

**CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG**

**CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**FLAVIO MESQUITA CAMPOS FERREIRA**

**INUNDAÇÃO EM ÁREAS URBANAS: Estudo de Caso Canalização Ribeirão Araras  
Três Pontas - MG**

**Varginha**

**2015**

**FLAVIO MESQUITA CAMPOS FERREIRA**

**INUNDAÇÃO EM ÁREAS URBANAS: Estudo de Caso Canalização Ribeirão Araras  
Três Pontas - MG**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS MG como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de habilitação: Macrodrenagem

Orientador: Professor Dr. Leopoldo Uberto R. Júnior

**Varginha  
2015**

### **Dados Internacionais de Catalogação na Publicação**

Inserir aqui a ficha gerada a partir do Sistema de Geração Automática de Fichas  
Catalográficas.

**FLAVIO MESQUITA CAMPOS FERREIRA**

**INUNDAÇÃO EM ÁREAS URBANAS: Estudo de Caso Canalização Ribeirão Araras  
Três Pontas – MG**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado ao Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS MG como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Leopoldo Uberto R. Júnior – Centro Universitário do Sul de Minas Gerais – UNIS

---

Prof. – Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS

---

Prof.– Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS

Dedico este trabalho a toda comunidade de minha cidade natal a qual defenderei veementemente e a comunidade acadêmica que me proporciona meios para a realização dos objetivos.

Agradeço primeiramente a Deus, que me guia sob todas as circunstâncias. Aos grandes amigos e companheiros que tanto compartilharam para obtenção dos resultados esperados. À família, razão e amor que fazem prosseguir sobre todos os obstáculos. Aos mestres e profissionais que remetem seus objetivos aos dos seus orientados.

“O insucesso é apenas uma oportunidade de  
recomeçar com mais inteligência.”

Henry Ford

## RESUMO

O presente trabalho tem por finalidade o estudo das características da canalização do ribeirão Araras, no município de Três Pontas, sul de Minas Gerais no âmbito de sua capacidade por motivo de frequentes inundações e problemas estruturais no principal dispositivo de drenagem ao longo da Avenida Oswaldo Cruz. As enchentes são fenômenos naturais caracterizados pelo transbordamento de cursos d'água e quando atingem ambientes urbanos podem causar graves problemas econômicos e sociais. Utilizaram-se modelos estatísticos para definição da vazão máxima, onde foi levantada a área da bacia de drenagem e regionalizado séries de vazões de bacias com características semelhantes, para recomendado período de retorno e comparou-se com a vazão suportada pelo canal pelo método empírico de Manning. Constatou-se a incapacidade de transporte do canal para vazões máximas com período de retorno igual ou superior a dez anos e problemas como instabilidade da seção do canal problemas de manutenção. Assim propôs-se uma nova seção adequada ao período de retorno e medidas de manutenção e prevenção.

**Palavras chave:** Inundações; Ribeirão Araras, Três Pontas, Vazão Máxima, Drenagem.



## **ABSTRACT**

This study aims to study the stream conduit features Araras, in the city of Three Points, south of Minas Gerais within its capacity because of frequent flooding and structural problems in the main drainage device along the Oswaldo Cruz Avenue . Floods are natural phenomena characterized by overflowing streams and when they reach urban environments can cause serious economic and social problems. They used statistical models to define the maximum flow, where the area of the drainage basin and regionalized series of basins flows with similar characteristics was raised to recommend payback period and compared with the flow supported by channel by the empirical method Manning. It was found the channel transport inability to maximum flows with a return period equal to or longer than ten years and problems such as instability of the channel section maintenance problems. Thus it was proposed a new section to the appropriate payback period and maintenance and prevention measures

**Key Words:** Floods; Ribeirão Araras; Três Pontas; Maximum Flow; Drainage.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Integração sistema micro e macrodrenagem.....	23
Figura 2- Extravasamento da calha principal .....	34
Figura 3 - escoamento fora da calha após precipitação .....	35
Figura 4- Prejuízos na enchente de 2002.....	35
Figura 5- Trecho reconstruído do canal do ribeirão Araras após desabamento.....	36
Figura 6- Bacias Mineiras .....	37
Figura 7- Indicação do ribeirão Araras, seus afluentes e seção de controle do trecho analisado. .....	37
Figura 8- – Área de drenagem da seção de controle ribeirão Araras .....	38
Figura 9- Perpectiva da área de drenagem na seção de controle do ribeirão Araras.....	38
Figura 10- Informações ajustadas ribeirão Araras.....	40
Figura 11- Vazões Posto Guaxupé .....	41
Figura 12- Vazões Posto Cristina .....	42
Figura 13- Vazões Posto Nepomuceno .....	43
Figura 14- Seção transversal do canal ribeirão Araras .....	45
Figura 15- Foto canal detalhe revestimento. ....	47
Figura 16- Seção Composta (TR 100 anos)Fonte: Autor .....	53
Figura 17- Gráfico Intensidade Chuvas Três Pontas .....	54
Figura 18- Local para Construção do Reservatório.....	57
Figura 19- Planta de Locação Bacia de Detenção .....	58
Figura 20- Localização do Parque Linear Municipal (Proposta) .....	59
Figura 21- Seção Típica (Proposta) .....	60

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores usuais de velocidade de escoamento.....	27
Tabela 2- Cotas e comprimento de talvegue ribeirão Araras .....	39
Tabela 3- Posto Guaxupé.....	41
Tabela 4- Posto Cristina .....	42
Tabela 5- Posto Nepomuceno.....	43
Tabela 6- Vazões Regionalizadas.....	44
Tabela 7- Análise seção canal ribeirão Araras .....	46
Tabela 8- Período de retorno de extravazamento ribeirão Araras .....	49
Tabela 9- Seção 01 (Retangular) .....	51
Tabela 10- Seção 02 (Trapezoidal).....	52
Tabela 11- Vazão de Armazenamento (Trapezoidal).....	55
Tabela 12- Custos Básicos.....	61

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	14
2. Objetivos .....	15
2.1 Objetivo geral .....	15
2.2 Objetivo específico .....	15
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
3.1 História da Drenagem.....	16
3.2 Drenagem.....	17
3.3 Urbanização .....	18
3.3.1 Urbanização Trespontana .....	18
3.4 Inundações .....	19
3.5 Análise Hidrológica.....	20
3.5.1 Bacias Hidrográficas.....	21
3.5.2 Análise dos Dados Hidrológicos .....	21
3.6 Elementos de Drenagem.....	22
3.6.1 Elementos de Macrodrenagem .....	22
3.6.2 Canais de Drenagem.....	23
3.6.2.1 Definições para Canais .....	24
3.6.2.2 Tipos de Escoamento .....	24
3.6.2.3 Dimensionamento de Canais .....	25
3.6.3.4 Velocidade de Escoamento .....	27

3.6.4	Bacias Retenção/Detenção .....	28
3.7	Fundamentos da Drenagem .....	28
4.	METODOLOGIA .....	30
4.1	Análise do Local de Estudo .....	30
4.1.1	Caracterização da Região .....	30
4.1.2	Caracterização do Problema .....	30
4.1.3	Caracterização da Bacia.....	30
4.1.4	Caracterização do Curso D'Água .....	31
4.2	Análise Projeto de Canalização .....	32
4.2.1	Análise da Seção do Canal .....	32
4.2.2	Análise da Velocidade de Escoamento do Canal .....	32
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	33
5.1	Local de Estudo .....	33
5.1.1	Características da Região.....	33
5.1.2	Caracterização do Problema .....	34
5.1.3	Características da Bacia.....	36
5.1.4	Características do Curso D'Água .....	39
5.2	Projeto de Canalização .....	44
5.2.1	Seção do Canal .....	44
5.2.2	Velocidade de Escoamento do Canal .....	48
5.3	Período de Retorno .....	48

5.4	Cálculo da Nova Seção.....	49
5.5	Dimensionamento da Bacia de Amortecimento .....	53
5.5.1	Volume do Reservatório.....	54
5.5.2	Dimensionamento do Vertedouro e Orifício de Descarga.....	56
5.5.3	Recomendações de Projeto.....	57
5.6	Parque Linear.....	58
5.7	Custos Básicos.....	60
5.8	Medidas Não Estruturais .....	61
6.	CONCLUSÃO .....	63
	APÊNDICE A – CONSTRUÇÃO DO CANAL.....	68
	ANEXO A – SEÇÃO NÃO CANALIZADA .....	70

## 1. INTRODUÇÃO

Como o processo de urbanização da maioria das cidades do mundo tende a abraçar cursos d'água, muitas vezes de maneira desordenada e não planejada, ocorrem então transbordamentos que quando trazem prejuízos, são chamados de enchentes.

Tais enchentes tem por tentativa de solução a canalização do curso, com finalidade de aumentar a capacidade de escoamento, maior facilidade de manutenção e questões estéticas.

Mesmo assim, após adotada a solução as enchentes continuam a trazer prejuízos à comunidade, principalmente do entorno e margens da canalização, sendo então motivo de muitos estudos acerca dos efeitos que levam ao transbordamento.

O sistema de drenagem de águas pluviais é um importante pilar do saneamento urbano, e envolve estudos sobre escoamentos e destinação de águas provenientes de precipitações.

Três Pontas, assim como a maioria dos municípios, é assentada em proximidade de cursos d'água. O ribeirão Araras é um exemplo desta situação, e mesmo que parcialmente canalizado, frequentes enchentes levantam a questão do correto dimensionamento de sua seção.

A análise deve levar em conta o crescimento da população urbana, fenômeno característico de países em desenvolvimento, aumentando assim a urbanização e consequentemente o deflúvio superficial, reduzindo o tempo de concentração da bacia de contribuição. Levando então ao acréscimo de vazão em determinado período chuvoso e redução das vazões mínimas em período de estiagem por diminuição da infiltração devido à impermeabilização e posterior redução dos volumes nas nascentes.

Tais definições facilitariam a tomada de decisões e melhor planejamento em relação aos sistemas de descarga, evitando assim agravamento e continuação das enchentes. Trazendo melhor qualidade de vida, reduzem-se danos às propriedades e melhora o trânsito.

Medidas estruturais e não estruturais propostas para alívio e minimização dos problemas e melhor aplicação dos recursos.

## **2. Objetivos**

Realização de estudo aporte ao sistema de drenagem do município de Três Pontas, especialmente em relação aos canais abertos. Características de escoamento e capacidade. Dimensionamento de estruturas hidráulicas. Recomendações de drenagem.

### **2.1 Objetivo geral**

Analisar as características e capacidade dos corpos receptores em canal aberto do sistema de drenagem da cidade de Três Pontas e avaliar possíveis deficiências, apontando soluções para redução dos alagamentos.

### **2.2 Objetivo específico**

Análise da macrodrenagem do município; determinação da área de drenagem; cálculo da vazão; estudo da capacidade de escoamento; quantificação e qualificação do escoamento; análise modelo canal aberto utilizado; dimensionamento de estruturas hidráulicas; indicação de soluções não estruturais.



### **3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **3.1 História da Drenagem**

As obras de drenagem não eram consideradas condicionantes para o ordenamento dos núcleos urbanos até a idade Moderna. Porém há registros de civilizações como a Hindu e Mesopotâmica que já se preocupavam com a destinação das águas, sobretudo as de vias de transporte. Segundo Webster (1962), chamava atenção o cuidado colocado na construção e desenvolvimento da infraestrutura, onde os coletores dispunham de seções variadas para escoamento tanto dos volumes maiores até os mais reduzidos.

O entendimento da importância do saneamento para a saúde pública também não é novo, como mostra Philippi Jr. Et Al (2010) onde explica cinco séculos antes de Cristo Hipócrates já mostrava influência do ar, água e lugares na saúde da população.

Mas desde o Império Romano as estratégias de saneamento, portanto de drenagem, não sofreram praticamente nenhum avanço. Ao longo da Idade Média pode-se falar até em regressão, pois eram praticamente ignoradas as condições de higiene e planejamento urbano (MATOS, 2003).

O século XIX foi marcado pela evolução dos projetos e das técnicas construtivas, como a adoção de tubos em concreto em substituição aos de pedra e tijolos. A referência de declividade e sedimentação de partículas sólidas, que segundo Matos (2003), desenvolveram-se da necessidade de menor manutenção de já grandes sistemas inclusive de tubulações enterradas. Ainda neste século discussões técnicas e científicas buscavam vantagens e desvantagem entre sistemas separatistas de águas residuais e de precipitação ou de sistema unitário.

Segundo Philippi Jr Et. Al. (2010), o sistema unitário recolhe toda a água residual, seja doméstica ou industrial assim como águas pluviais e de lavagem, encaminhadas para sistema de tratamento. Para Matos (2003), em áreas urbanas as águas superficiais, principalmente nos primeiros minutos de precipitação correspondem a grande fonte de poluição e são dotadas de partículas e material orgânico. Assim um sistema unitário traz vantagem de eficiência já que há grande dificuldade de mensuração e controle dos pontos de poluição e maior proteção dos cursos d'água receptores. Porém o elevado custo e grande necessidade de manutenção e operação do sistema, associada ao regime torrencial de chuvas de um país tropical dificultam sua implantação. Segundo Matos (2003), o engenheiro norte americano Rudolph Hering, em

seu relatório sobre visita à Europa para a Comissão Nacional de Saúde ( U.S. National Boarder of Health), datado de 1880, classifica o sistema unitário pertinente para grandes centros, como e utilizado até hoje na Europa, e finaliza constatando que nenhum sistema pode ser considerado mais eficiente que o outro. Depende das condições socioeconômicas e climáticas (MATOS, 2003).

O sistema separador absoluto, conforme explica Philippi Jr. Et. Al (2010), é formado por sistemas de condução distintos para residuais e pluviais e é adotado no Brasil por ser de menor custo de implantação quanto às redes coletoras, onde conduz-se as águas pluviais também por sarjetas e a maioria das cidades oferecem pequena densidade e nível de poluição reduzido, não oferecendo riscos à saúde pública e de poluição dos corpos receptores.

### **3.2 Drenagem**

Drenagem refere-se a um conjunto de instalações destinadas a escoar o excesso de água de um local (CARDOSO NETO, 2014). A drenagem, portanto, é um conjunto de medidas com a finalidade de destinação artificial das águas oriundas de precipitação.

A Lei Federal 11.445/07 trata a drenagem urbana como:

[...]conjunto de atividades, infraestruturas e instalações operacionais de drenagem urbana de águas pluviais, de transporte, detenção ou retenção para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas nas áreas urbanas (BRASIL, 2007)

Todavia, mais do que a lei de saneamento trata, a drenagem pode ser encarada através de medidas estruturais e não estruturais, conforme Tucci (2009) aborda. Sendo então não somente as estruturas de destinação, mas também todo planejamento e gestão das mesmas em concomitância com as demais estruturas do saneamento básico.

Champs (2009) se aprofunda ainda mais e comenta o caráter simplista adotado pela legislação e recomenda ainda uma análise profunda de acontecimentos críticos e características locais para melhor planejamento e investimento das estruturas.

Outro ponto importante em relação à drenagem é que segundo a Fundação João Pinheiro, especificamente no Estado de Minas Gerais, é o único serviço de saneamento que não possui órgão específico de manutenção e controle e que não é cobrado pela utilização.

Para Champs (2009), novamente a lei de saneamento dificulta o planejamento da drenagem, não observando as individualidades de cada município.

### 3.3 Urbanização

Urbanização, ao ponto do significado da palavra seria “o conjunto de técnicas e obras que permitem dotar uma cidade ou uma área de cidade de condições de infraestrutura, planejamento e organização administrativa e embelezamento conforme princípios do urbanismo.” (MICHAELLIS, 2010). Porém, mais que isso, reflete características de desenvolvimento ou pelo menos transformação das nações, em suas diferentes culturas sociais e econômicas. Criam-se então indicativos comparadores de quão urbanizados são as populações.

Porém fatores citados na definição básica de urbanização geralmente estão aquém de questões, por exemplo, econômicas e sócias, tornando-se então uma ocupação urbana e não uma urbanização.

No geral, este tipo de característica gera transtornos muito maiores e acarreta em oneroso custo para a população tanto para reparar, quanto para evitar os problemas decorrentes.

#### 3.3.1 Urbanização Trespontana

A história de Três Pontas está diretamente ligada à do País tanto no seu processo de formação como no seu desenvolvimento. Segundo a Fundação João Pinheiro (1985), a cidade situa-se no Vale do Rio Grande, no Sul do Estado de Minas Gerais e o grande referencial topográfico é a elevação Serra de Três Pontas, de onde se originou o nome da cidade.

Para Miranda (1980), a busca pelo ouro nunca encontrado na região e posterior exploração agrícola para comércio são as raízes socioeconômicas municipais. A cafeicultura seria então até hoje a grande locomotiva econômica. Assim certa época, por volta dos anos de 1930, com a crise econômica mundial, houve certa diversificação e conseqüente êxodo rural, muito acentuado com a chamada era tecnológica. Seguindo um plano de recuperação econômica, dentro de uma década a cidade rompia antigas estruturas e mergulhava no capitalismo moderno. Situada entre dois polos dinâmicos industriais, São Paulo e Belo Horizonte, e com a construção da represa de Furnas, o município se desenvolve rapidamente.

Seguindo a lógica nacional, em trintas anos a população urbana que era de cerca de 20%, passou a 70% (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 1950). Assim, as funções urbanas se tornaram mais complexas. As mudanças extremas

certamente influenciaram na dinâmica social e a realização dos serviços desde então busca se recuperar (Fundação João Pinheiro, 1985).

### 3.4 Inundações

Inundações são extravasamentos das seções normais de corpos d'água para suas adjacências (CHAMPS, 2009), que resulta em prejuízos naturais e de bens de uma comunidade.

No Brasil, o regime predominantemente sazonal leva a uma característica de regime fluvial, conforme explica Philippi Jr. Et. Al. (2010), de uma seção natural dividida em duas partes. Uma calha menor para vazões normais e outra maior para quando o nível de água sobe provocado por precipitações. Estas condições hidrometeorológicas, associadas ao desordenamento da ocupação urbana destes leitos maiores fazem o curso natural de cheia transformar-se em inundação. Apesar de serem fenômenos associados, a inundação é causada em acordo com ações antrópicas como impermeabilização do solo, redução da infiltração e do tempo de concentração das águas. “Poder-se-á dizer que todo curso de água tem enchente. Quando inundada é porque a urbanização falhou.” (BOTELHO, 2001, p. 20).

Assim, as questões de drenagem e suas possíveis falhas, não somente tem a ver com quesitos técnicos de engenharia, obras e projetos. Segundo Barros, apud. Phillipi Jr. Et. Al (2010) têm a ver também com o planejamento do crescimento e problemas urbanos como a falta de habitação e distribuição de renda. O autor ainda lista uma série de fatores que podem levar a produção de inundações. Entre elas (a) aumento do escoamento superficial para mesma precipitação, (b) sedimentação dos corpos receptores, (c) planos diretores obsoletos e incompatíveis com o sistema de saneamento, (d) presença de resíduos sólidos nas redes, (e) falta de conscientização da população, (f) dificuldade de investimentos no sistema, (g) sistemas obsoletos e manutenção precária, (h) mau planejamento e execução inadequada das obras dos sistemas, (i) falta de legislação específica, (j) incompatibilidade das áreas de abrangência dos projetos de drenagem, (k) falta de informações hidrológicas e meteorológicas confiáveis, (l) falta de cadastramento das obras de drenagem como número de bocas de lobo e comprimento da rede, (m) inexistência do órgão gestor ou regulador, (n) inexistência de norma técnica para projetos, (o) ocorrência de fenômenos meteorológicos extraordinários.

Assim prescreve-se que o sistema de drenagem urbano seja dinâmico, assim como é o processo de urbanização e desenvolvimento do local. É comum, pois, ser lançado o tema que

os sistemas estão correndo atrás do prejuízo e portanto sempre obsoletos. O horizonte de projeto seria então fator fundamental da eficiência dos mesmos.

### **3.5 Análise Hidrológica**

Tucci (1993) define hidrologia como um fenômeno de ciclo fechado entre a atmosfera e a superfície terrestre, em seus mais variados condicionamentos, desde a estratosfera até no subterrâneo. Um dos fenômenos deste ciclo é a precipitação, que é a condensação do vapor d'água da atmosfera em gotas mais densas que o ar e estas por sua vez recaem sobre a superfície. Parte se infiltra, parte escorre superficialmente. A parte que escorre superficialmente forma cursos de água que buscam ponto de deságuas.

Este fenômeno, estudado, traz valores estimados de vazão para projetos de drenagem. Para Tucci Et. Al. (1995), o conhecimento das chuvas intensas se dá por crucial para o entendimento das cheias de cursos d'água e o comportamento desta vazão na superfície. Como a construção de obras hidráulicas está associada a riscos, a correta interpretação dos dados e sua confiabilidade estão diretamente ligadas ao sucesso do empreendimento.

O correto dimensionamento das obras se deve à análise dos custos associados aos riscos. A correta alocação dos recursos sem comprometimento da segurança.

Segundo Zaed e Marcelinni apud. Tucci (1995), os dados são coletados através de pluviômetros ou pluviógrafos, que tem por princípio a retenção de volumes que representa a altura de chuva de determinada área se o volume fosse distribuído uniformemente. E a área de abrangência destes equipamentos varia de cada situação na faixa entre 2 (dois) e 25 (vinte e cinco) quilômetros quadrados.

Assim busca-se a chamada precipitação pontual intensa, ou seja, a definidora dos parâmetros de projeto e são caracterizados pela relação intensidade-duração-frequência, obtidas através de séries históricas confiáveis e volumosas o suficiente para seguridade e confiabilidade dos resultados.

Outro modo para obtenção de dados é através de fluviógrafos, que são instalados nas seções de cursos d'água e coletam dados de vazão. Segundo Gribbin (2014), coletar dados fluviométricos é extremamente caro e minucioso, o que explica a grande deficiência de cobertura principalmente para bacias menores.

### 3.5.1 Bacias Hidrográficas

Todo curso d'água, conforme trata Gribbin (2014), é resultante de uma área de contribuição chamada bacia hidrográfica. Toda esta área encaminha os volumes sobre ela precipitados ao curso d'água. A linha imaginária que delimita a bacia é o divisor de águas e o ponto de análise chamamos de enxutório.

Também chamamos de talvegue a área inundável da bacia e ao seu conjunto, fundo de vale (GRIBBIN, 2014).

### 3.5.2 Análise dos Dados Hidrológicos

Assim como a precipitação, conforme explica Gribbin (2014), tem relação entre seu tempo e intensidade, a chamada curva IDF (Intensidade, Duração e Frequência), o escoamento em cursos d'água também traz uma relação, intrinsecamente relacionada à anterior.

Geralmente se divide o escoamento em de base (antes da precipitação) e superficial (durante a precipitação), que são representados pelo chamado hidrograma em forma de curva, que se eleva até um pico durante a precipitação e declina novamente ao seu escoamento de base, levando em conta fatores como infiltração e perdas iniciais (GRIBBIN, 2014).

Assim temos uma vazão somatória da vazão de base com a vazão superficial, em um pico a depender da grandeza de cada uma delas. Esta vazão, associada a um fator probabilístico de reincidência deste evento, chamamos de vazão máxima de projeto para um período de retorno.

As obras hidráulicas, pela sua importância, têm recomendações de períodos de retorno, ou seja, probabilidade de falha que variam de dois até dez mil anos, e especificamente para canais retangulares de macrodrenagem, cem anos (TOMAZ, 2011).

Para definição destas vazões, com período de retorno de cem anos, geralmente utiliza-se métodos probabilísticos, já que os métodos empíricos têm limitação de similaridade entre os objetos estudados. Existem também métodos baseados nos hidrogramas, porém como cita Tomaz (2011), geralmente não se tem dados pluviométricos e fluviométricos para comparação de uma bacia, principalmente de pequenas e médias.

Portanto, os métodos probabilísticos, para Santos (2007), são adequados quando se tem confiança nas séries históricas e dos dados fluviométricos, bem como às similaridades no

caso de transposição de dados. O resultado da vazão está diretamente ligado ao período de retorno adotado.

Dentre os métodos mais conhecidos e recomendados estão os que utilizam o modelo logarítmico de avaliação de frequência como LogNormal Tipo II e Tipo III, Log Pearson III e os que utilizam a relação de frequência e desvio padrão como Pearson III, Gama III, Gumbel e Weibull (SANTOS, 2007).

### **3.6 Elementos de Drenagem**

De maneira geral, as águas torrenciais percorrem o caminho topograficamente definido. Assim, quando se implanta uma cidade, pode-se alterar este trajeto com a execução de vias, sarjetas e coletores, o que então compõe o sistema de microdrenagem. Ao atingirem o fundo de vale ou os canais de grande seção e destinados para o fim da bacia, estamos compondo a macrodrenagem. (CARDOSO NETO, 2014).

#### **3.6.1 Elementos de Macrodrenagem**

A macrodrenagem pode ser definida como a resultante dos escoamentos de áreas urbanizadas e não urbanizadas dentro de uma bacia ou mais. E seu planejamento é de suma importância para o desenvolvimento das cidades e dependem de fatores como taxa de impermeabilização, precipitações e manejo das águas, ou seja, a macrodrenagem é interdependente dos sistemas de microdrenagem. A correta aplicação dos dados e seu planejamento beneficiam a população e reduzem os custos públicos com desastres e obras de contenção.

As obras de macrodrenagem são constituídas pelas seções no talvegue destinadas à melhorar o escoamento das águas do seu curso natural e constituem-se de canais naturais ou artificiais, grandes galerias e estruturas auxiliares de supressão e controle (CETESB, 1980).

Para Porto (2006), as obras de macrodrenagem constituem geralmente de seções em coduto livre e de grande volume ou vazão. Tornam-se mais complexas no quesito dimensionamento, considerando fatores como rugosidade, geometria das seções, comportamento do escoamento variável e variação de vazão constante.

Geralmente o percurso das precipitações tem trecho final conforme Figura 01:

Figura 1- Integração sistema micro e macrodrenagem.



Fonte: FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, Diagnóstico dos serviços de manejo de resíduos sólidos e drenagem urbana de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

A maioria das destinações a nível de macrodrenagem ocorrem em rios e córregos que cortam os perímetros urbanos por se tratar do percurso natural das águas. Porém esta intervenção sempre gera pontos negativos, pois geralmente os cursos naturais são estáveis e o aumento da descarga ou das velocidades de escoamento podem levar a assoreamentos, erosão e conseqüentemente desestruturação dos taludes.

Assim faz-se necessário as obras ditas de macrodrenagem a fim de minimizar os efeitos negativos relacionados ao ciclo, como retenção de vazões, redução de energia de atrito entre outros.

### 3.6.2 Canais de Drenagem

Segundo Gribbin (2014), o movimento de volumes de água num determinado conduto onde sua superfície está exposta à atmosfera e sujeita à ação da gravidade determina-se então escoamento livre em canal aberto.

Seja ele natural ou artificial, “[...] a hidráulica de canais abertos é o estudo das leis que regem o escoamento da água em condutos livres.”(GRIBBIN, 2014). Este estudo no entanto não é menos complexo que o de condutos forçados.



### 3.6.2.1 Definições para Canais

Canais são frequentemente usados para transportar cursos d'água em áreas ocupadas. Para seu dimensionamento é necessário definir conceitos.

O primeiro é a declividade do canal, geralmente atribuída a sigla 'S' oriunda segundo Tomaz (2011) da palavra inglesa *Slope* que quer dizer declividade. É definida como sendo a razão entre o desnível vertical e o comprimento horizontal do curso, expresso em metros de declive por metro de comprimento ou em porcentagem (GRIBBIN, 2014).

Depois se tem um dois conceitos relacionados, importantes na hidráulica de condutos livres, que são o perímetro molhado e a área da seção de fluxo ou simplesmente área molhada. O perímetro molhado 'p', é a distância ao longo da seção transversal em contato com o escoamento (GRIBBIN, 2014). A área molhada nada mais é que a área, em seção, do escoamento. Geralmente considera a largura do canal e a altura do mesmo subtraída a borda livre.

A razão entre a área molhada e o perímetro molhado resulta em outro parâmetro importante, o raio hidráulico (TOMAZ, 2011). O raio hidráulico, segundo Gribbin (2014), não é um raio geométrico, e sim uma medida de eficiência hidráulica das seções. Quanto maior o raio hidráulico, mais eficiente é a seção.

Há também a correlação fundamental para descrever fluxos ou deslocamento de água, que segundo Gribbin (2014) são velocidade e vazão. Considerando a equação da continuidade, onde relacionando e razão da vazão pela velocidade média, se encontra a seção de água deslocada.

### 3.6.2.2 Tipos de Escoamento

O escoamento da água, conforme relata Gribbin (2014), pode ser classificado de diversas maneiras com intenção de facilitar a análise hidráulica.

Basicamente, Porto (2006) resume os tipos de escoamento em (a) permanente e (b) não permanente. Sendo que no regime permanente consideram-se valores fixos das variáveis de velocidade, vazão e altura de seção e são ainda subdividido em uniforme e variado, o último podendo ser gradual ou rápido. O escoamento não permanente trata as variáveis hidráulicas de maneira gráfica, deixando-o mais complexo.

Para Porto (2006), ainda do ponto de vista classificatório, tem-se regimes de escoamento laminar e turbulento, que são dependentes das ações da gravidade, atrito, inércia e

pressão sobre a massa líquida, pela existência de viscosidade e rugosidade. O número de Reynolds, que é a relação entre a inércia e viscosidade define o regime no estudo de canais (PORTO, 2006).

Porém, para a análise hidráulica de canais e seu escoamento, Gribbin (2014) lembra que para qualquer vazão há uma profundidade crítica, ou seja, que uma divisão de velocidades no escoamento, geralmente na mudança e declividade ou de seção. A representação desta profundidade é o número de Froude (adimensional) que é a razão entre a velocidade pela raiz quadrada da profundidade do escoamento vezes a gravidade (para seções retangulares). Para valores de Froude menos que um, o escoamento é subcrítico, característico de remanso. Para valores acima de um, o escoamento é supercrítico, característico de canais rápidos (GRIBBIN, 2014). Tomaz (2011) comenta que se deve buscar valores para número de Froude abaixo de 0,86 e acima de 1,13, sabendo que quão mais próximos de um, pode-se acarretar em problemas do escoamento crítico. Para canais escoamento crítico em experimentos mostraram instabilidade (CHIN APUD TOMAZ, 2011).

Mesmo um canal com escoamento uniforme, dependendo da velocidade e declividade, pode ocorrer instabilidade e formação de ondas (TOMAZ, 2011). Para tanto verifica-se o chamado número de Vedernikov, que para Chow (APUD TOMAZ, 2011) é o resultado da multiplicação do número de Froude pelo fator de forma da seção (raio hidráulico) e por dois terços de um inteiro. Para resultados menores que um, o canal é considerado estável, sem formação de ondas. Já para valores acima de um, há ocasiões de ondas e o canal instável.

### 3.6.2.3 Dimensionamento de Canais

O dimensionamento de canais de drenagem geralmente segue o regime de escoamento uniforme, pelas características prismáticas e constantes das seções e sua grande extensão. Mesmo para seções naturais ou com alteração de declividade pode-se considerar escoamento uniforme para os trechos contínuos entre as transições (GRIBBIN, 2014).

As equações são necessariamente empíricas para seções uniformes e de profundidade normal, onde Gribbin (2014) relata algumas delas chamando atenção para a homenagem de seus criadores: (a) Chézy, (b) Darcy, (c) Kutter e (d) Manning.

“A equação de Chézy, desenvolvida por volta de 1775 pelo engenheiro francês Antoine Chézy, é considerada a primeira equação para escoamento uniforme. Em 1889, o engenheiro irlandês Robert Manning apresentou outra equação, **que se tornou a mais usada nos Estados Unidos.**”(GRIBBIN, 2014 – grifo nosso)

Tomaz (2011) afirma também que a equação do irlandês, não só nos Estados Unidos, mas é também a mais utilizada no Brasil e no mundo. “É impressionante que grandes obras de canais e rios são feitas baseadas na fórmula de Manning[...]” (TOMAZ, 2011). O grande trunfo da equação de Manning sobre a de Darcy-Weisbach é a maior facilidade de se determinar o coeficiente de rugosidade, onde existem muitas aferições de modo que uma pessoa com certa experiência tem relativa facilidade de determiná-lo (TOMAZ, 2011).

Porto (2006) ainda ressalta, em comparação das fórmulas de Chézy e Manning, que o coeficiente C da fórmula de Chézy depende do fator de atrito, que é função do número de Reynolds e da rugosidade do condutor. Devido à grande gama de materiais de revestimento e à inúmeras formas de seção há maior facilidade em se determinar o coeficiente ‘n’ de Manning, constante para determinadas combinações.

Chin (APUD TOMAZ, 2011) lembra que a equação de Manning somente deve ser aplicada em regimes turbulentos, o que geralmente ocorre em canais.

Assim temos a equação de Manning conforme Tomaz (2011):

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) x R^{\left(\frac{2}{3}\right)} x S^{0,5} \quad \text{Equação 01}$$

Onde:

V= velocidade média (m/s)

R= raio hidráulico (m) = A/P

A= área molhada (m<sup>2</sup>)

P= perímetro molhado (m)

Q= A x V = equação da continuidade = vazão de pico

n= coeficiente de rugosidade de Manning

S= declividade (m/m)

Outro fator importante segundo Tomaz (2011), é a altura crítica de escoamento, onde o regime passa a ser instável e ocorre a velocidade crítica. Para altura crítica temos (STRAUB 1982 apud TOMAZ, 2011):

$$y_c = Q^2 \div g \quad \text{Equação 02}$$

Onde:

yc= altura crítica (m)

Q= vazão (m<sup>3</sup>/s)

$g$  = aceleração da gravidade (9,81) (m/s<sup>2</sup>)

### 3.6.3.4 Velocidade de Escoamento

Segundo Azevedo Netto (2012), os canais contemplam uma velocidade média imposta pelas boas condições de funcionamento e manutenção dos mesmos. Os autores estabelecem limites inferiores e superiores com finalidade de evitar sedimentação de materiais em suspensão e impedir erosão das paredes e fundo.

Tabela 1- Valores usuais de velocidade de escoamento

Tabela Velocidades Recomendadas - Azevedo Netto (2012)			
Limite inferior		Velocidade média limite inferior	
Águas com suspensões finas		0,30	m/s
Águas carregando areias finas		0,45	m/s
Águas de esgoto		0,60	m/s
Águas pluviais		0,75	m/s
Limite superior		Velocidade média limite superior	
Canais arenosos		0,30	m/s
Saibro		0,40	m/s
Seixos		0,80	m/s
Materiais aglomerados consistentes		2,00	m/s
Alvenaria		2,50	m/s
Canais em rocha compacta		4,00	m/s
Canais de concreto		4,50	m/s
Velocidades práticas		Valores mais comuns	
Canais de navegação sem revestimento		até 0,50	m/s
Canais industriais, sem revestimento		0,40 a 0,80	m/s
Canais industriais, com revestimento		0,60 a 1,30	m/s
Aquedutos de água potável		0,60 a 1,30	m/s
Coletores e emissários de esgoto		0,50 a 1,50	m/s

Fonte: Azevedo Netto, 2012 – Adaptado pelo autor

A velocidade do escoamento influi no transporte de sedimentos. Para isto é necessária uma tensão entre as partículas de água e de sedimentos, para que se mantenham unidas, a chamada tensão trativa, dada por (TOMAZ, 2011):

$$Tt = g \times R \times S \quad \text{Equação 03}$$

Onde:

Tt= tensão trativa (Pascal)

g= peso específico da água (9800) (N/m<sup>3</sup>)

R= raio hidráulico (m)

S= declividade (m/m)

#### 3.6.4 Bacias Retenção/Detenção

Dentre as estruturas hidráulicas temos além das de transporte, as de armazenamento, chamadas de bacias.

A Prefeitura Municipal de São Paulo (1999) comenta que esse tipo de estrutura não tem tradição no Brasil, mas define como sendo um modelo cada vez mais utilizado seguindo a lógica de não mais escoar rapidamente o fluxo, mas sim aumentar o tempo de permanência das águas na bacia. Sua função é manter certo volume de água por determinado tempo, com finalidade de reduzir os picos de vazão, fazendo um escoamento mais uniforme.

Podem ser no eixo do curso d'água ou em paralelo, secos ou com volume morto e sua localização depende de áreas disponíveis com função hidráulica bem definida.

### 3.7 Fundamentos da Drenagem

Segundo o Manual de Projeto da CETESB (1980), os sistemas de drenagem e portanto os de controle de cheias, fundamentam-se não só nas obras civis de destinação hídrica, mas em planos e medidas que compreendem os códigos de obras, leis de zoneamento e ocupação do solo, planos diretores e planejamento de desenvolvimento.

Assim consta no Manual de Projeto da CETESB (1980) a seguinte afirmação acerca do planejamento da drenagem urbana:

“A principal vantagem do planejamento, aplicado ao sistema de drenagem urbano, refere-se à obtenção simultânea de melhores resultados e menores custos. A elaboração de um bom plano de drenagem é assunto complexo,

pois logo de início devem ser adotados critérios básicos de planejamento.”(CETESB,1980)

Todavia ressalta ainda que o planejamento, quanto mais cedo executado, melhor resultado trará ao desenvolvimento urbano, à saúde e segurança pública, bem como melhor eficiência na aplicação dos recursos. Todos os estudos devidamente executados na mesma ocasião que as definições de planejamento a fim de evitar delongas e definir prioridades (CETESB, 1980).

Além disso, a Fundação João Pinheiro (2014), associa o bom desempenho das estruturas de drenagem ao correto dimensionamento, planejamento e manutenção dos mesmos. Também ressalta a importância do constante monitoramento, tanto dos dados hidrológicos, como também manter controles estatísticos do sistema.

Muitos sistemas tem falha na concepção, tanto estrutural como não estrutural. Alguns não tem instrumentos de regulação e gestão.

Para tanto, a drenagem urbana:

“[...]Ao ser pensada e planejada pelos gestores, deve considerar as particularidades de cada localidade, tanto naturais quanto de ocupação, e sua interação com os demais componentes do saneamento básico e com o meio ambiente. O que reforça ainda mais a necessidade de seu planejamento integrado.”(FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, 2014).

Assim, dentre os planos de saneamento básico, considereis o de drenagem como o mais peculiar e portanto de grande atenção e relevância.

## 4. METODOLOGIA

Para o referido estudo de caso sobre o tema disposto neste trabalho, foi seguida a seguinte metodologia de revisão da literatura sobre os assuntos tratados, seguida da análise da região e do canal e posterior comparação com intuito de identificação do problema.

### 4.1 Análise do Local de Estudo

Para a análise do local de estudo foram utilizadas ferramentas eletrônicas de processamento de imagens de satélite (Google Earth ®, Global Mapper ®), mapas e cartografia digital disponível em sítios eletrônicos de domínio público para determinação da área, seu posicionamento geográfico e características como clima e solo para execução da análise hidrológica. Além da consulta de dados sociais, econômicos e estruturais da região.

#### 4.1.1 Caracterização da Região

Para a caracterização da região, foram obtidos dados do IBGE ( Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - 2010) como de população e da Prefeitura Municipal de Três Pontas como histórico e áreas urbanas e rurais.

#### 4.1.2 Caracterização do Problema

Foram pesquisados os eventos danosos relacionados ao sistema de drenagem do município através da imprensa local e comprovado por meio de fotos.

Foram retiradas de sítios eletrônicos de imprensa independente e da população.

#### 4.1.3 Caracterização da Bacia

Com intuito de delimitar a bacia em estudo, foi utilizado primeiramente o *software Google Earth* ®, onde através da imagem em planta obtida através de satélite e conhecimento da localização do curso e seu entorno, bem como afluentes pode ser traçado todos os cursos de água.

Com o posicionamento dos cursos d'água a imagem foi transferida para o *software Global Mapper*®, que utiliza o sistema *SIG (Sistema de Informações Geográficas)* juntamente com vetores obtidos de imagens de satélite e foram obtidas as curvas de nível e posteriormente, localizando os divisores de água, pode se traçar manualmente e de maneira aproximada a bacia até o ponto a ser estudado.

Através de informações do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - 2010) e dos órgãos de nível federal (ANA- Agência Nacional de Águas) e estadual (IGAM- Instituto de Gestão das Águas Mineiras) pode identificar características de solo e clima da bacia, bem como sua localização e bacias de montante.

#### 4.1.4 Caracterização do Curso D'Água

Em relação ao curso d'água, foram pesquisados os dados necessários para cálculo de escoamento, como a declividade, obtida através do *software Global Mapper*® que sobre o traçado do mesmo obteve-se a diferença de cotas ao longo da seção e o comprimento do seu talvegue.

Os dados da vazão específica máxima com período de retorno de cem anos conforme recomenda Tomaz (2011) foram obtidas do sítio do Atlas das Águas Mineiras. O sítio é parte do resultado de um trabalho em parceria dos órgãos gestores de recursos hídricos Instituto de Gestão das águas de Minas Gerais (IGAM) Agência Nacional de Águas (ANA) com a Universidade Federal de Viçosa (UFV), sob coordenação do professor e pesquisador Humberto Paulo Euclides, que utilizando da metodologia de regiões homogêneas, análise e comparação estatística de dados históricos da rede de pluviômetros e pluviógrafos e da caracterização climatológica e geomorfológica do estado de Minas Gerais e parte de outros estados vizinhos, conseguiu definir equações dependentes de variáveis físicas de cada bacia estimar vazões mínimas, média e máximas (EUCLYDES ET AL, 1999).

O estudo relata dados obtidos de diferentes equações estatísticas como Log Pearson III, Log Normal, Gumbel e Weibull, com dados de séries históricas confiáveis e com preenchimento de falhas e com definição da região de atuação dos postos pelo método do Polígono de Thiessen e, salvo as considerações de utilização, as equações produzem probabilidades de 95% de confiança (UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA, 2014)

Ainda para assegurar a adoção de um valor aceitável, comparou-se a mais três resultados obtidos através de processo de regionalização de bacias de portes semelhantes,



utilizando a vazão específica de cada uma multiplicada pela área da bacia estudada e a vazão máxima para o mesmo período de retorno resultante dos mesmos processos estatísticos e escolhido aquele com menor erro padrão da série de dados fluviométricos com no mínimo trinta anos para avaliação.

## **4.2 Análise Projeto de Canalização**

No que tange às obras executadas no intuito de canalização foram obtidos, através do da Secretaria Municipal de Transportes e Obras da Prefeitura Municipal de Três Pontas, os desenhos técnicos e projetos da seção e as fotos do processo de construção do canal.

Como a contratação, segundo a Prefeitura Municipal (informação verbal), se deu através do órgão estadual, não se logrou êxito na busca dos estudos hidrológicos, hidráulicos e demais projetos técnicos da obra referida.

### **4.2.1 Análise da Seção do Canal**

Com intuito de estabelecer a capacidade de escoamento do canal construído, foi realizada visita técnica, onde se deu a aferição das medidas adotadas em projeto bem como características peculiares que trariam maior sensibilidade e confiabilidade nos cálculos.

Após obtidos todos os dados optou-se pela utilização da equação de Manning pela sua larga utilização na maioria das obras hidráulicas, conforme Tomaz (2011). E o procedimento foi realizado através do *software SisCCoH 1.0* que é uma parceria entre a Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e a empresa de consultoria Pimenta Ávila, de distribuição gratuita.

Os resultados são além da vazão suportada no canal, a velocidade do escoamento, e o número de Froude. Ainda sim, optou-se pela realização do cálculo do número de Vedernikov e por fim estipular profundidade crítica e o tipo de regime para o referido canal.

### **4.2.2 Análise da Velocidade de Escoamento do Canal**

Por fim, verificaram-se também para a seção do canal as velocidades mínima e máxima, com intuito de comparação com as recomendações literárias no tocante à sedimentação de finos e outros materiais e à verificação de erosão de paredes e fundo.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 5.1 Local de Estudo

O local de estudo deste trabalho é um trecho canalizado do Ribeirão Araras, componente do sistema de drenagem da região urbana do município de Três Pontas, sul de Minas Gerais.

Foi adotado por ser o principal curso d'água do município, ter sua canalização problemática no quesito estrutural e o município apresenta histórico de inundações, principalmente nas precipitações intensas de curta duração.

O ribeirão Araras faz parte também dos planos de tráfego do Plano Diretor Municipal (FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, 1985), sendo tratada como avenida sanitária. Hoje o nome oficial é Avenida Oswaldo Cruz, que caminha para implantação do anel rodoviário do município.

#### 5.1.1 Características da Região

A região do canal é situada no município de Três Pontas, setor ao sul do estado de Minas Gerais. O município, de base econômica rural, com população de 53.860 habitantes no censo de 2010, e uma área de 689,89 quilômetros quadrados (IBGE, 2010). Cerca de quatro quintos da população vive na zona urbana (PREFEITURA MUNICIPAL DE TRÊS PONTAS, 2014).

Localizada na Latitude 21°22'19.17"S e Longitude 45°30'42.56"O, predomina os biomas de mata atlântica e cerrado, latossolos vermelho-amarelo e amarelo na classificação do Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Com relevo acidentado, e altitudes variando de oitocentos a mil e duzentos metros acima do nível do mar, o clima é ameno, sub-tropical atlântico.

A região contempla várias nascentes da bacia do Rio Grande, que deságuam na represa de Furnas ao oeste, na divisa com os municípios de Elói Mendes e Paraguaçu. Segundo a Prefeitura Municipal (2014), a hidrologia do município é dividida na zona urbana pela bacia do ribeirão Araras e seus afluentes Bambu, Custodinho, Quatis e Candongas, que são quase totalmente canalizados e que faz parte da sub-bacia do entorno do lago de Furnas (GD-3) e pela bacia do ribeirão da Espera, que nasce a leste da zona urbana e deságua também no lago

de Furnas, mas pertencente à sub-bacia do Rio Verde. Ambas as sub-bacias são pertencentes à bacia do Rio Grande. Ainda segundo a Prefeitura Municipal (2014), há frequentes transbordamentos, principalmente do córrego dos Bambus, afluente do ribeirão Araras, mas apenas com danos leves e sujeira.

### 5.1.2 Caracterização do Problema

Os problemas identificados são extravasamentos não muito infrequentes da calha normal do canal, trazendo transtornos ao trânsito da via arterial de ligação, ou anel viário, e prejuízos aos moradores e comerciantes das vizinhanças e o desabamento das paredes de concreto do canal e de parte da rua, prejuízo à comunidade da perda de infraestrutura e gasto com manutenção corretiva.

A Figura 02 mostra o extravasamento da seção normal durante precipitação:

Figura 2- Extravasamento da calha principal



Fonte: Equipe Positiva – sem data

É notório também que o sistema de microdrenagem da avenida que liga o centro aos bairros, uma das principais do município, está parcialmente inundado.

A Figura 03 comprova grande vazão mesmo após fim da precipitação, com extravasamento da calha principal do ribeirão:

Figura 3 - escoamento fora da calha após precipitação



Fonte:G1-sem data

Mesmo após fim da precipitação, o nível da água se mantém fora da calha principal.

Na Figura 04 tem-se a representação dos prejuízos causados por uma enchente no ano de 2002 próximo ao canal:

Figura 4- Prejuízos na enchente de 2002



Fonte: Bruno Ribeiro Rabello (G1) – 2002

A Figura 05 traz trecho do canal reconstruído após desabamento da parede lateral e desagregação do talude:

Figura 5- Trecho reconstruído do canal do ribeirão Araras após desabamento

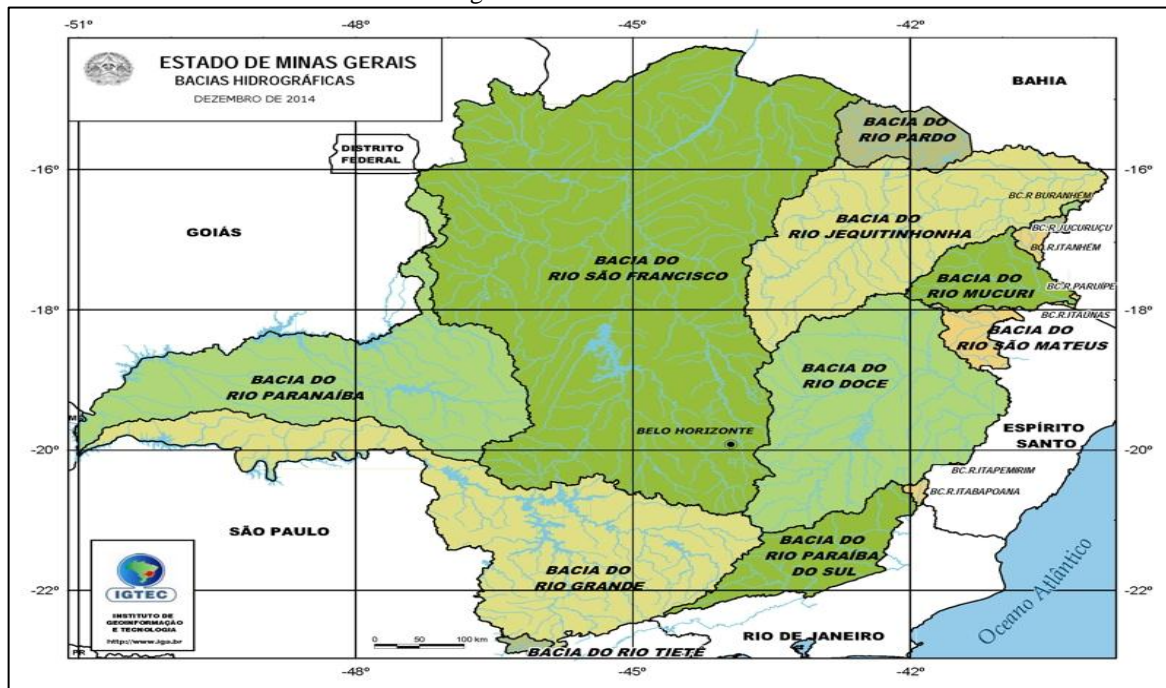


Fonte: Autor

### 5.1.3 Características da Bacia

A bacia do ribeirão Araras, objeto deste estudo, tem área total de 261,87 quilômetros quadrados, abrangendo os municípios de Três Pontas e Campos Gerais. Pertencente a sub-bacia do Entorno do Lago de Furnas (GD-3), da bacia do Rio Grande. De responsabilidade do IGAM (Instituto Mineiro de Gestão de Águas) através do seu respectivo comitê de bacia tem origem na zona urbana de Três Pontas na confluência dos córregos Custodinho e Quatis.

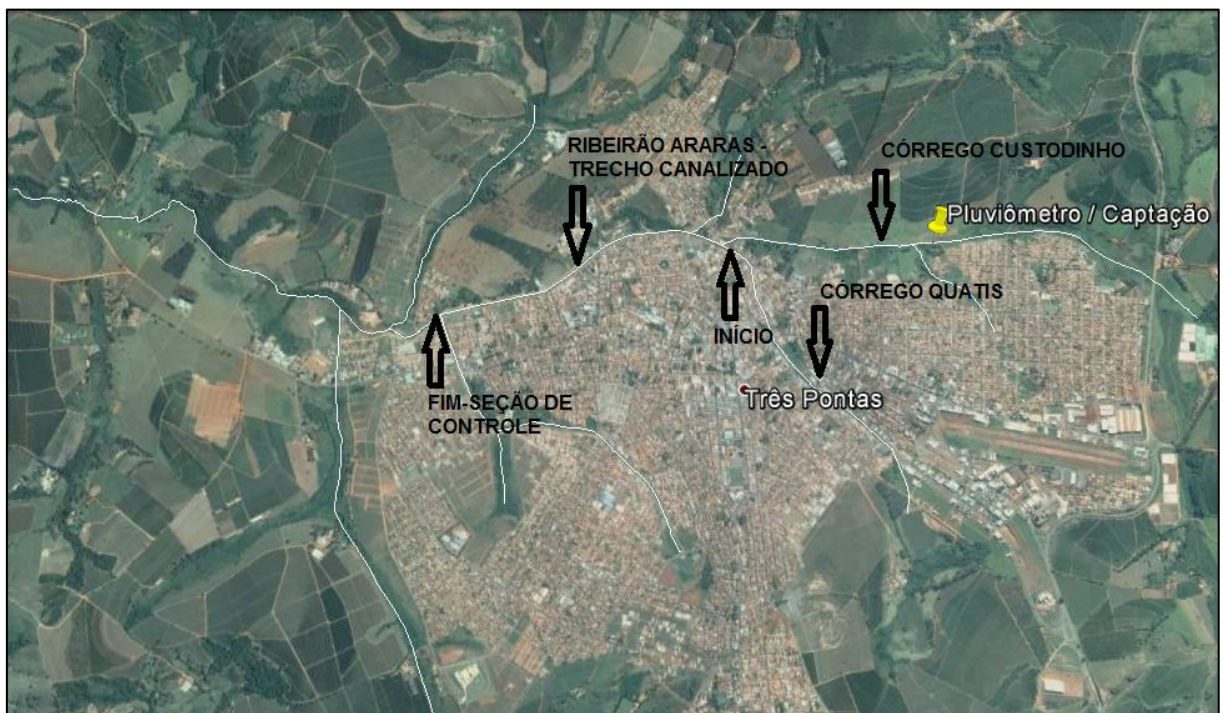
Figura 6- Bacias Mineiras



Fonte: IGAM – Instituto Mineiro de Gestão de Águas.

A Figura 07 é uma imagem obtida de satélite com a localização do trecho canalizado do ribeirão Araras e seus afluentes, bem como a indicação da seção de controle adotada para análise:

Figura 7- Indicação do ribeirão Araras, seus afluentes e seção de controle do trecho analisado.

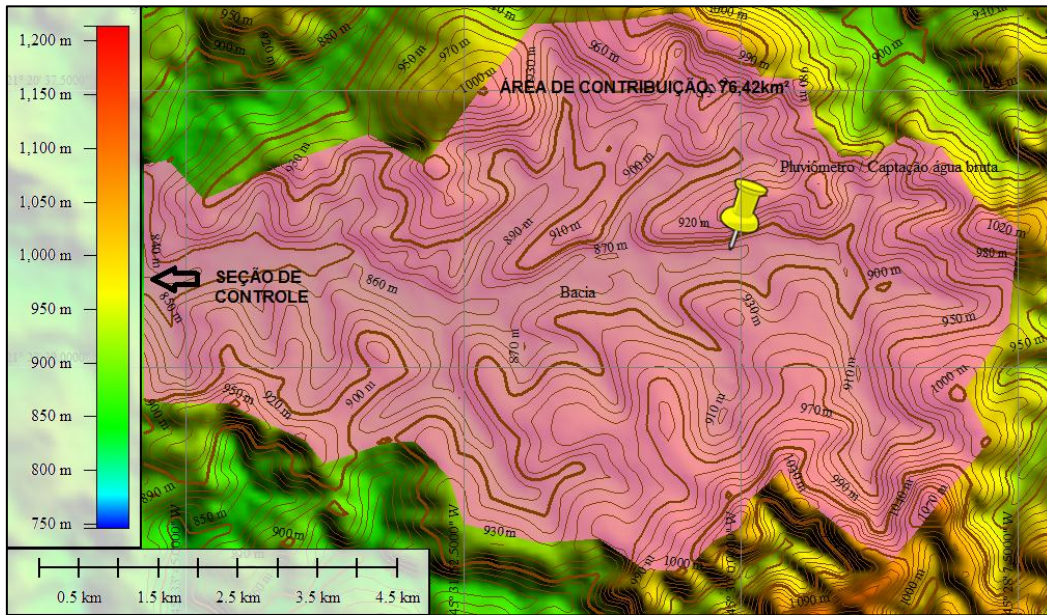


Fonte: Google Earth © 2015 – adaptado pelo autor

A partir da definição da seção de controle, que é o fim do trecho canalizado do ribeirão, foi obtida a área de drenagem com auxílio do *software Global Mapper®* que gerou as curvas de nível possibilitando a demarcação.

A Figura 08 mostra a demarcação da área de drenagem até a seção de controle, totalizando uma área de 76,42 quilômetros quadrados:

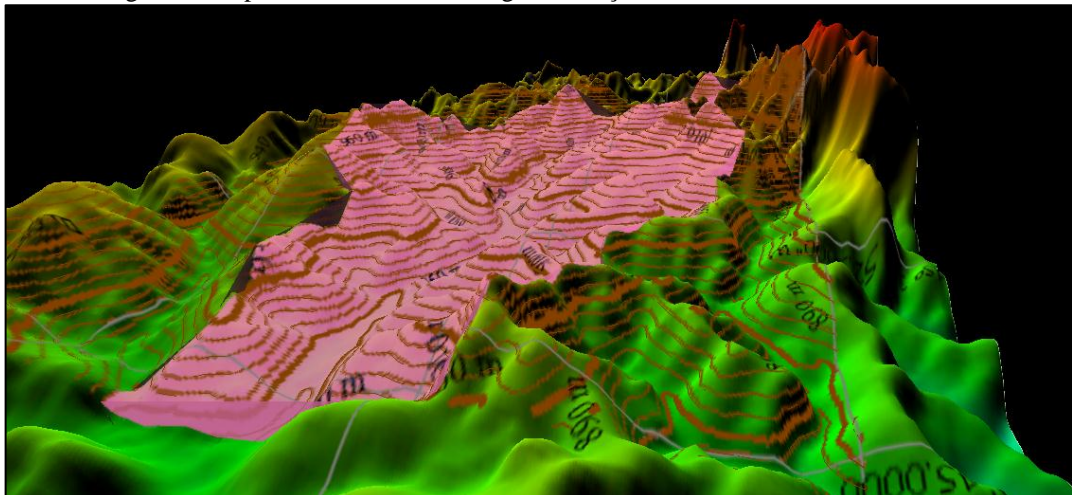
Figura 8- – Área de drenagem da seção de controle ribeirão Araras



Fonte: Global Mapper® - adaptado pelo autor

A Figura 09 mostra uma perspectiva tridimensional exagerada propositalmente para melhor identificação das elevações e divisores de água:

Figura 9- Perspectiva da área de drenagem na seção de controle do ribeirão Araras



Fonte: Global Mapper ® - adaptado pelo autor

#### 5.1.4 Características do Curso D'Água

O trecho analisado do ribeirão Araras está canalizado em seções de reta e acompanha o talvegue natural, fazendo leves curvas em revestimento de concreto.

Através do *software Google Earth®*, foi possível mensurar o comprimento do trecho e seu desnível, resultando nos seguintes valores expostos em tabela:

Tabela 2- Cotas e comprimento de talvegue ribeirão Araras

Tabela Cotas X Comprimento (500 metros)		
Trecho	Cota altimétrica	
Ponto início	872	m
Ponto 01	868	m
Ponto 02	865	m
Ponto 03	863	m
Ponto fim	860	m
Trecho	Diferença de Nível	
Trecho início até 01	4	m
Trecho 01 até 02	3	m
Trecho 02 até 03	2	m
Trecho 03 até fim	3	m

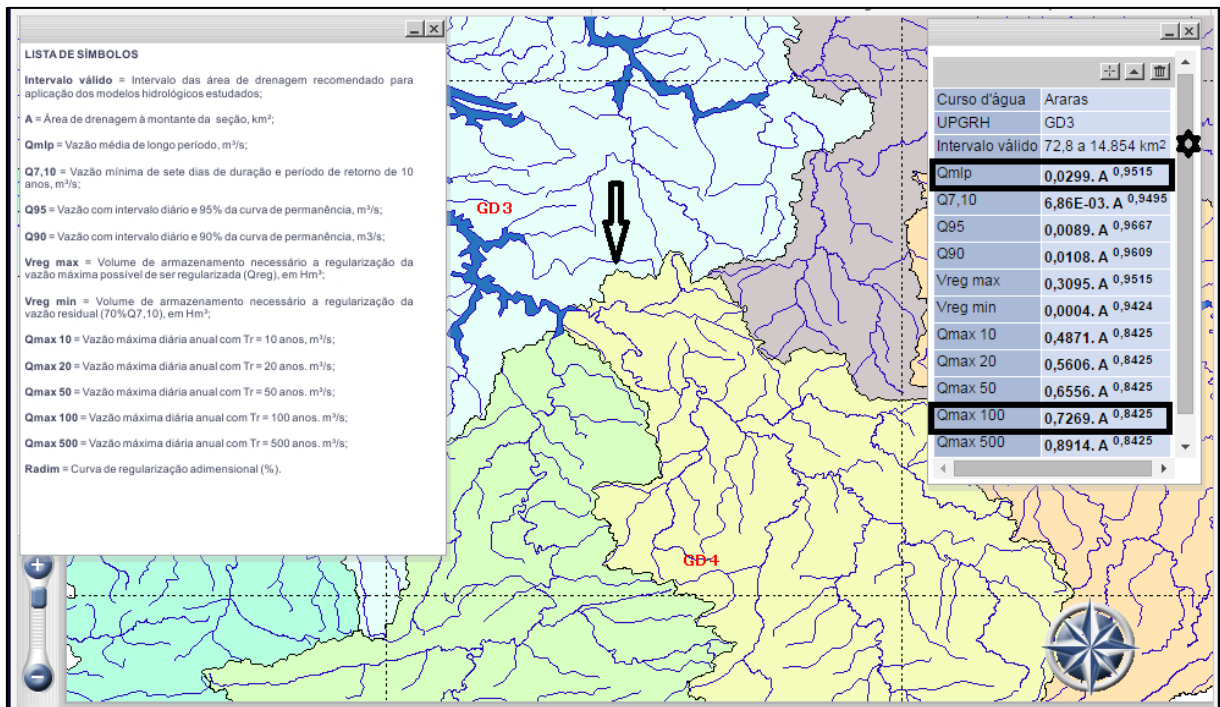
Fonte: Autor

Assim obteve-se a declividade média de 6% ou 0,006 metros a cada metro para o comprimento total de talvegue canalizado de 2.000 metros ou 2 quilômetros de extensão.

Adotando os parâmetros fornecidos pelo Atlas das Águas de Minas, através de métodos de regularização e correção de vazões, transposição de dados entre bacias homogêneas e obtenção de vazões máximas por meio de métodos probabilísticos corrigidos de desvios, obtivemos as seguintes equações ajustadas ao ribeirão Araras:



Figura 10- Informações ajustadas ribeirão Araras



Fonte: Atlas das águas de Minas – adaptado pelo autor

Portanto, utilizou-se a equação de vazão máxima para período de retorno de cem anos, ajustada para o ribeirão Araras em função da área de drenagem até a seção de controle:

$$Q_{max - 100} = 0,7269 \times A^{0,8425}$$

Como a área de contribuição foi determinada em 76,42 km<sup>2</sup> (quilômetros quadrados), resultou-se numa vazão máxima de projeto de 28,05m<sup>3</sup>/s (metros cúbicos por segundo).

Para comparar o resultado obtido, foram selecionados três postos fluviométricos com séries históricas oficiais com mais de trinta anos de dados e características de clima e área semelhantes à bacia estudada. Aplicada a regra da vazão específica de cada uma (vazão por quilômetro quadrado de área) após determinação da vazão máxima pelos métodos probabilísticos de Gumbel, Lorange III, Lognormal II, Lognormal III e Pearson III.

Os postos foram assim analisados:

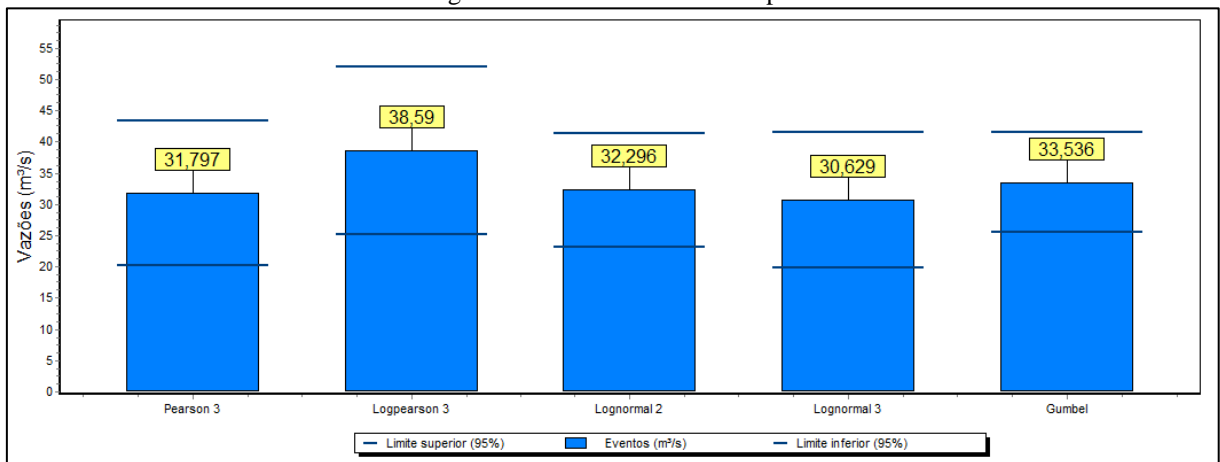
Posto I – Guaxupé, MG (Rio Guaxupé da Bacia do Rio Grande)

Tabela 3- Posto Guaxupé

Estação Guaxupé	Código 61815000	Rio Guaxupé	Área 76	Vazão máxima 33,53	Vazão específica 0,441184211
Distribuição	Evento (m <sup>3</sup> /s)	Erro padrão	Média	Nº de eventos	Desvio padrão
Gumbel	33,53614139	4,048929749	12,37341463	41	5,966866686
Pearson 3	31,79681997	5,91463507	12,37341463	41	5,966866686
Logpearson 3	38,58977888	6,855607817	2,402675233	41	0,487487655
Lognormal 2	32,29612035	4,624554716	12,37341463	41	5,966866686
Lognormal 3	30,62860025	5,531820907	12,37341463	41	5,966866686

Fonte: O Autor

Figura 11- Vazões Posto Guaxupé



Fonte: Autor

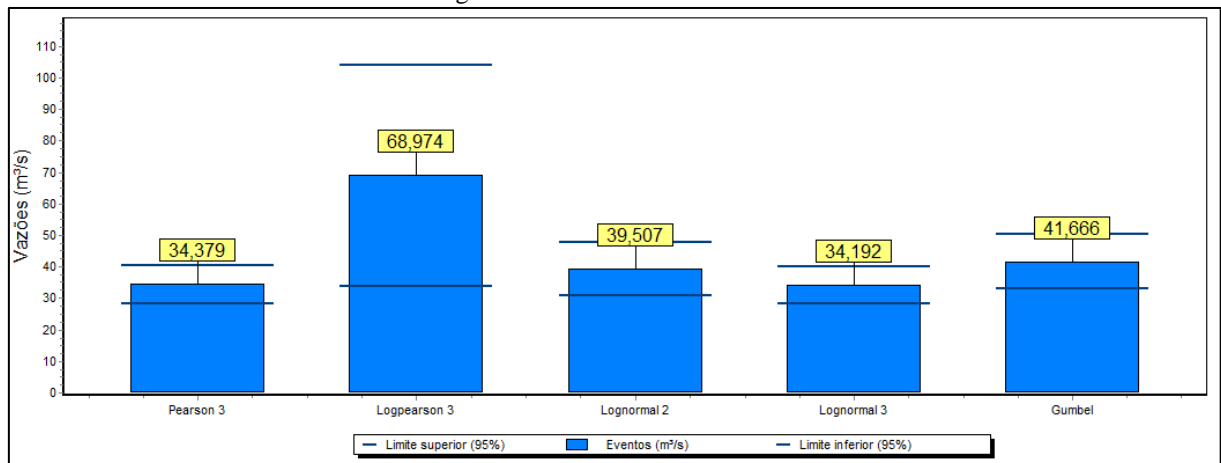
Posto II – Cristina, MG (Rio Lambari da Bacia do Rio Grande).

Tabela 4- Posto Cristina

Estação	Código	Rio	Área	Vazão máxima	Vazão específica
Cristina	61485000	Lambari	71,2	34,19	0,480196629
Distribuição	Evento (m <sup>3</sup> /s)	Erro padrão	Média	Nº de eventos	Desvio padrão
Gumbel	41,66642669	4,375461405	17,22468085	47	6,968739469
Pearson 3	34,37905811	3,034275212	17,22468085	47	6,968739469
Logpearson 3	68,97385823	17,89908867	2,747519173	47	0,481144637
Lognormal 2	39,50684291	4,311964139	17,22468085	47	6,968739469
Lognormal 3	34,19248302	2,986950364	17,22468085	47	6,968739469

Fonte: O Autor

Figura 12- Vazões Posto Cristina



Fonte: Autor

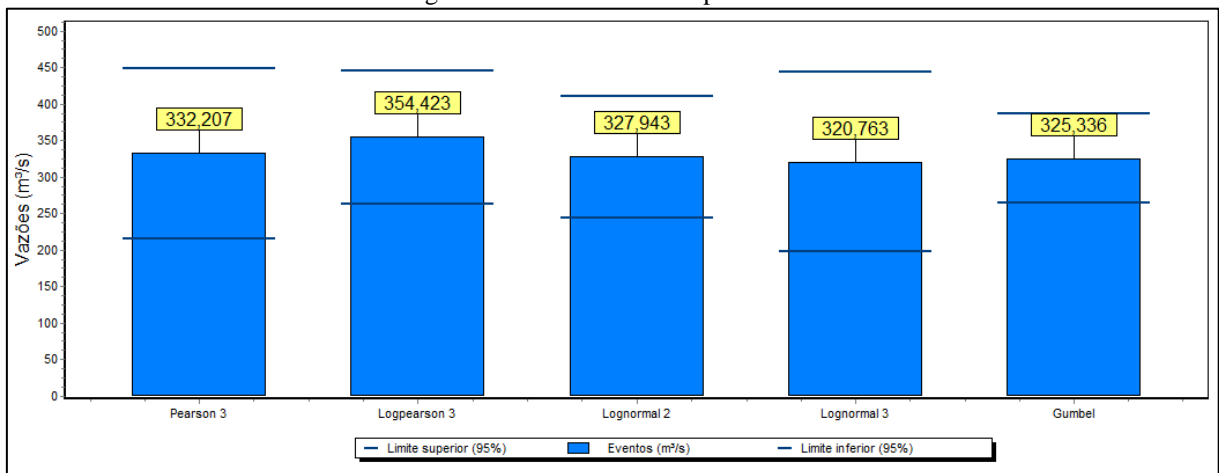
Posto III – Nepomuceno, MG (Rio do Cervo da Bacia do Rio Grande)

Tabela 5- Posto Nepomuceno

Estação	Código	Rio	Área	Vazão máxima	Vazão específica
Nepomuceno	61175000	do Cervo	1020	325,33	0,31895098
Distribuição	Evento (m <sup>3</sup> /s)	Erro padrão	Média	Nº de eventos	Desvio padrão
Gumbel	325,3360801	31,32185188	112,7627143	70	62,28699687
Pearson 3	332,2067957	59,3647939	112,7627143	70	62,28699687
Logpearson 3	354,4230174	46,5336582	4,587948928	70	0,529936493
Lognormal 2	327,9433341	42,46823107	112,7627143	70	62,28699687
Lognormal 3	320,7626161	62,90722069	112,7627143	70	62,28699687

Fonte: O Autor

Figura 13- Vazões Posto Nepomuceno



Fonte: Autor

Assim, aplicando os valores de vazão específica à área da bacia estudada tem-se:

Tabela 6- Vazões Regionalizadas

Vazão Máxima Regionalizada (TR 100 anos)			
	Dados	Posto	(m <sup>3</sup> /s)
Bacia	Grande	Guaxupé	33,7153
Rio	Araras	Cristina	36,69663
Área	76,42	Nepomuceno	24,37423
Valor da média aritmética dos três postos			31,59539

Fonte: Autor

Portanto concorda-se que as grandezas estudadas são próximas e coerentes ao resultado obtido do Atlas das Águas Mineiras.

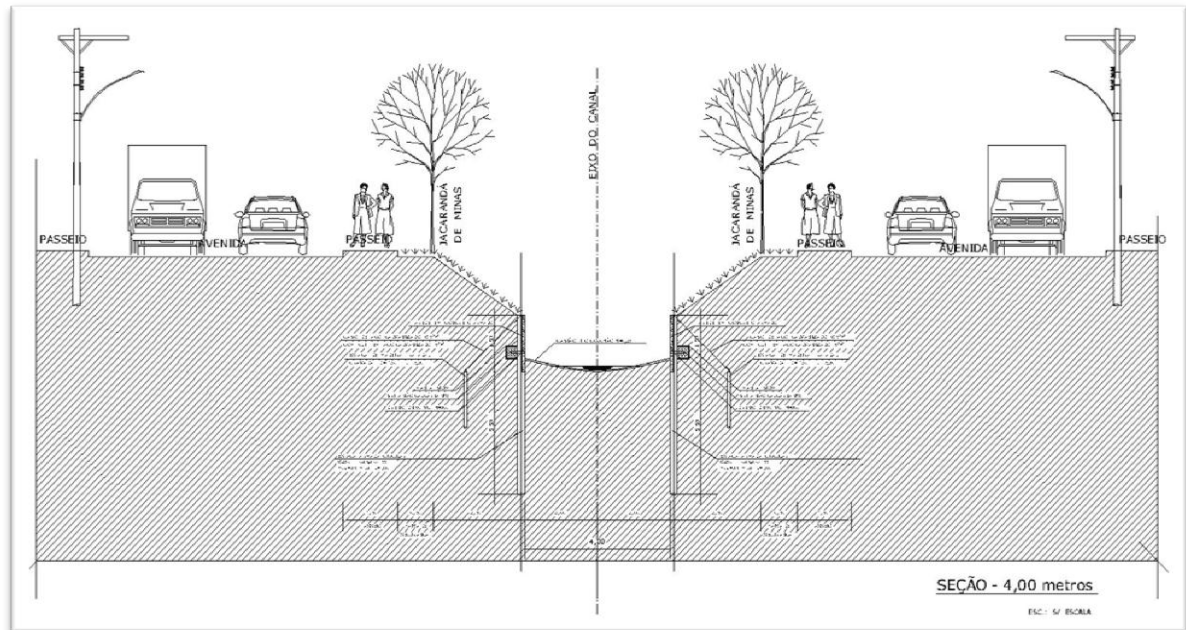
## 5.2 Projeto de Canalização

Através do projeto fornecido pela Prefeitura Municipal e medidas tomadas no local, em termos de capacidade máxima, foram calculados os parâmetros necessários para definição da vazão suportada.

### 5.2.1 Seção do Canal

A Figura 14 mostra o corte transversal retirada do projeto original:

Figura 14- Seção transversal do canal ribeirão Araras



Fonte: Prefeitura Municipal de Três Pontas – adaptado pelo autor

Onde foi considerado canal retangular de 4 metros de largura e lâmina de água de 1,5 metros, altura máxima da parede, visto que há ainda talude de contenção que poderá funcionar como borda livre, evitando extravasamentos.

Dotado do *software SiSCCoH 1.0*, pelo método de Manning, obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 7- Análise seção canal ribeirão Araras

SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos	
Seções Regulares	
Dados de Entrada	
Profundidade (m)	1,5
Coefficiente de Manning	0,024
Declividade (m/m)	0,0077
Largura (m)	4
Resultados	
Área molhada (m <sup>2</sup> )	6
Coefficiente de Manning	0,024
Declividade (m/m)	0,0077
Largura superficial (m)	4
Número de Froude	0,086
Profundidade do fluxo (m)	1,5
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	19,79
Velocidade (m/s)	3,29

Fonte: software SisCCoH 1.0 – adaptado pelo autor

O coeficiente de Manning utilizado foi 0,018 para paredes de concreto, considerando o estudo encomendado pela prefeitura de São Paulo que revela que mesmo paredes em concreto, que usualmente na literatura trazem valores de 0,012 tem imperfeições como juntas, trincas e problemas de acabamento além da deterioração ao longo do tempo. Esta observação leva a entidade a manter como diretriz para projetos de drenagem em concreto, tanto pré-moldados como moldados no local um coeficiente de rugosidade de 0,018, e 0,030 para o fundo do canal em grama com profundidade de fluxo maior que 1,50 metros, resultando um coeficiente equivalente de 0,024 pela somatória da multiplicação dos coeficientes por um perímetro, dividido pelo perímetro molhado total (PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, 1999). A Figura 15 que mostra o fato:

Figura 15- Foto canal detalhe revestimento.



Fonte: Prefeitura Municipal de Três Pontas, sem data

Também foi analisado trecho não canalizado logo após término da canalização, onde verificou-se a redução da capacidade de escoamento devido ao acréscimo de rugosidade.

Tabela 08 – Análise seção não canalizada ribeirão Araras

SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos	
Seções Trapezoidais	
Dados de Entrada	
Profundidade (m)	1,5
Coeficiente de Manning	0,030
Declividade (m/m)	0,0077
Largura (m)	2,85
Inclinação Lateral	1,60
Resultados	
Área molhada (m <sup>2</sup> )	7,85
Coeficiente de Manning	0,030
Declividade (m/m)	0,0077
Largura superficial (m)	2,85
Número de Froude	0,874
Profundidade do fluxo (m)	1,5
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	21,873
Velocidade (m/s)	2,778

Fonte: software SisCCoH 1.0 – adaptado pelo autor



O coeficiente de rugosidade adotado, também seguindo as recomendações da Prefeitura Municipal de São Paulo (1999) para canais com grama e escoamento com profundidade superior a um metro de 0,030.

### 5.2.2 Velocidade de Escoamento do Canal

Notadamente a velocidade do escoamento foi o item que mais chamou atenção nos resultados obtidos, com valor de 4,39 metros por segundo, próximo do recomendado por Azevedo Netto (2012) como limite superior de 4,50 metros por segundo para canais em concreto.

Com o número de Froude calculado de 0,86, caracterizando regime subcrítico conforme Tomaz (2011), foi calculado também o número de Vedernikov, obtendo o seguinte resultado:

$$Vedernikov = \left(\frac{2}{3}\right) \times RaioHidráulico \times Froude$$

$$Vedernikov = \left(\frac{2}{3}\right) \times \left(\frac{4}{7}\right) \times 0,86$$

Portanto o número de Vedernikov encontrado para a seção plena foi de 0,32, que é menor que um, portanto de acordo com Tomaz (2011) o escoamento é estável, sem formação de ondas.

A tensão trativa também foi calculada, resultando no valor de 33,60 Pascals. Valor que segundo Tomaz (2011) pode ser igual ou superior à tensão trativa crítica até de pedregulhos grossos com diâmetro de até 64 milímetros.

### 5.3 Período de Retorno

Portanto, ao analisar a vazão máxima para período de retorno de cem anos, obtida através do Atlas das Águas com valor de 28,05m<sup>3</sup>/s e a vazão média regionalizada de postos semelhantes de 31,69m<sup>3</sup>/s em comparação à vazão suportada pela seção do canal do ribeirão Araras que pela equação de Manning resultou no valor de 19,79m<sup>3</sup>/s, conclui-se que a vazão de projeto é superior à vazão suportada.

Aplicando-se o procedimento contrário, resulta o tempo de retorno para qual foi dimensionada a canalização, conforme Tabela 08:

Tabela 8- Período de retorno de extravazamento ribeirão Araras

<b>Período Retorno</b>	<b>Métodos</b>	<b>Ribeirão</b>	<b>Área</b>	<b>Vazão 100 anos</b>	<b>Vazão suportada</b>
<b>10 anos</b>	<b>Probabilísticos</b>	<b>Araras</b>	<b>76,42</b>	<b>28,05</b>	<b>19,79</b>
<b>Distribuição</b>	<b>Evento (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Erro padrão</b>	<b>Média</b>	<b>Assimetria</b>	<b>Desvio padrão</b>
<b>Gumbel</b>	21,27569059	2,11447	12,373415	1,0412541	5,966866686
<b>Pearson 3</b>	20,29567429	2,0036289	12,373415	1,3546315	5,966866686
<b>Logpearson 3</b>	20,94324133	2,4529391	2,4026752	0,3263173	0,487487655
<b>Lognormal 2</b>	20,02712617	2,2284247	12,373415	1,0412541	5,966866686
<b>Lognormal 3</b>	20,21565593	1,8201073	12,373415	1,0412541	5,966866686

Fonte: Autor

Não se pode, então, afirmar erro de concepção quanto às dimensões de seção. Porém há de se afirmar que a situação frequente de inundações, em período inferior a dez anos, mostra o equívoco de adoção de período de retorno inferior ao recomendado para obras hidráulicas de importância elevada, fazendo a probabilidade de falhas aumentar, agravada à medida que a condução é dificultada por uma rugosidade aumentada ao longo da vida útil do empreendimento. A falta de manutenção aliada ao assoreamento das paredes e fundo, objetos como troncos e entulho podem ser a causa também dos frequentes extravazamentos constatados deste canal.

Para se atingir uma capacidade de escoamento de vazão referente ao período de retorno indicado para o trecho de 100 (cem) anos (PORTO, 2006), é recomendado o acréscimo de área na seção existente.

#### 5.4 Cálculo da Nova Seção

Pelas características do local do canal, a margem esquerda no sentido do escoamento já se encontra pavimentada e em uso conforme projeto original. Assim sendo, qualquer tipo de intervenção na geometria se viabilizaria na margem esquerda do sentido de fluxo, já que não foi executado nenhum tipo de pavimentação e tem urbanização próxima da mínima, reduzindo custos e facilitando as obras de implantação.

Tem-se a comprovação da viabilidade de intervenção em uma margem através da Figura 13:

Portanto, a nova seção terá capacidade de vazão de 30,00 m<sup>3</sup>/s (metros cúbicos por segundo) obtido através da regionalização de vazões de postos com características semelhantes como sendo a vazão representativa para a bacia na seção de controle que tem período de retorno de evento de 100 (cem) anos, e o acréscimo de geometria seguirá a diretriz econômica de aproveitamento da seção existente, bem como a ampliação necessariamente na margem esquerda do sentido do fluxo.

Seguindo as premissas de cálculo apresentadas por Porto (2006) o cálculo da geometria da seção deve ser feito considerando duas seções distintas, e desconsiderado o perímetro molhado em que são coincidentes.

Para Porto (2006) equações de resistência não trazem bons resultados para canais de seção composta, portanto devem ser divididos em vazões parciais de seções regulares e somados.

Assim, considerar-se-á a seção existente em concreto e fundo natural com seção retangular, já registrado neste trabalho com capacidade de 19,79 m<sup>3</sup>/s (metros cúbicos por segundo), porém com acréscimo de 20% (vinte por cento) na rugosidade como fator de segurança, prevendo o envelhecimento dos materiais e possível desmazelo com a manutenção, segundo o Manual de Diretrizes de Rugosidade para Projetos de Drenagem (PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, 1999).

Tabela 9- Seção 01 (Retangular)

SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos	
Seções Regulares	
Dados de Entrada	
Profundidade (m)	1,5
Coefficiente de Manning	0,028
Declividade (m/m)	0,0077
Largura (m)	4
Resultados	
Área molhada (m <sup>2</sup> )	6
Coefficiente de Manning	0,028
Declividade (m/m)	0,0077
Largura superficial (m)	4
Número de Froude	0,073
Profundidade do fluxo (m)	1,5
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	16,96
Velocidade (m/s)	2,82

Fonte: software SisCCoH 1.0 – adaptado pelo autor

Nota-se a redução da capacidade de escoamento em 16% (dezesseis por cento) com a consideração da maior rugosidade para a seção de concreto.

Para a segunda seção, será adotada geometria trapezoidal, com largura de 8,00 m (oito metros), para que se obtenha uma seção esteticamente agradável e com menor altura de lâmina d'água para reservar borda livre.

O revestimento lateral considerado será seguindo o mesmo já presente na margem direita. Grama curta, onde Prefeitura Municipal de São Paulo recomenda coeficiente de Manning de 0,040.

O revestimento do fundo será utilizado blocos intertravados de concreto, que servirão como pavimento para uso esportivo nos intervalos de estiagem, com coeficiente de Manning no valor de 0,018.

Sendo assim, o valor do coeficiente de Manning equivalente dos dois tipos de revestimento para a Seção 02 será de 0,022 conforme recomenda Tomaz (2011), e acrescidos os 20% (vinte por cento) pelo mesmo procedimento utilizado anteriormente devido ao fato do envelhecimento dos materiais e manutenção, resultando no valor de 0,026.

Tabela 10- Seção 02 (Trapezoidal)

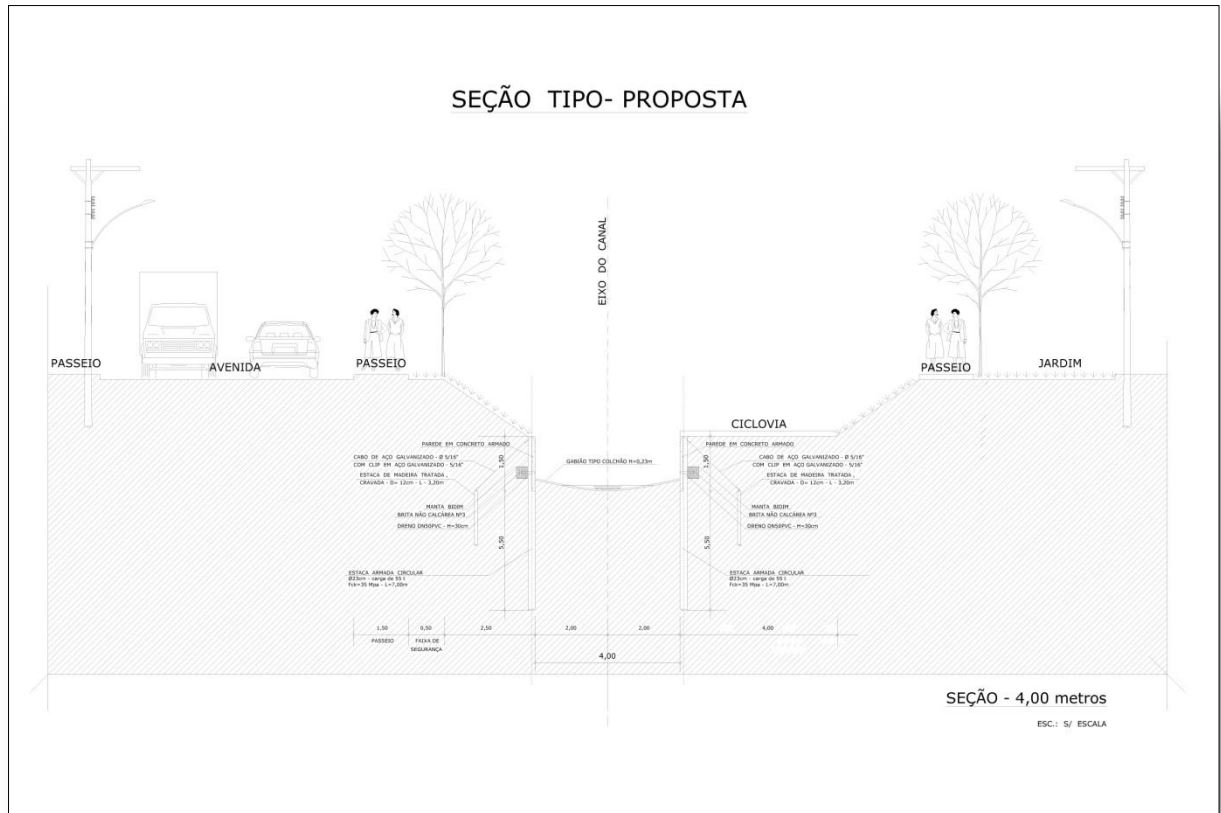
SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos	
Seções Regulares	
Dados de Entrada	
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	13,04
Coeficiente de Manning	0,026
Declividade (m/m)	0,0077
Largura (m)	8
Resultados	
Área molhada (m <sup>2</sup> )	5,615
Coeficiente de Manning	0,026
Declividade (m/m)	0,0077
Largura superficial (m)	9,30
Número de Froude	0,95
Profundidade do fluxo (m)	0,65
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	13,04
Velocidade (m/s)	2,30

Fonte: software SisCCoH 1.0 – adaptado pelo autor

Com a adoção da largura de seção, a profundidade do fluxo da Seção 02 ficou em 0,65m (sessenta e cinco centímetros), ideal para que se obtenha uma borda livre de cerca de 20% da altura da seção conforme recomenda Porto (2006).

A seção composta então fica representada como na Figura 16:

Figura 16- Seção Composta (TR 100 anos)



Fonte: Autor

### 5.5 Dimensionamento da Bacia de Amortecimento

Tendo em vista que o processo de drenagem em ambientes urbanos tende a deixar de ser higienista, ou seja, de escoar o produto das precipitações o mais rápido possível para jusante, e passa a ser integrador, com visão de menor alteração possível das características naturais, de amortecimento dos picos de vazão e melhor distribuição das águas, vê-se interessante a adoção de um modelo de estrutura hidráulica capaz de atender aos requisitos citados.

Para atender não só aos requisitos hidráulicos, mas também com intuito de otimização dos recursos aplicados, na multiplicidade de utilização, compatibilidade com topografia e terreno, será definido como melhor alternativa o modelo de bacia de retenção seca, “off-line”, de controle jusante em paralelo com o canal existente.

A intenção do reservatório é acolher as vazões com período de retorno acima do canal retangular de concreto, que subam à seção trapezoidal, ou seja, com período de retorno entre

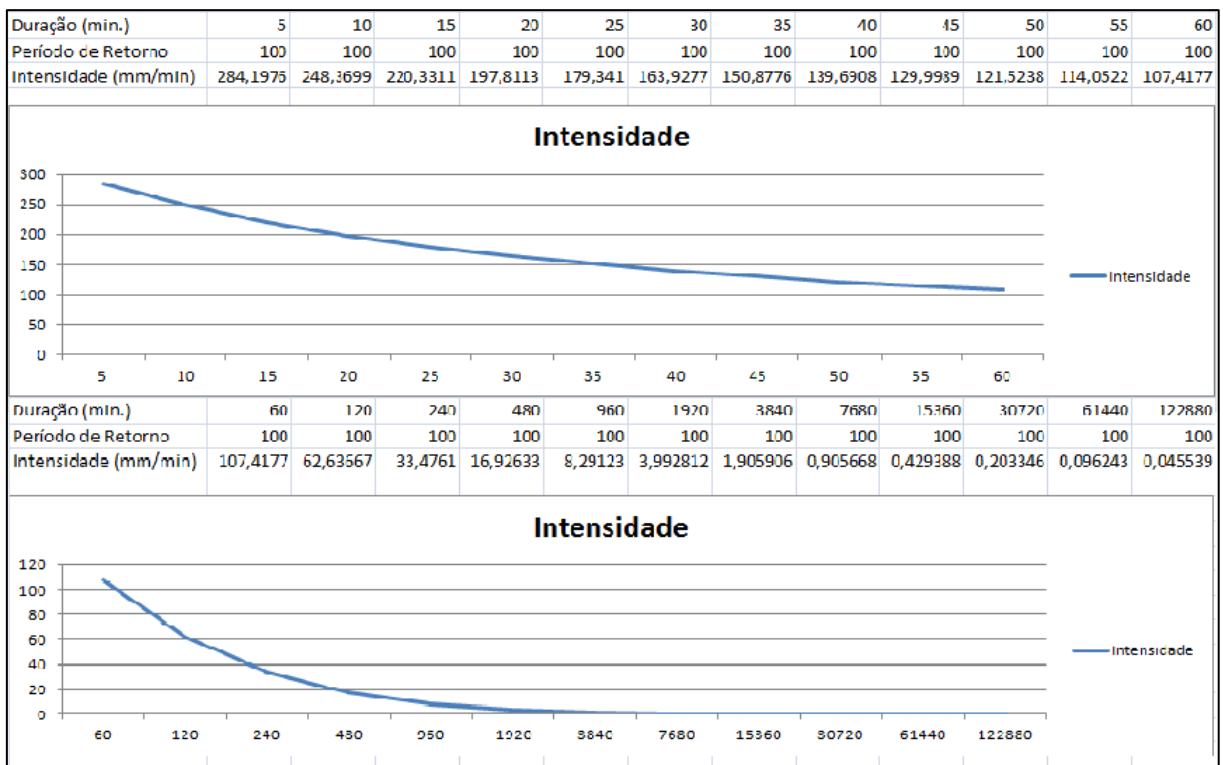
10 e 100 anos, e fiquem armazenados durante a duração de precipitação crítica e devolver ao leito de forma gradual, amortecendo o hidrograma. E durante a estiagem, poderá ser utilizado de forma recreativa pela comunidade.

O reservatório terá como dimensão pré-definida a altura máxima como sendo a altura máxima do canal de 2,00 m (dois metros) e a estrutura de saída será em formato de vertedouro aliado a uma estrutura de descarga automática, impedindo o retorno da água efluída para o reservatório.

### 5.5.1 Volume do Reservatório

O volume do reservatório será dimensionado para armazenar a vazão da Seção 02 do canal, que tenha folga de 20% (vinte por cento) de escoamento, e terá armazenamento durante período de pico de chuvas intensas conforme tabela obtida da equação geral de chuvas intensas (TOMAZ, 2011), onde nota-se como característica principal as maiores intensidades nas chuvas até a primeira hora e estabilização nas horas seguintes.

Figura 17- Gráfico Intensidade Chuvas Três Pontas



Fonte: Autor

Inclusive é uma característica notável também nos estudos do engenheiro Otto Pfafstetter (1982), pioneiro na identificação das relações de intensidade, duração e frequência das chuvas no Brasil.

Assim sendo, o tempo de armazenamento previsto para as maiores intensidades de chuva será não superior à 1 (uma) hora, e como fator de segurança, considerando que não haja vazão de saída da estrutura de controle.

A Tabela 11 mostra a vazão a ser considerada para o dimensionamento do reservatório:

Tabela 11- Vazão de Armazenamento (Trapezoidal)

SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos	
Seções Regulares	
Dados de Entrada	
Profundidade (m)	0,30
Coefficiente de Manning	0,026
Declividade (m/m)	0,0077
Largura (m)	8
Resultados	
Área molhada (m <sup>2</sup> )	2,31
Coefficiente de Manning	0,026
Declividade (m/m)	0,0077
Largura superficial (m)	9,30
Número de Froude	0,85
Profundidade do fluxo (m)	0,30
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	3,20
Velocidade (m/s)	1,38

Fonte: software SisCCoH 1.0 – adaptado pelo autor

Resultante então do valor de vazão escolhido como sendo de 3,20 m<sup>3</sup>/s (metros cúbicos por segundo) e o tempo de detenção não superior a 1 (uma) hora, ou seja, 3600 (três mil e seiscentos) segundos, o volume do reservatório terá 11.520 m<sup>3</sup> (onze mil quinhentos e vinte metros cúbicos).

Como a altura do reservatório é limitada à altura da seção, ou seja, de 2,00 m (dois metros), a área necessária para implantação é de aproximadamente 5760 m<sup>2</sup> (cinco mil setecentos e sessenta metros quadrados).



Como recomenda Tomaz (2011), as dimensões laterais devem obedecer a ordem de grandeza de duas vezes ou mais das dimensões de fundo para facilitar deposição de sólidos. Sendo assim, e respeitando o espaço disponível para instalação, ficam definidos como 50 X 120 m (metros), totalizando uma área de 6000 m<sup>2</sup> (seis mil metros quadrados), superior à necessária.

### 5.5.2 Dimensionamento do Vertedouro e Orifício de Descarga

O orifício de saída será dimensionado como estrutura afogada, de maneira a liberar toda vazão de entrada, ou seja, 3,20 m<sup>3</sup>/s (metros cúbicos por segundo) e é dado pela equação conforme Tomaz (2011):

$$Q = C_d \times A \times (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Onde:

Q – Vazão (m<sup>3</sup>/s)

C<sub>d</sub> – Coeficiente de descarga (0,62) (adimensional)

A- Area (m<sup>2</sup>)

g- Gravidade (m/s<sup>2</sup>)

h – Altura de lâmina d'água (m)

Resultando em um orifício de 0,67m<sup>2</sup> (metros quadrados), podendo ser utilizado orifício circular de diâmetro nominal de 1,00m (metros) ou 1000mm (milímetros).

Ainda como estrutura de saída, será utilizado um vertedouro de parede espessa, para casos onde a vazão seja superior à esperada, vertendo-a de volta ao canal com segurança.

Para tanto, Tomaz (2011) demonstra a equação utilizada para dimensionamento de tal elemento como:

$$Q = 1,55 \times L \times H^{1,5}$$

Onde:

Q – Vazão (m<sup>3</sup>/s)

L – Largura da crista (m)

H – Altura do vertedouro (m)

Considerando então, a favor da segurança estrutural da estrutura, a vazão considerada será a vazão máxima da Seção 02, que é capaz de adentrar o reservatório em sua capacidade máxima, o valor de largura da crista do vertedouro será de 20 m (metros).

### 5.5.3 Recomendações de Projeto

A localização do reservatório será no trecho onde já existe um campo de futebol, que poderá ser rebaixado e continuar sendo utilizado para o uso esportivo. A Figura 18 mostra o local:

Figura 18- Local para Construção do Reservatório



Fonte: Autor

As dimensões para satisfazer a área necessária serão 90 m (noventa metros) no sentido paralelo ao canal, para melhor aproveitamento do espaço e possibilidade de decantação de partículas sólidas em suspensão. No sentido paralelo à lateral do canal a dimensão será de 50 m (cinquenta metros).

Os taludes laterais terão inclinação de 1:3, conforme recomenda Prefeitura Municipal de São Paulo (1999) e serão gramados.

A jusante do reservatório estarão os dispositivos de saída, protegidos da sedimentação por barreiras artificiais e deverão ser revestidos de maneira a dissipar a energia de transposição.

A Figura 19 traz a planta de localização da bacia de detenção:

Figura 19- Planta de Localização Bacia de Detenção



Fonte: Autor

## 5.6 Parque Linear

Como serão necessárias medidas mitigadoras no que tange a estrutura do sistema de macrodrenagem do município, surge a possibilidade de um conceito melhor adaptável ao ambiente natural, com integração entre o meio natural e artificial e com multiutilidades.

Chegamos então ao conceito de parque linear, que traz ao entorno do leito mais proteção e aproveitamento seguro. Além do transporte do fluxo drenado, da proteção do leito, os parques lineares trazem a possibilidade de uso recreativo, valorização estética, de proteção ambiental e muitas outras funções.

As dificuldades de implantação dos parques são as de aquisição de áreas geralmente ocupadas, e as diretrizes de implantação são tangíveis às questões ambientais (BAPTISTA ET AL, 2005). No caso do Município de Três Pontas, a área de estudo não se encontra totalmente ocupada, e as medidas compensatórias ambientais podem ser direcionadas à adequação

ambiental do local. Cabe estudo também para implantação à todos os cursos d'água, que são afluentes do Ribeirão Araras em estudo.

No caso específico, a proposta é a utilização da nova seção (Seção 02) calculada como ciclovia, e o entorno da seção e do reservatório recebam caminhos e paisagismo adequados ao uso recreativo, bem como o reflorestamento da encosta lateral para evitar deslocamentos de terra e reduzir o escoamento superficial.

Conforme Fundação João Pinheiro (1985), nas diretrizes para o desenvolvimento do Município de Três Pontas, ficaria sendo esta encosta caracterizada como patrimônio estético e ambiental dos munícipes e então solicitada que o zoneamento da mesma tivesse não só proteção como também recuperação.

A Figura 20 traz a área disponível para implantação do parque linear municipal:

Figura 20- Localização do Parque Linear Municipal (Proposta)



Fonte: Google Earth – Adaptado pelo Autor

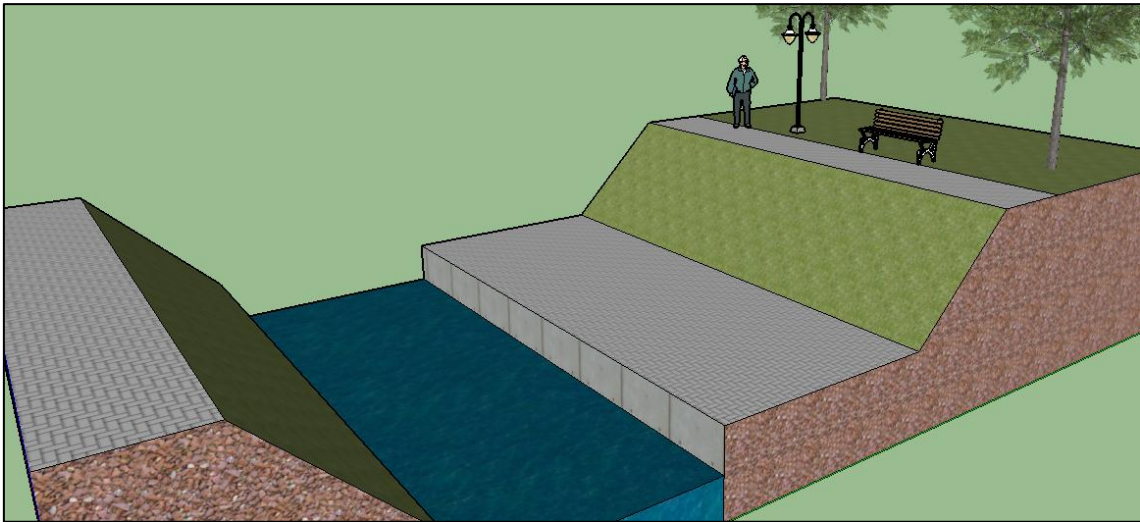
Notadamente há interrupção da área verde que envolveria totalmente pela ocupação indevida, devendo atenção especial ao reflorestamento, evitando novas ocupações.

As duas áreas recreativas estão dispostas em depressões naturais, para que se evite movimentos de terra e se mantenha a proposta de mínima intervenção.

O modelo poderá adotar pavimentação permeável e equipamentos urbanos como bancos, equipamentos esportivos e iluminação.

A seção típica então teria o acréscimo de utilidades, como mostra a Figura 21:

Figura 21- Seção Típica (Proposta)




Fonte: Autor

### 5.7 Custos Básicos

Os custos básicos contidos neste trabalho são referentes às medidas estruturais propostas, calculadas sobre base de preço do Setor de Infraestrutura do Município de São Paulo, tendo como base preço diretos de serviço com mês de referência de Julho de 2015.

Tabela 12- Custos Básicos

 <b>CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS - UNIS MG</b>							
<b>FLAVIO MESQUITA CAMPOS FERREIRA</b>							
<b>PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DE CUSTOS</b>							
<b>EMPRESA: UNIS - MG</b>					<b>FOLHAS: 3</b>		
<b>OBRA: CANALIZAÇÃO RIBEIRÃO ARARAS</b>					<b>DATA: NOVEMBRO 2015</b>		
<b>LOCAL: TRÊS PONTAS-MG</b>				<b>FORMA DE EXECUÇÃO:</b>			
<b>REGIÃO/MÊS DE REFERÊNCIA: JULHO 2015</b>				( ) DIRETA		( ) INDIRETA	
<b>PRAZO DE EXECUÇÃO:</b>						LDI	
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO S/ LDI	PREÇO UNITÁRIO C/ LDI	PREÇO TOTAL
1		<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>					
1.1	02-06-04	ENSAIOS DE LABORATÓRIO - COMPACTAÇÃO	ENS.	20	188,70	188,70	3.774,00
1.2	02-01-02	SONDAGEM COM EXTRAÇÃO DE AMOSTRAS NAS CONDIÇÕES NATURAIS	unidade	20	76,68	76,68	1.533,60
1.3	02-05-03	INSTALAÇÃO DE MEDIDOR DE NÍVEL D'ÁGUA	m	50	74,90	74,90	3.745,00
2		<b>Seção 02</b>					
2.1	04-11-00	ESCAVAÇÃO MECÂNICA, CARGA E REMOÇÃO DE TERRA ATÉ A DISTÂNCIA MÉDIA DE 1,0KM	m³	16000	14,83	14,83	237.280,00
2.2	05-07-00	REGULARIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO DE RUAS DE TERRA (IE-5)	m²	8000	1,78	1,78	14.240,00
2.3	05-91-02	PAVIMENTOS PERMEÁVEIS - PERFIL PARA ESTACIONAMENTO DE VEÍCULOS LEVES COM PISOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO INTERTRAVADO DRENANTE COM INFILTRAÇÃO TOTAL	m²	11000	95,43	95,43	1.049.730,00
2.4	07-40-06	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COM RESISTÊNCIA À TRAÇÃO LONGITUDINAL DE 16KN/M E	m²	8000	9,31	9,31	74.480,00
2.5	05-45-00	PLANTIO DE GRAMA EM PLACAS	m²	5000	11,16	11,16	55.800,00
3		<b>Seção 01</b>					
3.1	07-22-00	DESASSOREAMENTO, LIMPEZA E REMOÇÃO DE MATERIAL DE GALERIA MOLDADA	m³	4000	134,93	134,93	539.720,00
3.2	07-31-00	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE GABIÃO TIPO COLCHÃO RENO, H = 0,23M, DE MALHA 6 X 8CM, GALVANIZADO, REVESTIDO EM PVC, DE FIO Ø = 2,0MM	m²	8000	128,07	128,07	1.024.560,00
3.3	07-40-06	FORNECIMENTO E COLOCAÇÃO DE MANTA GEOTÊXTIL COM RESISTÊNCIA À TRAÇÃO LONGITUDINAL DE 16KN/M E TRAÇÃO TRANSVERSAL DE 14KN/M EM JUNTA DE DILATAÇÃO	m²	8000	9,31	9,31	74.480,00
<b>TOTAL GERAL DA OBRA</b>							<b>3.079.342,60</b>

Fonte: Autor

Sendo assim, os custos diretos avaliados em cerca de três milhões de reais, com valor por metro linear de canalização de um mil e quinhentos reais.

### 5.8 Medidas Não Estruturais

Conforme recomenda Tucci (2009), tão importante quanto a elaboração e execução de estruturas de drenagem bem planejadas, a sua manutenção é primordial para o perfeito funcionamento. Assim, um plano de intervenções contínuo nos sistemas de micro e também de macrodrenagem reduziria os efeitos no escoamento.

Este processo de manutenção pode integrar parte do Plano Diretor de Drenagem do município, que além deste, engloba requisitos de restrição de escoamento para áreas à jusante,

normas e critérios para projetos específicos para cada região ou bacia e planejamento de aplicação de recursos públicos e privados (CARDOSO NETO, 2014).

Além disso, há outras medidas possíveis de uso como o impedimento da total impermeabilização dos lotes urbanos, aumento da área verde de novos loteamentos, inventivos à recomposição de áreas degradadas, destinação de áreas privadas como proteção através de lei ou medidas compensatórias e parcerias públicas privadas para recuperação de áreas inundáveis.

Segundo a diretriz de drenagem do município de São Paulo, cada medida aplicada que reduz ou controla o escoamento (prevenção), reflete em grande economia na aplicação de medidas mitigatórias (reparação) (PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, 1999).

## 6. CONCLUSÃO

Ao fim do estudo pode-se concluir que os problemas de extravasamento do ribeirão Araras no município de Três Pontas são ocasionados principalmente pela incapacidade de transporte de vazões que tem tempo de retorno superior a dez anos, e com possibilidade de redução ao longo da vida útil pelo desgaste e aumento da rugosidade pela falta de manutenção.

A instabilidade estrutural da seção também causa problemas de fluxo, como o fundo não tem revestimento, o assoreamento faz com que as paredes laterais não contenham os volumes adjacentes.

Necessário é também lembrar os problemas resultantes de falhas de manutenção e problemas relativos à seção jusante não canalizados, que influenciam o escoamento, levando a maior rugosidade.

A nova seção dimensionada passa a capacidade para uma vazão com período de retorno de cem anos e ainda admite-se a instalação de estrutura de detenção para alívio do pico de vazão.

Ainda foram propostos medidas para redução do escoamento superficial como aumento de áreas permeáveis e recuperação de áreas verdes em diversos modelos, bem como a instalação de um plano de drenagem que trará planejamento das ações de construção e manutenção, além de diretrizes para elaboração de projetos da área.

Ciente que mesmo a aplicação de todos os recursos, não é certa a mitigação por completo dos problemas oriundos desta categoria, é coerente sempre atualizar os estudos e planos, somados às características locais constantemente monitoradas, trarão melhores resultados com menores custos despendidos.



## REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA, **HidroWeb – Séries Históricas**, disponível [www.hidroweb.ana.gov.br](http://www.hidroweb.ana.gov.br) – acesso em 12-05-2015 às 20:03.
- AZEVEDO NETTO, José Martiniano de, **Manual de Hidráulica**, São Paulo, SP, Editora Bluncher, 2012.
- BAPTISTA, M.; NASCIMENTO, N.; BARRAUD, S. **Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana**. Porto Alegre: ABRH. 2005
- BOTELHO, A. C. M.. **Águas de Chuva: engenharia das águas de chuva nas cidades**. São Paulo, SP, 3ª Ed, Editora Edgar Blucher, 2001.
- BRASÍL, **Política Nacional de Saneamento Básico**: Lei nº11.445 de 21 de junho de 2007, disponível em [www.planalto.gov.br](http://www.planalto.gov.br), acesso em 11-05-2015 às 13:35.
- CARDOSO NETO, Antônio. **Sistemas Urbanos de Drenagem**, Apostila de Drenagem Urbana, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2014.
- CETESB, **Drenagem Urbana: Manual de Projeto**, Companhia Ambiental do Estado de São Paulo, São Paulo, SP, 1980.
- CHAMPS, J.R. **Manejo de águas pluviais urbanas: o desafio da integração e da sustentabilidade**. In: Conceitos, características e interfaces dos serviços públicos de saneamento básico, 2009
- COMPANHIA MELHORAMENTOS, **Dicionário Michaelis**, São Paulo, SP, Editora Melhoramentos, 2010.
- EUCLYDES, H.P.; SOUSA, E.F.; FERREIRA, P.A.; RUBERT, A.V.; SANTOS, W.L. **RH 3.0 - Regionalização hidrológica: manual do programa**. Viçosa - MG: UFV/DEA; Brasília: MMA; Belo Horizonte: RURALMINAS, 1999.
- FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, **Diretrizes para o Desenvolvimento da Estrutura Urbana de Três Pontas**, Belo Horizonte, MG, 1985.
- FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO, **Relatório do Saneamento Mineiro**, Belo Horizonte, MG, 2014.
- GRIBBIN, Jonh E., **Introdução à Hidrologia, Hidráulica e Gestão de Águas Pluviais**, [revisor técnico Marcelo Libânio, tradutora Andrea Pisan], São Paulo, SP, Editora Cengage Learning, 2014.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE, **Recenseamento Geral do Brasil**, 2010 disponível no [www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br) – acesso em 15-05-2015 às 14:35.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE, **Recenseamento Geral do Brasil**. Rio de Janeiro, RJ, 1950.

INSTITUTO DE GESTÃO DAS ÁGUAS MINEIRAS - IGAM, **Sub-bacias do Rio Grande**, disponível em [www.igam.mg.gov.br](http://www.igam.mg.gov.br) – acesso em 12-05-2015 às 19:40.

MATOS, José Saldanha, Lisboa, PT, 2003.

MATOS, José Saldanha. **Aspectos Históricos e Actuais da Evolução da Drenagem de Águas Residuais em Meio Urbano**, Departamento de Engenharia e Arquitetura do Instituto Superior Técnico, Lisboa, PT, 2003.

MIRANDA, Amélio Garcia de. **A História de Três Pontas**. Belo Horizonte, MG, Editora JC 1980.

PHILLIPI, ARLINDO JR et al **Saneamento e Ambiente**, 2ª Ed, São Paulo, SP, Editora USP, 2010.

PORTAL G1/EPTV, disponível em [www.g1.com/suldeminas](http://www.g1.com/suldeminas), acesso em 17-05-2015 às 13:15.

PORTO, Rodrigo de Melo. **Hidráulica Básica**. São Carlos, SP 4ª ed. EESC USP, 2006.

PREFEITURA MUNICIPAL DE TRÊS PONTAS, **Histórico ; Hidrologia ; Desenvolvimento**, disponível em [www.trespontas.mg.gov.br/historia](http://www.trespontas.mg.gov.br/historia) - acesso em 15-05-2015 às 15:10.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, **Diretrizes de Projeto para Coeficientes de Rugosidade**, São Paulo, SP, 1999.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO, **Diretrizes para Projetos de Drenagem**, São Paulo, SP, 1999.

PREFEITURA MUNICIPAL DE TRÊS PONTAS, **Secretaria Municipal de Transportes e Obras – Arquivo**, Três Pontas, MG, 2015.

SANTOS, Luciana Cabral Costa. **Proposição de Funções Regionais para Avaliação de Vazões Máximas nas Bacias Hidrográficas dos Rios Itapemirim e Itabapoana**. Monografia do Curso de Bacharel em Ciências Biológicas. Universidade Federal do Espírito Santo; Vitória-ES, 2007

TOMAZ, Plínio. **Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais**, São Paulo, SP, Editora Navegar, 2011.

TUCCI, C. E. M. et al. **Hidrologia**, 1ª ed., Porto Alegre, RS, Editora da Universidade, 1993.

TUCCI, C. E. M., **Gerenciamento de Drenagem Urbana**, In RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, 2009.

TUCCI, C. E. M.: PORTO, RUBEM LA LAINA e BARROS, MARIO T. DE., **Drenagem Urbana**, Porto Alegre, RS, Editora da Universidade, 1995.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA – UFV; AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA; INSTITUTO DE GESTÃO DAS ÁGUAS MINEIRAS - IGAM, **Atlas das Águas de Minas**, disponível em [www.atlasdasaguas.ufv.br](http://www.atlasdasaguas.ufv.br) – acesso em 16-05-2015 às 08:30.

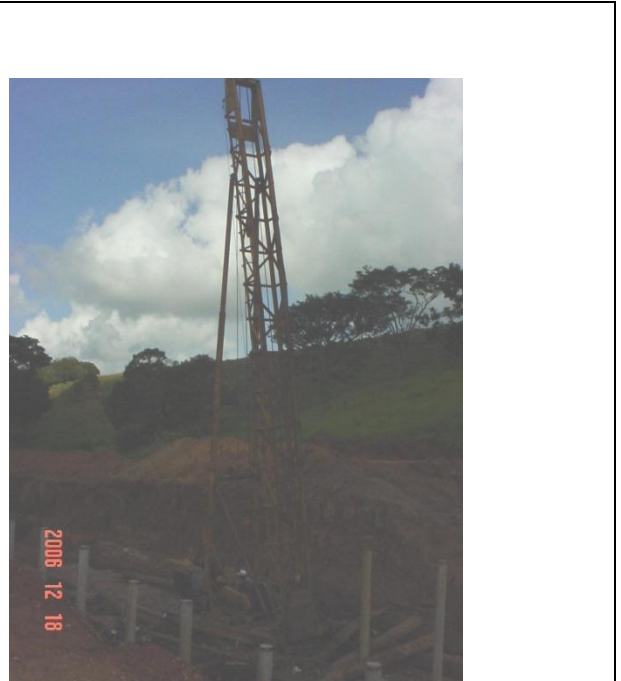
WEBSTER, C. – *The sewers of Mohenjo-Daro*. J. Water Pollution Control Fed., 1962.



## APÊNDICE A – CONSTRUÇÃO DO CANAL

A sequência de fotos mostra o processo executivo da construção do canal no Ribeirão Araras:





## ANEXO A – SEÇÃO NÃO CANALIZADA

A sequência de fotos mostra a seção não canalizada a jusante do ribeirão e detalhes do encontro de afluentes:

