



**Universidade Federal do Ceará**  
**Centro de Tecnologia**  
**Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental**  
**Curso de Engenharia Civil**

**FELIPE AMON SILVA GOMES**

**Modelagem de nível d'água do Rio Parnaíba na região  
do canal de captação do perímetro irrigado de  
Tabuleiros Litorâneos – Piauí.**

**Fortaleza  
2017**

FELIPE AMON SILVA GOMES

Modelagem do nível do Rio Parnaíba na região do canal de captação do perímetro irrigado de Tabuleiros Litorâneos – Piauí.

Projeto de graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil, através do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

Fortaleza

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

G614m Gomes, Felipe Amon Silva.  
Modelagem do nível d'água do Rio Parnaíba na região do canal de captação do perímetro irrigado de Tabuleiros Litorâneos - Piauí. / Felipe Amon Silva Gomes. – 2017.  
64 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.

Orientação: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

1. Modelagem hidrodinâmica. 2. Inferência estatística. 3. Rio Parnaíba. 4. Hidrologia aplicada. 5. Postos fluviométricos. I. Título.

CDD 620

---

FELIPE AMON SILVA GOMES

Modelagem do nível do Rio Parnaíba na região do canal de captação do perímetro irrigado de Tabuleiros Litorâneos – Piauí.

Projeto de graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil, através do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva.

Aprovada em: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_\_.

BANCA EXAMNADORA

---

Prof.Dr. Francisco Osny Enéas da Silva (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará – Campus de Fortaleza (UFC)

---

MSc. Alysson Daniel Ribeiro Gonçalves  
Doutorando da Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Profª Drª Samíria Maria Oliveira da Silva  
Universidade Federal do Ceará – Campus de Russas (UFC)

Aos meus pais, Joaquim e Clécia.  
À minha avó, Lourdes.

## **Agradecimentos**

À UFC, por ser essa instituição de ensino tão desafiadora e cheia de oportunidades.

Ao Prof. Dr. Francisco Osny Enéas da Silva, por ter prontamente aceitado orientar-me na produção deste trabalho.

À banca examinadora, pelas sugestões e correções.

Aos meus poucos amigos, que não precisam ser citados, pelas discussões, reflexões e convivência.

Àqueles que em algum agregaram valor à minha vida, seja pelas lições de vida ou pelos exemplos a seguir ou não.

“Dá no coração o medo que algum dia o  
mar também vire sertão.”  
(Sá e Guarabyra)

## RESUMO

Este trabalho tem por objetivo utilizar duas ferramentas da engenharia moderna para analisar, em nível de graduação, as condições do entorno de um canal de aproximação para captação de água do Projeto de Irrigação de Tabuleiros Litorâneos no Piauí. Estas ferramentas são a inferência estatística e a modelagem computacional. O canal supracitado sofreu um assoreamento no seu entorno no Rio Parnaíba. A modelagem da seção transversal do canal necessita de dados geométricos e hidráulicos do Rio no entorno do trecho, estes dados estão disponíveis em Silva (2010), que é também professor orientador deste trabalho, com exceção das vazões de chegada do Rio Parnaíba para a região. Estas vazões foram obtidas através do uso de estatística e probabilidade e a análise consiste em inferir a vazão incremental para o trecho trabalhado através da área de bacia hidrográfica de dois postos fluviométricos à montante do canal de captação. Considera-se que essas vazões projetadas para o canal são linearmente crescentes (para análise de vazões médias) ou constantes (para análise de vazões de estiagem). Concluiu-se nesta análise que os níveis de água da região de captação estão abaixo dos mínimos esperados no projeto inicial, chegando a totalizar 41 centímetros de déficit para a simulação de estiagem, o que confirma a captação deficiente, e o assoreamento da região e que as vazões máximas apresentaram uma inconsistência em relação ao que era esperado para o posto fluviométrico de Teresina, devido à influência do Rio Poti e à elevada impermeabilidade da cidade de Teresina.

Palavras-chave: Rio Parnaíba, Modelagem hidrodinâmica, inferência estatística, hidrologia aplicada, postos fluviométricos.



## RESUMÉ

Ce travail de fin d'études vise à utiliser deux outils d'ingénierie moderne pour analyser, au niveau du premier cycle, les conditions physiques environnantes d'un canal d'approche pour capturer l'eau pour le Projet d'irrigation de Tabuleiros Litorâneos au Piauí, un état du nord-est brésilien. Ces outils sont l'inférence statistique et la modélisation computationnelle. Le chenal mentionné ci-dessus a provoqué une sédimentation dans les environs de la rivière Parnaíba. La modélisation de la section transversale près du chenal demande certaines données d'entrée, ces données sont à disposition em Silva (2010), il est le professeur guide de ce travail de fin d'études, à l'exception des flux d'eau de l'arrivée de la rivière Parnaíba pour cette région. Ces écoulements ont été obtenus par l'utilisation de statistique et probabilité et l'analyse consiste à déduire le débit incrémental d'eau sur la section travaillée à travers la zone du bassin versant de deux stations fluviométriques en amont du canal de captage. Il est supposé que les débits prévus pour le canal augmentent linéairement ou qu'ils sont constant Il est conclu dans cette analyse que les niveaux d'eau de la zone de captage sont inférieurs au minimum prévu dans le projet initial, atteignant un total de 41 cm de déficit pour la simulation de la sécheresse, ce qui confirme le faible de captage d'eau et l'envasement de la région et les débits maximaux ont présenté une incohérence par rapport à ce qui était attend pour la station fluviométrique de Teresina em raison de l'influence de la Rivière Poti et aussi de la forte imperméabilité de la ville de Teresina.

Mots clés: Modélisation hydrodynamique, inférence statistique, hydrologie appliquée, stations fluviométriques.

## LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1 – Diagrama tipo MRD geral.
- FIGURA 2 – Exemplo de seção transversal.
- FIGURA 3 – Exemplo de perfil longitudinal.
- FIGURA 4 – Identificação aproximada dos pontos destaque do trabalho.
- FIGURA 5 – Dados gerais posto de Luzilândia-Pi.
- FIGURA 6 – Localização do posto Fluviométrico de Luzilândia.
- FIGURA 7 – Dados gerais posto de Teresina-Pi.
- FIGURA 8 – Localização do posto Fluviométrico de Teresina.
- FIGURA 9 – Vista aérea do canal de captação em estudo.
- FIGURA 10 – Vista frontal do canal de captação em estudo.
- FIGURA 11 – Fluxograma geral de metodologia de análise de dados.
- FIGURA 12 – Seções transversais do entorno do canal de aproximação.
- FIGURA 13 – Diagrama tipo MRD do posto fluviométrico de Luzilândia.
- FIGURA 14 – Diagrama tipo MRD para os dados de Teresina.
- FIGURA 15 – Níveis d'água das seções modeladas para vazões mínimas.
- FIGURA 16 – Níveis d'água das seções modeladas para vazões médias.

## LISTA DE ABREVIACOES

DNOCS – Departamento Nacional de Obras Contra as Secas.

ANA – Agência Nacional de guas.

USGS – Centro de Pesquisas Geológicas dos Estados Unidos (United States Geological Survey).

HEC – Hydrology Engineering Center.

RAS – River’s System Analysis.

PERH – Plano Estadual de Recursos Hídricos.

MRD – Moment Ratio Diagram.

TR – Tempo de retorno.

Bulletin #17B – 17º boletim revisado do subcomit de hidrologia do centro de pesquisas geológicas dos Estados Unidos.

CHESF – Companhia Hidrelétrica do São Francisco.

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Adimensional Kn em função da dimensão da amostra.

TABELA 2 – Classificação dos escoamentos quanto a variações devidas ao espaço e tempo.

TABELA 3 – Parâmetros estatísticos resumidos, posto de Luzilândia.

TABELA 4 – Resultados do teste de Outlier.

TABELA 5 – Teste estocástico de Wald-Wolfowitz.

TABELA 6 – Teste Qui-Quadrado para posto fluviométrico de Luzilândia.

TABELA 7 – Teste Qui-Quadrado para vazões Q7 de Luzilândia.

TABELA 8 – Parâmetro Q7,10 para posto de Luzilândia.

TABELA 9 – Parâmetros estatísticos resumidos, posto de Teresina.

TABELA 10 – Resultados do teste de Outlier.

TABELA 11 – Teste estocástico de Wald-Wolfowitz.

TABELA 12 – Teste Qui-Quadrado para os dados de Teresina.

TABELA 13 – Teste Qui-Quadrado para vazões Q7 de Teresina.

TABELA 14 – Parâmetro Q7,10 para posto de Teresina.

TABELA 15 – Resumo das projeções de vazões máximas.

TABELA 16 – Resumo da projeção para vazões mínimas.

TABELA 17 – Áreas de drenagem da Bacia Hidrográfica do Parnaíba.

TABELA 18 – Cálculo da vazão média projetada para o canal de captação.

## Sumário

1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVOS .....	4
2.1. Objetivos Gerais.....	4
2.2. Objetivos Específicos .....	4
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
3.1. Hidrologia geral .....	5
3.2. Estatística aplicada à Hidrologia .....	7
3.2.1. Estudos estocásticos .....	9
3.2.2. Estudo das cheias .....	11
3.2.3. Teste de Aderência.....	12
3.2.4. Estudo de estiagem .....	13
3.3. Escoamento em superfície livre .....	14
3.3.1. Modelos hidrodinâmicos .....	18
4. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL - PROBLEMA .....	22
5. METODOLOGIA .....	26
5.1. Coleta de dados .....	26
5.2. Análise de dados.....	26
6. RESULTADOS OBTIDOS.....	30
6.1. Posto Fluviométrico de Luzilândia.....	30
6.2. Posto Fluviométrico de Teresina .....	33
6.3. Comparações e projeções .....	36
6.3.1. Vazões Máximas .....	36
6.3.2. Vazões Mínimas .....	37
6.3.3. Vazões Médias .....	39
6.4. MODELAGEM HIDRODINÂMICA.....	39
7. Conclusões e Considerações Finais .....	42
8. Referências bibliográficas .....	44
APÊNDICE A – SÉRIE HISTÓRICA DE VAZÕES ANUAIS PARA LUZILÂNDIA. ....	46
APÊNDICE B – PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DA SÉRIE HISTÓRICA DE LUZILÂNDIA, SEGUNDO A DISTRIBUIÇÃO GAMA-2P.....	47
APÊNDICE C – SÉRIE HISTÓRICA DE VAZÕES ANUAIS PARA TERESINA.....	48
APÊNDICE D – PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DA SÉRIE HISTÓRICA DE TERESINA, SEGUNDO A DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL.....	49
APÊNDICE E – SEÇÃO TRANSVERSAL SIMULADA PARA VAZÕES MÍNIMAS NO CANAL DE CAPTAÇÃO (SEÇÃO 0).....	50
APÊNDICE F – SEÇÃO TRANSVERSAL SIMULADA PARA VAZÕES MÉDIAS NO CANAL DE CAPTAÇÃO (SEÇÃO 0).....	51



## 1. INTRODUÇÃO

Os canais de drenagem naturais têm sua importância para a humanidade comprovada ao longo da história. Muitas das grandes cidades foram localizadas nas proximidades de rios, mangues ou outros locais que tivessem uma boa oferta de água com fácil acesso, isto era, e ainda é, questão de sobrevivência. Logo, a exploração de canais naturais de drenagem sempre foi preponderante na história da humanidade bem como a ciência que estuda o comportamento dos recursos hídricos exploráveis.

Uma das formas de se captar recursos de forma direta de rios é através de canais de aproximação que coletam água do rio, em função da sua geometria, e transferem para outras localidades estrategicamente escolhidas. Porém os problemas relacionados a este tipo de captação são de assoreamento na região da captação causada pela deposição de sedimentos quando parte do fluxo natural é bruscamente redirecionado para o canal. E com isto, faz-se necessário realizar obras de dragagem e monitoramento da região para que a captação não seja prejudicada.

O projeto de irrigação de Tabuleiros Litorâneos (DNOCS), datado de 1997 e localizado próximo à cidade de Parnaíba no norte do Piauí, capta seus recursos hídricos por meio de um canal de aproximação conectado ao Rio Parnaíba. O entorno dessa conexão assoreou-se ao longo dos anos o que já mudou consideravelmente a seção transversal do rio na região de interação, prejudicando a captação com a formação de um grande bolsão de areia (ilhota) próximo à entrada do canal, pois com isso o fluxo de água foi reduzido no lado da captação.

*“Nenhuma obra de dragagem deverá ser iniciada no leito do rio Parnaíba sem a realização dos estudos complementares aqui indicados neste relatório sob pena de haver alto risco de causar um dano ambiental que inviabilizará a captação de água doce para o projeto de irrigação Tabuleiros Litorâneos de Parnaíba.” (SILVA. 2010, P.2).*

O problema do assoreamento desta região só irá cessar com uma obra de intervenção ou quando o fluxo de água se equilibrar em uma nova seção do rio ao longo dos anos. Porém, a zona é de interesse para o abastecimento do perímetro irrigado da região de Tabuleiros Litorâneos, localizado no baixo Parnaíba, e tem urgência na solução desta situação para que a vazão de captação possa voltar a atender plenamente as necessidades do projeto de irrigação.

A existência de softwares específicos para cada ramo da engenharia agrega precisão e confiança aos resultados obtidos por meio de modelagem.

Com os avanços tecnológicos, a modelagem computacional tornou-se ferramenta crucial para a elaboração de projetos hidrodinâmicos e análise de rios e córregos, com este aparato é possível definir vazões mínimas para atender demandas, calcular níveis d'água em cheias, zonas de inundação e ainda auxiliar na elaboração de projetos de extração ou represa de recursos hídricos fluviais.

Estas simulações podem ser feitas obtendo-se determinados dados referentes ao objeto de estudo, para o caso de canais naturais são preponderantes para a análise: a geometria da seção do rio em diversos pontos, as características do solo do rio, a geometria do perfil longitudinal, a velocidade e a vazão de escoamento, segundo o Bulletin #17B. Essas informações são obtidas por encomenda, no caso dos dados topográficos e geológicos, ou por monitoramento, no caso de dados hidrológicos, hidráulicos e sedimentológicos, o que possibilita o emprego de estatística e probabilidade, visto que seu monitoramento possibilita a análise de séries históricas. As informações que são obtidas por meio desta modelagem podem ser de natureza hidrodinâmica, como o nível de água do rio, velocidade média e tipo de escoamento, ou de natureza sedimentológica, como a taxa de transporte de sedimentos e deposição de material em cada região do rio.

Independentemente da forma de coleta de dados, eles precisam ser avaliados quanto à sua consistência por meio de estudos estocásticos, estes estudos são propostos pelo Bulletin #17B e por Rao e Hamed, 2000. Eles visam avaliar se a coleta de dados foi feita de forma satisfatória ou se própria variável de estudo pode ou não ser analisada estatisticamente. Ademais, o Bulletin #17B também propõe um número mínimo de observações (série histórica mínima de 25 anos) e recomenda quando possível o cálculo de índices de regionalização das amostras.



“Comparações entre curvas de frequência e dados de fluxo máximo de bacias hidrográficas investigadas ou daquelas de região hidrológica similar são uteis para a identificação de eventos incomuns e para testar a razoabilidade da determinação de frequências de fluxos de inundação.” (GUIDELINES FOR DETERMINING FLOOD FLOW FREQUENCY, 1982, P.5).

Porém apenas quando se tem um banco de dados amplo. O que não é o caso da bacia do Parnaíba, pois o monitoramento da ANA ao longo do rio mostrou-se insuficiente quantitativamente, baixo número de estações fluviométricas ativas na extensão do rio.

Este ofício é utilizado em uma ampla gama de estudos das mais variadas artes, de forma que a sua aplicação já é comprovadamente eficiente e corriqueiramente aplicada inclusive em estudos em estudos hidrológicos.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivos Gerais**

Analisar, através de modelagem hidrodinâmica, o nível do Rio Parnaíba na região de captação de água para o perímetro irrigado de Tabuleiros Litorâneos-Piauí, por meio de vazão inferida estatisticamente com base nos postos fluviométricos de Luzilândia e Teresina.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Obter série de vazões históricas das estações fluviais de Luzilândia e Teresina (CHESF);
- Obter medidas de tendência central e de dispersão dos dados obtidos;
- Realizar teste de outliers, estacionariedade e independência para as séries anuais;
- Enquadrar as amostras coletadas em algum modelo de distribuição de probabilidades através de algum método atualmente aplicado;
- Inferir, através da área de bacia hidrográfica e das vazões incrementais, valores para vazão na terceira seção;
- Realizar análise hidrodinâmica do canal de captação através de modelagem computacional;
- Obter o nível d'água em função da vazão de chegada ao trecho de captação com uma representação da seção transversal estudada;
- Avaliar a situação do trecho de captação em função das vazões registradas nas estações fluviométricas à montante.
- Elencar possíveis trabalhos futuros com base nos resultados deste trabalho.

### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1. Hidrologia geral**

“A ciência da hidrologia lida com a existência e o movimento de água, esteja ela presente acima ou dentro da Terra. ” (WILSON, 1990, Engineering Hydrology).

Ainda segundo Wilson (1990), A hidrologia contempla também os diversos estados da água (sólido, líquido e gasoso) e suas transformações físicas (Evaporação, Condensação, Solidificação e etc.). Ademais, tratam-se também todos os sítios da água durante o ciclo hidrológico, como atmosfera, oceanos, lagos, lençóis freáticos e rios.

Dentro da hidrologia, existem duas subdivisões que necessitam ser definidas. São elas a hidrografia e a hidrometria. Segundo Morice (1972), a hidrografia concerne em descrever e observar o meio hidrológico (rios, córregos, lagos etc.) e a hidrometria lida com a medição dos aspectos quantitativos dos elementos hidrológicos.

Referenciando novamente Wilson (1990), o engenheiro normalmente lida com projeto e operação de obras de engenharia que têm a finalidade de controlar e regular a água de acordo com as necessidades preestabelecidas. Ele lida com informações de origem meteorológica, geográfica, geológica, hidráulica, topográfica, oceanográfica e etc., para combinar diversas informações em prol dessa necessidade. Por fim, considera-se que a hidrologia é, basicamente, uma ciência interpretativa.

A principal unidade elementar de estudo da hidrologia é definida como bacia hidrográfica. Esta região é delimitada por divisores topográficos, montanhas ou grandes elevações rochosas, que fazem a água precipitada escoar para uma ou outra bacia e seguir o ciclo hidrológico.

Basicamente, segundo Magalhães (1989), bacia hidrográfica é uma região onde a água precipitada segue para um sistema de drenagem natural escoando, por superfície ou subterrâneo, e interagindo com os demais caminhos que a água segue no ciclo hidrológico.

Assim, a delimitação das bacias hidrográficas é uma forma de seccionar regiões para analisar os ciclos hidrológicos da forma mais independente possível,

pois elas diferem entre si em diversos aspectos, e também garantir a exploração e preservação dos recursos hídricos disponíveis.

O ciclo hidrológico é definido por Wilson (1990), como o movimento cíclico da água dos oceanos para a atmosfera e em seguida para a Terra por precipitação, retornando ao oceano pelos sistemas de drenagem naturais. Para a engenharia hidrológica o ciclo é analisado na unidade básica de estudo, a bacia hidrográfica.

E ainda segundo Morice (1972), o ciclo pode ser dividido em fenômenos de transporte de água, como Evaporação, Condensação, fluxos superficiais e transporte pelo vento, e fenômenos de estocagem de água, como acúmulo de águas subterrâneas, oceanos e atmosfera.

Dentre os diversos caminhos seguidos pela água após a precipitação, um deles é se acumular em formações topográficas favoráveis à formação de uma calha natural (rio ou córrego) para originar o escoamento superficial.

A hidrologia superficial é objeto imprescindível de estudo para humanidade, pois os recursos hídricos são, por meio de captação da água superficial ou subterrânea, de crucial importância para a manutenção da vida e o desenvolvimento socioeconômico. E, dada tamanha importância, sua exploração é inevitável, logo se faz necessário aprofundar os estudos nessa área para, simultaneamente, explorar os recursos hídricos e preservar o meio ambiente.

Segundo Magalhães (1989), em média 25% da água precipitada sobre os continentes retornam ao oceano na forma de escoamento superficial. Logo, apenas um quarto da água no ciclo hidrológico pode ser explorado.

A hidrologia necessita de um bom banco de dados, pois ela está muito associada à estatística. Estes dados são coletados por meio de estações, e este trabalho refere-se a dados provenientes de estações fluviométricas. Eles são séries históricas de velocidade, vazão, sedimentologia, altura do nível d'água e a geometria da seção transversal dos rios no ponto de coleta que permitem uma análise descritiva do comportamento do rio nas estações ao longo de sua extensão. Para aumentar a precisão das medições, aconselha-se dividir a seção transversal do rio em subáreas de coleta. Estes dados são de extrema importância para a tomada de decisão.

*O Planejamento de uma rede de monitoramento hidrológica depende diretamente de um bom posicionamento de estações para a produção de*

*dados confiáveis vislumbrando os múltiplos usos dos recursos hídricos. Para uma boa distribuição dessas estações torna-se indispensável a verificação das características geográficas, assim como, variações socioeconômicas da bacia. SILVA E ÁVILA (2012, apud Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios: Manual Técnico, 2014, ANA, p.15).*

### 3.2. Estatística aplicada à Hidrologia

São definidas como séries temporais as observações obtidas de uma mesma fonte ao longo do tempo. Valores de vazões, precipitações, sedimentologia e etc. em determinado posto fluviométrico são exemplos de séries temporais na hidrologia.

Tempo de recorrência é definido como um período, expresso em anos, o qual um determinado evento de grande magnitude deve ocorrer pelo menos uma vez. Este conceito é amplamente utilizado para análise de estudos de cheias ou estiagens na hidrologia, pois dá suporte aos projetos de dimensionamento de obras hídricas.

Segundo o Plano Estadual de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte (PERH-RN), datado de janeiro de 2012, que referencia os estudos hidrológicos relacionados à gestão dos recursos hídricos, os principais caracterizadores de uma amostra ou população são chamados de momentos estatísticos, eles são comumente chamados de outros nomes específicos expostos abaixo. Estes momentos referem-se ao produto entre as distâncias de cada amostra em relação a determinado ponto, geralmente à origem ou a outro momento, e a função densidade de probabilidade (ou distribuição de frequência).

Para as amostras onde as observações têm pesos iguais, pode-se considerar que a função densidade de probabilidade é  $f(x) = 1/n$ , onde  $n$  é o número de observações da amostra. Esta premissa é frequentemente considerada em estudos estatísticos e estocásticos por ser comum a um grande número de variáveis. Ainda segundo o PERH-RN (2012), estes parâmetros são descritos a seguir.

O primeiro momento, relacionado à origem, é chamado de Média. Ela é definida matematicamente pela equação (1).

$$\bar{X} = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^N x_i \quad (1)$$

O segundo momento, agora relacionado à média, é denominado de Variância. A raiz da variância, chamado de desvio padrão, é um parâmetro também muito utilizado na estatística e probabilidade para análises, um fato importante é que ele tem a mesma unidade da variável.

A definição matemática da variância é:

$$s^2 = \frac{1}{N-1} * \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \quad (2)$$

Os dois momentos supracitados são amplamente conhecidos na engenharia e utilizados em estudos estatísticos e probabilísticos. Porém, os dois momentos subsequentes são também amplamente utilizados em estudos estocásticos.

O terceiro momento, também relacionado à média, é a Assimetria. Ela representa graficamente quão distorcida é a curva de frequência da amostra em relação ao seu valor médio (simetria) e é matematicamente calculada por:

$$g = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3 \quad (3)$$

O quarto e último momento, relacionado à média, é a Curtose. Que graficamente representa o grau de achatamento da curva de frequência amostral. Ela é formulada adiante:

$$k = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^4 \quad (4)$$

Por fim, o PERH-RN define também relações matemáticas entre os momentos supracitados que são chamados de coeficientes, que também são amplamente utilizados pela academia.

- Coeficiente de variação (Cv):

$$Cv = \frac{m_2^{1/2}}{m_1} = \frac{s}{\bar{x}} \quad (5)$$

- Coeficiente de assimetria (Cg):

$$Cs = \frac{m_3}{m_2^{3/2}} = \frac{g}{s^3} \quad (6)$$

- Coeficiente de curtose (Ck):

$$Ck = \frac{m_4}{m_2^2} = \frac{k}{s^4} \quad (7)$$

### 3.2.1. Estudos estocásticos

A análise descritiva de amostras é feita basicamente pela construção de gráficos que ilustrem informações importantes sobre a distribuição das observações da amostra, a principal é o gráfico de frequência que pode ser absoluto ou relativo (percentagem) a depender do tamanho da amostra, para os estudos hidrológicos o gráfico de frequência é utilizado em forma relativa (percentual) e é denominado curva de permanência.

Uma curva de permanência de vazão é um gráfico que informa com qual frequência as vazões dentro de um determinado intervalo são igualadas ou excedidas durante um período de registro das vazões.

Esta curva tem grande importância para ilustração de testes de homogeneidade, independência, estacionariedade e outliers, que buscam validar os dados coletados, diminuindo possíveis erros em análises futuras.

“Os Outliers são observações que divergem significativamente da ordem de grandeza da amostra estudada. Eles podem alterar significativamente os parâmetros estatísticos amostrais, principalmente em amostras pequenas.” (GUIDE LINES FOR DETERMINING FLOOD FLOW FREQUENCY, 1982, USGS).

Já os testes de independência e de homogeneidade buscam determinar se existe correlação entre as observações coletadas e se estas observações pertencem à mesma população de dados.

Por fim, define-se que uma amostra é estacionária quando suas observações têm média aproximadamente constante ou convergente a determinado valor, ou seja, que suas observações não apresentem tendência de crescimento,

decréscimo ou flutuação periódica.

### Valores Extremos (Outliers)

Proposto pelo Bulletin #17B (1982), o teste de Outliers é formulado pela equação (8).

$$X_{H ou L} = \bar{X} \pm K_N * Sd \quad (8)$$

Uma tabela com valores para  $K_N$  em função do tamanho da amostra, como mostrado parcialmente na tabela 1.

Tabela 1 – Adimensional  $K_N$  em função da dimensão da amostra.

Tamanho da amostra	Valor $K_N$
28	2,534
29	2,549
30	2,563
31	2,577
32	2,591
33	2,604

Fonte: Adaptado pelo autor do Bulletin #17B (1982).

O valor de vazão considerado Outlier na amostra é definido, a partir dos valores encontrados de  $X_{H/L}$ , da seguinte forma.

$$Q_{H ou L} = e^{x_H (ou) x_L} \quad (9)$$

A situação ideal é quando todas as observações estão contidas entre  $Q_H$  e  $Q_L$ .

### Independência e Estacionariedade

O teste de independência e estacionariedade, recomendado por Rao e Hamed, 2000, foi elaborado por Wald-Wolfowitz (1943). Onde eles criaram um parâmetro estatístico R que é obtido pela equação (10).

$$R = \sum_{i=1}^{N-1} x_i * x_{i+1} + x_1 * x_N \quad (10)$$

Onde x representa as observações e N o tamanho da amostra.



Os elementos da amostra são considerados independentes quando o parâmetro  $R$  segue distribuição normal, com média e variância dadas pelas equações (11) e (12).

$$\bar{R} = \frac{s_1^2 - s_2}{N-1} \quad (11)$$

$$var(R) = \frac{s_2^2 - s_4}{N-1} - \bar{R}^2 + \frac{s_1^4 - 4s_1^2s_2 + 4s_1s_3 + s_2^2 - 2s_4}{(N-1)*(N-2)} \quad (12)$$

Onde  $S_N = N * M_N$ ,  $M_N$  representa a ordem do momento estatístico (de 1 à 4). E por fim, o parâmetro escore  $u$  é usado para avaliar se  $R$  segue distribuição Normal. Abaixo, em (13), está a inequação de cálculo.

$$u = \left| \frac{R - \bar{R}}{\sqrt{var(R)}} \right| \leq 1,96 = u_{2,5\%} \quad (13)$$

Esta análise é feita para 5% de significância, 2,5% para o limite superior e 2,5% para o limite inferior da curva Normal.

### 3.2.2. Estudo das cheias

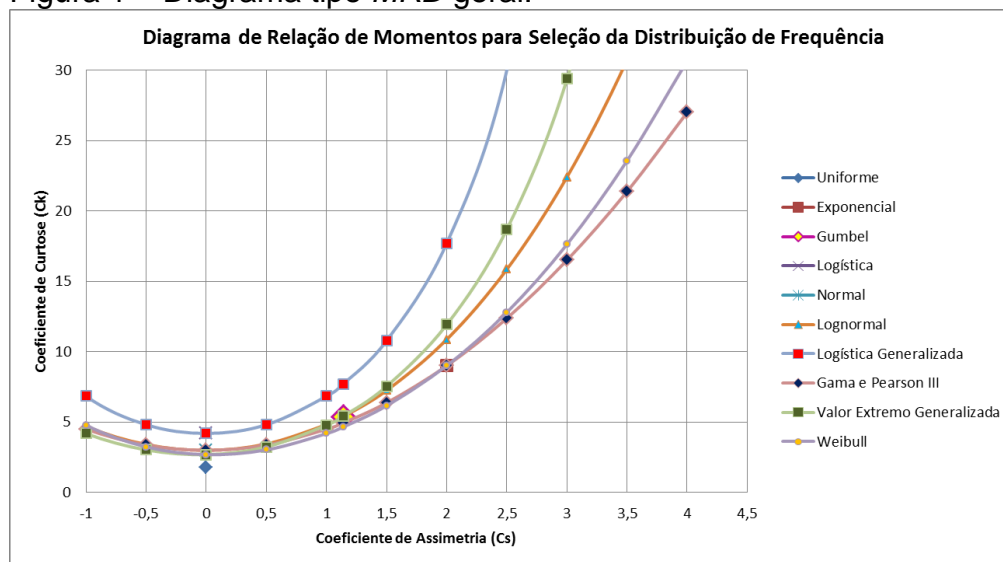
“As vazões de um rio podem ser analisadas em séries anuais ou parciais, as séries de vazões anuais são baseadas nas vazões máximas coletadas a cada ano” (BULLETIN #17B - GUIDELINES FOR DETERMINING FLOOD FLOW FREQUENCY, 1982, USGS).

As séries anuais de vazões máximas devem ser analisadas descritivamente para obtenção dos dados estatísticos básicos que possibilitem a realização dos estudos estocásticos e, em seguida, a aproximação de sua curva de frequência a alguma curva de probabilidade já conhecida na literatura, conhecido como teste de aderência.

Para elencar, dentre tantas funções de probabilidade, as possíveis curvas que representarão o comportamento da amostra, utiliza-se o “Diagrama das Relações entre Momentos”, do inglês *Moment Ratio Diagram* (MRD), é proposto por Rao e Hamed (2000). O método consiste em relacionar os coeficientes de curtose

( $C_k$ ) e de assimetria ( $C_s$ ), momentos de quarta e terceira ordem. Isso relaciona as amostras, em simetria e achatamento, com distribuições probabilísticas que tem seus coeficientes já formulados na literatura. Pode-se observar na figura 1 um *MRD* considerado bastante apurado para amostras com curtose inferior a quarenta ( $C_k < 40$ ), ainda segundo Rao e Hamed (2000).

Figura 1 – Diagrama tipo *MRD* geral.



Fonte: RAO & HAMED (2000). Reproduzido pelo autor.

O teste de aderência da amostra busca escolher entre as curvas de probabilidade pré-selecionadas pelo *MRD* qual pode representar melhor a amostra para que seja possível basear as projeções de vazão para períodos de retorno padronizados. O teste de aderência a ser realizado neste trabalho será o Qui-quadrado ( $X^2$ ).

De acordo com o Bulletin #17B (1982), caso não seja possível obter coeficientes de regionalização, cada amostra deve ter no mínimo 25 anos de coleta de dados diários e todos os postos fluviométricos, com este padrão de coleta de dados, em um raio de 161 quilômetros (100 milhas) devem ser incluídos na análise.

### 3.2.3. Teste de Aderência

Testes de aderência são comparativos criados para relacionar ou não determinadas amostras alguma distribuição de probabilidades populacional que é estudada e desenvolvida na literatura. Dentre estes testes, pode-se destacar o teste qui-quadrado (teste  $X^2$ ) que verifica se dados experimentais são consistentes para determinada distribuição selecionada para o teste. O teste consiste em avaliar se os

desvios, que é a diferença entre os valores obtidos na coleta de dados e os valores esperados por determinada função densidade de probabilidade, seguem a distribuição qui-quadrado para determinado nível de confiança (ou significância).

A amostra é dividida em um número de classes K, onde se prefere dividi-la de forma que cada classe tenha o mesmo número de observações, quanto maior o valor de K mais confiável será o teste.

Para cada classe K estipula-se uma probabilidade correspondente àquela classe e, conseqüentemente, um limite superior da classe (através da função inversa da curva de probabilidade). Para então se determinar quantas observações estão abaixo daquele limite (que representa uma probabilidade).

O valor  $X^2$  é obtido através da fórmula (14).

$$X^2 = \sum_{j=1}^k \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \quad (14)$$

O valor de  $X^2$  deve ser inferior ao  $X^2$  crítico, função direta dos graus de liberdade e do nível de confiança do teste. Este  $X^2_{cr}$  é tabelado ou obtido pela função Excel INV.QUIQUA(probabilidade; graus-liberdade).

A tomada de decisão acontece da seguinte forma:

- Se  $X^2 \leq X^2_{cr}$ , considera-se que a amostra pode ser representada pela distribuição testada, quanto menor for o valor de  $X^2$  mais representativa a distribuição é, em relação à amostra.
- Porém, se  $X^2 > X^2_{cr}$ , considera-se que a amostra não pode ser representada pela distribuição testada, pois seus valores divergem demais.

#### **3.2.4. Estudo de estiagem**

Os estudos de estiagem têm igual importância aos de controle de cheias supracitados, principalmente na região do semiárido nordestino. Nele utilizar-se-á a curva de permanência para identificar qual a ocorrência de vazões pequenas ou quase nulas na bacia em estudo, isso define, por exemplo, qual a vazão de consumo máxima permitida para determinados usos de recursos hídricos, estabelecendo, assim, o uso da água para atividades prioritárias, que são consumo humano e dessedentação de animais, segundo o Art. 1º da lei Nº 9.433, de 8 de janeiro de

1997. Este estudo também é utilizado para estabelecer tarifas de contingência para abastecimento e principalmente para energia elétrica.

Segundo a Eletrobrás (2000). Um bom parâmetro de avaliação das vazões de estiagem é o Q7,10. Essa abreviação representa a vazão mínima móvel de sete dias consecutivos para um período de retorno de dez anos (90% de probabilidade de ocorrência) durante um ano de análise.

“A Q7,10 é obtida computando-se as médias móveis das vazões médias diárias com janelas de 7 dias ao longo de um ano. A mínima dessas médias móveis é retida. O processo é repetido para cada ano da série histórica, obtendo-se uma série de valores mínimos de vazões médias de 7 dias consecutivos.” (PAULO, Robélia G. F. de. 2007. UFMG, P.10)

A Q7,10 pode ser estimado por um ajustamento, por meio do teste de aderência qui-quadrado, da série de vazões mínimas anuais, elaboradas pelo conceito de Q7, às curvas de probabilidade de Gumbel e de Weibull, como recomenda o manual de estudos hidrológicos da Eletrobrás (2000).

### **3.3. Escoamento em superfície livre**

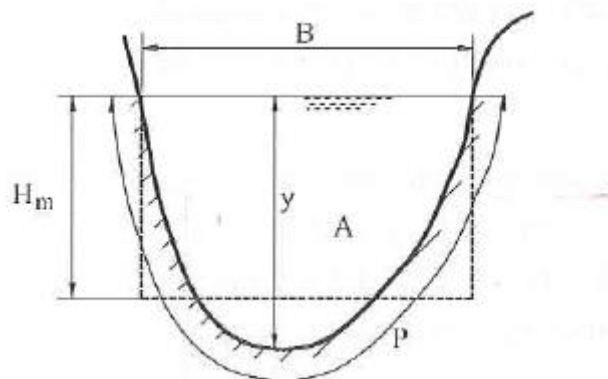
O escoamento de superfície livre (ou despressurizado) é assim classificado devido à ausência de pressão atuante sobre o fluido, senão a própria pressão atmosférica, diferentemente do escoamento forçado onde o fluido é “empurrado” por uma pressão causada artificialmente na tubulação. Logo, com a ausência de pressões artificiais, podemos dizer que o fluido está exclusivamente sobre ação da força da gravidade. De acordo com Porto (2006), o escoamento de superfície livre pode ser por meio natural, em córregos, rios ou estuários, e por meio antrópico, em canais de secção aberta ou fechada.

A análise hidrodinâmica tem finalidades diferentes para os canais supracitados, para os canais artificiais esta análise é feita para prever comportamentos e dimensionar projetos, já para os canais naturais utilizamos dela para caracterizar o estuário, o que pode ter diversas finalidades como, por exemplo, delimitação de áreas inundáveis ou capacidade de acúmulo de sedimentos.

Deve-se atentar às variáveis necessárias para caracterização de um canal natural. Ainda segundo Porto (2006) São elas:

Variáveis associadas à secção transversal estão na figura 2.

Figura 2 – Exemplo de secção transversal.

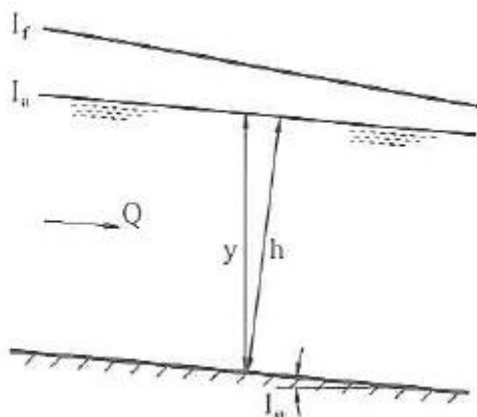


Fonte: Porto (2006).

- Área molhada ( $A$ ): área que o líquido ocupa da na secção transversal do canal.
- Perímetro molhado ( $P$ ): comprimento *do canal que está em contato com o líquido na secção transversal*; a superfície livre não faz parte do perímetro molhado.
- Raio hidráulico ( $R_h$ ): relação entre área molhada e o perímetro molhado.
- Tirante d'água ( $y$ ) é a distância vertical do ponto mais baixo da secção do canal até a superfície livre.
- Largura do topo ( $B$ ): largura da superfície livre do líquido, ela é comum de ser função da altura d'água, dependendo da geometria da secção transversal.
- Altura hidráulica ( $H_m$ ) é a relação entre a área molhada e a largura da seção da superfície livre. Representa um retângulo de altura  $H_m$  e base  $B$  com mesmo valor numérico.

E variáveis associadas ao perfil longitudinal do canal Figura 3:

Figura 3 – Exemplo de perfil longitudinal.



Fonte: PORTO (2006).

- Declividade do fundo ( $I_o$ ): inclinação longitudinal do canal, quanto o fundo varia verticalmente por unidade de comprimento horizontal.
- Altura do escoamento da secção ( $h$ ): distancia perpendicular ao fundo do canal até a linha d'água. Difere da coluna d'água pela inclinação do fundo.
- Declividade piezométrica ( $I_a$ ): Declividade da linha d'água em canais de superfície livre.
- Declividade da linha de energia ( $I_f$ ): Variação da energia da corrente ao longo do escoamento.

Estes parâmetros são cruciais para a caracterização do canal, bem como para a sua representação gráfica.

Para que seja possível prever o comportamento do escoamento no canal é preciso classificá-lo dentro de parâmetros amplamente utilizados para análises hidrodinâmicas. Podem-se classificar os escoamentos quanto ao comportamento das suas grandezas físicas em relação ao tempo e ao espaço.

Segundo Ramos, et al (1989). Diz-se “não permanente” um escoamento que tem suas variações de grandezas físicas provocadas por uma mudança ao longo do tempo que pode ser acarretada por fatores externos, como chuvas, ações antrópicas etc. E considera-se um escoamento variado aquele em que suas grandezas físicas sofrem mudanças devido às mudanças no meio físico de

condução do fluido (mudanças geométricas no canal). Estas informações são resumidas na tabela 2.

Tabela 2 – Classificação dos escoamentos quanto a variações devidas ao espaço e tempo.

Dimensão	Temporal	Espacial	Temporal	Espacial	Temporal	Espacial
Classificação	Permanente	Uniforme	Permanente	Variado	Não Permanente	Variado
Vazão	Q – constante		Q(x)		Q(x,t)	
Velocidade	V – constante		V(x)		V(x,t)	
Tirante d'água	H - constante		H(x)		H(x,t)	

Fonte: Adaptado de Ramos, et al (1989).

Outro tipo de classificação é feito através de números adimensionais, estas classificações têm teor mais científico, deduzidos fisicamente, e ajudam a prever o comportamento dos fluidos escoados com variações espaciais ou temporais.

O primeiro coeficiente adimensional de classificação é o *número de Reynolds* (Rey), que fisicamente é a relação entre as forças de inércia e as forças viscosas do líquido.

$$Rey = \frac{Vm * Rh}{\nu} \quad (15)$$

- $Vm$  representa a velocidade média da secção;
- $Rh$  representa o raio hidráulico;
- $\nu$  representa a viscosidade cinemática do líquido.

O número de Reynolds classifica o escoamento em três fases, são elas:

1. Laminar:  $Rey > 500$
2. Transitório:  $500 < Rey < 2000$
3. Turbulento:  $Rey > 2000$

O segundo coeficiente adimensional de classificação é o *número de Froude* (Fr), que fisicamente é uma relação entre as forças de inércia e as forças de gravidade. Formulado abaixo:

$$Fr = \frac{Vm}{\sqrt{g * Lc}} \quad (16)$$

- $Vm$  representa a velocidade média da seção
- $g$  representa a força da gravidade
- $Lc$  representa uma dimensão característica do canal

Para canais, define-se a *dimensão característica* como a razão entre área molhada ( $Am$ ) e a base livre do canal ( $B$ ), a altura hidráulica ( $Hm$ ).

$$Hm = \frac{Am}{B} \quad (17)$$

O número de *Froude* clássica o escoamento também em três tipos:

1. Fluvial ou subcrítico:  $Fr < 1$
2. Crítico:  $Fr = 1$
3. Torrencial ou supercrítico:  $Fr > 1$

### 3.3.1. Modelos hidrodinâmicos

O escoamento em rios ou canais sofre, muitas vezes, alguma alteração em seus parâmetros hidráulicos, sejam elas em função de variações espaciais (graduais) ou temporais, ambas devido a fatores externos. Dado isto, o escoamento fica classificado como gradualmente variado e não permanente. Os transientes hidráulicos são regidos por equações básicas da mecânica, como a equação da continuidade (conservação das massas) e a equação da dinâmica (conservação da quantidade de movimento). Este conjunto de equações é comumente chamado de equações de Saint Venant, em homenagem ao professor e engenheiro francês *Adhémar de Saint-Venant* (1767-1886).

Segundo Magalhães (1989), são necessárias cinco hipóteses simplificadoras para que seja possível considerar as equações de SAINT VENANT para modular um dado escoamento real, cada simplificação tem uma justificativa comentada pelo pelos próprios autores, são elas:

1. Distribuição Hidrostática de Pressões:

A distribuição de pressões ao longo da seção do canal, em função da posição vertical, pode variar de forma irregular devido a gradientes de



temperatura ou salinidade. Com isto, as acelerações verticais provenientes desta irregularidade podem não ser desprezíveis e isso tornaria mais complexo o comportamento do fluido ao longo da profundidade do canal.

2. Pequena Declividade Longitudinal de Escoamento:

O ângulo de inclinação médio do canal com a horizontal deve ser suficientemente pequeno para se considerar  $\cos(\theta) \approx \theta$ . Caso a declividade seja mais forte, as acelerações verticais protagonizam o comportamento do escoamento (como em estudos de ruptura de barragens etc). Para estes casos, existem alternativas às equações de SAINT-VENANT que consideram dissipação viscosa, perdas de cargas localizadas e até um escoamento aerodinâmico supersônico.

3. Escoamento Unidimensional com Distribuição Uniforme de Velocidades:

O escoamento será representado e analisado unicamente no sentido longitudinal do canal, para que isso ocorra as irregularidades da secção transversal devem ser pequenas e as curvas do canal devem ser suficientemente suaves para que não haja fluxo transversal de água por inercia. A distribuição de velocidades nunca é uniforme para escoamentos reais, porém ao adotar uma velocidade representativa de toda a secção transversal obtêm-se erros pequenos. Caso o diagrama for consideravelmente desuniforme, podem-se utilizar os coeficientes de correção de Boussinesq e Coriolis.

4. Uso de Fórmulas de Perda de Carga do Regime Permanente:

A dissipação de energia por calor, denominadas de perdas de carga do fluido, ocorrem por atrito com o terreno no perímetro molhado. Estas perdas não são consideradas significativamente diferentes entre o regime permanente e o não permanente, ademais os cálculos no regime não permanente se mostram mais complexos e não equacionados. Logo, a simplificação ocorre sem grandes prejuízos e torna possível ponderar as perdas de cargas contínuas e localizadas (pilares de pontes, vegetação etc.) ao longo do canal.

### 5. Fluido Incompressível e Homogêneo:

Esta hipótese é comumente verificada em escoamentos reais de canais naturais ou artificiais, salvo em casos onde a proximidade do canal com a região de influência da salinidade do mar gera gradiente de concentração que tornaria supostamente a análise do escoamento bidimensional. Porém, este efeito da concentração de sais no fluido pode ser desconsiderado para simplificação.

Estas premissas são ainda consideradas válidas e reiteradas por Yevjevich (1975, apud MAGALHÃES, PC et al., 1989, ABRH):

Contribuições foram dadas por vários investigadores para: introduzir a aceleração vertical na análise de Boussinesq e Coriolis para distribuição de velocidades; analisar bidimensionalmente o escoamento; considerar leitos de fundo curvilíneo; e utilizar várias fórmulas de perda de carga. Essas contribuições aperfeiçoaram as equações de Saint-Venant. Entretanto, todas essas adições não são modificações substanciais, nem mudanças significativas, da descrição básica matemática do escoamento não permanente à superfície livre, fornecidas por aquelas equações. Excluídos casos extremos, as equações de Saint-Venant, mesmo sem esses aperfeiçoamentos, fornecem resultados satisfatórios. (p.258)

Com as premissas acima adotadas pode-se fazer uma análise física, em um volume de controle hipotético, e deduzir que as equações de SAINT-VENANT são:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{v \cdot \partial A}{\partial x} + \frac{A \cdot \partial v}{\partial x} = q \quad (18)$$

Eq. Continuidade

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v \cdot \partial v}{\partial x} + \frac{g \cdot \partial h}{\partial x} + \frac{v \cdot q}{A} = g * [S_o - S_f] \quad (19)$$

Eq. Dinâmica

Onde:

- $v$  é a velocidade das partículas na seção
- $t$  é a variável tempo;
- $g$  é a gravidade aproximada
- $h$  representa o tirante d'água
- $S_o$  representa a declividade média do leito do rio

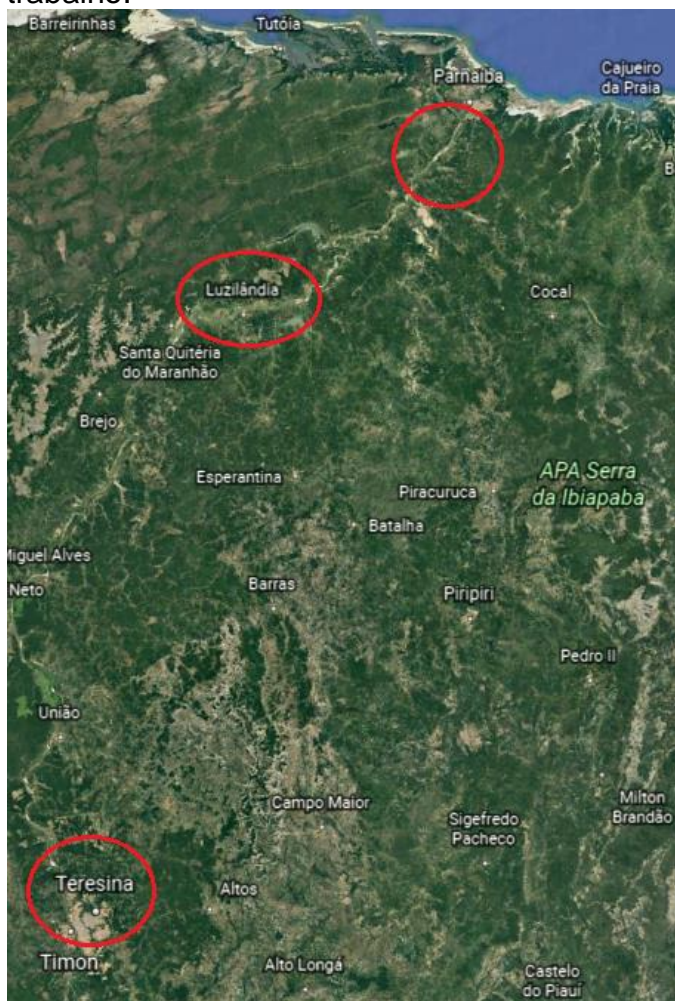
- $S_f$  representa a declividade da linha de energia do escoamento
- $A$  é a área molhada da seção
- $q$  é a vazão incremental específica
- $x$  é a coordenada (horizontal) cartesiana no plano da seção transversal.

O software de modelagens hidrodinâmicas que será utilizado na modelagem computacional contempla também toda a teoria supracitada. As simplificações adotadas pela academia neste domínio são compensadas com a calibração dos modelos computacionais a cada situação-problema. Este software é amplamente utilizado para modelagens hidrodinâmicas modernas e foi desenvolvido pelo USACE (Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos), nomeado de acordo com o órgão que detém seu domínio o HEC-RAS (Centro Engenharia Hidrológica – Sistema de Análise de Rios) está na versão 4.1 e é disponibilizado livremente pelo USACE com manual em inglês.

#### 4. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL - PROBLEMA

A problemática em questão está situada no estado do Piauí, a figura 4 expõe, em vermelho, três localizações importantes, sendo elas a zona de irrigação de Tabuleiros Litorâneos.

Figura 4 – Identificação aproximada dos pontos destaque do trabalho.



Fonte: GoogleEarth, editado pelo autor.

Os dois postos fluviométricos, fonte dos dados para este trabalho, ao longo do Rio Parnaíba e nas proximidades dos dois municípios piauienses indicados, em resumo:

- Município de Luzilândia: próximo à primeira estação fluviométrica, com uma área de drenagem da bacia de 298.000 km<sup>2</sup>, resumida pela figura 5 e locada na figura 6;

Figura 5 – Dados gerais posto de Luzilândia-Pi.

hidroweb.ana.gov.br/Estacao.asp?Codigo=34879500

### LUZILÂNDIA (34879500)

Dados da Estação	
Código	34879500
Nome	LUZILÂNDIA
Código Adicional	ANA
Bacia	ATLÂNTICO, TRECHO NORTE/NORDESTE (3)
Sub-bacia	RIO PARNAÍBA (34)
Rio	RIO PARNAÍBA
Estado	PIAUÍ
Município	LUZILÂNDIA
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	-3:27:14
Longitude	-42:22:12
Altitude (m)	26
Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	298000

Consultar série de: Cotas (cm)

Arquivo Access

Arquivo Texto

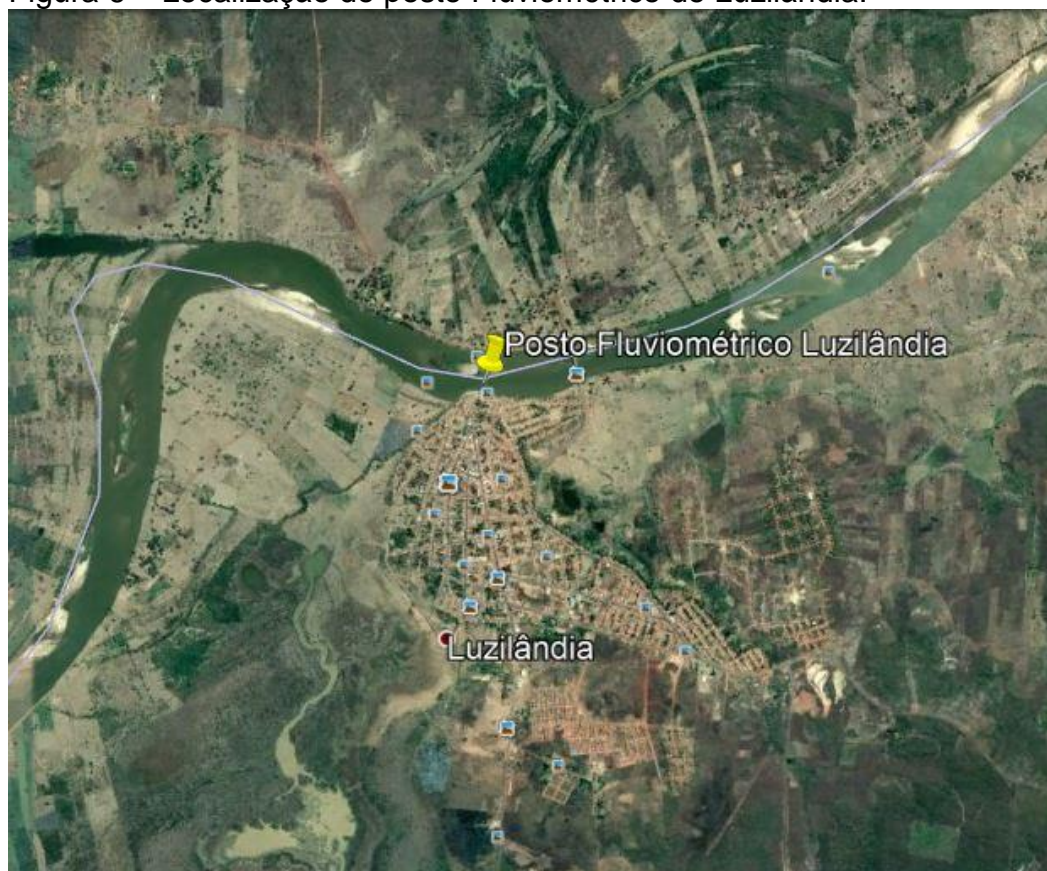
Clique em:

- **Arquivo Access** - para criar arquivo Access compactado com os dados da consulta (esse arquivo pode depois ser importado pelo [Hidro](#)).
- **Arquivo Texto** - para criar arquivo texto compactado com os dados da consulta.

© 2001 Agência Nacional de Águas (ANA).

Fonte: ANA, elaborado pelo autor.

Figura 6 – Localização do posto Fluviométrico de Luzilândia.



Fonte: GoogleEarth, elaborado pelo autor.

- Município de Teresina: próximo à segunda estação fluviométrica, com uma área de drenagem de bacia de 237.000 km<sup>2</sup>, resumida pela figura 7 e

locada da figura 8;

Figura 7 – Dados gerais posto de Teresina-Pi.

[hidroweb.ana.gov.br/Estacao.asp?Codigo=34690000](http://hidroweb.ana.gov.br/Estacao.asp?Codigo=34690000)

### TERESINA - CHESF (34690000)

Dados da Estação	
Código	34690000
Nome	TERESINA - CHESF
Código Adicional	ANA
Bacia	ATLÂNTICO, TRECHO NORTE/NORDESTE (3)
Sub-bacia	RIO PARNAÍBA (34)
Rio	RIO PARNAÍBA
Estado	PIAUÍ
Município	TERESINA
Responsável	ANA
Operadora	CPRM
Latitude	-5:8:6
Longitude	-42:48:40
Altitude (m)	70
Área de Drenagem (km <sup>2</sup> )	237000

Consultar série de: Cotas (cm) ▼

[Arquivo Access](#)

[Arquivo Texto](#)

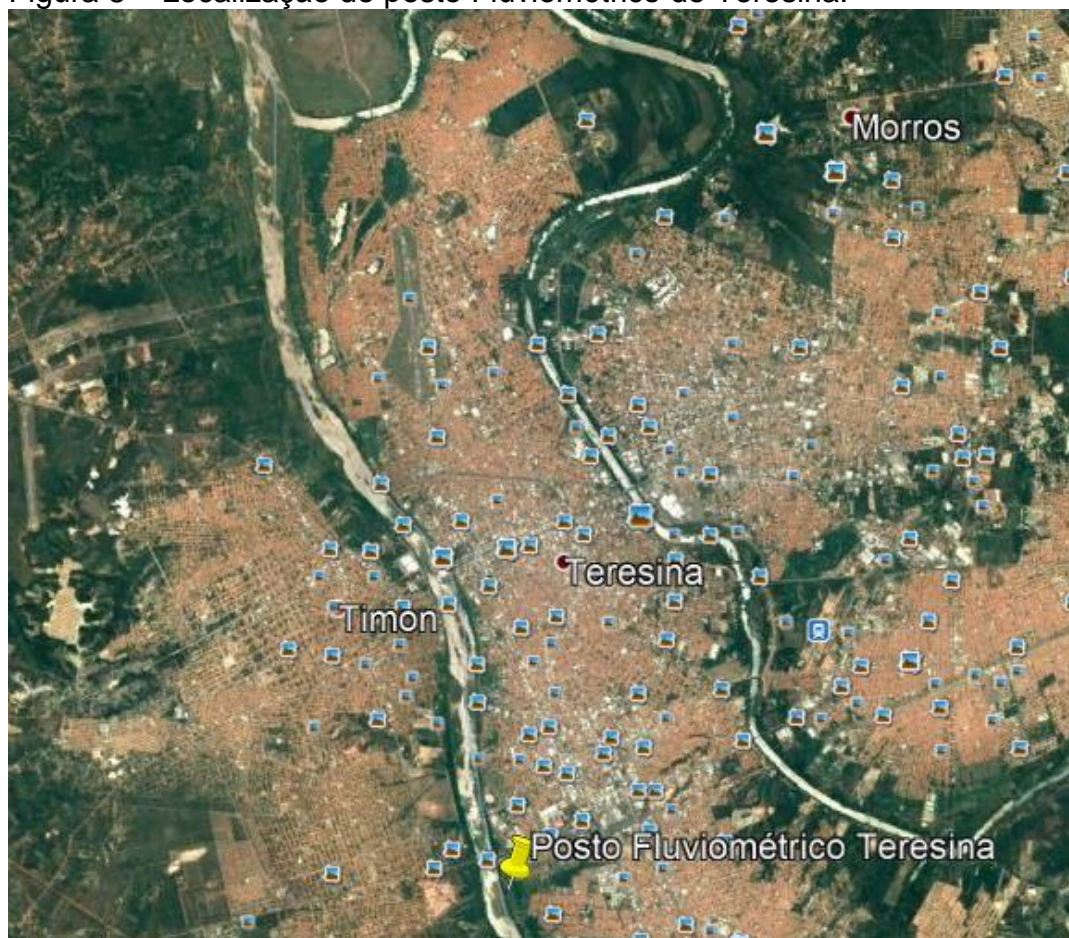
Clique em:

- **Arquivo Access** - para criar arquivo Access compactado com os dados da consulta (esse arquivo pode depois ser importado pelo [Hidro](#)).
- **Arquivo Texto** - para criar arquivo texto compactado com os dados da consulta.

© 2001 Agência Nacional de Águas (ANA).

Fonte: ANA, elaborado pelo autor.

Figura 8 – Localização do posto Fluviométrico de Teresina.



Fonte: GoogleEarth, elaborado pelo autor.

- “A bacia hidrográfica do rio Parnaíba, na seção definida pela obra do canal de captação para o projeto de irrigação Tabuleiros Litorâneos de Parnaíba, corresponde a uma área de drenagem de 325.928,69 km<sup>2</sup>. “ (SILVA, 2010. P.15). As figuras 9 e 10 detalham o canal de captação junto ao Rio Parnaíba.

Figura 9 – Vista aérea do canal de captação em estudo.



Fonte: Relatório de Avaliação Preliminar de Dragagem. (SILVA, F.O.E. Da. 2010)

Figura 10 – Vista frontal do canal de captação em estudo.



Fonte: Relatório de Avaliação Preliminar de Dragagem. (SILVA, F.O.E. Da. 2010).

## 5. METODOLOGIA

### 5.1. Coleta de dados

Os dados necessários, vazões ( $m^3/s$ ) e área de drenagem da bacia ( $km^2$ ) para cada estação fluviométrica, foram obtidos do site oficial da Agência Nacional de Águas (ANA) através da interface Hidroweb que é um banco de dados de estações pluviométricas e fluviométricas sobre administração do órgão.

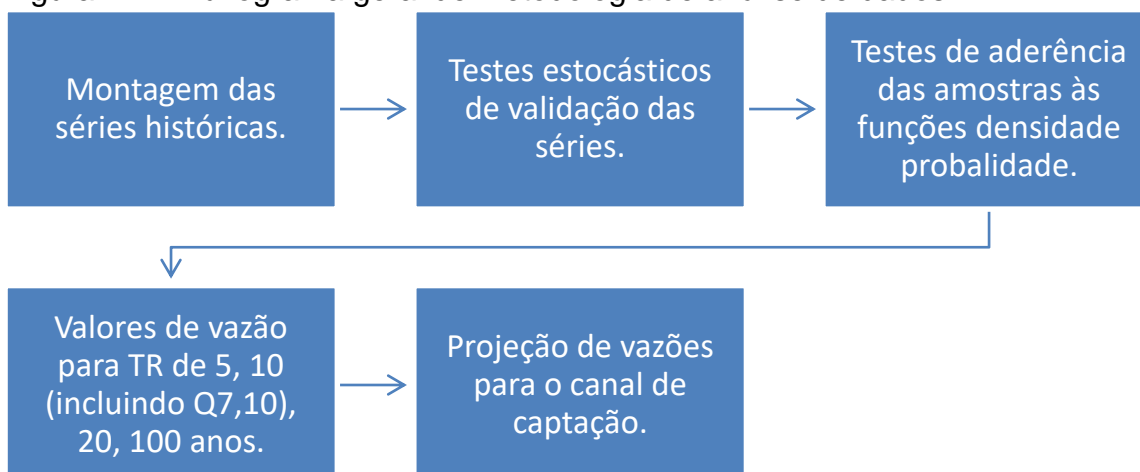
Os arquivos são disponibilizados no formato Microsoft Access e texto simples (.txt). Estes dados podem ser importados pelo software Excel e pelo software RH4 para posterior organização e análise dos mesmos. As séries históricas disponibilizadas chegam a datar da década de 50, porém para esta análise é necessário que todas as séries temporais tenham o mesmo intervalo.

### 5.2. Análise de dados

Primeiramente, os dados foram ser organizados de modo a formar séries anuais de vazões médias, máximas e mínimas. Porém, a série de vazões mínimas será elaborada de acordo com o conceito de Q7.

Em seguida, os parâmetros estatísticos básicos e a curva de permanência das vazões médias e máximas são obtidos através da ferramenta suplementar do Excel “Análise de Dados – Análise Descritiva e Histograma”. Esta ferramenta fornece praticamente todos os momentos e coeficientes necessários para prosseguir com a análise. A figura 11 resume em um fluxograma o procedimento de análise dos dados.

Figura 11 – Fluxograma geral de metodologia de análise de dados.



Fonte: Elaborado pelo autor.



Iniciaram-se então os estudos estocásticos para validar os dados apresentados. Foram verificados os testes de outlier, independência e estacionariedade.

O teste de outlier foi utilizado com uso da tabela fornecida pelo Bulletin #17B (1982), referência na análise de dados hidrológicos.

O teste de independência e estacionariedade, de Wald-Wolfowitz (1943), foi feito para uma significância de 5%.

Para dar prosseguimento à análise, as amostras dos postos fluviométricos deviam ser aprovadas nestes testes para comprovar a confiabilidade da coleta de dados realizada pela ANA.

Para elencar as curvas de densidade de probabilidade mais prováveis de representar a variável trabalhada, foi necessário utilizar os coeficientes de curtose e de assimetria, já obtidos na análise descritiva, para escolher no mínimo duas curvas probabilísticas. Estes dados foram plotados junto com as diversas curvas do diagrama de relações entre momentos (*MRD*), método proposto por Rao e Hamed (2000).

Em seguida, após elencar duas curvas de probabilidade testa-se a aderência de ambas à amostra pelo teste Qui-Quadrado ( $X^2$ ) e escolher-se-á a função de probabilidade que passar no teste ou a que apresentar o menor valor de  $X^2$ , caso ambas passem, para um nível de confiança de 95%.

Após escolhida a função densidade de probabilidade (*fdp*), de forma independente para cada ponto, projetar-se-á vazões para probabilidades de ocorrência de 80%, 90%, 95% e 99% em ambos os postos, para que se possa relacionar estes dados com as áreas de drenagem das bacias hidrográficas. Destas razões, foram estimadas as vazões para estas mesmas probabilidades de ocorrência no canal de captação de água da zona de irrigação de Tabuleiros Litorâneos.

A estimativa consiste em relacionar a vazão incremental e área de drenagem incremental da bacia entre os postos, após isso parte-se da premissa de que esta relação se mantém para o restante do rio. A premissa também será analisada quanto a sua aplicabilidade em todos os casos.

Já para a análise e projeção das vazões mínimas foi utilizado o valor de "Q7,10" da amostra de Luzilândia. O procedimento de análise foi o mesmo das vazões médias. Utilizou-se o teste Qui-Quadrado para determinar qual das curvas

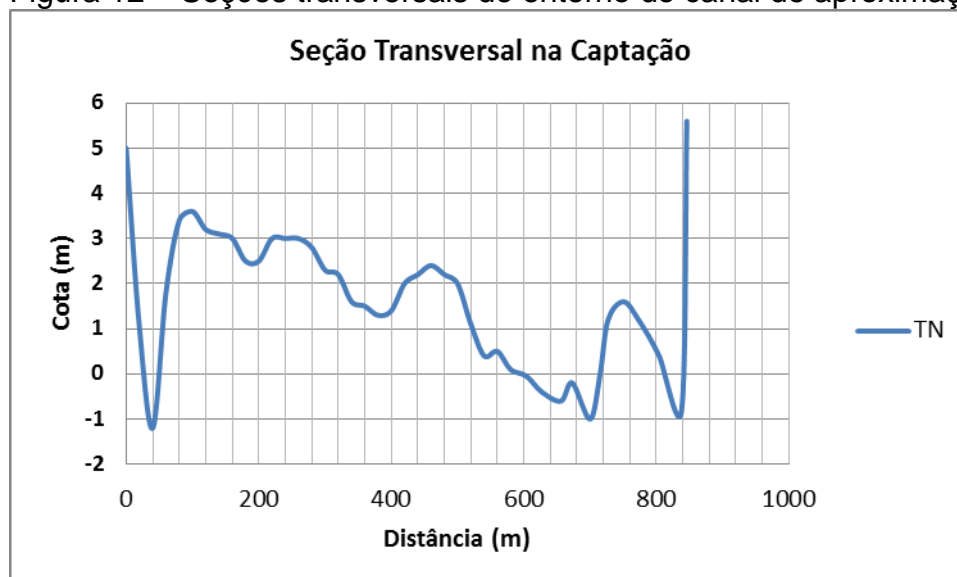
pré-selecionadas (Gumbel e Weibull) melhor representava a amostra em análise. As curvas pré-selecionadas seguiram a recomendação do Manual Eletrobrás (2000). Porém, a distribuição de Weibull foi substituída pela distribuição Logarítmica de Gauss, pois distribuição de Weibull não tem sua função inversa no Microsoft Excel e seus parâmetros de cálculo são demasiadamente complexos, o que dificultava o teste de aderência qui-quadrado. Não houve prejuízo para a análise com essa troca. Premissas e justificativas serão expostas nos resultados. Em seguida deu-se prosseguimento a análise.

A modelagem hidrodinâmica foi feita por importação de dados para o software de modelagem HEC-RAS 4.1. Estas importações podem ser de forma direta, inserindo dados requisitados diretamente no software, ou de forma indireta, inserindo dados já inseridos em um programa de compilação intermediário. Os dados topográficos e hidráulicos foram importados de forma indireta através de softwares de SIG e os demais dados foram inseridos ou obtidos diretamente no HEC-RAS.

Segundo o Manual do Usuário do HEC-RAS 4.1 (User's Manual of HEC-RAS 4.1, 2010) alguns dos dados geométricos importados, são:

- a) Coordenadas planas, eixo X representando estações de identificação e eixo Y representando elevações, das linhas de contorno das seções transversais do rio, como mostra a figura 12;

Figura 12 – Seções transversais do entorno do canal de aproximação.



Fonte: Adaptado pelo autor.

- b) Coordenadas espaciais da superfície do rio ao longo do trecho;
- c) Áreas de fluxo inexpressivo;
- d) Perfil longitudinal completo ao longo do rio (modelo discreto).

Todos estes dados foram fornecidos pelo professor orientador deste trabalho, a análise reduz-se a um trecho de 1 km à montante do canal de captação.

As condições de contorno das simulações no HEC-RAS foram:

- a) Emprego de três seções transversais semelhantes e equidistantes em 500m, sendo a primeira no canal (seção 0) e a última um quilometro à montante (seção 1000);
- b) Declividade intersecções de 0,000166 m/m;
- c) Condição de contorno da seção do canal dada pela profundidade normal com emprego da equação de Manning para  $n = 0,020$ ;
- d) Vazões de entrada obtidas através de projeções por inferência estatística calculadas neste trabalho.
- e) Escoamento foi simulado em modelo subcrítico, como é comum em canais de drenagem natural.

## 6. RESULTADOS OBTIDOS

As séries históricas foram definidas entre janeiro de 1982 e dezembro de 2014 para as duas estações fluviométricas. Algumas dessas tinham séries maiores, porém para avaliar a correlação entre os postos deve-se adotar um intervalo temporal comum a todas as séries. Os dados fornecidos pela ANA eram diários o que resulta em uma amostra de aproximadamente doze mil observações por posto fluviométrico. Para as análises deste trabalho as séries foram reduzidas para 33 observações anuais de vazões médias e máximas. De forma similar, a série de vazões mínimas foi obtida pela média móvel dos sete dias mais secos de cada ano (conceito Q7).

### 6.1. Posto Fluviométrico de Luzilândia

O apêndice A resume valores de vazões médias, mínimas e máximas anuais. Os dados foram analisados descritivamente, obtendo-se todos os parâmetros estatísticos necessários para a proposta do trabalho. A tabela 3 resume os parâmetros obtidos para os postos fluviométricos em estudo.

Tabela 3 – Parâmetros estatísticos resumidos, posto de Luzilândia.

Vazões Médias (m <sup>3</sup> /s)		Vazões Máximas (m <sup>3</sup> /s)		Vazões Mínimas (m <sup>3</sup> /s)	
Média	694,12	Média	2.580,67	Média	299,89
Erro padrão	40,74	Erro padrão	204,29	Erro padrão	5,34
Mediana	631,29	Mediana	2.303,40	Mediana	302,83
Desvio padrão	234,02	Desvio padrão	1.173,53	Desvio padrão	30,67
Variância da amostra	54.763,38	Variância da amostra	1.377.181,24	Variância da amostra	940,73
Curtose	5,48	Curtose	0,66	Curtose	-0,06
Assimetria	1,84	Assimetria	0,91	Assimetria	-0,27
Intervalo	1.184,13	Intervalo	4.913,41	Intervalo	128,20
Mínimo	403,14	Mínimo	961,51	Mínimo	232,55
Máximo	1.587,27	Máximo	5.874,92	Máximo	360,75
Contagem	33	Contagem	33	Contagem	33

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estudos estocásticos realizados foram resumidos a seguir:  
O resultado para o teste de Outlier está na tabela 4.

Tabela 4 – Resultados do teste de Outlier, em m<sup>3</sup>/s.

Teste do Bulletin #17B USGS		
	Vazões Médias	Vazões Máximas
xH = média + Kn*DesvPad		
Kn=	2,604	2,604
Média (exclui zero flow events)	5,70	7,76
Desvio Padrão(exclui zero flow events)	0,30	0,46
XH = média + Kn*DesvPad	X	8,95
XL = média - Kn*DesvPad	5,43	X
Outlier = exp(xH) (SUPERIOR)	X	7.694,38
Outlier = exp(xL) (INFERIOR)	227,03	X

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com isso, pode-se averiguar que a série de vazões máximas não possui nenhum valor extremo (High Outlier). Visto que o maior valor de vazão registrado no conjunto de dados foi de 5.874,92 m<sup>3</sup>/s referente ao ano de 1985. Quanto ao limite inferior, também foi verificado que as vazões mínimas não constituem nenhum valor extremamente baixo (Low Outlier), pois a menor vazão da série registrada foi de 232,55 m<sup>3</sup>/s referente ao ano de 2013.

Para o teste de independência de Wald-Wolfowitz (1943):

Tabela 5 – Teste estocástico de Wald-Wolfowitz, posto de Luzilândia.

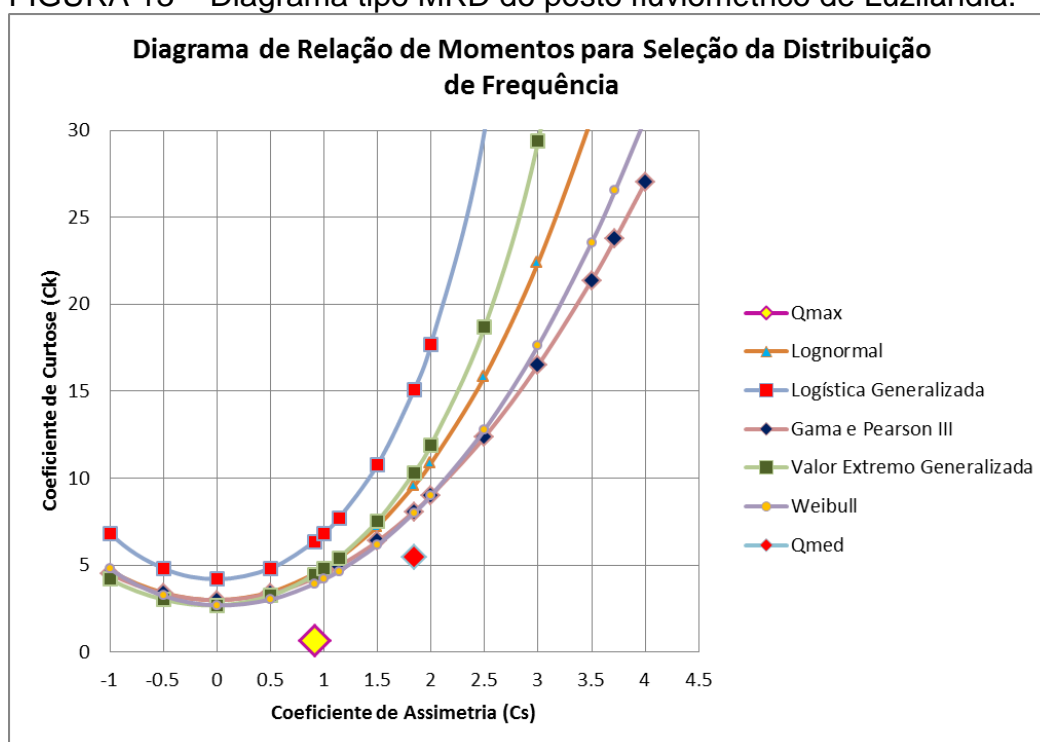
	Vazões Médias	Vazões Máximas
R	1,64 * 10 <sup>7</sup>	2,28 * 10 <sup>8</sup>
R médio	1,63 * 10 <sup>7</sup>	2,25 * 10 <sup>8</sup>
Variância R	6,86 * 10 <sup>12</sup>	1,05 * 10 <sup>15</sup>
u	0,0210	0,0873
u crítico	±1,96	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Conclui-se que os valores de escore u estão dentro o limite estabelecido para 95% de confiança (ou 5% de significância) no teste de normalidade. Logo, a amostra é independente, pois seus dados não são correlacionados entre si.

Prosseguindo a análise observa-se agora o diagrama da razão de momentos (MRD) para amostras com coeficiente de curtose inferior a quarenta ( $C_k < 40$ ) que é proposto por Rao e Hamed (2000). Após serem plotados os coeficientes (de curtose e assimetria) das amostras neste diagrama, representado pela figura 13, opta-se por selecionar duas distribuições comumente usadas em problemas hidrológicos e que estão bem próximas da coordenada da amostra de vazões médias, são elas a distribuição logarítmica de Gauss (Log Normal) e a distribuição de Gama.

FIGURA 13 – Diagrama tipo MRD do posto fluviométrico de Luzilândia.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, dar-se início ao teste de aderência para as fdps pré-selecionadas. Os resultados do teste Qui-Quadrado seguem na tabela 6.

Tabela 6 – Teste Qui-Quadrado para posto fluviométrico de Luzilândia.

Vazões Médias	$X^2$	$X^2$ crítico
GAMA	7,33	15,51
LOG NORMAL	9,00	
Vazões Máximas	$X^2$	$X^2$ crítico
GAMA	9,00	15,51
LOG NORMAL	10,67	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se então considerar que a melhor fdp para representar as vazões do posto fluviométrico de Luzilândia é a distribuição probabilística GAMA.

Por fim, o apêndice B expõe as probabilidades de ocorrência para as vazões de cada ano da série analisada. Foram destacados em vermelho os parâmetros necessários para o cálculo do teste Qui Quadrado e a cheia histórica de 1985, com um período de retorno de aproximadamente 909 anos para as vazões médias anuais.

Foi realizado o teste de aderência Qui Quadrado para verificar se a distribuição de vazões Q7 podia ser representada pela distribuição probabilista de Gumbel e Normal logarítmica, averiguando ainda qual seria a curva mais adequada (com menor escore  $X^2$ ). A tabela 7 expõe o teste descrito acima.

**Tabela 7 – Teste Qui-Quadrado para vazões Q7 de Luzilândia.**

Vazões Mínimas (Q7)	$X^2$	$X^2$ crítico
GUMBEL	9,33	15,51
LOG NORMAL	10,67	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base no teste, considerou-se que a série de vazões Q7 pode ser representada mais fielmente pela distribuição de Gumbel. Logo, a vazão para um período de retorno de 10 anos (90% de probabilidade de ocorrência) é de 339,90 m<sup>3</sup>/s, como mostra a tabela 8.

**TABELA 8 – Parâmetro Q7,10 para posto de Luzilândia.**

Q7,10	Prob. Ocorrência	Q (m <sup>3</sup> /s)
Gumbel	90%	339,90

FONTE: Elaborado pelo autor.

## 6.2. Posto Fluviométrico de Teresina

O apêndice C resume valores de vazões médias, mínimas e máximas anuais. Os dados foram analisados descritivamente, obtendo-se todos os parâmetros estatísticos necessários para a proposta do trabalho. A tabela 9 resume os parâmetros obtidos para os postos fluviométricos em estudo.

Tabela 9 – Parâmetros estatísticos resumidos em m<sup>3</sup>/s, posto de Teresina.

Vazões Médias (m <sup>3</sup> /s)		Vazões Máximas (m <sup>3</sup> /s)		Vazões Mínimas (m <sup>3</sup> /s)	
Média	587,48	Média	2.429,65	Média	303,04
Erro padrão	26,76	Erro padrão	208,57	Erro padrão	5,38
Mediana	580,07	Mediana	2.403,44	Mediana	302,50
Desvio padrão	153,73	Desvio padrão	1.198,14	Desvio padrão	30,88
Variância da amostra	23.632,83	Variância da amostra	1.435.533,72	Variância da amostra	953,84
Curtose	5,47	Curtose	0,29	Curtose	-0,89
Assimetria	1,82	Assimetria	0,89	Assimetria	0,35
Intervalo	784,27	Intervalo	4.761,87	Intervalo	115,12
Mínimo	387,81	Mínimo	797,09	Mínimo	252,18
Máximo	1.171,59	Máximo	5.558,95	Máximo	367,30
Contagem	33	Contagem	33	Contagem	33

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os estudos estocásticos realizados foram resumidos a seguir.

O resultado para o teste de Outlier está na tabela 10:

Tabela 10 – Resultados do teste de Outlier.

Teste do Bulletin #17B USGS		
	Vazões Médias	Vazões Máximas
xH = média + Kn*DesvPad		
Kn=	2,604	2,604
Média (exclui zero flow events)	5,71	7,68
Desvio Padrão(exclui zero flow events)	0,10	0,50
XH = média + Kn*DesvPad	X	8,98
XL = média - Kn*DesvPad		
Outlier = exp(xH) (SUPERIOR)	X	7.952,16
Outlier = exp(xL) (INFERIOR)	231,79	X

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com isso, pode-se averiguar que a série de vazões máximas não possui nenhum valor extremo (outlier). Visto que o maior valor de vazão registrado no conjunto de dados foi de 5.558,95 m<sup>3</sup>/s referente ao ano de 1985. Quanto ao limite inferior, também foi verificado que as vazões mínimas não constituem nenhum valor



extremamente baixo (Low Outlier), pois a menor vazão da série registrada foi de 252,18 m<sup>3</sup>/s referente ao ano de 1983.

Para o teste de independência de Wald-Wolfowitz (1943):

Tabela 11 – Teste estocástico de Wald-Wolfowitz, posto de Teresina.

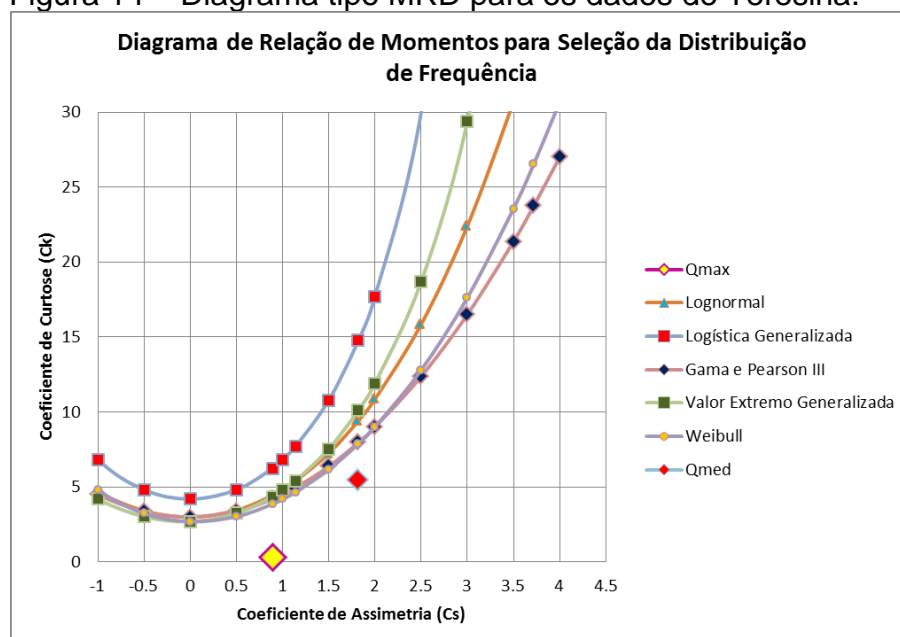
	Vazões Médias	Vazões Máximas
R	$1,16 * 10^7$	$1,92 * 10^8$
R médio	$1,17 * 10^7$	$1,99 * 10^8$
Variância R	$3,87 * 10^{12}$	$7,55 * 10^{14}$
u	0,0705	0,2774
u crítico	$\pm 1,96$	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Conclui-se que os valores de escore u estão dentro o limite estabelecido para 95% de confiança (ou 5% de significância) no teste de normalidade. Logo, a amostra é independente, pois seus dados não são correlacionados entre si.

Prosseguindo a análise observa-se agora o diagrama da razão de momentos (MRD) para amostras com coeficiente de curtose inferior a quarenta ( $C_k < 40$ ) que é proposto por Rao e Hamed (2000). Após plotarmos os coeficientes (de curtose e assimetria) das amostras neste diagrama, representado pela figura 14, opta-se por selecionar duas distribuições comumente usadas em problemas hidrológicos, e que estão bem próximas da coordenada da amostra de vazões médias, são elas a distribuição logarítmica de Gauss (Log Normal) e a distribuição de Gama.

Figura 14 – Diagrama tipo MRD para os dados de Teresina.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim, dar-se início ao teste de aderência para as fdps pré-selecionadas. Os resultados do teste Qui-Quadrado seguem na tabela 12.

Tabela 12 – Teste Qui-Quadrado para os dados de Teresina.

Vazões Médias	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup> crítico
GAMA	14,67	15,51
LOG NORMAL	10,33	
Vazões Máximas	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup> crítico
GAMA	15,33	15,51
LOG NORMAL	12,00	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se então considerar que a melhor fdp para representar as vazões do posto fluviométrico de Teresina (CHESF) é a distribuição probabilística logarítmica de Gauss (Log-Normal).

Foi realizado o teste de aderência Qui Quadrado para verificar se a distribuição de vazões Q7 podia ser representada pela distribuição probabilística de Gumbel e Normal logarítmica, averiguando ainda qual seria a curva mais adequada (com menor escore X<sup>2</sup>). A tabela 13 expõe o teste descrito acima.

Tabela 13 – Teste Qui-Quadrado para vazões Q7 de Teresina.

Vazões Mínimas (Q7)	X <sup>2</sup>	X <sup>2</sup> crítico
GUMBEL	8,00	15,51
LOG NORMAL	4,67	

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base no teste, considerou-se que a série de vazões Q7 pode ser representada mais fielmente pela distribuição Logarítmica de Gauss. Logo, a vazão para um período de retorno de 10 anos (90% de probabilidade de ocorrência) é de 343,20 m<sup>3</sup>/s, como mostra a tabela 14.

Tabela 14 – Parâmetro Q7,10 para posto de Teresina.

Q7,10	Prob. Ocorrência	Q (m <sup>3</sup> /s)
LOG NORMAL	90%	343,20

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 6.3. Comparações e projeções

Os dados obtidos foram comparados para que fosse possível elaborar os pareceres a respeito da análise feita.

#### 6.3.1. Vazões Máximas

Observou-se para as vazões máximas que o município de Teresina,

apesar de possuir menor área de drenagem da bacia do Parnaíba, obtém valores superiores aos de Luzilândia para probabilidades de ocorrência maiores do que aproximadamente 92%.

Como esta análise considera as probabilidades de 80%, 90%, 95% e 99% para as projeções, observar-se-á uma inconsistência na modelagem para os períodos de retorno de 20 e 100 anos. A tabela 15 resume o ocorrido.

Tabela 15 – Resumo das projeções de vazões máximas em m<sup>3</sup>/s.

TR (anos)	Prob. Ocorrência	Teresina	Luzilândia	Incremento
5	80%	3.291,81	3.481,90	190,09
10	90%	4.102,55	4.152,12	49,57
20	95%	4.920,58	4.763,85	-156,74
100	99%	6.920,51	6.058,53	-861,98

Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo, optou-se por não realizar a modelagem hidrodinâmica com estas vazões máximas projetadas. Pois há uma descontinuidade no método de projeção proposto.

A premissa considerada não era aplicável a este caso, muito provavelmente pelo fato de que as águas da cheia na cidade de Teresina escoam consideravelmente mais para o Rio Parnaíba do que na cidade de Luzilândia, visto que Teresina é bem mais urbanizada e com uma drenagem ineficiente, o que resultou em enchentes e alagamentos que cedo ou tarde escoam para o canal natural de drenagem, ampliando a vazão medida no posto fluviométrico. Ademais, Teresina situa-se no encontro do Rio Parnaíba com o Rio Poti o que pode potencializar alagamentos e o aumento da seção molhada do rio no posto Fluviométrico.

Por fim, o apêndice D expõe as probabilidades de ocorrência para as vazões de cada ano da série analisada. Destacando os parâmetros necessários para o cálculo e a cheia histórica de 1985, com um período de retorno de aproximadamente 909 anos para as vazões médias anuais.

### **6.3.2. Vazões Mínimas**

Para a análise das vazões mínimas pode-se considerar a premissa de que as precipitações para o período de estiagem no Nordeste pouco ou nada incrementam a vazão da calha natural de drenagem, visto que os outros caminhos

do ciclo hidrológico (infiltração no solo, evapotranspiração e etc) absorvem praticamente toda a água precipitada, logo se espera que as vazões não aumentem no rio com o aumento da área de drenagem da bacia. Ademais, correto seria considerar seu decréscimo devido aos diversos usos, porém este trabalho não contém dados necessários para poder realizar esta projeção ao longo do Rio Parnaíba.

Pondera-se também a situação específica do posto fluviométrico de Teresina que além de ser uma região mais urbanizada está sobre influência direta do Rio Poti que, embora seja consideravelmente menor, não deixa de conseguir alterar os valores de vazão no Rio Parnaíba à montante da união desses dois rios, mesmo que momentaneamente.

E por fim, consideram-se também os possíveis erros de medição na coleta dos dados, pois a averiguação destes dados de vazão é demasiadamente complicada em grandes rios, visto que erros de leitura da ordem de um centímetro podem alterar a vazão consideravelmente, porém estes erros de leitura não comprometem a análise, segundo os estudos estocásticos realizados, mas apenas limitam-na.

Então adotar-se-á a aproximação da vazão Q7,10 de posto de Luzilândia como sendo a vazão mínima projetada para o canal de captação.

A tabela 16 expõe resumidamente os valores que foram considerados para a projeção. A vazão projetada para o canal de captação é de 339,90 m<sup>3</sup>/s. Pode-se observar que a vazão mínima média em Teresina para um período de retorno de 10 anos, que é 343,20 m<sup>3</sup>/s, está muito próxima da vazão regularizada pela UHE de Boa Esperança (de aproximadamente 352 m<sup>3</sup>/s) em Guadalupe, 80 km à montante de Teresina, segundo o Plano Estadual de Recursos Hídricos do Piauí – Tomo II (RTP3 - Tomo II – PERH/PI). O que corrobora a análise dos dados provenientes da ANA.

Tabela 16 – Resumo da projeção para vazões mínimas em m<sup>3</sup>/s.

Vazão projetada	Teresina	Luzilândia	Canal de captação
Q7,10	343,20	339,90	339,90

Fonte: Elaborado pelo autor.

### 6.3.3. Vazões Médias

A projeção das vazões médias para o canal de captação do perímetro irrigado em estudo foi feita relacionando vazões incrementais e área de drenagem incremental, como já citado neste trabalho. A tabela 17 expõe as áreas de drenagem da bacia hidrográfica do Parnaíba para os postos de Luzilândia e Teresina, obtidas na plataforma HidroWeb (ANA), e para o canal de captação, segundo Silva 2010, no relatório de avaliação preliminar sobre a dragagem do rio Parnaíba na entrada do canal de captação.

Tabela 17 – Áreas de drenagem dos pontos de interesse da Bacia Hidrográfica do Parnaíba em km<sup>2</sup>.

Teresina	Incremento	Luzilândia	Incremento	Tabuleiros Litorâneos
237.000,00	61.000,00	298.000,00	27.928,69	325.928,69

Fonte: Elaborado pelo autor.

E a tabela 18 resume os cálculos efetuados com base nessas áreas incrementais expostas acima.

Tabela 18 – Cálculo da vazão média projetada para o canal de captação em m<sup>3</sup>/s.

Probabilidade de ocorrência	Vazões médias		Incremento de vazão	Incremento específico (m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> )	Vazão projetada
	Teresina	Luzilândia			
80%	695,66	879,58	183,92	0,00302	963,79
90%	771,24	1.005,80	234,56	0,00385	1.113,19
95%	839,82	1.118,43	278,61	0,00457	1.245,99
99%	985,32	1.350,78	365,46	0,00599	1.518,11

FONTE: Elaborado pelo autor.

Estes dados de vazão foram utilizados para a modelagem hidrodinâmica a seguir.

## 6.4. MODELAGEM HIDRODINÂMICA

Os dados de entradas da modelagem são:

- Declividade de 0,0001666 m/m do trecho de 1 km a ser estudado à montante do canal.
- Este trecho é dividido em 3 seções, nomeadas seção 0 (no canal), seção 500 (500 metros à montante) e seção 1000 (1000 metros à montante).
- Desenhos geométrico das 3 seções supracitadas.

- d) Vazões projetadas para a região do canal de captação. Como já citado anteriormente, apenas vazões médias e mínimas em estudo. Segundo as premissas consideradas.
- e) Coeficiente de Manning  $n = 0,020$  para todas as seções.
- f) Regime subcrítico de escoamento.

A modelagem computacional para cada seção é resumida na figura 15 e a seção transversal do canal (seção 0) com o nível d'água é ilustrada no apêndice E.

Figura 15 – Níveis d'água das seções modeladas para vazões mínimas.

HEC-RAS Plan: Vazões Mínimas River: Parnaíba Reach: Captacao Profile: Q7.10												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Captacao	1000	Q7.10	339.90	-1.20	1.50		1.53	0.000165	0.72	474.85	402.22	0.21
Captacao	500	Q7.10	339.90	-1.28	1.42		1.44	0.000165	0.72	475.05	402.41	0.21
Captacao	0	Q7.10	339.90	-1.36	1.33	0.18	1.36	0.000167	0.72	472.56	400.58	0.21

Fonte: HEC-RAS. Elaborado pelo autor.

Pode-se averiguar que o nível do nível d'água na seção do canal de captação é de 1,33 metros e que o canal foi projetado para um nível d'água mínimo de 1,74 metros, segundo o Detalhamento do Projeto Básico das Obras de Captação e Adução do Projeto de Irrigação dos Tabuleiros Litorâneos de Parnaíba, em atendimento ao contrato firmado para tanto entre o DNOCS e o Consórcio Magna/Gersar.

A modelagem computacional para cada seção é resumida na figura 16 e a seção transversal do canal (seção 0) com o nível d'água é ilustrada no apêndice F.

Figura 16 – Níveis d'água das seções modeladas para vazões médias.

HEC-RAS Plan: Vazoes Medias TLP River: Parnaíba Reach: Captacao												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m <sup>3</sup> /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Top Width (m)	Froude # Chl
Captacao	1000	80%	963.79	-1.20	2.65		2.69	0.000165	0.90	1074.22	647.49	0.22
Captacao	1000	90%	1113.79	-1.20	2.83		2.87	0.000165	0.94	1189.95	673.49	0.22
Captacao	1000	95%	1245.99	-1.20	2.98		3.03	0.000165	0.96	1295.36	703.88	0.23
Captacao	1000	99%	1518.11	-1.20	3.29		3.34	0.000165	0.99	1533.48	797.60	0.23
Captacao	500	80%	963.79	-1.28	2.57		2.61	0.000164	0.90	1074.70	647.60	0.22
Captacao	500	90%	1113.79	-1.28	2.75		2.79	0.000165	0.94	1190.39	673.63	0.22
Captacao	500	95%	1245.99	-1.28	2.90		2.95	0.000165	0.96	1295.81	704.05	0.23
Captacao	500	99%	1518.11	-1.28	3.21		3.26	0.000164	0.99	1534.10	797.66	0.23
Captacao	0	80%	963.79	-1.36	2.49	0.82	2.53	0.000166	0.90	1070.88	646.78	0.22
Captacao	0	90%	1113.79	-1.36	2.66	0.93	2.71	0.000166	0.94	1186.40	672.44	0.23
Captacao	0	95%	1245.99	-1.36	2.82	1.03	2.86	0.000166	0.96	1291.62	702.83	0.23
Captacao	0	99%	1518.11	-1.36	3.12	1.26	3.17	0.000166	0.99	1529.38	797.25	0.23

Fonte: HEC-RAS. Elaborado pelo autor.

Pode-se averiguar que o nível da coluna d'água na seção do canal de captação varia de 2,49 metros (TR = 5 anos) a 3,12 metros (TR = 100 anos). A velocidade do escoamento e seu *número de Froude* confirmam um escoamento subcrítico, com um tirante crítico para cada probabilidade de ocorrência, o que caracteriza uma zona fluvial como de fato ela o é.

Segundo o Detalhamento do Projeto Básico das Obras de Captação e Adução do Projeto de Irrigação dos Tabuleiros Litorâneos de Parnaíba, em atendimento ao contrato firmado para tanto entre o DNOCS e o Consórcio Magna/Gersar., o nível d'água médio para um período de retorno de 100 anos é de 3,34 metros.

## 7. Conclusões e Considerações Finais

Os modelos propostos no trabalho, desde os estudos estocásticos até a modelagem hidrodinâmica realizada, mostraram-se satisfatórios, pois os resultados obtidos estão próximos do projeto original do canal de captação para Tabuleiros Litorâneos.

Os dados fornecidos pela Agencia Nacional de Águas são razoavelmente precisos e bem coletados, porém escassos, visto que apenas os postos de Luzilândia e Teresina, dentre as nove estações entre Teresina e Volta do Machado (último posto à montante do canal). Esta afirmação foi corroborada pelos estudos estocásticos realizados neste trabalho.

O método MRD (Diagrama das Razoes entre Momentos) adotado neste trabalho mostrou-se aplicável para uma filtragem das curvas probabilísticas trabalháveis neste contexto. Optou-se por realizar apenas um teste de aderência visto que os resultados obtidos já eram esperados, conforme citou o professor orientador deste trabalho com base em sua experiência prática.

A proposta inicial de análise foi parcialmente atendida, visto que parte da modelagem foi comprometida por conta dos dados e das suposições associadas às inconsistências. Em resumo, foi possível averiguar que, após o enquadramento das vazões máximas anuais dos dois postos fluviométricos, as medições dos postos são influenciadas por fatores externos à bacia hidrográfica, como grau de urbanização elevado e a chegada de vazão de outra bacia hidrográfica (Rio Poti) que influenciaram os dados advindos do posto de Teresina.

As vazões médias projetadas para o canal de captação foram estimadas também em duas seções à montante, com quatro probabilidades de ocorrência, apenas para se observar a consistência dos resultados da modelagem, o que foi prontamente atendido. Em termos comparativos, pode-se observar que os tirantes d'água obtidos na modelagem (para um TR de 100 anos) estão abaixo dos tirantes considerados no projeto inicial (também projetado para um TR de 100 anos), logo a necessidade de obras de intervenção está mais uma vez confirmada por este trabalho. A diferença de nível, aproximadamente 22 cm, porém é menor do que para as situações de estiagem como está exposto a seguir.

Para o comparativo das vazões de estiagem os resultados se repetiram, o nível mínimo de água na seção de captação, obtido através da vazão de estiagem



Q7,10 está aproximadamente 41 centímetros abaixo do nível mínimo calculado no projeto de inicial. Vale destacar também um indicativo da precisão obtido nesta análise que é a vazão regularizada da UHE de Boa Esperança, definida para controle de enchentes das cidades de Flores e Teresina, que está próxima da vazão calculada neste trabalho com dados da ANA, para um TR de 10 anos a diferença percentual foi próxima de 2,5%.

Dado isto, pode-se corroborar as recomendações feitas por Silva, 2010. Tais recomendações apontavam a necessidade de obra de engenharia para aperfeiçoar a utilização do canal de aproximação, refutando propostas anteriores. Este documento foi base para o início dos estudos que culminaram neste trabalho.

O fato de que os níveis d'água estão abaixo do que foi considerado no projeto original reforça a tese de que a região do canal vem assoreando-se ao longo dos anos. Portanto, deve-se considerar então que esta região realmente necessita de um projeto de intervenção deste processo de assoreamento constatado, visto que a situação está se mostrando insatisfatória. Isto foi confirmado através de estudos sucessivos em diferentes graus de complexidade. Vale ressaltar que o trabalho foi realizado com dados recentes (série de dados até 2014 e dados geométricos de 2010), mas não atuais.

Recomenda-se assim a realização de novos levantamentos topobatimétricos nas proximidades do canal de captação para que as condições atuais do canal possam ser estudadas e que a partir disso se inicie o monitoramento e controle do assoreamento da região para aperfeiçoar a captação de água para o projeto de irrigação de Tabuleiros Litorâneos.

Para trabalhos futuros pode-se recomendar o estudo sobre a influência do Rio Poti nas vazões do Rio Parnaíba e vice-versa, a regionalização das bacias do Piauí e proximidades, a atualização dos dados deste projeto de graduação (série histórica mais atual, e novos dados físicos do entorno do canal).

## 8. Referências bibliográficas

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. 4ª ed. 2006. EESC- USP.

**River Analysis System User's Manual**, Version 4.1. US Army Corps of Engineers, Institute for Water Resources, Hydrologic Engineering Center. 2010.

MAGALHÃES, Paulo Canedo de et al. **Engenharia Hidrológica**. 1989. ABRH.

MORICE, P.B. **Engineering Hydrology**. 1972. University of Southampton.

WILSON, E.M. **Engineering Hydrology**. 4<sup>th</sup> ed. 1990. University of Salford.

Agência Nacional de Águas (Brasil), **Medição de descarga líquida em grandes rios: manual técnico**, 2ª ed. 2014. Brasília: ANA.

**Guidelines for determining Flood Flow Frequency**. Bulletin #17B of the Hydrology Subcommittee. 1982. US Geological Survey (USGS).

PAULO, Robélia G. F. De. **Ferramentas para a determinação de vazões ecológicas em trechos de vazão reduzida**. 2007. UFMG.

**Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas**. 2000. Anexo 1 – Programas e exemplos de hidrologia. Eletrobrás.

RAO, A. Ramachandra and HAMED, Khaled H. **Flood Frequency Analysis**. 2000. Cairo University.

TUCCI, Carlos E.M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 2009. UFRGS editora. Porto Alegre.

**Plano Estadual de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte (PERH-RN).** 2012. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte (SEMARH-RN).

CAMPOS, José Nilson B. **Lições em modelos e simulação hidrológica.** 2009. ASTEF / Fortaleza.

Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS). **Projeto Básico das Obras de Captação e Adução do Projeto de Irrigação dos Tabuleiros Litorâneos de Parnaíba.** Consórcio Magna/Gersar/BRL. 1997.

Silva, F. O. E. Da. **Relatório de avaliação preliminar sobre a entrada do canal de aproximação do Rio Parnaíba para captação de água do Projeto de Irrigação de Tabuleiros Litorâneos – Pi.** 2010.

**Plano Estadual de Recursos Hídricos do Piauí (PERH-PI).** 2009. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos do Piauí (SEMAR-PI).

## APÊNDICE A – SÉRIE HISTÓRICA DE VAZÕES ANUAIS PARA LUZILÂNDIA.

Código da estação: 34879500			
Série histórica: 1982 até 2014			
Posto fluviométrico de Luzilândia - Vazões (m <sup>3</sup> /s)			
Ano	Média Anual	Máxima Anual	Mínima Anual
1982	586,48	1.679,80	304,27
1983	527,25	1.936,15	289,60
1984	773,13	2.996,02	298,55
1985	1.587,27	5.874,92	360,75
1986	1.062,20	3.459,41	278,95
1987	597,36	2.459,23	289,11
1988	775,79	3.133,53	318,13
1989	972,69	3.386,74	270,98
1990	595,08	2.346,17	271,96
1991	614,97	2.277,92	304,17
1992	541,74	1.884,50	276,39
1993	422,86	994,08	291,26
1994	666,63	1.967,50	329,73
1995	856,16	3.469,85	336,75
1996	749,11	2.521,20	317,45
1997	687,39	3.015,48	308,90
1998	403,14	1.090,67	255,58
1999	582,16	1.843,79	302,88
2000	834,49	2.786,18	294,52
2001	588,26	1.607,87	302,83
2002	704,51	3.944,95	318,48
2003	631,29	2.227,40	339,58
2004	924,55	4.974,04	328,58
2005	594,19	1.975,38	295,52
2006	787,25	3.501,28	338,57
2007	568,75	2.303,40	306,19
2008	834,20	4.079,81	328,59
2009	955,26	4.379,78	347,22
2010	481,12	1.523,63	284,78
2011	654,41	1.760,75	277,98
2012	413,18	961,51	233,12
2013	467,32	1.650,84	232,55
2014	465,68	1.148,42	262,31

**APÊNDICE B – PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DA SÉRIE HISTÓRICA DE LUZILÂNDIA, SEGUNDO A DISTRIBUIÇÃO GAMA-2P.**

Ano	Vazões Médias (m <sup>3</sup> /s)	Dist.Gama	Vazões Máximas (m <sup>3</sup> /s)	Dist.Gama	Gama	QMéd	QMáx
1982	586,48	35,50%	1.679,80	23,45%	α	8,80	4,84
1983	527,25	25,31%	1.936,15	32,73%	β	78,90	533,65
1984	773,13	66,90%	2.996,02	68,68%			
1985	1.587,27	99,84%	5.874,92	98,73%			
1986	1.062,20	92,88%	3.459,41	79,56%			
1987	597,36	37,43%	2.459,23	51,90%			
1988	775,79	67,29%	3.133,53	72,27%			
1989	972,69	87,90%	3.386,74	78,08%			
1990	595,08	37,03%	2.346,17	47,89%			
1991	614,97	40,58%	2.277,92	45,42%			
1992	541,74	27,72%	1.884,50	30,82%			
1993	422,86	10,73%	994,08	4,95%			
1994	666,63	49,76%	1.967,50	33,89%			
1995	856,16	77,50%	3.469,85	79,76%			
1996	749,11	63,35%	2.521,20	54,04%			
1997	687,39	53,34%	3.015,48	69,21%			
1998	403,14	8,68%	1.090,67	6,73%			
1999	582,16	34,73%	1.843,79	29,32%			
2000	834,49	75,00%	2.786,18	62,63%			
2001	588,26	35,81%	1.607,87	20,98%			
2002	704,51	56,23%	3.944,95	87,51%			
2003	631,29	43,51%	2.227,40	43,57%			
2004	924,55	84,20%	4.974,04	96,10%			
2005	594,19	36,87%	1.975,38	34,19%			
2006	787,25	68,90%	3.501,28	80,37%			
2007	568,75	32,37%	2.303,40	46,35%			
2008	834,20	74,97%	4.079,81	89,18%			
2009	955,26	86,65%	4.379,78	92,23%			
2010	481,12	18,17%	1.523,63	18,21%			
2011	654,41	47,61%	1.760,75	26,31%			
2012	413,18	9,69%	961,51	4,42%			
2013	467,32	16,23%	1.650,84	22,45%			
2014	465,68	16,01%	1.148,42	7,94%			

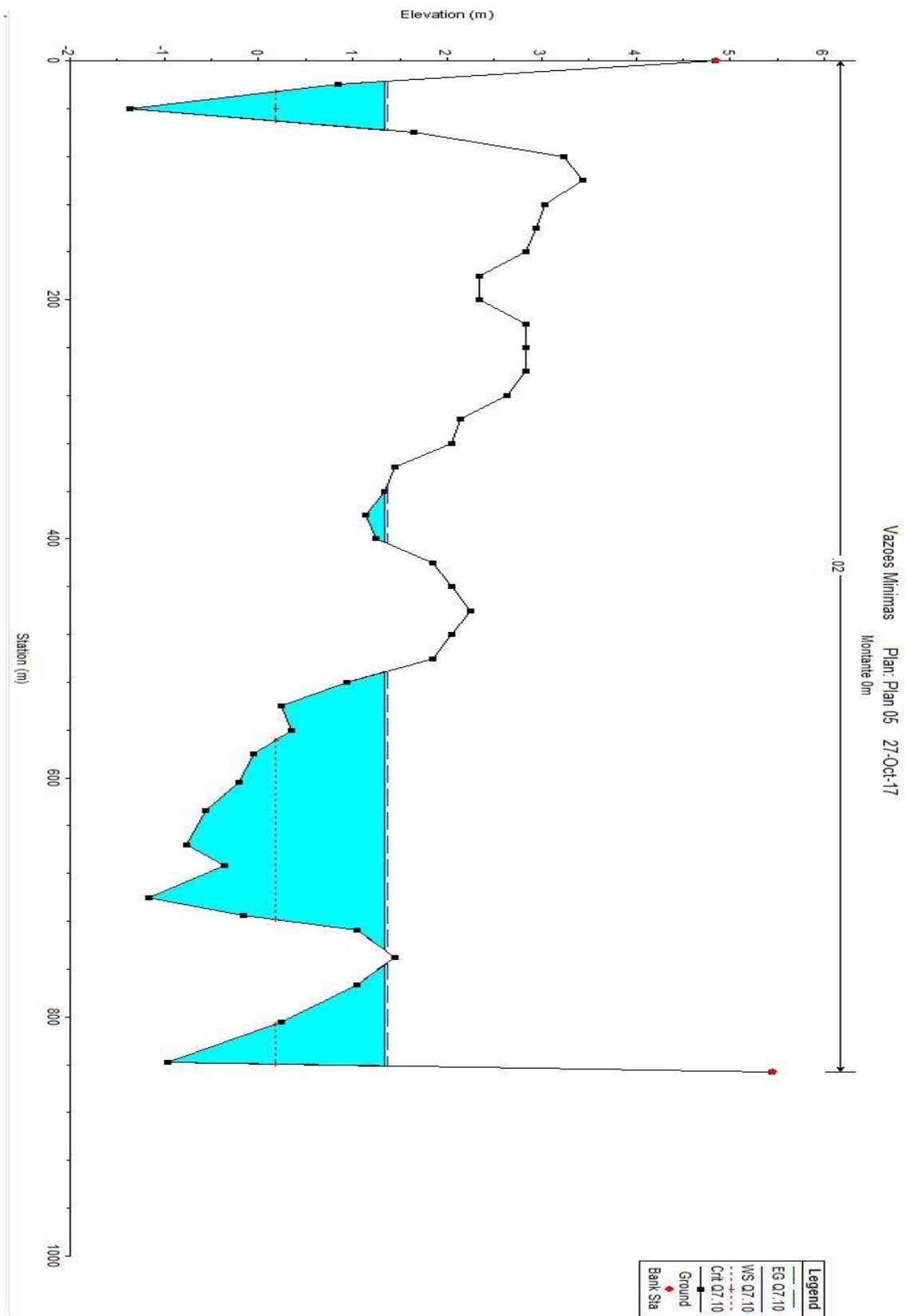
## APÊNDICE C – SÉRIE HISTÓRICA DE VAZÕES ANUAIS PARA TERESINA.

Código da Estação:		34690000	
Série histórica:		1982 até 2014	
Posto fluviométrico Teresina - Vazões (m <sup>3</sup> /s)			
Ano	Média Anual	Máxima Anual	Mínima Anual
1982	508,09	1.482,35	285,79
1983	478,23	2.707,86	252,18
1984	537,93	2.415,65	274,15
1985	1.171,59	5.558,95	332,71
1986	836,51	2.787,77	367,30
1987	598,27	2.271,49	336,21
1988	643,36	2.706,16	320,95
1989	827,14	2.914,39	328,08
1990	639,51	2.464,46	315,93
1991	642,51	2.088,83	347,97
1992	611,54	2.439,76	340,80
1993	476,34	1.395,47	354,08
1994	621,01	2.439,76	333,95
1995	621,91	2.190,70	289,21
1996	553,94	1.464,74	281,15
1997	663,33	4.359,40	353,32
1998	418,53	962,12	296,52
1999	488,95	1.256,26	314,61
2000	648,57	2.440,18	277,21
2001	479,00	1.104,46	312,05
2002	580,07	4.468,90	302,87
2003	461,57	1.429,95	302,50
2004	746,20	4.580,21	308,17
2005	564,43	1.958,78	279,35
2006	611,08	2.966,25	304,30
2007	439,59	2.403,44	271,15
2008	638,43	4.305,33	281,57
2009	668,90	4.041,64	297,33
2010	443,89	1.526,97	276,60
2011	518,98	1.600,22	262,84
2012	387,31	797,09	264,58
2013	460,70	1.823,73	264,58
2014	399,50	825,31	270,19

**APÊNDICE D – PROBABILIDADES DE OCORRÊNCIA DA SÉRIE HISTÓRICA DE TERESINA, SEGUNDO A DISTRIBUIÇÃO LOGNORMAL.**

Ano	Vazões			Vazões			LogNormal	QMéd	QMáx
	Médias (m³/s)	Ln	Dist.LogNormal	Máximas (m³/s)	Ln	Dist.LogNormal			
1982	508,09	6,23	30,91%	1.482,35	7,30	22,59%	Média Ln	6,35	7,68
1983	478,23	6,17	22,46%	2.707,86	7,90	67,42%	Desvio Padrao Ln	0,23	0,50
1984	537,93	6,29	39,93%	2.415,65	7,79	58,83%			
1985	1.171,59	7,07	99,89%	5.558,95	8,62	97,05%			
1986	836,51	6,73	94,82%	2.787,77	7,93	69,48%			
1987	598,27	6,39	57,86%	2.271,49	7,73	53,99%			
1988	643,36	6,47	69,44%	2.706,16	7,90	67,37%			
1989	827,14	6,72	94,29%	2.914,39	7,98	72,52%			
1990	639,51	6,46	68,53%	2.464,46	7,81	60,38%			
1991	642,51	6,47	69,24%	2.088,83	7,64	47,32%			
1992	611,54	6,42	61,48%	2.439,76	7,80	59,60%			
1993	476,34	6,17	21,95%	1.395,47	7,24	19,13%			
1994	621,01	6,43	63,96%	2.439,76	7,80	59,60%			
1995	621,91	6,43	64,19%	2.190,70	7,69	51,11%			
1996	553,94	6,32	44,83%	1.464,74	7,29	21,88%			
1997	663,33	6,50	73,85%	4.359,40	8,38	91,97%			
1998	418,53	6,04	9,25%	962,12	6,87	5,30%			
1999	488,95	6,19	25,39%	1.256,26	7,14	13,94%			
2000	648,57	6,47	70,63%	2.440,18	7,80	59,62%			
2001	479,00	6,17	22,66%	1.104,46	7,01	9,00%			
2002	580,07	6,36	52,65%	4.468,90	8,40	92,68%			
2003	461,57	6,13	18,19%	1.429,95	7,27	20,48%			
2004	746,20	6,61	87,30%	4.580,21	8,43	93,34%			
2005	564,43	6,34	48,01%	1.958,78	7,58	42,24%			
2006	611,08	6,42	61,36%	2.966,25	8,00	73,68%			
2007	439,59	6,09	13,22%	2.403,44	7,78	58,44%			
2008	638,43	6,46	68,28%	4.305,33	8,37	91,59%			
2009	668,90	6,51	75,00%	4.041,64	8,30	89,47%			
2010	443,89	6,10	14,13%	1.526,97	7,33	24,41%			
2011	518,98	6,25	34,16%	1.600,22	7,38	27,44%			
2012	387,31	5,96	4,88%	797,09	6,68	2,32%			
2013	460,70	6,13	17,98%	1.823,73	7,51	36,75%			
2014	399,50	5,99	6,38%	825,31	6,72	2,73%			

### APÊNDICE E – SEÇÃO TRANSVERSAL SIMULADA PARA VAZÕES MÍNIMAS NO CANAL DE CAPTAÇÃO (SEÇÃO 0)





**APÊNDICE F – SEÇÃO TRANSVERSAL SIMULADA PARA VAZÕES MÉDIAS NO CANAL DE CAPTAÇÃO (SEÇÃO 0).**

