

N. CLASS.	627.54
CUTTER	S 729 π
ANO/EDIÇÃO	2015

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS

ENGENHARIA CIVIL

MARCIO HENRIQUE DE SOUZA

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL INTERLIGANDO
OS BAIROS SAGRADO CORAÇÃO E PARQUE DOS PINHEIROS EM
PARAGUAÇU - MG**

Varginha

2015

MARCIO HENRIQUE DE SOUZA

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL INTERLIGANDO
OS BAIROS SAGRADO CORAÇÃO E PARQUE DOS PINHEIROS EM
PARAGUAÇU - MG**

Trabalho de conclusão de curso apresentado por Marcio Henrique de Souza como exigência do curso de graduação em Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS-MG, sob orientação do Professor Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior.

Varginha

2015

Grupo Educacional UNIS

MARCIO HENRIQUE DE SOUZA

**READEQUAÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM PLUVIAL INTERLIGANDO
OS BAIROS SAGRADO CORAÇÃO E PARQUE DOS PINHEIROS EM
PARAGUAÇU - MG**

Trabalho de conclusão de curso apresentado por Marcio Henrique de Souza como exigência do curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS-MG, como pré-requisito para obtenção do título de bacharel pela banca examinadora composta pelos membros:

Aprovado em

Prof. Dr. Leopoldo Uberto Ribeiro Júnior

Orientador

Prof. Ma. Ivana Prado de Vasconcelos

Prof. Esp. Leopoldo Freire Bueno

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus que iluminou o meu caminho nesta longa jornada, aos meus amigos, colegas, família, em especial a minha irmã Cristiane e a minha namorada Raquel Cristina pelo incentivo, paciência e apoio constantes e a todos que direta ou indiretamente participaram de minha formação acadêmica.

DEDICATÓRIA

A Deus, aos meus amigos, colegas de classe, à minha família, minha namorada pela paciência, incentivo e apoio constantes.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma proposta para solucionar os problemas que vêm enfrentando os moradores das ruas Odilon Prado e Jorge Prado, no bairro Parque dos Pinheiros, em Paraguaçu, Minas Gerais. No período de chuvas intensas estes logradouros se alagam criando uma situação desconfortável para os tráfegos viários de pedestres e moradores do local. Foi realizado um estudo de caso sobre as possíveis causas destes alagamentos sendo este focado no loteamento Sagrado Coração, localizado à montante do local dos alagamentos. Devido à implantação deste novo loteamento houve um acréscimo de áreas impermeabilizadas, através da implantação de asfaltos, calçadas, o que fez aumentar o escoamento superficial, visto que as obras de drenagem do novo loteamento não foram concluídas, modificando o cenário da bacia hidrográfica que antes era composta somente por área verde. Para propor uma solução para este problema foram realizadas análises sobre o sistema de drenagem atual do local onde, através de pesquisas feitas e avaliação econômica, apresenta-se uma proposta que visa sanar o problema existente fazendo com que o sistema de drenagem das áreas estudadas funcione de forma eficiente e segura.

Palavras-Chave: Drenagem. Microdrenagem. Paraguaçu-MG.

ABSTRACT

This paper presents a proposal to solve the problems that have been facing the residents of the Odilon Prado and Jorge Prado streets, the Parque dos Pinheiros district of Paraguaçu, Minas Gerais. The period of heavy rainfall these thoroughfares to overflow creating an uncomfortable situation for the road traffic and pedestrians local residents. A case study was carried out on the possible causes of flooding, which is focused on blending Sagrado Coração, located upstream of the site of flooding. Due to the implementation of this new development was an increase of impermeable areas through the construction of asphalt, sidewalks, thus increasing runoff, since the drainage works of the new development were not completed by modifying the setting of the watershed than before It was composed only of green area. To propose a solution to solve this problem, analyzes were conducted on the current site drainage system, where through surveys and economic evaluation is presented a proposal to remedy the existing problem causing the drainage system of the areas studied operate efficiently and safe.

Keywords: Drainage. Microdrainage. Paraguaçu-MG.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Alagamentos de ruas.....	18
Figura 2 – Alagamentos de ruas.....	18
Figura 3 – Posicionamento do loteamento Sagrado Coração.....	19
Figura 4 – Curvas de nível da bacia.....	20

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de Runoff “C”.....	21
Tabela 2 – Características dos condutos circulares parcialmente cheios.....	23
Tabela 3 – Coeficiente de rugosidade “n” de <i>Manning</i>	24
Tabela 4 – Vazão gerada pelo loteamento para TR de 10 anos.....	29
Tabela 5 – Vazão gerada pelo restante da área contribuinte da bacia para TR de 10 anos..	33
Tabela 6 – Vazão gerada por um dos lados da BR-491 para TR de 10 anos.....	36

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. OBJETIVO	13
2.1. Geral	13
2.2. Específico	13
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1. Saneamento Básico	14
3.2. Conceitos de Microdrenagem	14
3.3. Método Racional	17
4. MATERIAL E MÉTODOS	18
5. RESULTADOS	26
5.1. Caracterização do local de estudo.....	26
5.2. Cálculo da intensidade de chuvas para a cidade de Paraguaçu-Mg.....	26
5.3. Cálculo da vazão gerada pelo loteamento.....	28
5.4. Cálculo do diâmetro da tubulação no ponto A-B.....	30
5.5. Cálculo do diâmetro da tubulação no ponto B-C.....	33
5.6. Cálculo do diâmetro da tubulação no ponto C-D.....	36
5.7. Cálculo do diâmetro da tubulação no ponto D-E.....	39
5.8. Cálculo das novas dimensões da boca de lobo.....	41
5.9. Custos.....	42
6. CONCLUSÃO	43
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	44
APÊNDICE A – Subdivisão das bacias contribuintes do loteamento Sagrado Coração..	45
APÊNDICE B – Tabela de determinação de vazão do loteamento Sagrado Coração para TR = 2 anos.....	46
APÊNDICE C – Tabela de determinação de vazão do loteamento Sagrado Coração para TR = 5 anos.....	47
APÊNDICE D – Tabela de determinação de vazão do restante da bacia contribuinte para TR = 2 anos.....	48
APÊNDICE E – Tabela de determinação de vazão do restante da bacia contribuinte para TR = 10 anos.....	49
APÊNDICE F – Tabela de determinação de vazão geradas por um dos lados da BR-491 para TR = 2 anos.....	50
APÊNDICE G – Tabela de determinação de vazão geradas por um dos lados da BR-491 para TR = 10 anos	51
APÊNDICE H – Detalhe do bueiro localizado as margens da BR-491.....	52
APÊNDICE I – Detalhe da boca de lobo atual, local dos transbordamentos.....	53

APÊNDICE J – Detalhe da tubulação incompleta que recebe as águas do loteamento Sagrado Coração.....	54
APÊNDICE K – Detalhe da erosão causadas pelas águas.....	55
APÊNDICE L – Projeto de drenagem proposto para o local.....	56
APÊNDICE M – Memorial descritivo do projeto de drenagem.....	57
APÊNDICE N – Planilha orçamentária.....	66
ANEXO A – Projeto do loteamento Sagrado Coração em curvas de nível.....	67
ANEXO B – Planta de situação.....	68

1. INTRODUÇÃO

As chuvas podem muitas vezes ser motivo de preocupação para pessoas e autoridades devido a condição do terreno onde ela cai, pois com o crescimento das cidades as áreas permeáveis vão se esgotando, acarretando um aumento do volume de escoamento superficial e conseqüentemente, alagamentos. Estes possíveis transtornos são minimizados pelo bom funcionamento dos elementos de drenagem pluvial.

Em decorrência do processo de urbanização de uma determinada bacia o escoamento superficial sofre alterações, gerando assim maiores vazões. Este problema, aliado ao crescente processo de impermeabilização que as áreas urbanas vêm enfrentando e o não encaminhamento dessas águas para locais corretos a seu descarte gera uma série de impactos nas cidades. As conseqüências podem surgir na forma de inundações e enchentes.

O presente trabalho apresenta uma medida que visa controlar o escoamento superficial no bairro Parque dos Pinheiros em Paraguaçu-MG, drenando toda a água gerada pela bacia estudada (loteamento Sagrado Coração e demais áreas contribuintes) até um coletor principal. Desta forma são necessárias obras hidráulicas que ampliem este sistema de drenagem, uma vez que os dispositivos existentes não estão suportando as novas vazões geradas após a instalação do loteamento Sagrado Coração.

O estudo torna-se relevante, pois pretende-se mostrar a importância de um projeto que possa sanar o problema de alagamento existente no bairro Parque dos Pinheiros, prolongando a tubulação que recebe toda água coletada pelos dispositivos de microdrenagem do loteamento Sagrado Coração, como sarjetas, bocas de lobo, que hoje se encontra incompleta e ampliando o sistema de drenagem existente que não estão suportando as novas vazões geradas após a modificação desta bacia.

2. OBJETIVOS

2.1.Geral

O presente estudo tem como objetivo readequar o sistema de drenagem que liga os bairros Sagrado Coração e Parque dos Pinheiros, em Paraguaçu-MG.

2.2.Específico

- Realizar o levantamento da topografia e delimitar a área de drenagem da bacia;
- Calcular a vazão total que chega até os pontos em estudo (bueiro, boca de lobo e disposição final);
- Realizar o dimensionamento das galerias existentes;
- Realizar as verificações de velocidade em cada ponto de estudo;
- Apresentar o projeto;
- Apresentar uma planilha de estimativa de orçamento.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Saneamento básico

Segundo Righetto (2009), o saneamento básico engloba conjuntos de sistemas físicos presentes na cidade e estão associados com a saúde da população. Os dados que se referem ao saneamento básico apontam o desenvolvimento de uma localidade e entendem com clareza a qualidade de vida dos seus habitantes.

Os principais sistemas de saneamento básico são: água para o abastecimento, no ponto de vista de qualidade e quantidade; o esgotamento sanitário, composto por redes coletoras, estações de tratamento e destino final dos efluentes; drenagem das águas pluviais, compostas de áreas de infiltração, retenção, acumulação e transporte e o sistema de coleta e transporte dos resíduos sólidos.

Cada um dos sistemas citados acima tem suas características, devendo ser tratados com tecnologias atualizadas de acordo com o desenvolvimento do município, independentemente da condição econômica. O cuidado pela boa funcionalidade dos sistemas indicará o estágio cultural e desenvolvimento dos habitantes.

3.2 Conceitos de microdrenagem

De acordo com Azevedo Netto (1998), a microdrenagem tem início nas edificações, com seus coletores pluviais escoando-se pelas sarjetas, entrando nos bueiros e galerias, tendo então os seus estudos voltados para os traçados das ruas, largura, perfis transversais e longitudinais, topografia, declividades e utilização viária, tanto para veículos como para outras utilidades públicas.

Segundo Philippi Jr. (2005), um sistema de microdrenagem é composto por bocas de lobo e bueiros, instalados nas sarjetas, que servem para a captação das águas que correm pelas vias e são coletadas pelas galerias que fazem o transporte dessas águas até o lançamento em canais, córregos e rios.

Para Botelho (2011), as águas pluviais devem seguir o caminho natural de escoamento, especificamente as calhas de ruas, sendo que quando há uma vazão superior ao que a calha comporte surgem os alagamentos.

Segundo Barros (2005, pág. 221) “a falha do sistema de drenagem urbana gera inundações”, e as inundações urbanas geram transtornos para a comunidade e também para o meio ambiente.

Os danos sociais, econômicos e ambientais gerados por elas são enormes, principalmente porque parcela significativa da população mundial, algo em torno de 80%, vive nas cidades, a maioria delas com sistemas de drenagem em condições precárias. (BARROS, 2005, pág. 221)

Para Philippi Jr. (2005), as inundações urbanas são frutos do excesso do escoamento superficial, gerados pelo aumento das áreas impermeabilizadas do solo diminuindo a infiltração e a retenção de água.

Botelho (2011) complementa que essas águas descem de pontos mais altos para os pontos mais baixos até que se encontrem vales, que podem ser cursos de água permanente ou fundos de vale secos, e que essas águas devem escoar pelos fundos de vale sem que encontrem obstáculos.

Para Righetto (2009) as águas geradas das chuvas são geralmente lançadas nos cursos de água, porém os caminhos que percorrem os escoamentos superficiais, de acordo com a topografia do terreno, podem ser mal determinados.

Para Botelho (2011) um sistema de drenagem pluvial abrange diversos elementos de microdrenagem, tendo em vista evitar erosões do terreno, do pavimento, do alagamento das calhas viárias conduzindo as águas de forma ordenada até cursos de água da região.

Para Tucci(1995) o dimensionamento de uma rede pluvial deve seguir as etapas de subdividir as áreas e traçados, determinar vazões que correm nos condutos e o dimensionar as redes de conduto, verificando sua velocidade e inclinações.

Segundo Botelho (2011) as declividades adotadas são fundamentais para o dimensionamento das galerias, sendo adotadas como declividade máxima aceitável em ruas de 20%.

Segundo Baptista (2012), as velocidades das águas nos condutos geram problemas nas tubulações, pois ao se adotar velocidades baixas ocorrem o acúmulo de sedimentos e incrustações de partículas nas paredes do tubo, sendo que ao se adotar velocidades muito altas podem ocorrer o desgaste prematuro da tubulação, através do atrito, vibrações e choques.

Ainda segundo Baptista (2012), essas velocidades de escoamento nos condutos são importantíssimas para o dimensionamento das tubulações, permitindo a escolha do diâmetro adequado e econômico.

Tucci (1995) complementa com os principais termos utilizados no dimensionamento do sistema pluvial.

- *Galeria*, que são canalizações que conduzem as águas pluviais provenientes das bocas de lobo e que segundo Botelho (2011) limita-se um diâmetro máximo a se usar em sistemas de galerias pluviais no tamanho de 1,50 m sendo que alguns locais limitam esse tamanho em 1,20 m. Quando a capacidade de transporte exigirem vazões maiores que os tubos de 1,50 m comportam, optam-se por seções de concreto armado moldadas *in loco*.
- *Poço de visita*, que ficam posicionados em pontos determinados que permitem mudanças de direção, de declividade, de diâmetro e inspeção e limpeza. Para Botelho (2011), também são instalados P.V. nos cruzamentos de ruas, e em trechos longos de galerias sem inspeção.
- *Trecho*, parte da galeria situado entre dois poços de visita.
- *Bocas de lobo*, localizados nas sarjetas com a função de captar as águas pluviais e direcioná-las para a galeria. Podem ser do tipo que captam as águas através do rebaixamento das sarjetas, ou ainda, bocas de lobo com grelhas.
- *Tubos de ligações*, ou tubulações secundárias que conduzem as águas pluviais captadas nas bocas de lobo para as galerias e poços de visita.
- *Meio fio*, peças feitas de concreto ou pedras, instaladas entre o passeio e a via pública e com sua face superior ficando no mesmo nível do passeio.
- *Sarjetas*, usadas para a recepção das águas pluviais que caem nas vias públicas e que também tem a função de fixar as guias formando assim o piso de escoamento de água. Tem uma ótima empregabilidade em ruas asfaltadas sendo que, as máquinas de asfaltamento teriam dificuldades em chegar até a guia. São feitas em concreto simples moldadas *in loco*, ou de paralelepípedos argamassados.
- *Sarjetões*, localizadas nos cruzamentos das vias públicas, preferencialmente construídas transversalmente à rua de menor fluxo de veículos, através de soluções artificiais, com a função de direcionar o fluxo de água que escoar pela sarjeta.
- *Bueiros*, que são condutos destinados a passagem das águas provenientes de bacias hidrográficas próximas à rodovia.

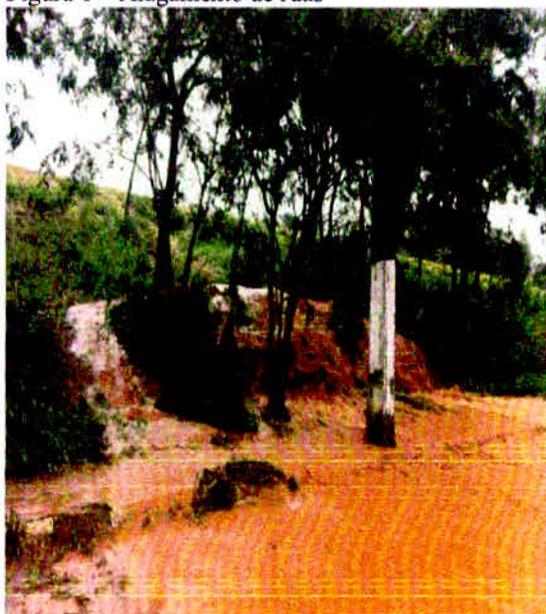
De acordo com Philippi Jr.(2005), os sistemas de drenagem urbana devem passar por ampliações, ou mesmo renovações ao longo de sua vida útil, acompanhando as mudanças de ocupação dos solos, impermeabilizações, que modificam radicalmente as vazões em relação ao tempo, fazendo com que em poucos anos, se tornem obras obsoletas.

Para Righetto (2009), a fiscalização desses elementos de microdrenagem é de suma importância para um bom funcionamento dos escoamentos superficiais nas galerias e também imprescindível para a construção de loteamentos, áreas industriais, condomínios a fim de se evitar problemas de alagamentos e danos à população.

4. MATERIAL E MÉTODOS

Este trabalho apresenta a situação incômoda que alguns moradores do bairro Parque dos Pinheiros, em Paraguaçu-MG estão enfrentando, como enchentes em algumas ruas, podendo ser observados nas Figuras 1 e 2, ocasionados pela deficiência de elementos de drenagem do loteamento Sagrado Coração. Diante dos acontecimentos, foi realizado um estudo de caso analisando o sistema de drenagem que liga os dois bairros citados anteriormente, uma vez que a tubulação que recebe as águas provenientes do loteamento Sagrado Coração se encontra incompleta, (conforme apêndice J), como também foram identificados que o sistema de drenagem que compreende a ligação entre os bairros não atende as condições atuais (conforme apêndice H e I). Diante dos fatos, será proposto um projeto para que o sistema de drenagem no entorno do local dos alagamentos funcione de forma eficaz e segura.

Figura 1 – Alagamento de ruas



Fonte: Autor

Figura 2 – Alagamento de ruas



Fonte: Autor

Através do contato feito com a Loteadora Caixeta, em Paraguaçu, Minas Gerais, responsável pela execução do loteamento Sagrado Coração, foi possível o acesso ao projeto urbanístico do loteamento com as curvas de nível geradas, (vide Anexo A), e através deste projeto foi realizado o levantamento de alguns dados necessários para o estudo de caso. Por meio de *softwares* como o AutoCad (versão 2011), foram feitos os levantamentos e as sub-divisões das áreas contribuintes do loteamento, áreas verdes e

pavimentadas (vide Apêndice A), como também foram utilizados outros *softwares* como o Google Earth para posicionar a área do loteamento e demarcar as demais áreas contribuintes da bacia hidrográfica, (conforme hachurado na figura 3), e Global Mapper (versão 16.1.5) que gerou as curvas de nível, (conforme figura 4).

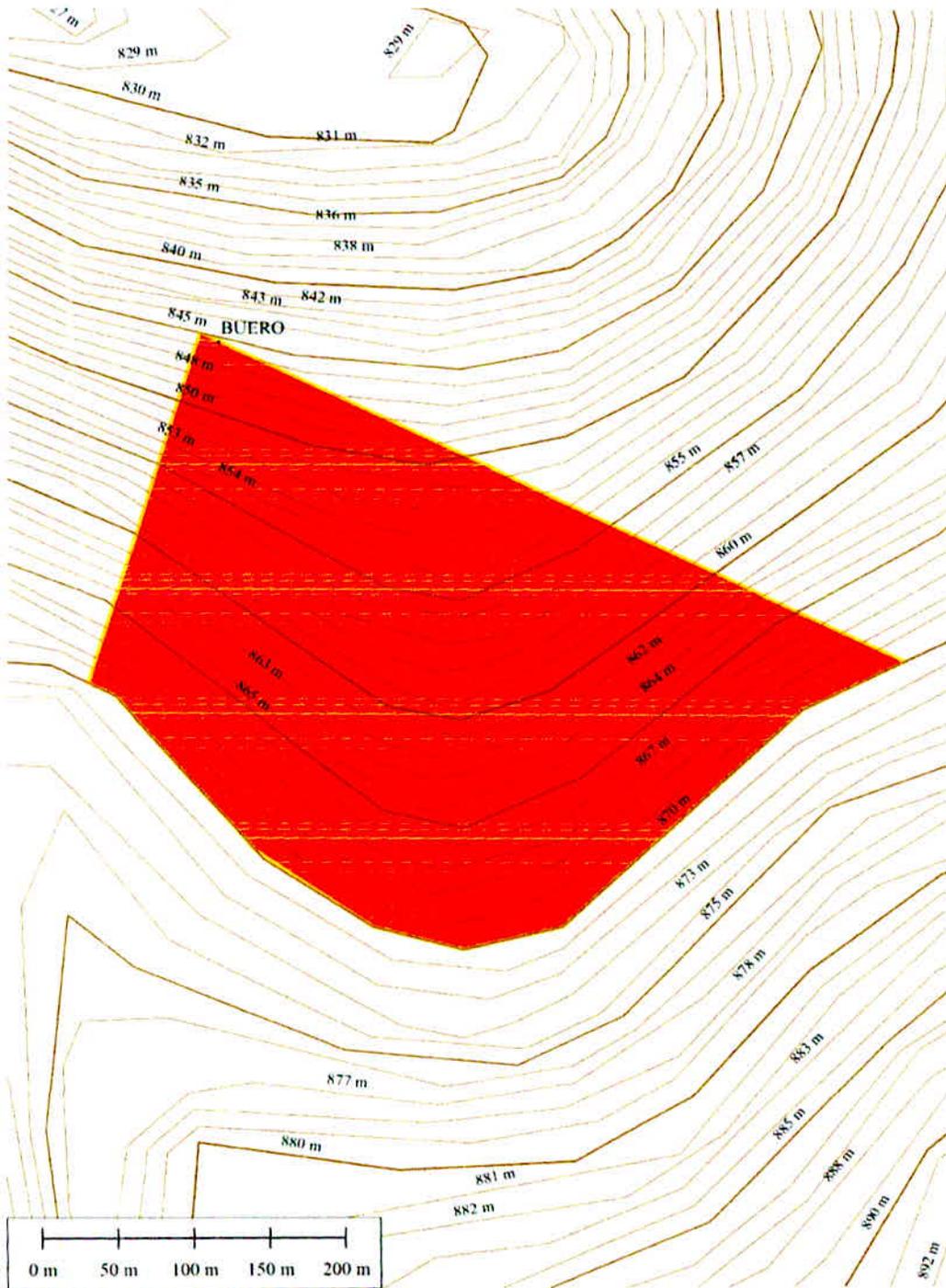
Figura 3: Posicionamento do loteamento Sagrado Coração e (Demais áreas contribuintes da bacia).



Fonte: Google Earth (Acesso em 05 de Maio de 2015).

A figura 3 mostra a posição do loteamento Sagrado Coração, localizado próximo ao trevo do avião em Paraguaçu-MG e logo abaixo do loteamento, na área hachurada, o restante da área contribuinte da bacia.

Figura 4: Curvas de nível da bacia hidrográfica



Fonte: Global Mapper (Acesso em 05 de Maio de 2015)

Iniciando os cálculos da vazão pluvial que é gerada pelo loteamento e pelas demais áreas de contribuição nos diferentes pontos determinados no projeto (conforme apêndice L), foi utilizado o Método Racional, através da fórmula:

$$Q = C \times I \times A$$

Onde;

Q = Vazão superficial máxima, (m³/s);

C = Coeficiente de escoamento superficial, sendo calculado um $C_{\text{médio}}$ para cada trecho de bacia contribuinte;

I = Intensidade da chuva, (mm/h);

A = Área da bacia contribuinte, (m²).

Para se determinar um coeficiente de *Runoff* "C", utilizou-se a seguinte fórmula:

$$C_{\text{Médio}} = \frac{\sum A_i \times C_i}{A_t}$$

Onde;

A_i = Valor da área de contribuição da bacia, (m²);

C_i = C médio com base no uso e ocupação do solo, (conforme tabela 1);

A_t = Área total da bacia, (m²).

Tabela 1 – Coeficientes de Runoff

Características da superfície	Coeficiente de runoff – C
Telhados	0,75 a 1,00
Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
Pavimentação com paralelepípedo	0,70 a 0,85
Pavimentação em concreto	0,80 a 0,95
Gramados – terrenos arenosos	0,05 a 0,20
Gramados – terrenos argilosos	0,13 a 0,35

Fonte: (BAPTISTA; COELHO, 2012, p. 445)

Para os cálculos da intensidade de chuvas, foi preciso utilizar o *software* PLUVIO 2.1 e retirar dados para a cidade de Paraguaçu-MG e então utilizar a equação de chuvas proposta por Chen (1983), de acordo com a seguinte equação:

$$I_m = k \times TR^a / (t + b)^c$$

Onde;

I_m = Intensidade máxima média de precipitação, (mm/h);

TR = Tempo de retorno da chuva, em anos (2, 5 e 10 anos);

K^{-a-b-c} = São parâmetros locais retirados do software PLUVIO 2.1, indicados abaixo;
t = Tempo de duração mínima das chuvas ou tempo de concentração, (minutos).

Localidade: Paraguaçu Estado: Minas Gerais

Latitude: 21°32'50"

Longitude: 45°44'15"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 3810,660

a: 0,207

b: 20,341

c: 1,075

Para o cálculo do tempo de duração das chuvas, chamados de tempo de concentração (t_c), utilizou-se a equação;

$$T_c = t_a + t_s$$

Onde;

T_c = Tempo de duração de chuva, (em minutos);

t_a = Chamado também de tempo morto; é o tempo que leva para uma gota d'água percorrer de um ponto mais alto da bacia, até o ponto mais distante, no final do loteamento, tempo este que se fixa em 10 minutos;

t_s = Tempo de escoamento superficial, ou seja, o tempo que uma gota d'água leva para percorrer um caminho de maior extensão do loteamento, (em minutos).

Para se calcular o tempo de escoamento superficial " t_s ", utiliza-se a equação dada por:

$$T_s = 16 \times L / [1,05 - 0,2p (100 \times Im)^{0,04}]$$

Onde;

t_s – Tempo de escoamento superficial da bacia, (em minutos.);

L – Maior percurso do divisor mais distante até a seção considerada, (em quilômetros);

p – Porcentagem de área verde da bacia;

Im – Declividade média do terreno ao longo do trecho L considerado, (em m/m).

Com as áreas contribuintes de cada sub-bacia do loteamento Sagrado Coração (apêndice A), mais o levantamento da área que completa a bacia hidrográfica, (conforme hachurada na figura 3), o levantamento da área de um dos lados do asfalto que se direcionará para o ponto dos alagamentos, assim como a intensidade média de chuvas já calculadas, utilizou-se uma planilha elaborada no Excel (versão 2010) para se chegar ao valor da vazão nos diferentes pontos determinados em projeto, para tempos de retornos de 2,5 e 10 anos, sendo considerado para os cálculos dos diâmetros das galerias $Tr = 10$ anos, buscando-se assim um melhor fator de segurança e conseqüentemente uma maior vida útil da estrutura .

Depois de calculados as vazões nos diferentes pontos é necessário que se ajuste esta vazão pelas diferentes relações Y/D , para determinação da altura da lâmina de água na seção para que esta não trabalhe como seção plena, (conforme tabela 2) mostrados a seguir;

Tabela 2 - Características dos condutos circulares parcialmente cheios.

Y/D	Qx/Qp	Ux/Up									
0,07	0,01	0,32	0,36	0,26	0,82	0,51	0,51	1,00	0,66	0,76	1,10
0,10	0,02	0,41	0,37	0,27	0,83	0,51	0,52	1,01	0,66	0,77	1,10
0,12	0,03	0,46	0,38	0,28	0,85	0,52	0,53	1,01	0,67	0,78	1,11
0,14	0,04	0,47	0,39	0,29	0,87	0,52	0,54	1,02	0,68	0,79	1,11
0,15	0,05	0,49	0,39	0,30	0,87	0,54	0,55	1,02	0,68	0,80	1,12
0,16	0,06	0,51	0,39	0,31	0,88	0,55	0,56	1,02	0,69	0,81	1,12
0,18	0,07	0,53	0,40	0,32	0,89	0,55	0,57	1,03	0,69	0,82	1,13
0,19	0,08	0,54	0,41	0,33	0,90	0,56	0,58	1,03	0,70	0,83	1,13
0,20	0,09	0,59	0,41	0,34	0,90	0,56	0,59	1,04	0,70	0,84	1,13
0,22	0,10	0,62	0,42	0,35	0,91	0,57	0,60	1,04	0,71	0,85	1,13
0,22	0,11	0,63	0,42	0,36	0,92	0,58	0,61	1,05	0,72	0,86	1,13
0,25	0,12	0,65	0,43	0,37	0,93	0,58	0,62	1,06	0,73	0,87	1,13
0,26	0,13	0,67	0,44	0,38	0,93	0,58	0,63	1,06	0,74	0,88	1,13
0,27	0,14	0,68	0,45	0,39	0,93	0,58	0,64	1,06	0,74	0,89	1,13
0,28	0,15	0,69	0,46	0,40	0,94	0,59	0,65	1,07	0,75	0,90	1,14
0,28	0,16	0,71	0,47	0,41	0,95	0,60	0,66	1,08	0,75	0,91	1,14
0,28	0,17	0,71	0,47	0,42	0,96	0,60	0,67	1,08	0,76	0,92	1,14
0,29	0,18	0,72	0,48	0,43	0,97	0,61	0,68	1,08	0,77	0,93	1,14
0,30	0,19	0,73	0,48	0,44	0,97	0,62	0,69	1,08	0,78	0,94	1,14
0,31	0,20	0,77	0,48	0,45	0,98	0,62	0,70	1,08	0,78	0,95	1,15
0,32	0,21	0,78	0,49	0,46	0,99	0,62	0,71	1,09	0,78	0,96	1,15
0,33	0,22	0,79	0,49	0,47	0,99	0,63	0,72	1,09	0,79	0,97	1,15

Continuação da tabela 2 - Características dos condutos circulares parcialmente cheios.

0,34	0,23	0,80	0,50	0,48	0,99	0,63	0,73	1,09	0,80	0,98	1,15
0,35	0,24	0,81	0,50	0,49	0,99	0,64	0,74	1,09	0,81	0,99	1,15
0,36	0,25	0,82	0,50	0,50	1,00	0,65	0,75	1,10	0,82	1,00	1,15

Fonte: (BAPTISTA; COELHO, 2012, p.236)

Para o dimensionamento das galerias, utilizou-se a fórmula de *Manning* para seção circular, no qual para a vazão a ser utilizada no cálculo, adotaremos TR = 10 anos, visando uma maior fator de segurança e vida útil das galerias, dada a seguir;

$$Q = A_m \times RH^{2/3} \times i^{0,5} / n$$

Onde;

Q = Vazão de projeto, (m³/s);

A_m = Área molhada da seção (m²);

RH = Raio hidráulico da seção molhada (metros);

i = Declividade, (diferença de cota / comprimento, em m/m).

N = Rugosidade do material (vide Tabela 3), a seguir.

Tabela 3 - Coeficientes de rugosidade

Revestimento	Rugosidade		
	Mínima	Usual	Máxima
Concreto pré-moldado	0,011	0,013	0,015
Concreto com acabamento	0,013	0,015	0,018
Concreto sem acabamento	0,014	0,017	0,020
Concreto projetado	0,018	0,020	0,022
Gabiões	0,022	0,030	0,035
Espécies vegetais	0,025	0,035	0,070
Aço	0,010	0,012	0,014
Ferro fundido	0,011	0,014	0,016
Aço corrugado	0,019	0,022	0,028
Solo sem revestimento	0,016	0,023	0,028
Rocha sem revestimento	0,025	0,035	0,040

Fonte: (BAPTISTA; COELHO, 2012, p. 241)

Verificando se a velocidade das águas nos condutos, utilizou-se equação da continuidade, dada pela fórmula:

$$V = 4 \times Q / \pi \times D^2$$

Onde;

Q = Vazão encontrada no trecho, (em m³/s);

D = Diâmetro encontrado, (em metros).

Para o cálculo das novas dimensões da boca de lobo, (segundo FHWA, 1996), onde a vazão a ser utilizada será para TR = 10 anos, visando um maior fator de segurança e vida útil da estrutura, utilizou-se a equação:

$$Q/A = 2,91 \times y^{1/2}$$

Onde;

Q/A = Vazão por metro quadrado de área de abertura da grelha, (m³/s);

y = Altura de água na sarjeta sobre a grelha, (metros).

Para análise de viabilidade econômica, foi elaborado uma planilha de estimativa do custo da obra a ser realizada, retirando-se os valores unitários através de consulta ao Sinapi – Sistema Nacional de Custos e Índices da Construção Civil (09/2015) e SETOP – Secretaria de Estado de Transportes e Obras Públicas de Minas Gerais (06/2015), onde se chegou a uma estimativa de preço final da obra, conforme Apêndice N .

Depois de realizados os cálculos citados na metodologia foi possível idealizar o projeto (vide Apêndice L), juntamente com um memorial descritivo (vide apêndice M) e uma planilha orçamentária da obra (Apêndice N), propondo resolver o problema existente, fazendo com que o sistema de drenagem do local funcione de forma eficiente.

5. RESULTADOS

5.1 Caracterização do local de estudo

A área estudada fica localizada no município de Paraguaçu – MG, bairro Sagrado Coração, situado ao lado da rodovia BR 491, próximo ao trevo do Avião, com coordenadas de latitude de 21°33'49,14''S e de longitude 45°43'53,00''S.

O loteamento em estudo é composto por 279 lotes com 300,00 m² de média, formado por 15 quadras, constituindo um loteamento pluri-habitacional com área de 118.262,27 m² (cento e dezoito mil duzentos e sessenta e dois metros quadrados), sendo composta por 92.455,01 m² (noventa e dois mil quatrocentos e cinquenta e cinco metros quadrados) de área de lotes, o que corresponde a 78,17 % da área total, e de 25.807,26 m² (vinte e cinco mil oitocentos e sete metros quadrados) de áreas asfaltadas correspondentes a 21,82 % da área total, totalizando assim 118.262,27 m², (conforme Anexo A). A área demarcada localizada logo abaixo ao loteamento (conforme figura 3) completa a área de drenagem da bacia, constituída de uma área de 113.035 m² de área verde, totalizando assim uma bacia hidrográfica com área total de 231.297,27 m².

O sistema de drenagem pluvial atual conta com uma tubulação de 600 mm que recebe as águas provenientes do loteamento Sagrado Coração e se encontra incompleta. Ela deveria ser prolongada cerca de 350 metros até um bueiro com dimensões 1,50m x 1,50m x 2,20 m de profundidade com uma tubulação de 600 mm, localizada às margens da BR-491, (conforme apêndice H) e que transpõe a BR-491, direcionando o fluxo de água para a boca de lobo instalada no local dos transbordamentos com dimensões 0,90m x 0,50m x 0,80m de profundidade e com uma tubulação atual de 200 mm, (conforme apêndice I).

5.2 Cálculo da intensidade de chuvas para a cidade de Paraguaçu-MG:

Uma das propostas do presente trabalho é verificar a quantidade de vazão que a bacia hidrográfica em estudo produz, para então dimensionar a galeria que se encontra incompleta e readequar as galerias já existentes com o que é proposto de vazão atualmente em cada trecho estudado. Para se verificar esta vazão é necessário que se obtenha outros parâmetros que estão dispostos a seguir:

Para o cálculo do tempo de concentração da bacia, utiliza-se a equação:

$$T_c = t_a + t_s$$

Onde;

T_c = Tempo de duração de chuva, (em minutos);

t_a = Chamado também de tempo morto; é o tempo que leva para uma gota d'água percorrer de um ponto mais alto da bacia, até o ponto mais distante, no final do loteamento, tempo este que se fixa em 10 minutos;

t_s = Tempo de escoamento superficial, ou seja, o tempo que uma gota d'água leva para percorrer um caminho de maior extensão do loteamento, (em minutos).

Para se calcular o tempo de escoamento superficial " t_s ", utiliza-se a equação dada por:

$$T_s = 16 \times L / [1,05 - 0,2p (100 \times I_m)^{0,04}]$$

Onde;

t_s – Tempo de escoamento superficial da bacia, (em minutos.);

L – Maior percurso do divisor mais distante até a seção considerada, (em quilômetros);

p – Porcentagem de área verde da bacia;

I_m – Declividade média do terreno ao longo do trecho L considerado, (em m/m).

Com o projeto em mãos e retirando dados necessários, aplicados na fórmula, tem-se;

$$T_s = 16 \times 0,698 / [1,05 - (0,2 \times 0,6352) (100 \times 0,0499)^{0,04}]$$

$$T_s = 11,35 \text{ minutos}$$

Aplicando-se o resultado de T_s na fórmula do tempo de concentração, tem-se:

$$t_c = 10 + 11,35$$

$$t_c = 21,35 \text{ minutos}$$

Para o cálculo da intensidade média de chuvas, foi utilizada a equação de chuvas proposta por Chen (1983), aplicando o resultado obtido do tempo de concentração (t_c), com tempos de retorno de 2, 5 e 10 anos, através da equação:

$$I_m = K \times TR^a / (t + b)^c$$

Onde;

$K = a - b - c =$ São parâmetros locais retirados do software Pluvio 2.1, (indicados na metodologia);

TR = Tempo de retorno da chuva, em anos (2, 5 e 10 anos);

t = Tempo de duração mínima (em minutos).

Para um período de retorno de 2 anos, teremos;

$$I = 3810,660 \times 2^{0,207} / (21,35 + 20,341)^{1,075}$$
$$I = 79,75 \text{ mm/h.}$$

Para um período de retorno de 5 anos, teremos;

$$I = 3810,660 \times 5^{0,207} / (21,35 + 20,341)^{1,075}$$
$$I = 96,41 \text{ mm/h.}$$

Para um período de retorno de 10 anos, teremos;

$$I = 3810,660 \times 10^{0,207} / (21,35 + 20,341)^{1,075}$$
$$I = 111,29 \text{ mm/h.}$$

5.3 Cálculo da vazão gerada pelo loteamento:

Como já indicado na metodologia, o cálculo da vazão será realizado através do Método Racional, utilizando o resultado final da intensidade de chuvas calculadas para Paraguaçu-MG e também os cálculos realizados após as separações das sub-bacias

(conforme Apêndice A) e calculando os $C_{médios}$ para cada sub-bacia do loteamento feitos com base no uso e ocupação do solo (conforme tabela 2), para um período de retorno de 2, 5 e 10 anos. O resultado de determinação de vazão para um período de retorno de 10 anos (tabela 4) está apresentado abaixo, sendo que os resultados de vazão para o tempo de retorno de 2 e 5 anos estão apresentados nos Apêndice B e C.

Tabela 4 – Vazão gerada pelo loteamento Sagrado Coração para tempo de retorno de 10 anos.

Determinação da vazão pluvial							
TRECHO	RUA	i(m/s)	C	Áreacombinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
				M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
1.2	RUA 1	3.092E-05	0.5	752.58		0.0116	0.0000
2.3	AV 1		0.496	1697.57	439.63	0.0260	0.0067
3.4	AV 1		0.493	1977.41	513.59	0.0301	0.0078
1.5	RUA 4		0.389	1394.76	1960.96	0.0168	0.0236
5.6	RUA 4		0.354	2087.35	1906.51	0.0228	0.0209
6.4	RUA 2A		0.619	0	644.25	0.0000	0.0123
6.7	RUA 2A		0.564	0	1496.56	0.0000	0.0261
8.9	AV 2		0.375	2876.28	3291.38	0.0333	0.0382
9- DEZ	AV 2		0.386	3418.9	4109.77	0.0408	0.0490
11.12	ALAMEDA 1		0.402	794.99	3506.38	0.0099	0.0436
12.13	ALAMEDA 1		0.426	750.42	2753.01	0.0099	0.0363
14.15	ALAMEDA 1		0.479	2435.48	804.33	0.0361	0.0119
15.16	ALAMEDA 1		0.451	2470.05	782.19	0.0344	0.0109
17	RUA 2		0.513	374.49	0	0.0059	0.0000
18-19	RUA 5		0.375	2631.23	1976.8	0.0305	0.0229
19-20	RUA 5		0.351	2239.49	1987.38	0.0243	0.0216
21	RUA 2		0.477	496.4	0	0.0073	0.0000
22.23	RUA 6		0.356	2240.88	2246.14	0.0247	0.0247
23.24	RUA 6		0.358	2404.37	2273.62	0.0266	0.0252
25	RUA 2		0.472	886.92	0	0.0129	0.0000
26.27	RUA 7		0.353	2145.89	2276.55	0.0234	0.0248
27.28	RUA 7		0.357	2419.94	2221.42	0.0267	0.0245
29.3	RUA 2		0.482	1011.57	0	0.0151	0.0000
31.32	RUA 8		0.351	2723.31	2754.47	0.0296	0.0299
32.33	RUA 8		0.346	2861.9	2128.99	0.0306	0.0228
34	RUA 2		0.533	648.78	0	0.0107	0.0000
35.36	RUA 9		0.356	0	2769.68	0.0000	0.0305
36.37	RUA 9		0.364	0	3518.38	0.0000	0.0396
38	RUA 1 A		0.588	0	830.67	0.0000	0.0151
39	RUA 1A/RUA 1		0.469	4697.3	0	0.0681	0.00
40	RUA 1		0.536	0	805.43	0.0000	0.0133
41	RUA 1		0.517	0	746.86	0.0000	0.0119

Continuação da tabela 4 – Vazão gerada pelo loteamento Sagrado Coração para tempo de retorno de 10 anos.							
42	RUA 1		0.342	2320.44	0	0.0245	0.00
43	RUA 1		0.551	0	612.01	0.0000	0.0104
44	RUA 1		0.479	1554.82	0	0.0230	0.00
45.46	RUA 1		0.406	2042.46	1002.85	0.0256	0.0126
47.48	RUA 1		0.463	820.82	753.22	0.0117	0.0108

Total em (m³/s) = 1.3212 m³/s.

5.4 Cálculo do diâmetro da tubulação ligando a saída do loteamento até o bueiro (Ponto A-B).

De acordo com o apêndice J, este trecho se encontra incompleto, fazendo com que as águas escoem de forma desordenada, causando erosões (apêndice K) e muitos outros problemas de cunho social. Para o cálculo desta tubulação, primeiro é necessário que se ajuste a vazão encontrada para um TR de 10 anos mostrados na (Tabela 4) e para TR de 2 e 5 anos (apêndices B e C), pelas diferentes relações Y/D (conforme tabela 2), para determinação da altura da lâmina de água na seção para que esta não trabalhe como seção plena.

Aplicando a relação Y/D = 0,75 (tabela 2), obtém-se Q/Q₀ = 0,90. Para uma vazão de 0,9468 m³/s (conforme apêndice B), para um tempo de retorno de 2 anos, temos;

$$Q/Q_0 = 0,90$$

$$Q_0 = Q/0,90$$

$$Q_0 = 0,9468/0,90$$

$$Q_0 = 1,052 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Aplicando a relação Y/D = 0,75 (tabela 2), obtém-se Q/Q₀ = 0,90. Para uma vazão de 1,1446 m³/s, (conforme tabela 1), para um tempo de retorno de 5 anos, temos;

$$Q/Q_0 = 0,90$$

$$Q_0 = Q/0,90$$

$$Q_0 = 1,1446/0,90$$

$$Q_0 = 1,272 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtém-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para uma vazão de $1,3212 \text{ m}^3/\text{s}$ (conforme apêndice C), para um tempo de retorno de 10 anos, temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 1,3212/0,90 \\Q_0 &= 1,468 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Com as vazões ajustadas e calculadas, o cálculo do diâmetro da tubulação no ponto A-B, é dado a seguir;

$$Q = A_m \times RH^{2/3} \times i^{0,5} / n$$

Onde;

Q = Vazão de projeto, (m^3/s);

A_m = Área molhada da seção, (m);

RH = Raio hidráulico da seção molhada (m);

I = Declividade (m/m), $(870 - 845 / 348) = 0,072 \%$, de acordo com a figura 4;

N = Rugosidade do material (tabela 3).

Calculando o diâmetro da galeria no ponto A-B, para um tempo de retorno de 2 anos, temos;

$$\begin{aligned}1,052 &= \frac{\pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,072^{0,5}}{0,016} \\D &= 0,548 \text{ m} \\D \text{ comercial} &= 600 \text{ mm}.\end{aligned}$$

Calculando o diâmetro da galeria no ponto A-B, para um tempo de retorno de 5 anos, temos;

$$\frac{1,272 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,072^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 0,588 \text{ m}$$

D comercial = 600 mm.

Calculando o diâmetro da galeria no ponto A-B, para um tempo de retorno de 10 anos, temos;

$$\frac{1,468 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,072^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 0,637 \text{ m}$$

D comercial = 700 mm.

Após determinado o diâmetro da tubulação que se estenderá 350 metros até o bueiro localizado nas margens da BR-491, para tempos de retorno de 2, 5 e 10 anos, faz-se necessário a verificação da velocidade da água no conduto devendo esta se encontrar acima de 0,75 m/s, para se evitar o acúmulo de sedimentos e abaixo de 5 m/s, para que não haja um desgaste prematuro da tubulação através do atrito. Para este cálculo foi utilizado a equação da continuidade, dada pela fórmula;

$$V = 4 \times Q / \pi \times D^2$$

Onde;

Q = Vazão encontrada no trecho (em m³/s);

D = Diâmetro encontrado (em metros).

Calculando a velocidade, para um tempo de retorno de 2 anos, temos;

$$V = 4 \times 1,052 / \pi \times 0,6^2$$

$$V = 3,72 \text{ m/s.}$$

OK!!!

Calculando a velocidade, para um tempo de retorno de 5 anos, temos;

$$V = 4 \times 1,272 / \pi \times 0,6^2$$

$$V = 4,50 \text{ m/s.}$$

OK!!!

Calculando a velocidade, para um tempo de retorno de 10 anos, temos;

$$V = 4 \times 1,468 / \pi \times 0,7^2$$

$$V = 3,81 \text{ m/s.}$$

OK!!!

Visto que as velocidades estão dentro dos parâmetros, para o trecho A-B adota-se para o projeto o diâmetro de 700 mm para um tempo de retorno de 10 anos, visando uma maior segurança e vida útil da estrutura.

5.5 Cálculo do diâmetro da tubulação do bueiro até a boca de lobo (Ponto B-C).

Para este cálculo, utiliza-se a vazão calculada no trecho A-B somados à vazão gerada pelo restante da bacia contribuinte localizada abaixo do loteamento (conforme hachurado na figura 3), constituída de área verde no valor de 113.035 m² e adotado um coeficiente de Runoff no valor de 0,2 (conforme tabela 2) com um tempo de retorno de 10 anos (conforme tabela 5 abaixo) e para tempo de retorno de 2 e 5 anos apresentados nos Apêndice D e E.

Tabela 5 – Vazão gerada pelo restante da área contribuinte da bacia para tempo de retorno de 10 anos.

Determinação da vazão da área contribuinte demarcada para TR = 2 anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Área combinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
área demarcada contribuinte	3.092E-05	0.2	0	113035	0.0000	0.6989

Total em (m³/s) = 0,6989 m³/s.

De acordo com os cálculos da tabela acima, a vazão calculada pelo restante da área que completa a bacia hidrográfica contribuinte para um tempo de retorno de 10 anos foi de 0,6989 m³/s e que somados a vazão gerada para o cálculo do trecho A-B, também para um

tempo de retorno de 10 anos geram 2,0201 m³/s de vazão, 1,4477 m³/s de vazão para um tempo de retorno de 2 anos e de 1,7505 m³/s de vazão para um tempo de retorno de 5 anos.

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de 1,4477 m³/s, com um tempo de retorno de 2 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 1,4477/0,90 \\Q_0 &= 1,609 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de 1,7505 m³/s, com um tempo de retorno de 5 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 1,7505/0,90 \\Q_0 &= 1,945 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de 2,0201 m³/s, com um tempo de retorno de 10 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 2,0201/0,90 \\Q_0 &= 2,24 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Calculando o diâmetro da tubulação da saída do bueiro (ponto B –C) e adotando uma inclinação de 5%, visto que é um trecho sem declividade natural para um tempo de retorno de 2, 5 e 10 anos temos;

Calculando o diâmetro da galeria no ponto B-C, para um tempo de retorno de 2 anos, temos;

$$\frac{1,609 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,05^{0,5}}{0,016}$$

$$0,016$$

$$D = 0,688 \text{ m}$$

$$D \text{ comercial} = 700 \text{ mm.}$$

Calculando o diâmetro da galeria no ponto B-C, para um tempo de retorno de 5 anos, temos;

$$\frac{1,945 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,05^{0,5}}{0,016}$$

$$0,016$$

$$D = 0,739 \text{ m}$$

$$D \text{ comercial} = 800 \text{ mm.}$$

Calculando o diâmetro da galeria no ponto B-C, para um tempo de retorno de 10 anos, temos;

$$\frac{2,24 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,05^{0,5}}{0,016}$$

$$0,016$$

$$D = 0,779 \text{ m}$$

$$D \text{ comercial} = 800 \text{ mm.}$$

Calculando a velocidade no trecho B-C, para um tempo de retorno de 2 anos, temos;

$$V = 4 \times 1,609 / \pi \times 0,7^2$$

$$V = 4,18 \text{ m/s.}$$

Calculando a velocidade no trecho B-C, para um tempo de retorno de 5 anos, temos;

$$V = 4 \times 1,945 / \pi \times 0,8^2$$

$$V = 3,87 \text{ m/s.}$$

OK!

Calculando a velocidade no trecho B-C, para um tempo de retorno de 10 anos, temos;

$$V = 4 \times 2,24 / \pi \times 0,8^2$$

$$V = 4,45 \text{ m/s.}$$

OK!

Visto que as velocidades estão dentro dos parâmetros, para o trecho B-C adota-se para o projeto o diâmetro de 800 mm para um tempo de retorno de 10 anos, visando uma maior segurança e vida útil da estrutura.

5.6 Cálculo do diâmetro da tubulação da boca de lobo até o ponto D (Ponto C-D).

Para a determinação da vazão neste ponto devemos considerar além da vazão calculada para o cálculo no ponto B-C, uma parcela que é gerada por um dos lados do asfalto, que possui uma área de 5.350 m² e coeficiente de Runoff, após feito uma média ponderada no valor de 0.85 (conforme tabela 1), e que está sendo apresentada na tabela a seguir (tabela 6) com um tempo de retorno de 5 anos. Os resultados de vazão para o tempo de retorno de 2 e 10 anos estão apresentados nos Apêndice F e G.

Tabela 6 – Vazão gerada por um dos lados da BR-491 para tempo de retorno de 10 anos.

Determinação da vazão da área contribuinte demarcada para TR = 10 anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Áreacombinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
Área de um dos lados do asfalto	3.092E-05	0.85	0	5350	0.0000	0.1406

Total em (m³/s) = 0,1406.

De acordo com os cálculos da tabela acima, a vazão calculada por um dos lados do asfalto para um tempo de retorno de 10 anos foi de 0,1406 m³/s. Somados a vazão calculado trecho B-C, também para um tempo de retorno de 10 anos, geram 2,1607 m³/s de vazão, 1,5485 m³/s de vazão para um tempo de retorno de 2 anos e de 1,8725m³/s de vazão para um tempo de retorno de 5 anos.

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de $1,5485 \text{ m}^3/\text{s}$, com um tempo de retorno de 2 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 1,5485/0,90 \\Q_0 &= 1,720 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de $1,8725 \text{ m}^3/\text{s}$, com um tempo de retorno de 5 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 1,8725/0,90 \\Q_0 &= 2,080 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Aplicando a relação $Y/D = 0,75$ (tabela 2), obtem-se $Q/Q_0 = 0,90$. Para vazão de $2,160 \text{ m}^3/\text{s}$, com um tempo de retorno de 10 anos temos;

$$\begin{aligned}Q/Q_0 &= 0,90 \\Q_0 &= Q/0,90 \\Q_0 &= 2,1607/0,90 \\Q_0 &= 2,400 \text{ m}^3/\text{s}.\end{aligned}$$

Calculando a galeria do ponto C-D, para um tempo de retorno de 2 anos e inclinação de $(841 - 836 / 50) = 0,1 - 10\%$, temos;

$$\begin{aligned}1,72 &= \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} \times 0,1^{0,5} \\&0,016 \\D &= 0,619 \text{ m} \\D \text{ comercial} &= 700 \text{ mm}.\end{aligned}$$

Calculando a galeria do ponto C-D, para um tempo de retorno de 5 anos e inclinação de $(841 - 836 / 50) = 0,1 - 10\%$, temos:

$$\frac{2,08 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,1^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 0,665 \text{ m}$$

D comercial = 700 mm.

Calculando a galeria do ponto C-D, para um tempo de retorno de 10 anos e inclinação de $(841 - 836 / 50) = 0,1 - 10\%$, temos:

$$\frac{2,40 = \pi D^2/4 \times D^{2/3}/4^{2/3} \times 0,1^{0,5}}{0,016}$$

$$D = 0,702 \text{ m}$$

D comercial = 800 mm.

Verificando a velocidade no trecho C-D, para um tempo de retorno de 2 anos temos:

$$V = 4 \times 1,72 / \pi \times 0,7^2$$

$$V = 4,46 \text{ m/s.}$$

OK!!!

Verificando a velocidade no trecho C-D, para um tempo de retorno de 5 anos temos:

$$V = 4 \times 2,08 / \pi \times 0,7^2$$

$$V = 5,40 \text{ m/s.}$$

Não passou!!!

Verificando a velocidade no trecho C-D, para um tempo de retorno de 10 anos temos:

$$V = 4 \times 2,40 / \pi \times 0,8^2$$

$$V = 4,77 \text{ m/s.}$$

OK!!!

Notamos que a velocidade se encontra dentro dos parâmetros somente para um tempo de retorno de 2 e 10 anos, porém, para tempo de retorno de 5 anos a velocidade se encontra acima de 5 m/s, divulgados na metodologia. Como será adotado o valor do diâmetro da tubulação para um TR = 10 anos, para fins de projeto adota-se um diâmetro de 800 mm para o trecho C – D.

5.7 Cálculo do diâmetro da tubulação do ponto D até o ponto receptor (córrego), (Ponto D-E).

Para a determinação da vazão no último ponto a ser estudado será utilizada a mesma vazão que chega ao ponto D, de 1,72 m³/s para TR=2anos, de 2,08 m³/s para TR=5anos e de 2,40 m³/s para TR=10 anos;

Realizando os cálculos dos diâmetros, com inclinação de $(834 - 827 / 250) = 0,028$ 2,8%, para um tempo de retorno de 2 anos, temos:

$$\frac{1,72 = \pi D^2 / 4 \times D^{2/3} / 4^{2/3} \times 0,028^{0,5}}{0,016}$$

$$0,016$$

$$D = 0,786 \text{ m}$$

D comercial = 800 mm.

Realizando os cálculos dos diâmetros, com inclinação de $(834 - 827 / 250) = 0,028$ 2,8%, para um tempo de retorno de 5 anos, temos:

$$\frac{2,08 = \pi D^2 / 4 \times D^{2/3} / 4^{2/3} \times 0,028^{0,5}}{0,016}$$

$$0,016$$

$$D = 0,844 \text{ m}$$

D comercial = 900 mm.

Realizando os cálculos dos diâmetros, com inclinação de $(834 - 827 / 250) = 0,028$ 2,8%, para um tempo de retorno de 10 anos, temos:

$$2,40 = \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{D^{2/3}}{4^{2/3}} \times 0,28^{0,5}$$

$$0,016$$

$$D = 0,891 \text{ m}$$

$$D \text{ comercial} = 900\text{mm.}$$

Verificando a velocidade no trecho D-E, para um tempo de retorno de 2 anos temos:

$$V = 4 \times 1,72 / \pi \times 0,8^2$$

$$V = 3,42 \text{ m/s.}$$

OK!

Verificando a velocidade no trecho D-E, para um tempo de retorno de 5 anos temos:

$$V = 4 \times 2,08 / \pi \times 0,9^2$$

$$V = 3,256 \text{ m/s.}$$

OK!

Verificando a velocidade no trecho D-E, para um tempo de retorno de 10 anos temos:

$$V = 4 \times 2,40 / \pi \times 0,9^2$$

$$V = 3,77 \text{ m/s.}$$

OK!

Para este trecho calculado (ponto D-E), adota-se para o projeto o diâmetro de 900 mm para um tempo de retorno de 10 anos, visando uma maior segurança e vida útil da estrutura.

5.8 Cálculo das novas dimensões da boca de lobo.

Conforme mostrados no Apêndice A, a boca de lobo existente, não possui dimensões nem capacidade de absorver toda vazão gerada pelos elementos do sistema de drenagem calculados anteriormente, sendo preciso redimensionar as dimensões externas desta boca de lobo. Com uma grelha ela funciona como orifício, uma vez que a profundidade da lâmina de água ultrapassa os 42 cm, e para tal cálculo, (segundo FHWA, 1996) é dado pela fórmula:

$$Q/A = 2,91 \times y^{1/2}$$

Onde;

Q = Vazão total de chegada, (em metros);

A = Área da boca de lobo, (em m²);

y = Altura da lâmina de água, (em metros).

Calculando a nova área da boca de lobo, com a vazão de projeto de 2,40 m³/s calculadas para o ponto C e para o tempo de retorno de 10 anos, visando uma maior segurança e vida útil, temos:

$$2,40 = 2,91 \times A \times 0,45^{1/2}$$

$$A = 1,11 \text{ m}^2.$$

$$\text{Adotado} = 1,20 \text{ m}^2.$$

Portanto, as novas dimensões da boca de lobo serão de 1,20 x 1,00 metros e com uma profundidade de 2 metros conforme especificados nos cálculos realizados no ponto C-D.

5.9 Estimativa de custos

Para a elaboração da planilha que nos traz uma estimativa de custo (apresentada no Apêndice N), foram consultados a tabela SINAPI (09/2015) juntamente com a tabela SETOP (06/2015), retirando dados necessários do projeto (apêndice L), sendo empregado

um modo de orçamentação convencional como instrumento pelo qual foram levantados as quantidades de materiais que serão empregados na obra, bem como as prováveis composições dos custos unitários que foram feitos através das identificações dos materiais constituintes do sistema de drenagem. O preço final estimado obtido na planilha, no valor de R\$ 255.389,42 (duzentos e cinquenta e cinco mil, trezentos e oitenta e nove reais e quarenta e dois centavos) conforme mostrados no apêndice N, refere-se basicamente aos materiais necessários à realização da obra, não sendo acrescentado o cálculo de BDI sobre elas.

6. CONCLUSÃO

Conclui-se com o presente trabalho que o principal fator para a ocorrência dos alagamentos no bairro Parque dos Pinheiros esta localizado no trecho A-B do projeto apresentado no apêndice L, onde as obras não foram concluídas, fazendo com que a toda a água proveniente do loteamento Sagrado Coração seja direcionada para uma tubulação que se encontra incompleta, conforme apêndice J. Diante dos fatos, o sistema de drenagem do local estudado, atualmente não está em condições de drenar o que é gerado de vazão após a modificação da bacia hidrográfica, com a implantação do loteamento Sagrado Coração.

Foram realizadas pesquisas e estudos de caso analisando a situação atual de drenagem nos trechos especificados em projeto, onde foi proposto uma readequação de todo sistema de drenagem interligando os dois loteamentos, alterando os diâmetros das tubulações em todos os trechos analisados, de acordo com o que foi calculado de vazão para cada trecho, direcionando essas águas para um local correto de modo a resolver o problema de alagamento existente e garantindo segurança aos moradores, pedestres e ao tráfego viário do local.

Com a evolução e crescimento das cidades, as prefeituras deveriam contar com mais profissionais especializados na área de drenagem para a execução de projetos desta natureza buscando assim um maior controle e fiscalização no que diz respeito a obras de drenagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Manual de hidráulica**. 8ª Edição – São Paulo: Blucher, 1998.

BAPTISTA, Márcio Benedito. COELHO, Márcia Maria Lara Pinto. **Fundamentos de engenharia hidráulica**. 3ª edição revisada e ampliada – Belo Horizonte: Editora UFMG, 2012.

BARROS, Mário Thadeu Leme de. Drenagem Urbana: bases conceituais e planejamento. In: **Fundamentos para um desenvolvimento sustentável**. Barueri – São Paulo: Manole, 2005.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos. **Águas das chuvas: Engenharias das águas pluviais nas cidades**. 3ª edição revista e sensivelmente ampliada – São Paulo, SP, Blucher, 2011.

ELOY, E. J. S.; CARDOSO, L. R. A. **Parâmetros e conceitos dos custos de infraestrutura em uma cidade média**. São Paulo: EPUSP, 2011. 15 p. (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/566).

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Urban Drainage Design Manual*. November 1996. HEC 22, Metric Version.

GARCEZ, Lucas Nogueira. ALVAREZ, Guillermo Acosta. **Hidrologia**. 2ª edição. São Paulo: Blucher, 1988.

PHILIPPI JR, Arlindo. **Saneamento, saúde e ambiente: Fundamentos para um desenvolvimento sustentável**. Barueri – São Paulo: Blucher, 2005.

RIGHETTO, Antônio Morazzi. **PROSAB: Manejo de águas pluviais urbanas**. 1ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009.

TUCCI, Carlos E.M. **DRENAGEM URBANA**: Editora da Universidade – UFRGS, 1995. Disponível em http://www.pliniotomaz.com.br/downloads/livro_calculos/capitulo05.pdf Acesso em: 16 de out. 2015

**APÊNDICE B – TABELA DE DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DO LOTEAMENTO
PARA PERÍODO DE RETORNO DE 2 ANOS**

Determinação da vazão pluvial							
TRECHO	RUA	i(m/s)	C	Áreacombinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
				M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
1.2	RUA 1	2.216E-05	0.5	752.58		0.0083	0.0000
2.3	AV 1		0.496	1697.57	439.63	0.0187	0.0048
3.4	AV 1		0.493	1977.41	513.59	0.0216	0.0056
1.5	RUA 4		0.389	1394.76	1960.96	0.0120	0.0169
5.6	RUA 4		0.354	2087.35	1906.51	0.0164	0.0150
6.4	RUA 2A		0.619	0	644.25	0.0000	0.0088
6.7	RUA 2A		0.564	0	1496.56	0.0000	0.0187
8.9	AV 2		0.375	2876.28	3291.38	0.0239	0.0273
9- DEZ	AV 2		0.386	3418.9	4109.77	0.0292	0.0351
11.12	ALAMEDA 1		0.402	794.99	3506.38	0.0071	0.0312
12.13	ALAMEDA 1		0.426	750.42	2753.01	0.0071	0.0260
14.15	ALAMEDA 1		0.479	2435.48	804.33	0.0258	0.0085
15.16	ALAMEDA 1		0.451	2470.05	782.19	0.0247	0.0078
17	RUA 2		0.513	374.49	0	0.0043	0.0000
18-19	RUA 5		0.375	2631.23	1976.8	0.0219	0.0164
19-20	RUA 5		0.351	2239.49	1987.38	0.0174	0.0155
21	RUA 2		0.477	496.4	0	0.0052	0.0000
22.23	RUA 6		0.356	2240.88	2246.14	0.0177	0.0177
23.24	RUA 6		0.358	2404.37	2273.62	0.0191	0.0180
25	RUA 2		0.472	886.92	0	0.0093	0.0000
26.27	RUA 7		0.353	2145.89	2276.55	0.0168	0.0178
27.28	RUA 7		0.357	2419.94	2221.42	0.0191	0.0176
29.3	RUA 2		0.482	1011.57	0	0.0108	0.0000
31.32	RUA 8		0.351	2723.31	2754.47	0.0212	0.0214
32.33	RUA 8		0.346	2861.9	2128.99	0.0219	0.0163
34	RUA 2		0.533	648.78	0	0.0077	0.0000
35.36	RUA 9		0.356	0	2769.68	0.0000	0.0218
36.37	RUA 9		0.364	0	3518.38	0.0000	0.0284
38	RUA 1 A		0.588	0	830.67	0.0000	0.0108
39	RUA 1A/RUA 1		0.469	4697.3	0	0.0488	0.00
40	RUA 1		0.536	0	805.43	0.0000	0.0096
41	RUA 1		0.517	0	746.86	0.0000	0.0086
42	RUA 1		0.342	2320.44	0	0.0176	0.00
43	RUA 1		0.551	0	612.01	0.0000	0.0075
44	RUA 1		0.479	1554.82	0	0.0165	0.00
45.46	RUA 1		0.406	2042.46	1002.85	0.0184	0.0090
47.48	RUA 1		0.463	820.82	753.22	0.0084	0.0077

Total em (m³/s) = 0,9468.

**APÊNDICE C- TABELA DE DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DO LOTEAMENTO
PARA PERÍODO DE RETORNO DE 5 ANOS**

Determinação da vazão produzida pelo loteamento para tempo de retorno de 5 anos						
TRECHO	RUA	C	Áreacombinação(m²)		Q (m³/s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
1.2	RUA 1	0.5	752.58		0.0101	0.0000
2.3	AV 1	0.496	1697.57	439.63	0.0226	0.0058
3.4	AV 1	0.493	1977.41	513.59	0.0261	0.0068
1.5	RUA 4	0.389	1394.76	1960.96	0.0145	0.0204
5.6	RUA 4	0.354	2087.35	1906.51	0.0198	0.0181
6.4	RUA 2A	0.619	0	644.25	0.0000	0.0107
6.7	RUA 2A	0.564	0	1496.56	0.0000	0.0226
8.9	AV 2	0.375	2876.28	3291.38	0.0289	0.0331
9- DEZ	AV 2	0.386	3418.9	4109.77	0.0353	0.0425
11.12	ALAMEDA 1	0.402	794.99	3506.38	0.0086	0.0378
12.13	ALAMEDA 1	0.426	750.42	2753.01	0.0086	0.0314
14.15	ALAMEDA 1	0.479	2435.48	804.33	0.0312	0.0103
15.16	ALAMEDA 1	0.451	2470.05	782.19	0.0298	0.0094
17	RUA 2	0.513	374.49	0	0.0051	0.0000
18-19	RUA 5	0.375	2631.23	1976.8	0.0264	0.0199
19-20	RUA 5	0.351	2239.49	1987.38	0.0211	0.0187
21	RUA 2	0.477	496.4	0	0.0063	0.0000
22.23	RUA 6	0.356	2240.88	2246.14	0.0214	0.0214
23.24	RUA 6	0.358	2404.37	2273.62	0.0231	0.0218
25	RUA 2	0.472	886.92	0	0.0112	0.0000
26.27	RUA 7	0.353	2145.89	2276.55	0.0203	0.0215
27.28	RUA 7	0.357	2419.94	2221.42	0.0231	0.0212
29.3	RUA 2	0.482	1011.57	0	0.0131	0.0000
31.32	RUA 8	0.351	2723.31	2754.47	0.0256	0.0259
32.33	RUA 8	0.346	2861.9	2128.99	0.0265	0.0197
34	RUA 2	0.533	648.78	0	0.0093	0.0000
35.36	RUA 9	0.356	0	2769.68	0.0000	0.0264
36.37	RUA 9	0.364	0	3518.38	0.0000	0.0343
38	RUA 1 A	0.588	0	830.67	0.0000	0.0131
39	RUA 1A/RUA 1	0.469	4697.3	0	0.0590	0.00
40	RUA 1	0.536	0	805.43	0.0000	0.0116
41	RUA 1	0.517	0	746.86	0.0000	0.0103
42	RUA 1	0.342	2320.44	0	0.0213	0.00
43	RUA 1	0.551	0	612.01	0.0000	0.0090
44	RUA 1	0.479	1554.82	0	0.0199	0.00
45.46	RUA 1	0.406	2042.46	1002.85	0.0222	0.0109
47.48	RUA 1	0.463	820.82	753.22	0.0102	0.0093

Total em (m³/s) = 1,1446 m³/s.

**APÊNDICE D – TABELA DE DETERMINAÇÃO DE VAZÃO PARA A ÁREA
DEMARCADADA, PARA UM PERÍODO DE RETORNO DE 2 ANOS**

Determinação da vazão da área contribuinte demarcada para TR = 2 anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Área combinação(m²)		Q (m³/s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
áreademarcadacontribuinte	2.216E-05	0.2	0	113035	0.0000	0.5009

Total em (m³/s) = 0,5009m³/s.

**APÊNDICE E – TABELA DE DETERMINAÇÃO DE VAZÃO PARA O
REstante DA ÁREA CONTRIBUINTE, PARA UM PERÍODO DE RETORNO
DE 5 ANOS**

Determinação da vazão do restante da área contribuinte para $T_r = 5$ anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Área combinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
Área marcada contribuinte	2.678E-05	0.2	0	113035	0.0000	0.6055

Total em (m³/s) = 0,6055 m³/s.

APÊNDICE F – TABELA DE DETERMINAÇÃO DE VAZÃO GERADAS POR UM DOS LADOS DO ASFALTO, PARA UM PERÍODO DE RETORNO DE 2 ANOS.

Determinação da vazão da área contribuinte demarcada para TR = 2 anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Áreacominação(m ²)		Q (m ³ /s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
Área de um dos lados do asfalto	2.216E-05	0.85	0	5350	0.0000	0.1008

Total em (m³/s) = 0,1008.

APÊNDICE G – TABELA DE DETERMINAÇÃO DE VAZÃO GERADAS POR UM DOS LADOS DO ASFALTO, PARA UM PERÍODO DE RETORNO DE 5 ANOS.

Determinação da vazão da área de um dos lados do asfalto para TR = 5 anos						
Área de contribuição	i(m/s)	C	Áreacombinação(m ²)		Q (m ³ /s)	
			M. esquerda	M. direita	M. esquerda	M. direita
Área de um dos lados do asfalto	2.678E-05	0.85	0	5350	0.0000	0.1218

Total em (m³/s) = 0,122.

**APÊNDICE H – FOTO E DETALHE DE BUEIRO LOCALIZADO AS MARGENS
DA BR 491.**

Bueiro localizado na Br 491



Fonte: Autor

Tubulação do bueiro



Fonte: Autor

Bueiro localizado nas margens da Br 491, com dimensões 1,50m x 1,50m x 2,20 m de profundidade, com uma tubulação de 600 mm, onde foi proposto uma inclinação maior no valor de 5% e uma mudança de diâmetro para 700 mm (para TR de 2 anos), e 800 mm (para TR de 5 e 10 anos), primeiro local em que as águas do loteamento são captadas.

**APÊNDICE I – FOTOS DA BOCA DE LOBO ATUAL, LOCAL DOS
TRANSBORDAMENTOS.**

Boca de lobo.



Fonte: Autor

Detalhe da boca de lobo.



Fonte: Autor

Boca de lobo instalada no local dos transbordamentos, que recebe as vazões originárias do loteamento, do bueiro e também de um dos lados da Br – 491, que conta com dimensões de 0,50 x 0,90 metros, 0,80 m de profundidade e de uma tubulação de 200 mm, onde passará a atuar com dimensões de 1,20 x 1,00 x 2,0 metros de profundidade e tubulação de 700 mm (para TR de 2 anos) e de 800 mm (para TR de 5 e 10 anos).

**APÊNDICE J – FOTOS DO DETALHE TUBULAÇÃO INCOMPLETA QUE
RECEBE A VAZÃO DO LOTEAMENTO.**

Detalhe que mostra a tubulação incompleta.



Fonte: Autor

Tubulação final de água pluvial do loteamento que se encontra incompleta, gerando alagamentos e assoreamentos nos pontos mais baixos do bairro Parque dos Pinheiros, onde foi proposto uma tubulação de 600 mm (para um TR de 2 e 5 anos) e de 700 mm (para TR de 10 anos).

APÊNDICE K- FOTOS DA EROSÃO CAUSADAS PELAS ÁGUAS.

Detalhe da erosão causada pelas águas.



Fonte: Autor

Erosão causadas pelas águas que correm livres sob o solo.