

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS  
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO STRICTO SENSU  
EM ENGENHARIA AMBIENTAL E SANITÁRIA - PPGEAS

**ANÁLISE DE INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO  
DE VAZÕES EMPREGANDO MODELAGEM  
HIDRÁULICA**

**GUILHERME DA CRUZ DOS REIS**

GOIÂNIA

2019

GUILHERME DA CRUZ DOS REIS

**ANÁLISE DE INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO  
DE VAZÕES EMPREGANDO MODELAGEM  
HIDRÁULICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação Stricto Sensu em Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Goiás como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre.

Orientador: Prof. Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga

GOIÂNIA

2019

GUILHERME DA CRUZ DOS REIS

**ANÁLISE DE INCERTEZAS NA DETERMINAÇÃO DE VAZÕES EMPREGANDO  
MODELAGEM HIDRÁULICA**

Dissertação de mestrado pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Goiás – UFG

Linha de Pesquisa: PLANEJAMENTO E GESTÃO DE SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS

Data de aprovação: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_

Banca Examinadora:

\_\_\_\_\_

Prof. Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga (UFG) – Orientador

\_\_\_\_\_

Prof. Dr. Joel Roberto Guimarães Vasco (UFG)

\_\_\_\_\_

Prof. Dr. Saulo Bruno Silveira e Souza (UFG)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha Mãe/Pai Agrimar Maria da Cruz, que com todas as dificuldades, através de muito trabalho e esforço, conseguiu criar e educar 6 filhos e mostrar o caminho certo tornando-nos cidadãos de bem.

Agradeço à minha esposa Ana Cláudia a qual se manteve ao meu lado, mesmo nos dias mais frustrantes, me apoiando ao longo de todo este trabalho e me auxiliando a repensar certas decisões.

Quero mostrar toda minha gratidão ao meu orientador, hoje amigo, Dr. Klebber Teodomiro Martins Formiga por toda sua paciência ao me guiar ao longo desta jornada, por ter me auxiliado em todas os momentos de incertezas do trabalho, e por ter me mostrado que sou capaz de ser alguém melhor, tanto profissional quanto pessoalmente. Quero ainda destacar o seu profissionalismo, que mesmo com todas dificuldades pessoais e de saúde, ele foi capaz de me acompanhar e me orientar até a finalização do meu trabalho.

Agradeço aos meus amigos e amigas que estiveram presentes durante este trabalho, me fornecendo mão-de-obra gratuita, as minhas colegas de orientação Tatiane Pereira, Kamila Almeida e Luíza Virginia. Agradecer ao técnico de laboratório, Tomás Simões, presente em todas as minhas visitas de campo. Agradecer ao meu amigo Geovanne Faria que me deu suporte na coleta e preparação dos dados do trabalho.

Em especial, agradeço aos meus amigos Paulo Henrique e Sandro Paiva. O primeiro por ter se arriscado junto comigo ao desbravar as águas do Rio Meia Ponte e o segundo por ler o trabalho e me auxiliar na correção da escrita.

E por fim, agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, a qual tornou possível a realização deste trabalho disponibilizando o apoio financeiro necessário para minha dedicação integral ao mesmo.

## RESUMO

É de senso comum entre profissionais e pesquisadores da área de recursos hídricos a necessidade de se trabalhar com dados de vazões e lâmina d'água com confiabilidade e boa resolução temporal. Para isto são empregados os métodos diretos e indiretos. O primeiro demanda o manuseio de equipamentos de alta resolução e maior número de visitas a campo para sua aplicação, por consequência, pode ser dispendioso economicamente e oferecer riscos a saúde do operador destes equipamentos, quando em campo. Já entre os métodos indiretos, destaca-se o método da curva-chave, por ser um método o qual demanda menor número de visitas à campo e por ser considerado relativamente simples e de baixo custo. Entretanto, o método apresenta uma série de simplificações podendo comprometer a sua precisão. Outros métodos que vem se destacando são os métodos baseados em modelagem computacional, capazes de simular o escoamento e apresentar resultados promissores. Sendo assim, o presente trabalho tem por objetivo a elaboração de um modelo hidráulico baseado no *Standard Step Method*, aplicado em um trecho do Rio Meia Ponte dentro da área urbana do município de Goiânia. Para isso, foram estimados os parâmetros hidráulicos  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  empregando dois métodos distintos com base em estatística Bayesiana, sendo eles o GLUE e o DREAM. Para a determinação da viabilidade do modelo, foram analisadas as incertezas geradas a partir de sua aplicação, utilizando como referência as séries históricas disponibilizadas pelo Portal HidroWeb. Assim, os resultados encontrados se apresentaram de forma satisfatória, com destaque para as simulações empregando os parâmetros hidráulicos estimados através da aplicação do DREAM, onde foram encontrados erros entre 0 e 22%, com poucos indivíduos acima deste intervalo, para a primeira etapa. Já para a segunda etapa ambos os métodos empregados para estimar os parâmetros hidráulicos se comportaram de forma satisfatória, sendo o maior erro encontrado inferior à 8%. Concluiu-se que o modelo elaborado foi capaz de simular o escoamento para o trecho em questão e determinar os valores dos parâmetros hidráulicos do canal.

Palavras-chave: Determinação de vazão, determinação de incerteza, estimativa de parâmetros hidráulicos, *Standard Step Method*

## ABSTRACT

It is of common knowledge between researchers and professionals of the hydraulic and hydrological field the necessity to work on discharge and stage data with minimal consistency and temporal resolution. Then, it is applied methodologies in direct and indirect ways. The first option demands handling high-resolution equipment and a higher number of visits in the field in which, consequently, might be expensive and bring risks to the operator's health. Between indirect ways, the rating-curve might be one of the most methodology used to determine river discharge in studies in which demands less field campaign and may be more straightforward and less costly. However, the rating-curve method presents a series of assumptions that could compromise its precision. Other methodologies that have been highly considered are the methods based on computational modeling, which could be capable of simulating river flow and present promising results. Therefore, this work aims to elaborate and apply a hydraulic model based on the Standard Step Method, where the study area is located on a stretch of Meia Ponte River in the urban area of Goiania, Brazil. For this, the hydraulic parameters  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  were estimated by two distinct methods based on Bayesian statistics through GLUE and DREAM methods. To determine the model's viability, it was used, as a reference, historical series of data available in Portal HidroWeb. Thereby, the results found out been considered as satisfactory highlighting to simulations made by the parameters estimated through DREAM, where the errors were between 0 and 22%, with few individuals above it, in the first step. To the second step, both methods DREAM and GLUE showed a satisfactory behavior where 8% was the higher error found. In conclusion, the elaborated model showed to be capable of simulate river flow to the studied stretch and determine the hydraulic parameters of the channel.

Keywords: River discharge determination, uncertainty determination, hydraulic parameters estimative, *Standard Step Method*.

## **LISTA DE FIGURAS**

<b>FIGURA 1: ESQUEMA DO POSICIONAMENTO DA RÉGUA NA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO HÍDRICO. ....</b>	<b>17</b>
<b>FIGURA 2: REPRESENTAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO COEFICIENTE DE RUGOSIDADE AO LONGO DA SEÇÃO TRANSVERSAL. ....</b>	<b>20</b>
<b>FIGURA 7: DISCRETIZAÇÃO DO STANDARD STEP METHOD.....</b>	<b>21</b>
<b>FIGURA 8: APRESENTAÇÃO DAS ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS ESTUDADAS. .</b>	<b>26</b>

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	11
2	OBJETIVOS.....	15
2.1	OBJETIVO GERAL.....	15
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	15
3	REVISÃO DA LITERATURA .....	16
3.1	MÉTODO DA CURVA-CHAVE.....	16
3.2	COEFICIENTE DE RUGOSIDADE OU COEFICIENTE DE MANNING.....	19
3.3	<i>STANDARD STEP METHOD</i> .....	20
3.4	CALIBRAÇÃO DO MODELO .....	22
4	MATERIAIS E MÉTODOS .....	25
4.1	DEFINIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	25
4.2	DETERMINAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA .....	26
4.2.1	INTERVALO INICIAL DO COEFICIENTE DE MANNING .....	27
4.2.2	INTERVALO INICIAL DA DECLIVIDADE DO CANAL .....	30
4.3	OBTENÇÃO DE DADOS DE VAZÃO, LÂMINA D'ÁGUA E PERFIL DA SEÇÃO.....	30
4.3.1	BANCO DE DADOS DO HIDROWEB.....	30
4.3.2	LEVANTAMENTO DE CAMPO .....	31
4.4	CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS $n_1$ , $n_2$ , $n_3$ E $s_0$ .....	31
4.5	SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO ATRAVÉS DO <i>STANDARD STEP METHOD</i> .....	34
4.6	VALIDAÇÃO E DETERMINAÇÃO DAS INCERTEZAS DAS VAZÕES SIMULADAS E OBSERVADAS.....	34
5	RESULTADOS.....	36



<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>69</b>
----------	-----------------------------------	-----------



# 1 INTRODUÇÃO

A determinação de vazões em rios tem sido foco de estudo há décadas, podendo ser citados diversos trabalhos pioneiros como Chow (1959), que descreve a formulação básica de escoamentos livres, Perumal (1994) e Corato, Moramarco e Tucciarelli (2011), que desenvolvem metodologias para estimar valores de vazão através do termo de velocidade do escoamento. Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009) e Aricò *et al.* (2010), também estudaram o desenvolvimento de metodologias para determinação de vazão, porém, a partir dos dados de níveis d'água. Apesar de haver um grande número de trabalhos na área, as metodologias desenvolvidas para este fim ainda encontram-se em crescente necessidade de aperfeiçoamento.

Os estudos de vazões são necessários para o entendimento do comportamento natural da água ao chegar à superfície de uma bacia. Este comportamento da água ainda pode ser alterado, ocasionando na aceleração ou retardo do escoamento, devido à ação antrópica em determinadas áreas, sendo esses impactos atenuados nos casos de grandes centros urbanos por conta do crescimento da concentração populacional existente e a ineficiência do planejamento urbano para tal (PEREIRA, 2015).

Conhecer o volume ou a vazão de entrada e de saída de água de uma determinada área pode auxiliar na tomada de decisões para o planejamento e dimensionamento de obras de engenharia a serem executadas ao longo da bacia (HAWKINS *et al.*, 1973). Sabendo da importância para o dimensionamento de projetos de engenharia, os dados de vazões são subdivididos em vazões máximas, médias e mínimas.

Os dados de vazões máximas são empregados quanto à prevenção de inundações das áreas de jusante. Zope, Eldho e Jothiprakash (2017) estudaram os impactos causados pela ação antrópica no comportamento da água sobre a superfície terrestre. De acordo com os autores, a urbanização descontrolada é o principal fator responsável pelo aumento do volume de água em eventos de pico/cheia. Os autores ainda apresentam em seu estudo a necessidade do monitoramento do comportamento do escoamento da água para melhor prever e evitar maiores consequências a

partir desses picos de vazão. Estes dados de vazão provenientes de eventos de cheias ainda podem ser utilizados no dimensionamento de vertedores, canais de drenagem, alocação de pontes, escoamento e transporte de cargas.

Os dados de vazões médias são empregados na análise hidrológica para orientação quanto à disponibilidade de recursos hídricos, sendo este fator determinante na elaboração de projetos de reservatórios voltados para o abastecimento público, a produção de energia hidrelétrica, recreação ou pesca. Já as vazões mínimas são consideradas quando da retirada de forma direta de água e para a manutenção de vida e da qualidade do ecossistema aquático.

Existem vários métodos que podem ser empregados para a determinação de vazão em corpos hídricos, o qual se destaca o denominado método da curva-chave. Utilizado em larga escala em estudo de vazões, o método da curva-chave ou cota-vazão é visto como um método relativamente simples de aplicar e com baixo custo, por consequência, o mais utilizado atualmente (PERUMAL *et al.*, 2009).

Apesar da grande utilização e facilidade do método da curva-chave, este pode apresentar alguns pontos negativos importantes a serem estudados. Por ser uma forma simplificada da representação de um escoamento e pela falta de dados necessários, o método apresenta um considerável grau de incerteza (PERUMAL *et al.*, 2010; ARICÒ, NASELLO e TUCCIARELLI, 2009). Outra fonte considerável de erro é o fato de não haver informações suficientes em momentos de cheias, ou eventos de máxima vazão, levando o método à necessidade de extrapolação do dado para obtenção de vazões extremas, que de acordo com Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009), também agrega incerteza ao método.

Oliveira *et al.* (2016) afirmam que existem dois grupos de trabalho com o intuito de substituir o método da curva-chave que são: primeiro, quanto ao tipo de informação empregada, modelos que dependem basicamente dos dados de vazão ou velocidade para sua aplicação e; segundo, quanto ao método, indicados para quando houver falhas de medidas de vazões, nos casos de eventos extremos, levantando dados de nível d'água em duas seções diferentes e levantamento batimétrico detalhado. Sendo assim, este trabalho aborda o segundo caso, com o intuito de solucionar a falta de dados de eventos extremos.

Os dados de vazões a serem simulados serão estimados através de uma metodologia já consagrada, denominada de *Standard Step Method*, o qual, de acordo com Chaudhry (2008), é base para o módulo de escoamento permanente do programa computacional HEC-RAS desenvolvido pelo *Hydrologic Engineering Center, U. S. Army Corps of Engineers*, um dos mais reconhecidos no meio acadêmico. De acordo com Akan (2006), o método possui três pontos positivos principais: primeiro, o método é capaz de simular o escoamento em casos de regime gradualmente variado; segundo, pode ser aplicado em canais com geometria irregular; e por fim, é de fácil aplicação por parte do modelador. O autor ainda afirma que o método necessita basicamente dos dados provenientes da batimetria e investigação de campo em dois pontos diferentes, ou seja, dados das seções transversais como: perfil do corpo hídrico, profundidade no primeiro e segundo ponto, além dos valores do termo de resistência ao escoamento ( $n$ ) e a declividade do canal ( $S_0$ ), sendo estes dois últimos parâmetros estimados através de métodos computacionais. Diferente dos modelos hidrológicos que possuem alta complexidade de parâmetros (PEREIRA, 2015), modelos hidráulicos simulam basicamente a perda de carga durante o escoamento (OLIVEIRA *et al.*, 2016).

A determinação dos parâmetros  $n$  e  $S_0$  é feita por meio de métodos de calibração, sendo a inferência estatística ou Bayesiana um dos caminhos mais empregados atualmente. De acordo com Pereira (2015), a calibração tem como objetivo aproximar os resultados das simulações aos dados observados, ou seja, é realizado a quantificação e análise das incertezas geradas durante as simulações juntamente com o observado, otimizando o erro ao encontrar os valores dos parâmetros.

O coeficiente de rugosidade ( $n$ ) e a declividade do corpo hídrico ( $S_0$ ) foram calibrados através da aplicação das ferramentas de calibração chamadas GLUE (*Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*) desenvolvido por Beven and Binley (1992), e DREAM (*Differential Evolution Adaptive Metropolis*) proposto por Vrugt *et al.* (2016), sendo a primeira com uma abordagem mais simplista através da simulação de Monte Carlo (MC) e a segunda, mais complexa e precisa, através das simulações de Markov Chains Monte Carlo (MCMC).

Os métodos de calibração GLUE e DREAM serão aplicados com o intuito de uma posterior comparação entre os resultados encontrados nas simulações, decorrentes dos parâmetros calibrados pelos mesmos e os dados observados em campo.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVO GERAL**

O objetivo geral do presente trabalho é desenvolver um modelo para determinar a vazão ao longo de diferentes níveis de altura de lâmina d'água e quantificar a incerteza na determinação de vazão de estações fluviométricas, considerando um modelo hidráulico e informações topográficas da seção. A análise de incerteza será feita com um registro histórico das medições diretas realizadas em campo.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

Comparar o grau de incerteza na aplicação do GLUE e DREAM na calibração dos parâmetros físicos;

Elaborar um modelo computacional para simulação do escoamento;

Validar os resultados encontrados a partir das simulações de escoamento no modelo elaborado.

### 3 REVISÃO DA LITERATURA

Os métodos empregados nas medições de vazões podem ser tanto de forma direta, empregando instrumentos com capacidade de determinação instantânea e com alta resolução, quanto de forma indireta através da obtenção do dado de nível/cota de lâmina d'água do corpo hídrico estudado, uma vez conhecido o perfil da seção transversal (ARICÒ, NASELLO, TUCCIARELLI, 2009; ARICÒ *et al.*, 2010; PERUMAL *et al.*, 2009).

Os métodos diretos empregados nos estudos de vazões consistem da utilização de equipamentos para a medição de vazão como: ADCP (*acoustic Doppler current profiler*), Molinete, ADV (*acoustic doppler velocimeter*), entre outros. O alto valor de custo de aquisição e manutenção destes equipamentos, além da falta de mão de obra qualificada para manuseio dos mesmos, são fatores limitantes para a determinação da vazão de corpos hídricos sempre que necessário (ARICÒ, NASELLO, TUCCIARELLI, 2009).

Como alternativa à aplicação destes equipamentos na medição de vazão de forma direta, um dos métodos para determinação de vazão mais empregado nos últimos anos tem sido o método da curva-chave, realizado através de medições de nível/cota d'água. De acordo com Perumal *et al.* (2009), o método tem a vantagem de ser relativamente simples e barato, sendo de fácil aplicação e sem necessidade de mão de obra especializada, fácil obtenção de dados e desnecessária utilização de equipamentos complexos e, conseqüentemente, mais econômico. Contudo, este processo apresenta várias simplificações das quais podem afetar a sua precisão, como por exemplo a extrapolação dos dados para os casos de vazões de pico.

#### 3.1 MÉTODO DA CURVA-CHAVE

O método da curva-chave consiste no uso de uma equação oriunda da correlação dos dados de vazões e suas respectivas alturas de lâminas d'água observadas.

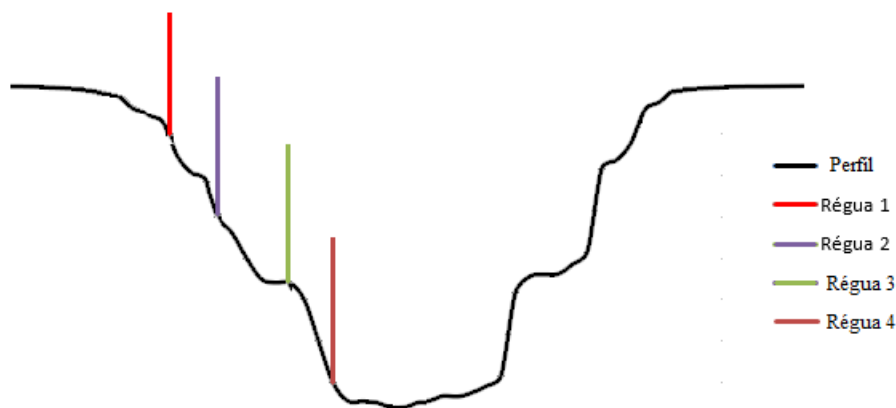
A elaboração da curva-chave segue os seguintes passos:



- a) De forma visual o técnico ou pesquisador observa a altura de lâmina d'água através de réguas instaladas em um dos taludes do corpo hídrico, como pode ser observado no esquema da Figura 1, onde as réguas 1, 2 e 3 possuem, em geral, comprimento de 1 metro e são posicionadas para representação de suas alocações em relação ao talude e os níveis d'água;
- b) É aferido paralelamente, de forma direta, o valor da vazão naquele determinado instante;
- c) Repetem-se os passos a e b o maior número de vezes possíveis;
- d) Plotam-se os dados de altura de lâmina d'água e vazão em um gráfico e determina-se uma equação que correlacione os dados de forma satisfatória.

Os dados em eventos de vazões mais altas, dito como eventos extremos, são mais difíceis de serem coletados, sendo assim necessário a extrapolação da curva a fim de se obter tais pontos.

Figura 1: Esquema do posicionamento da régua na seção transversal do corpo hídrico.



Fonte: o autor (2019).

A extrapolação da curva pode provocar um aumento da incerteza em momentos onde não há dados disponíveis, normalmente em eventos onde as vazões relacionadas são maiores. De acordo com Perumal, Shrestha e Chaube (2004), essa falta de dados de vazões em eventos de cheia ocorre por causa da periculosidade da aplicação do método durante a presença de altura de lâmina

d'água elevada, aumentando, proporcionalmente, a vazão e a velocidade da água, a turbulência do escoamento e, conseqüentemente, tornando o acesso difícil e inviável tanto economicamente quanto pelo fato de oferecerem riscos a segurança do técnico ou pesquisador presente no local.

Apesar do método da curva-chave ainda ser aplicado em grande escala por profissionais da área, Wu e Yang (2008) também apresentam alguns pontos negativos quando a aplicação do método. Segundo os autores, o método não prevê a transformação da calha do rio ao longo do tempo, além de considerar o leito como sendo homogêneo ao longo do canal, desprezando a variação do coeficiente de rugosidade e considerando a geometria do perfil da seção transversal constante. Outra fonte de incerteza discutida pelos autores é o fenômeno denominado backwater, que é o efeito de retorno da água causado pela interrupção do escoamento por barragens ou até mesmo pontes.

Para compensar o erro gerado na aplicação do método da curva-chave, diversos autores como Perumal (1994), Perumal, Shrestha e Chaube (2004), Perumal *et al.* (2009), Di Baldassarre e Montanari (2009), Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009), Aricò *et al.* (2010), Barbetta *et al.* (2011), Perumal e Price (2013) e outros, vêm estudando o tema para aperfeiçoar o método ou até mesmo para desenvolver uma forma mais precisa para obtenção dos dados de vazões.

Perumal (1994), Aricò, Nasello e Tucciarelli (2009), Aricò *et al.* (2010) e Oliveira *et al.* (2016) aplicam métodos computacionais para soluções numéricas de equações como, por exemplo, as equações do sistema Saint-Venant, as quais não existem soluções analíticas. O emprego de métodos computacionais para realização de simulações de escoamento em diferentes situações mostra ser importante saída para os estudos de vazões, uma vez que o emprego de forma direta de medição de vazão nem sempre é viável.

O emprego de ferramentas computacionais na modelagem hidráulica será utilizado neste trabalho para a simulação do escoamento superficial, tanto no regime permanente e uniforme, com a aplicação do equacionamento de Manning, quanto no regime permanente e gradualmente variado, com aplicação do *Standard Step Method*, ambos em ambiente Matlab.

### 3.2 COEFICIENTE DE RUGOSIDADE OU COEFICIENTE DE MANNING

Empregado para a representação do escoamento em canais com superfície livre e em regime permanente e uniforme, a equação de Manning, de acordo com Chow (1959), foi primeiramente apresentada em 1889 por um Irlandês chamado Robert Manning, sendo atualmente expressa pela Equação 1.

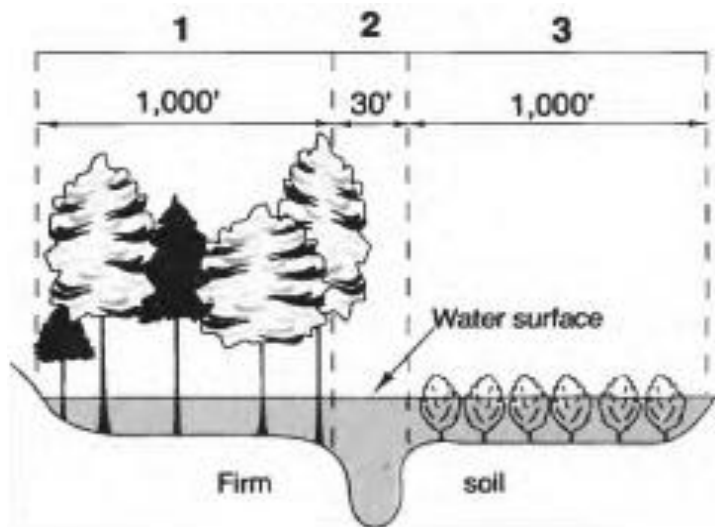
$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

sendo  $R_h$  o raio hidráulico do canal ao qual corresponde à relação área molhada pelo perímetro molhado;  $n$  o coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning e  $S_0$  a declividade do fundo do canal.

De acordo com Akan (2006), para os estudos de escoamento no regime permanente e para a investigação quanto a rugosidade nos limites físicos do escoamento, a equação de Manning é a mais empregada atualmente. O autor ainda explica que a rugosidade do canal depende diretamente do material que compõe as paredes, o fundo e a área de inundação do canal. A rugosidade desse material é denominada de coeficiente de rugosidade ou mais conhecida, coeficiente de Manning ( $n$ ).

Chow (1959), Barnes (1987) e Arcement e Schneider (1989) elaboraram vastos estudos para a determinação do coeficiente de Manning nas mais variadas composições. Os dois primeiros estudos determinam os valores de rugosidade quanto as paredes e leito do canal, enquanto que no terceiro estudo há a determinação do coeficiente de rugosidade na área de inundação do canal. A Figura 2 apresenta três diferentes posições às quais são atribuídos os coeficientes de Manning estudados por estes autores, sendo a posição 1 e 3 abordados pelo trabalho de Arcement e Schneider (1989), e a posição 2 abordada por Chow (1959) e Barnes (1987).

Figura 2: Representação da distribuição do coeficiente de rugosidade ao longo da seção transversal.



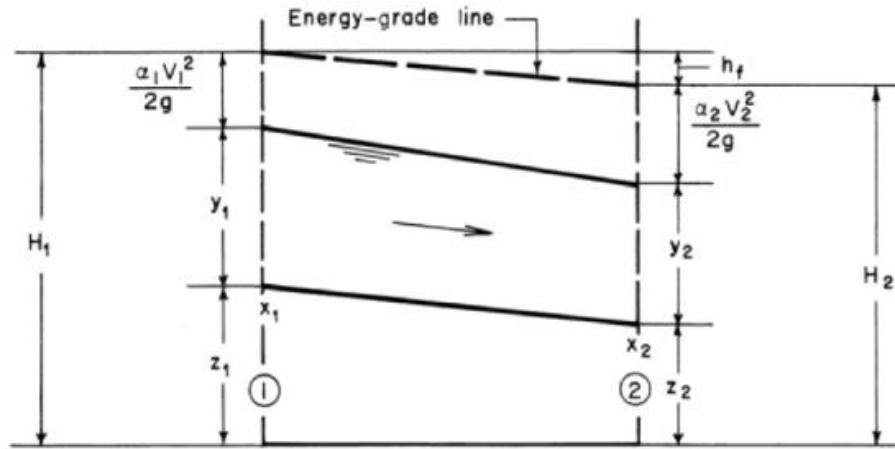
Fonte: Modificado de Arcement e Schneider (1989).

Sabendo que, na prática, o escoamento permanente uniforme não ocorre, faz-se necessário a aplicação de outros métodos para a determinação do escoamento em regime permanente capaz de representar o escoamento com maior exatidão. De acordo com Chaudhry (2008), a aplicação do *Standard Step Method*, simulando o escoamento permanente gradualmente variado, demonstra ser uma boa ferramenta para corrigir a deficiência quanto à simplificação do escoamento permanente uniforme e também a simplificação geralmente assumida para forma regular geométrica do rio e/ou a falta deste dado.

### 3.3 STANDARD STEP METHOD

Chaudhry (2008) mostra que aplicando a equação de Bernoulli, obtido a partir da integração da equação de Euler entre dois pontos, é possível obter o valor da energia no ponto 1, como pode ser observado na Figura 7, a qual apresenta um esquema detalhando o balanço de energia entre as seções 1 e 2.

Figura 3: Discretização do Standard Step Method.



Fonte: Modificado de Chaudhry (2008).

Calculando o valor de  $H_1$ , obtém-se:

$$H_1 = z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \quad (2)$$

Semelhante a  $H_1$ , obtém-se:

$$H_2 = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \quad (3)$$

e para  $H_2$ , definido pela altura de carga  $H_1$  e a respectiva perda de carga ao longo do trecho:

$$H_2 = H_1 - h_f \quad (4)$$

Considerando a declividade da linha de energia como sendo a média aritmética entre as duas declividades encontradas no ponto 1 e 2 sendo  $S_{f1}$  e  $S_{f2}$ , respectivamente,  $h_f$  é a perda de carga, em função de  $x$ , distribuída ao longo do escoamento e é definida, de acordo com Chaudhry (2008), pela seguinte equação:

$$h_f = \frac{1}{2} (S_{f1} + S_{f2}) (x_2 - x_1) \quad (5)$$

substituindo a Equação 5 em 4, obtém-se:

$$H_2 = H_1 - \frac{1}{2}(S_{f1} + S_{f2})(x_2 - x_1) \quad (6)$$

trocando o termo  $H_2$  da Equação 6 pela Equação 2 e igualando todos os termos à 0, obten-se a seguinte expressão:

$$y_2 + \frac{\alpha_2 Q^2}{2gA_2^2} + \frac{1}{2}S_{f2}(x_2 - x_1) + z_2 - H_1 + \frac{1}{2}S_{f1}(x_2 - x_1) = 0 \quad (7)$$

O termo  $S_f$  ainda pode ser reescrito através da equação de Manning (Equação 1) assumindo  $S_f$  igual a  $S_0$ :

$$S_{f2} = \frac{Q^2 n^2}{A_2^2 R_{h2}^{4/3}} \quad (9)$$

sendo:  $y_1$  e  $y_2$  as alturas de lâmina d'água nos pontos 1 e 2 respectivamente (L);  $H_1$  e  $H_2$  carga total nos pontos 1 e 2 respectivamente (L);  $Q$  vazão no trecho ( $L^3T^{-1}$ );  $x_1$  e  $x_2$  distância dos pontos 1 e 2 respectivamente (L), sendo a sua diferença o comprimento do trecho;  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  coeficiente de coriolis relacionado ao tipo de escoamento, para este fim considera-se valor 1;  $S_{f1}$  e  $S_{f2}$  declividade da linha de energia nos pontos 1 e 2 respectivamente ( $LL^{-1}$ );  $g$  a aceleração da gravidade ( $LT^{-2}$ );  $A_1$  e  $A_2$  são as áreas das seções transversais nos pontos 1 e 2 respectivamente ( $L^2$ );  $z_1$  e  $z_2$  são as cotas dos pontos 1 e 2 respectivamente (L);  $V_1$  e  $V_2$  velocidade do escoamento nos dois pontos ( $LT^{-1}$ ) e;  $n$  coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning definido pela equação de Manning ( $TL^{-1/3}$ ).

### 3.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Para a aplicação de modelos hidráulicos computacionais é necessária uma avaliação geral dos parâmetros aplicados ao modelo. Alguns desses parâmetros, ou variáveis, são definidos durante o levantamento de campo, também definidos como dados de entrada, são eles: velocidade, altura de lâmina d'água, declividade, levantamento geométrico da seção, entre outros aspectos. Entretanto,

para o levantamento destes dados de campo, a metodologia aplicada pode se tornar cara, perigosa ou até mesmo inviável, sendo necessário estimar o dado a ser estudado. Ao estimar os valores ou intervalos de tais parâmetros, geram-se fontes de erros consideráveis as quais devem ser analisadas com o objetivo de minimizá-las. Para isso, são aplicados os métodos de calibração, que podem ocorrer de forma manual, através de processos iterativos, ou computacionais, sendo a segunda opção mais confiável e menos dispendiosa (PEREIRA, 2015).

Diversos autores vêm estudando diferentes métodos para a calibração computacional dos parâmetros hidráulicos, com intuito de minimizar as incertezas geradas. Um dos métodos mais empregados no meio acadêmico é o GLUE (*Generalized Likelihood Uncertainty Estimation*) proposto por Beven and Binley (1992), que consiste na análise estatística dos dados para gerar um conjunto de parâmetros, através da simulação de Monte Carlo (MC). Os autores afirmam que existem diferentes fontes de incertezas nos estudos de modelagem hidráulica: condições de contorno e dados de entrada não confiáveis, erros associados ao método de calibração e erros associados ao modelo hidráulico aplicado. Os autores ainda afirmam que com a aplicação do método GLUE, essas incertezas seriam quantificadas e apresentadas durante sua aplicação.

De acordo com os autores Vrugt e Ter Braak (2011), o GLUE pode apresentar resultados consideráveis com certo nível de eficiência, pós distribuição dos parâmetros. Entretanto os autores ainda afirmam que quando se trata de um conjunto de dados com maior complexidade, o método começa a apresentar menor confiabilidade.

Sabendo que para uma representação mais realística do comportamento de escoamento de fluidos em canais abertos, é necessário uma maior complexidade de dados, Vrugt *et al.* (2008) apresentam o método de calibração DREAM (Differential Evolution Adaptive Metropolis). O DREAM é baseado no método proposto por Ter Braak (2006) denominado Different Markov Chains (DE-MC) onde diferentes cadeias de Markov são calculadas ao mesmo tempo. Sendo uma evolução de MC, o método de DE-MC é capaz de solucionar dois problemas preexistentes, sendo o primeiro o dimensionamento da escala ideal do problema e a orientação da distribuição proposta para a distribuição desejada, e o segundo problema solucionado é quanto a eficiência do método, o qual ao invés de utilizar um termo dentro de outra equação, este termo pode ser

calculado por si somente, permitindo a comunicação entre um intervalo de cálculo e outro (VRUGT *et al.*, 2008).

Apesar do método de DE-MC possuir maior eficiência aos métodos preexistentes, o DREAM consegue ser ainda mais eficiente uma vez que o método tem a capacidade de, mantendo o balanço e complexidade, calcular outros problemas sem haver o tratamento dos dados, usando um sistema de evolução similar ao DE-MC, através do emprego do esquema de Cadeias de Markov Monte Carlo (MCMC) (VERGARA *et al.*, 2014), entretanto, com a capacidade de se auto adaptar em relação às amostras existentes, selecionando sempre o resultado mais próximo do real.



## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento da metodologia empregada para atingir os resultados esperados pelos objetivos, será apresentado na seguinte sequência:

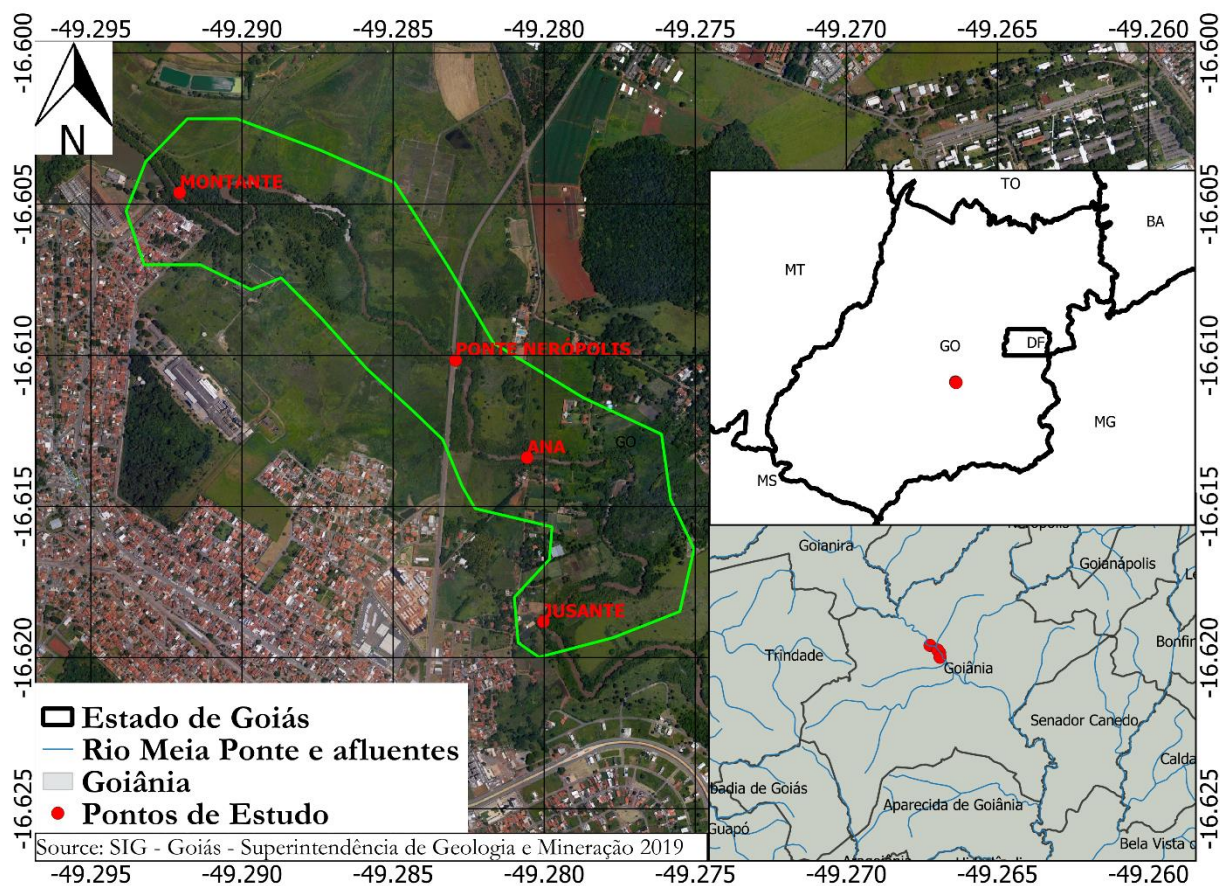
- Definição da área de estudo
- Determinação dos dados de entrada
  - Intervalo inicial do Coeficiente de Manning
  - Intervalo inicial da declividade do canal
- Obtenção dos dados de vazão, lâmina d'água e perfil da seção
  - Banco de dados do HidroWeb
  - Levantamento de Campo
- Calibração para obtenção dos parâmetros  $n$  e  $S_0$
- Simulação do escoamento através do *Standard Step Method*
- Comparação das vazões simuladas e observadas;
  - Validação
  - Determinação das incertezas

### 4.1 DEFINIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo está localizada no estado de Goiás, região central do Brasil. O estudo foi realizado sobre o Rio Meia Ponte, onde foram analisados os dados fluviométricos da estação 6064000, inserida dentro da área urbana da cidade de Goiânia. Estes dados são fornecidos pela

plataforma HidroWeb, disponibilizada pela Agência Nacional de Águas (ANA) e de responsabilidade da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) (Figura 8).

Figura 4: Apresentação das estações fluviométricas estudadas.



Fonte: o autor (2019)

## 4.2 DETERMINAÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA

Os dados de entrada especificados neste tópico foram pré-definidos e então, posteriormente, calibrados até serem encontrados os valores próximos ao ideal representando os parâmetros hidráulicos reais.

### 4.2.1 Intervalo Inicial do Coeficiente de Manning

Os parâmetros estudados foram o  $S_0$ , que representa a declividade de fundo do canal estudado, e  $n$ , que representa o fator de resistência consequente do material que compõe a calha. Ambos os parâmetros calibrados através equacionamento de Manning.

Levando-se em consideração o material que forma a calha do rio, foi estimado um intervalo possível de  $n$  para cada seção. Para estimar o intervalo de  $n$  para cada ponto, as seções foram subdivididas em três partes, sendo  $n_1$  o coeficiente presente no fundo do rio (Caso *Bottom flow*);  $n_2$ , coeficiente encontrado no talude à meia altura em eventos de vazão média (caso *Mid-flow*); e  $n_3$ , coeficiente encontrado no talude à altura de lâmina d'água em eventos de cheia (caso *Overflow*).

O coeficiente de rugosidade equivalente  $n_{eq}$  foi calculado considerando a vazão total ( $Q_t$ ) como sendo o somatório das vazões para cada caso dependendo da altura da lâmina d'água ( $h$ ):

$$Q_t = Q_b + Q_m + Q_o \quad (19)$$

$$\frac{C_0}{n_{eq}} A_t R_{ht}^{2/3} S_0^{1/2} = \frac{C_0}{n_1} A_b R_{h1}^{2/3} S_0^{1/2} + \frac{C_0}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} S_0^{1/2} + \frac{C_0}{n_3} A_o R_{ho}^{2/3} S_0^{1/2} \quad (20)$$

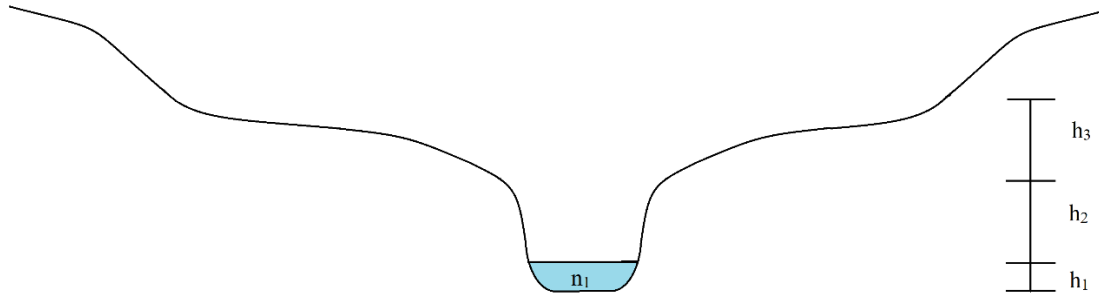
$$\frac{1}{n_{eq}} A_t R_{ht}^{2/3} = \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} + \frac{1}{n_3} A_o R_{ho}^{2/3} \quad (21)$$

onde,  $Q_b$  ( $L^3T^{-1}$ ) é a vazão para o caso *Bottom*,  $Q_m$  ( $L^3T^{-1}$ ) é a vazão para o caso *mid-flow* e  $Q_o$  ( $L^3T^{-1}$ ) é a vazão para o caso *overflow*.

Para o caso *Bottom* (figura 9), onde a lâmina d'água se encontra na parte inferior da seção,  $0 < h \leq h_1$  e  $n_{eq}$  é dado pela Equação 24:

$$\frac{1}{n_{eq}} A_t R_{ht}^{2/3} = \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} \quad (22)$$

$$n_{eq} = n_b \quad (23)$$

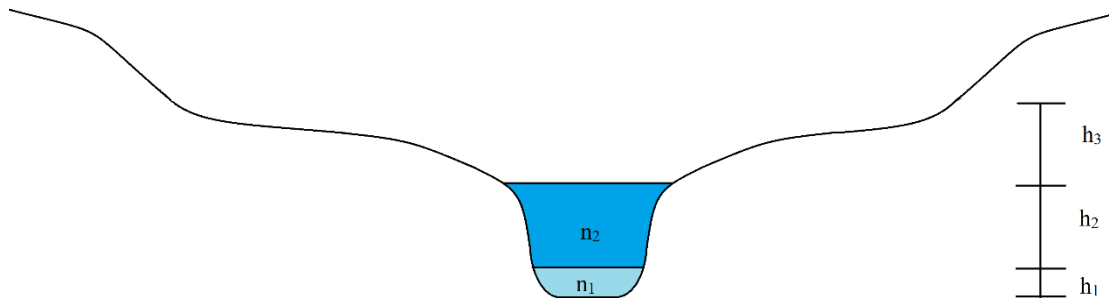
Figura 9: Seção do rio onde a vazão deverá ser calculada para o caso de *Bottom*.

Fonte: o autor (2018)

Para o caso *Mid-flow* (figura 10), onde a lâmina d'água se encontra na parte intermediária da seção,  $h_1 < h \leq h_2 + h_1$  e  $n_{eq}$  é dado pela Equação 25:

$$\frac{1}{n_{eq}} A_t R_{ht}^{2/3} = \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} \quad (24)$$

$$n_{eq} = \frac{1}{A_t R_{ht}^{2/3}} \left( \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} \right) \quad (25)$$

Figura 10: Seção do rio onde a vazão deverá ser calculada para o caso *mid-flow*

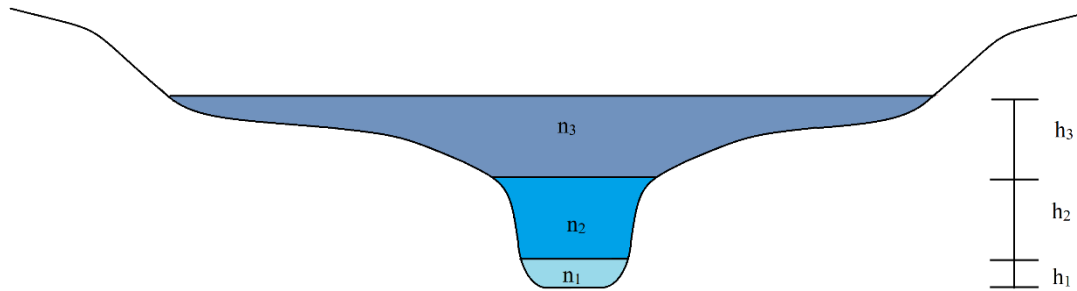
Fonte: o autor (2018)

Para o caso *Overflow* (figura 11), onde a lâmina d'água se encontra na parte superior da seção,  $(h_1 + h_2) < h \leq (h_3 + h_2 + h_1)$  e  $n_{eq}$  é dado pela Equação 27:

$$\frac{1}{n_{neq}} A_t R_{ht}^{2/3} = \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} + \frac{1}{n_3} A_o R_{ho}^{2/3} \quad (26)$$

$$n_{neq} = \frac{1}{A_t R_{ht}^{2/3}} \left( \frac{1}{n_1} A_b R_{hb}^{2/3} + \frac{1}{n_2} A_m R_{hm}^{2/3} + \frac{1}{n_3} A_o R_{ho}^{2/3} \right) \quad (27)$$

Figura 11: Seção do rio onde a vazão deverá ser calculada para o caso de *Overflowing*.



Fonte: o autor (2018)

O coeficiente de rugosidade  $n_3$  foi determinado como sendo a parte superior da seção transversal, sendo esta, a parte denominada de área de inundação do corpo hídrico. Seguindo o trabalho de Arcement e Schneider (1989), os coeficientes de Manning neste nível de inundação são, em geral, maiores em relação aos escoamentos com menores vazões, podendo partir de  $n = 0,1$ . O presente trabalho assumiu um intervalo de  $n_3$  sendo de 0,1 a 0,3.

Seguindo o trabalho de Chow (1959), os coeficientes de rugosidades de Manning  $n_1$  e  $n_2$  foram determinados como sendo um intervalo de 0,02 à 0,2 limitados inferiormente pelo menor valor possível para cursos d'água naturais com largura superior a 30 metros, canais escavados e dragados com leito natural e certo intemperismo. O limite superior foi definido como sendo 0,2 representado várzeas com árvores do tipo salgueiro e linear.

O coeficiente de rugosidade  $n_2$  é referente ao nível d'água no qual o escoamento ocorre com maior frequência, localizando-se a uma altura intermediária. Já o coeficiente  $n_1$  está localizado no leito do canal, onde o escoamento se dá em períodos de secas prolongadas.

#### **4.2.2 Intervalo Inicial da Declividade do Canal**

O levantamento topográfico foi realizado com utilização do equipamento GPS Trimble R6. Os dados levantados partem da estação fluviométrica 60640000, disponibilizada pela ANA e operada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). Foram coletados os dados de cota em quatro pontos, denominados de Montante, Ponte Nerópolis, ANA e Jusante, seguindo no sentido de maior para menor cota altimétrica. Os espaçamentos entre os pontos foram de aproximadamente 1340 metros de Montante-Ponte Nerópolis, 810 metros Ponte Nerópolis-ANA e 377 metros para ANA-Jusante. Sendo as cotas de cada ponto e as distâncias entre eles, utilizados para o cálculo da declividade do canal no trecho estudado.

A declividade encontrada foi utilizada como base para orientar na determinação de um intervalo inicial de declividades possíveis. Este intervalo de declividades foi avaliado no momento da calibração de  $S_0$ .

Além destes valores serem utilizados na etapa de calibração do modelo, outro momento importante de sua aplicação é na etapa de validação dos resultados encontrados.

### **4.3 OBTENÇÃO DE DADOS DE VAZÃO, LÂMINA D'ÁGUA E PERFIL DA SEÇÃO**

O levantamento de dados a serem inseridos como dados de entrada do modelo foi realizado junto ao portal HidroWeb e, também, coletados em visitas de campo.

#### **4.3.1 Banco de Dados do HidroWeb**

Os dados de vazões observados foram obtidos a partir do banco de dados da ANA, sendo estes disponibilizados pelo HidroWeb. Estes dados são obtidos através da aplicação do método da curva-chave. São instaladas, em cada estação fluviométrica, réguas para a observação da altura da lâmina d'água que é relacionada a vazão neste determinado instante. Posteriormente, para cada altura de nível de água observado é atribuído uma vazão referente, através da interpolação ou extrapolação da curva.

O perfil da seção transversal foi outro dado necessário para a estimativa de vazão através do modelo empregado. Assim como os dados de vazão ( $Q$ ) e altura de lâmina d'água ( $y$ ) utilizados no desenvolvimento da curva-chave, o perfil da seção transversal foi obtido a partir do banco de dados fornecidos pelo HidroWeb (ANA).

### 4.3.2 Levantamento de Campo

Os levantamentos de dados de campo ocorreram junto à estação fluviométrica da ANA de código 60640000, no Meia Ponte dentro da área urbana de Goiânia, esta a ser estudada como ponto de controle. Os demais pontos estudados foram os pontos de montante e jusante do ponto de controle. Para o levantamento dos dados de altura da lâmina d'água foi feito a instalação de linígrafos junto a duas seções distintas, uma no ponto de montante e outra na de jusante. Os linígrafos foram instalados para o levantamento da altura de lâmina d'água nas seções durante o período de chuvas, afim de analisar os dados de lâmina d'água levantados em campo versus os dados de lâmina d'água disponibilizados pela ANA, e para posterior aplicação do modelo hidráulico elaborado.

Além dos dados de perfil disponibilizados pelo HidroWeb, também foram levantados os dados em campo através do auxílio de equipamento de alta resolução, ADCP. Foram coletados os perfis das seções transversais de montante e de jusante, e mais duas seções intermediárias para posterior interpolação destes perfis, através do HEC-HAS, atribuindo este dado partindo de jusante para montante com um distanciamento de até 200 metros.

## 4.4 CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS $n_1$ , $n_2$ , $n_3$ E $s_0$

Uma vez determinados os intervalos possíveis para os parâmetros de coeficientes de rugosidade ( $n$ ) e declividade do canal ( $S_0$ ), foram analisados os dados de vazões e lâmina d'água fornecidos por cada estação fluviométrica ao longo do Rio Meia Ponte, sendo este o conjunto de dados de entrada do modelo.

Os parâmetros  $n$  e  $S_0$  foram determinados através da aplicação de dois métodos diferentes oriundos da cadeia de Markov, sendo eles GLUE e DREAM.

Em relação ao GLUE, os parâmetros foram encontrados através de processos iterativos, levando em consideração diferentes valores de vazões e aplicando diferentes coeficientes de  $n$  e de  $S_0$  ao equacionamento de Manning. Estes parâmetros encontrados foram divididos em  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ . Após cálculos aleatórios, através do equacionamento de Manning, os parâmetros foram classificados em relação ao coeficiente de eficiência de Nash e Sutcliffe (1992), o qual determina, estatisticamente, o grau de incerteza dos parâmetros determinados para a calibração do modelo. O coeficiente de Nash e Sutcliffe foi definido como aceitável para valores de  $eNS$  acima de 0,90, sendo  $eNS$  representado pela Equação 28:

$$eNS = 1 - \left( \frac{\sum_{i=1}^N ((Q(i) - \hat{Q}))^2}{\sum_{i=1}^N ((Q(i) - \bar{Q}))^2} \right) \quad (28)$$

onde  $eNS$  é o coeficiente de Nash Sutcliffe (1992),  $Q$  a vazão observada através do banco de dados do HidroWeb,  $\hat{Q}$  a vazão calculada pelo modelo e  $\bar{Q}$  a vazão média observada.

Quanto ao DREAM, assim como na calibração a partir do GLUE, os parâmetros calibrados foram a declividade do canal  $S_0$  e o coeficiente de rugosidade  $n$  e a equação de verossimilhança empregada para a classificação dos conjuntos com maior representatividade foi a Soma do Quadrado dos Erros (Equação 29).

$$E(\theta) = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^{NI} (\sigma(t) - \hat{\sigma}(t | \theta))^2}{NI}} \quad (29)$$

onde,  $E(\theta)$  é o erro encontrado para a população analisada ( $\theta$ );  $NI$  é a ordem em que a subpopulação é alocada;  $\sigma(t)$  é a variável observada e;  $\hat{\sigma}(t | \theta)$  é a variável calculada usando a subpopulação posterior  $\theta$ .

A calibração destes parâmetros se deu a partir do modelo proposto por Vrug, *Differential Evolution Adaptive Metropolis* (DREAM) baseado no método *Markov Chain Monte Carlo* (MCMC) Vrug *et al.* (2016).



Pereira (2015) define o seguinte passo a passo para aplicação do DREAM:

- “1) Determinar o intervalo de amostragem para cada parâmetro;
- 2) Definir uma população inicial gerada aleatoriamente com base na distribuição inicial de probabilidade, adotada geralmente como uniforme;
- 3) Calcular a probabilidade de cada solução, usando uma função de verossimilhança;
- 4) Proceder o desenvolvimento da Cadeia de Markov, com a geração de uma nova população, avaliação e definição de aceite do novo ponto;
- 5) Definir uma nova distribuição de probabilidade dos parâmetros, chamada de posterior;
- 6) Repetir os passos 4 e 5 até que ocorra convergência usando o critério de Gelman-Rubin (1992), em que  $R_{est} \leq 1,2$ .”

Uma vez realizada a calibração, tanto através do GLUE como pelo DREAM, os resultados de  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  foram validados seguindo três formas distintas. Primeiramente, os parâmetros encontrados na calibração foram analisados e comparados com a revisão bibliográfica seguindo os trabalhos de Chow (1959), Arcement e Schneider (1989) e Barnes (1987).

Posteriormente, foram levantadas as séries históricas disponíveis para cada seção junto ao banco de dados da ANA, comparando os intervalos de vazões calculadas, máximas e mínimas, com as vazões observadas, ano a ano, afim de validar ou não o método de calibração empregado.

Por último, após a calibração dos parâmetros, foram realizadas visitas a campo para auxiliarem na confirmação e validação dos resultados. Para tais fins, foram observadas e documentadas, através de um banco fotográfico, a presença de vegetação, presença de pedregulhos ou apenas material particulado de menor tamanho, presença ou não de resíduos de construção civil ou similares, presença de formação de poços profundos ou de bancos de areia no trecho estudado, nível de interferência antrópica no local, entre outros aspectos.

## 4.5 SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO ATRAVÉS DO STANDARD STEP METHOD

Definido por Chaudhry (2008), o *Standard Step Method* tem se mostrado como um dos melhores modelos para simulação de escoamento no regime permanente, onde, para ocorrer a simulação do escoamento, inicialmente foram adotadas as seguintes simplificações:

- 1) O escoamento foi estudado em condições de regime permanente e gradualmente variado;
- 2) A seção transversal estudada não se altera geometricamente ao decorrer do tempo;
- 3) O coeficiente de rugosidade ( $n$ ) apenas varia em três pontos da seção não sendo alterado ao longo do trecho.

Considerando o regime permanente, o modelo elaborado baseou-se na Equação 9, já apresentada anteriormente. O coeficiente de Manning ( $n$ ) utilizado será o definido através da calibração realizada neste trabalho, bem como a declividade do canal ( $S_0$ ). Os demais parâmetros são definidos no levantamento de dados realizado no portal HidroWeb na seção de séries históricas, sendo eles: vazão ( $Q$ ), lâmina d'água ( $y$ ), área da seção transversal ( $A_m$ ), área molhada ( $R_h$ ) e comprimento do trecho ( $x$ ).

## 4.6 VALIDAÇÃO E DETERMINAÇÃO DAS INCERTEZAS DAS VAZÕES SIMULADAS E OBSERVADAS

Após a etapa de calibração dos parâmetros  $S_0$  e  $n$ , foram realizadas as simulações seguintes, utilizando os dados fornecidos através da plataforma HidroWeb. Para cada ponto da área de estudo foram elaborados os gráficos da relação cota-vazão para a determinação do equacionamento do comportamento da curva, ou seja, a aplicação do método da curva-chave.

Uma vez elaborados os gráficos demonstrando a vazão em relação altura de lâmina d'água, tanto para os dados resultantes das simulações realizadas como para os dados observados extraídos do banco de dados da ANA, para os mesmos instantes, foram comparados os gráficos para analisar a diferença entre os resultados encontrados para os escoamentos simulados e os observados para

quantificar os erros obtidos na etapa de simulações e a confiabilidade dos resultados o que viria a ser a validação das simulações realizadas.

## 5 RESULTADOS

Os resultados e discussão do trabalho serão exibidos em formato de artigos, sendo estes artigos anexados na seguinte ordem:

- Artigo 1 foi intitulado de: *Analysis of Uncertainty Estimating Parameters  $n$  and  $S_0$  Using GLUE and DREAM*. Este artigo foi submetido à revista WATER, sob número 618608.
- Artigo 2 foi intitulado de: Análise de incertezas a partir de dados de nível d'água na determinação de vazões empregando um modelo com escoamento gradualmente variado. Artigo submetido à revista WATER.

# Analysis of Uncertainty Estimating Parameters $n$ and $S_0$ Using GLUE and DREAM

Guilherme da Cruz dos Reis <sup>1</sup>, Tatiane Souza Rodrigues Pereira <sup>1</sup>, Geovanne Silva Faria <sup>1</sup> and Klebber Teodomiro Martins Formiga <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO – Brazil

[guilhermecruzreis@gmail.com](mailto:guilhermecruzreis@gmail.com) (Reis, G. C.);

[tatiane.srp@hotmail.com](mailto:tatiane.srp@hotmail.com) (Pereira, T. S. R.);

[geovanne.engmec@gmail.com](mailto:geovanne.engmec@gmail.com) (Faria, G. S.);

[klebber.formiga@gmail.com](mailto:klebber.formiga@gmail.com) (Formiga, K. T. M.).

Received: date; Accepted: date; Published: date

**Abstract:** River discharge data are fundamental to elaborate on engineering projects and water resources management. Discharge data must be precise and collected at high frequency. To determinate better discharge data, this work aims to quantify the uncertainty generated while applying the GLUE and DREAM methods to estimate hydraulic parameters and make a comparison between them. Throughout the statistical analysis, it pointed out the uncertainties in the application of the models used to determinate the parameters  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ . The validation was made through the comparison of the calculated discharges, maximum and minimum, and the observed flow available at HidroWeb. In conclusion, both methods applied showed to be trustable while stage being at mid-flow and overflow area. However, this work also found out that the higher relative errors occur to small discharges, and that DREAM appears to be more accurate then GLUE, once the relative errors in GLUE were found higher.

**Keywords:** river discharge; stage; rating curve; Bayesian inference; uncertainty.

## 1. Introduction

River discharge monitoring is of extreme importance to the maintenance of environment and water planning. Such data are necessary to elaborate engineering projects aiming the guarantee of water availability to the public, industrial and agricultural supply, prevention of natural disasters related to flooding and drought seasons, and also to fluvial transportation.

The methods usually applied on river discharge determination could be performed directly or indirectly. Regarding river discharge estimation directly, these methods employ equipment of high accuracy and quality, as is the case with ADCP, ADV, mechanical current meters, drones, and others [1]. Even though these direct ways get results with high resolution, this equipment also aggregates higher cost of maintenance and handling in which might demand a highly prepared professional to handle the situation in the field [2]. Another essential aspect of being considered is the physical risk to the professional handling the equipment during flooding events [1, 3, 4].

Because of these questions mentioned, different authors work to develop a better way to solve such difficulties. Perumal et al. [3-7] through the Muskingum method; Aricò et al. [2, 8] through recording stage water using a diffusive hydraulic model [DORA's numerical scheme]; Barbetta et al. [9] estimating the uncertainty generated from discharge determination in real-time; and Choo et al. [10-12] estimating discharge through superficial velocity, applying the entropy theory.

All these authors search to get a better relationship between discharge and stage in which is known as rating curve. However, the rating curve method carries some simplifications that might increase uncertainty. Aricò et al. [2] and Perumal et al. [3] point out the lack of data at high stage flow as a valuable

source of uncertainty since it is necessary to extrapolate the rating curve. Another uncertainty source mentioned by the authors is due to the assumption that the cross-section geometry and roughness are constant and do not present modification through time.

To solve the problem related with uncertainty quantification due to physical properties of the channel, this paper aims to study a way to estimate the physical parameters of the channel determining and analyzing the uncertainty in the estimation of the leading hydraulic parameters involved: Manning's roughness coefficient and bed slope. Therefore, the main goal of this paper is to estimate the hydraulic parameters in parallel with the database available from Portal HidroWeb of the Brazilian Water Agency (ANA).

It was applied two different statistical methods to estimate the parameters of the model. First, the Generalized Likelihood Uncertainty Estimation (GLUE) developed by Beven and Benley [13], due to its extensive use in this kind of problem, simplicity and easy application [14]. Second, the Differential Evolution Adaptive Metropolis (DREAM) developed by Vrugt et al. (2016) [15]. The DREAM method is more refined than GLUE to estimate the posterior probability of the parameters and, consequently, recommended to the application of multimodal and complex problems of samples. The DREAM also provides a Bayesian estimative of the exact uncertainty and shows significant results while compared to other algorithms due to its minimized systemic errors [15, 16].

## 2. Materials and Methods

The study area is located on Meia Ponte River (Figure 1), where it was analyzed the fluviometric data from station 60640000 installed at the river with coordinates S 16° 36' 48.96" and W 49° 16' 46.92", available at Portal HidroWeb [17]. The parameters were determined considering permanent flow, assuming Manning equation and applying GLUE and DREAM methods.

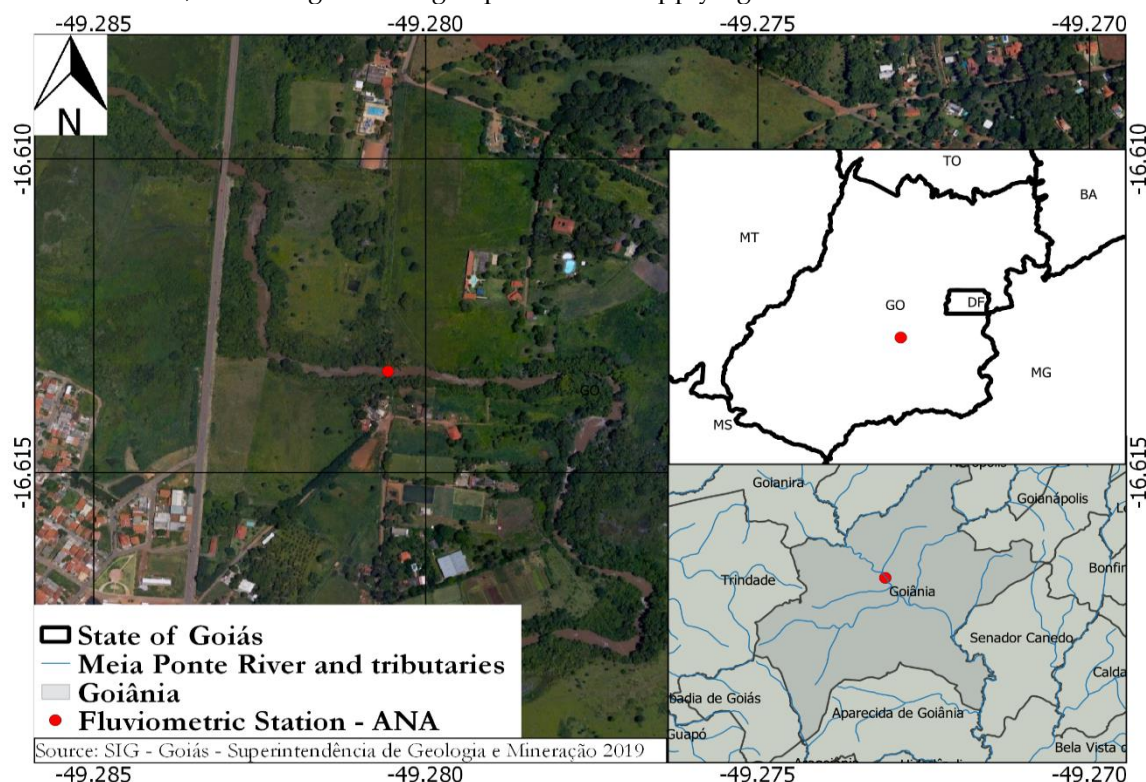
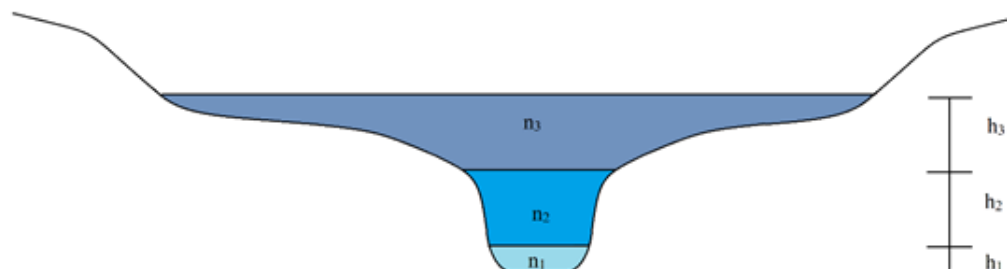


Figure 1. Meia Ponte River's study area

Parameters estimation was performed for Manning's roughness ( $n$ ), dividing into three parts along the cross-section (Figure 2), and to bed slope  $S_0$ . Initially, it was assigned possible intervals of  $n_3$  as 0.1 to 0.3, according to Arcement and Schneider [18], which presents higher  $n$  to flooding areas. To coefficients  $n_1$  e  $n_2$  it was used the possible intervals as 0.02 to 0.2, considering the limit inferior of  $n$  in natural channels with 30 meters or less in width, excavated and dredged channels with natural bed and considered weathering and the top with willow three [19].



**Figure 2.** Representation of  $n$  along the cross-section.

Once the possible intervals of  $n$  have been defined, it was applied to Manning equation (Equation 1), the geometry data from the channel, and the stage history, both data from HidroWeb.

$$Q = \frac{1}{n} R_h^{2/3} A_m \sqrt{S_0} \quad (1)$$

Where  $Q$  is calculated discharge ( $m^3/s$ ),  $n$  is the Manning roughness ( $s/m^{1/3}$ ),  $R_h$  is hydraulic radius (Equation 2),  $A_m$  is flow area ( $m^2$ ),  $S_0$  is bed slope ( $m/m$ ).

$$R_h = \frac{A_m}{P_m} \quad (2)$$

Where  $P_m$  is the wetted perimeter

With local bathymetry data, where the discharge was determined, it was possible, through an interpolation algorithm, discretize the number of points, because the flow area and perimeter of this point were more precise. The flow area was determined using trapeze method (Equation 3), and wetted perimeter, calculated through the sum of distances between the coordinates of the cross-section using Equation 4 as well as applied by [20].

$$A_m = \frac{\Delta z}{2} \left[ f(z_0) + 2 \left( \sum_{i=1}^{N-1} f(z_i) \right) + f(z_N) \right] \quad (3)$$

$$P_m = \sum_{i=0}^{N-1} \left[ \sqrt{(z_{i+1} - z_i)^2 + (f(z_{i+1}) - f(z_i))^2} \right] \quad (4)$$

Where  $\Delta z$  is the number of sections and  $N$  the number of intervals of the domain.  $P_{m1}$ ,  $P_{m2}$  and  $P_{m3}$  were calculated using Equation 4, removing the coordinates in which is not in the domain.

## 2.1. GLUE

After determining the intervals of possible parameters ( $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$ ), it was found, consequently, a series of calculated discharge  $Q_{calc}$  ( $m^3/s$ ). By applying the GLUE method, the  $Q_{calc}$  was compared to observed discharge  $Q_{obs}$  ( $m^3/s$ ), so then it could be determined the Nash-Sutcliffe (eNS), used to determine the representative of the estimated parameters (Equation 5).

$$eNS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N ((\ln Q_{obs}(i) - \ln Q_{calc}))^2}{\sum_{i=1}^N (\ln Q_{obs}(i) - \ln \bar{Q}_{obsm})^2} \quad (5)$$

Where, eNS is Nash-Sutcliffe [21];  $Q_{obs}$  is observed discharge ( $m^3/s$ );  $Q_{calc}$  is calculated discharge determined by the model (Manning's equation) using each set of  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$ ; and  $Q_{obsm}$  average observed discharge ( $m^3/s$ ).

In order to apply the GLUE method, the parameters were organized in sets, in the case, each set was composed of distinct values of  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$ , inside the interval previously determined. The number of sets used in this work was determined through tests. It was analyzed 4 different sizes of sets (NS), it was tested NS equal 100, 1000, 10000 and 100000. Moriasi et al. [22] show that  $eNS = 0.76$  is considered good, but, in this paper, eNS was deemed to be acceptable above 0.9, to get a stronger representativity of the estimations of the parameters. Another criterion used to choose NS was the time of computing spent to get enough sets above 0.9.

## 2.2. DREAM

The DREAM method uses a series of interactions to find the studied parameters, as well as GLUE. However, the method works through the scheme of Markov Chain Monte Carlo (MCMC), where, following the steps defined by Vrugt [15], it was first established the number of parameters to be studied, in other words,  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$  (in this case, 4 parameters) following the possible intervals previously defined. The second step was to determine the size of the population, followed by the third step that was to determine the length of subpopulation to be studied at a time, used respectively 40000 and 100. The fourth step was determine the representativeness of the results (Equation 6) and then (fifth step) to select the first 80% higher values and carry on developing the steps fourth and fifth (MCMC) until it reaches the stopping criterion of Gelman Rubin [23] in which the convergence is determined when Rest is under 1.2.

$$E(\theta) = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^{NI} (\sigma(t) - \hat{\sigma}(t | \theta))^2}{NI}} \quad (6)$$

Where  $E(\theta)$  is the error value to subpopulation analyzed ( $\theta$ );  $NI$  is the order in which the subpopulations are rated;  $\sigma(t)$  is the observed variable and;  $\sigma(t | \theta)$  is the calculated value of the variable using the subpopulation posterior  $\theta$ .

## 2.3. Validation and Uncertainty Quantification

After the determination of the parameters, it was calculated, through both methods GLUE and DREAM, the  $Q_{calc}$  maximum and minimum, by Manning's equation, assigning the estimated parameters ( $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$ ) and the stage water. Then, the  $Q_{calc}$  maximum and minimum were



compared to its respective discharge observed  $Q_{obs}$ , both from 2017 available from Portal HidroWeb [17]. The  $Q_{calc}$  maximum and minimum were restricted to its values above 5% of the minimum discharge and 95% under the maximum discharge.

The maximum and minimum discharge were applied first to validate the estimated parameters and to make a brief analysis of uncertainty. According to Pereira [16], the validation of the model consists of reapplying the estimated parameters (in new simulations) with new input data in the same model. The author points out that it is necessary to reach new results while developing new simulations compared to the previously simulation performed in the parameters estimation step to validate the method. To this end, graphics were elaborated to compare  $Q_{calc}$  and  $Q_{obs}$ , so then, determinate the deviation through them. For the validation, it was analyzed the representativeness of the parameters while being applied to determine  $Q_{cal}$  and posterior comparison to  $Q_{obs}$ .

After validation step, the graphics pointing historical series comprehended in the years of 2007 to 2016 were elaborated, highlighting three different discharges peaks to each year, first analyzing events with higher discharge, then to intermediary discharge flow, and finally, the lower discharge in drought seasons.

### 3. Results and Discussion

The results of this paper were divided into three parts. The first one presents the results for GLUE, the second one, for DREAM and the last part, the discussion of the relation between both methods applied to estimate the parameters.

#### 3.1. GLUE

After realized the tests to find out the number of sets, NS was determined as equal to 100000, since this number of sets had 1564 sets with eNS above 0.90 and computing time of 4 hours and 15 minutes, a time considered acceptable when compared with others realized tests and their NS with eNS above 0.90, as seen in table 1.

**Table 1.** Considered results for the definition of NS.

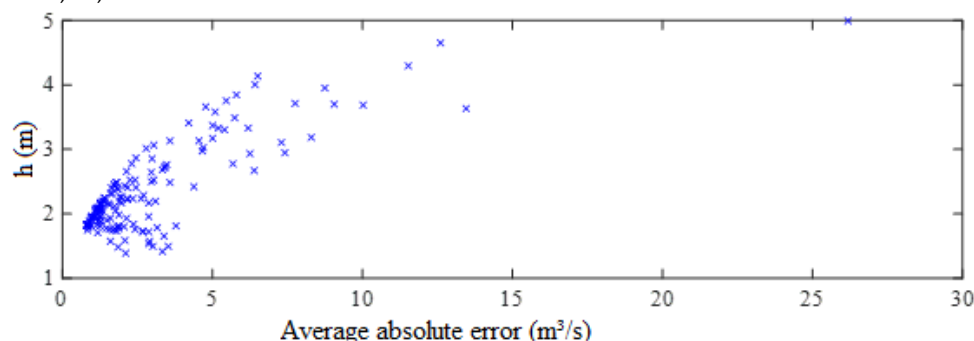
NS	Sets (eNS>0.90)	Computing time (s)
100	0	11
1000	2	89
10000	38	917
100000	1564	15340

For the estimate assuming NS equal 100 (Table 1), there were no parameters sets with eNS above 0.90. The computing time was ignored due to the non-compliance of the first requirement. For NS equal 1000, there were found only two sets above the adopted minimum eNS, so they were also discarded, regardless of their computing time. NS equal to 10000 found 38 sets, a reasonable quantity, but yet without the representability required. At last, NS equal to 100000 found 1564 sets with eNS above 0.90 and

computing time a bit superior to 4 hours and 15 minutes, in a machine with processor AMD Ryzen 7 1800X Eight-Core de 72 GFLOPS.

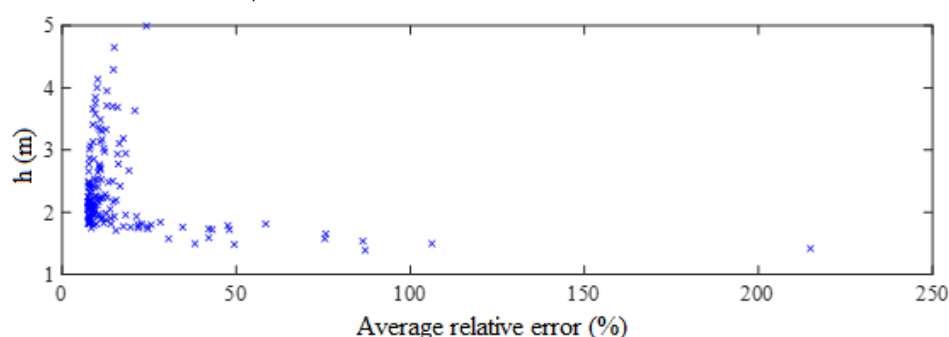
For the application of GLUE method, there were previously determined the uncertainty range for  $n_1$  (0.02 to 0.2),  $n_2$  (0.02 to 0.2),  $n_3$  (0.1 to 0.3) and  $S_0$  ( $10^{-5}$  to  $10^{-1}$ ). Where, after estimates and classifications of the capacity of the parameters to represent the observed value, through Nash and Sutcliffe coefficient superior to 0.9, this uncertainty range was restricted to  $n_1$  (0.041 to 0.2),  $n_2$  (0.02 to 0.2),  $n_3$  (0.1 to 0.3) and  $S_0$  ( $4 \times 10^{-4}$  to  $10^{-2}$ ).

As for the quantification of the generated uncertainties of the applied method, GLUE, Figures 3 and 4 presents, respectively the absolute and relative errors found in the estimate of parameters  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ .



**Figure 3.** Distribution of absolute errors - GLUE.

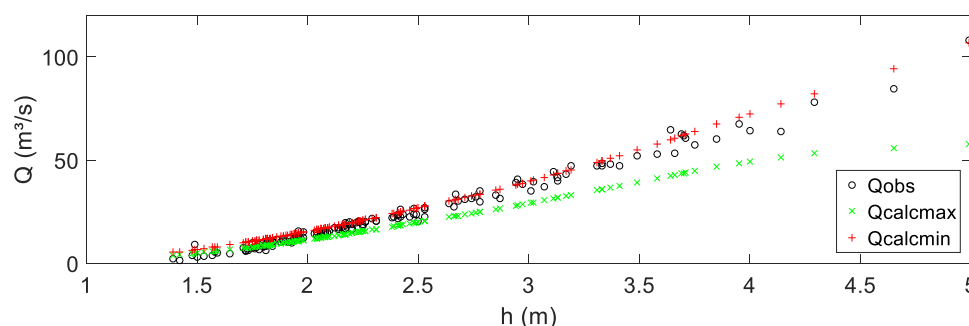
In accord to Figure 3, the absolute errors found through the difference of calculated and observed discharges, are higher in extreme events. Its was noted a significant rise of absolute error for discharges with stage higher than 2 meters, this being the highest error found on the stage of 4.99 meters, with the difference of calculated and observed discharges of approximately 27 m<sup>3</sup>/s. For the discharges of stage inferior to 2 meters, the absolute errors stayed below 4 m<sup>3</sup>/s, and the highest found was 1.4 m<sup>3</sup>/s.



**Figure 4.** Distribution of relative errors - GLUE.

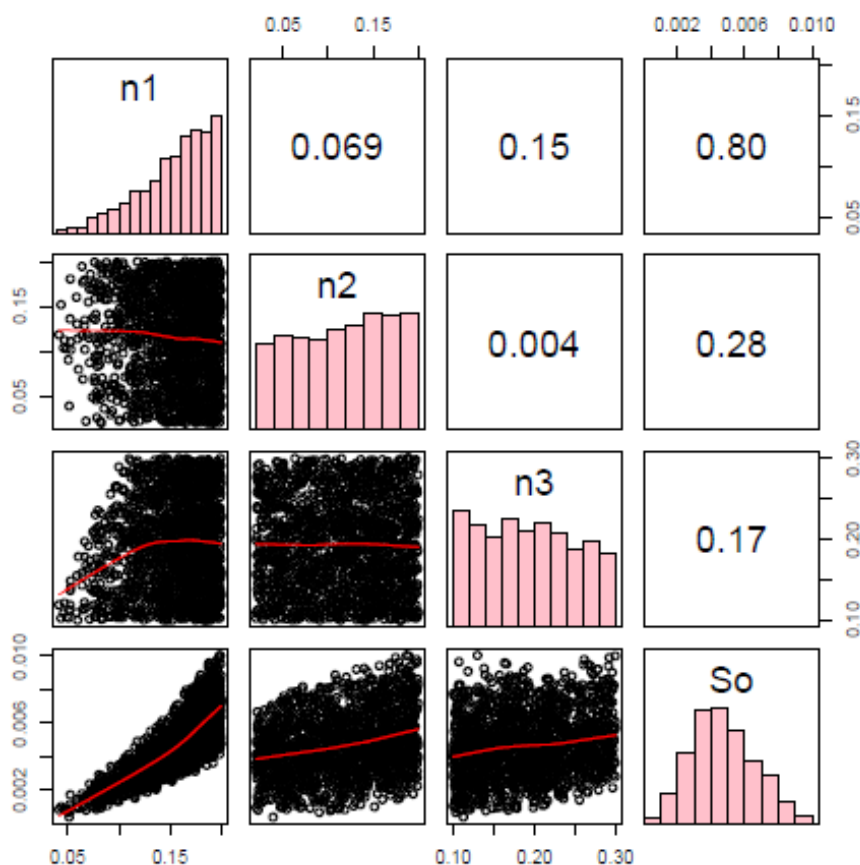
Figure 4 demonstrates that even though the highest absolute errors are found on higher stages, the higher relative errors were found in the occurrence of discharges referring to stages under 1.8 meters. The highest relative error (214.84%) was found on stage equal to 1.42 meter, in which was observed the discharge of 1.55 m<sup>3</sup>/s while the calculated discharges stayed between 4.12 and 5.65 m<sup>3</sup>/s to the same stage. The lowest relative error found was equal to 16%, where the observed discharge was equal to 2.12 m<sup>3</sup>/s, while the calculated discharges stayed between 3.64 and 5.99 m<sup>3</sup>/s and stage of 1.37 meter.

Figure 5 presents the observed discharges being compared to the interval of calculated discharges. The observed discharge remained between the range of maximum and minimum calculated discharges, for the mid-flow and overflow cases. For the stage lower than 1.5 meters, were presented observed discharges lower than the minimum calculated discharges, that is, outside the expected interval. Through Figure 5, it can be seen that the adjustments of the parameters were satisfactory, once the calculated discharges presented a similar trend to the observed discharges when analyzing the behavior of the discharge in relation to the stage.



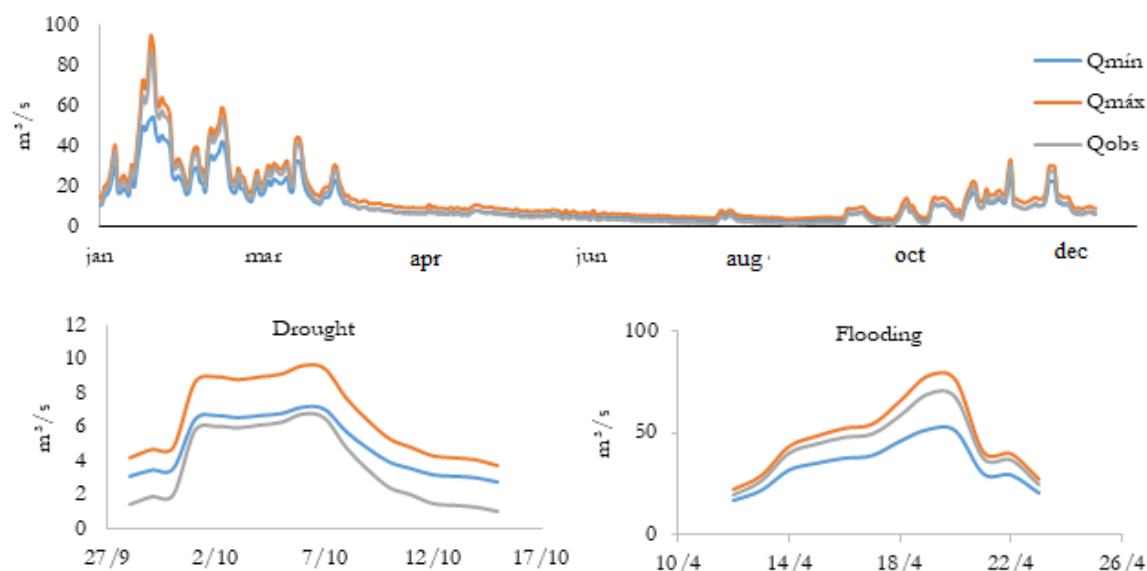
**Figure 5.** Interval of calculated and observed discharges – GLUE.

To show how the estimated parameter can affect the discharge determination, it was elaborated a graphic of matrices shown by Figure 6. Where above the main diagonal are the correlations between the estimated parameters, that is, the magnitude which each parameter can influence the result while applied to the mode, and if the relationship is positive or negative. This value can be between -1 and +1, been -1 an inverse influence on each other, and +1 means that both parameters have the same capacity to influence the results. On the main diagonal, it can be observed the histogram of each parameter demonstrating the frequency with each value of  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  and  $S_0$  occur in the distribution. Below the main diagonal, it can be observed the scatter plots for each pair of parameters with the line of a tendency for a better comprehension of the correlation between them. Figure 6 also points the relations between the parameters  $n_1$ ,  $n_2$  and  $n_3$  presented a low correlation, where the highest was 0.15 in which may lead to the conclusion that the parameters of Manning roughness coefficient, when correlated with each other, does not present a similar distribution. For the analysis of the parameters  $n_1$ ,  $n_2$  and  $n_3$  compared one by one with declivity of the channel  $S_0$ , it could be observed a higher correlation between the parameters  $n_1$  and  $S_0$  of +0.80. It indicates a strong relationship where the variables move relatively together, and this may have happened because of the value of the stage that was most of the time below 1.5 meters, where only the roughness coefficient  $n_1$  is considered. For  $n_1$ , the values were rising, indicating that the higher  $n_1$  values presented a higher number of individuals, while  $n_2$  and  $n_3$  presented the number of individuals relatively constant over their distribution. For the distribution of the values of  $S_0$ , it can be noted that the lowest and highest values presented a lower number of accepted individuals. The values of  $S_0$  were concentrated close to the median of the interval of the selected data. For the analysis of the scatter plot, the relation between  $n_1$  and  $S_0$  reaffirms the strong correlation between them. The values are distributed very close to each other, which can't be seen in the other relations.



**Figure 6.** Matrix of graphics relating  $n1$ ,  $n2$ ,  $n3$  and  $S0$  – GLUE.

Once validated the estimated parameters, it was elaborated the graphics to determinate the uncertainty range to the years from 2007 to 2016. It was noted that to drought seasons, with low observed discharges, the uncertainty range stayed below the minimum calculated discharges, in other words, outside the uncertainty range. On the other hand, on flooding seasons, the observed discharges stayed inside the uncertainty range, as can be seen in Figure 7 that represents the data of the year of 2016 as an example.



**Figure 7.** Daily annual discharge of 2016 – GLUE.

On Figure 7, it can be noted that the values of observed discharges are lower than the minimum calculated discharges. It starts from the discharge of 6.17 m<sup>3</sup>/s and continues to through all the drought season or while the value of discharge is inferior of 6.17 m<sup>3</sup>/s. For the flooding season, the calculated discharges with the estimated parameters presented a satisfactory behavior with relative lower errors in relation to lower discharges, as can be seen in Table 2.

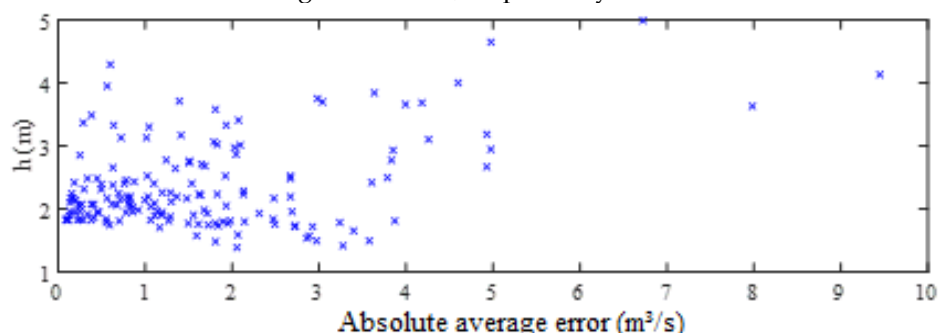
**Table 2.** Distribution of the highest and lowest relative average errors from 2007 to 2016 – GLUE.

Year	Maximum discharge (m <sup>3</sup> /s)		Average maximum relative error (%)	Minimum discharge (m <sup>3</sup> /s)		Average minimum relative error (%)
	Qobs	Qcalc		Qobs	Qcalc	
2016	86.29	94.98	183.44	0.78	2.5	16.09
2015	68.81	77.7	92.48	1.73	3.27	16.09
2014	97.24	101.05	92.4	3.26	4.13	50.04
2013	103.84	114.2	92.4	6.21	5.96	79.1
2012	96.45	100	92.48	6.4	5.72	78.11
2011	94.27	107.43	92.49	4.44	5.39	56.67
2010	94.89	108.44	92.49	2.31	3.74	16.34
2009	74.85	84.59	92.51	4.79	5.62	61.78
2008	70.85	75.11	92.51	3.92	4.95	50.64
2007	61.28	63.53	92.51	2.71	4.03	24.34

Table 2 presents the minimum and maximum annual observed and calculated discharges, besides their respective maximum and minimum relative errors. It can be seen that the lower average relative errors were found on the discharges of 2.5 and 3.27 m<sup>3</sup>/s with an error close to 16.09%. While for higher discharges the errors stabilized in 92.5% with the exception of the year of 2016 in which had 183.44% as an error. At last, the better results were obtained for the year of 2015 where the error range was the lowest found.

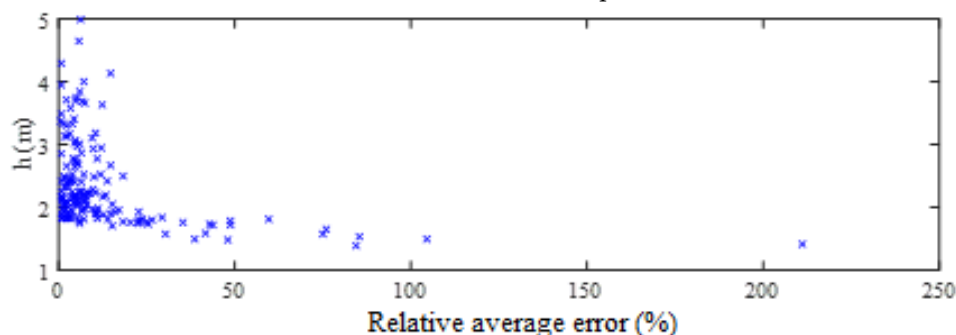
### 3.2. DREAM

There were also determined the values of absolute and relative errors to the application of DREAM, which can be observed in Figures 8 and 9, respectively.



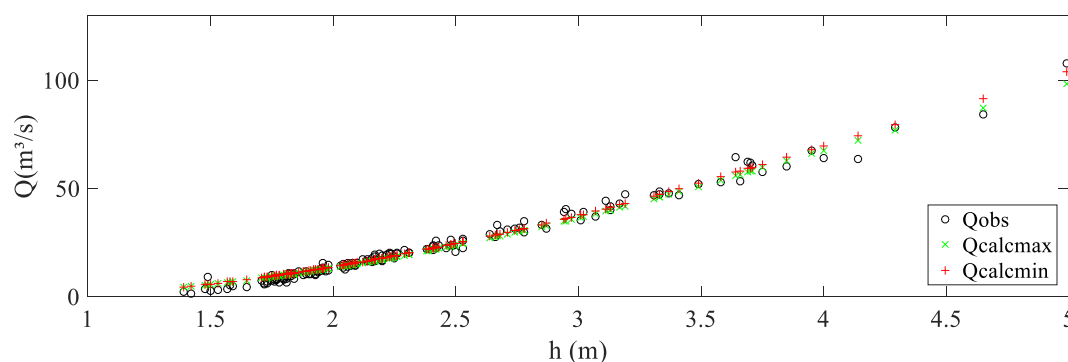
**Figure 8.** Distribution of absolute errors – DREAM.

The absolute errors found via DREAM estimation were more significant to extreme discharges, finding the more substantial errors on the stage equal to 3.64 and 4.14 m, with observed discharges of 64.7 and 63.82 m<sup>3</sup>/s, respectively. The intervals of maximum and minimum discharges were equal to 55.93 and 57.5 m<sup>3</sup>/s to the height of 3.64 m, generating an absolute error of 7.98 m<sup>3</sup>/s, while for the height of 4.14 m, the interval of discharge calculated stayed between 72.15 and 74.39 m<sup>3</sup>/s, and the absolute error equal to 9.44 m<sup>3</sup>/s.



**Figure 9.** Distribution of relative errors – DREAM.

Figure 9 presents the relative errors found to the determination of the parameters via the DREAM method, where the larger errors were found to discharges calculated on drought seasons with the stage under 1.8 meters. There can still be noted that above this value, the relative errors stayed very close to 0 to a maximum of 22%. The largest relative error found were equal to 211%, with the stage of 1.42 m, the observed discharge of 1.55 m<sup>3</sup>/s and the calculated discharge between 4.73 and 4.93 m<sup>3</sup>/s.

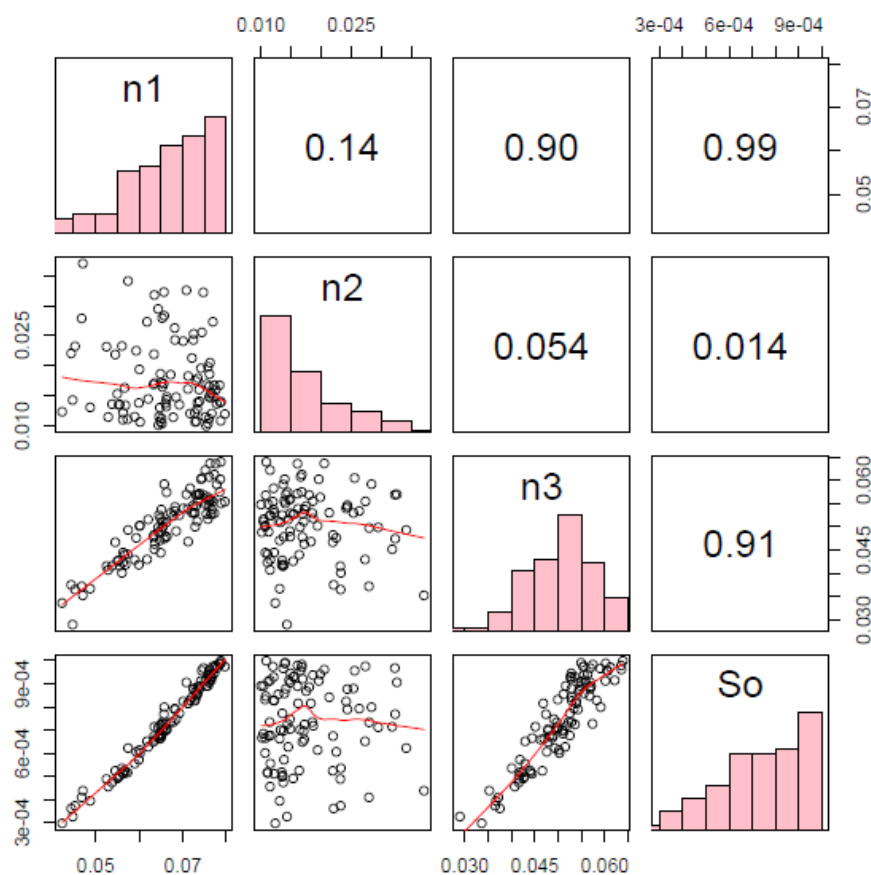


**Figure 10.** Interval of calculated and observed discharges – DREAM.

The observed discharges stayed in most part very close to the interval of maximum and minimum calculated discharges, presenting a well-defined behaviour with minimum distance for themselves (Figure 10).

Figure 11 presents the relation between the estimated DREAM parameters. It can be observed, on the superior part of the main diagonal, the values of correlations between each parameter, where the correlation between  $n_1$  and  $S_0$  presents the highest value of 0.99. That means that  $n_1$  and  $S_0$  have a strong correlation with each other, and, consequently, presents a well-defined distribution between them. For the correlations of the other parameters of the Manning roughness coefficient versus  $S_0$ , there were also found a strong correlation between the parameters  $n_3 \times S_0$  (0.91), but, for the correlation between  $n_2 \times S_0$ , the value was only 0.014.

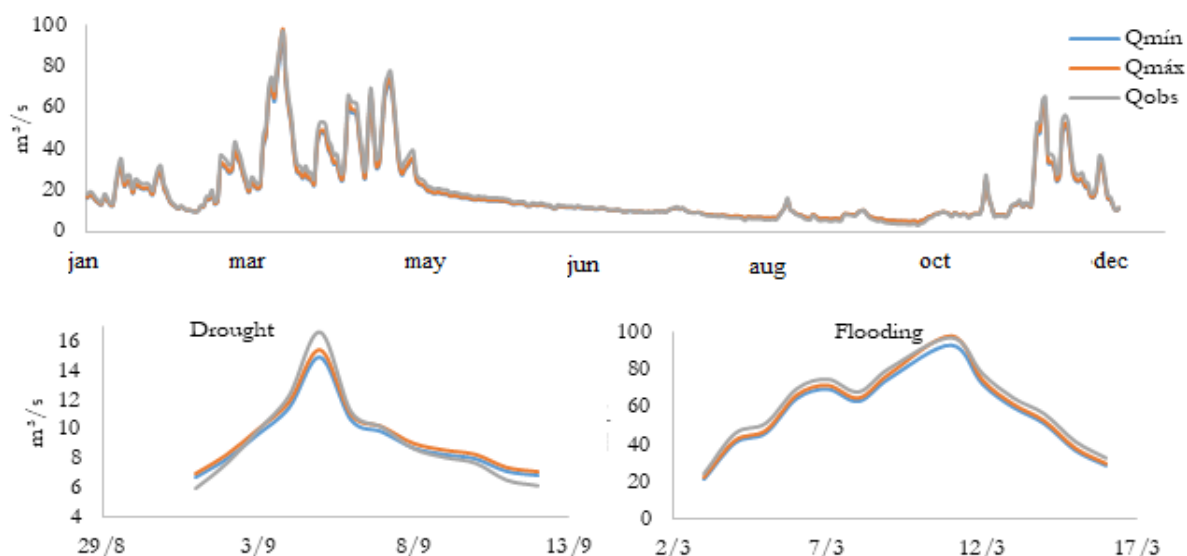
On the main diagonal of matrix (Figure 11), it was observed the frequency histogram of each parameter. For  $n_1$ , the higher number of individuals were the ones of higher values, while for  $n_2$  the higher frequency was for the ones that present lowest Manning roughness coefficient. Besides,  $n_3$  had the higher number of individuals that stayed very close to the median of the interval. For  $S_0$ , the highest values of declivity present higher numbers of individuals. Below the main diagonal of the matrix, there were presented the dispersion graphics, which agrees with the values of correlations  $n_1$  and  $S_0$ . It showed a well-defined distribution between each other, as well as  $n_2 \times S_0$ , but for  $n_3 \times S_0$ , the dots were presented distributed very far from each other.



**Figure 11.** Matrix of graphics relating  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  – DREAM.

After the validation of the parameters, it was determined the calculated discharges for the years of 2007 to 2016. Figure 12 presents as an example, the interval of uncertainties generated by the calculated discharge and also the observed discharges to the year of 2014. Also, according to Figure 12, firstly there was presented the annual daily discharge, to then discard the drought and flooding season discharges. It can be seen in the figure that even though some dots of observed discharge have stayed outside of the uncertainty interval, in general, the results were presented satisfactorily, simulating the discharges data very close to real results.





**Figure 12.** Annual daily discharge of 2014 – DREAM.

On table 3, it can be observed the summary of the relative errors found. It can also be observed that the highest average maximum relative errors were given to the lowest discharges values. As an example, 2016 showed discharge of 0.78 m<sup>3</sup>/s and error of 273.33%, and the year of 2015 with the discharge of 1.73 m<sup>3</sup>/s and error of 120.73%, and also the year of 2010 with the discharge of 2.31 m<sup>3</sup>/s and an error of almost 90%. On the contrary of minimum discharges with high percentage error, the maximum discharges presented excellent results, with the percentage of average minimum errors below 1% overall analyzed years.

**Table 3.** Distribution of the higher and lower average relative errors in 2007 to 2016 – DREAM.

Year	Maximum discharge (m <sup>3</sup> /s)		Average maximum relative error (%)	Minimum discharge (m <sup>3</sup> /s)		Average Minimum relative error (%)
	Qobs	Qcalc		Qobs	Qcalc	
2016	86.29	92.41	273.33	0.78	2.85	0.75
2015	68.81	75.04	120.73	1.73	3.74	0.79
2014	97.24	98.34	48.13	3.26	4.72	0.90
2013	103.84	111.18	13.95	6.21	6.87	0.90
2012	96.45	96.96	11.75	6.40	7.00	0.90
2011	94.27	104.62	42.60	4.44	6.20	0.75
2010	94.89	105.61	89.26	2.31	4.27	0.75
2009	74.85	81.90	37.68	4.79	6.47	0.74
2008	70.85	72.45	48.25	3.92	5.69	0.68
2007	61.28	60.97	73.80	2.71	4.61	0.80

Both methodologies applied presented valid generated parameters, where the maximum and minimum calculated average discharges presented similar behavior of the observed discharges. However, before beginning any more detailed comparison, it is worthy to point out that GLUE presents a less complex methodology than the one found in DREAM. Even though the input data is the same, the DREAM, through its Bayesian base of a formal character, was able to present a more restrict intervals of uncertainty.

The errors found in the GLUE estimative reached a little more than 214%, while to DREAM, it was 273%. Even though these specific errors have been found, the other results do not show the respective relationships in the same way. In general, the maximum and minimum errors generated through the application of DREAM were above the ones found on GLUE, more specific for the years of 2012 and 2013, where the percentage errors were equal to 11.75 and 13.95%, respectively. The average maximum errors found through GLUE were all close to 92.5%. As an exception, 2016 presented higher errors in both methods, GLUE and DREAM, that happened because the discharge in this year was lower when compared with the other years.

Still comparing both methods, the parameters estimated by DREAM presented higher relation between them when compared with the parameters generated by GLUE. It can be observed in Figures 5 and 11. Another factor to be considered is the time of data processing of both methods. GLUE took 4.5 hours to generate and analyze 100000 sets with four parameters each, presenting, in the end, a little more than 1500 satisfactory sets. In contrast, DREAM, in less than 30 minutes was able to generate and analyze 40000 sets, select only 100 sets, which were, posteriorly, determined as more accurate than the ones found via GLUE.

#### 4. Conclusions

The determination of  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  parameters presented satisfactory results for the stage inside the height interval denominated mid-flow, on both methods, nevertheless, with some relative errors above 50%. It might be justified by the occurrence of random errors: reading errors given by the data provided by HidroWeb. Also, also by systematic errors, for the case of simplification determining the river channel as being constant and without alteration over time. Both uncertainty's sources affect the rating curve and bathymetry of the cross-section in which are the main input data of both methods.

The GLUE method still presents higher absolute errors on the discharges peaks, that is, cases that the height stayed above 4 meters. When validating the calculated discharges, it was noted values of observed discharges outside the interval of calculated discharges. This result was expected because extreme events, in general, presents a higher uncertain degree [24].

It might be said that GLUE generated the sets of parameters in a way that the calculated discharges were overestimated. This fact can be better observed in drought seasons when the values of stages were inferior, and its respective observed discharges lower than the minimum calculated discharges. To sum up, the model simulates better on flooding seasons or while there is flow on the normal flow stage (mid-flow). The same may be said to DREAM, where the overestimation was smaller. Keeping the values of calculated discharges close to the observed, and, consequently, satisfactory results to all stage values.

Because of the uncertainty generated through the rating-curve and bathymetry from HidroWeb, it might be recommended the monitoring of the stage over one year and redo the bathymetry with higher frequency. Updating the bathymetry of the cross-section to be used in de model probably would minimize the random errors of the readings that may have occurred on the field.

#### References

- OLIVEIRA, F. A.; PEREIRA, T. S. R.; SOARES, A. K.; FORMIGA, K. T. M. *Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível. Revista Brasileira de Recursos Hídricos* **2016**, v. 21, n.4, p. 707-718. Porto Alegre, SC. doi: 10.1590/2318-0331.011616007.

- ARICÒ, C.; NASELLO, C.; TUCCIARELLI, T. Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. *Advances in Water Resources* **2009**, 32(8), 1223–1240. doi:10.1016/j.advwatres.2009.05.001.
- PERUMAL, M.; MORAMARCO, T.; SAHOO, B.; BARBETTA, S. A methodology for discharge estimation and rating curve development at ungauged river sites. *Water Resour. Res.* **2007**, 43, W02412. doi:10.1029/2005WR004609.
- PERUMAL, M.; MORAMARCO, T.; SAHOO, B.; BARBETTA, S. On the practical applicability of the VPMS routing method for rating curve development at ungauged river sites. *Water Resour. Res.*, 46 **2010**, W03522, doi:10.1029/2009WR008103.
- PERUMAL, M. Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method: 2. Verification. *Hydrological Sciences Journal* **1994**, 39(5), 443–458. doi: 10.1080/02626669409492767.
- PERUMAL, M.; PRICE, R. A fully mass conservative variable parameter McCarthy-Muskingum method: Theory and Verification. *Journal of Hydrology* **2013**, Vol. 502, 89–102. doi: 10.1016/j.jhydrol.2013.08.023.
- PERUMAL, M.; SAHOO, B.; MORAMARCO, T.; BARBETTA, S. Multilinear Muskingum Method for Stage-Hydrograph Routing in Compound Channels. *Journal of Hydrologic Engineering* **2009**, 14(7), 663–670. doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000029
- ARICÒ, C.; CORATO, G.; TUCCIARELLI, T.; MEFTAH, M. B.; PETRILLO, A. F.; MOSSA, M.; Discharge estimation in open channels by means of water level hydrograph analysis. *Journal of Hydraulic Research* **2010**, 48: 5, 612 - 619. doi: 10.1080/00221686.2010.507352.
- BARBETTA, S.; BROCCA, L.; MELONE, F.; MORAMARCO, T.; SINGH, V. P. Addressing the uncertainty assessment for real-time stage forecasting. *World Environmental and Water Resources Congress* **2011**, p. 4791 – 4800. ASCE.
- CHOO, T.H., CHAE, S.K., YOON, H.C. et al. Discharge prediction using hydraulic characteristics of mean velocity equation. *Environ Earth Science* **2014**, 71(2): 675–683. doi:10.1007/s12665-013-2468-y.
- CHOO, T.H., HONG, S.H., YOON, H.C. et al. The estimation of discharge in unsteady flow conditions, showing a characteristic loop form. *Environ Earth Science* 73 **2015**, (8): 4451–4460. doi:10.1007/s12665-014-3731-6.
- CHOO, T.H., YOON, H.C. & LEE, S.J. An estimation of discharge using mean velocity derived through Chiu's velocity equation. *Environ Earth Science* 69 **2013**, (1): 247–256. doi:10.1007/s12665-012-1952-0.
- BEVEN, K.J.; BINLEY, A.M. The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, **1992** 6(3), 279–298.
- VRUGT, J. A.; BRAAK, C. J. F. DREAM(D): an adaptive Markov Chain Monte Carlo simulation algorithm to solve discrete, noncontinuous, and combinatorial posterior parameter estimation problems. *Hydrology and Earth System Sciences* **2011**, Vol. 15, p.3701–3713.
- VRUGT, J.A. "Markov Monte Carlo Simulation using the DREAM software package: Theory, concepts, and MATLAB implementation". *Environmental Modelling & Software* **2016**. 75, pp. 273–316.

PEREIRA, T. S. R. *Modelagem e monitoramento hidrológico das bacias hidrográficas dos córregos Botafogo e Cascavel, Goiânia – go. Master-Degree, Universidade Federal de Goiás, Goiania, 2015.*

Portal HidroWeb. Agência Nacional de Água. Available online:  
<https://www.snirh.gov.br/hidroweb/publico/apresentacao.jsf> (2018).

ARCEMENT, G. J. Jr; SCHNEIDER, V. R. *Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains. U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1989 2339, 38 p.*

CHOW, V.T. *Open Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill 1959, 680p.*

PAN F.; WANG C.; XI X. *Constructing river stage-discharge rating curves using remotely sensed river cross-sectional inundation areas and river bathymetry. Journal of Hydrology 2016, 540. pp 670-687. doi:10.1016/j.jhydrol.2016.06.024.*

NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. *River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. Journal of Hydrology 1970, 10 (3). 282–290. doi: 10.1016/0022-1694(70)90255-6.*

MORIASI, D. N., J. G.; ARNOLD, VAN LIEW M. W.; BINGNER, R. L.; HARMEL, R. D.; VEITH, T. L. *Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. Transactions of the American Society of Agricultural and Biological Engineering 2007, Vol.50, p.885–900. doi:10.1.1.532.2506.*

GELMAN, A. G.; RUBIN, D. B. *Inference from iterative simulation using multiple sequences. Stat. Sci. 1992, Vol.7, p.457–472.*

DI BALDASSARRE, G.; MONTANARI, A. *Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. Hydrol. Earth Syst. Sci, 2009 13,913–921. doi: 10.5194/hessd-6-39-2009.*



© 2019 by the authors. Submitted for possible open access publication under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

## **Análise de incertezas a partir de dados de nível d'água na determinação de vazões empregando um modelo com escoamento gradualmente variado**

**(artigo a ser submetido para revista WATER)**

### **RESUMO**

Entender o comportamento do escoamento fluvial em canais naturais é de suma importância para a gestão de recursos hídricos, principalmente em áreas urbanas. O método mais empregado atualmente é o método da curva chave, relacionando histórico de altura da lâmina d'água com a vazão. O método da curva chave é simples e econômico, entretanto pode apresentar alto teor de incerteza. Assim, com o intuito de determinar os dados de vazões em corpos hídricos, com menor incerteza, o presente trabalho aplicou um modelo hidráulico baseado no *Standard Step Method* capaz de simular o escoamento gradualmente variado, e quantificou a incerteza gerada durante as simulações, apoiando-se em coleta de dados realizadas em campo. O modelo, além do levantamento batimétrico em campo, utiliza duas diferentes metodologias para a determinação dos parâmetros hidráulicos  $S_0$  e  $n$ , sendo eles o GLUE e o DREAM. As simulações realizadas com *Standard Step Method* utilizando os parâmetros determinados via DREAM apresentaram resultados satisfatório, uma vez que o maior erro encontrado foi de aproximadamente 19,63%. Pode ser afirmado ainda que os resultados das simulações via DREAM apresentaram faixas de incertezas menores do que quando simuladas aplicando o GLUE, e que o método apresentou maior velocidade de processamento, ou seja, maior viabilidade.

### **INTRODUÇÃO**

A determinação das vazões em corpos hídricos pode ocorrer de forma direta ou indireta. Os métodos empregados de forma direta consistem na aplicação de equipamentos de alta precisão como *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP), *Acoustic Doppler Velocimeter* (ADV), Molinetes e outros. Entretanto, para utilização destes equipamentos há a necessidade da operação dos mesmos diretamente nos canais, os quais podem ser de difícil acesso, possuir alta velocidade de escoamento, grandes profundidades ou larguras, e consequentemente gerar riscos à saúde do operador (CHOO et al., 2015; OLIVEIRA et al., 2016).

Outra dificuldade na coleta de dados de forma direta é quanto aos altos custos que os equipamentos e os processos de medição podem ter, tanto quanto a aquisição e manutenção, quanto ao manuseio destes, tendo em vista a alta tecnologia agregada aos aparelhos e, em boa parte dos casos, a falta de recurso financeiro (PAN et al., 2016). Os autores ainda afirmam que estas dificuldades geradas podem impossibilitar em alguns momentos a obtenção de dados de vazão necessários para o estudo dos comportamentos dos canais e para a elaboração de obras de Engenharia, por exemplo.

De acordo com Eerdenbrugh et al. (2016) e Oliveira et al. (2016), como método indireto para obtenção dos dados de vazões, destaca-se o método da curva-chave, por ser relativamente simples e de fácil entendimento, não depender de equipamentos sofisticados com alto valor agregado, possuir quantidade limitada de dados de vazão necessários para a elaboração da relação nível x vazão e, conseqüentemente, ser economicamente viável. McMillan e Westerberg (2015) e CHOO et al. (2015) ainda afirmam que apesar da viabilidade do método, e o alto número de estações hidrométricas as quais se baseiam no método, o mesmo pode apresentar diversas simplificações as quais podem elevar a incerteza dos dados obtidos.

De acordo com CHOO et al. (2015), o método não leva em consideração os trechos em que a calha ou seção transversal do corpo hídrico podem sofrer variações em sua geometria como por exemplo estrangulamento da seção ou alargamento repentino da mesma, presença de poços profundos, presença de barramentos, entre outras formas de obstáculos os quais podem resultar na variação do comportamento do escoamento de forma lenta e gradual.

Outra falha do método da curva-chave se diz quanto a quantidade de dados necessários para a determinação da relação entre a altura da lâmina d'água e a vazão. Mesmo que o método possua como vantagem a quantidade limitada destes dados como necessário para a elaboração da curva, ainda persiste a problemática da obtenção dos dados de vazões para os eventos extremos, onde a lâmina d'água se encontra muito alta, podendo sair fora da calha normal do corpo hídrico, aumentando a turbulência e a concentração de sedimentos, até mesmo trazendo partes de árvores ou outros objetos elevando a imprecisão dos equipamentos e mais uma vez trazendo risco a saúde do operador (CORATO et al., 2014). Aricò et al. (2009) apontam que para a determinação dos dados de vazões extremos pode ser feito a extrapolação da curva, entretanto, pode por consequência levar ao aumento considerável da incerteza dos dados.

Entendendo que os métodos diretos de obtenção dos dados de vazões podem ser caros e perigosos, e que a determinação indireta através do método da curva-chave pode nem sempre apresentar boa acurácia, a determinação destes dados através do desenvolvimento de modelos computacionais para a simulação de escoamento em canais naturais vem se destacando como importante solução para o levantamento de dados de vazões em corpos hídricos. Onde diversos pesquisadores vêm trabalhando divididos em duas principais frentes. Primeiro quando há a presença de dados de velocidade do escoamento e vazão, exigindo, por consequência, menor detalhamento de dados de batimetria. E a segunda frente quando há a falta de dados de vazões, principalmente quanto aos dados de eventos extremos, porém há um bom detalhamento batimétrico e o monitoramento da altura da lâmina d'água em dois diferentes pontos do corpo hídrico (OLIVEIRA et al., 2016).

Apresentado as dificuldades do emprego dos métodos diretos e a deficiência na precisão do método da curva-chave, como método indireto, o presente trabalho se apoiará na modelagem hidráulica computacional como método indireto para obtenção dos dados de vazões, mais específico quanto a segunda frente, trabalhando com maior detalhamento dos dados de batimetria e o histórico de altura de lâmina d'água em dois pontos distintos.

## METODOLOGIA

A metodologia empregada para a simulação do escoamento foi baseada no método já consagrado denominado de *Standard Step Method* (STM), o qual é base para a modelagem do escoamento permanente do programa computacional HEC-RAS desenvolvido pelo *hydrologic Engineering Center, U. S. Army corps of Engineers*, um dos departamentos mais conceituados no meio acadêmico (CHAUDHRY, 2008).

Chaudhry (2008) determina, como necessário, assumir que o escoamento é permanente e graduação variado e que a declividade é suficientemente pequena para considerar a distribuição de pressão hidrostática.

De acordo com Akan (2006), o modelo pode ser escrito de acordo com a Equação 1:

$$y_U + \frac{V_U^2}{2g} - \frac{1}{2}(\Delta X)S_{fD} = y_D + \frac{V_D^2}{2g} + \frac{1}{2}(\Delta X)S_{fD} - (\Delta X)S_0 \quad (1)$$

onde  $y_U$  e  $y_D$  são as alturas de lâmina d'água em montante e jusante, respectivamente;  $S_{fU}$  e  $S_{fD}$  são as declividades da linha de energia em montante e jusante, respectivamente;  $S_0$  é

*G. C. REIS*

a declividade do canal;  $\Delta X$  é a distância do escoamento entre os pontos de montante e jusante;  $g$  é a aceleração da gravidade;  $V_U$  e  $V_D$  são as velocidades em montante e jusante, respectivamente, sendo possível reescrever este termo em função da vazão uma vez obtidos os dados de batimetria da seção transversal.

Os termos  $S_{fU}$  e  $S_{fD}$ , segundo Akan (2006), ainda podem ser escritos seguindo a equação de escoamento permanente de canais de Manning (Equação 2).

$$S_f = \left( \frac{Qn}{AR_h^{2/3}} \right)^2 \quad (2)$$

onde,  $Q$  é a vazão do trecho de estudo;  $n$  é o coeficiente de rugosidade;  $A$  área da seção transversal;  $R_h$  é o raio hidráulico da seção.

Para a aplicação do modelo torna-se necessário o conhecimento dos parâmetros de declividade do canal ( $S_0$ ), rugosidade de Manning ( $n$ ), comprimento do trecho de estudo ( $\Delta X$ ), histórico de alturas de lâmina d'água para os pontos de montante e de jusante ( $y$ ) e dados de batimetria para a determinação da seção transversal do canal de montante e de jusante ( $A$ ).

Os dois primeiros parâmetros (declividade do canal e coeficiente de rugosidade de Manning) podem ser determinados através de processo de calibração, aplicando estatística bayesiana para a avaliação dos valores obtidos (PEREIRA, 2015). Os dados de entradas de  $S_0$  e  $n$  foram determinados pelo processo de calibração e validação realizados no capítulo anterior, onde foram aplicados os métodos do GLUE e DREAM baseados nos trabalhos de Beven e Binley (1992) e Vrugt (2016), respectivamente.

Para a obtenção dos dados de distância na direção do escoamento ( $X$ ) e da altura de lâmina d'água ( $y$ ) Oliveira et al. (2016) apoiaram-se em ferramentas de sensoriamento remoto e na instalação de equipamentos de medidas diretas. Para identificação destes parâmetros neste trabalho, foram instalados linígrafos em dois diferentes pontos, sendo a variação de lâmina d'água verificada no intervalo de 10 minutos durante um período de 6 meses, parte em período de cheia e a outra parte no período de estiagem (Figura 1a). Já a distância na direção do escoamento e as cotas dos níveis d'água para a determinação da declividade da linha de energia, foram obtidos a partir da coleta de coordenadas geográficas, através da utilização do



GPS Trimble R6 (Figura 1b) e plotado posteriormente em imagem de satélite no software de sistema de informação geográfica QGIS.



Figura 1: a) Linígrafo instalado na margem do Rio Meia Ponte; b) Coleta dos dados de localização geográfica e de cota da lâmina água.

Quanto à determinação do perfil das seções transversais do corpo hídrico, foram realizadas as batimetrias nos pontos de jusante e de montante, e em três pontos intermediários, através da utilização de equipamento de alta resolução, *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP). Utilizando-se dos pontos levantados em campo, foi realizada a interpolação das seções para uma distância  $\Delta X$  de 200 metros, através da utilização do programa computacional REC-HAS.

Os parâmetros hidráulicos  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  foram estimados no trabalho desenvolvido por Reis et al. (2019)<sup>1</sup>, através da aplicação dos métodos de estatística Bayesiana GLUE (Generalized Likelihood Uncertainty Estimation) de caráter informal e desenvolvido por Beven and Binley (1992), e DREAM (Differential Evolution Adaptive Metropolis) de caráter formal e proposto por Vrugt et al. (2016). Sendo o primeiro método, com uma abordagem mais simplista e a segunda mais complexa e precisa.

---

<sup>1</sup> REIS, G. C.; PEREIRA, T. S. R.; FARIA, G. S.; FORMIGA, K. T. M. Analysis of Uncertainty Estimating Parameters  $n$  and  $S_0$  Using GLUE and DREAM. Artigo submetido à revista WATER sob número 618608 (2019).

Para a determinação da incerteza foram analisados os dados de cotas de lâminas d'água coletados em campo através do levantamento topográfico com o GPS e o auxílio do ADCP. Determinadas as cotas de montante e jusante, o modelo utilizou os valores de jusante como dados de entrada e os valores de montante como dados observados, para determinar a capacidade do modelo de simular os valores das cotas de níveis d'água de jusante para montante e por fim quantificar a incerteza gerada na simulação, e a validação ou não do modelo.

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados deste trabalho foram divididos em 4 etapas, primeiro foi realizada uma breve caracterização da área de estudo. Segundo, apresentação dos resultados seguindo a simulação do modelo com os dados de parâmetros hidráulicos calibrados via GLUE e o terceiro, via DREAM. E como quarta etapa é apresentado a discussão da eficiência do modelo fazendo um paralelo entre os dois grupos de dados de entrada.

### *Área de estudo*

O corpo hídrico a ser estudado está localizado dentro da área urbana do município de Goiânia. O Rio Meia Ponte possui a função de ser o principal corpo hídrico responsável pela drenagem da região metropolitana de Goiânia, o qual dentro da área urbana abrange cerca de 41,6 km de extensão (SIEG, 2017). O trecho delimitado para o estudo está localizado entre os pontos de coordenadas 16°36'19.42"S e 49°17'28.69"W longitude (Montante) e 16°37'7.89"S e 49°16'47.71"O (Jusante), como pode ser observado na Figura 2.

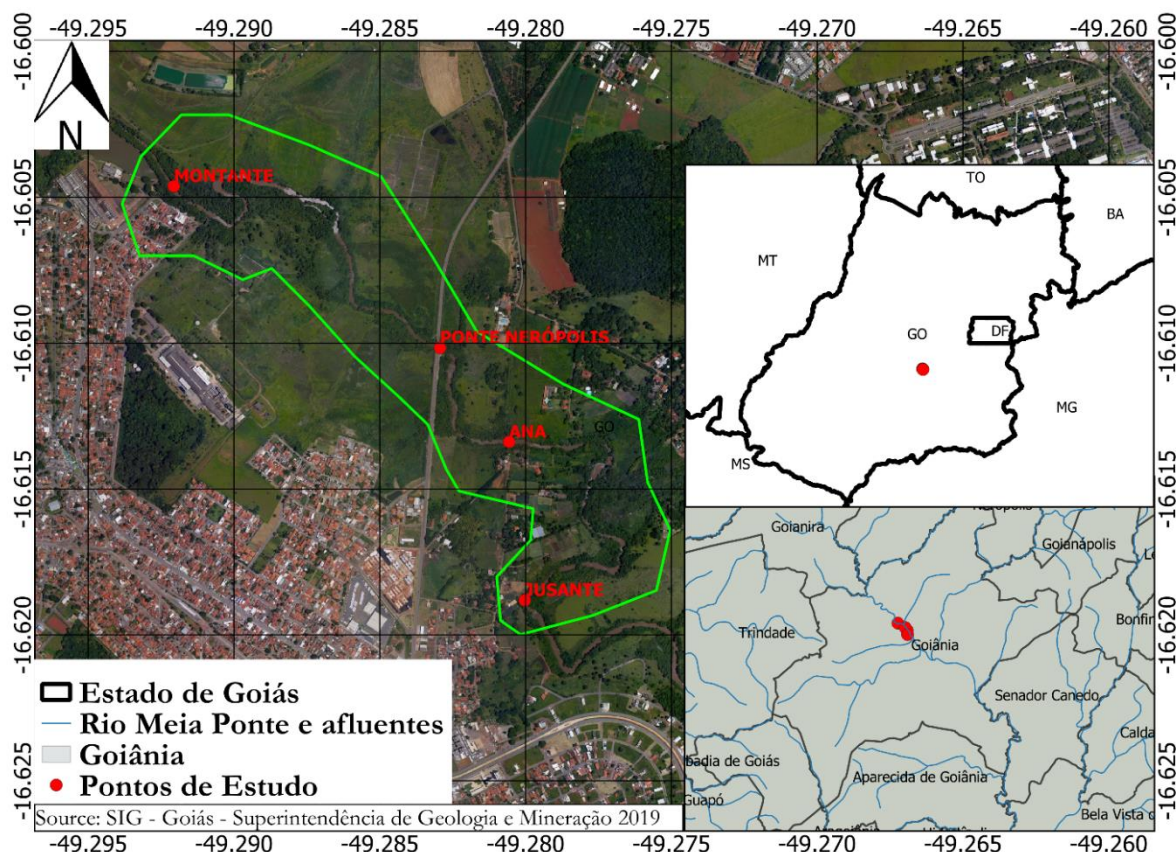


Figura 2: Mapa de localização da área de estudo.

O trecho estudado possui comprimento de 3,5 km e não recebe nenhum afluente ao longo do canal, apresenta boas condições quanto a presença de erosões, e possui duas pontes entre os pontos de montante e jusante analisados. De acordo com dados levantados no capítulo anterior, o rio Meia Ponte possui períodos de cheias e de escassez bem definidos entre os períodos de novembro a fevereiro e de março a outubro, respectivamente.

### GLUE

Para a realização da simulação utilizando o *Standard Step Method* com os parâmetros determinados pelo GLUE, foram utilizados os 10 conjuntos de  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  com maior representatividade (Tabela 1), determinados no Reis et al. (2019)<sup>2</sup>. O tempo de processamento foi de 15 minutos para a simulação e de aproximadamente 4,5 horas para a geração de 100000 conjuntos de parâmetros hidráulicos, onde ainda foram limitados, posteriormente, a apenas 10

<sup>2</sup> REIS, G. C.; PEREIRA, T. S. R.; FARIA, G. S.; FORMIGA, K. T. M. Analysis of Uncertainty Estimating Parameters  $n$  and  $S_0$  Using GLUE and DREAM. Artigo submetido à revista WATER sob número 618608 (2019).

conjuntos, onde os valores utilizados são coerentes com os coeficientes de Manning indicados por CHOW (1959), Barnes (1987) e Arcement e Schneider (1989).

Tabela 1: Parâmetros  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ , utilizados como dado de entrada na simulação – GLUE.

$n_1$	$n_2$	$n_3$	$S_0$
0.1649	0.0607	0.2308	0.000619
0.1332	0.1244	0.1607	0.000725
0.1732	0.1109	0.2628	0.000723
0.1529	0.0378	0.1697	0.000701
0.0303	0.0281	0.1746	0.000594
0.0355	0.0771	0.2853	0.000984
0.0515	0.1886	0.2096	0.000798
0.0649	0.1927	0.2689	0.000525
0.1935	0.0661	0.2299	0.001134
0.1448	0.1222	0.1407	0.00121

A Tabela 2 apresenta os erros encontrados na simulação do escoamento no trecho de estudo ficaram entre 6,923 e 8,859%, para as alturas observadas de 2,515 e 3,79 metros, respectivamente. A tabela ainda apresenta um certo comportamento, onde o erro tende a diminuir à medida que diminui a altura de lâmina d'água, comportamento este semelhante ao encontrado por Di Baldassarre e Montanari (2009), onde os autores chegam a conclusão de que quanto maior a vazão maior o erro gerado na estimativa da mesma.

Tabela 2: Alturas de lâmina d'água calculadas e seus respectivos erros – GLUE.

$y_{obs}$ (m)	$y_{max}$ (m)	$y_{min}$ (m)	Erro relativo (%)
4.271	5.000	3.341	8.679
3.790	4.500	3.102	8.859
3.104	3.733	2.661	8.554
2.749	3.300	2.407	7.693
2.515	2.988	2.224	6.923
2.441	2.924	2.185	7.186

A Figura 3 mostra que os valores das alturas de lâmina d'água ficaram dentro da faixa de incerteza, podendo então, ser afirmado que o modelo empregado é válido para os parâmetros determinados e o trecho estudado, uma vez que as alturas calculadas seguem o mesmo comportamento da altura observada.

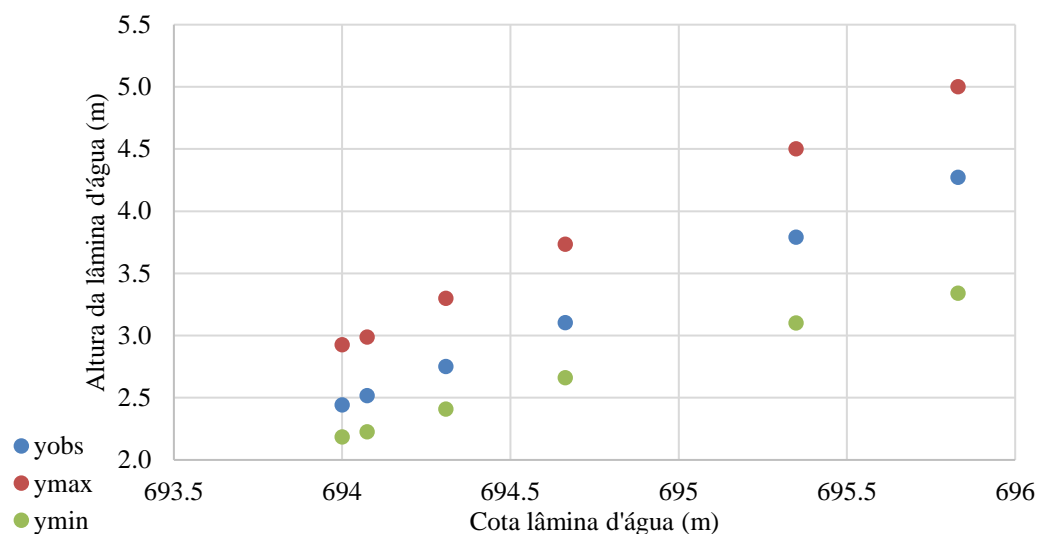


Figura 3: Distribuição das alturas de lâmina d'água calculadas e observadas em relação a cota de montante – GLUE.

### DREAM

Bem como realizado na simulação utilizando os parâmetros calibrados via GLUE, para a realização da simulação utilizando o *Standard Step Method* com os parâmetros determinados pelo DREAM, foram utilizados os 10 conjuntos de  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  com maior representatividade (Tabela 3), determinados no capítulo anterior, valores estes semelhantes aos indicados por CHOW (1959), Barnes (1987) e Arcement e Schneider (1989). O tempo de processamento foi de 4 minutos para a simulação e de aproximadamente 30 minutos para a geração de 100 conjuntos de parâmetros hidráulicos, onde ainda foram limitados, posteriormente, a apenas 10 conjuntos.

Tabela 3: Parâmetros  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ , utilizados como dado de entrada na simulação – DREAM.

$n_1$	$n_2$	$n_3$	$S_0$
0.0692	0.0135	0.0525	0.00077
0.0656	0.0170	0.0511	0.00070
0.0682	0.0263	0.0534	0.00079
0.0448	0.0143	0.0289	0.00033
0.0657	0.0322	0.0474	0.00077
0.0635	0.0219	0.0482	0.00067
0.0682	0.0243	0.0542	0.00079
0.0453	0.0232	0.0365	0.00037
0.0471	0.0370	0.0352	0.00044
0.0650	0.0107	0.0444	0.00067



A Figura 4 apresenta os erros encontrados na determinação das alturas de lâmina d'água, onde pode ser percebido que o maior erro relativo encontrado foi para a cota de lâmina d'água de aproximadamente 693,6 metros, sendo que o erro gerado foi de 19,63%. Apesar do maior erro encontrado ter ficado próximo de 20%, o gráfico ainda demonstra que a maior parte dos erros ficaram abaixo de 8%, chegando a até valores menores que 2%.

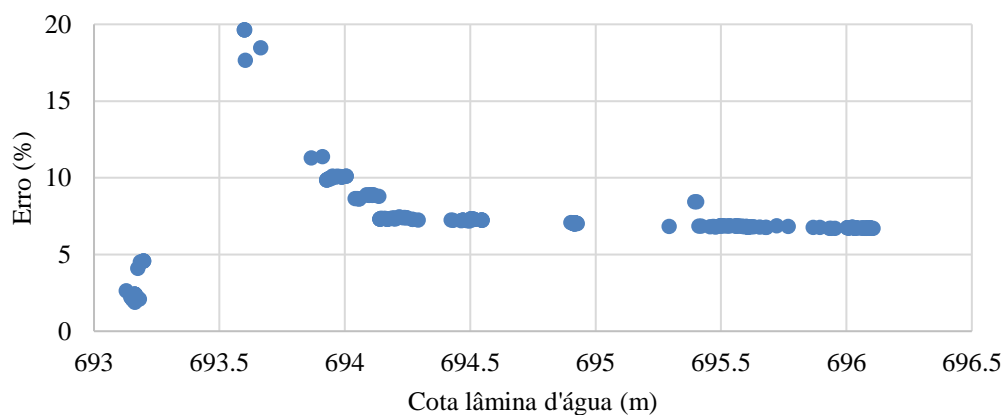


Figura 4: Distribuição dos erros, aplicados os 10 conjuntos de parâmetros com maior representatividade – DREAM.

Apesar de os erros encontrados na simulação terem sido baixos, a Figura 5 ainda apresenta os erros encontrados quando aplicados apenas o conjunto de parâmetros hidráulicos com maior representatividade. Nota-se que os erros relativos ficaram muito próximos de 0%, com exceção, dos valores encontrados próximos as cotas de 693,4 até 693,7 metros, podendo indicar algum erro no momento de coleta dos dados observados.

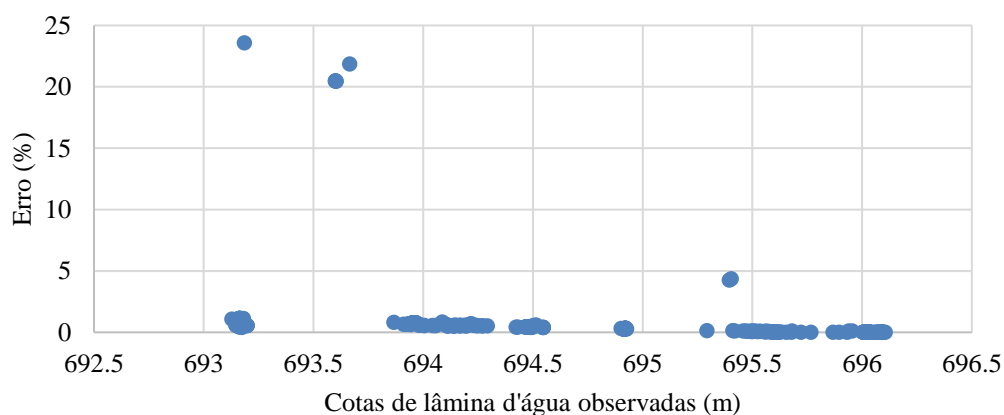


Figura 5: Distribuição dos erros, aplicado o conjunto de parâmetros com maior representatividade – DREAM.

A Figura 6 apresenta as alturas de lâmina d'água calculadas, máximas e mínimas, com as observadas. Foram avaliadas 250 alturas de lâminas d'água observadas na seção de montante, escolhidas de forma aleatória, porém, garantindo a maior distribuição possível nos valores para não haver repetição. Nota-se que os níveis d'água ficaram dentro do intervalo de incerteza, entretanto muito próximos dos valores máximos calculados, podendo ser um indicativo que o modelo aplicado possa subestimar os valores de lâmina d'água em relação aos valores reais. A Figura 6 ainda apresenta a validação do modelo *Standard Step Method*, uma vez que foi provado sua capacidade de simular as cotas de níveis d'água de montante, com precisão satisfatória.

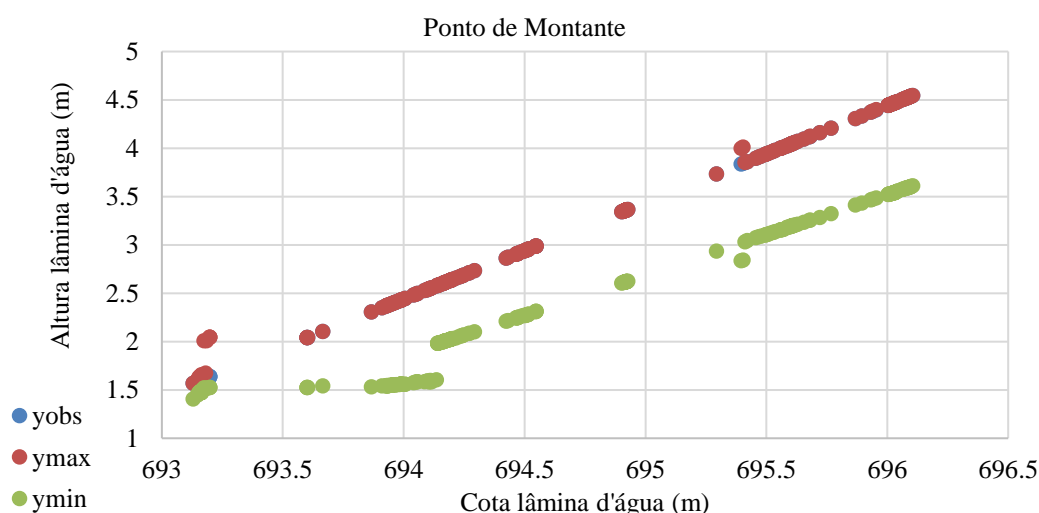


Figura 6: Distribuição das alturas de lâmina d'água calculadas e observadas em relação a cota de montante – DREAM.

## DISCUSSÃO

Através dos resultados apresentados é possível observar que a simulação aplicando o *Standard Step Method*, tanto utilizando os parâmetros determinados via GLUE ou via DREAM foram satisfatórios. Os maiores erros encontrados via GLUE ficaram abaixo de 9%, e apesar de na simulação pelo DREAM ter sido encontrado erros próximos de 20%, este pode ser justificado pelo fato de o DREAM utilizar um maior número de cotas de montante observados, como dado de entrada. Para a simulação aplicando o GLUE foram analisadas 6 cotas diferentes, o que gerou um tempo de processamento de aproximadamente 15 minutos. Por outro lado, o DREAM analisou aproximadamente 250 valores de cotas distintos, levando aproximadamente 4 minutos para o processamento.

A Figura 7 apresenta a comparação entre os erros percentuais encontrados entre as simulações com parâmetros determinados através do GLUE e do DREAM. Nota-se no gráfico que uma vez definidos os outliers, os erros relativos para o método do DREAM foram limitados entre os valores de 6,75 a 7,34%, sendo a faixa de incerteza e os valores ligeiramente inferiores em relação aos encontrados quando aplicado o GLUE, os quais variaram entre 7,31 e 8,64%.

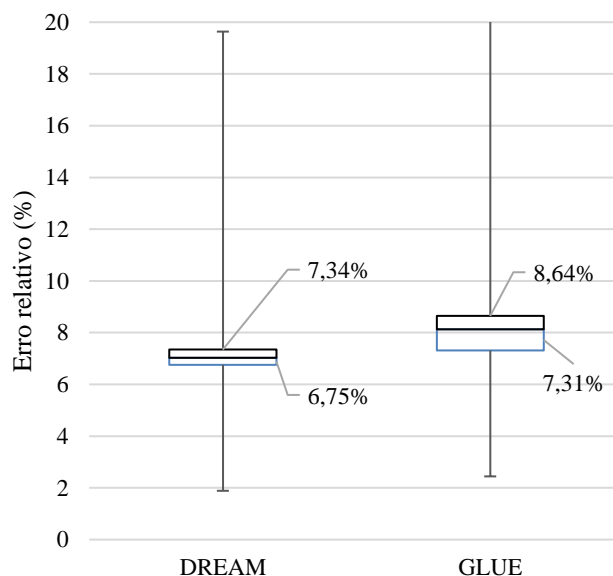


Figura 7: Apresentação dos erros relativos para a simulação - DREAM e GLUE.

Os valores do coeficiente de rugosidade de Manning equivalente para o caso dos parâmetros calibrados via GLUE ficaram, para os 10 conjuntos utilizados, em torno de 0,15 enquanto que para o DREAM ficaram variando entre 0,04 e 0,065. De acordo com CHOW (1959), o coeficiente de rugosidade equivalente encontrado pelo GLUE representaria os canais com alta concentração de mato, poços profundos, e área de inundação com predominância de arbustos pesados. Enquanto, que os valores encontrados pelo DREAM seriam os coeficientes encontrados em casos de canais principais limpos, sinuosos, algumas piscinas e bancos de areia, mas com mais pedras e concentração de mato, onde de acordo com o levantamento de campo a segunda opção seria a mais compatível com o local.



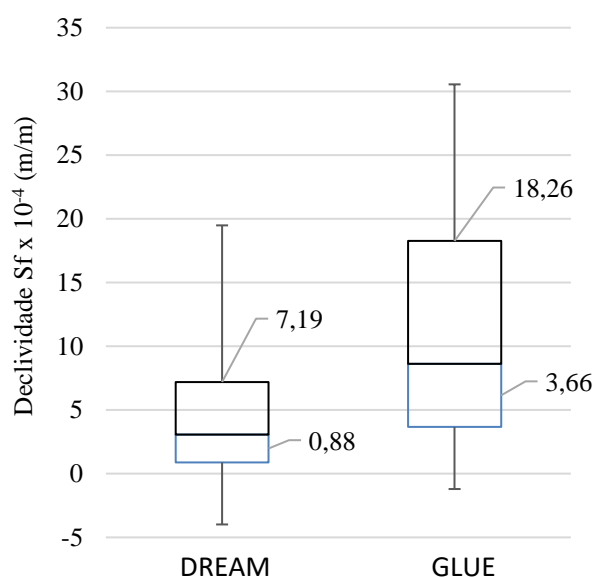


Figura 8: Intervalos calculados de Sf - DREAM e GLUE.

A Figura 8 apresenta os valores das declividades de linha de energia encontrados. O intervalo de incerteza gerado através da aplicação dos parâmetros do DREAM na simulação foi consideravelmente menor quando comparados com os valores encontrados pelo GLUE, onde as respectivas faixas de incertezas geradas foram de 0,88 a 7,19 x 10<sup>-4</sup> m/m, para o primeiro caso, e 3,66 a 18,26 x 10<sup>-4</sup> m/m no segundo caso.

## CONCLUSÕES

Os resultados encontrados através das simulações realizadas utilizando o *Standard Step Method* foram satisfatórios, sendo os erros encontrados abaixo de 8,64% para o GLUE e abaixo de 7,34% para DREAM (quando descartados os outliers). Nota-se que o tempo de processamento para ambos os métodos foram relativamente baixos, entretanto, com o DREAM tomando menos de 1/3 do tempo gasto e analisando cerca de 80 vezes o tamanho do espaço amostral quando comparados com o GLUE. Outro ponto a ser mencionado é a faixa de incerteza quando determinadas as declividades Sf, sendo a faixa encontrada via DREAM consideravelmente menor.

Dito isso, ao analisar os erros encontrados na aplicação do modelo, pode-se afirmar que os resultados encontrados foram satisfatórios. E bem como mencionado em Reis et al.

(2019)<sup>3</sup>, o método de estimativa DREAM se apresentou de forma mais eficaz ao calibrar os parâmetros físicos  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$ , do que em relação a aplicação do GLUE, entretanto, vale ressaltar que o método do GLUE também apresentou bons resultados e que sua aplicação seria de menor complexidade do que a do DREAM.

Apesar dos resultados apresentados terem sido consideravelmente aceitáveis, durante o desenvolvimento do presente trabalho e posterior análise dos dados, parâmetros e dos resultados encontrados, é indicado o levantamento dos dados de cotas da lâmina d'água com maior intervalo (o utilizado foi de 10 minutos) e durante um maior período (mínimo de um ano). Conclui-se que é de extrema importância analisar o comportamento do modelo ao simular o escoamento durante um período maior, para então serem avaliados os períodos extremos de seca e chuva, uma vez que foi percebido uma maior precisão do modelo nas cotas de lâmina d'água inferiores, indicando o aumento do erro para os períodos de cheia.

---

<sup>3</sup> REIS, G. C.; PEREIRA, T. S. R.; FARIA, G. S.; FORMIGA, K. T. M. Analysis of Uncertainty Estimating Parameters  $n$  and  $S_0$  Using GLUE and DREAM. Artigo submetido à revista WATER sob número 618608 (2019).

## REFERÊNCIAS

- AKAN, A.O. (2006). Open channel hydraulics. Elsevier and Butterworth-Heinemann, Burlington MA.
- ARCEMENT, G. J. Jr; SCHNEIDER, V. R. (1989). Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2339, 38 p.
- ARICÒ, C.; NASELLO, C.; TUCCIARELLI, T. (2009). Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. *Advances in Water Resources*, 32(8), 1223–1240. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2009.05.001>.
- BARNES, H. H., Jr., (1987) Roughness characteristics of natural channels: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1849, 213 p.
- BEVEN, K.J.; BINLEY, A.M. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, 6(3), 279-298.
- BEVEN, K.J.; BINLEY, A.M. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, 6(3), 279-298.
- CHAUDHRY (2008), Chaudhry MH. Open-Channel Flow. 2nd ed. New York: Springer; 2008; 523.
- CHOO, T.H., HONG, S.H., YOON, H.C. The estimation of discharge in unsteady flow conditions, showing a characteristic loop form. *Environ Earth Science* 73 2015, (8): 4451-4460. doi:10.1007/s12665-014-3731-6.
- CHOW, V.T. Open Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill, 1959, 680p.
- CORATO, G.; AMMARI, A.; MORAMARCO, T.; Conventional point-velocity records and surface velocity observations for estimating high flow discharge. *Entropy* 2014, 16, 5546-5559. DOI: 10.3390/e16105546.
- DI BALDASSARRE, G.; MONTANARI, A. (2009). Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. *Hydrol. Earth Syst. Sci*, 13, 913–921. <https://doi.org/10.5194/hessd-6-39-2009>.

- EERDENBRUGH, V; VAN HOEY, K. S.; VERHOEST; N. E. C. (2016), Identification of temporal consistency in rating curve data: Bidirectional Reach (BReach), *Water Resour. Res.*, 52, 6277–6296, doi:10.1002/2016WR018692.
- MCMILLAN, H. K.; WESTERBERG, I. K.; Rating curve estimation under epistemic uncertainty. *Hydrological Processes* 29, 1873-1882 (2015). DOI: 10.1002/hyp.10419.
- OLIVEIRA, F. A.; PEREIRA, T. S. R.; SOARES, A. K.; FORMIGA, K. T. M. Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível. 2016. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 21, n.4, p. 707-718. Porto Alegre, SC. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011616007>.
- PAN, F; WANG, C; XI, X; Constructing river stage-discharge rating curves using remotely sensed river cross-sectional inundation areas and river bathymetry. *Journal of Hydrology* 540 (2016), 670-687. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.06.024>.
- SIEG. Sistema de Informações Geográficas do Estado de Goiás. Secretaria de Estado de Gestão e Planejamento – SEGPLAN 2017. Acesso em: <http://www.sieg.go.gov.br/siegdownloads/> (2019).
- VRUGT, J.A. “Markov Monte Carlo Simulation using the DREAM software package: Theory, concepts, and MATLAB implementation”. *Environmental Modelling & Software* 2016. 75, pp. 273-316.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho realizado apresentou resultados considerados como satisfatórios, para a primeira etapa (Artigo 1), com destaque para o emprego do método do DREAM, e também para a segunda etapa, quando aplicado o *Standard Step Method*, como base para o modelo elaborado para a simulação do escomaneto, com os parâmetros hidráulicos determinados na primeira etapa.

Para ambas as etapas são feitas algumas recomendações:

Primeiro: recomenda-se a elaboração e calibração de uma nova curva-chave para a aplicação no modelo de determinação dos parâmetros, uma vez que para serem estimados os valores de  $n_1$ ,  $n_2$ ,  $n_3$  e  $S_0$  é necessário a aplicação de uma curva-chave consistente onde a disponibilizada pela Agência Nacional de Águas, através do HidroWeb, apresentou algumas irregularidades, que para uma mesma altura foram encontrados valores de vazões demasiadamente discrepantes, mesmo levando em consideração o efeito de histerese indicado por Perumal (1994). Corrigido o dado de entrada (curva-chave) espera-se o decaimento dos erros encontrados na primeira etapa, tanto para o GLUE quanto para o DREAM.

Segundo: indica-se o monitoramento dos dados de lâmina por um período maior que seis meses, podendo ser de um ano. Para a análise da altura de lâmina d'água em um período de no mínimo um ano, pode ser que os resultados encontrados durante o período de escassez sofra um aumento no erro, uma vez que os resultados do segundo artigo apresentaram como comportamento o aumento da incerteza com o declínio das cotas de lâminas d'água observadas.

## REFERÊNCIAS

- AKAN, A.O. (2006). Open channel hydraulics. Elsevier and Butterworth-Heinemann, Burlington MA.
- ARCEMENT, G. J. Jr; SCHNEIDER, V. R. (1989). Guide for selecting Manning's Roughness Coefficients for Natural Channels and Flood Plains: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2339, 38 p.
- ARICÒ, C.; CORATO, G.; TUCCIARELLI, T.; MEFTAH, M. B.; PETRILLO, A. F.; MOSSA, M. (2010). 'Discharge estimation in open channels by means of water level hydrograph analysis', *Journal of Hydraulic Research*, 48: 5, 612 — 619. DOI: 10.1080/00221686.2010.507352.
- ARICÒ, C.; NASELLO, C.; TUCCIARELLI, T. (2009). Using unsteady-state water level data to estimate channel roughness and discharge hydrograph. *Advances in Water Resources*, 32(8), 1223–1240. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2009.05.001>.
- BARBETTA, S.; BROCCA, L.; MELONE, F.; MORAMARCO, T.; SINGH, V. P. Addressing the uncertainty assessment for real-time stage forecasting. *World Environmental and Water Resources Congress*. 2011. p. 4791 – 4800. ASCE.
- BARNES, H. H., Jr., (1987) Roughness characteristics of natural channels: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 1849, 213 p.
- BEVEN, K.J.; BINLEY, A.M. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, 6(3), 279-298.
- CHAUDHRY (2008). *Open-Channel Flow*. 2nd ed. New York: Springer; 2008; 523.
- CHOW, V.T. *Open Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill, 1959, 680p.
- CORATO, G., MORAMARCO, T., TUCCIARELLI, T. (2011). Discharge estimation combining flow routing and occasional measurements of velocity. *Hydrology and Earth System Sciences*. 15, p. 2979-2994, doi: 10.5194/hess-15-2979-2011.
- DI BALDASSARRE, G.; MONTANARI, A. (2009). Uncertainty in river discharge observations: a quantitative analysis. *Hydrol. Earth Syst. Sci*, 13, 913–921. <https://doi.org/10.5194/hessd-6-39-2009>.

- GELMAN, A. G.; RUBIN, D. B. Inference from iterative simulation using multiple sequences. Stat. Sci. 1992, Vol.7, p.457–472.
- HAWKINS, E. F.; SHARP, W.; BURNETT, D.; BROOKS, K. Hydrologic Data Management. HEC - IHD Volume 4. California, USA. 1973.
- NASH, J. E.; SUTCLIFFE, J. V. River flow forecasting through conceptual models part I — A discussion of principles. Journal of Hydrology, 10 (3), 282–290, 1970.
- OLIVEIRA, F. A.; PEREIRA, T. S. R.; SOARES, A. K.; FORMIGA, K. T. M. Uso de modelo hidrodinâmico para determinação da vazão a partir de medições de nível. 2016. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 21, n.4, p. 707-718. Porto Alegre, SC. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011616007>.
- PEREIRA, T. S. R. Modelagem e monitoramento hidrológico das bacias hidrográficas dos córregos Botafogo e Cascavel, Goiânia – GO. 2015. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente). Escola de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade Federal de Goiás. Goiânia – GO. 2015.
- PERUMAL, M. (1994). Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method: 2. Verification. Hydrological Sciences Journal, 39(5), 443–458. <https://doi.org/10.1080/02626669409492767>.
- PERUMAL, M., T. MORAMARCO, B. SAHOO, AND S. BARBETTA (2010), On the practical applicability of the VPMS routing method for rating curve development at ungauged river sites, Water Resour. Res., 46, W03522, doi:10.1029/2009WR008103.
- PERUMAL, M.; PRICE, R. (2013). A fully mass conservative variable parameter McCarthy-Muskingum method: Theory and Verification. Journal of Hydrology. Vol. 502, 89-102. [doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.08.023](https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.08.023)
- PERUMAL, M.; SAHOO, B.; MORAMARCO, T.; BARBETTA, S. (2009). Multilinear Muskingum Method for Stage-Hydrograph Routing in Compound Channels. Journal of Hydrologic Engineering, 14(7), 663–670. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HE.1943-5584.0000029](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000029).
- PERUMAL, M.; SHRESTHA, K.; CHAUBE, U. (2004). Reproduction of hysteresis in rating curves. Journal of Hydraulic Engineering, 130(9), 870–878. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2004\)130:9\(870\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2004)130:9(870)).

- SANTOS, I.; FILL, H. D.; SUGAI, M. R. V. B.; BUBA, H.; KISHI, R. T.; MARONE, E.; LAUTERT, L. F. Hidrometria Aplicada. Curitiba: Instituto de Tecnologia para o desenvolvimento, 2001. 372p.
- TER BRAAK, C. J. F.: A Markov chain Monte Carlo version of the genetic algorithm differential evolution: easy Bayesian computing for real parameter spaces, *Stat. Comput.*, 16, 239–249, 2006.
- VERGARA, H.; HONG, Y.; GOURLEY, J. J. Improving Flood Forecasting Skill with the Ensemble Kalman Filter. *Journal of Technology*, Vol. 13 n°1, p. 9-27, 2014.
- VRUGT, J. A., TER BRAAK, C. J. F., CLARK, M. P., HYMAN, J. M., AND ROBINSON, B. A.: Treatment of input uncertainty in hydrologic modeling: Doing hydrology backward with Markov chain Monte Carlo simulation, *Water Resour. Res.*, 44, W00B09, doi:10.1029/2007WR006720, 2008.
- VRUGT, J. A.; BRAAK, C. J. F. DREAM (D): an adaptive Markov Chain Monte Carlo simulation algorithm to solve discrete, noncontinuous, and combinatorial posterior parameter estimation problems. *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. 15, p.3701-3713, 2011.
- VRUGT, J.A. “Markov Monte Carlo Simulation using the DREAM software package: Theory, concepts, and MATLAB implementation”. *Environmental Modelling & Software* 2016. 75, pp. 273-316.
- WU, R. B.; YANG, J. C. (2008). An analytical method of stage–fall–discharge rating. *Hydrological Processes*, 22, 2959–2973.
- ZOPE, P.E., ELDHO, T. I., AND JOTHIPRAKASH, V. (2017) Hydrological Impacts of Land Use-Land Cover Change and Detention Basins on Urban Flood Hazard: A Case Study of Poisar River Basin, Mumbai, India, *Natural Hazards* Vol. 87, No. 3, 1267-1283.