centroide da área da seção transversal
n	$[L^{-1/3}.T]$	número de Manning
P, P_M	$[L]$	perímetro molhado
Q	$[L^3/T]$	vazão
Q_0	$[L^3/T]$	vazão inicial
q, q_L	$[L^3/T/L]$	vazão lateral de entrada por unidade de comprimento na direção do fluxo
R, R_h	$[L]$	raio hidráulico
S_f	$[L/L]$	perda de carga devido ao atrito com as margens e o fundo do rio
S_0	$[L/L]$	declividade de fundo
t	$[T]$	tempo
U	$[L/T]$	velocidade média na seção transversal do fluxo na direção(x)

v_L	[L/T]	velocidade da vazão lateral entrando, com ângulo de inclinação θ na direção x
x	[L]	distância linear ao longo do rio
y	[L]	nível da água na superfície em relação a um referencial (nível médio do mar)
\tilde{A}	[-]	representação <i>fuzzy</i> para o conjunto A
\tilde{A}	[L ²]	função de pertinência para a área transversal do canal do rio
\tilde{M}	[-]	função de pertinência da matriz (M)
\tilde{Q}	[L ³ /T]	função de pertinência para a vazão
\tilde{q}	[L ³ /T/T]	função de pertinência para o escoamento lateral
\tilde{S}_f	[L/L]	função de pertinência para a declividade da linha de energia
\tilde{S}_0	[L/L]	função de pertinência para a declividade do leito do rio
\tilde{y}	[L]	função de pertinência para a profundidade
$\mu_{\tilde{A}}(x)$	[-]	grau de pertinência do elemento x em um conjunto <i>fuzzy</i> \tilde{A}
$\tilde{A}\tilde{A}, \tilde{B}\tilde{B} \text{ e } \tilde{C}\tilde{C}$	[-]	coeficientes <i>fuzzy</i> que compõem a matriz \tilde{M}
QDU	[L ³ /T]	vazão difusiva superior
QDL	[L ³ /T]	vazão difusiva inferior
YDU	[L]	profundidade de escoamento difusivo superior
YDL	[L]	profundidade de escoamento difusivo inferior
Δx	[L]	incremento no espaço para a solução numérica
Δt	[L]	incremento no tempo para a solução numérica
τ_0	[M/L.T ²]	tensão de cisalhamento
$\tan \theta = S_0$	[L/L]	inclinação no fundo do canal
Σ	[-]	somatório
ϕ	[-]	ângulo
θ	[-]	ângulo
β	[-]	fator de correção da quantidade de movimento

ξ	[-]	coeficiente da forma discretizada da celeridade
λ	[-]	coeficiente da forma discretizada do coeficiente difusivo
$\frac{\partial}{\partial t}$	[T ⁻¹]	derivada parcial em relação t
$\frac{\partial}{\partial x}$	[L ⁻¹]	derivada parcial em relação x

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 - Volume de controle para dedução da equação da continuidade.....	27
FIGURA 2. 2 - Volume de controle para dedução da equação de momento.	30
FIGURA 2. 3 – Função de Pertinência Triangular.	38
FIGURA 2. 4 - Função de Pertinência Trapezoidal	39
FIGURA 2. 5 - Função de Pertinência Guassiana	40
FIGURA 2. 6 – União de conjuntos <i>fuzzy</i>	41
FIGURA 2. 7 – Interseção de conjuntos <i>fuzzy</i>	42
FIGURA 2. 8 – Complemento do conjunto <i>fuzzy</i>	42
FIGURA 3. 1 – Malha de discretização.....	49
FIGURA 3. 2 - Malha de discretização para onda difusiva.....	50
FIGURA 3. 3 - Método de Newton-Raphson	53
FIGURA 3. 4 – Fluxograma completo do programa computacional	58
FIGURA 3. 5 - Fluxograma subrotina 1_Leitura dos dados de entrada.....	59
FIGURA 3. 6 - Fluxograma subrotina 2_Funções de pertinência.....	60
FIGURA 3. 7 - Fluxograma subrotina 3_Hidrodinamica <i>Fuzzy</i>	61
FIGURA 4. 1 - Comportamento da onda difusa.....	63
FIGURA 4. 2 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes tempos, com $S_0=0,0001$ e $n=0,01$	63
FIGURA 4. 3 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=1h$	64
FIGURA 4. 4 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=2h$	65
FIGURA 4. 5 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=5h$	65
FIGURA 4. 6 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$	66
FIGURA 4. 7 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00005$	67
FIGURA 4. 8 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00001$	67
FIGURA 4. 9 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,1$	68

FIGURA 4. 10 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,05$	69
FIGURA 4. 11 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,01$	69
FIGURA 4. 12 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,1$	70
FIGURA 4. 13 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,05$	70
FIGURA 4. 14 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,01$	71
FIGURA 4. 15 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$	72
FIGURA 4. 16 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00005$	72
FIGURA 4. 17 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00001$	73
FIGURA 4. 18 - Valores de picos de vazão ao longo do canal, com $n = 0,1$; $S_0=0,00005$ nos trechos $x = 10, 20, 30, 40$ e 50 km.	74
FIGURA 4. 19 - Valores de picos de vazão ao longo do tempo, com $n = 0,1$; $S_0=0,00005$ nos trechos $x = 10, 20, 30, 40$ e 50 km	74
FIGURA 4. 20 - Funções de Pertinência para Vazão nas seções 5km, 10km e 15km, para $t = 3h$	76
FIGURA 4. 21 - Funções de Pertinência para Vazão nos tempos 5 h, 10 h e 15 h, para seção 10 km.....	77
FIGURA 4. 22 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=1$ h.	78
FIGURA 4. 23 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=2$ h.	78
FIGURA 4. 24 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=5$ h	79
FIGURA 4. 25 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=1$ h.	80
FIGURA 4. 26 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=2$ h.	80
FIGURA 4. 27 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=5$ h.	81
FIGURA 4. 28 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,1$	82
FIGURA 4. 29 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,05$	82
FIGURA 4. 30 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,01$	83
FIGURA 4. 31 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,1$	83

FIGURA 4. 32 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,05$	84
FIGURA 4. 33 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n= 0,01$	84
FIGURA 4. 34 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00005$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=1h$	85
FIGURA 4. 35 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00005$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=2h$	86
FIGURA 4. 36 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00005$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=5h$	86
FIGURA 4. 37 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=1h$	87
FIGURA 4. 38 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=2h$	88
FIGURA 4. 39 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=5h$	88
FIGURA 4. 40 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,1$	89
FIGURA 4. 41 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,05$	90
FIGURA 4. 42 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,01$	90
FIGURA 4. 43 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$ e $n= 0,01$	91
FIGURA 4. 44 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$ e $n= 0,01$	92
FIGURA 4. 45 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$ e $n= 0,01$	92

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE FIGURAS

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivos da Pesquisa	20
i.	Objetivo Geral.....	20
ii.	Objetivos Específicos	20
1.2	Justificativa da Pesquisa	21
1.3	Organização do Trabalho	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	Ondas de cheias.....	24
2.2	Modelos da propagação de ondas.....	25
2.3	Dedução da equação de Saint-Venant.....	26
2.4	Equação da Continuidade	27
2.5	Equações da Quantidade do Movimento	29
2.6	Teoria <i>Fuzzy</i>	36
2.6.1	Conjuntos Fuzzy	37
2.6.2	Formato das Funções de Pertinência.....	37
2.6.3	Fuzzificação.....	41
2.6.4	Operações com Conjunto Fuzzy	41
2.6.5	Incertezas	43
3	METODOLOGIA	45
3.1	Equações fundamentais	45
i.	<i>Equação da Continuidade</i>	45
ii.	<i>Equação da Quantidade de Movimento</i>	45
3.2	Modelos hidrodinâmicos: Equações Saint-Venant	46
3.3	Equação da Onda Difusa.....	46
3.4	Discretização da Equação da Onda Difusa.....	48

3.5 Método Newton-Raphson.....	52
3.6 Aspectos <i>Fuzzy</i>	54
3.7 Aspectos Computacionais.....	57
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	62
4.1 Avaliação dos Resultados <i>Fuzzy</i>	75
5 CONCLUSÕES	94
REFERÊNCIAS	96

1 INTRODUÇÃO

Desde a sua origem o homem convive com os fenômenos da natureza, entre eles encontram-se as cheias. Os fenômenos de cheia fluvial, com inundação de zonas adjacentes, podem colocar em risco a segurança de pessoas e de bens, além de comprometer a qualidade do ambiente e o desenvolvimento econômico de uma região. As áreas de inundações e os impactos correspondentes podem ser mitigados com base na implementação de restrições em determinadas atividades humanas e/ou construção de obras de controle. De acordo com o artigo 3º da Lei 12.608/2012, cabe aos municípios criar mecanismos de controle e fiscalização para evitar a edificação em áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas ou processos geológicos ou hidrológicos correlatos. (SOUZA *et al.*, 2014).

A aplicação desta lei é uma oportunidade para o desenvolvimento de medidas preventivas e sustentáveis das inundações proporcionando novos desafios à engenharia. Os modelos hidrológicos e hidráulicos espacialmente distribuídos para determinação das zonas inundáveis são uma ferramenta importante que permite a oportunidade de um bom planejamento e gestão da análise de risco. A representação da superfície do terreno é um fator crítico na modelação hidrológica e hidráulica de inundações, pois, como dado de entrada do modelo, condiciona a vazão de entrada e a extensão da inundação (HORRITT e BATES, 2001).

Sobre o nível de complexidade do modelo hidrológico e hidráulico, e sobre os dados necessários para obter uma previsão útil da extensão das enchentes não há um consenso. Assim existem várias técnicas com o intuito de apresentar uma previsão da extensão inundada resultante da propagação de ondas de cheias fluviais. Embora os modelos físicos e os estudos das calhas têm sido utilizados para investigar as vazões em canais complexos, pode-se ainda fazer referência aos trabalhos de Thomas e Williams (1994); Lin e Shiono (1995); Cokljat e Kralj (1997); Ye e McCorquodale (1998), Bates *et al.*(1999) e Sofianidis e Prinos(1999), que mencionaram em seus trabalhos sobre o tema. Os modelos numéricos oferecem muito mais flexibilidade na sua aplicação, principalmente devido aos avanços em técnicas numéricas e computacionais que disponibilizam fluxos cada vez mais complexos podem ser modelados dentro de prazos curtos.

A estratégia de modelagem numérica necessária para capturar processos importantes em eventos de enchentes ainda é, no entanto, um assunto de debate. Há também a

questão do fornecimento de dados, e a maioria dos estudos de modelagem são limitados pelos dados disponíveis, e é óbvio que seria um desperdício usar um processo de representação complexa em um modelo que não pode ser parametrizado com precisão. Na verdade, não se sabe se o tempo, esforço e o custo são bem gastos para melhorar a representação de processos em modelos de enchentes ou na coleta de mais dados para a sua parametrização.

Modelos unidimensionais de fluxo do canal, resolvendo ou por completo ou por alguma aproximação unidimensional as equações St Venant (por exemplo, Moussa e Bocquillon, 1996; Rutschmann e Hager, 1996), têm sido muito popular por razões de simplicidade computacional e a facilidade de parametrização, mas negligenciam importantes aspectos dos sistemas hidráulicos de enchentes especialmente algumas variáveis. Uma abordagem bidimensional é capaz de resolver alguns processos hidráulicos induzidos pela topografia de planície e de um canal sinuoso, cujo modelo unidimensional é incapaz de representar. A desvantagem de modelos bidimensionais, quando comparado com abordagem unidimensional é que eles tendem a ser mais intensivos em relação à obtenção de dados, necessitando de dado topográfico distribuído (Bates *et al.*, 1999) e possivelmente, dado de valores de atrito (Horritt, 2000a). Este tem sido um principal argumento contra o uso de modelos bidimensionais para previsão de enchentes operacional, e estes argumentos aplicam-se ainda mais fortemente para modelagem tridimensional dos fluxos fluviais.

A modelagem bidimensional é o caminho a seguir para a previsão de enchentes por duas razões. Em primeiro lugar, os problemas de representação do processo discutida no parágrafo anterior, onde indicam que um modelo unidimensional é demasiadamente simples em seu tratamento das vazões, e que um modelo tridimensional é desnecessariamente complexo e computacionalmente intenso. Em segundo lugar, as técnicas têm sido desenvolvidas recentemente de modo que possam ser usadas para parametrizar e validar modelos de propagação de cheias bidimensionais utilizando dados de sensoriamento remoto. Antigamente, a aplicação de modelos hidráulicos bidimensionais em escala foi muito dificultada pela escassez detalhada de dados topográficos, mas com o avanço da tecnologia é possível realizar o mapeamento das áreas inundáveis segundo mencionado por Ritchie (1995), Ritchie *et al.* (1996), Gomes-Pereira e Wicherson (1999), modelos digitais de elevação (MDEs) pode em breve estar disponível para muitos rios.

A resolução espacial (horizontal e vertical) e a qualidade do conjunto de dados geográficos podem produzir grandes diferenças nos resultados da modelação hidráulica de inundações (Wilson, 2004). Têm sido apresentados vários estudos sobre a aplicação de diferentes modelos hidráulicos na avaliação da extensão da zona inundável (Horritt e Bates,

2002; Hunter *et al.*, 2008). Apesar destas aplicações, é importante compreender o mérito das diferentes metodologias, com diferentes níveis de representação matemática do escoamento e diferentes técnicas numéricas.

As equações de Saint-Venant são usadas para descrever as ondas dos rios. O sistema das equações de Saint-Venant é reduzido até a equação da onda difusiva que pode ser resolvida usando algoritmo das diferenças finitas. A escolha do método numérico, e das etapas de espaço e tempo a serem acumuladas, depende essencialmente da forma de hidrogramas de cheias e as propriedades hidráulicas do rio.

Para esta pesquisa foi desenvolvida uma metodologia que combinou o modelo hidrodinâmico com a teoria *Fuzzy* para a propagação da onda difusa com o intuito de estudar as incertezas e a sensibilidade em relação à variação dos parâmetros hidrodinâmicos como declividade e rugosidade. Para isto foi desenvolvido um programa em linguagem FORTRAN que permitiu diversas simulações a fim de avaliar o comportamento da propagação da onda difusa para diferentes cenários propostos.

1.1 Objetivos da Pesquisa

i. Objetivo Geral

O objetivo desta pesquisa é aplicar a teoria *Fuzzy* nos modelos da propagação da onda difusa em canais naturais, a fim de verificar as incertezas em relação aos parâmetros hidrodinâmicos presentes nesses modelos.

ii. Objetivos Específicos

- Elaborar um modelo matemático que calcule o modelo de propagação de onda difusa aplicados em escoamento de canais naturais com base em seus parâmetros hidráulicos e hidrológicos;
- Aplicar a metodologia *Fuzzy* a fim de analisar as incertezas presentes nos parâmetros físicos e nas variáveis de entrada das equações hidrodinâmicas;
- Desenvolver um programa computacional, na linguagem FORTRAN, que permita resolver o modelo matemático proposto;
- Realizar simulações para diferentes cenários presentes em canais naturais de modo a permitir uma criteriosa análise no comportamento da propagação da onda difusa;
- Entender a influência dos parâmetros hidráulicos no processo de propagação de ondas difusas, sob o ponto de vista do modelo *fuzzy*.

1.2 Justificativa da Pesquisa

O fenômeno de cheia fluvial é um grande perigo para o meio ambiente, tanto para países desenvolvidos como em países em desenvolvimento, segundo Bautzer (2011) nos EUA, a última cheia do rio Mississippi ocorreu em 2011 onde cerca de 1,45 milhões de hectares ficaram submersos trazendo um prejuízo em torno de nove milhões de dólares, segundo o economista Michael Hicks, diretor do Centro de Pesquisa Econômica da Ball State University, do Tennessee.

O Brasil é o país que abriga a maior reserva hídrica do planeta. Sozinho detém 12% de água doce de superfície do mundo. O qual se torna o mais susceptível a enchentes. Estes problemas são agravados devido à falta de controle do poder público na urbanização, já ocorre desmatamento nas margens dos rios para a construção das casas, consequentemente, grande quantidade de sedimentos são arrastados para dentro do leito e este perde sua capacidade de armazenamento. Além de problemas como a falta de saneamento básico, onde estes afluentes recebem o esgoto sanitário oriundo de muitas residências.

Os impactos causados pelas enchentes afetam famílias, atividades econômicas, sistemas públicos e privados e o transporte urbano. Impactos e perdas econômicas tem aumentado consideravelmente, visto que, nessas áreas em geral há uma crescente concentração de pessoas e atividades econômicas presentes na região.

O governo chega a gastar milhões com os prejuízos causados nas enchentes. Prejuízos estes que vão desde impactos sobre a saúde humana, imóveis, infraestrutura no transporte urbano até outros como danos à propriedade. Em contrapartida, a fim de diminuir os gastos com estes prejuízos o governo sanciona a Lei 12.608/2012, onde o artigo 3º da mesma lei, diz que cabe aos municípios criar mecanismos de controle e fiscalização para evitar a edificação em áreas suscetíveis à ocorrência de deslizamentos de grande impacto, inundações bruscas ou processos geológicos ou hidrológicos correlatos.

Neste contexto, esta pesquisa se justifica na importância em avaliar o comportamento da onda difusa em função dos parâmetros hidrodinâmicos, tendo a metodologia proposta baseada na teoria *fuzzy* com o intuito de abranger as incertezas presentes nos processos hidrodinâmicos e, assim, prever os riscos de enchentes.

1.3 Organização do Trabalho

Este trabalho foi organizado em cinco capítulos. O presente capítulo descreve os objetivos da pesquisa, a justificativa de se realizar tal pesquisa e discorre sobre a maneira como o documento foi organizado.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre propagação de cheias, abordando as teorias usadas para alcançar o objetivo desta pesquisa além de uma revisão dos principais trabalhos com respeito a este tema, destacando a importância dos modelos matemáticos e a teoria *Fuzzy* no estudo da propagação das ondas difusas em canais naturais.

No Capítulo 3 expõe-se a metodologia utilizada para o estudo da propagação da onda difusa tanto sob os aspectos determinísticos quanto *fuzzy*, apresentando as formulações, os métodos usados para a solução e a estrutura desenvolvida do programa computacional na linguagem FORTRAN para gerar tais resultados que serão compilados no Capítulo 4.

O Capítulo 4 exibe uma análise dos resultados obtidos através das simulações geradas pelo programa computacional, e exibe por meio de gráficos os resultados gerados para as diversas situações simuladas.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões desta pesquisa e faz algumas recomendações para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Desde a sua origem o homem convive com os fenômenos da natureza, entre eles encontram-se as cheias. As cheias é o risco natural que mais afeta as pessoas no mundo. Refere-se a uma ameaça que atinge territórios localizados nas proximidades da rede hidrográfica, linha de costas, diques e barragens. Segundo a Organização Meteorológica Mundial (OMM), os desastres provocados por enchentes estão aumentando, devido à expansão urbana em planícies aluviais.

Como destacado por Carvalho (2012) o problema social da ocupação humana em áreas sujeitas à inundação é resultado de um crescimento desordenado das cidades, o que aconteceu antes que qualquer legislação sobre tal aspecto entrasse em vigor. Assim, atualmente, a ocupação destas áreas nos leitos dos rios, denominadas Áreas de Preservação Permanente (APP), é um problema que dificilmente pode ser resolvido por políticas públicas, uma vez que a realocação destes habitantes é uma alternativa de eficiência duvidosa. Pode-se esperar que essas áreas ocupadas sejam protegidas por alguma medida estrutural, ou prevenidas por medidas não estruturais. Ou ainda que haja fiscalização, por parte do órgão público executor, para que as construções sejam adequadas estruturalmente, de maneira a minimizar danos.

Muitos dos problemas hidráulicos e hidrológicos envolvem o cálculo da propagação de ondas em canais naturais baseado na solução das equações de Saint-Venant. As equações de Saint-Venant são equações diferenciais parciais que não podem ser resolvidas analiticamente.

Os efeitos principais que ocorrem quando uma cheia se propaga ao longo de um rio são a translação e o amortecimento. Em um canal ideal e se a água não tivesse viscosidade, uma onda de cheia poderia se propagar sem alteração na forma do hidrograma. Neste caso haveria apenas a translação da onda de cheia, com o pico de vazão no ponto de jusante ocorrendo algum tempo depois do pico a montante. Entretanto, existe perda de energia devido ao contato e atrito com as margens e com o fundo. Além disso, os canais e rios não são perfeitamente regulares, e a água é retida e armazenada em trechos mais largos e nas áreas inundáveis, sendo posteriormente devolvida ao rio. Como resultado uma onda de cheia é gradualmente amortecida enquanto se propaga para jusante.

A intensidade do amortecimento de uma cheia depende de diversos fatores, como a rugosidade do leito do rio e das margens, da presença de vegetação no leito, ilhas e planície, e na quantidade de obstáculos como pilares de pontes e aterros.

Além da translação e do amortecimento a onda de cheia em geral cresce de montante para jusante em função da contribuição que recebe dos afluentes.

Por meio das equações de Saint-Venant, a hidráulica fluvial pode ser classificada como modelos de ondas dinâmicas, difusas ou cinemáticas que correspondem a diferentes formas da equação de momento, respectivamente.

Modelos da propagação da onda dinâmica mantêm todos os termos da equação de momento. Os termos de aceleração nas equações de Saint-Venant podem ser negligenciados na maioria das aplicações práticas de propagação de ondas de cheia em canais naturais. O sistema é assim reduzido a uma única equação parabólica conhecida como o modelo de onda difusa. (PONCE, 1990). Desprezando os termos de aceleração local, a aceleração convectiva e os termos de pressão, a equação da onda cinemática é obtida.

Segundo Chaudry (2001a) as alternativas para resolver as equações de Saint-Venant variando vazão e profundidade do nível de água ao longo do escoamento e do tempo são:

- Realizar as simplificações da Equação de Saint-Venant;
- Estabelecer o método a ser utilizado;
- Utilizar Métodos numéricos.

2.1 Ondas de cheias

Uma onda é definida como a variação temporal e espacial da altura do escoamento (tirante de água) ou da taxa de vazão. O comprimento de onda é a distância entre duas cristas sucessivas; a amplitude da onda é a altura entre o nível máximo da superfície livre e o nível de água em repouso; e a altura da onda é a diferença de cotas entre as cristas e as depressões. (CHOW, 1988).

A cheia propaga-se ao longo de um rio como uma onda cuja velocidade e profundidade variam continuamente no tempo. Existem duas situações de propagação de onda: a propagação na rede fluvial da onda de cheia (*flood routing*) e a propagação na zona envolvente (o leito de cheia), havendo interação entre as duas. Os efeitos dinâmicos são mais importantes no caso das cheias rápidas geradas por precipitação muito intensa e concentrada no tempo ou por descargas rápidas de grandes reservatórios de água.

2.2 Modelos da propagação de ondas

Historicamente, o objetivo dos cálculos de propagação de cheias ao longo de rios foi prever a magnitude e o tempo de ocorrência de vazões para que pudessem ser realizadas ações para proteger as vidas de pessoas e minimizar prejuízos materiais. Desde o final do século XIX é conhecido um conjunto de equações diferenciais parciais que descrevem o escoamento em rios, na condição que considera escoamento unidimensional e baixa declividade, entre outras simplificações.

O estudo do escoamento não permanente em canais começou no início do século XIX, com os trabalhos de Laplace e Lagrange e em 1871, o matemático francês Barre de Saint Venant desenvolveu duas equações parciais diferenciais para o escoamento não permanente. (YEVJEVICH, 1975)

Estas equações são obtidas a partir da aplicação dos princípios da continuidade (**equação 2.1**) e da quantidade de movimento (**equação 2.2**), conhecidas como equações de Saint-Venant (CUNGE, HOLLY & VERWEY, 1980), em homenagem ao seu formulador, e são apresentadas abaixo na forma atualmente mais utilizadas:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + gA \frac{\partial y}{\partial x} + gA(S_f - S_0) = 0 \quad (2.2)$$

onde:

A = área molhada da seção transversal (m²);

y = nível da água na superfície em relação a um referencial (nível médio do mar)
(m);

Q = vazão (m³.s⁻¹);

t = tempo (s);

g = aceleração da gravidade (m.s⁻²);

x = distância linear ao longo do rio (m);

S_f = perda de carga devido ao atrito com as margens e o fundo do rio
(adimensional);

S₀ = declividade de fundo (adimensional);

q_L = vazão lateral de entrada ou saída por unidade de comprimento ($m^3/s.m$).

As equações de Saint-Venant permitem representar os efeitos de translação, amortecimento e também os efeitos de jusante sobre o escoamento a montante.

2.3 Dedução da equação de Saint-Venant

Embora as equações da continuidade e momento possam ser derivadas de inúmeras maneiras, o método de volume de controle pequeno é o mais aplicado, mas de comprimento finito, Δx , onde é reduzido até comprimento zero no limite, a fim de se obter a equação diferencial final. As seguintes considerações foram admitidas: (STURM, 2001)

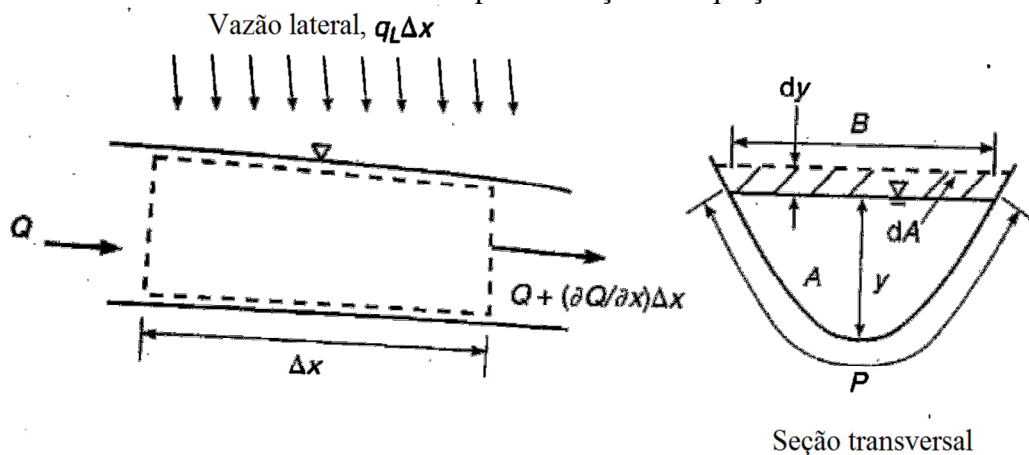
- Escoamentos de águas rasas são negligenciados as acelerações verticais, resultando em uma distribuição de pressão, na vertical, hidrostática. Isto é, a profundidade, y , é muito pequena quando comparada com o comprimento de onda cheia;
- A declividade de fundo do canal é pequena, de modo que $\cos^2\theta$ nas formulações da força de pressão hidrostática é aproximadamente igual a unidade, e $\sin\theta \approx \tan\theta = S_0$, a inclinação do leito do canal, onde θ é o ângulo do leito do canal em relação a horizontal;
- O leito do canal é estável, de modo que as elevações do leito não variam com o tempo. Isto implica que não foram considerados neste estudo, os conceitos de fundo móvel devido o movimento de sedimentos, aplicados em rios naturais;
- O escoamento é considerado unidimensional, a profundidade e a velocidade variam apenas na direção longitudinal do canal. Isto implica que a velocidade é constante e a superfície da água é horizontal numa seção perpendicular ao eixo longitudinal do canal;
- A resistência de atrito no fundo do canal é a mesma tanto para escoamentos não permanentes quanto para escoamentos permanentes, de modo que as equações de Manning ou Chezy podem ser usadas a fim de avaliar a tensão de cisalhamento no fundo do leito.

2.4 Equação da Continuidade

A primeira equação fundamental do escoamento em rios e canais é a equação da continuidade. Ela é deduzida a partir do princípio da conservação de massa, aplicado ao elemento de controle, definido pelo trecho de um rio. A aplicação deste princípio equivale a estabelecer que não ocorram “geração” nem “desaparecimento” de água durante o escoamento. Em outras palavras, ele traduz o fato de que a diferença entre o volume de água afluente à seção de montante e o volume efluente do trecho, em um dado intervalo de tempo, corresponde, exatamente, à variação do volume de água dentro deste trecho e no mesmo intervalo. Na aplicação a rios, como o princípio original referem-se à conservação de massa, os volumes de água serão multiplicados pela massa específica, de maneira que o balanço resultante seja feito em termos de massa através do mesmo elemento de controle. (ANDRADE, 2006)

Primeiro, considere a equação de continuidade, que será derivada de um volume de controle de altura igual à profundidade, y , e comprimento, Δx , conforme mostrado na Figura 2.1.

FIGURA 2. 1 - Volume de controle para dedução da equação da continuidade.



Fonte: Sturm (2010)

Aplicando o princípio da conservação de massa nesse referido volume de controle, temos que o balanço de massa do fluido que entra e sai do volume de controle é igual à variação temporal da massa fluida no interior do referido volume. (GOMES, 2006). Isto pode ser expresso como:

$$\left(\begin{array}{c} \text{Massa total entrando} \\ \text{do volume de} \\ \text{controle durante} \\ \Delta t \end{array} \right) - \left(\begin{array}{c} \text{Massa total saindo} \\ \text{do volume de} \\ \text{controle durante} \\ \Delta t \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{Variação total} \\ \text{da massa dentro} \\ \text{do volume de} \\ \text{controle durante } \Delta t \end{array} \right) \quad (2.3)$$

ou,

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t - q_L \Delta x \Delta t = - \Delta x \frac{\partial A}{\partial t} \Delta t \quad (2.4)$$

onde:

Q = vazão média no interior do canal natural;

q_L =contribuição lateral por unidade de comprimento do canal natural;

A = área da seção transversal do fluxo;

Δx = comprimento do volume de controle;

Δt =intervalo de tempo relativo ao volume de controle.

Dividindo a **equação 2.4** por $\Delta x \Delta t$, e rearranjando temos a equação da continuidade:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \quad (2.5)$$

Sabendo que $A = B \cdot y$, onde B = largura superior da superfície livre do canal (conforme Figura 2.1), substituindo o valor de A na **equação 2.5**, a equação da continuidade torna-se:

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (2.6)$$

Pela definição de vazão como $Q = U \cdot A$, onde U = velocidade média na seção transversal do fluxo na direção(x), o termo $\partial Q / \partial x$ da **equação 2.6** pode ser escrito como $A(\partial U / \partial x) + U(\partial A / \partial x)$, e usando a derivada do produto. Entretanto, o termo envolvendo $\partial A / \partial x$ deve ser avaliado cuidadosamente, já que A pode variar com a profundidade y , e a distancia x , se a largura do canal natural for variável:

$$\frac{\partial A}{\partial x} = \left. \frac{\partial A}{\partial x} \right|_y + B \frac{\partial y}{\partial x} \quad (2.7)$$

Onde o primeiro termo da direita da **equação 2.7** representa a derivada de A em relação a x quando y é considerado constante. Para canais prismáticos, este termo tende a zero. Finalmente, com estas substituições para $\partial Q/\partial x$ e $\partial A/\partial x$, dividindo pela largura B, a equação da continuidade é reduzida a:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + U \frac{\partial y}{\partial x} + D \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{U}{B} \left. \frac{\partial A}{\partial x} \right|_y = \frac{q_L}{B} \quad (2.8)$$

Onde D é a profundidade hidráulica ($D = A/B$). Para um canal natural prismático sem contribuição lateral, o quarto termo do lado esquerdo como o do lado direito vão para zero. Portanto, se a seção transversal for considerada retangular, a equação da continuidade torna-se:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (2.9)$$

Em que q é a vazão por unidade de largura ($q = U \cdot y$). Desta forma, as mudanças temporais da profundidade em um ponto devem ser balanceadas por gradiente longitudinal na vazão por unidade de largura.

2.5 Equações da Quantidade do Movimento

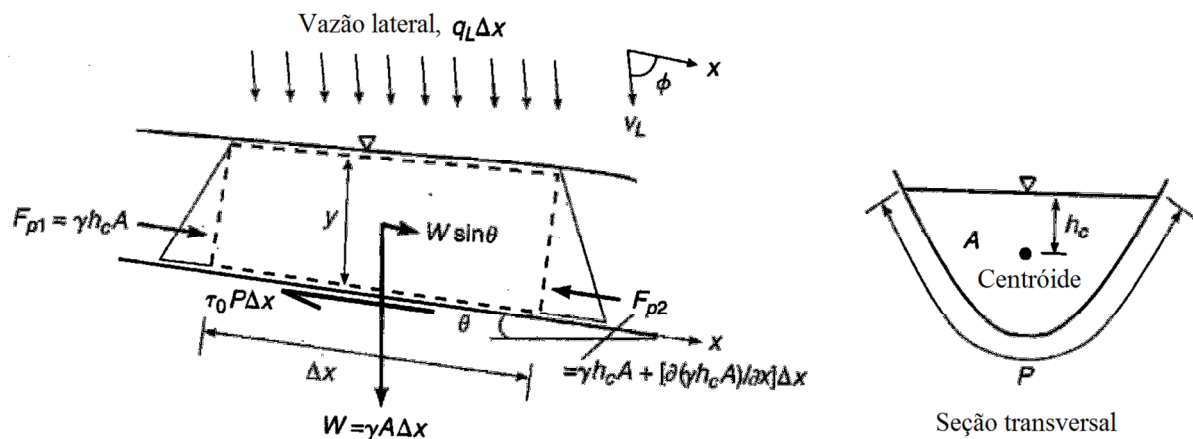
Conservação da quantidade do movimento afirma: a taxa líquida da quantidade de movimento entrando no elemento + a soma das forças que atuam sobre o elemento = taxa de acúmulo da quantidade de movimento. A taxa do fluxo da quantidade de movimento em um fluido é o produto da taxa de fluxo de massa e da velocidade. (LIGGET, 1975)

O princípio de conservação da quantidade de movimento linear diz que: a taxa de variação substantiva da quantidade de movimento é igual ao somatório das forças que agem num fluido, logo:

$$\frac{\partial(m \cdot \vec{U})}{\partial t} = \sum \vec{F} \quad (2.10)$$

Em que $m \cdot \vec{U}$ é a quantidade de movimento linear e $\sum \vec{F}$ é a força resultante que age no fluido. Observe que esta expressão corresponde à segunda lei de Newton ($\vec{F} = m \cdot \vec{a}$) formulada na mecânica clássica.

FIGURA 2.2 - Volume de controle para dedução da equação de momento.



Fonte: Sturm (2010)

A equação da quantidade de movimento é derivada conforme a Figura 2.2, cujas forças atuantes no volume de controle são mostradas. Forças gravitacional, de cisalhamento e de pressão são consideradas, e estes devem balancear a taxa de variação do momento no tempo dentro do volume de controle e o fluxo do momento saindo do volume de controle. Na direção x , onde indica à direção do fluxo, a equação do momento pode ser escrita:

$$F_{px} + F_{gx} - F_{ax} = \frac{\partial}{\partial t} \left[\int_A \rho v_x dA \right] \Delta x + \frac{\partial}{\partial x} \left[\int_A \rho v_x^2 dA \right] \Delta x - \rho q_L \Delta x v_L \cos \phi \quad (2.11)$$

onde:

F_{px} = componente da força de pressão na direção x ;

F_{gx} = componente da força gravitacional na direção x ;

F_{ax} = componente da força de cisalhamento na direção x;

q_L = vazão lateral de entrada por unidade de comprimento na direção do fluxo;

v_L = velocidade da vazão lateral entrando, com ângulo de inclinação ϕ na direção x.

As expressões podem ser desenvolvidas para cada um dos termos de força. Assumindo uma distribuição de pressão hidrostática, a força de pressão, é dada por:

$$F_{px} = F_{p1} - F_{p2}$$

$$F_{px} = - \frac{\partial}{\partial x} (\gamma h_c A) \Delta x = -\gamma A \frac{\partial y}{\partial x} \Delta x \quad (2.12)$$

onde:

h_c = distância vertical entre a superfície livre até o centroide da área da seção transversal;

A = área da seção transversal onde a força atua;

Segundo Ligget (1975) e Cunge, Holly & Verwey (1980) citam que a contribuição da força de pressão resultante de uma variação na área da seção transversal devido à expansão ou contração de um canal não prismático é apenas em relação a componente da força de pressão sobre os bancos de canais na direção do fluxo. Consequentemente, a análise da derivada mostrada no termo a direita da **equação 2.12** ignora a variação da largura do canal natural em x, e trata apenas da definição de integral de Ah_c e a lei de Leibniz. Onde Ah_c é dada pela formula:

$$Ah_c = \int_0^{y(x)} [y(x) - \eta] b(\eta) d\eta$$

A componente da força gravitacional na direção x é dada por:

$$F_{gx} = \gamma A \Delta x S_0 \quad (2.13)$$

Onde S_0 = inclinação no fundo do canal = $\tan \theta$, onde tem sido usado para aproximar $\sin \theta$ para pequenas inclinações.

A componente da força de atrito na direção x pode ser expressa como:

$$F_{ax} = \tau_0 P \Delta x \quad (2.14)$$

Onde τ_0 = tensão de cisalhamento média e P = perímetro molhado.

O fluxo convectivo líquida do movimento saindo do volume de controle pode ser escrito como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\int_A \rho v_x^2 dA \right] \Delta x = \frac{\partial}{\partial x} [\beta \rho U^2 A] \Delta x \quad (2.15)$$

Onde β é o fator de correção da quantidade de movimento e U é a velocidade na seção transversal.

A taxa de variação do tempo da quantidade de movimento dentro de um volume de controle para um fluido incompressível torna-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[\int_A \rho v_x dA \right] \Delta x = \rho \frac{\partial}{\partial t} [UA] \Delta x \quad (2.16)$$

Substituindo as **equações 2.12 até 2.16** na **equação 2.11**, dividindo por $\rho \Delta x$, temos:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial x} (gh_c A) = gA(S_0 - S_f) + q_L v_L \cos \phi \quad (2.17)$$

$$(i) \quad (ii) \quad (iii) \quad (iv)(v) \quad (vi)$$

onde:

$$Q = U.A$$

U = velocidade na seção transversal

A = área da seção transversal onde a força atua

$$S_f = \text{declividade da linha de energia} = \frac{\tau_0}{\gamma R}$$

$$R = \text{raio hidráulico} = \frac{A \text{ (área molhada)}}{P(\text{perímetro molhado})}$$

q_L = vazão lateral por unidade de comprimento com velocidade (v_L)

Na **equação 2.17**, temos que os termos da esquerda são respectivamente: (i) taxa de variação do tempo da quantidade de movimento dentro do volume de controle, (ii) taxa da quantidade de movimento saindo do volume de controle, (iii) forças de pressão na direção x . Os termos da direita são: (iv) força gravitacional, (v) tensão de cisalhamento e (vi) fluxo da quantidade de movimento da vazão lateral, todos na direção x . A **equação 2.17** representa a equação da quantidade de movimento na forma conservativa para um canal prismático. Isto significa que, se os termos da direita da **equação 2.17** tenderem a zero, a força vezes os termos do fluxo da quantidade de movimento do lado esquerdo da equação são conservados. E esta pode ser a forma mais apropriada para aplicar em alguns métodos de solução numérica.

Podemos encontrar a **equação 2.17** em sua forma reduzida, aplicando a derivada do produto, substituindo pelo $\partial A / \partial t$ da equação da continuidade e dividindo pela área da seção transversal, A , temos:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + (2\beta - 1)U \frac{\partial U}{\partial x} + (\beta - 1) \frac{U^2}{A} \frac{\partial A}{\partial x} + U^2 \frac{\partial \beta}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} (S_0 - S_f) + \frac{q_L}{A} (v_L \cos \phi - U)$$

(2.18)

Além disso, a equação da quantidade de movimento é dada para os casos de canais prismáticos onde $\beta \approx 1$ e $\partial\beta/\partial x \approx 0$. Temos:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) + \frac{q_L}{A} (v_L \cos \phi - U) \quad (2.19)$$

O termo convectivo da **equação 2.19** vai para zero se a vazão de entrada lateral for perpendicular ao fluxo principal ($\phi = 0$), mas a contribuição local permanece a menos que $q_L = 0$.

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \quad (2.20)$$

Temos que y é referente a profundidade e S_f é referente a declividade de atrito, e se a vazão lateral é zero temos a **equação 2.20** em sua forma não conservativa, e se rearranjarmos a **equação 2.20**, temos

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} - \frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} \quad (2.21)$$

Onda cinemática

Onda difusa

Onda dinâmica

As equações de Saint-Venant têm várias formas simplificadas, cada uma define um modelo de propagação.

A **equação 2.21** mostra alguns modelos de propagação de fluxo que são produzidos usando toda a equação da continuidade enquanto eliminam-se alguns termos da equação da quantidade de movimento.

A seguir serão apresentados alguns dos trabalhos que se encontra na comunidade científica tratando sobre propagação de onda difusa nos últimos anos.

Tingsanchali e Manandhar (1985) desenvolveram um modelo analítico para a propagação da onda difusa em canais considerando entrada lateral e o efeito remanso.

Chung *et al.* (1993) utilizou a inversa da transformada de Laplace para estudar o efeito de remanso causado a jusante em um canal finito.

Por meio de uma transformada de Laplace, Moussa (1996) obteve a solução para o modelo de onda difusa linear levando em consideração uma vazão lateral distribuída com uma condição inicial em estado permanente.

Moussa e Bocquillon (2000) definiram zonas de aproximação das equações de Saint-Venant para propagação de cheias em canais naturais com vazão lateral em áreas inundadas. Onde os autores usaram a teoria da perturbação linear para analisar os diferentes termos da equação de Saint-Venant como uma função de balanço entre atrito e inércia. Os resultados mostraram que quando o comprimento de uma área inundada aumenta, o domínio da aplicação dos modelos da onda difusa e cinemática é restrito.

Fan e Li (2006) ampliaram ainda mais a solução para o modelo de onda difusa linear considerando canais com entrada de vazão lateral, distribuída ou concentrado, onde puderam analisar para canais infinitos, semi-infinitos e finitos os diferentes efeitos de remanso causado pela vazão de entrada lateral.

Gomes (2006) realizou um estudo comparativo entre os modelos de onda cinemática e da onda difusiva na análise de propagação de cheias em função de parâmetros hidráulicos de uma bacia. Onde os resultados mostraram que o modelo da onda cinemática é mais sensível ao coeficiente de rugosidade da parede do canal, enquanto que o modelo da onda difusa é mais sensível ao parâmetro de declividade de fundo do canal.

Delphi *et al.* (2010) compararam o modelo da onda dinâmica com o modelo da onda difusa em um trecho do rio Karun, entre as estações Mollasani e Ahvaz. Os resultados mostraram que, esta metodologia tem uma boa concordância. Assim inundar simulações de propagação de cheia utilizando solução analítica, semi-analítica e numérica para o modelo de onda difusa obtida através das equações Saint Venant pode ser usado nesta parte do rio Karun.

Wang *et al.* (2014) realizaram um estudo onde analisaram as características da função kernel para a solução de Hayami para propagação da onda de difusa linear em canais com vazão lateral, distribuída. Onde propuseram duas alternativas para a seleção dos valores da função kernel discreta: usando os valores exatos dos pontos ou usando os valores da média central.

2.6 Teoria *Fuzzy*

A Lógica *Fuzzy* desperta atualmente um interesse geral por parte dos pesquisadores, dos engenheiros e das industriais, e em geral por parte de todos aqueles que necessitam da formalização de métodos empíricos, da generalização do raciocínio natural, da automatização de decisões, da construção de sistemas artificiais realizando os empreendimentos a que os humanos se propõem (TANSCHKEIT & SHARF, 1990).

Do ponto de vista histórico, a questão da incerteza nem sempre foi aceita dentro da comunidade científica (KLIR e YUAN, 1995). Na visão da ciência tradicional a incerteza representa um estado indesejável que deve ser evitado a todo custo. Esta era a visão da ciência até o final do século XIX, quando os físicos perceberam que a visão da Mecânica Newtoniana não resolvia os problemas a nível molecular.

Os conhecimentos disponíveis que temos sobre uma situação qualquer são geralmente imperfeitos, seja porque tenhamos uma dúvida sobre sua validade, portanto são incertos, seja porque nos coloquem uma dificuldade para que os expressemos claramente, sendo, portanto, imprecisos. (TANSCHKEIT & SHARF, 1990).

De acordo com Ross *et al.* (2002) o valor de qualquer um desses tipos de informação na tomada de decisões é uma questão de preferência, mas controversa, pontos de vista contrários foram oferecidos durante a análise. Modelos *fuzzy* não são substitutos para os modelos de probabilidade.

Segundo Barreto (2000), assim como a lógica de primeira ordem tem sua correspondente na teoria dos conjuntos clássicos, a lógica difusa tem sua correspondente na teoria dos conjuntos difusos.

2.6.1 Conjuntos Fuzzy

Um conjunto *fuzzy*, então, é um conjunto que contém elementos que possuem diferentes graus de pertinência no conjunto. Esta ideia é o conceito contrário ao aplicado com conjuntos clássicos, ou *crisp*, porque os membros de um conjunto *crisp* não seriam pertinentes, a menos que a sua pertinência fosse total, ou completa, naquele conjunto (isto é, a sua pertinência é atribuído um valor igual a 1). Elementos em um conjunto *fuzzy*, devido suas pertinências não necessitam ser completa, podem também ser pertinente a outros conjuntos *fuzzy* no mesmo universo.

Elementos de um conjunto *fuzzy* são mapeados para um universo de valores de pertinência utilizando uma forma de função-teórica. Nesta pesquisa os conjuntos *fuzzy* serão identificados com o acento til, \sim , acima da letra que identifica o conjunto. Assim, \tilde{A} , poderia ser o conjunto *fuzzy* A. De acordo com Zadeh (1965), esta função mapeia elementos de um conjunto *fuzzy* \tilde{A} para um valor de número real no intervalo de 0 a 1. Se um elemento no universo, dizem x, é um membro do conjunto *fuzzy* A. Assim este mapeamento funcional é dado como:

$$\mu_{\tilde{A}}(x) \in [0,1], \quad (2.22)$$

Onde, o símbolo $\mu_{\tilde{A}}(x)$ é o grau de pertinência do elemento x em um conjunto *fuzzy* \tilde{A} . Entretanto, $\mu_{\tilde{A}}(x)$ é um valor no intervalo de uma unidade que mede o grau para qual elemento x pertence ao conjunto *fuzzy* \tilde{A} , isto é, $\mu_{\tilde{A}}(x) = \text{grau}$ para cada $x \in \tilde{A}$.

2.6.2 Formato das Funções de Pertinência

Os formatos mais comumente utilizados para funções de pertinência são os triangulares, os trapezoidais e os gaussianos.

- **Funções de Pertinência Triangulares**

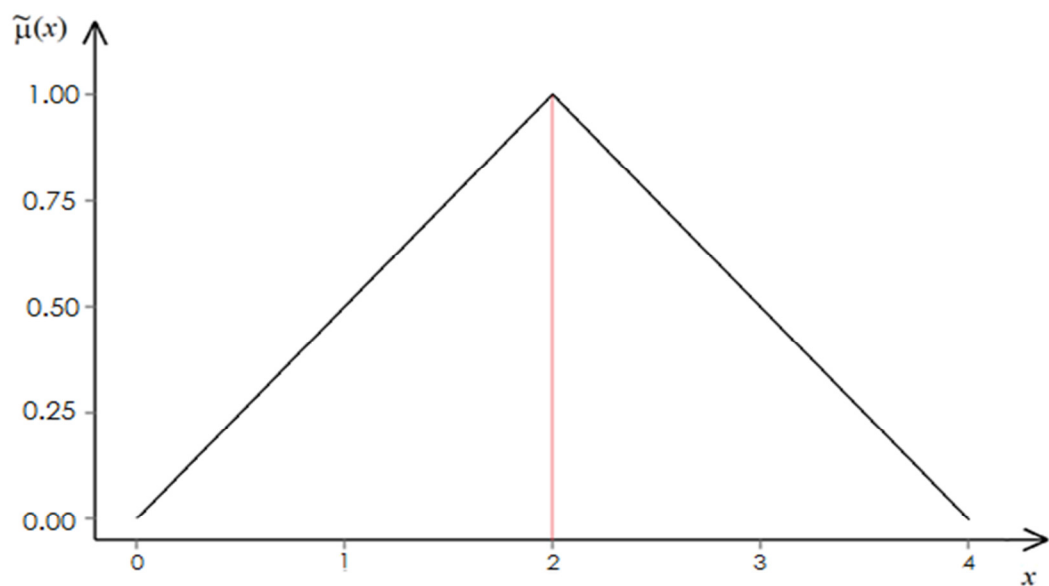
As funções de pertinência triangulares são caracterizadas por um terno (a, b, c), onde a e c determinam o intervalo dentro do qual a função de pertinência

assume valores diferentes de zero, e b é o ponto onde a função de pertinência é máxima. Cujas função é dada:

$$\mu_{\tilde{A}}(x) = \begin{cases} 0 & \text{se } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{se } a < x \leq b \\ \frac{c-x}{c-b} & \text{se } b < x \leq c \\ 0 & \text{se } x > c \end{cases} \quad (2.23)$$

Representado na figura 2.3.

FIGURA 2.3 – Função de Pertinência Triangular.



Fonte: Elaborada pela autora

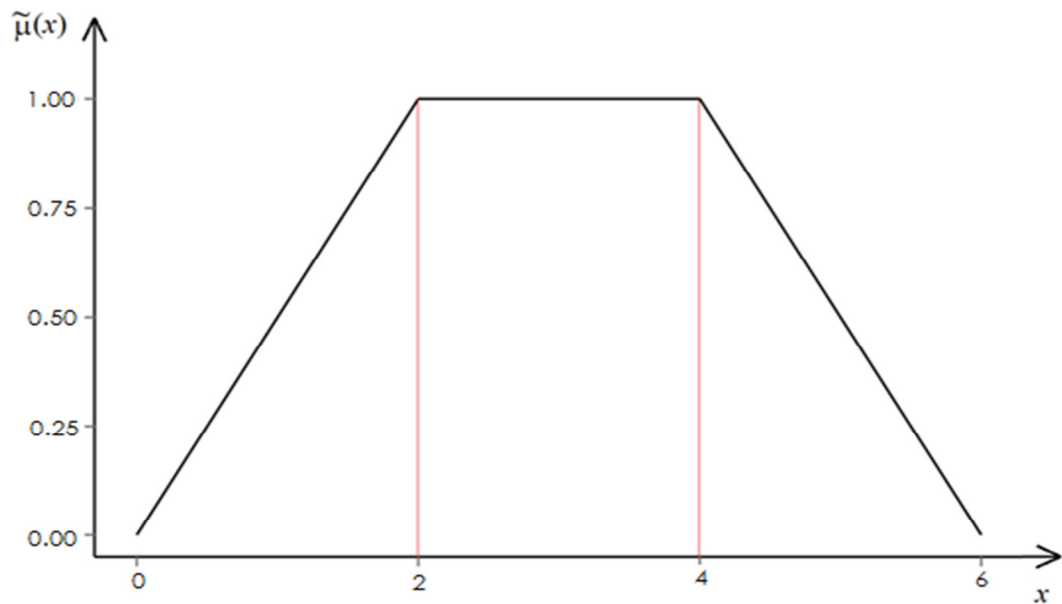
- **Funções de Pertinência Trapezoidais**

As funções de pertinência trapezoidais são caracterizadas por um conjunto de quatro valores de a, b, c e d, onde a e d determinam o intervalo dentro do qual a função de pertinência assume valores diferentes de zero, e b e c determinam o intervalo dentro do qual a função de pertinência é máxima e igual a 1. A equação 2.24 expressa essa função:

$$\mu_{\tilde{A}}(x) = \begin{cases} 0 & \text{se } x \leq a \\ \frac{x-a}{b-a} & \text{se } a < x \leq b \\ 1 & \text{se } b \leq x \leq c \\ \frac{d-x}{d-c} & \text{se } c < x \leq d \\ 0 & \text{se } x > d \end{cases} \quad (2.24)$$

Na figura 2.4 exibe uma função de pertinência trapezoidal onde podem ser destacados os pontos a, b, c e d. Destacando os encontram-se no eixo vertical os valores da função de pertinência e no eixo horizontal os valores da variável que se quer estudar.

FIGURA 2. 4 - Função de Pertinência Trapezoidal



Fonte: Elaborada pela autora

- **Funções de Pertinência Gaussiana**

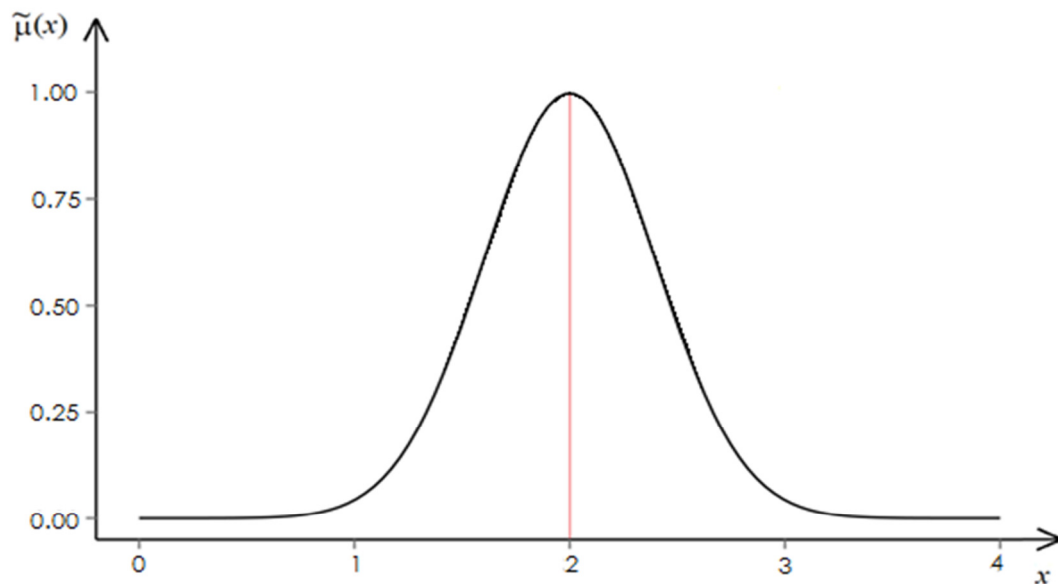
As funções de pertinência Gaussianas são caracterizadas pela sua média ($\bar{\vartheta}$) e seu desvio padrão (σ). Este tipo de função de pertinência tem um decaimento suave e tem valores diferentes de zero para todo domínio da variável estudada.

A equação 2.25 expressa a função de pertinência Gaussiana.

$$\mu_{\tilde{A}}(x) = \begin{cases} 0 & \text{se } x \text{ está fora do domínio} \\ \exp\left(\frac{-(x - \bar{\vartheta})^2}{2 \sigma^2}\right) & \end{cases} \quad (2.25)$$

Representado na Figura 2.5

FIGURA 2. 5 - Função de Pertinência Guassiana



Fonte: Elaborada pela autora.

2.6.3 Fuzzificação

A “Fuzzificação” é o processo de conversão da entrada numérica em conjuntos difusos. É uma operação fundamental, pois em grande parte das aplicações de lógica difusa os dados são numéricos, sendo necessário então “fuzzificar” estes em conjuntos difusos. Um conjunto numérico x é convertido no conjunto difuso X através de um “fuzzificador”.

2.6.4 Operações com Conjunto Fuzzy

Os preceitos e as operações de conjuntos *fuzzy* são comparados com os conjuntos clássicos. (DUBOIS e PRADE, 1980; KLIR e FOLGER, 1988; ZIMMERMANN, 1991; KLIR e YUAN, 1995)

Assim considerando três conjuntos *fuzzy* \tilde{A} , \tilde{B} e \tilde{C} no universo X . Para um dado elemento x no universo, as operações igualdade, união, interseção e complemento são definidos para \tilde{A} , \tilde{B} e \tilde{C} em X :

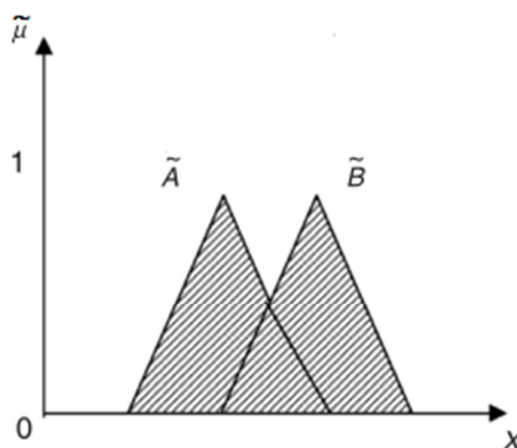
- Igualdade

$$\mu_{\tilde{A}}(x) = \mu_{\tilde{B}}(x), \forall x \in X \quad (2.26)$$

- União

$$\mu_{\tilde{A} \cup \tilde{B}}(x) = \mu_{\tilde{A}}(x) \cup \mu_{\tilde{B}}(x) \quad (2.27)$$

FIGURA 2. 6 – União de conjuntos *fuzzy*.

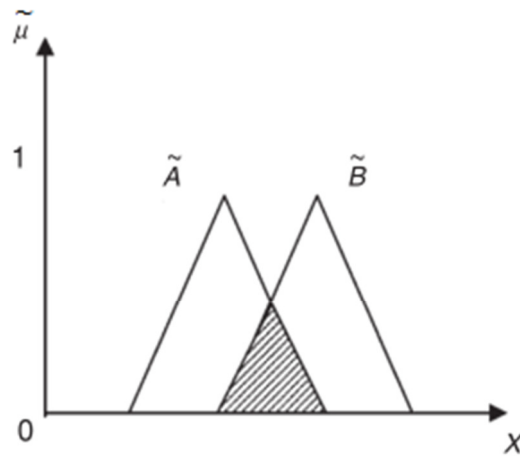


Fonte: Elaborada pela autora.

- Interseção

$$\mu_{\tilde{A} \cap \tilde{B}}(x) = \mu_{\tilde{A}}(x) \cap \mu_{\tilde{B}}(x) \quad (2.28)$$

FIGURA 2. 7 – Interseção de conjuntos *fuzzy*.

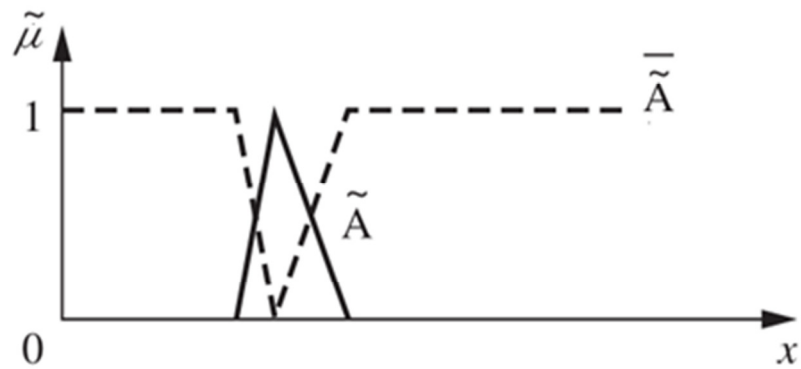


Fonte: Elaborada pela autora.

- Complemento

$$\mu_{\tilde{\tilde{A}}}(x) = 1 - \mu_{\tilde{A}}(x) \quad (2.29)$$

FIGURA 2. 8 – Complemento do conjunto *fuzzy*.



Fonte: Elaborada pela autora.

2.6.5 Incertezas

Nosso entendimento sobre a maioria dos processos físicos é baseada principalmente no raciocínio humano incerto ou impreciso. Esta incerteza (quando comparada com as quantidades de informações precisas requeridas pelos computadores) é, no entanto, uma forma de informação que pode ser muito útil para os seres humanos. A capacidade de incorporar tal raciocínio em problemas até então intratáveis e complexos é o critério pelo qual a eficácia da lógica *fuzzy* é julgada. Sem dúvida, essa capacidade não pode resolver problemas que exigem alta precisão - problemas como, por exemplo, uma moagem de componentes da máquina a uma precisão de partes por bilhões ou mesmo o passar de um feixe de elétrons microscópico em uma amostra do tamanho de um nanômetro. O impacto da lógica *fuzzy* nessas áreas pode ainda levar alguns anos de estudos. Mas existem muitos problemas humanos que exigem tal precisão - problemas como estacionar um carro ou mesmo dirigir um carro entre outros em uma rodovia; lavagem de roupas; controle de tráfego nos cruzamentos; para tais problemas basta ter um entendimento preliminar do sistema complexo em questão.

A exigência da precisão nos modelos de engenharia e produtos traduz-se em altos custos e prazos longos tanto na produção quanto no desenvolvimento. Em outras palavras, custo é proporcional à precisão, isto é, quanto maior for a precisão isto implicará em um custo mais elevado. Ao considerar o uso da lógica *fuzzy* para um determinado problema, um engenheiro ou cientista deve ponderar a necessidade de explorar a tolerância para incerteza. Vale salientar que os altos custos não são ditados apenas pela elevada precisão, mas também pelo tratamento adequado para um dado problema.

A incerteza pode ser pensada num sentido epistemológico como sendo o inverso de informações. Informações sobre uma engenharia em particular ou um problema científico podem estar incompletos, imprecisos, fragmentário, incerto, difuso, contraditório, ou mesmo deficiente de alguma forma (KLIR e YUAN, 1995). Quando adquirimos mais e mais informações sobre um problema, nós nos tornamos cada vez menos incerto sobre sua formulação e solução. Problemas que são caracterizados por muito pouca informação são caracterizados ou como mal posto, ou complexo, ou insuficientemente conhecido. Estes problemas estão imbuídos de um alto grau de incerteza. A incerteza pode se manifestar de várias formas: pode ser difusa (não afiada, clara, imprecisa, aproximada), pode ser ambíguos (muitas opções, contraditórias), pode ser da forma de ignorância (dissonante, não sabendo de coisa alguma), ou pode ser uma forma devido à variabilidade natural (conflitante, aleatória, caótica, imprevisível). Zadeh (2002) apresentou alguns exemplos simples de essas formas em

termos de declarações de uma pessoa sobre quando devem regressar a um atual lugar no tempo. A afirmação " Eu estarei de volta em breve " é uma afirmação do tipo solta, enquanto que a declaração " Eu voltarei em poucos minutos, " é difusa; na primeira declaração é do tipo desconhecido por estar associada com qualquer unidade de tempo (segundos, horas, dias), e esta última está associada a uma incerteza que é, pelo menos, conhecido por ser estar na ordem de minutos.

Existem estudos que tem aplicado os conjuntos *fuzzy* em operações de reservatórios. Estas aplicações podem ser encontradas em Russel e Campbell (1996), Fontane *et al.* (1997) e Cheng *et al.* (1999a) Esses trabalhos lidam com a complexidade de um sistema típico que envolve a incertezas do processo, intuições e experiência dos operadores. No momento de decisão para operações de controle de vazões em um reservatório, um procedimento rápido bem como selecionar as alternativas viáveis e eficazes é de suma importância.

Cheng (1999b) realizou um trabalho baseado nas características das enchentes do rio Yangtze na China e nos princípios da teoria dos conjuntos *fuzzy*, onde desenvolveu um modelo *fuzzy* ideal para o controle de inundações nos cursos superior e intermediário deste rio.

Lee, Bogardi e Kim (2000) apresentaram uma metodologia, usando um conjunto *fuzzy*, para analisar a viabilidade técnica de vários métodos exigidos para a construção de abastecimento de água, para a segurança hidráulica, e para a racionalidade do custo. A metodologia permite caracterizar as incertezas associadas e incorporá-las para que possam ter os resultados mais apropriados e realísticos. Mauris, Lasserre e Foulloy (2001) abordaram uma expressão fuzzy para a medição de incerteza. A teoria *fuzzy* e a teoria das possibilidades foram apresentadas como um suporte matemático para lidar com medidas de incerteza.

Bogardi e Duckstein (2002) aplicaram os conceitos da teoria *fuzzy*, para gerenciar o risco de enchentes, em sistemas com alto grau de incertezas. Neste caso, foram identificados quatro elementos fundamentais para modelar o problema: i) a exposição do sistema, L; ii) a resistência do sistema, C; iii) a falha no sistema, $L > C$ e iv) a consequência da falha. Ao final do estudo, identificou-se a ação preferencial para evitar consequências indesejáveis tanto do ponto de vista econômico, como ecológico.

Segundo Santos (2012) é importante realizar uma avaliação do grau de incerteza existente durante uma tomada de decisão, ou seja, procurar uma estimativa do risco envolvido.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo é proposto um modelo matemático a fim de resolver as equações de Saint- Venant, através de métodos numéricos. O modelo hidrodinâmico de propagação de cheias neste estudo é o modelo da onda difusa. Para resolver as equações diferenciais desse modelo foram utilizados os seguintes métodos: Método das Diferenças Finitas, para este caso, o método de discretização implícito e o Método iterativo de Newton-Raphson, onde são determinadas as variáveis de controle: vazão, velocidade, área molhada da seção transversal e profundidade do escoamento.

3.1 Equações fundamentais

i. Equação da Continuidade

As equações básicas aplicadas em mecânica dos fluidos em superfícies livres são: a equação da continuidade e a equação do movimento conforme visto no capítulo anterior. Onde a representação matemática da equação da continuidade (**equação 2.5**) é dada por:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.1)$$

Onde Q é vazão média no interior do canal natural (m^3/s), x é o comprimento longitudinal (m), t é o tempo em segundos (s), A é a área da seção transversal do fluxo (m^2) e q_L é a contribuição lateral por unidade de comprimento do canal natural, onde para este estudo o q_L da equação 2.5, foi considerado como zero, isto é, não há contribuição lateral.

ii. Equação da Quantidade de Movimento

Conforme abordado no capítulo anterior, a outra equação fundamental é a equação da conservação da quantidade do movimento, (**equação 2.20**):

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \quad (3.2)$$

Onde: Q é a vazão (m^3/s); x é o comprimento longitudinal (m); t é o tempo (s); A é a área da seção transversal do fluxo (m^2); y é a profundidade da água no canal (m); S_0 é a declividade de fundo do canal (m/m); S_f é a declividade de linha de energia; e g é a aceleração da gravidade (m^2/s).

3.2 Modelos hidrodinâmicos: Equações Saint-Venant

As equações de Saint Venant, equação da continuidade (**equação 3.1**) e a equação da quantidade de movimento (**equação 3.2**) são as equações governantes para o fluxo não permanente em rios.

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \end{cases} \quad \begin{matrix} (3.1) \\ (3.2) \end{matrix}$$

Devido a não linearidade das equações de Saint–Venant, um tratamento iterativo se faz necessário, a fim de reduzir os erros de aproximação. O método de Newton-Raphson foi o método aplicado para este trabalho, tendo em vista que este método iterativo converge com mais facilidade.

3.3 Equação da Onda Difusa

Tendo em vista que o estudo trata do modelo da onda difusa, neste item será desenvolvido o modelo da onda difusa. O modelo da onda difusa emprega a **equação 3.1** e a **equação 3.2**, onde os termos de aceleração convectiva e aceleração local foram negligenciados, pois estes possuem valores muito pequenos em relação aos demais termos, mas incorporando o termo de pressão, logo assume a seguinte forma:

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (3.3)$$

Para escoamento uniforme e permanente temos que $S_f = S_0$ e $R_h = A_m/P_m$ onde R_h = raio hidráulico, onde A_m é a área molhada e P_m é o perímetro molhado temos que a fórmula de Manning nos fornece:

$$A = \left(\frac{n P_m^{2/3}}{\sqrt{S_0}} \right)^{3/5} Q^{3/5} \quad (3.4)$$

Assim:

$$S_f = S_0 = \frac{Q^2}{K^2} \quad (3.5)$$

Onde K é um parâmetro de transporte que depende das características do canal. (SILVA, 2007). Substituindo a **equação 3.5** na **equação 3.3** e diferenciando em relação ao tempo:

$$\frac{2Q}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q^2}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t} = - \frac{\partial^2 y}{\partial t \partial x} \quad (3.6)$$

Pela equação da continuidade (**equação 3.1**) e considerando que não há contribuição lateral:

$$\frac{\partial y}{\partial t} = - \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (3.7)$$

Aplicando a **equação 3.7** na **equação 3.6**:

$$\frac{2Q}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q^2}{K^3} \frac{\partial K}{\partial t} = \frac{1}{B} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.8)$$

Como K é um fator de transporte em função da profundidade (y), e em consequência, da área molhada (A_m), sua derivada em relação ao tempo é dada por:

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{dK}{dA} \frac{\partial A}{\partial t} = - \frac{dK}{dA} \frac{\partial Q}{\partial x} \quad (3.9)$$

Aplicando a **equação 3.10** na **equação 3.9**, temos:

$$\frac{2Q}{K^2} \frac{\partial Q}{\partial t} - \frac{2Q^2}{K^3} \left[- \frac{dK}{dA} \frac{\partial Q}{\partial x} \right] = \frac{1}{B} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.10)$$

Considerando dK/dA como escoamento uniforme, pela equação de Manning temos que $K = Q/S_0^{0.5}$, logo a **equação 3.10** torna-se:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{dQ}{dA} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q}{2S_0 B} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.11)$$

A **equação 3.11** é a conhecida como a **equação da onda difusa**, onde pode ser apresentada da seguinte forma também:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.12)$$

Onde $c = dQ/dA$ definido como a celeridade da onda cinemática e $D = Q/2S_0 B$ definido como o coeficiente difusivo aparente. Termo este responsável pela amortização do pico da vazão ao longo do canal, e que será em função da declividade do canal.

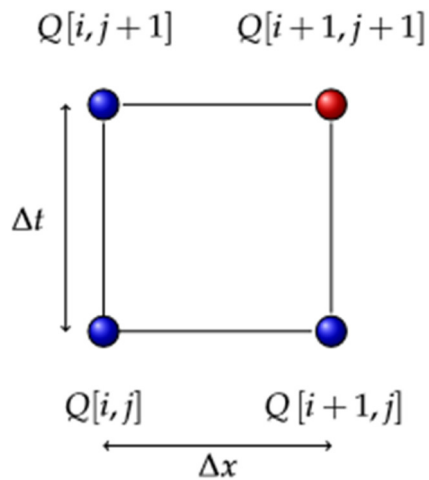
3.4 Discretização da Equação da Onda Difusa

Na abordagem da diferença finita, o problema de domínio contínuo é "discretizada", de modo que as variáveis dependentes são consideradas de modo a existir somente em pontos discretos. As derivadas são aproximadas pelas diferenças, resultando em uma representação algébrica da equação diferencial parcial (EDP). Assim, o problema envolvendo cálculo é transformado em um problema algébrico.

Uma das primeiras etapas a ser estabelecido como procedimento de diferenças finitas para resolver uma EDP é substituir um problema de domínio contínuo por uma malha ou grid de diferenças finitas.

Considere uma pequena malha mostrada na FIGURA 3.1.

FIGURA 3. 1 – Malha de discretização



Fonte: Elaborada pela autora.

De acordo com a Figura 3.1, a linha é representada pelo índice i e a coluna pelo índice j . Os passos no espaço e no tempo são respectivamente iguais a Δx e Δt . Os pontos em azul significa que os valores são conhecidos e o ponto em vermelho, significa que o valor é desconhecido.

A idéia de uma representação de diferenças finitas pode ser introduzida por lembrar a definição da derivada para a função $Q(x, t)$ em $x = x_0$ e $t = t_0$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{Q(x_0 + \Delta x, t_0) - Q(x_0, t_0)}{\Delta x}$$

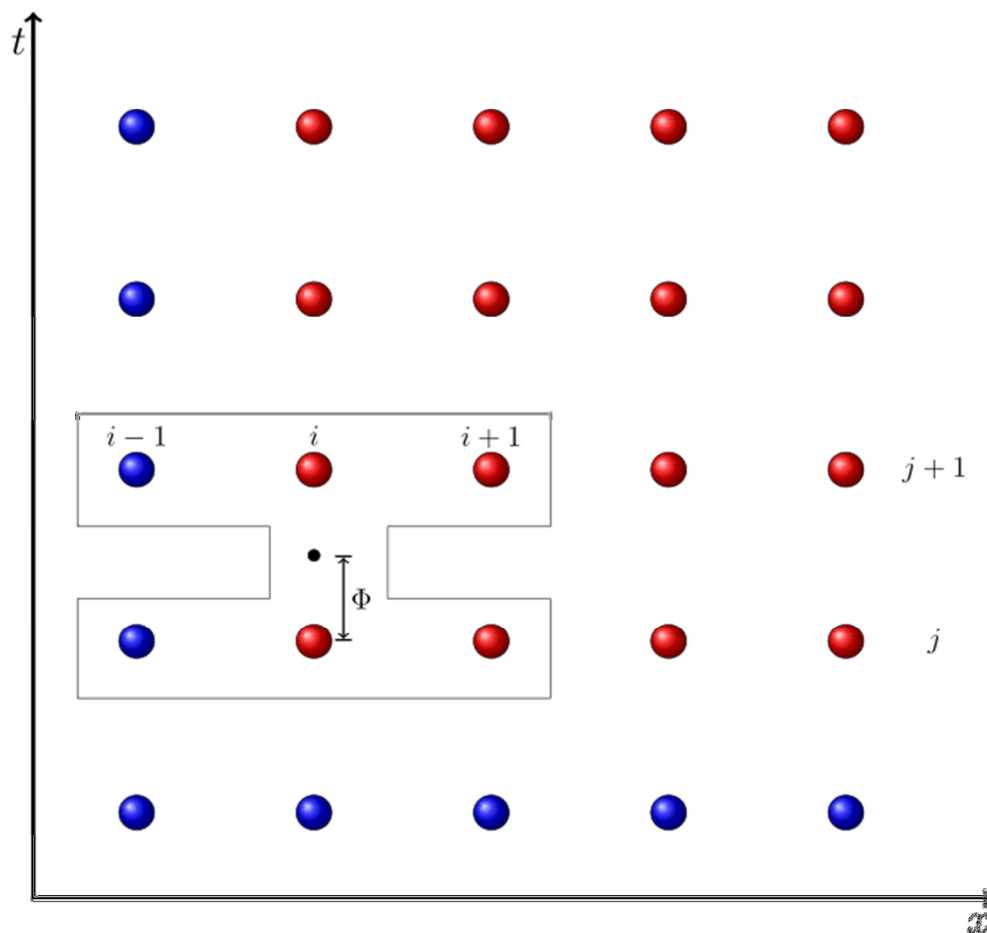
Como Q é contínuo, é esperado que:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q(x_0 + \Delta x, t_0) - Q(x_0, t_0)}{\Delta x}$$

Seja uma aproximação razoável para $\partial Q/\partial x$ suficientemente pequeno, mas um finito Δx . De fato, o valor médio do teorema assegura que a representação da diferença é exata para algum ponto dentro do intervalo Δx .

Para o modelo da onda difusiva, utilizou-se o Método das Diferenças Finitas. Este método pode ser o Explícito ou Implícito. Para este trabalho foi utilizado o método Implícito, ou o Método de Crank-Nicolson (Figura 3.2). (ANDERSON *et.al*, 1984)

FIGURA 3. 2 - Malha de discretização para onda difusiva



FONTE: Elaborada pela autora.

Discretizando a **equação 3.12**, conforme o método das diferenças finitas implícito tem-se que a derivada parcial de Q em relação ao tempo é dada por:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{Q_i^{j+1} - Q_i^j}{\Delta t} \quad (3.13)$$

A derivada parcial de Q em relação ao espaço (x) é aproximada por:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \Phi \left[\frac{Q_{i+1}^j - Q_{i-1}^j}{2\Delta x} \right] + (1 - \Phi) \left[\frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_{i-1}^{j+1}}{2\Delta x} \right] \quad (3.14)$$

A aproximação da segunda derivada parcial é dada por:

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = \Phi \left[\frac{Q_{i+1}^j - 2Q_i^j + Q_{i-1}^j}{\Delta x^2} \right] + (1 - \Phi) \left[\frac{Q_{i+1}^{j+1} - 2Q_i^{j+1} + Q_{i-1}^{j+1}}{\Delta x^2} \right] \quad (3.15)$$

Como o termo derivativo após a igualdade foi aproximado de Q até o tempo j+1, implica que aparecerão três termos desconhecidos na equação das diferenças, e o procedimento é conhecido como implícito, indicando que a formulação algébrica exigirá a solução simultânea de várias equações envolvendo termos desconhecidos.

Substituindo as **equações 3.13 a 3.15** na **equação 3.12**, e rearranjando temos:

$$AA Q_{i-1}^{j+1} + BB Q_i^{j+1} + CC Q_{i+1}^{j+1} = Q_i^j \quad (3.16)$$

Onde

$$AA = -\alpha - \beta$$

$$BB = 1 + 2\beta$$

$$CC = \alpha - \beta$$

$$\alpha = \xi_i^{j+1} \cdot \frac{\Delta t}{2 \Delta x}$$

$$\beta = \lambda_i^{j+1} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x^2}$$

Admitindo que ξ é a forma discretizada do termo dQ/dA e λ é referente ao termo $Q/2BS_0$.

Alocando os parâmetros na **equação 3.16**, temos que sua forma matricial é:

$$[M] \cdot [Q] = [D] \quad (3.17)$$

Cuja solução é obtida,

$$[Q] = [D] \cdot [M]^{-1} \quad (3.18)$$

3.5 Método Newton-Raphson

Métodos aproximados já eram conhecidos desde a antiguidade, como, por exemplo, o método babilônio para aproximar raízes quadradas. O método de Newton-Raphson ou também conhecido como o Método das Tangentes, é baseado na expansão da série de Taylor isto é, expandindo a série de Taylor em torno de x_n tem-se,

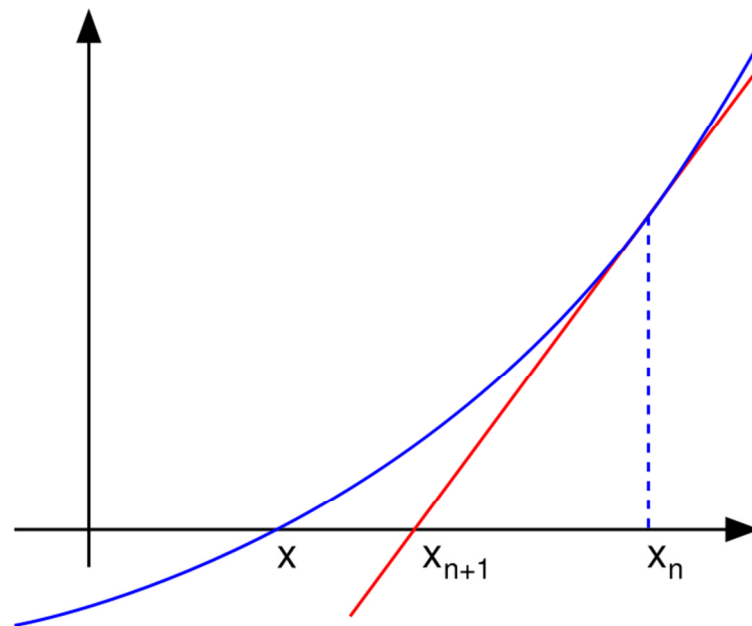
$$f(x) = f(x_n) + f'(x_n)(x - x_n) + f''(x_n) \frac{(x - x_n)^2}{2!} + f'''(x_n) \frac{(x - x_n)^3}{3!} + \dots \quad (3.19)$$

Onde x_n é o valor aproximado para a raiz λ da equação na interação n do processo iterativo, $f(x_n)$ é a função, $f'(x_n)$ a primeira derivada da função e $f''(x_n)$ é a segunda derivada da função.

Fazendo o truncamento no segundo termo na expansão da série de Taylor (lado direito da **equação 3.19**),

$$f(x) = f(x_n) + f'(x_n)(x - x_n) \quad (3.20)$$

Obtemos a equação de uma reta que passa pelo ponto $f(x_n)$ com inclinação $f'(x_n)$, isto é, ela é tangente a curva no ponto x_n (Figura 3.3)

FIGURA 3.3 - Método de Newton-Raphson

Fonte: Elaborada pela autora.

Seja x_{n+1} a raiz da equação $f(x) = 0$, aplicando na **equação 3.20** e rearranjando a notação, podemos calcular o $(n+1)$ -ésimo valor usando o (n) -ésimo valor através da **equação 3.21**, conhecida como método de Newton-Raphson (ROQUE, 2000):

$$x_{n+1} = x_n - \frac{f(x_n)}{f'(x_n)} \quad (3.21)$$

3.6 Aspectos *Fuzzy*

A lógica é apenas uma pequena parte da capacidade humana de raciocinar. A lógica pode ser um meio para nos compelir a inferir respostas corretas, mas não pode por si só ser responsável por nossa criatividade ou para a nossa capacidade de lembrar. Em outras palavras, a lógica pode nos ajudar a organizar palavras para fazer frases claras, mas não pode nos ajudar a determinar que frases usar em vários contextos.

A lógica para os seres humanos é uma forma quantitativa para desenvolver um processo de raciocínio que pode ser replicado e manipulado com preceitos matemáticos.

O interesse em lógica é o estudo da verdade em proposições lógicas; na lógica clássica esta verdade é binária - uma proposição é verdadeira ou falsa.

A partir desta perspectiva, a lógica *fuzzy* é um método para formalizar a capacidade humana de raciocínio impreciso, ou o raciocínio aproximado. Tal raciocínio representa a capacidade humana de raciocinar e julgar aproximadamente sob incerteza. Na lógica *fuzzy* todas as verdades são parcial ou aproximada. Neste sentido, este raciocínio também foi denominado raciocínio interpolativo, onde o processo de interpolação entre os extremos binários de verdadeira e falsa está representado pela capacidade de lógica *fuzzy* para encapsular verdades parciais.

Ambientes fluviais são sistemas enormes e complexo, caracterizados pela “fuzzificação”. Ou seja, as condições de contorno, as constituições estruturais ou os mecanismos de interação bioquímicas nos sistemas aquáticos todos têm características difusas e imprecisas.

Neste estudo, propõe-se ter em conta os impactos decorrentes da “fuzzificação” e imprecisão do sistema. Como normalmente, há uma maior frequência perto do centro e frequências mais baixas perto dos extremos. Assim, de acordo com essas características, foi considerado para este estudo o número *fuzzy* na sua forma triangular a fim de descrever a “fuzzificação”.

Assumindo que x_1, x_2, \dots , são os dados de monitoramento do parâmetro Z do modelo, \bar{x} é o valor médio e σ é o desvio padrão. De acordo com os princípios de estatística temos que mais de 95% dos dados monitorados podem estar localizados num range de $(\bar{x} - \sigma, \bar{x} + \sigma)$ para uma série de distribuição normal. Considerando $\bar{x} - \sigma$ como limite inferior, $\bar{x} + \sigma$ como limite superior e \bar{x} como o valor mais possível, temos parâmetro *fuzzy* triangular Z definido como:

$$Z = (\bar{x} - \sigma, \bar{x}, \bar{x} + \sigma) \quad (3.22)$$

Pela **equação 3.22** temos que a distância entre a borda superior e inferior são maiores do que o aumento do desvio padrão σ . Isto é, o parâmetro de “fuzzificação” \bar{Z} torna-se mais intenso. Então de acordo com a **equação 2.23** tem-se que as funções de pertinência do parâmetro *fuzzy* \bar{Z} são as seguintes:

$$\mu_{\bar{Z}}(x) = 0, \quad x < \bar{x} - \sigma \quad (3.23a)$$

$$\mu_{\bar{Z}}(x) = \frac{x - (\bar{x} - \sigma)}{\sigma}, \quad \bar{x} - \sigma \leq x \leq \bar{x} \quad (3.23b)$$

$$\mu_{\bar{Z}}(x) = \frac{(\bar{x} - \sigma) + x}{\sigma}, \quad \bar{x} \leq x \leq \bar{x} + \sigma \quad (3.23c)$$

$$\mu_{\bar{Z}}(x) = 0, \quad x > \bar{x} + \sigma \quad (3.23d)$$

Quando $x = \bar{x}$, $\mu_{\bar{Z}}(x) = 1$

Pela “fuzzificação”, os parâmetros do modelo determinístico de propagação de onda difusa podem ser transformados em um modelo de simulação *fuzzy*.

As equações determinísticas tomam a seguinte forma como equações “fuzzificadas”:

- Equação da continuidade com características *fuzzy*, **equação 3.1**:

$$\frac{\partial \tilde{Q}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{A}}{\partial t} = 0 \quad (3.24)$$

- Equação da quantidade de movimento com características *fuzzy*, **equação 3.2**:

$$\frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial x} + g \left(\frac{\partial \tilde{y}}{\partial x} - \tilde{S}_0 + \tilde{S}_f \right) = 0 \quad (3.25)$$

- Equação de Manning com características *fuzzy*, **equação 3.5**:

$$\tilde{A} = \left(\frac{n \tilde{P}_3^2}{\sqrt{\tilde{S}_0}} \right)^{\frac{3}{5}} \tilde{Q}^{\frac{3}{5}} \quad (3.26)$$

- Equação da Propagação da Onda Difusa com características *fuzzy*, **equação 3.11**:

$$\frac{\partial \tilde{Q}}{\partial t} + \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{A}} \frac{\partial \tilde{Q}}{\partial x} = \frac{\tilde{Q}}{2\tilde{S}_0 B} \frac{\partial^2 \tilde{Q}}{\partial x^2} \quad (3.27)$$

onde:

\tilde{A} : função de pertinência para a área transversal do canal do rio

\tilde{Q} : função de pertinência para a vazão;

\tilde{y} : função de pertinência para a profundidade;

\tilde{q} : função de pertinência para o escoamento lateral;

\tilde{S}_0 : função de pertinência para a declividade do leito do rio;

\tilde{S}_f : função de pertinência para a declividade da linha de energia.

Desta forma, a **equação 3.27**, tem sua forma discretizada “fuzzificada” como:

$$\tilde{A}\tilde{A} \tilde{Q}_{i-1}^{j+1} + \tilde{B}\tilde{B} \tilde{Q}_i^{j+1} + \tilde{C}\tilde{C} \tilde{Q}_{i+1}^{j+1} = \tilde{Q}_i^j \quad (3.28)$$

Alocando os parâmetros *fuzzys* da **equação 3.8** temos que sua forma matricial é:

$$[\tilde{M}] \cdot [\tilde{Q}] = [\tilde{D}] \quad (3.29)$$

Atente que $\tilde{A}\tilde{A}$, $\tilde{B}\tilde{B}$ e $\tilde{C}\tilde{C}$ são os coeficientes *fuzzy* que compõem a matriz \tilde{M} .

Além dessas equações, faz-se necessário definir as correspondentes funções de pertinência para as condições de contorno e iniciais:

- Condições iniciais com característica *fuzzy* são:

$$\begin{cases} \tilde{Q}(x, 0) = \tilde{Q}_0 & (3.30) \\ \tilde{Q}(0, t) = \tilde{Q}(t) & (3.31) \end{cases}$$

- Condições de contorno com características *fuzzy* :

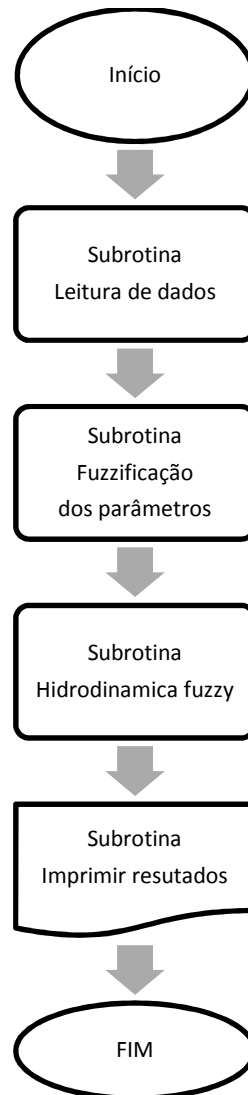
$$\tilde{Q}_c = \tilde{Q}_0 \left(1 + 3 \sin \frac{\pi t}{T} \right) \quad (3.32)$$

Com estas informações temos o modelo em sua forma *fuzzy*. Este modelo nos fornecerá como resultado cinco (5) funções de pertinências, são elas vazão, área, celeridade, velocidade e profundidade.

3.7 Aspectos Computacionais

Para esta pesquisa foi desenvolvido um programa computacional com o intuito de resolver as equações diferenciais envolvidas no modelo. Este programa foi escrito em linguagem FORTRAN 90 que permite calcular as variáveis de controle de escoamento de um fluido em rios naturais sob o ponto de vista *fuzzy*. As variáveis determinadas são: vazão, área da seção molhada, velocidade e a profundidade da superfície livre da água no rio.

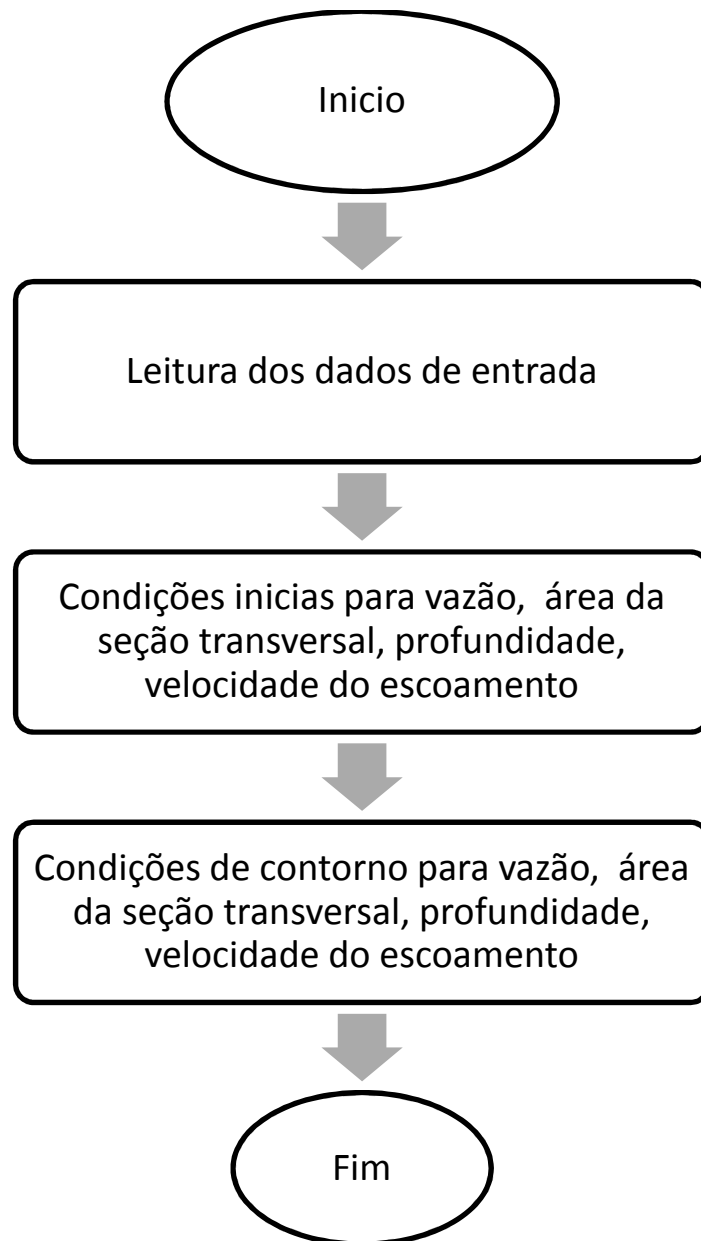
O programa está dividido em três sub-rotinas bem definidas (FIGURA 3.4). (1) leitura de dados de entrada; (2) “Fuzzificação” dos parâmetros pertinentes aos modelos (3) determinação dos valores de vazão, velocidade, profundidade, celeridade e área por meio das equações hidrodinâmicas “fuzzificadas”, ou seja, o modelo de propagação de onda difusa “fuzzificado”.

FIGURA 3.4 – Fluxograma completo do programa computacional

Fonte: Elaborada pela autora

A primeira sub-rotina trata da leitura dos dados de entrada (FIGURA 3.5). Nesta subrotina permite que os dados referentes às condições iniciais, condições de contorno, os dados geométricos do canal (declividade, número de Manning, largura).

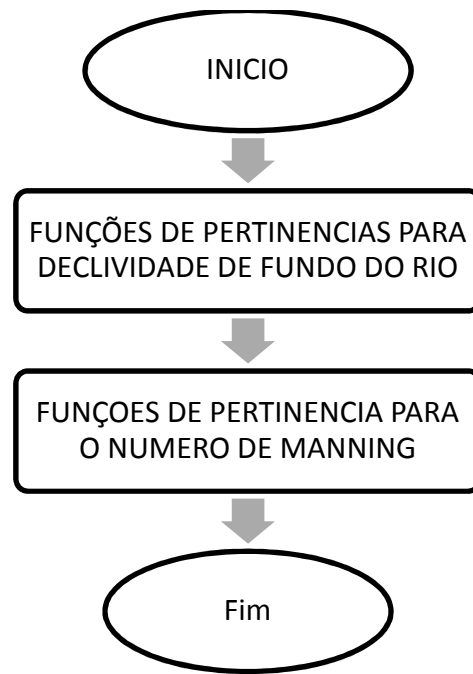
FIGURA 3.5 - Fluxograma subrotina 1_Leitura dos dados de entrada



Fonte: Elaborada pela autora.

A segunda sub-rotina trata da “fuzzificação” dos parâmetros e transformação desses em suas respectivas funções de pertinência. (FIGURA 3.6)

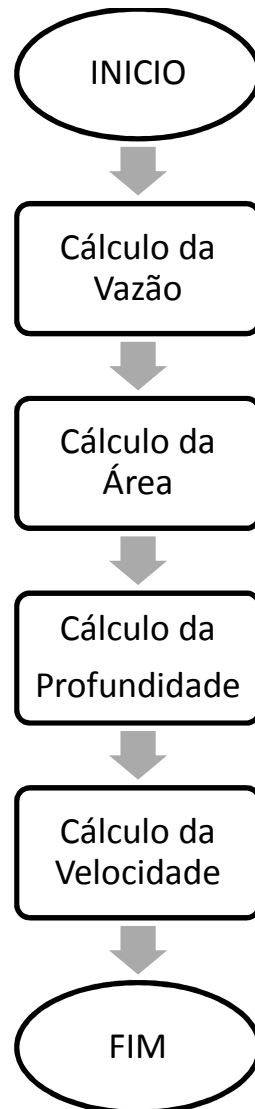
FIGURA 3. 6 - Fluxograma subrotina 2_Funções de pertinência



Fonte: Elaborada pela autora.

Por fim a ultima sub-rotina que trata dos cálculos do modelo “fuzzificado” de propagação de onda difusa, onde todos os parâmetros que caracterizam uma onda difusa são calculados retornando ao usuário como resultado os valores referentes à vazão, velocidade, profundidade, celeridade e área.

FIGURA 3. 7 - Fluxograma subrotina 3_Hidrodinamica *Fuzzy*



Fonte: Elaborada pela autora.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A simulação da propagação de ondas difusas realizada, através do programa computacional, permitiu-se chegar a vários resultados, que serão discutidos neste capítulo. Foram gerados gráficos que expressam os resultados em vazão e cota altimétrica em função do tempo e do espaço na direção da corrente. Também se tem como resultados o perfil d'água longitudinal de um canal natural com 50 km, onde foram gerados gráficos para cada hora de simulação, podendo-se fazer animações com estes para uma melhor compreensão dos resultados.

A simulação foi realizada variando a declividade do leito de um canal natural e o número de Manning, com o intuito de estudar o comportamento do campo de escoamento, ou seja, o tipo de influência que estes parâmetros hidráulicos têm diretamente na vazão e profundidade do mesmo.

Para cada simulação foi considerado um canal natural de seção retangular, comprimento igual a 50 km, largura de 50 m e uma vazão inicial uniforme de 50m³/s. A variação temporal da vazão é expressa pela função senoidal (CHAPRA 1997):

$$Q = Q_0 \left(1 + k \cdot \text{sen} \frac{\pi t}{T} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T \quad (4.1)$$

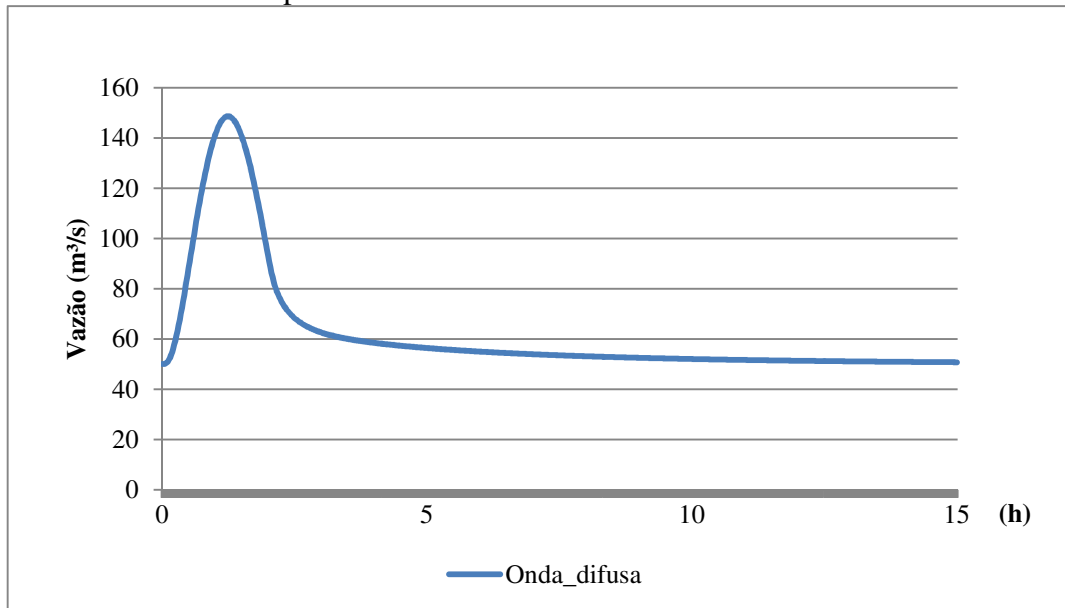
e,

$$Q = Q_0, \text{ para } t \geq T \quad (4.2)$$

Considerando $Q_0 = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, $k=3$ de forma a garantir que a onda senoidal tenha o seu pico de vazão máximo igual a 4 vezes a sua vazão inicial e $T= 7200 \text{ s}$, equivalente a 2 horas, assim temos a equação 4.1 como:

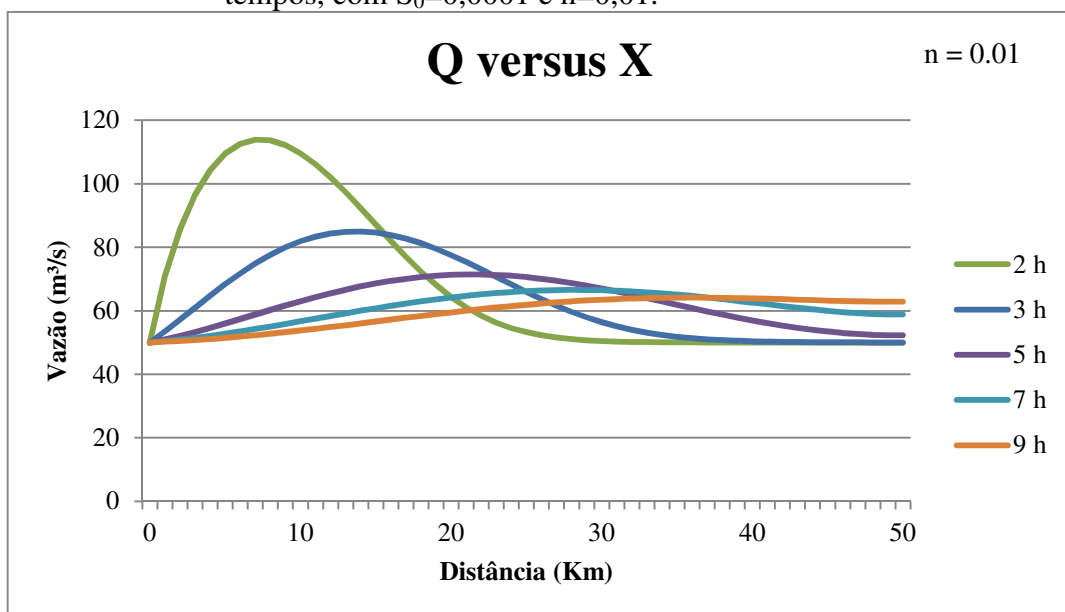
$$Q = 50 \left(1 + 3 \cdot \text{sen} \frac{\pi t}{7200} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T \quad (4.3)$$

A representação gráfica da função Q descrita pela equação 4.3 é ilustrada na Figura 4.1.

FIGURA 4.1 - Comportamento da onda difusa

Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 4.2 apresenta o comportamento da onda difusa mostrando o comportamento da vazão para diferentes intervalos de tempo, ao longo do canal natural na direção da corrente, para uma declividade $S_0 = 0,0001$ e rugosidade $n = 0,01$.

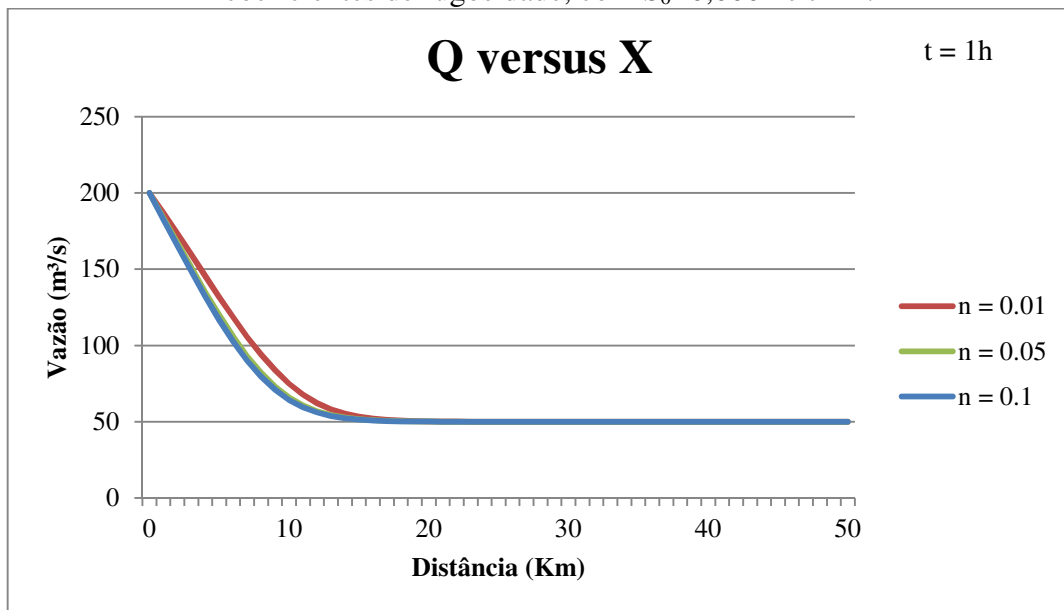
FIGURA 4.2 – Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes tempos, com $S_0=0,0001$ e $n=0,01$.

Fonte: Elaborada pela autora.

Como pode ser observado na Figura 4.2, um processo de amortecimento é verificado ao longo do comprimento do rio para os diferentes tempos. Isto é decorrente do termo difusivo existente na equação diferencial para a onda difusiva. Estes parâmetros, como o nome indica, têm a propriedade de dispersar a energia de propagação da onda, ao longo do canal, fazendo com que a onda se espalhe e atenuar os seus efeitos no processo de enchentes. Através da figura é possível verificar que, para um tempo de 3 horas, o pico da onda é bem menor do que para um tempo de 2 horas, confirmando a análise feita anteriormente.

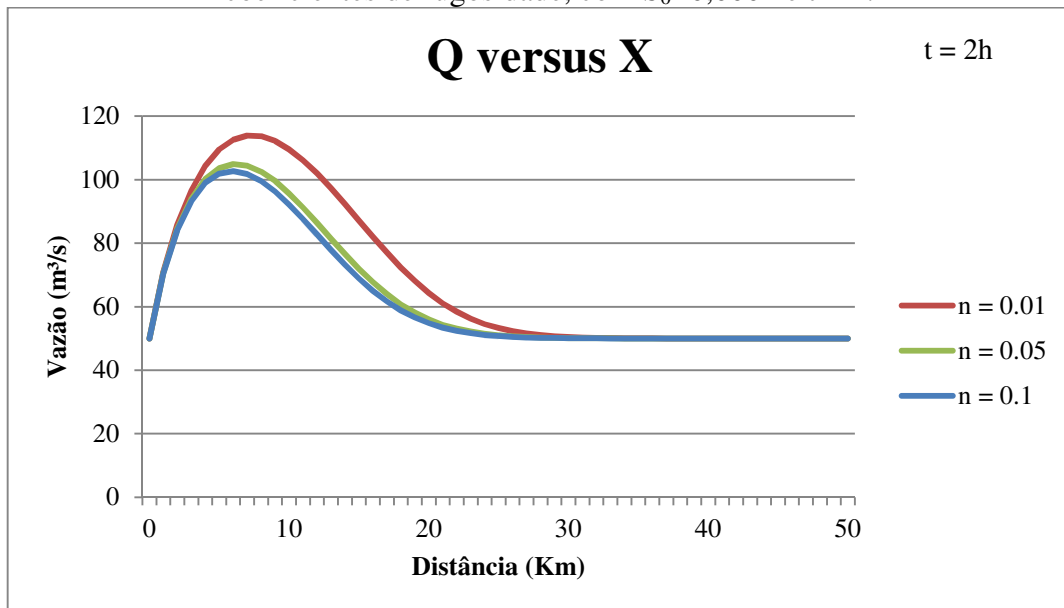
Considerando este mesmo canal anterior, pode-se observar pelas Figuras 4.3 a 4.5, o comportamento da vazão de escoamento ao longo do canal para três diferentes coeficientes de rugosidades e três diferentes tempos, para uma declividade fixa. Neste caso os valores de “n” são 0,01; 0,05 e 0,1, os três diferentes tempos foram 1hs, 2hs e 5hs, e o valor da declividade fixa é $S_0 = 0,0001$.

FIGURA 4. 3 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=1h$.



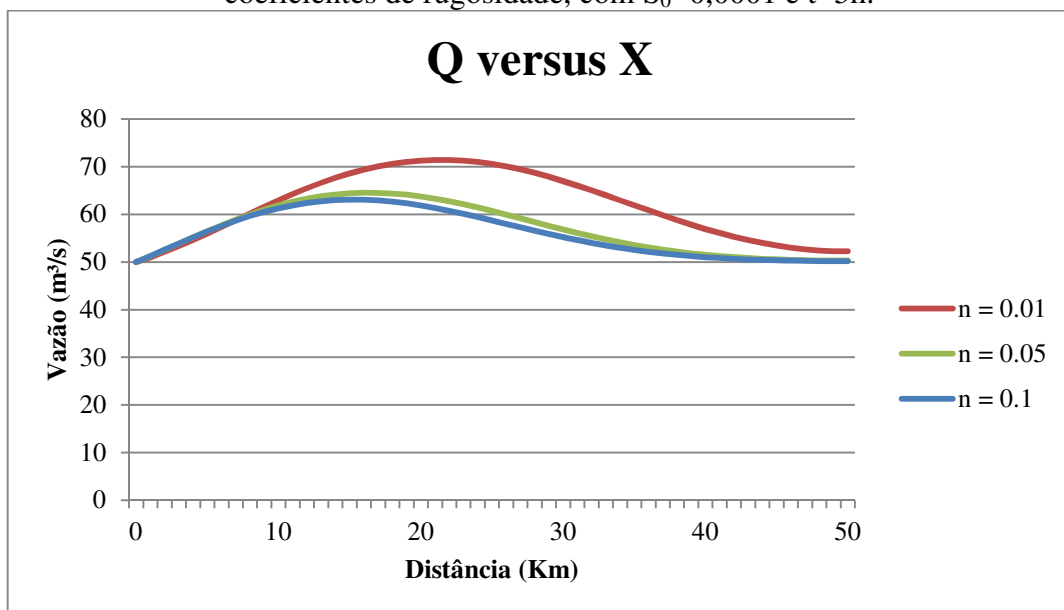
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4.4 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=2h$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4.5 - Propagação da onda difusa ao longo do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$ e $t=5h$.

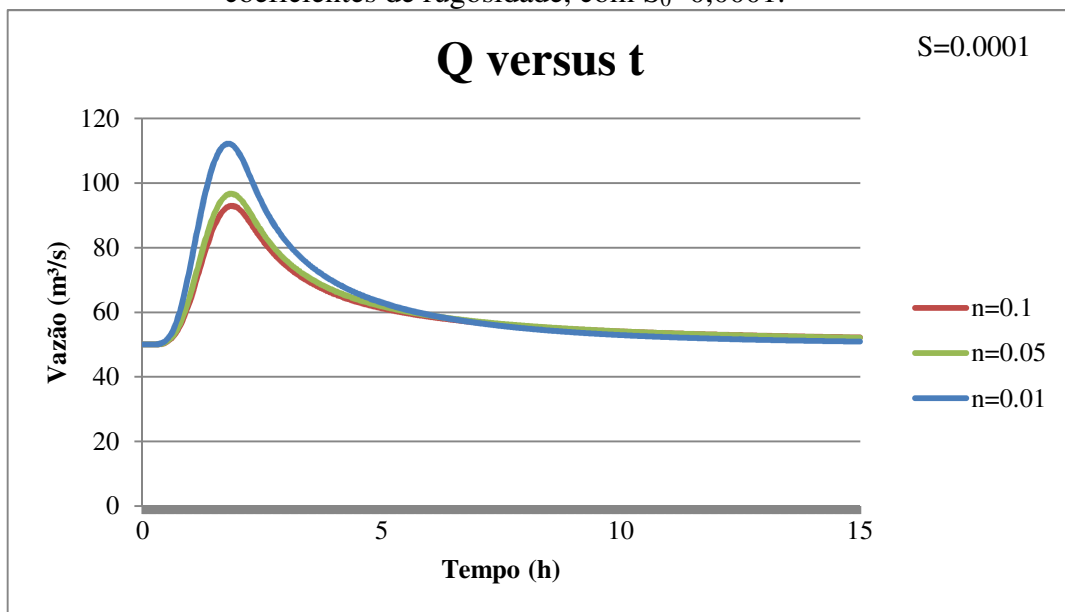


Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.3, 4.4 e 4.5 tratam de verificar o comportamento da propagação da onda difusiva para uma determinada declividade fixa, ao longo da extensão do canal natural para diferentes coeficientes de rugosidade em um determinado tempo. Isso foi feito para três tempos diferentes (FIGURA 4.3, FIGURA 4.4 e FIGURA 4.5), onde se verifica que, para diferentes números de Manning, quanto menor o número de Manning, maior será o

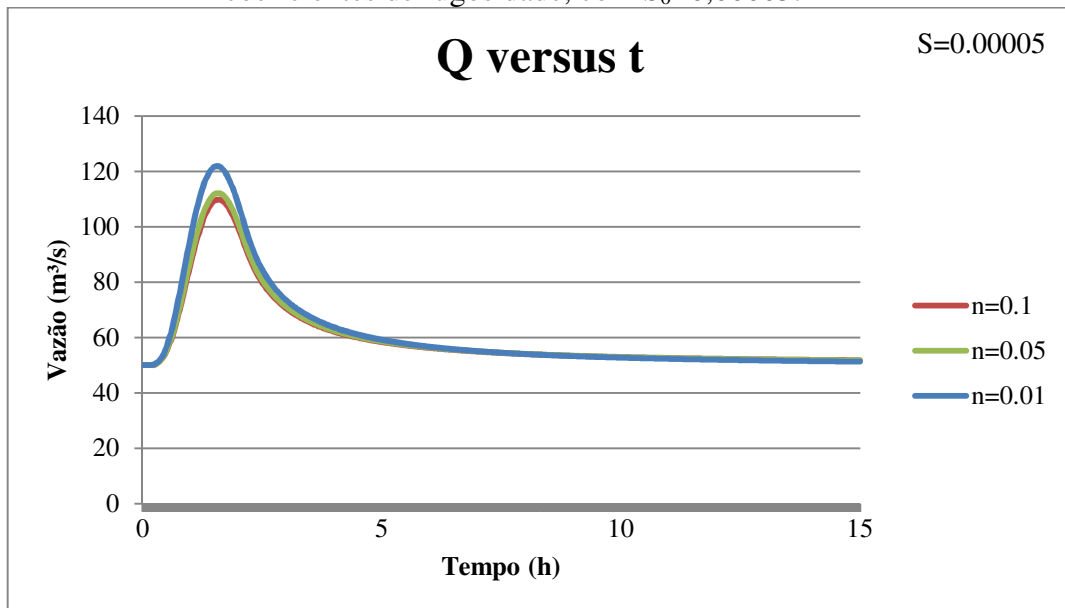
amortecimento da onda, isto devido quase não ter atrito no fundo do rio, assim a onda pode se difundir ao longo do eixo do canal. Entretanto deve ficar claro que este amortecimento é devido à difusividade da onda, e não da dissipação da energia causado pelo atrito das paredes do canal. Os resultados ainda mostram que com o passar do tempo, a onda se dispersa inteiramente ao longo do canal, como era de se esperar, tendo em vista o efeito descrito anteriormente.

FIGURA 4. 6 – Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$.



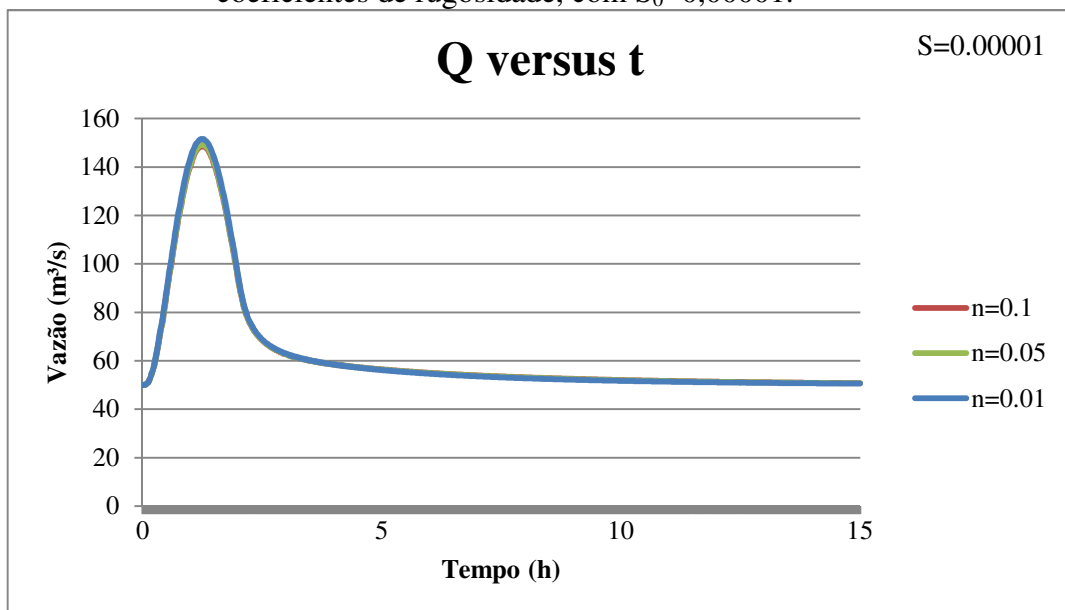
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 7 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00005$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 8 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00001$.

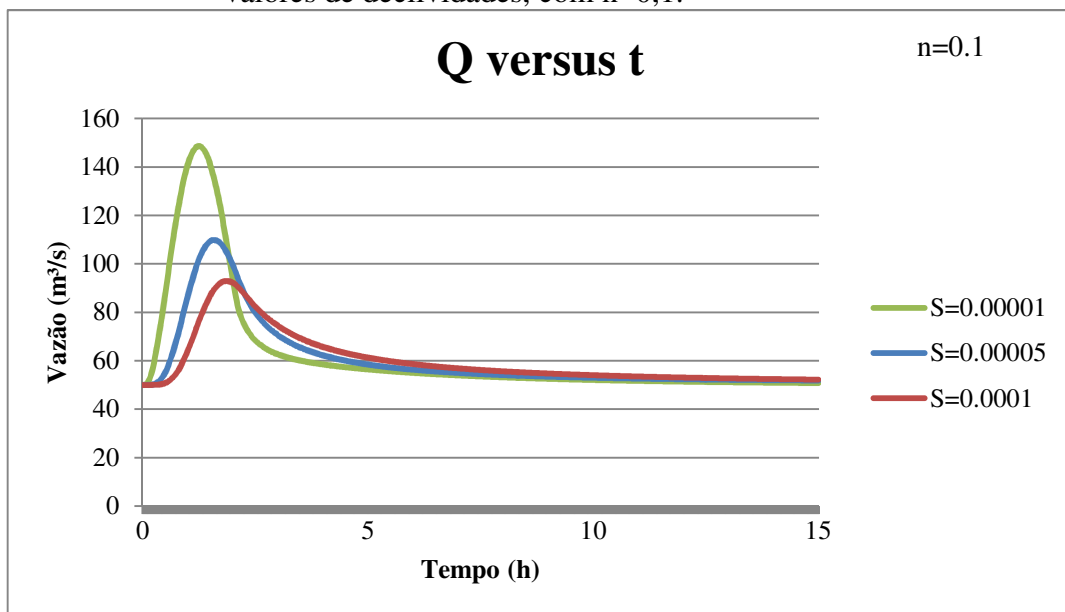


Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.6 a 4.8 ilustram o comportamento da vazão de escoamento ao longo do tempo para três diferentes coeficientes de rugosidades e três valores de declividade. Neste caso os valores de “n” são 0,01; 0,05 e 0,1, os três valores de declividade fixa foram $S_0 = 0,0001$; $0,00005$ e $0,00001$.

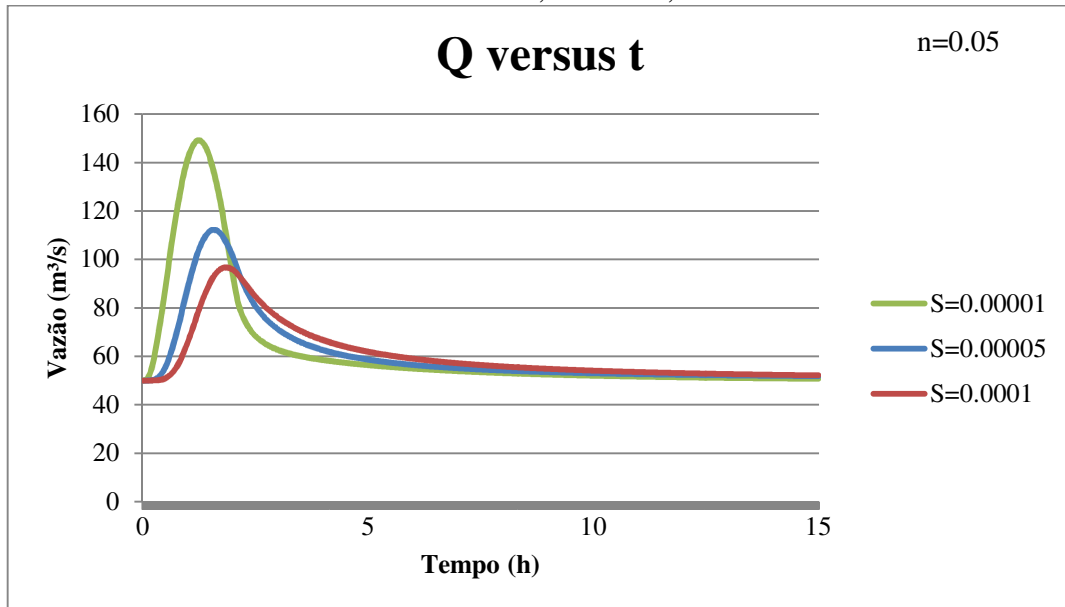
A partir dos resultados das Figuras 4.6, 4.7 e 4.8 observa-se que existem diferentes picos de vazão para os diferentes valores de declividade, mas que ocorrem todos ao mesmo tempo, em torno de 02h00min. Verifica-se que quanto menor a declividade maior o pico de vazão, chegando a não variar com o coeficiente de rugosidade. Neste caso, os picos de vazão são menos expressivos do que para a declividade. Isto mostra que o modelo hidrodinâmico é mais sensível com a declividade S_0 do que para o parâmetro n .

FIGURA 4. 9 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,1$.



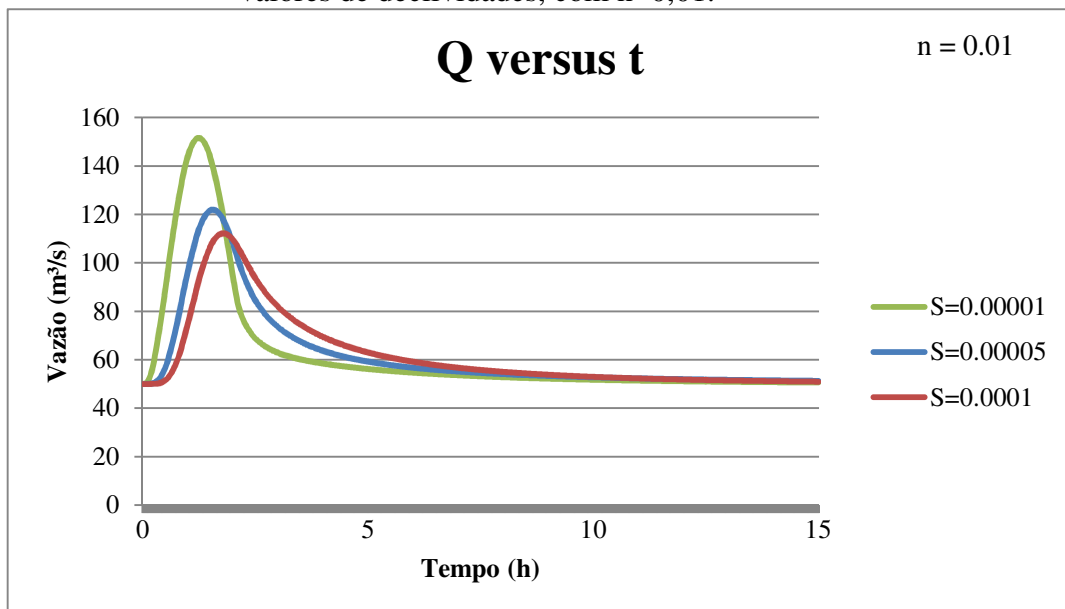
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 10 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

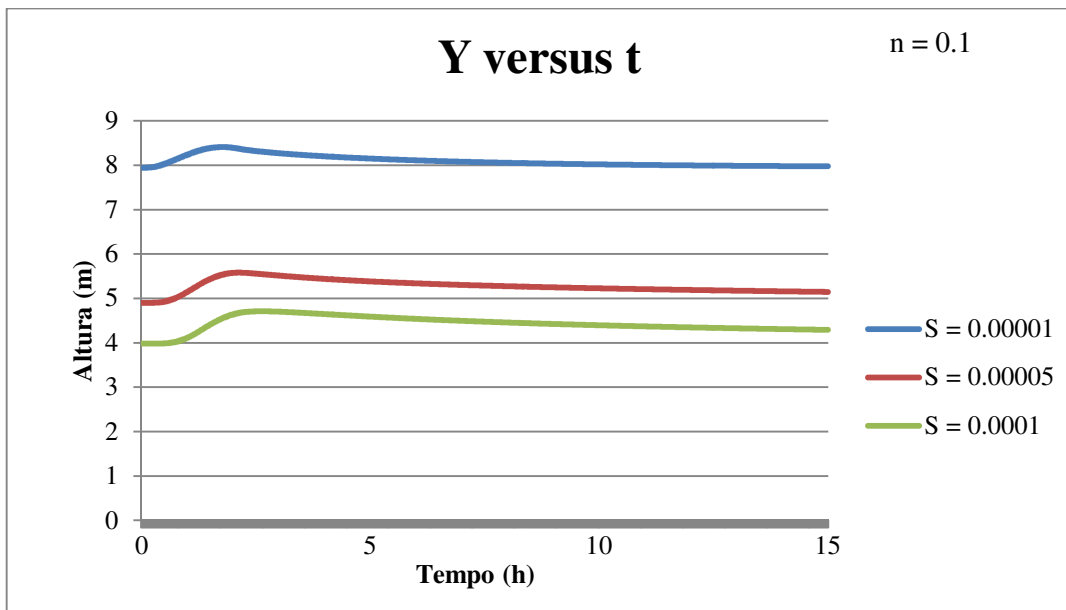
FIGURA 4. 11 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,01$.



Fonte: Elaborada pela autora.

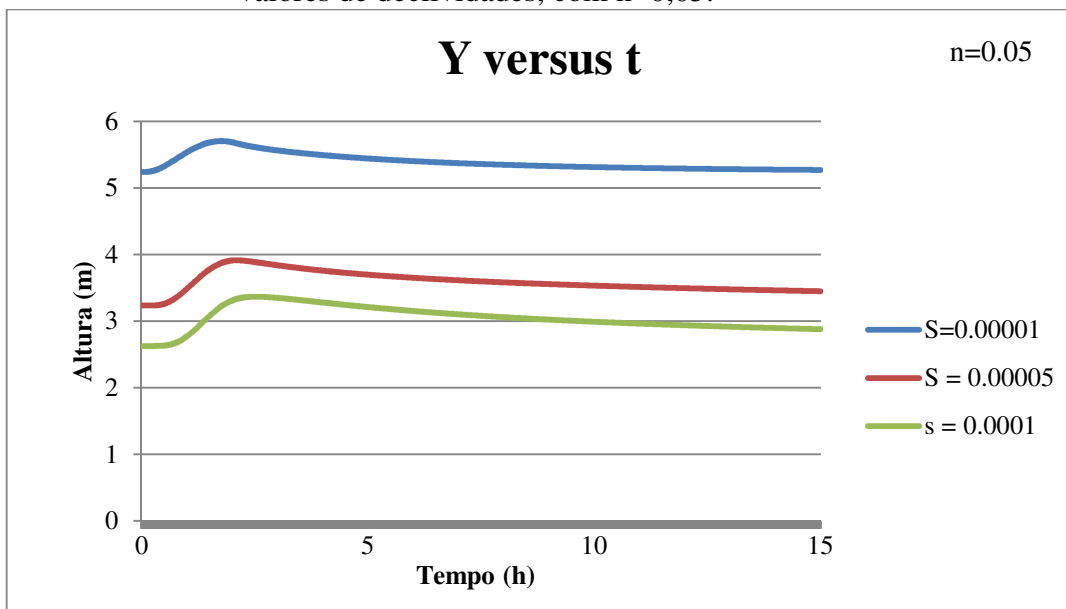
As Figuras 4.12 a 4.14 mostram simulações anteriores para os níveis de cota de água ao longo do canal natural, para diferentes cenários de declividade.

FIGURA 4. 12 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,1$.



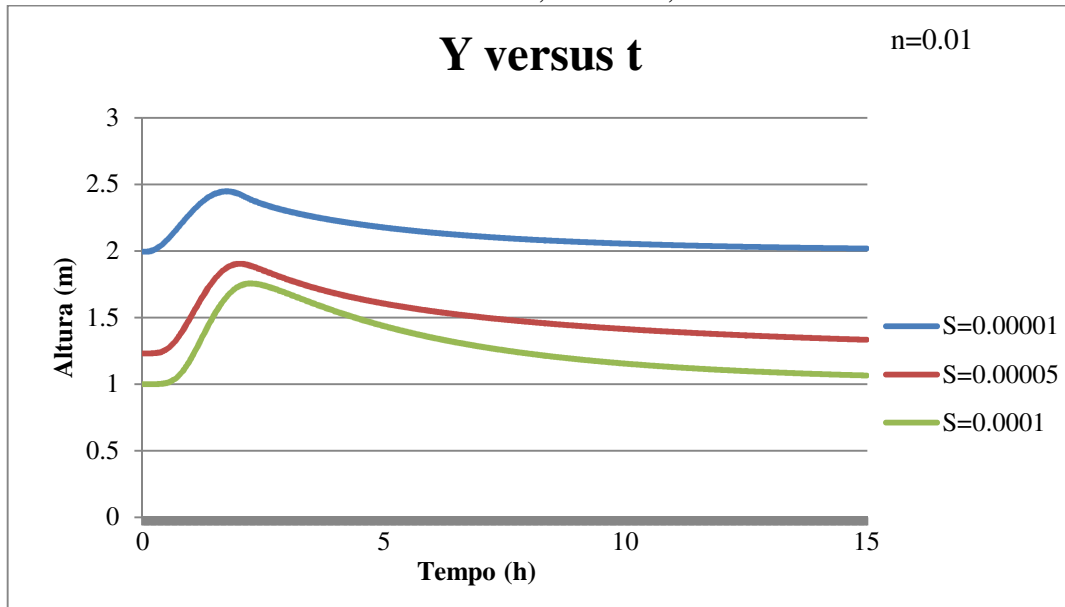
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 13 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 14 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes valores de declividades, com $n=0,01$.

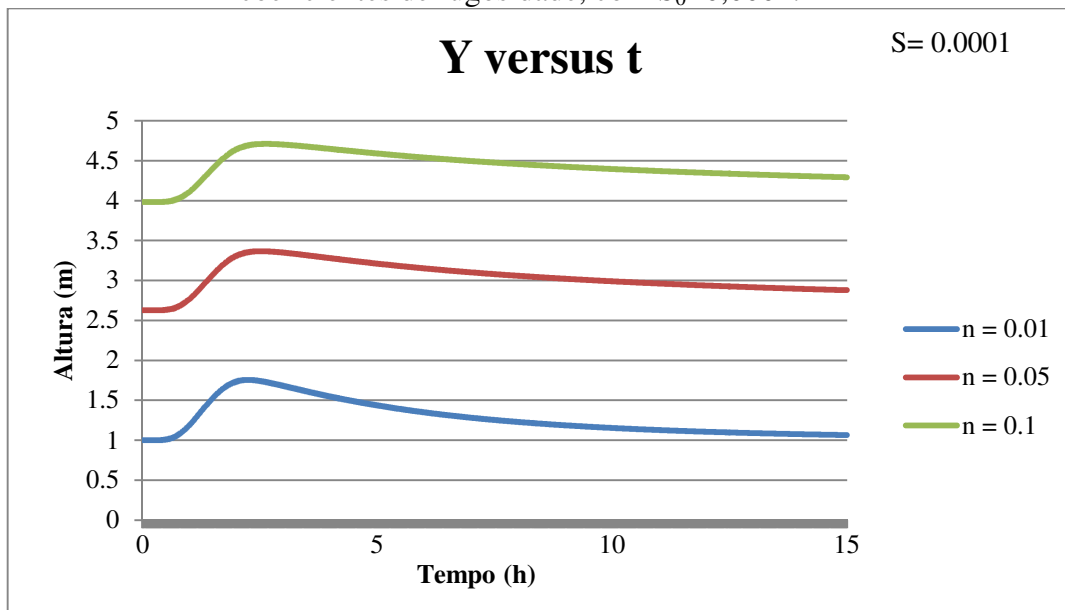


Fonte: Elaborada pela autora.

Para o coeficiente de rugosidade $n=0.01$ (FIGURA 4.14) verifica-se que o pico de profundidade para uma declividade $S_0 = 0.0001$ é igual a 1.7 m e para $S_0 = 0.00001$ é igual a 2,5 m, isto é, quanto maior a declividade, menores são os níveis da cota de água ao longo do canal. Isto ocorre devido às forças gravitacional do escoamento atuam de forma mais intensa. Sabe-se que, canais com baixa declividade a capacidade de transporte do canal natural fica muito pequena, com isso aumenta-se a capacidade de armazenamento, gerando assim uma elevação da superfície livre dos mesmos. Com isso, conclui-se que quanto menor a declividade do canal natural mais susceptível o canal a ter enchentes.

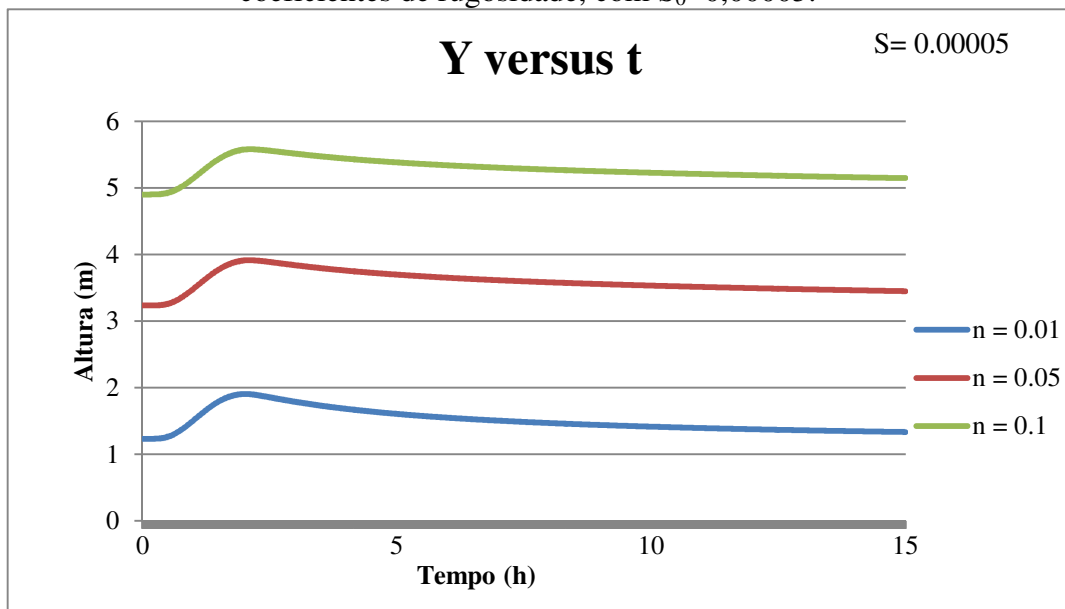
Nas Figuras 4.15, 4.16 e 4.17, observa-se uma variação nos níveis de cota de água para diferentes coeficientes de rugosidades para uma mesma declividade. Identifica-se que para quanto maior o coeficiente de rugosidade maior será o nível de água. Consequentemente, para os coeficientes de rugosidade menores, menos susceptível a enchentes fica o canal natural após uma onda de cheia.

FIGURA 4. 15 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,0001$.



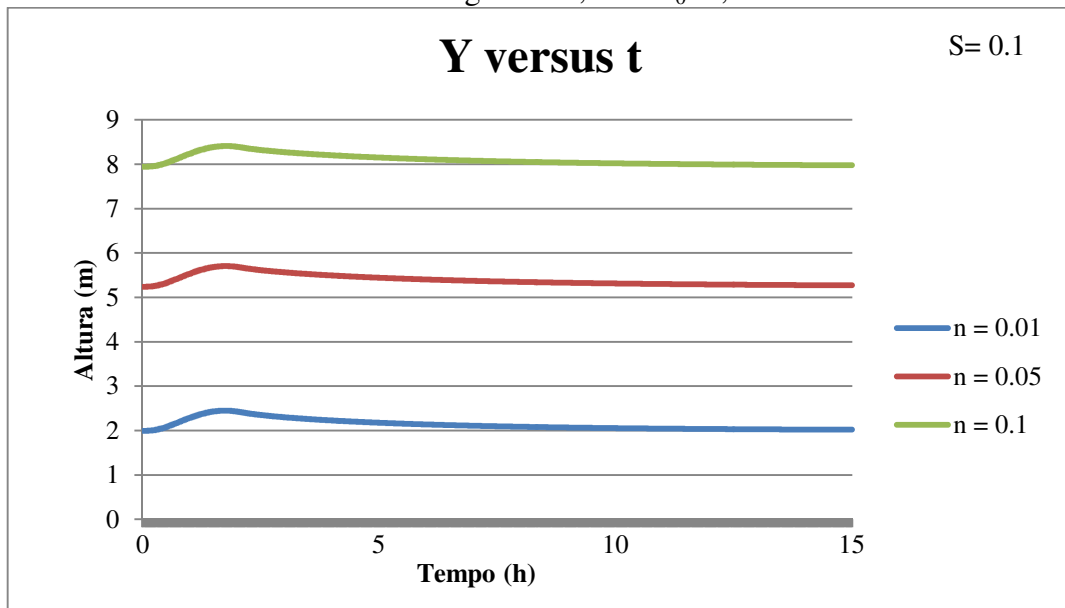
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 16 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00005$.



Fonte: Elaborada pela autora.

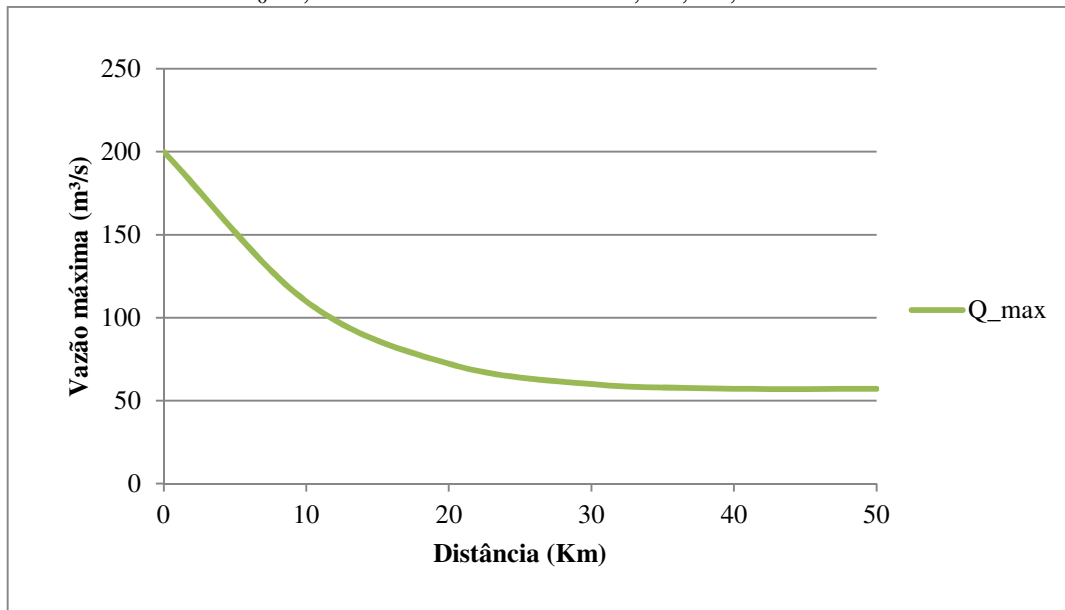
FIGURA 4. 17 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para diferentes coeficientes de rugosidade, com $S_0=0,00001$.



Fonte: Elaborada pela autora.

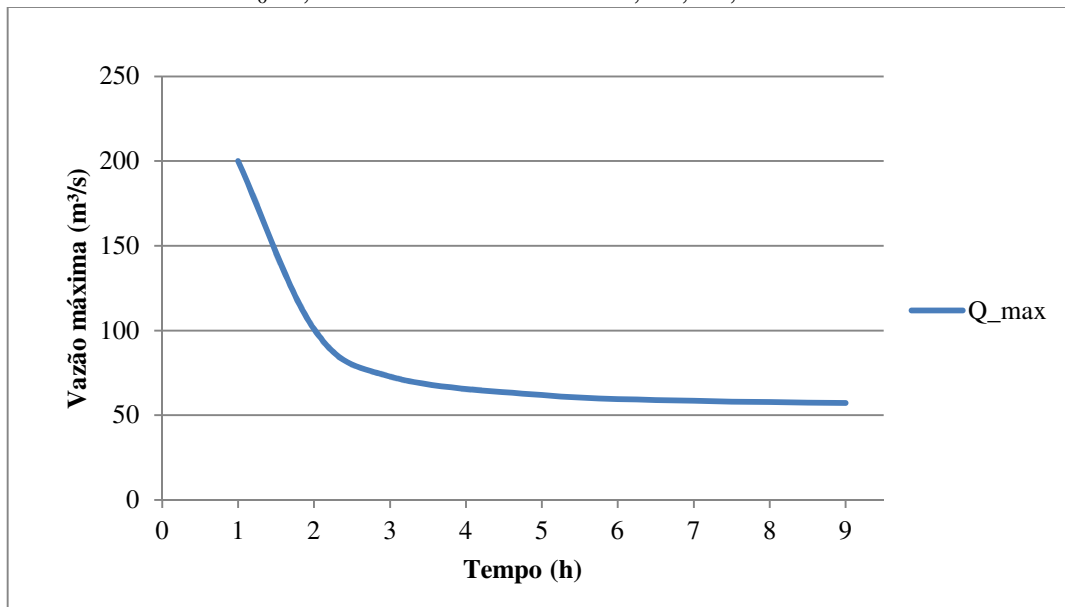
Nas simulações seguintes considerou-se o mesmo canal natural retangular de comprimento 50 km, cujos dados usados foram coeficiente de Manning igual a 0,1; declividade do leito do canal igual a 0,00005 e vazão inicial de 50 m³/s. O resultados obtidos foram para picos de vazão máxima em 5 pontos: 10 km, 20 km, 30 km, 40 km e 50 km.

FIGURA 4.18 - Valores de picos de vazão ao longo do canal, com $n = 0,1$; $S_0 = 0,00005$ nos trechos $x = 10, 20, 30, 40$ e 50 km.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4.19 - Valores de picos de vazão ao longo do tempo, com $n = 0,1$; $S_0 = 0,00005$ nos trechos $x = 10, 20, 30, 40$ e 50 km



Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.18 e 4.19 são possíveis verificar o processo de dissipação da energia considerado na propagação da onda difusiva. Na Figura 4.18 é possível observar esse processo ao longo do comprimento do canal natural e na Figura 4.19, no tempo em que esses picos ocorrem para trechos do canal. Verifica-se que há uma redução nos picos de vazão tanto

ao longo do canal quanto no tempo, caracterizando a dissipação de energia da propagação da onda difusiva. Este fato ocorre devido na equação do modelo da onda difusa existir o termo de atrito na equação hidrodinâmica.

4.1 Avaliação dos Resultados *Fuzzy*

No item anterior a simulação da propagação de ondas difusas foi realizada no modo determinístico. Através do programa computacional desenvolvido, pôde-se chegar a vários resultados, foram gerados e discutidos gráficos que expressam os resultados em vazão e cota altimétrica em função do tempo e do espaço na direção da corrente.

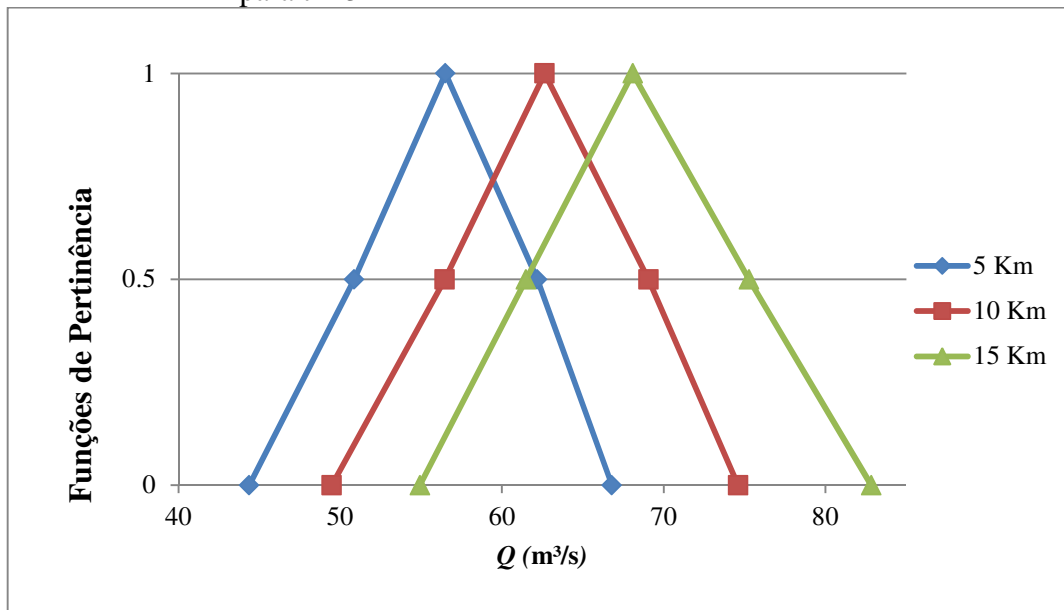
Para o modo *fuzzy*, o mesmo programa computacional desenvolvido possui sub-routine *fuzzy* onde considera variações dos parâmetros hidrodinâmicos que são transformados em funções de pertinência para servir como dados de entrada para o modelo *fuzzy*. Parâmetros estes como número de Manning, declividade e vazão de entrada, onde o programa nos retorna como resultado os seguintes parâmetros “fuzzificados” tanto ao longo do tempo quanto do espaço:

- Vazão;
- Profundidade;
- Velocidade;
- Área.

Como a pesquisa tratou de avaliar as incertezas *fuzzys* sobre o modelo de propagação da onda difusa, avaliando a influência dos parâmetros hidrodinâmicos sobre o modelo proposto.

Para os resultados das simulações a seguir foi considerado o mesmo canal natural utilizado para as simulações do modelo hidrodinâmico determinístico. Um canal natural retangular com 50 km de comprimento e 50 m de largura, onde seus parâmetros hidrodinâmicos como declividade e o número de Manning foram convertidos em sua forma de função de pertinência para o modelo hidrodinâmico *fuzzy* proposto.

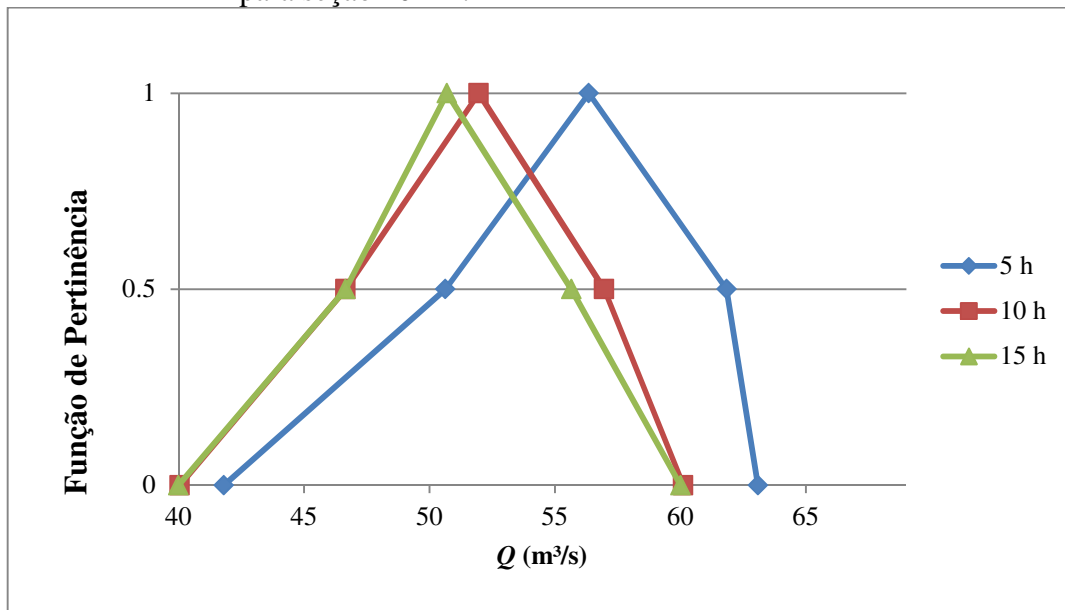
FIGURA 4. 20 - Funções de Pertinência para Vazão nas seções 5km, 10km e 15km, para $t = 3h$



Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 4.20 mostra as funções de pertinências da propagação da onda difusa, em diferentes seções, para um tempo de 3 horas. O objetivo é ver como o campo de vazão da propagação pode ser controlado ao longo do rio. Os resultados mostram que para este tempo, os números *fuzzys* para a vazão na seção 5 km se encontravam nos intervalos $[44,3; 66,8]$, $[49,4; 74,5]$, na seção 10 km e $[54,9; 82,8]$ na seção 15 km. Isto implica dizer que dentro destes intervalos se encontram os valores de vazão com maior possibilidade de ocorrência. Ou seja, dentro destes intervalos se encontram os números *fuzzys* com graus de pertinência maiores do que zero. Fora destes intervalos, não há possibilidade de ocorrência de vazão no rio.

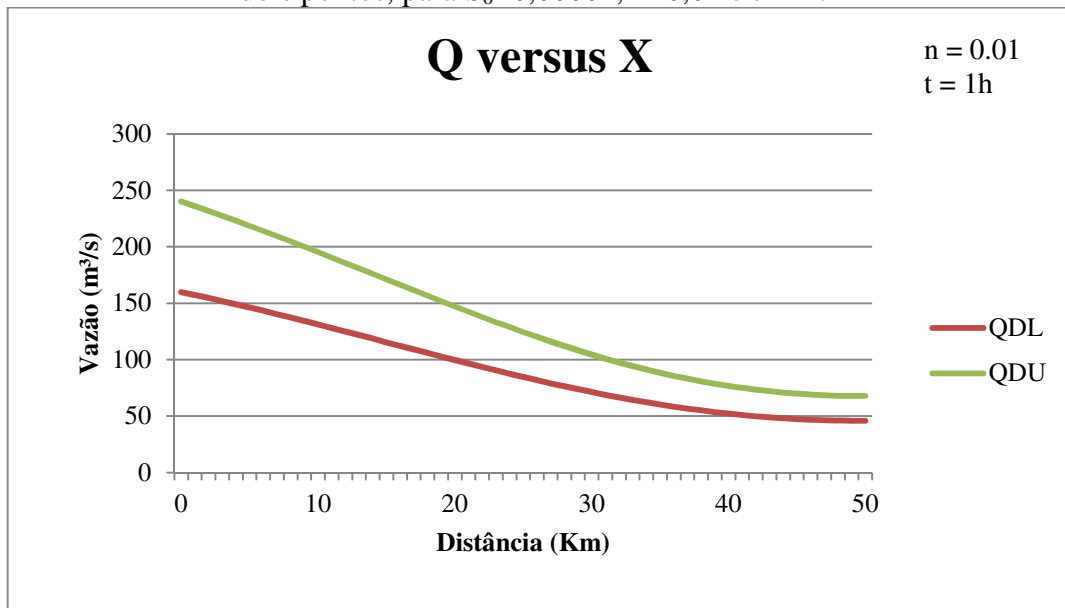
FIGURA 4. 21 - Funções de Pertinência para Vazão nos tempos 5 h, 10 h e 15 h, para seção 10 km.



Fonte: Elaborada pela autora.

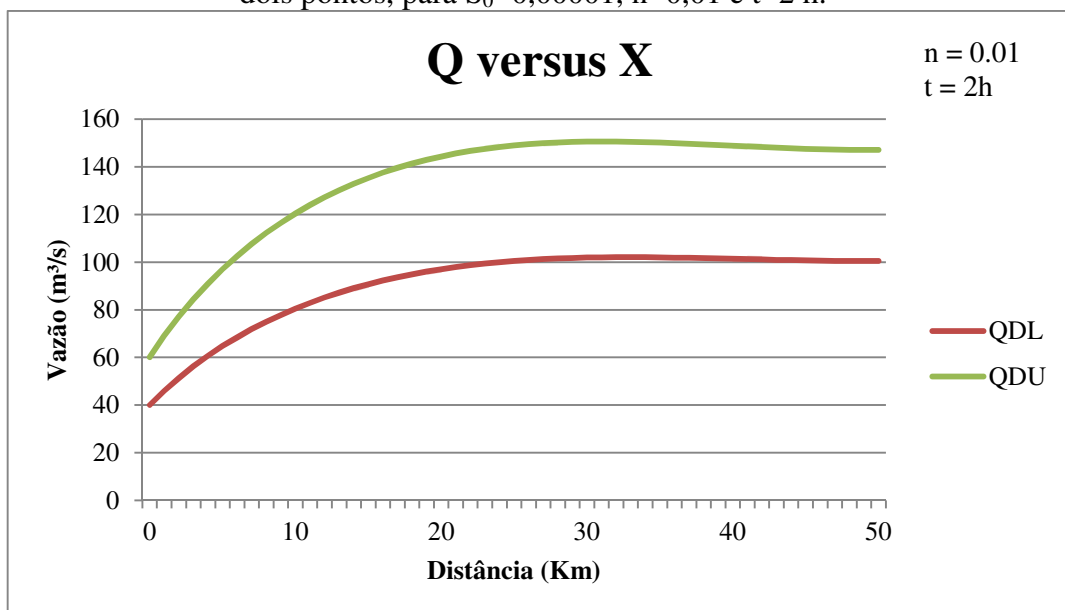
A Figura 4.21 mostra as funções de pertinências da propagação da onda difusa, em diferentes tempos, para a seção 10 km. O objetivo é ver como o campo de vazão da propagação pode ser controlado ao longo do rio. Os resultados mostram que para esta seção, os números *fuzzys* para a vazão no tempo 5 h se encontravam nos intervalos [41,8; 63,0], [40,05; 60,1], para o tempo 10 h e [40,0; 60,0] para o tempo 15 h. Através da figura é possível observar a dinâmica da onda difusa em forma de funções de pertinência, bem como o comportamento das incertezas.

FIGURA 4. 22 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=1$ h.



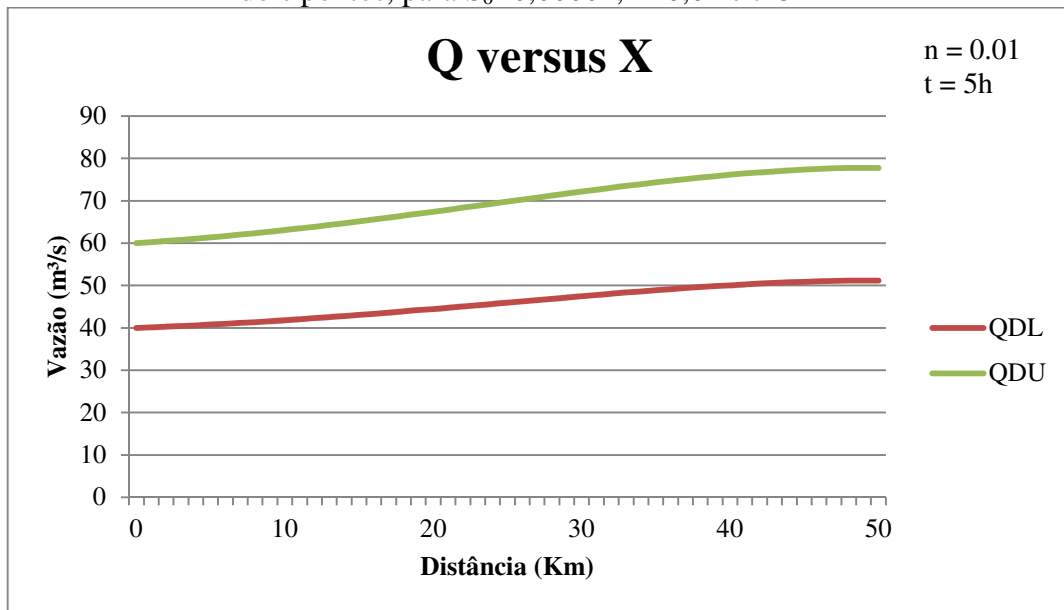
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 23 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=2$ h.



Fonte: Elaborada pela autora.

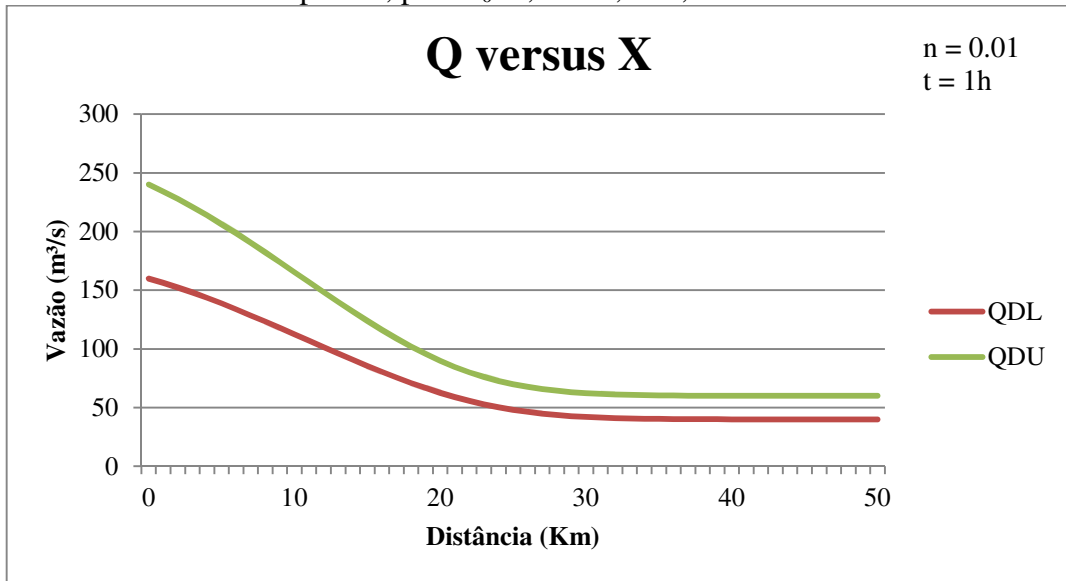
FIGURA 4. 24 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00001$, $n=0,01$ e $t=5$ h



Fonte: Elaborada pela autora.

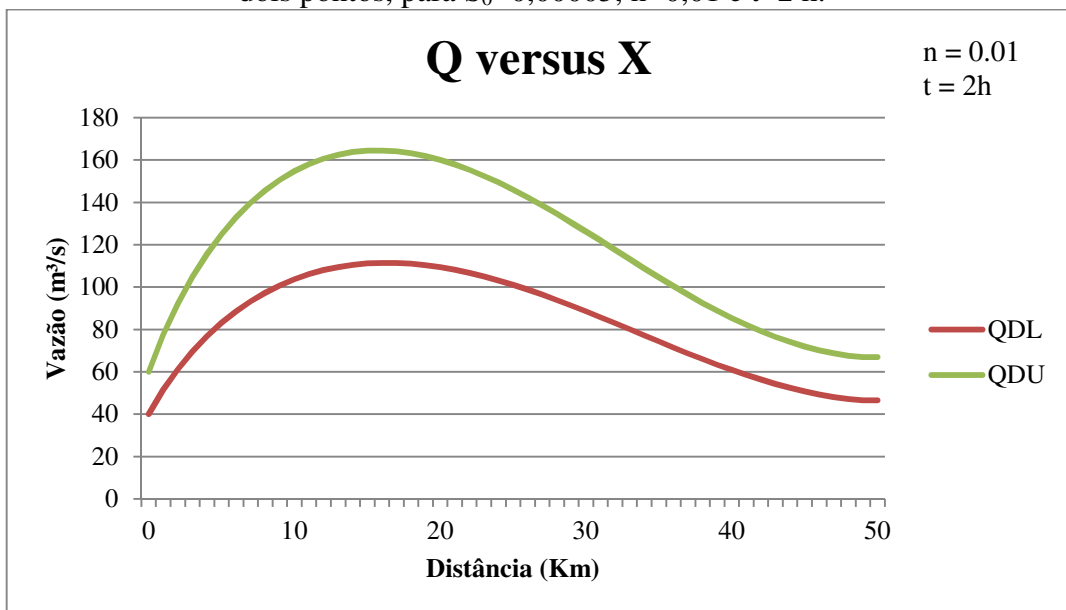
As Figuras 4.22 a 4.24 indicam a distância entre os limites inferiores e superiores de cada vazão difusa triangular, região de incertezas. Ao comparar as figuras entre si, é verificado um processo de amortecimento ao longo do comprimento do rio para os diferentes tempos. Isto é decorrente do termo difusivo existente na equação diferencial para a onda difusiva. Estes parâmetros, como o nome indica, têm a propriedade de dispersar a energia de propagação da onda, ao longo do canal, fazendo com que a onda se espalhe e atenuie os seus efeitos no processo de enchentes. Através da Figura 4.24 é possível verificar que, para um tempo de 5 horas, o pico da onda é bem menor do que para um tempo de 2 horas (FIGURA 4.23), confirmando a análise feita anteriormente para as simulações realizadas com nível de corte igual a $\alpha=1$.

FIGURA 4. 25 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=1$ h.



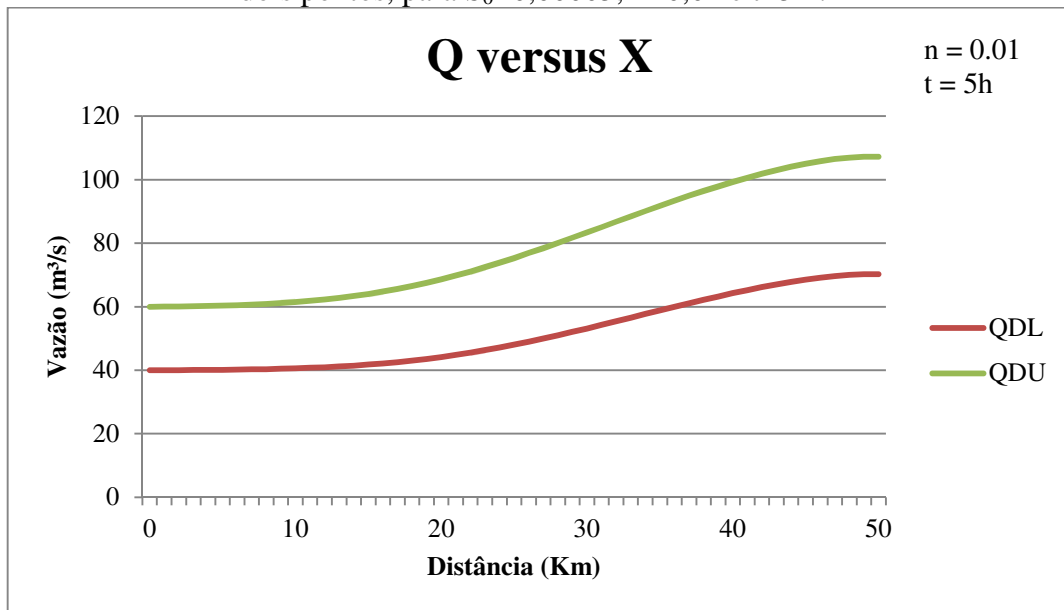
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 26 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=2$ h.



Fonte: Elaborada pela autora.

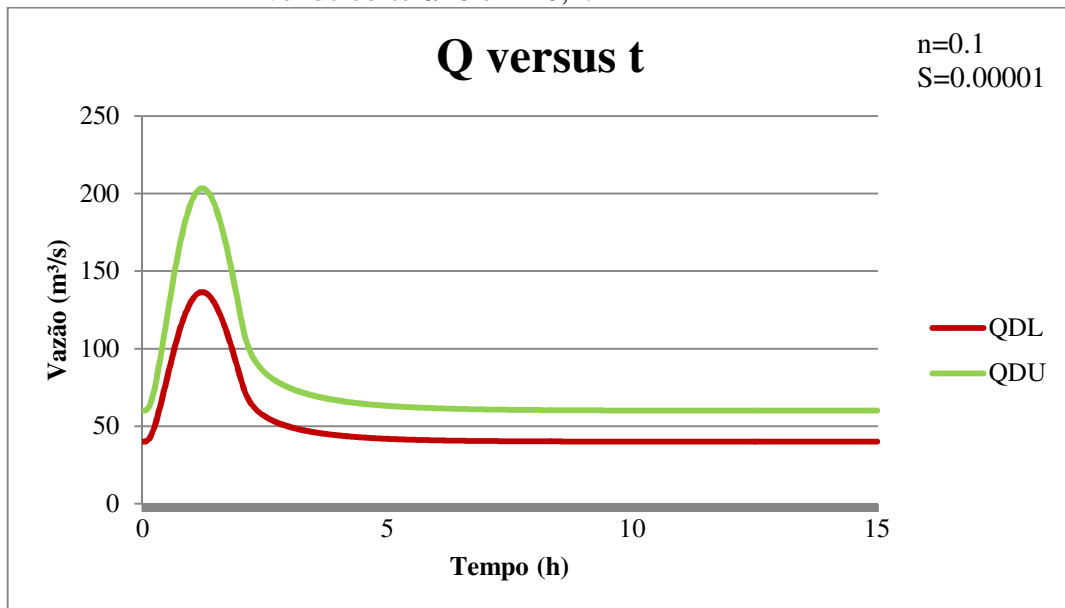
FIGURA 4. 27 - Valores de Vazão correspondente ao nível de corte $\alpha=0$ para outros dois pontos, para $S_0=0,00005$, $n=0,01$ e $t=5$ h.



Fonte: Elaborada pela autora.

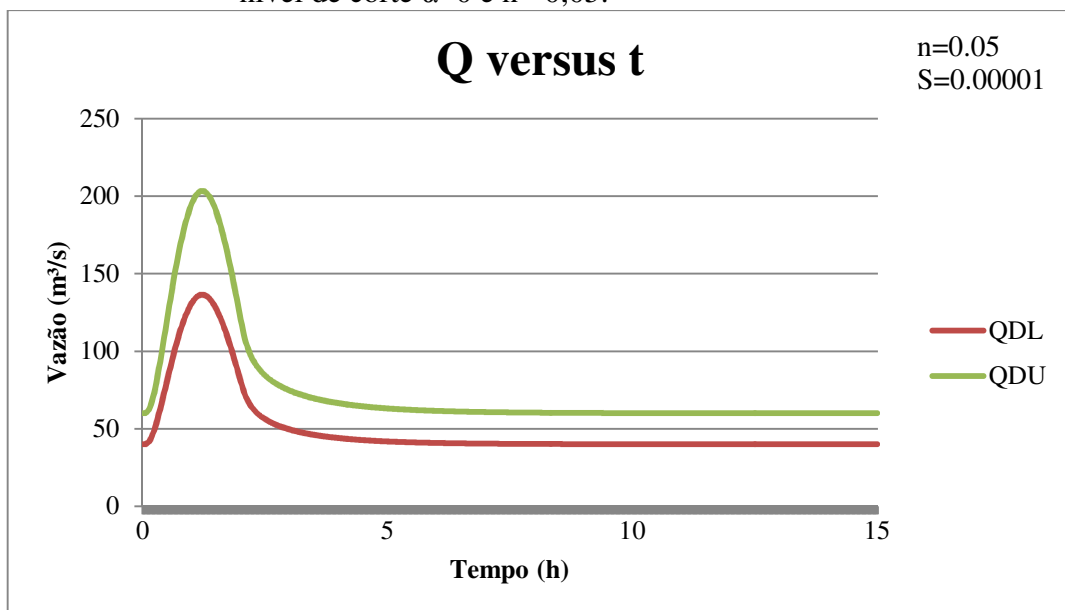
A simulação realizada para os resultados obtidos nas Figuras 4.25 a 4.27 foram às mesmas feitas para as Figuras 4.22 a 4.24, onde foi alterado apenas o valor da declividade passando a ser considerado o $S_0 = 0,00005$. Nestes resultados podem ser observado que ao aumentar a declividade os valores dos limites inferiores e superiores são maiores para cada vazão *fuzzy*. Ao comparar a figura 4.23 cujos intervalos de vazão máxima *fuzzy* são [102; 150] com os intervalos das vazões máximas *fuzzy* da figura 4.26 são [111,5; 164,5] constata-se um aumento nos valores de limites tanto superior quanto inferior. Isto quer dizer que entre essas linhas superiores e inferiores se encontram os valores mais prováveis de ocorrência da vazão. Neste caso, houve um corte de 0,5, no grau de pertinência, o que quer dizer que todos os valores neste intervalo possuem grau de pertinência maior do que 0,5.

FIGURA 4. 28 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0 = 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n = 0,1$.



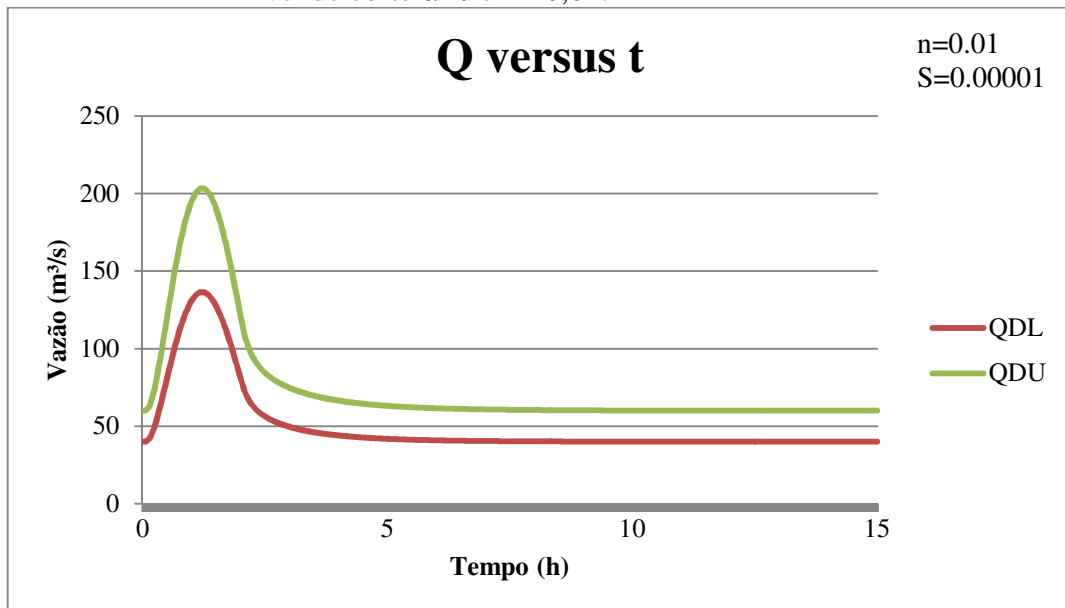
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 29 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0 = 0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n = 0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

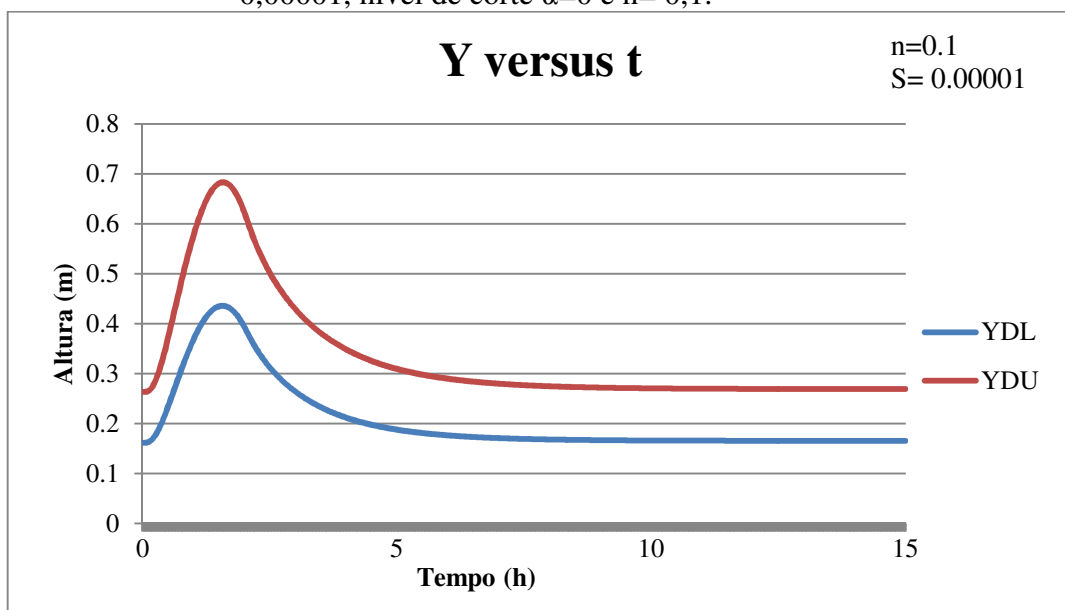
FIGURA 4. 30 - Propagação da onda difusa ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n=0,01$.



Fonte: Elaborada pela autora.

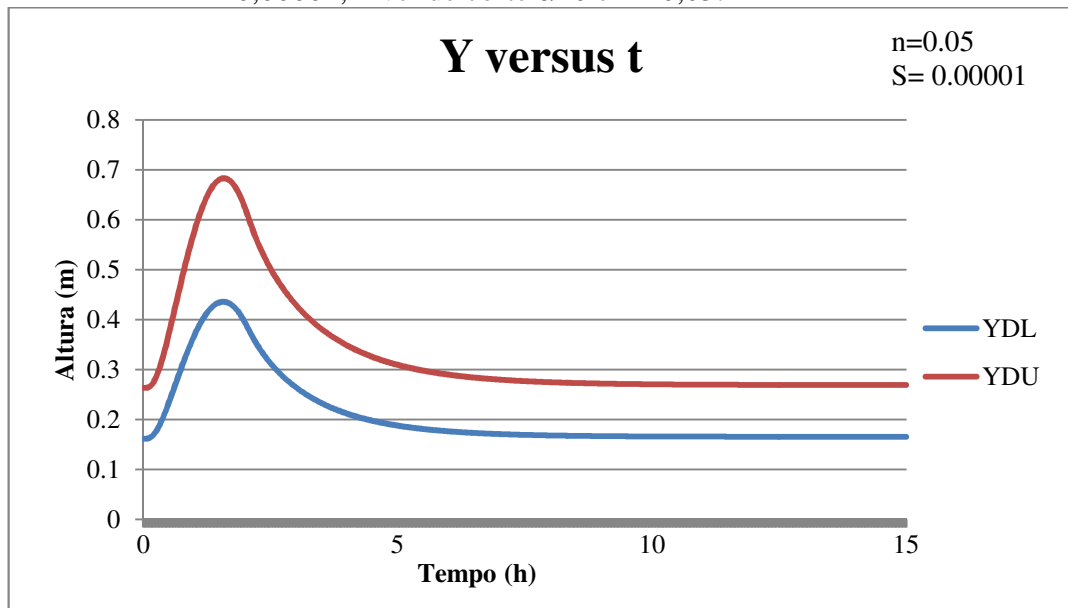
A partir dos resultados das Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 observa-se que não existem diferenças nos picos de vazão para os diferentes valores de rugosidade, e que estes ocorrem todos ao mesmo tempo, em torno de 01h02min para os limites superiores e inferiores. Neste caso, os picos de vazão são menos expressivos para o número de Manning.

FIGURA 4. 31 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n=0,1$.



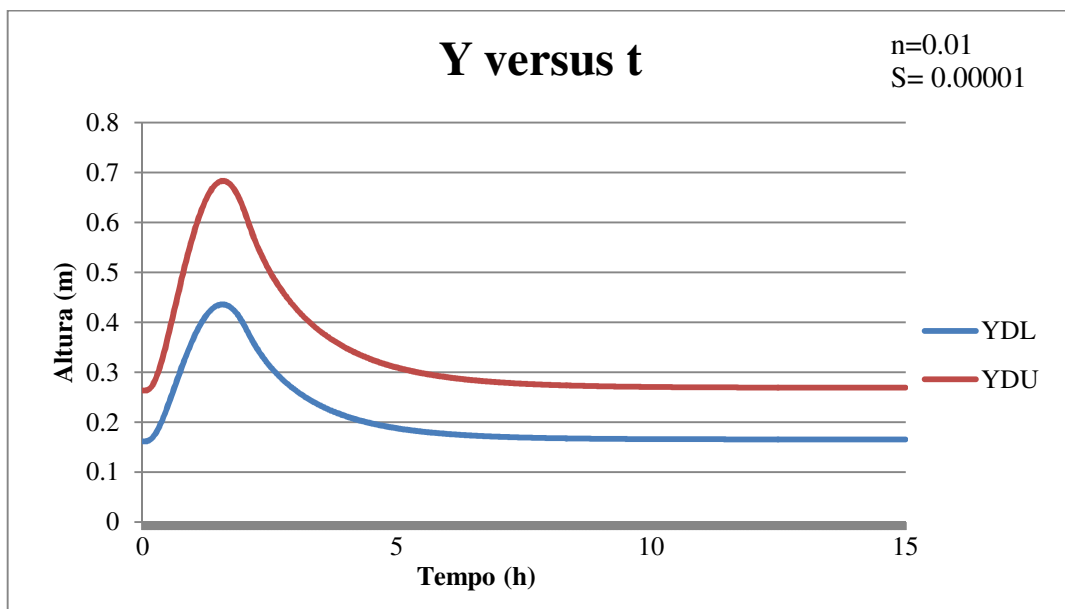
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 32 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n=0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 33 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0$ e $n=0,01$



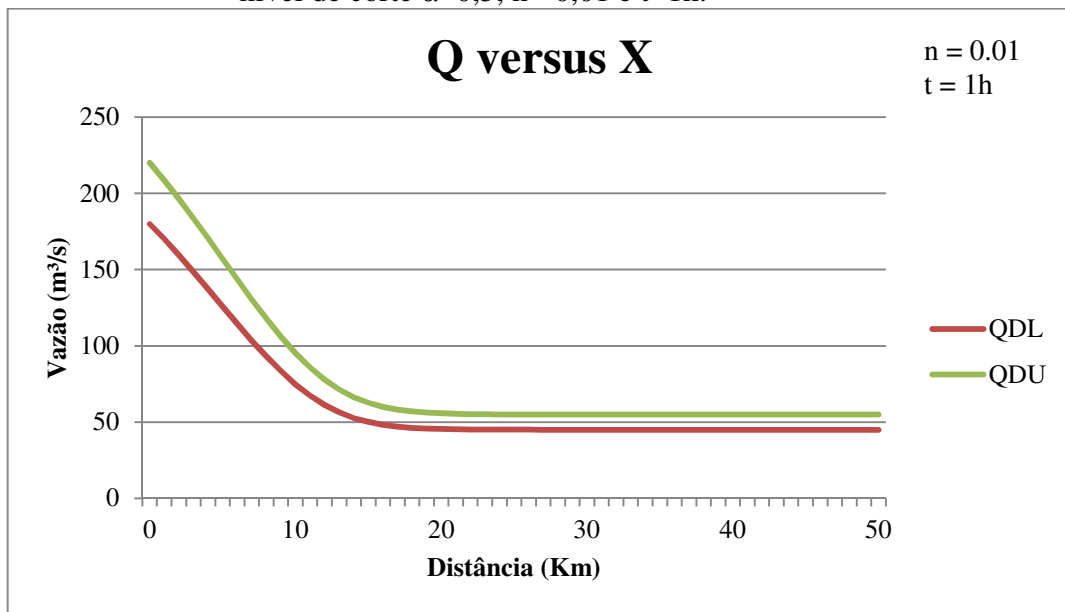
Fonte: Elaborada pela autora.

A partir dos resultados das Figuras 4.31, 4.32 e 4.33 observa-se que para os picos de profundidade não existem variação para os diferentes valores de rugosidade, e que estes ocorrem todos ao mesmo tempo, em torno de 01h58min para o limite superior igual a

0,6833m e o limite inferior igual a 0,4359 m. Neste caso, os picos de profundidade são menos expressivos que para o número de Manning.

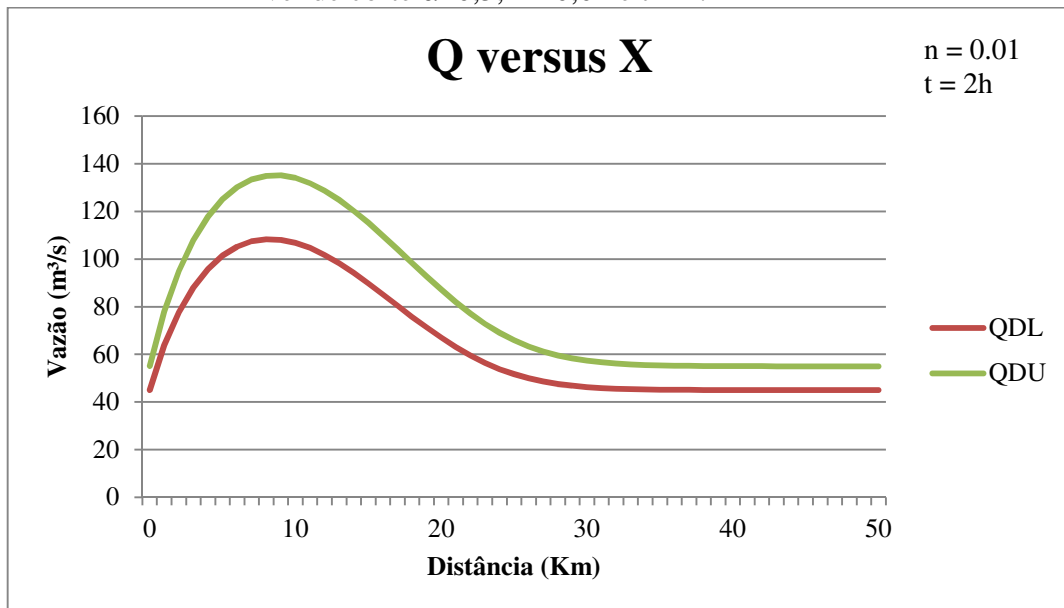
As simulações a seguir foram consideradas para o mesmo canal, variando os valores tanto de declividades quanto de rugosidades ao longo do tempo e do espaço, mas mantendo um nível de corte $\alpha = 0,5$.

FIGURA 4. 34 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0 = 0,00005$, nível de corte $\alpha = 0,5$, $n = 0,01$ e $t = 1h$.



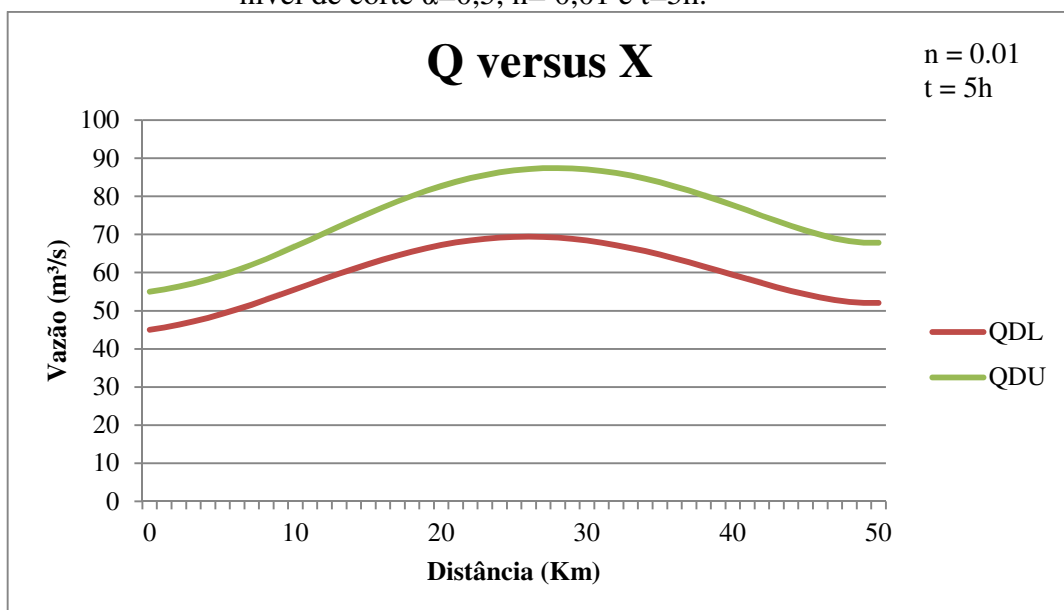
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 35 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0=0,00005$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n=0,01$ e $t=2h$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 36 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0=0,00005$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n=0,01$ e $t=5h$.

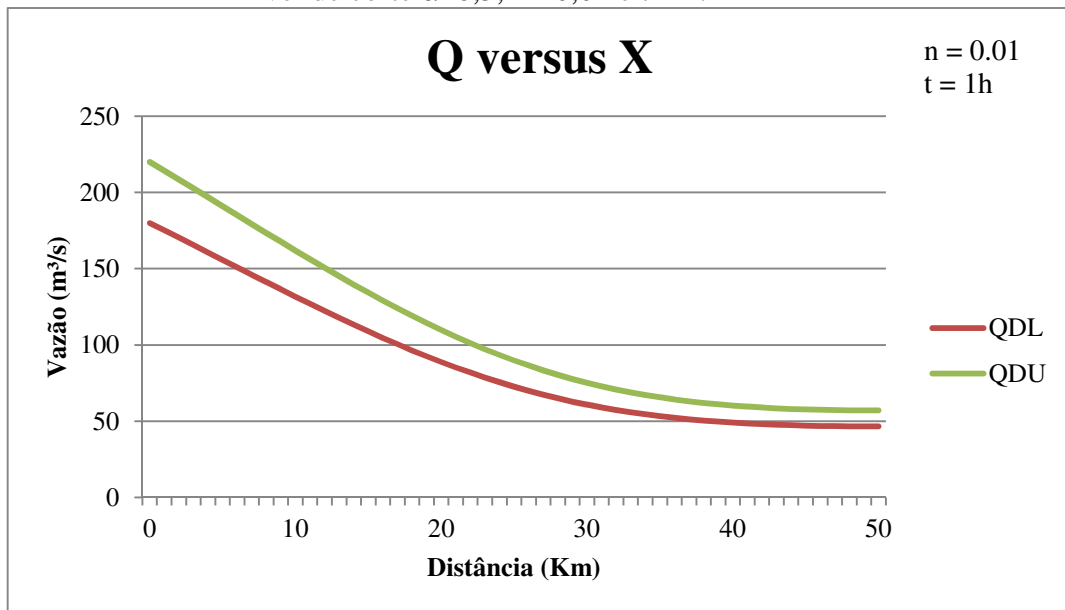


Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.34 a 4.36 indicam a distância entre os limites inferiores e superiores de cada vazão difusa triangular, região de incertezas. Ao comparar as figuras entre si, é verificado para os diferentes tempos um processo de amortecimento ao longo do comprimento do rio. Isto é decorrente do termo difusivo existente na equação diferencial para a onda

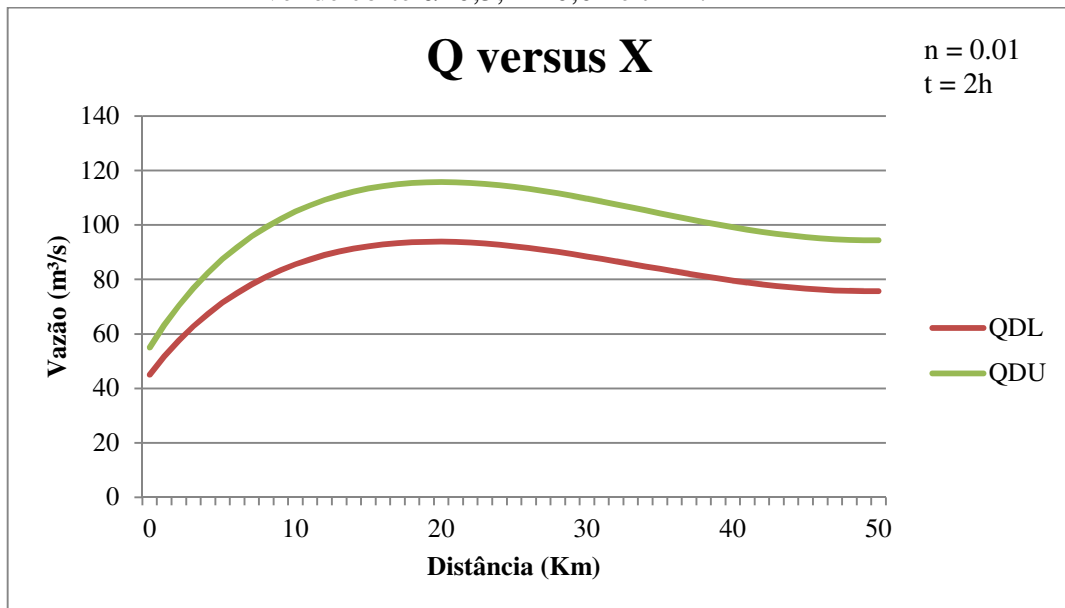
difusiva. Estes parâmetros, como o nome indica, têm a propriedade de dispersar a energia de propagação da onda, ao longo do canal, fazendo com que a onda se espalhe e atenuue os seus efeitos no processo de enchentes. Através da figura é possível verificar que, para um tempo de 5 horas, os intervalos do pico de onda [63,61; 69,65] são bem menores do que para um tempo de 2 horas cujos intervalos são [101,61; 125,51], confirmando a análise feita anteriormente para o nível de corte $\alpha = 0$.

FIGURA 4. 37 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=1h$.



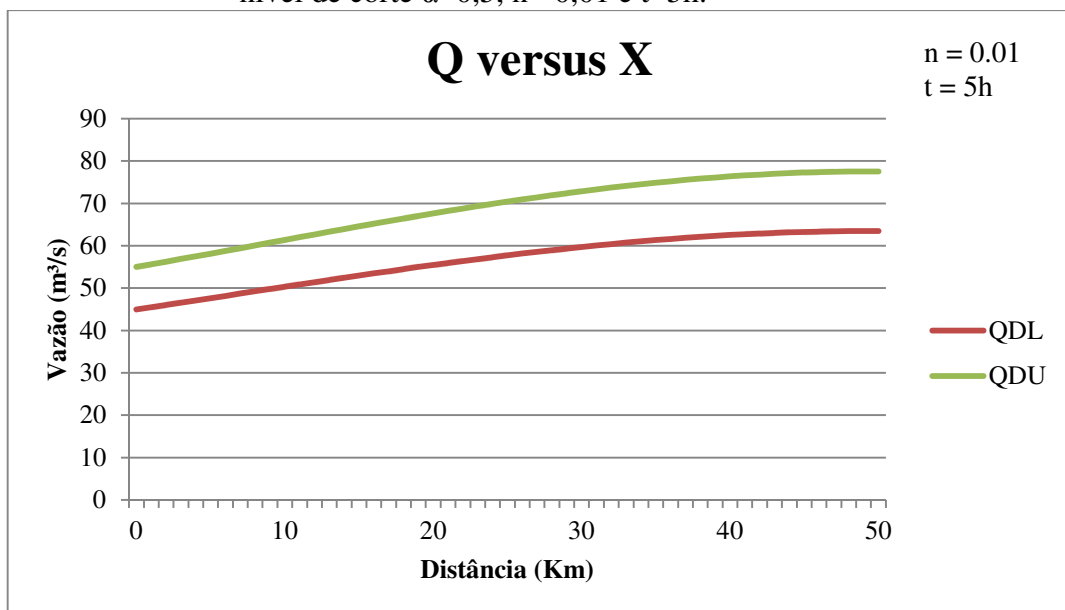
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 38 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=2h$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 39 - Comportamento da vazão ao longo do espaço para $S_0= 0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$, $n= 0,01$ e $t=5h$.



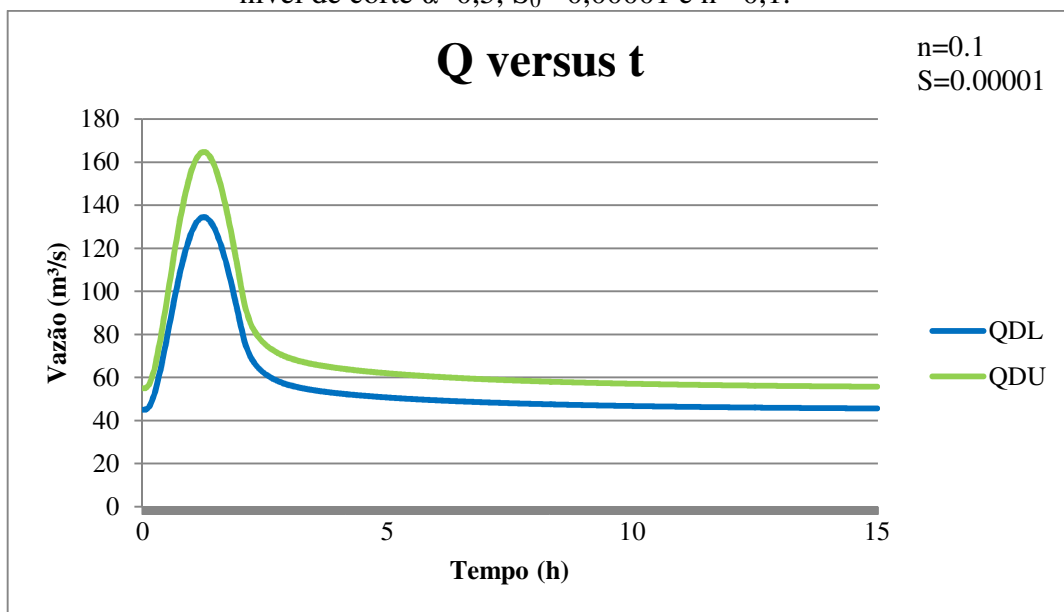
Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.37 a 4.39 mostram os resultados gerados a partir de uma nova simulação alterando apenas o parâmetro de declividade para $S_0 = 0,00001$. De acordo com as figuras verifica-se que os picos de onda diminuíram de valor com a mudança da declividade. Por exemplo, para declividade $S_0 = 0,00005$ de acordo com a Figura 4.35, os intervalos de

vazão para o tempo de 2h são [101,61; 125,51] onde para $S_0 = 0,00001$ para o mesmo tempo de 2h, temos uma diminuição no pico da onda, cujos intervalos de vazão são [90,96; 111,66] conforme a Figura 4.37.

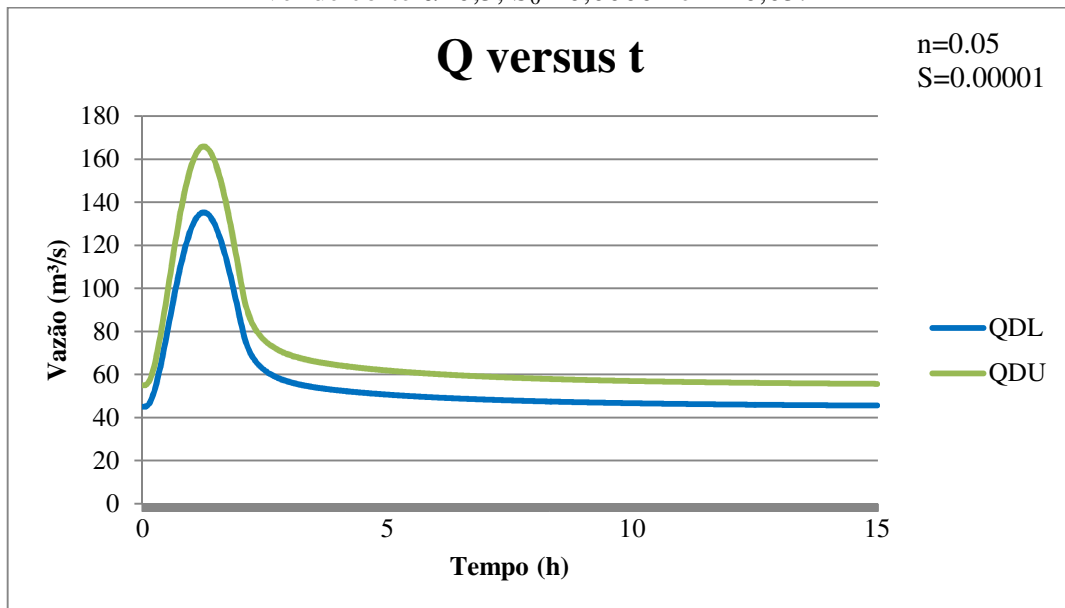
Ao comparar o comportamento da vazão ao longo do espaço apenas com a variação do nível de corte $\alpha = 0$ e $\alpha = 0,5$, de acordo com as Figuras 4.22 até 4.24 e as Figuras 4.37 a 4.39 respectivamente, verifica-se que a distancia entre os limites inferiores e superiores de cada vazão difusa triangular tornam-se maior à medida que o nível de corte alfa diminui. Isto é a incerteza é ampliada ainda mais. Em geral, os valores do intervalo de vazões gradualmente diminuem a partir do meio do canal natural (isto é, $y=0$) para as ribeiras conforme o nível alfa de confiança, sendo este consistente com as situações reais.

FIGURA 4. 40 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,1$.



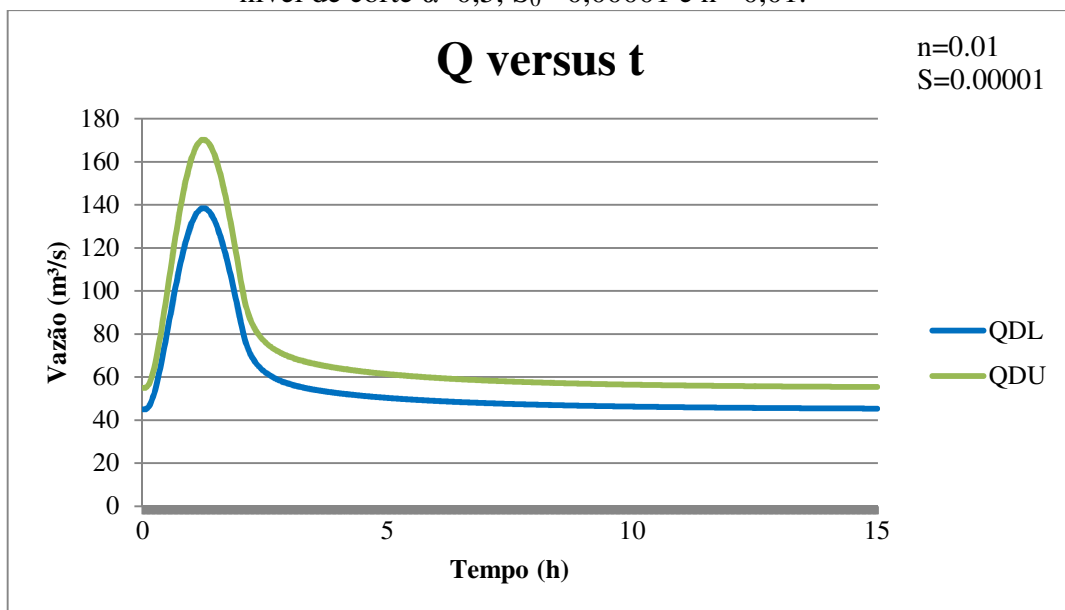
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 41 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 42 - Comportamento da vazão ao longo do tempo na seção 10 km para nível de corte $\alpha=0,5$, $S_0= 0,00001$ e $n= 0,01$.

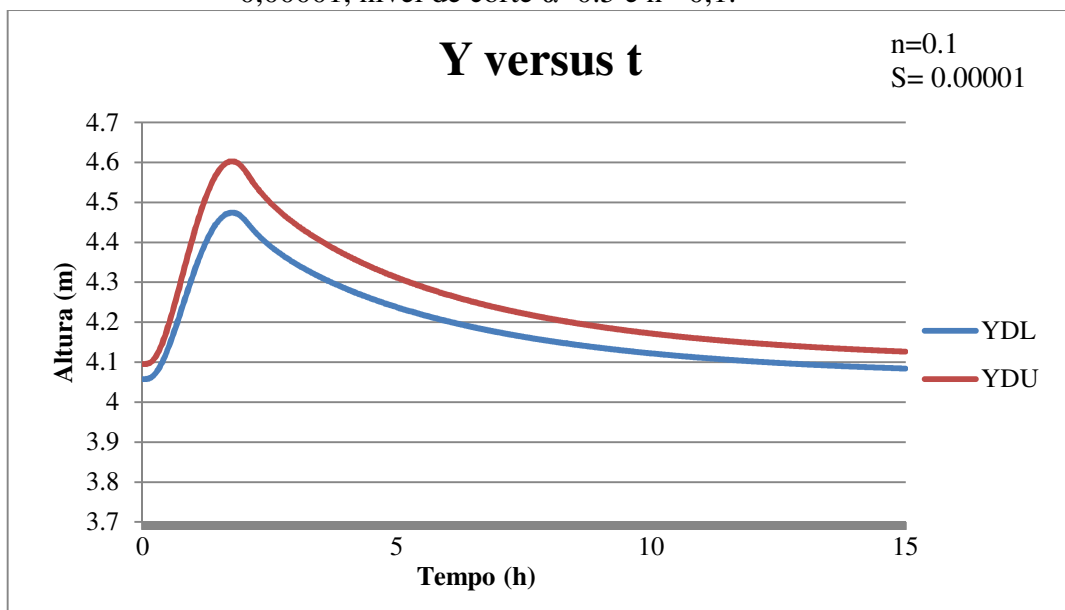


Fonte: Elaborada pela autora.

As Figuras 4.40, 4.41 e 4.42 mostram que não existem diferenças nos picos de vazão para os diferentes valores de rugosidade, e que estes ocorrem todos ao mesmo tempo, em torno de 01h25min para os limites superiores e inferiores. Neste caso, os picos de vazão são menos expressivos para o número de Manning em relação ao tempo.

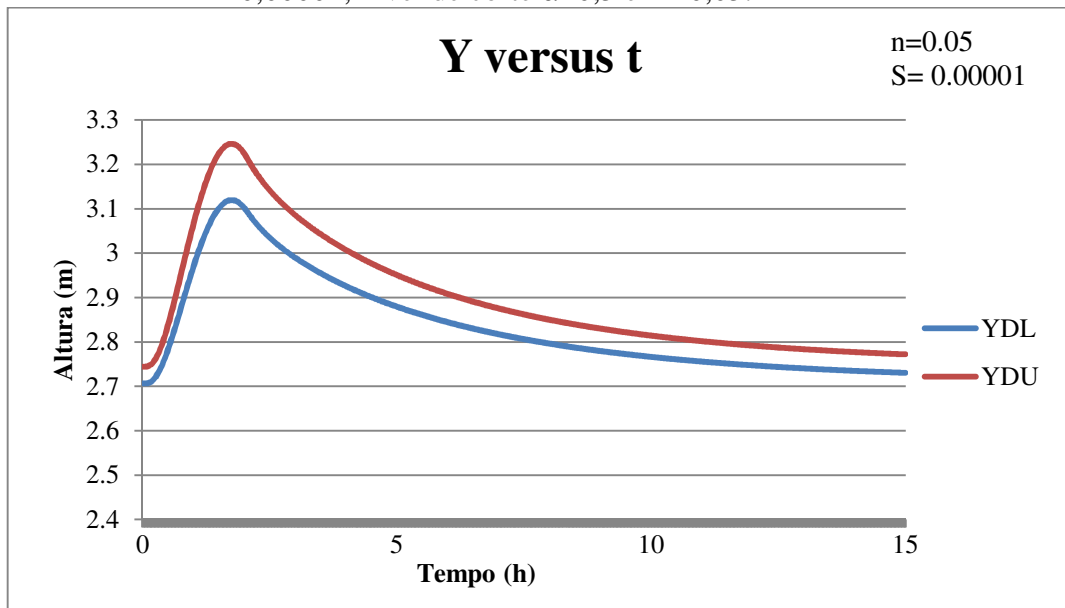
Analisando as Figuras 4.40 a 4.42 para nível de corte $\alpha=0,5$ e as Figuras 4.28 a 4.30 para nível de corte $\alpha=0$, estas mostram que a distancia entre os limites inferiores e superiores de cada vazão difusa triangular ao longo do tempo tornam-se maior à medida que o nível de corte alfa diminui. Isto é a incerteza é ampliada ainda mais. Em geral, os valores do intervalo de vazões gradualmente diminuem a partir do meio do canal natural (isto é, $y=0$) para as ribeiras conforme o nível alfa de confiança, sendo este consistente com as situações reais.

FIGURA 4. 43 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0.5$ e $n=0,1$.



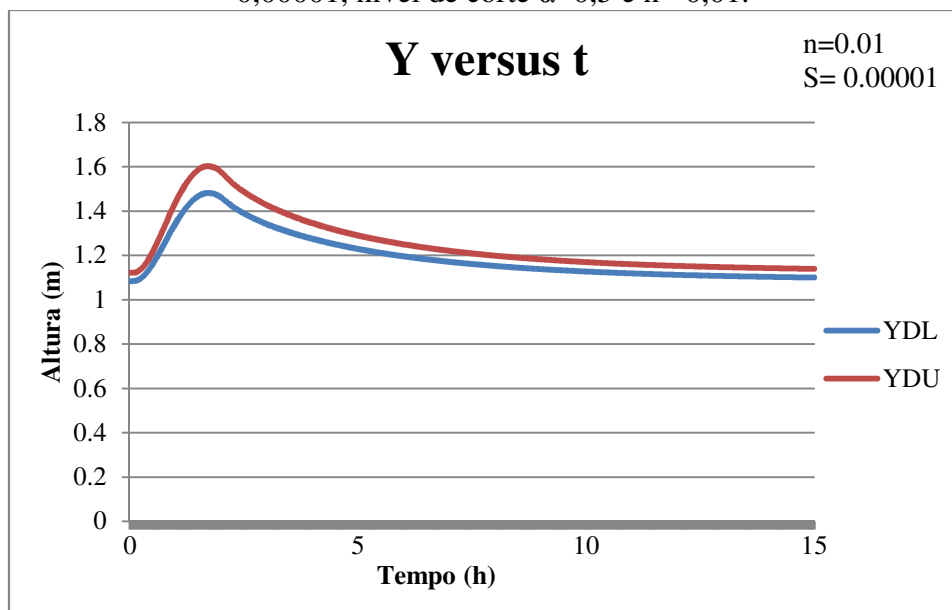
Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 44 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$ e $n=0,05$.



Fonte: Elaborada pela autora.

FIGURA 4. 45 - Comportamento da profundidade ao longo do tempo para $S_0=0,00001$, nível de corte $\alpha=0,5$ e $n=0,01$.



Fonte: Elaborada pela autora.

A partir dos resultados das Figuras 4.43, 4.44 e 4.45 observa-se que para os picos de profundidade existem variação para os diferentes valores de rugosidade, e que estes ocorrem todos ao mesmo tempo, em torno de 01h75min. À medida que a rugosidade diminui

o valor máximo da profundidade também diminui. Neste caso, os picos de profundidade são expressivos que para o número de Manning ao longo do tempo.

Analisando Figuras 4.31 até 4.33 com as Figuras 4.43 até 4.44, observa-se que a distância entre os limites inferiores e superiores para os picos de profundidade difusa triangular ao longo do tempo tornam-se maior à medida que o nível de corte alfa diminui. Outro fator foi que para o nível de corte $\alpha=0$ o número de Manning não foi expressivo para o parâmetro da profundidade. Este fato mostra que o número de Manning exerce pouca influencia no comportamento das incertezas, quando se trata de propagação de onda de cheia na forma difusa.

5 CONCLUSÕES

Após uma série de simulações para diferentes cenários propostos, realizadas através da aplicação do programa computacional desenvolvido especialmente para esta pesquisa, os resultados encontrados permitem que as seguintes conclusões possam ser formuladas:

- O programa matemático-computacional desenvolvido para resolver equações difusivas, responde com eficiência aos objetivos da pesquisa, apresentando excelentes resultados para as mais diversas situações práticas encontradas no seu campo de trabalho;
- O programa computacional desenvolvido permite avaliar na forma “fuzzificada” o comportamento da propagação da onda difusa nos aspectos da vazão, área da seção transversal, da velocidade e da profundidade do escoamento ao longo do canal natural tanto para diferentes intervalos de tempo de observação quanto para diferentes seções do canal. Sendo que para este estudo foi dado ênfase ao comportamento da vazão e da cota altimétrica tanto para diferentes intervalos de tempo e para diferentes seções ao longo do canal.
- Na modelagem hidrodinâmica, foi verificado por meio das simulações a influência dos parâmetros hidráulicos na propagação da onda difusiva ao longo do canal. Ou seja, aspectos como amplitude da onda e profundidade é influenciada pelo coeficiente de rugosidade e a declividade do canal;
- Os resultados mostraram que para o modelo de onda difusiva o parâmetro coeficiente de rugosidade envolve menos influência nas variáveis de controle. Isto se dá pelo fato de que este coeficiente é de primeira ordem comparado com a declividade, por exemplo, tornando, assim, o modelo menos sensível ao mesmo.
- Os resultados mostraram que o modelo de propagação de onda difusiva sofre forte influência do parâmetro declividade do canal, atuando diretamente na amplitude da onda, onde é possível verificar um amortecimento da onda que aumenta à medida que a declividade do canal diminui;
- O uso da teoria *fuzzy* em modelos hidrodinâmicos, que permite transformar esses modelos em equações diferenciais *fuzzys*, quando tratado adequadamente

permite que se obtenham Funções de Pertinências para as variáveis de controle. Desta forma, a metodologia proposta permite que sejam determinados campos de vazão e profundidade, em sua forma *fuzzy*, onde as incertezas podem ser medidas, tornando, assim, com que campos de risco possam ser determinados com o auxílio de sub-rotinas apropriadas;

- Com base nos resultados gerados pelo modelo hidrodinâmico *fuzzy*, foi possível determinar o comportamento da vazão para cada seção do canal natural, para diferentes níveis de pertinência, permitindo assim avaliar a influência dos parâmetros hidrodinâmicos em sua forma *fuzzy* e quantificar as incertezas presentes ao longo da propagação da onda difusa.
- Os testes mostraram que as funções de pertinência de vazões se deslocam tanto para a direita de acordo com a passagem da onda em cada seção do canal, e para a esquerda ao longo do tempo, alterando, assim, o comportamento das incertezas e, em consequência, alterando o comportamento do risco de enchentes.

Como recomendação para futuras pesquisas sugere-se:

1. Estudos sejam realizados através de um modelo composto de uma combinação da teoria *fuzzy* e da teoria probabilística, sendo os parâmetros hidrológicos, com comportamento aleatório, tratados probabilisticamente, enquanto que, os parâmetros hidráulicos, sejam tratados com base na teoria *fuzzy*;
2. Adaptar o modelo, em duas dimensões, para estudar os aspectos da modelagem da qualidade de água;
3. Aplicar este modelo para rios urbanos do estado do Ceará. Neste caso, para calibração e validação do modelo;
4. Estudos de convergência do método aqui proposto.

REFERÊNCIAS

ANDERSON, D. A., TANNERHIL, J.C., PLETCHER, R. H., **Computational Fluid Mechanics and Heat Transfer**. 2nd ed., 1984. ISBN 1-56032-046-X (case).

ANDRADE, C. F., **Estudo de planícies de inundação através da análise dos parâmetros hidráulicos do canal principal e sua influencia na avaliação do risco *fuzzy* de enchentes**. Tese – Universidade Federal do Ceará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil - Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 2006.

BARRETO, J. M. **Inteligência Artificial no Limiar do Século XXI**. 2a edição, Duplic, Florianópolis, 2000.

BATES P.D.; HERVOUET, J. M. A new method for moving-boundary hydrodynamic problems in shallow water. **Proceedings of the Royal Society of London** 455: 3107–3128. 1999.

BAUTZER, T. (2011) “UMA DAS PIORES ENCHENTES DA HISTÓRIA DO RIO MISSISSIPPI AFETA CULTURAS EM TODO O SUL DOS ESTADOS UNIDOS” **Revista Dinheiro Rural**. Edição 80. Revista online. Disponível em: <http://revistadinheirorural.terra.com.br/secao/agronegocios/plantacoes-afogadas>. Acessado em: 08/10/2014.

BOGARDI, I e DUCKSTEIN, L., The Fuzzy Logic paradigm of risk analysis. In: Risk based decision making in water Resources X. Santa Barbara, California. **New York**, ASCE, 2002.

BRASIL. Lei 12.608, de 10 de abril de 2012. Institui a Política Nacional de Proteção e Defesa Civil - PNPDEC autoriza a criação de sistema de informações e monitoramento de desastres, e dá outras providências. **Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 10 abr. 2012**. Disponível em: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2011-2014/2012/Lei/L12608.htm. Acesso em 13/06/2013.

CARVALHO, P. S. R. **Estudo de propagação de ondas de cheia no Ribeirão José Pereira, em Itajubá, utilizando HEC-RAS**. Dissertação – Universidade Federal de Itajubá, Programa de pós-graduação em Meio Ambiente e Recursos Hídricos, 17p. 2012.

CHAPRA, S. C. **Surface Water-Quality Modeling**. New York: McGraw-Hill, 1997, 844p

CHAUDHRY, M. H., **Open Channel Flow**. Prentice Hall. New Jersey. 2001

CHAUDHRY, F. H., **Recursos Hídricos – Aspectos Quantitativos**. EESC – USP São Carlos. 2001a.

CHENG, C., Fuzzy Optimal Decisions for Multi-Objective Flood Control System of Cascade Reservoirs. **Journal of Hydrodynamics**. Series B. 11(3): 6-13.1999a.

CHENG, C., Fuzzy Optimal Model for the flood control system of the upper and middle reaches of the Yangtze River. **Hydrological Sciences Journal**. 44(4): 573-582.1999b.

CHOW, V. T., **Open-channel hydraulics**. McGraw-Hill, New York, N. Y., 1988, 680 p.

CHUNG W.H., ALDAMA A.A., SMITH J.A., On the effects of downstream boundary conditions on diffusive flood routing. **Advances in Water Resources**;16: 259–75. 1993.

COKLJAT D, KRALJ C. On choice of turbulence model for prediction of flows over river bed forms. **Journal of Hydraulics Research** 35(3): 355–361. 1997.

CUNGE, J. A., HOLLY, F.M., Jr., and VERWEY, A. **Practical Aspects of Computational River Hydraulics**, Pitman Publishing Ltd., London, UK. 1980. ISBN: 0273084429.

DELPHI, M., SHOOSHTARI, M.M., ZADEH H. H., Application of Diffusion Wave Method for Flood Routing in Karun River. **International Journal of Environmental Science and Development**, Vol.1, No.5. 2010.

DUBOIS, D., and PRADE, H.. **Fuzzy Sets and Systems, Theory and Applications**, Academic Press, New York. 1980

FAN,P. e LI, J. P., Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. **Advances in Water Resources**. Volume 29.p. 1000-1009.2006.

FONTANE, F. G., GATES, T. K. and MONCADA, E., Planning Reservoir Operations with Imprecise Objectives. **Journal of Water Resources and Management**. 123 (3): 154-162. 1997.

GOMES, V. U., **Estudo comparativo dos modelos da onda cinemática e da onda difusiva na análise de propagação de cheias, em função dos parâmetros hidráulicos da bacia**. Dissertação – Universidade Federal do Ceará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, 2006.

GOMES-PEREIRA L. M.; WICHERSON R.J. Suitability of laser data for deriving geographical data: a case study in the context of management of fluvial zones. **Photogrammetry and Remote Sensing** 54: 105–114. . 1999.

HORRITT, M. S.. Calibration and validation of a 2-dimensional finite element flood flow model using satellite radar imagery. **Water Resources Research** 36(11): 3279–3291. 2000a

HORRITT, M.S.; BATES, P.D. Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach. **Hydrological Processes**, 15, pp. 825-842. 2001.

HORRITT, M.S.; BATES, P.D. Evaluation of 1-D and 2-D numerical models for predicting river flood inundation. **Journal of Hydrology**, 268, pp.87- 99. 2002

HUNTER, N.M.; BATES, P.D.; NEELZ, S.; PENDER, G.; VILLANUEVA, I.; WRIGHT, N.G.; LIANG, D.; FALCONER, R.A.; LIN, B.; WALLER, S.; CROSSLEY, A.J.; MASON, D.C. “Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding”. **Water Management**, 161, pp 13-30. 2008.

KLIR, G., and FOLGER, T. **Fuzzy Sets, Uncertainty, and Information**, Prentice Hall, EnglewoodCliffs, NJ. 1988

KLIR, G. and YUAN, B., *Fuzzy Sets and Fuzzy Logic: Theory and Applications*, Prentice Hall, **Upper Saddle River**, NJ, 1995.

LEE, Y. W.; BOGARDI, I.; KIM, J. H.. Decision of water supply line under uncertainty. **Water Resources**, South Korea, v. 34, n. 13, p. 3371–3379. 2000.

LIGGETT, J. A., “Basic Equations of Unsteady Flow,” *Unsteady Flow in Open Channels*, Mahmoud K., and Yerjevich V., ed., Vol. 1, **Water Resources Publications**, Fort Collins, Co., p 29-62, 1975.

LIGGETT, J.A., and CUNGE, J.A., “Numerical Methods of Solution of the Unsteady Flow Equations,” *Unsteady Flow in Open Channels*, Mahmoud K., and Yerjevich V., ed., Vol. 1, **Water Resources Publications**, Fort Collins, Co., p89-182, 1975.

LIN B; SHIONO K. Numerical modelling of solute transport in compound channel flows. **Journal Hydraulic Research** 33(6): 773–787. 1995.

MAURIS, G.; LASSERRE, V.; FOULLOY, L. A fuzzy approach for the expression of uncertainty in measurement. **Measurement**, France, v. 29, p. 165–177. 2001.

MIRANDA, J. M., BAPTISTA, M. A. **Riscos de cheias** – Instituto São Luiz, capítulo 4. 2006.

MOUSSA R., Analytical HAYAMI solution for the diffusive wave flood routing problem with lateral inflow. **Hydrological Processes**. Volume 10. p.1209-1227. 1996

MOUSSA R. ; BOCQUILLON C. Criteria for the choice of flood-routing methods in natural channels. **Journal of Hydrology** 186: 1–30. 1996.

MOUSSA R.e BOCQUILLON, C., Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow. **Hydrological & Earth System Sciences**. 4(2). p.251-261. 2000.

PONCE V.M. Generalized diffusive wave equation with inertial effects. **Water Resources Research**. 26:1099–101. 1990.

RITCHIE J.C. Airborne laser altimeter measurements of landscape topography. **Remote Sensing of the Environment** 53: 91–96. 1995.

RITCHIE J. C.; MENENTI M.; WELTZ M. A. Measurements of land surface features using an airborne laser altimeter: the HAPEX–Sahel experiment. **International Journal of Remote Sensing** 17(18): 3705–3724. 1996.

ROQUE, W. L., **Introdução ao Cálculo Numérico - Um Texto Integrado com Derive**, São Paulo, Atlas, 2000.

ROSS, T., BOOKER, J., and PARKINSON, W.J. Fuzzy Logic and Probability Applications: Bridging the Gap, **Society for Industrial and Applied Mathematics**, Philadelphia , PA. 2002

RUSSEL, S.O. e CAMPBELL, P. F., Reservoir Operating Rules with Fuzzy Programming **Journal of Water Resources and Management**. 122(3):165-170. 1996.

RUTSCHMANN P.; HAGER W. Diffusion of floodwaves. **Journal of Hydrology** 178: 19–32. 1996.

SANTOS, S. H. L., **Aplicação da Teoria Fuzzy em Modelos de Transporte de Massa para o Cálculo do Risco na Concessão de Outorga para Lançamento de Efluentes em Rios**. Tese – Universidade Federal do Ceará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, 2012.

SILVA, R.C. V., **Hidráulica Fluvial**, COPPE/ UFRJ, 2nd edição. ISBN: 978-85-285-0108-7. 2007.

SOFIALIDIS D, PRINOS P. Numerical study of momentum exchange in compound open channel flow. **Journal of Hydraulic Engineering** 125(2): 152–165. 1999.

SOUZA, A. R.; CASTRO, M. P. S.; SOUZA, R. O.; VIDAL, T. F. Influência da declividade e do número de Manning no comportamento da propagação da onda difusiva. In: XII SIMPÓSIO DE RECURSOS HIDRÍCOS DO NORDESTE, **Anais**. Natal, RN. 2014.

STURM, T. W., **Open Channel Hydraulics**, McGraw Hill, 2nd edition. ISBN:978-0-07-339787-0. 2001

TANSCHKEIT, R.; SHARF, E.M. Controle de um braço mecânico através de um controlador nebuloso self-organising. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE AUTOMÁTICA, 8., Belém, PA. **Anais**. Belém, PA: Sociedade Brasileira de Automática, 1990. p. 481.487. 1990.

THOMAS T. G; WILLIAMS J. J. R.. Large eddy simulation of turbulent flow in an asymmetric compound channel. **Journal of Hydraulic Research** 33(1): 27–41. 1994

TINGSANCHALI, T., MANANDHAR, S.K., Analytical diffusion model for flood routing. **Journal of Hydraulic Engineering** 111, 435–454. 1985

WANG, L., WU, J.Q., ELLIOT, W.J., FIEDLER, F. R., LAPIN, S., Linear diffusion-wave channel routing using a discrete Hayami convolution method, **Journal of Hydrology**. N°509. p 282–294. 2014

WILSON, M. D. **Evaluating the effect of data and data uncertainty on predictions of flood inundation**. Ph.D. Thesis, Faculty of Engineering, Science and mathematics. University of Southampton, Southampton, p. 252. 2004.

YE J.; MCCORQUODALE J. A. Simulation of curved open channel flow by 3D hydrodynamic model. **Journal of Hydraulic Engineering** 124(7): 687–698. 1998.

YEVJEVICH, V. Introduction Unsteady Flow in Open Channels,., ed., Vol. 1, **Water Resources Publications**, Fort Collins, Co., p1-24, 1975.

ZADEH, L. A., **Fuzzy Sets – Information and Control**, vol. 8 (338-353), 1965.

ZADEH, L.A., **Forward to Fuzzy Logic and Probability Applications**: Bridging the Gap, Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia, PA. 2002.

ZIMMERMANN, H. **Fuzzy Set Theory and its Applications**, 2nd ed., Kluwer Academic, Dordrecht. 1991