

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

GILMARA EMANUELA LEOBET DIAS

**ESTUDO DE VIABILIDADE DE RESERVATÓRIOS COLETIVOS NO  
AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO EM DRENAGEM DE  
ÁGUAS PLUVIAIS PARA UM CONDOMÍNIO EM CURITIBA - PR**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2015

GILMARA EMANUELA LEOBET DIAS

**ESTUDO DE VIABILIDADE DE RESERVATÓRIOS COLETIVOS NO  
AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO EM DRENAGEM DE  
ÁGUAS PLUVIAIS PARA UM CONDOMÍNIO EM CURITIBA - PR**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Graduação de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Flavio Bentes Freire.

Coorientador: Prof. Dr. Fernando Oliveira de Andrade.

CURITIBA

2015

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

### **ESTUDO DE VIABILIDADE DE RESERVATÓRIOS COLETIVOS NO AMORTECIMENTO DE VAZÕES DE PICO EM DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS PARA UM CONDOMÍNIO EM CURITIBA - PR**

Por

**GILMARA EMANUELA LEOBET DIAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 03 de dezembro de 2015, pela seguinte banca de avaliação:

---

Prof. Orientador - Flavio Bentes Freire, Dr.  
UTFPR

---

Prof. Coorientador - Fernando Oliveira de Andrade, Dr.  
UTFPR

---

Prof. André Nagalli, Dr.  
UTFPR

---

Profa. Stella Maris da Cruz Bezerra, Dra.  
UTFPR

A Deus, Senhor de todas as coisas, que permanece ao nosso lado e nos fornece a força necessária para alcançarmos nossos sonhos.

A meus pais, a quem devo agradecer por todo o apoio, por guiar meus passos, pelas minhas conquistas e por tudo que fazem por seus filhos.

## **AGRADECIMENTOS**

Inicialmente agradeço a Deus pela vida que me foi dada, por sempre me guiar pelos caminhos corretos, por todas as oportunidades ao longo dessa caminhada, por me dar força e fé necessária para passar por todos os momentos de dificuldade.

Aos meus pais, que me proporcionaram toda educação e suporte necessário para realizar mais essa conquista. Pela paciência nos momentos em que estive ausente, por estarem ao meu lado para superar os momentos mais difíceis.

Aos colegas de faculdade que sempre se mostraram dispostos a ajudar para superarmos as dificuldades encontradas ao longo do curso juntos.

Ao meu orientador Prof. Dr. Flavio Bentes Freire, professor de longa data, que aceitou me conduzir nesta monografia, obrigado por todas as sugestões, orientações e pela paciência para que essa conquista fosse possível.

Ao meu coorientador Prof. Dr. Fernando Oliveira de Andrade, pelas sugestões e esclarecimentos ao decorrer deste trabalho, com o intuito de obter o melhor resultado.

Por fim a todos os professores que tive a oportunidade de conhecer ao longo desta formação e contribuíram com conhecimentos necessários para concluir mais esta etapa.

## RESUMO

DIAS, Gilmara Emanuela Leobet. Estudo de viabilidade de reservatórios coletivos no amortecimento de vazões de pico em drenagem de águas pluviais para um condomínio em Curitiba – PR. 2015. 85 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2015.

A falta de planejamento urbano aliada ao crescimento populacional desordenado e aumento dos escoamentos superficiais tem contribuído de forma significativa para problemas relacionados a inundações nos centros urbanos. O atual sistema de drenagem, focado na canalização, baseia-se em um rápido escoamento do excesso pluvial a jusante, contribui para aumentar as vazões de picos e agravar este problema. Assim, tornam-se necessárias medidas alternativas para o manejo das águas pluviais. Este trabalho apresenta um estudo sobre reservatório de contenção de cheias coletivo em um condomínio na cidade de Curitiba - PR, uma alternativa para os problemas de cheias enfrentados pelas cidades brasileiras. Além do dimensionamento do reservatório coletivo, foi realizado um comparativo entre a implantação do reservatório coletivo e a implantação de reservatórios individuais por lote, sendo os reservatórios individuais dimensionados em outra pesquisa. A cidade na qual foi realizada o trabalho possui o Decreto Municipal nº 176 que estabelece critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. A área de estudo é composta por 131 lotes residenciais, ruas, calçadas, bosques e gramados, tendo um total de 0,041 km<sup>2</sup> (41000 m<sup>2</sup>). O sistema de drenagem do condomínio foi dimensionado pelo método “clássico”, ou seja, todo o escoamento pluvial é direcionado para sarjetas e, captado pelas bocas de lobo somente na iminência de ser superada a capacidade hidráulica das sarjetas, sendo posteriormente encaminhado às galerias. Os parâmetros adotados para o dimensionamento do reservatório coletivo da área de estudo basearam-se no Método Racional e no decreto citado anteriormente. Com o volume recomendado pelo decreto para uma área de reservatório de 444 m<sup>2</sup> o amortecimento foi de apenas 11,75%. Assim, optou-se por manter a área e considerar um volume de 450m<sup>3</sup>, o que resultou em um amortecimento de 49,05%. Ao realizar a comparação entre os reservatórios individuais e o reservatório coletivo, os custos foram R\$ 200.454,03 com amortecimento da vazão de pico em 33% para os reservatórios individuais e R\$ 219.749,92 com a amortecimento da vazão de pico em 49,05% para o reservatório coletivo. A partir dos resultados obtidos pela implantação do reservatório coletivo e da análise dos custos para execução do sistema, nota-se a importância do emprego desse tipo de sistema para redução das vazões de saída que são encaminhadas para via pública. Em comparação aos reservatórios individuais, o reservatório coletivo apresenta maior amortecimento e um sistema de drenagem mais simplificado. Entretanto, através da comparação das reduções da vazão de pico para os volumes estudados, percebe-se que ainda não há regulamentações para cidade de Curitiba que abranjam de maneira satisfatória reservatórios de maior porte.

**Palavras-chave:** Inundações urbanas. Drenagem urbana. Reservatório de contenção de cheias coletivo.

## ABSTRACT

DIAS, Gilmara Emanuela Leobet. *Feasibility study of collective reservoirs in damping peak flows in drainage of rainwater for a condo in Curitiba - PR*. 2015. 85 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil). Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2015.

*The lack of urban planning combined to disordered population growth and increase of superficial runoff has contributed in a significantly way for problems related to flooding in urban centers. The current drainage system, focused on the plumbing, is based on a quickly flow of rainwater over downstream, contributes to increase the peak flows and intensify this problem. Thus, it becomes necessary alternative measures for the management of pluvial water. This essay presents a study about collective full containment tank in a condo in the city of Curitiba - PR, an alternative to the problems of flooding faced by Brazilian cities. In addition to the sizing of the collective tank, there was a comparison between the implementation of the collective tank and the implementation of individual tanks per lot, in which individual ones were sized in other research. The city in which it was executed the work owns the 176th Municipal Decree that establishing criteria for implementation of flood containment mechanisms. The study area consists of 131 residential lots, streets, sidewalks, lawns and woods, resulting in a total of 0.041 km<sup>2</sup> (41,000 m<sup>2</sup>). The drainage system of the condo has been designed by the "classic" method, in other words, all the pluvial runoff is directed towards gutters and captured by sluice gates, only in a manner for being overcome the hydraulic capacity of the gutters, being subsequently forwarded to the galleries. The parameters adopted for the design of the collective tank of the study area are based on the Rational Method and on the decree mentioned previously. With the recommended volume by decree for a 444m<sup>2</sup> of tank area, the amortization was only 11.75%. Thus, it chose to maintain the area and consider a volume of 450m<sup>3</sup>, which resulted in a damping of 49.05%. When performing the comparison of individual tanks and the collective tanks, the costs were R\$ 200,454.03 with the damping of peak flow at 33% for individual tanks and R\$ 219,749.92 with the damping of peak flow at 49.05% for the collective one. From the obtained results by the implementation of the collective tank and by the analysis of the costs for the system implementation, it is possible to percept the importance of the use of this type of system in order to reduce output flows that are forwarded to the street. Comparing to individual tanks, the collective one has a higher damping and a more simplified drainage system. However, through the comparison since the peak flow reductions until the volumes studied, it is possible to realize that there are still no regulations for Curitiba`s city that covering satisfactorily large tanks.*

**Keywords:** *Urban floods. Urban drainage. Collective tank to the flood containment.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Crescimento Populacional Brasileiro no Período de 1940 – 2010. ....	19
Figura 2 - Alteração do ciclo hidrológico em função da urbanização. ....	20
Figura 3 - Total mundial de pessoas afetadas pelas inundações no período de 1960 - 2015. ....	24
Figura 4 - Total mundial econômico gasto pelas inundações no período de 1960 - 2015. ....	25
Figura 5 - Comparativo entre os dez desastres com maior prevalência no período de 2011 – 2014 no Paraná. ....	26
Figura 6 - Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização. ....	30
Figura 7 - Esquema de uma Superfície de Infiltração. ....	31
Figura 8 - Esquema de uma Valeta de Infiltração. ....	31
Figura 9 - Corte Típico de Pavimentos Porosos. ....	32
Figura 10 - Hidrograma afluente e efluente de um reservatório de retenção de cheias. ....	34
Figura 11 - Bacia de Retenção. ....	35
Figura 12 – Bacia de Detenção. ....	35
Figura 13 – Corte de um reservatório de contenção de cheias. ....	36
Figura 14 - Imagem de satélite da área de estudo. ....	37
Figura 15 - Divisão geral da área de estudo, considerando os tipos de construção. ....	38
Figura 16 - Curvas de nível da área de estudo. ....	39
Figura 17 - Seção da Sarjeta. ....	45
Figura 18 - Boca de lobo combinada sem depressão. ....	46
Figura 19 - Localização do Reservatório na Área de Estudo. ....	48
Figura 20 - Divisão da área de estudos para dimensionamento da rede de drenagem. ....	52
Figura 21 - Comprimento de Talvegue Considerado. ....	53
Figura 22 - Seção transversal da sarjeta (medidas em cm). ....	56
Figura 23 - Sistema de Drenagem ....	57
Figura 24 - Corte esquemático reservatório de contenção de cheias. ....	62



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Vazões no reservatório de contenção de cheias. ....	60
Gráfico 2 - Lâmina d'água no reservatório de contenção de cheias.....	60

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Poluentes no Escoamento Superficial .....	23
Quadro 2 – Doenças relacionadas ao saneamento ambiental inadequado .....	27

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características das edificações presentes na área de estudo .....	40
Tabela 2 – Áreas impermeáveis conforme os espaços considerados.....	41
Tabela 3 - Coeficientes de escoamento superficial para a área de estudo .....	42
Tabela 4 – Fator de Correção para o Coeficiente de Escoamento Superficial.....	43
Tabela 5 – Período de retorno para diferentes ocupações da área .....	44
Tabela 6 – Diâmetro do Orifício em função do Volume do Reservatório.....	49
Tabela 7 – Vazão Total das Áreas de Contribuição .....	55
Tabela 8 - Vazões com a utilização de reservatórios de contenção de cheias .....	57
Tabela 9 – Simulação das dimensões do reservatório de contenção de cheias .....	59
Tabela 10 – Resumo Orçamentos para os Reservatórios.....	63

## LISTA DE SIGLAS E ACRÔNIMOS

ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
EM – DAT	<i>The International Disaster Database</i>
EPA	<i>Environmental Protection Agency</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPPUC	Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba
PPDU	Plano Diretor de Drenagem Urbana
SANEPAR	Companhia de Saneamento do Paraná
SUDERHSA	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>14</b>
1.1	OBJETIVOS	16
1.1.1	Objetivo Geral	16
1.1.2	Objetivos Específicos	16
1.2	JUSTIFICATIVA	16
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>18</b>
2.1	CONCEITOS INTRODUTÓRIOS A RESPEITO DE DRENAGEM URBANA	18
2.1.1	As inundações e a Urbanização	18
2.2	IMPACTOS RELACIONADOS AO SISTEMA DE DRENAGEM	21
2.3	MEDIDAS DE CONTROLE	27
2.3.1	Medidas estruturais e não estruturais	28
2.3.2	Medidas não Convencionais	29
2.3.3	Gestão das Águas Pluviais	32
2.4	RESERVATÓRIOS PARA AMORTECIMENTO DE VAZÃO DE PICO	33
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>37</b>
3.1	ÁREA DE ESTUDO	37
3.1.1	Caracterização da Área de Estudo	37
3.1.2	Uso e Ocupação do Solo	39
3.2	CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS ESTABELECIDAS	41
3.2.1	Vazão Máxima com Base na Precipitação: Método Racional	41
3.2.2	Coeficiente de Escoamento Superficial	42
3.2.3	Intensidade da Precipitação	43
3.3	DIRETRIZES ESTABELECIDAS PARA SISTEMA DE DRENAGEM	45
3.3.1	Elementos do Sistema de Drenagem	45

3.4 DIRETRIZES ESTABELECIDAS PARA O RESERVATÓRIO DE AMORTECIMENTO DE PICO .....	48
3.4.1 Localização .....	48
3.4.2 Dimensionamento .....	49
3.5 ORÇAMENTO .....	51
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>52</b>
4.1 ÁREA DE ESTUDO.....	52
4.1.1 Caracterização da Área de Estudo.....	52
4.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS ESTABELECIDAS .....	53
4.2.1 Coeficiente de Escoamento Superficial.....	53
4.2.2 Intensidade da Precipitação .....	53
4.3 SISTEMA DE DRENAGEM .....	54
4.3.1 Áreas de Contribuição .....	54
4.3.2 Sarjeta.....	55
4.3.3 Boca de Lobo .....	56
4.3.4 Galerias .....	56
4.4 RESERVATÓRIO DE CONTENÇÃO DE CHEIAS.....	58
4.4.1 Dimensionamento .....	58
4.4.2 Projeto.....	61
4.5 ORÇAMENTO .....	63
<b>5 CONCLUSÕES .....</b>	<b>65</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>67</b>
<b>APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO .....</b>	<b>73</b>
<b>APÊNDICE B – SISTEMA DE DRENAGEM.....</b>	<b>79</b>
<b>APÊNDICE C – RESERVATÓRIO DE CONTENÇÃO DE CHEIAS .....</b>	<b>80</b>
<b>APÊNDICE D – ORÇAMENTO.....</b>	<b>82</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, as cidades brasileiras experimentaram um acelerado processo de urbanização e ocupação desordenada. Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2010), no censo de 2010, 84,4% da população estava concentrada em áreas urbanas. Essa concentração populacional desorganizada caracterizou-se, principalmente, por um ineficiente e inadequado planejamento urbano, ocupação de áreas irregulares, impermeabilização do solo, modificações dos ciclos hidrológicos naturais, resultando em diversos impactos negativos nas cidades.

Com o crescimento deste problema, questões relacionadas à infraestrutura urbana são recorrentes, dentre as quais destacam-se inundações em áreas urbanas, causadas pelo funcionamento ineficiente do sistema de escoamento de águas pluviais.

Devido ao aumento das edificações, a demanda por vias e calçadas pavimentadas aumentou o grau de impermeabilização do solo. A redução do contato da água com o solo dificulta a infiltração, aumenta o volume de escoamento superficial e reduz o tempo de transporte deste volume superficial para as galerias de drenagem, aumentando os picos de cheia. Outros fatores que contribuem para maximizar as inundações são desmatamento, erosão do solo, aumento gradativo do volume de sedimentos e do escoamento superficial, devido ao descarte inadequado de resíduos sólidos nos rios, galerias e canais, lançamento ilegal de esgoto nas redes de drenagem pluvial e falta de legislações e fiscalizações que abordem esse assunto (TUCCI, 1997; HOLTZ, 2011).

Os impactos das inundações juntamente com o lançamento ilegal de esgoto nas redes de drenagem pluvial e falta de legislações e fiscalizações que abordem estes assuntos, causam problemas econômicos, sociais e contribuem para disseminação de doenças de veiculação hídrica.

De acordo com Bich *et al.* (2011), as consequências para a saúde podem ser descritas em relação ao tempo em três prazos, doenças imediatas: ferimentos, diarreias, asma aguda, doenças de pele e infecções respiratórias; doenças a médio prazo: feridas infectadas, complicação nas lesões, intoxicações, transmissão de doenças e doenças mentais; e, doenças a longo prazo: doenças crônicas, doenças relacionadas à saúde mental, desnutrição dentre outras.

Neste panorama, percebe-se a necessidade da implantação de medidas mitigadoras, sejam elas estruturais ou não, dos impactos gerados pela inundação nos centros urbanos. As medidas estruturais referem-se as obras de engenharia para corrigir os danos causados pelas enchentes através de construção de reservatórios de retenção, restauração das calhas naturais, desvio de escoamento, dentre outras. As medidas não estruturais são aquelas que visam reduzir os danos causados pelas inundações por meio da introdução de leis, normas e decretos para o uso regulamentado do solo, controle da erosão, do resíduo sólido, a conscientização da população para este problema urbano (CANHOLI, 2005).

Uma solução usual do poder público para o problema é aumentar a capacidade da rede de drenagem. Porém, os métodos tradicionais utilizados, tais como sarjetas, bocas de lobo, calhas, grandes tubulações enterradas, não diminuem o escoamento superficial e acabam transferindo o problema para jusante. Em períodos com precipitações de maior intensidade, frequência e duração, esse sistema torna-se ineficiente provocando as inundações urbanas.

No que diz respeito às medidas de controle, os reservatórios de contenção de cheias são uma das soluções estruturais que podem minimizar este problema, retardando as vazões de picos nas galerias pluviais, já que o mesmo capta as águas pluviais de uma determinada área e amortiza o volume de água das galerias públicas, evitando a sobrecarga do sistema público de drenagem e diminuindo o risco de possíveis inundações (TUCCI, 2009).

A cidade de Curitiba-PR possui legislação específica, o Decreto Municipal nº 176/2007, sobre a obrigatoriedade de bacias ou reservatórios de detenção de acordo com a área e zona urbana do empreendimento. De acordo com o disposto neste decreto, é de competência do Poder Público tomar medidas preventivas contra as inundações que ocorrem nos grandes centros urbanos.

Ainda neste tema, Souza (2013) realizou estudo comparativo dos impactos econômicos e ambientais entre a utilização ou não de reservatórios de contenção de cheias individualizados para uma área na cidade de Curitiba-PR. O autor constatou que a utilização do reservatório é viável para redução da vazão de pico em até 33,4%, proporcionando também redução na tubulação de drenagem necessária à jusante.

Diante deste contexto, este trabalho envolve o estudo da viabilidade de utilização de um reservatório coletivo de amortecimento de pico.



## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do trabalho é avaliar a viabilidade técnica-financeira de um sistema de amortecimento de pico de vazões de águas pluviais, composto por um reservatório coletivo de um condomínio.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Para cumprir com o objetivo do trabalho foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Dimensionar o sistema de drenagem e amortecimento de pico segundo os preceitos estabelecidos pelas diretrizes municipais;
- Orçar o sistema proposto e;
- Comparar o sistema obtido com o proposto por Souza (2013) que envolve reservatórios individuais (por lote) de amortecimento de pico.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

Percebe-se, ao longo do tempo, que devido ao crescimento dos centros urbanos brasileiros, combinado com a falta de planejamento, a ocorrência de enchentes está mais grave e rotineira. De acordo com Peixoto (2011), as regiões Sul e Sudeste são as que mais sofrem com este problema, principalmente no verão, devido aos elevados índices pluviométricos.

Os projetos de drenagem atuais possuem como característica transportar o excesso de água superficial, causado pelas precipitações sobre as áreas impermeáveis, para o seu destino da maneira mais rápida possível.

A carência de dispositivos que reduzam a vazão de pico associada a projetos defasados e legislação falha, provocam sobrecarga no sistema público durante as precipitações provocando as inundações urbanas.

Como citado anteriormente, as inundações causam grandes problemas para as cidades, com prejuízos sociais, materiais e econômicos. Segundo dados *The*

*International Disaster Database - EM – DAT (2015)*, no Brasil, desde o ano de 2000, as inundações foram responsáveis por 128 mortes e mais de duzentas mil pessoas afetadas, mostrando a importância de possuir medidas mais eficientes na minimização das vazões de pico durante as precipitações.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

Este capítulo apresenta uma revisão dos problemas e desafios relacionados à gestão de águas pluviais, principalmente aos que envolvem drenagem urbana, destacando a consequência do processo de urbanização sem planejamento adequado e da impermeabilização dos solos.

### 2.1 CONCEITOS INTRODUTÓRIOS A RESPEITO DE DRENAGEM URBANA

#### 2.1.1 As inundações e a Urbanização

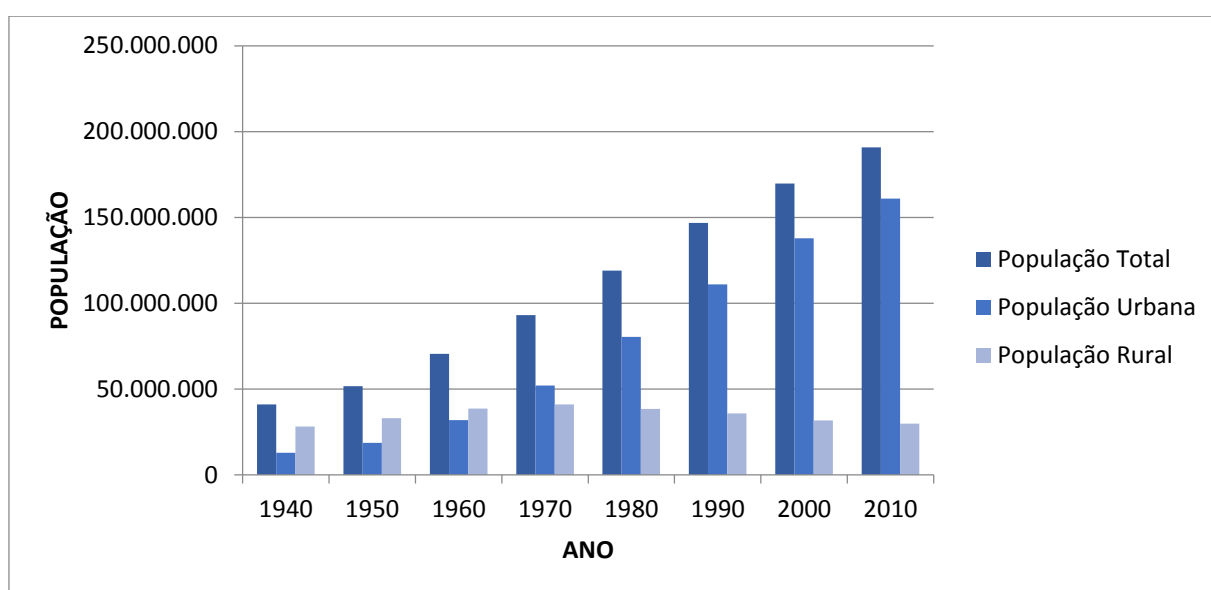
A Lei de Saneamento Básico (BRASIL, 2007) conceitua drenagem urbana como conjunto de atividades de infraestrutura e instalações para o amortecimento de vazões de cheias, tratamento e disposição final das águas pluviais drenadas de áreas urbanas. Considera que a cobrança pela prestação do serviço público de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas deve levar em conta, em cada lote urbano, os percentuais de impermeabilização e a existência de dispositivos de amortecimento ou de retenção de água de chuva, bem como poderá considerar: o nível de renda da população da área atendida e, as características dos lotes urbanos e as áreas que podem ser neles edificadas.

De acordo com Tucci (2005), os sistemas de drenagem são classificados em três tipos: na fonte, microdrenagem e macrodrenagem. A drenagem na fonte se refere ao escoamento que ocorre no condomínio, lote ou empreendimento individualizado. A microdrenagem, também denominada de rede primária urbana, consiste no sistema de condutos pluviais ou canais em nível de loteamento, através de pequenas e médias galerias. Tem função de suportar níveis de precipitações de risco moderado. A macrodrenagem, projetada para suportar precipitações com riscos superiores a suportada pela microdrenagem, envolve os sistemas de microdrenagens, galerias de grande porte e corpos receptores, e geralmente possui áreas maiores que dois quilômetros quadrados.

Os sistemas de drenagem são bastante relacionados aos fenômenos de urbanização das cidades. Com o crescimento da população e o avanço tecnológico, a necessidade por territórios aumentou cada vez mais. O processo de

desenvolvimento ao longo dos anos alterou o meio ambiente de forma marcante, o que causou uma alteração no equilíbrio natural. Essa perturbação ocasiona diversos efeitos negativos, como o esgotamento de recursos naturais, mudanças no solo, alteração em cursos d'água, derrubada de matas e florestas e ocorrência de mudanças climáticas (HOLTZ, 2011).

O crescimento populacional no Brasil, aliado ao êxodo rural das últimas décadas (Figura 1), proporcionou um crescimento caótico das cidades brasileiras, o que ocasionou uma urbanização desordenada (GONZALEZ, 2014).



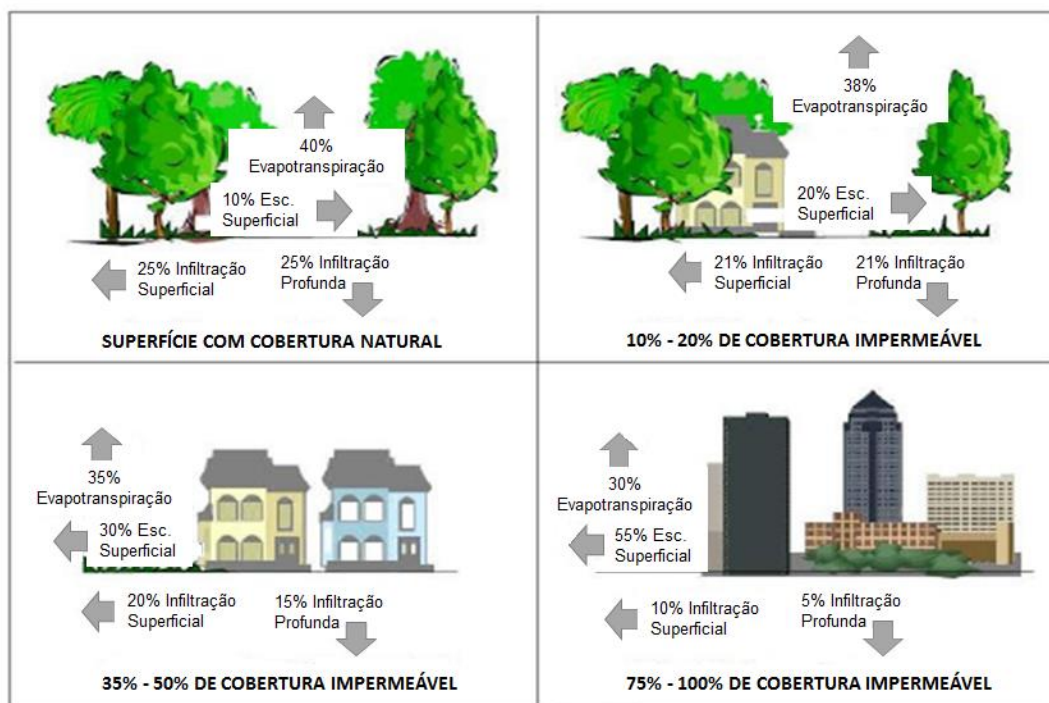
**Figura 1 - Crescimento Populacional Brasileiro no Período de 1940 – 2010**

Fonte: Adaptado do IBGE (2015).

Segundo Peixoto (2011), a ocupação irregular de áreas de risco aliada a falta de planejamento urbano tem gerado, nos centros urbanos brasileiros, vários problemas, dentre os quais a ocorrência de inundações está cada vez mais grave e recorrente. O crescimento das áreas impermeáveis, provocadas por telhados e pavimentos, impede a infiltração de águas pluviais.

Para Tucci (2003), o ciclo hidrológico sofre fortes alterações nas áreas urbanas devido principalmente a alteração da superfície e a canalização do escoamento, o aumento de poluição devido à contaminação do ar, das superfícies urbanas e do material sólido disposto pela população. Dentre as interferências no ciclo hidrológico pode-se citar: redução do volume de infiltração; aumento do escoamento superficial; a redução da infiltração provoca diminuição no nível do lençol

freático e, conseqüentemente, a redução do escoamento subterrâneo; a redução da cobertura vegetal provoca uma diminuição da evapotranspiração (Figura 2).



**Figura 2 - Alteração do ciclo hidrológico em função da urbanização**

Fonte: *Environmental Protection Agency - EPA (2003)*.

Ainda de acordo com Tucci (2003), a ocupação de uma bacia hidrográfica e, conseqüentemente, a alteração que essa ocupação provoca na hidrologia local, no que se refere a inundação, pode ser dividida em três estágios:

- Estágio 1: a bacia é urbanizada de forma distribuída, com maior concentração populacional a jusante, no leito natural e as inundações ocorrem de forma natural conforme a morfologia do canal;
- Estágio 2: ocorre um aumento da demanda populacional, que demanda maior área de ocupação e alteração no canal fluvial por meio de obras de engenharia (ratificação e canalização do rio), com isso, modifica as áreas de inundação a jusante, porém as mesmas são ainda contidas pelas inundações que ocorrem a montante;
- Estágio 3: a urbanização da bacia é quase total o que exige uma intensificação na alteração do canal a montante, nas áreas que funcionavam como

reservatórios de amortecimento. Os vários pontos de inundação são transferidos para jusante através da canalização.

As soluções adotadas para os problemas citados apresentam caráter localizado. A utilização de canais, ampliados em alguns pontos, mitigam os prejuízos na área em questão, mas, em contrapartida, as transferências de vazões para jusante contribuem para aumentar as ocorrências de enchentes (CANHOLI, 2005).

Além da ocupação irregular, houve a retirada de boa parte da cobertura vegetal necessária para evitar o assoreamento dos rios, bem como a impermeabilização do solo em toda a área da bacia, pois essa cobertura vegetal diminui a velocidade do escoamento superficial, funcionando como uma “barreira natural” ao mesmo. Assim, agravou-se o problema das inundações urbanas (HOLTZ, 2011).

## 2.2 IMPACTOS RELACIONADOS AO SISTEMA DE DRENAGEM

Segundo Polastre e Santos (2006), o aumento das superfícies impermeáveis é um dos principais impactos que o desenvolvimento de uma área urbana pode provocar nos processos biológicos.

O escoamento pluvial pode provocar inundações e impactos nos centros urbanos devido a dois processos que podem ocorrer isoladamente ou combinados (TUCCI, 2008): as inundações ribeirinhas e inundações urbanas.

As inundações de áreas ribeirinhas ocorrem principalmente pelo processo natural no qual o rio escoar pelo seu leito maior em decorrência do ciclo hidrológico. A ocupação dessas áreas pela população gera inúmeros impactos.

Quanto a urbanização das cidades, Tucci (2008) enumera os seguintes impactos: aumento dos picos e das frequências vazões em virtude do aumento da capacidade de escoamento por causa da impermeabilização das superfícies e criação de condutos e canais; aumento dos sedimentos pela falta de proteção nas margens dos rios e pela geração de resíduos sólidos, que, durante as chuvas, são carregados e bloqueiam os sistemas de drenagem; diminuição da qualidade da água em virtude de ligações clandestinas de esgoto no sistema de água pluvial; falta de planejamento na infraestrutura urbana com construções que reduzem ou obstruem o escoamento, rios e canais; realização de projetos inadequados, entre outros.

De acordo com Holtz (2011), a realidade das grandes cidades serve para mostrar que a alteração dos rios urbanos, com retificação e transformação em condutos fechados ou em canais abertos, acabou sendo uma escolha equivocada. Pois, apesar de ser uma solução imediata para os problemas de drenagem, essas ações aprisionam e aceleram o fluxo desses tributários, contribuindo para agravar o problema existente. A realidade atual, além de destruir o sistema natural das bacias, “estrangula” os rios, elimina as áreas de proteção em tornos dos rios e compromete a qualidade de vida da população.

O aumento do escoamento superficial causa também impacto sobre a qualidade da água devido principalmente a poluição existente no ar que precipita junto com a água; lavagem de superfícies urbanas contaminadas; lixo urbano que não possui deposição adequada e interfere nos sistemas de drenagem; esgoto que não é coletado e escoado através da drenagem; resíduos sólidos representados por sedimentos erodidos pelo aumento da vazão (TUCCI, 2004). Todos esses poluentes são carregados pelos sistemas drenantes existentes e atingem corpos hídricos como rios, lagos, estuários e praias (NEVES, 2006), como pode ser visto no Quadro 1.

Holtz (2011) menciona que o problema da drenagem afeta principalmente países em desenvolvimento, como o Brasil, pois possui uma grande expansão urbana sem a gestão adequada para a mesma. Neves (2006) acrescenta que os fatores climáticos influenciam bastante nesses países. As intensidades pluviométricas com menos de uma hora de duração ocorrem mais acentuadamente nas latitudes tropicais. Nas épocas de chuva, ocorrem grandes descargas de pico e grandes concentrações de volume, o que encarece as estruturas que seriam construídas para amenizar o problema.

CONSTITUINTES	FONTES	EFEITOS
Sedimentos	Locais em construção, escoamento superficial urbano/ agrícola, aterros sanitários mal executados e lixões.	Mudanças no habitat, turbidez do curso d'água, perda na recreação e na estética, transporte de contaminantes, erosão das margens.
Nutrientes	Escoamento superficial agrícola/ em gramados, lixões deposição atmosférica, erosão.	Crescimento acelerado de algas, toxicidade de amônia, toxidade de nitratos.
Organismos patogênicos	Esc. Sup. de sistemas sépticos urbano/agrícolas, ligações clandestinas de esgoto cloacal, animais domésticos/ selvagens.	Infecções auditivas / intestinais, extinção de mariscos de fundo, perdas estéticas/ recreação.
Enriquecimento orgânico	E escoamento superficial urbano/ agrícola. Aterros sanitários mal executados e lixões.	Depleção do OD, odor, morte de peixes.
Poluentes tóxicos	Escoamento superficial urbano/ agrícola, pesticidas herbicidas, tanques de armazenamento no sub-solo locais com resíduos perigosos aterros sanitários mal executados, disposição ilegal, descargas industriais.	Toxidade para seres humanos e vida aquática, bioacumulação na cadeia alimentar.
Sais	Escoamento superficial devido ao degelo.	Contaminação da água de abastecimento público nocivo a plantas intolerantes a sal.

**Quadro 1 – Poluentes no Escoamento Superficial**  
**Fonte: Neves (2006).**

As soluções adotadas por esses países até agora não têm se mostrado eficientes. Pois, as medidas utilizadas atualmente, são predominantemente corretivas, que envolvem o aumento da capacidade da rede de drenagem e, ou são muitos dispendiosas para serem colocadas em prática ou são medidas que resolvem o problema local transferindo o mesmo para jusante (HOLTZ, 2011). Esses problemas causam prejuízos enormes a população, seja com a perda de vidas por conta das enchentes (Figura 3) ou pelos grandes prejuízos que as mesmas causam (Figura 4).



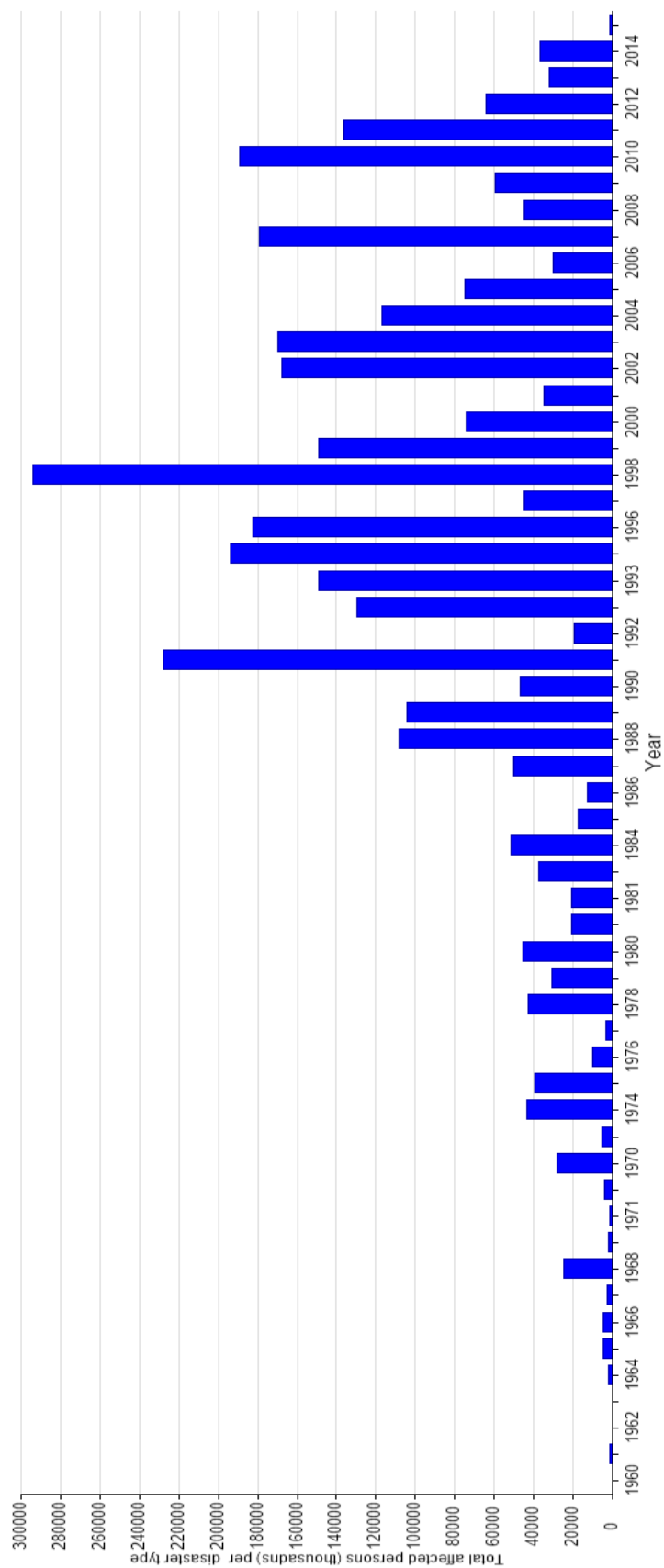


Figura 3 - Total mundial de pessoas afetadas pelas inundações no período de 1960 - 2015

Fonte: EM – DAT (2015).

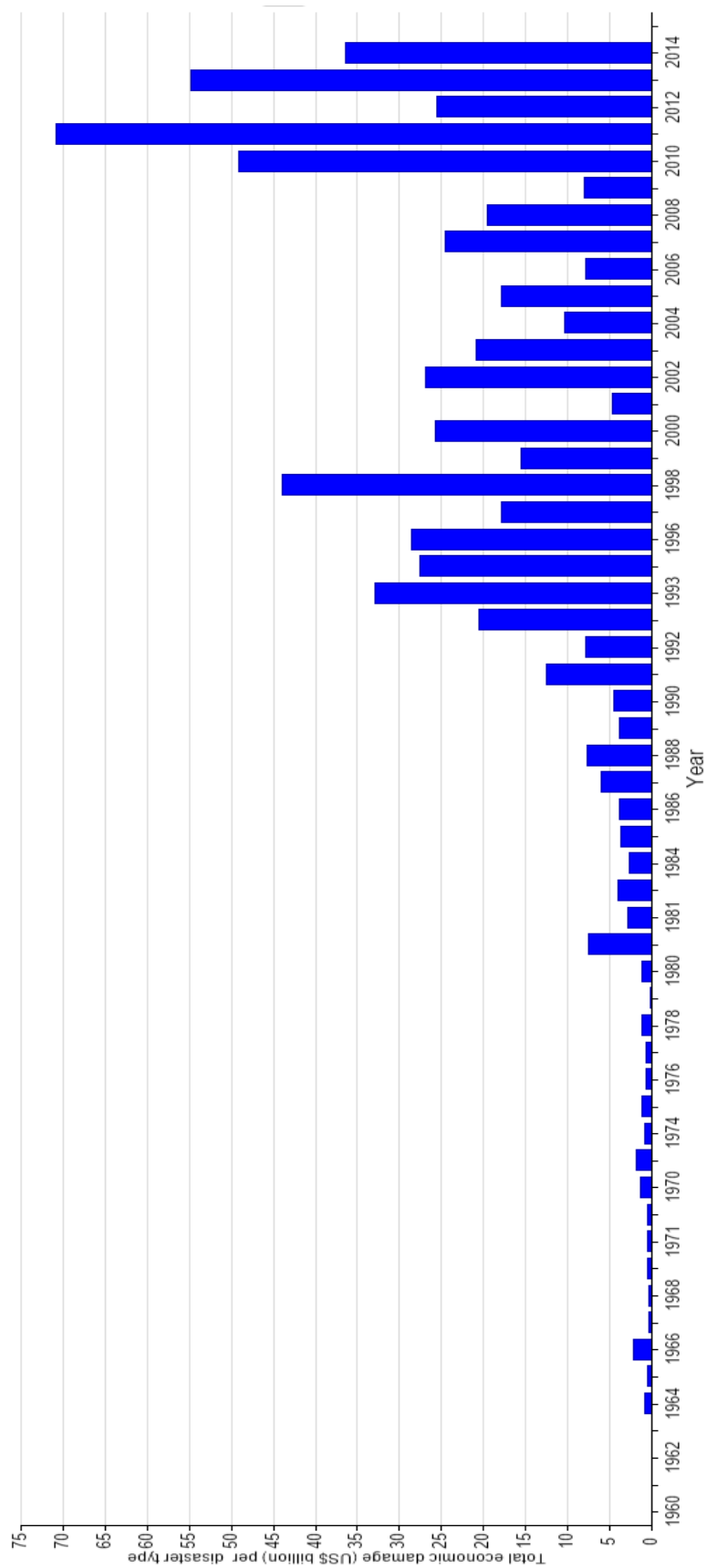
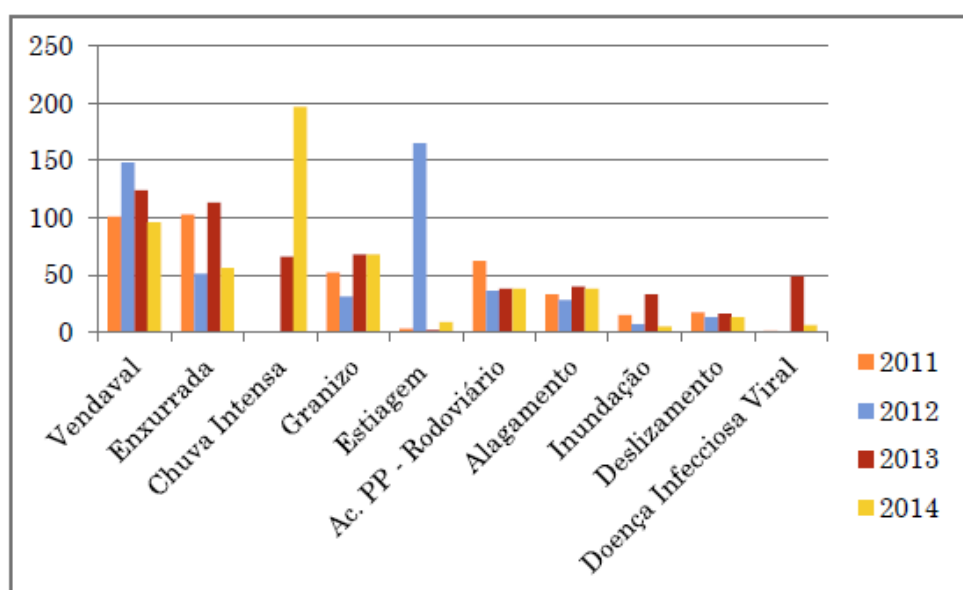


Figura 4 - Total mundial econômico gasto pelas inundações no período de 1960 - 2015

Fonte: EM – DAT (2015).

De acordo com o EM – DAT (2014) o Brasil está entre os países mais afetados por inundações e enchentes, com mais de 60 desastres entre o período de 1974 a 2003. No estado do Paraná grande parte dos desastres ocorridos está relacionada às precipitações, como pode ser visto na Figura 5, onde alagamentos e inundações correspondem a quase 200 ocorrências no período de 2011 a 2014 (DEFESA CIVIL DO PARANÁ, 2014).



**Figura 5 - Comparativo entre os dez desastres com maior prevalência no período de 2011 – 2014 no Paraná**

**Fonte: Defesa Civil do Paraná (2014).**

A Organização Pan-americana da Saúde (2014) defende a ideia de que é mais fácil analisar os impactos que os desastres naturais causam na saúde humana através dos eventos e suas consequências. Dentre as consequências pode-se considerar comprometimento do saneamento ambiental, qualidade da água, solos e dos alimentos, bem como alteração nos ciclos de vetores, hospedeiros e reservatórios de doenças. No que se refere às consequências sobre a infraestrutura, serviços, economia e sociedade local, os elementos básicos que dão suporte às condições de vida e à saúde, entre estes, os próprios serviços de saúde, podem ficar comprometidos. No Quadro 2 são mostradas algumas doenças mais comuns relacionadas à falta de saneamento adequado.

CATEGORIA	DOENÇAS
Doenças de transmissão feco-oral	Diarreia, febre entérica e hepatite A.
Doenças transmitidas por inseto-vetor	Dengue, febre amarela, leishmaniose filarirose linfática, malária e doença de chagas.
Doenças transmitidas pelo contato com água	Esquistossomose, leptospirose.
Doenças relacionadas com a higiene	Doenças dos olhos, tracoma, conjuntivites, doenças da pele, micoses superficiais.
Geo-helmintos e teníases	Teníases e helmintíases.

**Quadro 2 – Doenças relacionadas ao saneamento ambiental inadequado**

Fonte: Calijuri *et al.* (2009).

Como destaca Tucci (2007), a implantação de uma gestão ambiental eficiente é necessária para mitigação das agressões ambientais. Para isso, tem se procurado estudar os processos de desenvolvimento urbano e o efeito que exercem no sistema natural, através da avaliação dos impactos ambientais.

Este mesmo autor também defende que a solução ideal, quando se trata de controle de enchentes, deve ser definida para cada caso, em função das características do rio, dos aspectos sociais e de seu impacto. As medidas adotadas, sejam elas estruturais ou não estruturais, podem ser combinadas para obtenção de uma melhor solução. De qualquer forma, o processo de controle deve iniciar regulamentando o uso do solo urbano através de um plano diretor que contemple enchentes.

### 2.3 MEDIDAS DE CONTROLE

Para Canholi (2005) a abordagem em relação a drenagem de águas pluviais segue atualmente duas vertentes: uma considerando o conceito higienista e outra o conceito conservacionista. Durante muitos anos predominou o pensamento higienista que visava encaminhar as águas pluviais o mais longe possível dos centros urbanos, através de grandes obras e canalizações. Já o pensamento conservacionista, mais difundido nos dias atuais, visa armazenar o máximo possível de águas pluviais dentro do meio urbano, que considera uma drenagem urbana de baixo impacto (LID), preferindo medidas não convencionais, maior planejamento e a utilização de

reservatórios de amortecimento de pico, ou seja, técnicas que preservem a infraestrutura verde (RONQUIM *et al.*, 2013).

Acioli (2005) defende que um dos passos para a modernização da drenagem urbana é a adoção do controle na fonte da geração do escoamento superficial. A Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – SUDERHSA, (2002) cita que as medidas de controle na fonte visam reduzir e retardar os escoamentos urbanos, podendo ser de dois tipos:

- Dispositivos de Armazenamento: têm como objetivo retardar o escoamento pluvial para sua liberação defasada e com pico amortecido. Reservatórios residenciais em lotes, bacias de detenção e retenção nos loteamentos ou na macrodrenagem são exemplos desse processo.
- Dispositivos de Infiltração: retiram água do sistema pluvial, promovendo sua absorção pelo solo para que ocorra redução do escoamento superficial. Pavimentos porosos, faixas e valas gramadas (permeáveis) são exemplos desse processo. As estruturas de infiltração podem proporcionar tanto redução das vazões máximas quanto a redução dos volumes escoados, podendo também contribuir para a remoção e controle de poluentes do escoamento superficial.

Os dispositivos de controle na fonte são estruturas que recuperam de forma mais efetiva as condições de pré-ocupação das bacias, ou seja, essas estruturas buscam compensar na fonte os efeitos da urbanização antes que a água atinja o sistema de drenagem (ACIOLI, 2005).

As medidas de controle quando não são consideradas na fonte, são chamadas medidas a jusante, e agem sobre os principais cursos d'água urbanos e, dessa forma, já vinculadas a vazões de maior porte (NAKAZONE, 2005).

### 2.3.1 Medidas estruturais e não estruturais

Para Canholi (2005), as medidas de correção e prevenção que mitigam os danos causados pelas inundações podem ser classificadas em estruturais e não estruturais, de acordo com sua natureza.

As medidas estruturais são aquelas que modificam o meio ambiente, principalmente o sistema fluvial, através de obras na bacia ou no próprio rio para evitar o extravasamento do escoamento do mesmo do leito menor para o leito maior

decorrente das enchentes (MENDONÇA, 2009). Canholi (2005) afirma que são obras de engenharia que visam prevenir e/ou corrigir problemas relacionados a enchentes. Não são projetadas para dar uma proteção completa ao sistema em que elas estão inseridas, pois isso exigiria um superdimensionamento da mesma, deixando essa solução física e economicamente inviável na maioria das situações (SUDERHSA, 2002). Peixoto (2011) considera que esse tipo de medida não resolve o problema das enchentes de forma definitiva já que se tornam defasadas ao longo do tempo em virtude do contínuo crescimento dos centros urbanos.

As medidas não estruturais são aquelas que possibilitam um melhor convívio da população com as inundações, sem que haja alteração do meio físico. São consideradas medidas preventivas com custos mais baixos e com atuação em longo prazo. Procuram disciplinar a ocupação territorial e o comportamento da população por meios legais e programas educacionais (CANHOLI, 2005).

Segundo Mendonça (2009), as medidas não estruturais são ações preventivas como o gerenciamento de desastres, previsão e alerta de inundações, seguros, proteção individual e zoneamento das áreas de risco de inundações. Dentre as principais medidas não estruturais, destacam-se o gerenciamento de desastres; a previsão e alerta de inundações; o seguro contra inundações; o zoneamento de áreas com maiores chances de inundáveis; as ações de regulamentação do solo; a educação ambiental; dentre outros.

Para o mesmo autor (2009), não é possível pensar no controle total das inundações, uma vez que as medidas existentes, sejam elas estruturais ou não estruturais, visam minimizar as consequências das inundações. A gestão das inundações geralmente contempla ambas as medidas, combinando as mesmas de modo a diminuir os danos a população e ao sistema natural na qual ela está imersa.

### 2.3.2 Medidas não Convencionais

As medidas não convencionais são medidas estruturais que ainda não são amplamente utilizadas em obras de drenagem. São contrárias as medidas convencionais que se baseiam no tradicional conceito de canalização. Porém, para a adequação ou otimização do sistema as medidas podem estar associadas (CANHOLI, 2005).

As medidas não convencionais mais frequentemente adotadas são aquelas que incrementam o processo de infiltração, retêm os escoamentos em reservatórios ou retardam o fluxo nas calhas dos rios. Essas soluções que visam a retenção dos escoamentos proporcionam o amortecimento dos picos de vazão nos sistemas que estão inseridas. Através da Figura 6, pode-se ter uma comparação dos dispositivos das medidas convencionais (canalização) e não convencionais (reservação) (CANHOLI, 2005).

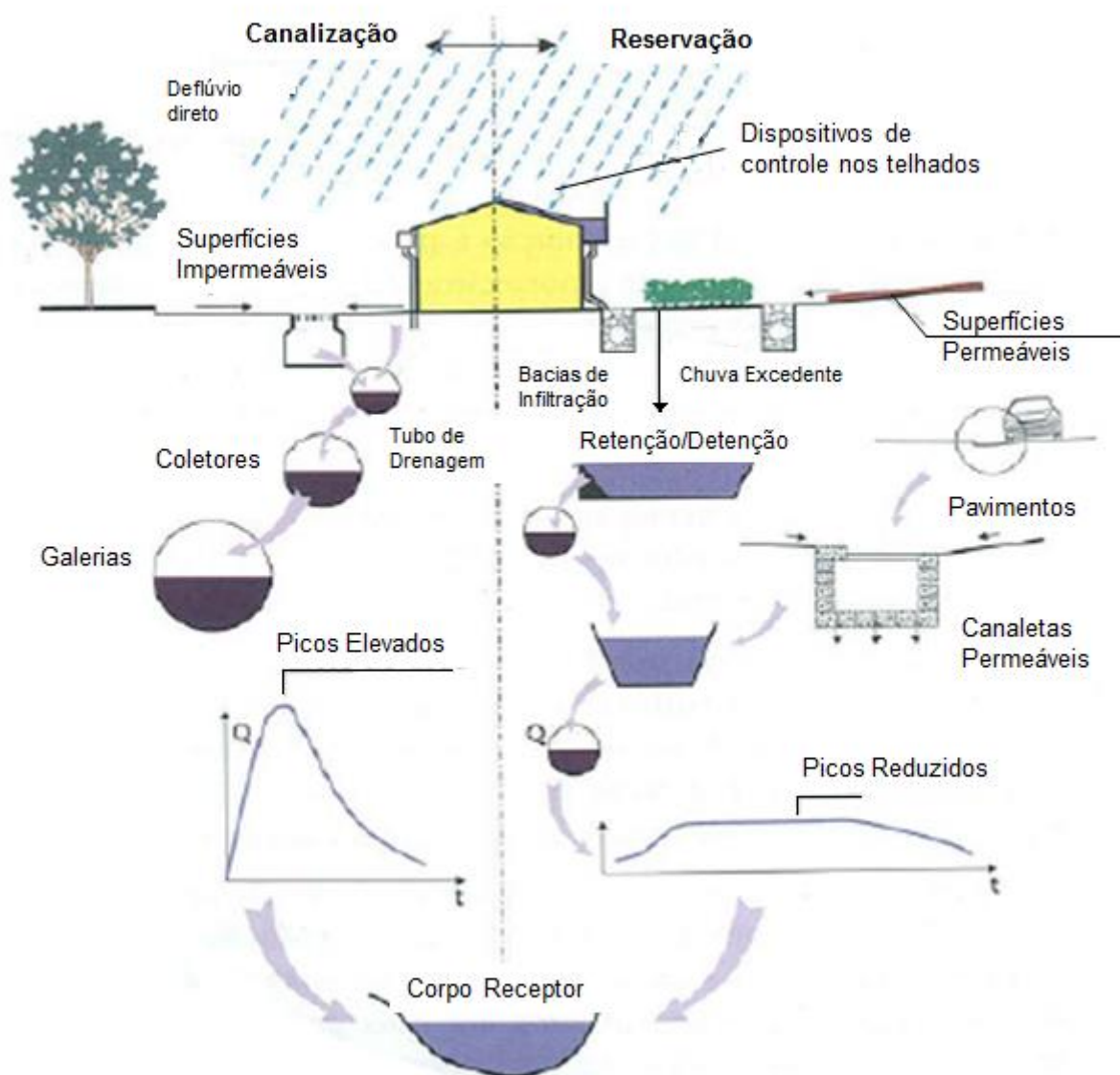


Figura 6 - Ilustração esquemática dos conceitos de reservação x canalização

Fonte: Canholi (2005).

Ainda como medidas não convencionais, dentre vários dispositivos, destacam-se as superfícies de infiltração (Figura 7), as valetas de infiltração (Figura 8), e os pavimentos porosos (Figura 9), dentre outros.



**Figura 7 - Esquema de uma Superfície de Infiltração**

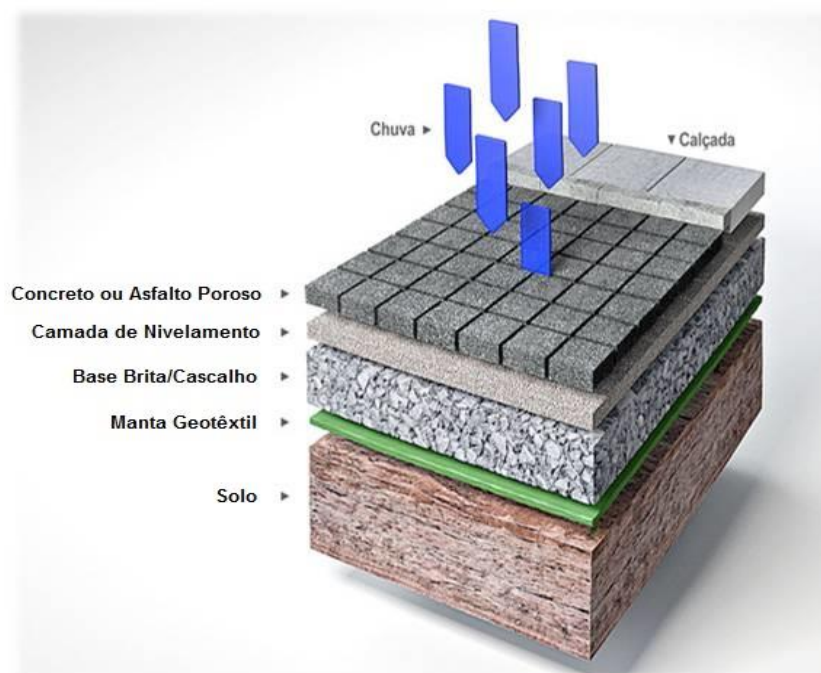
Fonte: Cormier (2008).



**Figura 8 - Esquema de uma Valeta de Infiltração**

Fonte: Cormier (2008).





**Figura 9 - Corte Típico de Pavimentos Porosos**

**Fonte: Adaptado de Marotta (2012).**

Para Holtz (2011) o uso de estruturas não convencionais na gestão das águas pluviais vem sendo cada vez mais incentivado no Brasil. Mas o país carece de estudos que comprovem a viabilidade técnica e econômica de implementação dessas estruturas em grandes áreas.

### 2.3.3 Gestão das Águas Pluviais

De acordo com a Lei de Saneamento Básico, Lei nº 11.445, publicada em janeiro de 2007, o manejo e gestão de águas pluviais urbanas, juntamente com os serviços de esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo dos resíduos sólidos, devem ser baseados em uma série de princípios fundamentais, dentre os quais a universalização do acesso (BRASIL, 2007).

Com relação a drenagem urbana, a cidade de Curitiba - PR possui norma para projetos de drenagem e o Decreto Municipal nº 176/2007 que define critérios para implantação de mecanismos de contenção de cheias. Segundo Souza (2013), esse decreto possui algumas inconsistências, sendo necessário estudos mais aprofundados dos sistemas de drenagem.

Segundo Rocha (2014), as novas concepções de gerenciamento de recursos hídricos devem reconsiderar os sistemas tradicionais utilizados, a partir de uma nova consideração dos fatores que influenciam em como a água é usada e gerenciada e, a capacidade adaptativa das obras e da população as inundações. Para o autor as cidades precisam mudar o sistema de controle de cheias para um sistema que permita conviver com as cheias.

A Lei Federal nº 10.257 de 10 de julho de 2001, denominada Estatuto da Cidade, estabelece diretrizes gerais que regulam o uso do solo urbano em prol do bem coletivo e do equilíbrio ambiental. A lei visa regulamentar o uso do solo, de modo a evitar e corrigir os efeitos negativos do crescimento urbano sobre o meio ambiente. Dentre os instrumentos de política para o planejamento municipal, destaca-se o Plano Diretor (BRASIL, 2001).

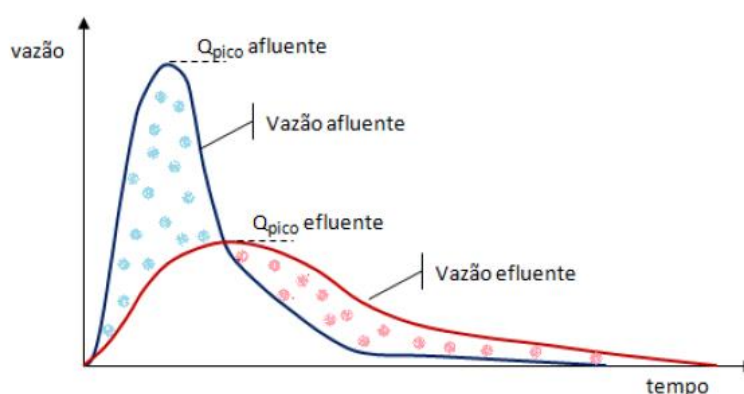
O Plano Diretor de Drenagem Urbana (PDDU) tem por objetivo criar os mecanismos de gestão de infraestrutura urbana relacionado com o escoamento das águas pluviais e dos rios nos centros urbanos. Este planejamento tem como objetivo mitigar as perdas econômicas, além de promover melhoria nas condições de saúde e meio ambiente da cidade dentro dos parâmetros e princípios econômicos, sociais e ambientais definidos pelo PDDU (TUCCI; BERTONI, 2003).

Os municípios devem elaborar seus planos diretores de acordo com a necessidade e características locais, levar em consideração os parâmetros da bacia onde estão inseridos. Porém, as cidades brasileiras têm reproduzidos as soluções de drenagem de uma cidade para outra, não considerando as peculiaridades dos sistemas em que estão inseridos, o que ocasiona, muitas vezes, a escolha de um sistema de drenagem menos eficiente para a bacia em questão (ROCHA, 2014).

#### 2.4 RESERVATÓRIOS PARA AMORTECIMENTO DE VAZÃO DE PICO

Segundo Tucci (2007), reservatórios de controle de cheias são medidas estruturais com objetivo de minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade natural de armazenamento da bacia hidrográfica. Canholi (2005) destaca a importância da retenção do escoamento para controle não apenas da quantidade, mas também da qualidade das águas drenadas nas vias urbanas.

A implantação de reservatórios promove a atenuação dos picos das enchentes através da redução da vazão máxima resultante de determinada precipitação, pois parte do volume escoado fica armazenado, como pode ser visto na Figura 10 (ARMELIN, 2011).



**Figura 10 - Hidrograma afluente e efluente de um reservatório de retenção de cheias**

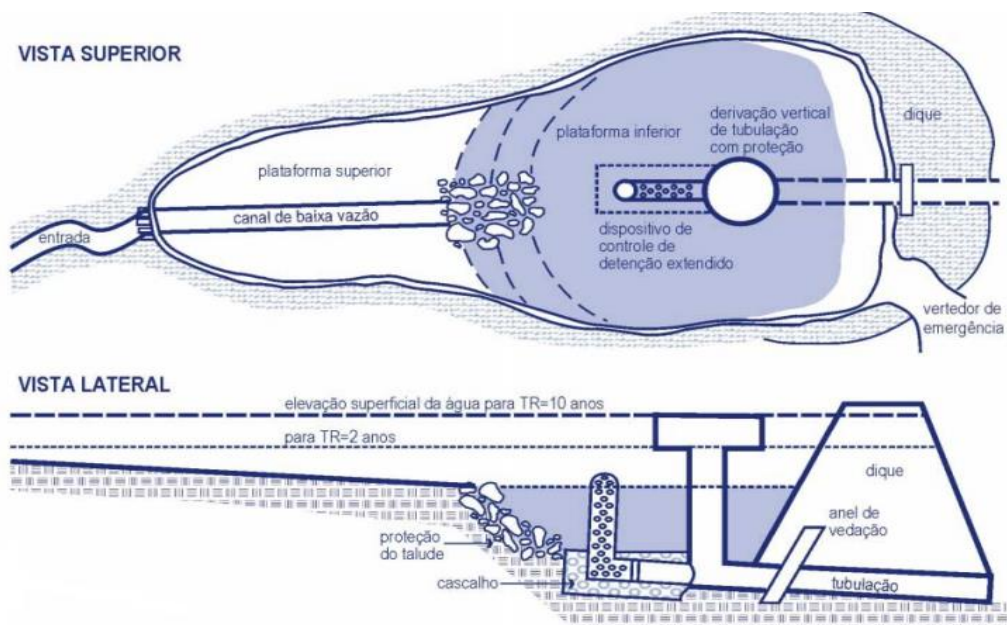
Fonte: Armelin (2011).

De acordo com Nunes (2010), o critério normalmente utilizado na escolha dos reservatórios é que a vazão máxima da área atendida pelas bacias não supere a vazão máxima das condições pré-existentes para um tempo de retorno escolhido.

Outra classificação importante, segundo Armelin (2011), é com relação a localização da estrutura no sistema de drenagem. Podem ser consideradas *on-line*, cuja localização é na linha principal do sistema de drenagem e, *off-line*, no qual a localização não está situada na linha principal, recebendo somente o excedente da drenagem.

Os reservatórios de atenuação de vazão de pico podem ser de retenção a jusante (bacia de retenção e bacia de retenção) ou na fonte (reservatório de contenção de cheias), conforme descrito a seguir:

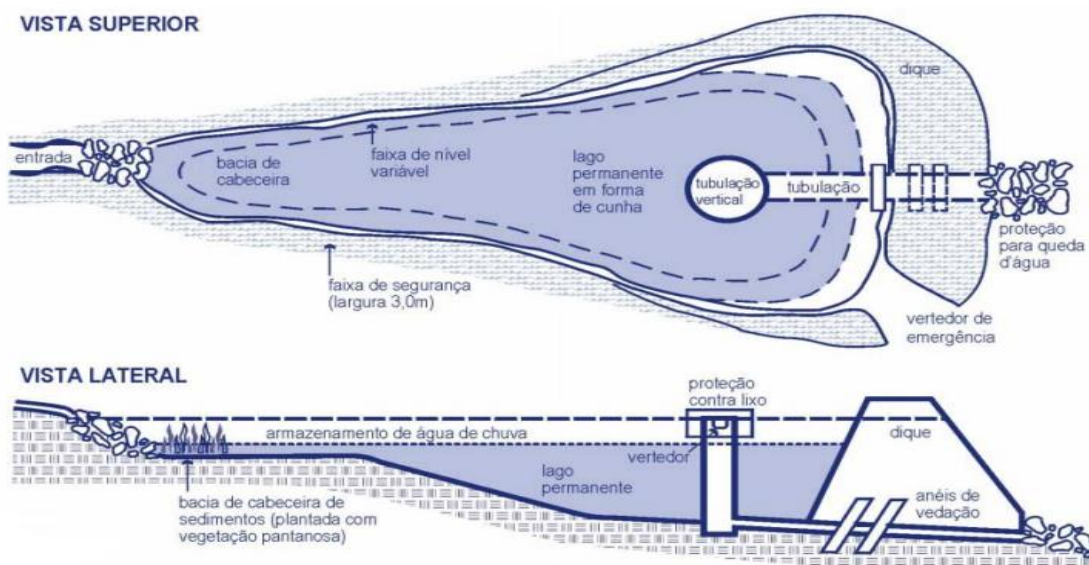
- Bacia de Retenção: apresentam uma linha de água permanente e são reservatórios de superfície com finalidades paisagísticas, recreacionais e até mesmo, para abastecimento de água (Figura 11). Durante as precipitações o nível d'água é temporariamente elevado (CANHOLI, 2005). Segundo SUDERHSA (2002), esses reservatórios são mais eficientes no controle de poluentes.



**Figura 11 - Bacia de Retenção**

Fonte: SUDERHSA (2002).

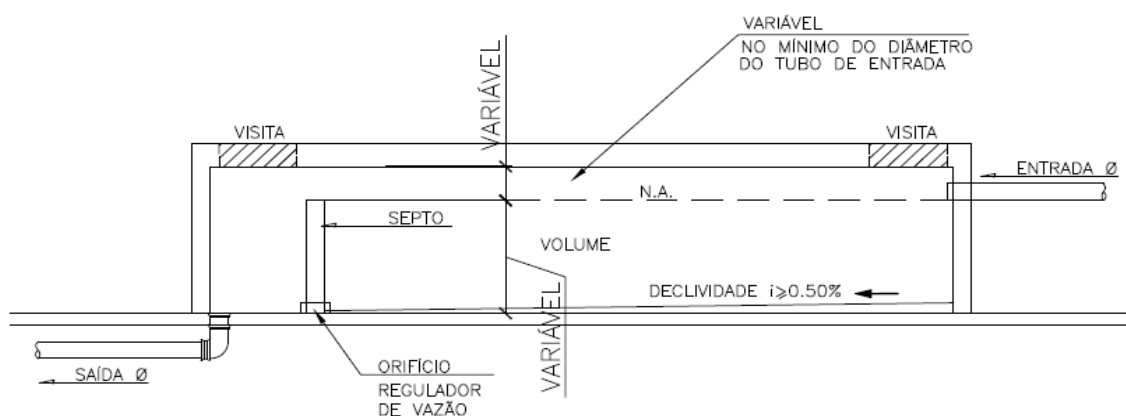
- Bacia de Detenção: são reservatórios mantidos secos durante a estiagem. São projetados para reter as águas pluviais durante e logo após as precipitações, como pode ser visto na Figura 12. As áreas destinadas para as bacias de detenção podem fazer parte do paisagismo da cidade, contemplando praças e quadras de esportes (AGRA, 2001).



**Figura 12 – Bacia de Detenção**

Fonte: SUDERHSA (2002).

Outro tipo de reservatório de retenção para amortecimento de pico, localizado na fonte, é o reservatório de contenção de cheias. Possui a finalidade de promover a redução do pico das enchentes, através do amortecimento conveniente das ondas de cheias, pelo armazenamento temporário dos volumes escoados (TASSI, 2002). O modelo de reservatório apresentado na Figura 13 é o estabelecido para Curitiba, através do Decreto nº 176/2007, que dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias.



**Figura 13 – Corte de um reservatório de contenção de cheias**

**Fonte: Decreto nº 176 (2007) – Prefeitura Municipal de Curitiba.**

Dentre as vantagens desse sistema pode-se citar a redução das vazões máximas a jusante bem como a redução do tamanho dos condutos, pois por estar situado na fonte, atua no local onde é gerado o escoamento, evitando que volumes maiores sejam transportados para jusante. Além de ser utilizado para amortecer o escoamento, água pode ser utilizada para fins não potáveis, como irrigação da grama e lavagem de superfícies e automóveis (SUDERHSA, 2002).

Conforme já mencionado, Souza (2013) avaliou a importância de reservatórios de contenção de cheias em um condomínio na cidade de Curitiba (PR). A partir da análise dos resultados obtidos pelo autor, constata-se que os reservatórios foram dispositivos realmente efetivos para atenuar as vazões de pico. Entretanto o autor também mencionou algumas deficiências da norma de Curitiba. Por se tratar de publicação importante para esta pesquisa, inclusive pela abordagem da mesma área de estudo, o trabalho de Souza (2013) será discutido de maneira mais aprofundada no capítulo de resultados.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o cumprimento dos objetivos, foram estabelecidas as seguintes etapas de estudo: definição da área de estudo; estabelecimento das características hidrológicas; estabelecimento de diretrizes do sistema de drenagem; estabelecimento de diretrizes para o reservatório de contenção de cheias; orçamento do sistema e do reservatório.

#### 3.1 ÁREA DE ESTUDO

Devido a um dos objetivos do trabalho ser a comparação com o dimensionamento de reservatórios individuais de contenção de cheias estudado por Souza (2013), a área de estudo e o método de dimensionamento foram os mesmos utilizados pelo autor, sendo consideradas as adaptações necessárias para se adequar ao tema de estudo.

##### 3.1.1 Caracterização da Área de Estudo

Para estudo da utilização de reservatório de contenção de cheias coletivo foi adotada uma obra situada no bairro Abranches, na cidade de Curitiba – PR, na qual será construído um condomínio horizontal (Figura 14).



Figura 14 - Imagem de satélite da área de estudo

Fonte: *Google Maps* (2015).

De acordo com dados do Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba - IPPUC (2001), a cidade de Curitiba, localizada no Primeiro Planalto Paranaense, é caracterizada por uma série de terraços escalonados dispostos em intervalos altimétricos, com clima temperado úmido, sem estação seca, com verões frescos e invernos com geadas frequentes. O Bairro Abranches, situado na bacia do Rio Belém, possui faixas altimétricas que variam de 920 a 945 metros.

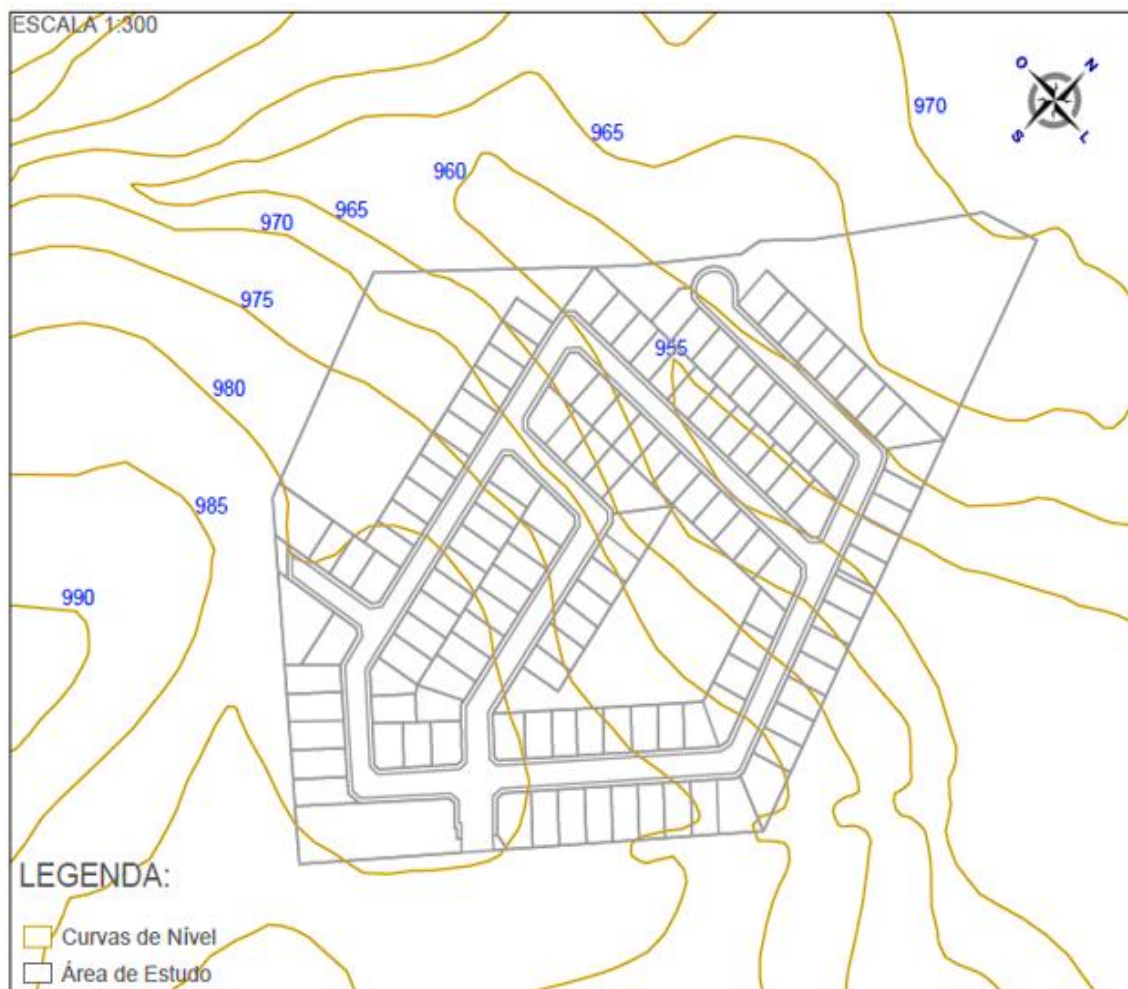
O condomínio, situado nas coordenadas 25°22'17" S e 49°16'21" O, será composto por 131 lotes residenciais, com 16 modelos de casas diferentes, áreas de lazer, ruas, calçadas, bosques e gramados, com uma área total de 0,041 km<sup>2</sup>, conforme Figura 15.



Figura 15 - Divisão geral da área de estudo, considerando os tipos de construção

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

Para definição das redes de drenagem foi necessária caracterização topográfica da área de estudo (Figura 16).



**Figura 16 - Curvas de nível da área de estudo**

**Fonte: Souza (2013).**

Através das curvas de nível, e da localização de ruas e passeios, estabeleceu-se um plano de escoamento visando a melhor solução para o projeto, de acordo com as declividades presentes no terreno.

### 3.1.2 Uso e Ocupação do Solo

Os 16 tipos de casa (mostrados na Figura 15) possuem áreas impermeáveis diferentes, sendo necessária a consideração individual de cada uma delas (Tabela 1).



Tabela 1 – Características das edificações presentes na área de estudo

Tipo de Casa	Área Impermeável Térreo (m <sup>2</sup> )	Garagem Descoberta (m <sup>2</sup> )	Área Calçadas no Lote (m <sup>2</sup> )	Área Impermeável do Lote (m <sup>2</sup> )
1a	68,5	5,0	19,3	92,8
1b	68,5	5,0	19,3	92,8
2a	68,5	5,0	19,3	92,8
2b	68,5	5,0	19,3	92,8
2c	68,5	5,0	19,3	92,8
3	67,2	5,0	23,4	95,6
4	73,3	5,0	18,2	96,5
5	63,7	5,0	11,9	80,6
6a	64,0	5,0	16,2	85,2
6b	64,0	5,0	16,2	85,2
7a	64,0	5,0	16,2	85,2
7b	64,0	5,0	16,2	85,2
8	68,7	5,0	14,4	88,1
9	59,0	5,0	14,9	78,9
10	70,0	5,0	11,7	86,7
11	62,6	5,0	16,5	84,1
12a	68,5	5,0	19,3	92,8
12b	68,5	5,0	19,3	92,8
13a	68,0	5,0	10,3	83,2
13b	68,0	5,0	23,6	96,6
14a	68,0	5,0	23,6	96,6
14b	68,0	5,0	23,6	96,6
15a	68,0	5,0	23,6	96,6
15b	68,0	5,0	23,6	96,6
16	64,0	5,0	16,2	85,2

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

Os espaços considerados na área de estudo foram: lotes residenciais, bosques e gramados, calçadas e ruas asfaltadas. Devido ao uso e composição destas áreas serem distintos, cada um possui um grau de impermeabilização diferente e, conseqüentemente, um escoamento superficial da água diferente, sendo as duas últimas consideradas áreas totalmente impermeáveis (Tabela 2).

Tabela 2 – Áreas impermeáveis conforme os espaços considerados

ÁREAS DO CONDOMÍNIO	ÁREA TOTAL (m <sup>2</sup> )	ÁREA IMPERMEÁVEL (m <sup>2</sup> )
Lotes Residenciais	20203,1	11931,6
Calçadas	2527,9	2527,9
Ruas de asfalto	5739,8	5739,8
Bosques e Gramados	12566,3	0,0
<b>Total do Condomínio</b>	<b>41037,1</b>	<b>20199,4</b>

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

O dimensionamento da drenagem foi baseado nas áreas mostradas nas Tabelas 1 e 2.

### 3.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS ESTABELECIDAS

#### 3.2.1 Vazão Máxima com Base na Precipitação: Método Racional

Os parâmetros adotados para o dimensionamento do reservatório coletivo da área de estudo basearam-se no Método Racional. De acordo com Tucci (2009), esse método é utilizado para determinação da vazão máxima de projeto em bacias com área inferior a 2 km<sup>2</sup>.

Através do método racional é possível obter a vazão de pico a partir da intensidade da chuva, da área da bacia contribuinte e de um coeficiente calculado por meio da chuva excedente (GARCIA E RAMOS, 2007). A vazão de projeto é baseada na Equação 1.

$$Q_{max} = 0,278.C.I.A \quad (1)$$

Em que:  $Q_{max}$  é a vazão de cheia máxima em m<sup>3</sup>/s;  $C$  é o coeficiente de escoamento superficial;  $I$  é a intensidade da chuva em mm/h;  $A$  é área da bacia hidrográfica em km<sup>2</sup>; 0,278 é o fator de transformação de unidades.

### 3.2.2 Coeficiente de Escoamento Superficial

A estimativa do coeficiente de escoamento superficial ( $C$ ) é tabelada de acordo com cada tipo de superfície (TUCCI, 2009). Os coeficientes adotados são valores máximos dos intervalos recomendados pela *American Society of Civil Engineers-ASCE* (1969) para as áreas de ruas e calçadas. Nas áreas de gramas e bosques adotou-se o valor de ( $C$ ), para solos pesados e com altas declividades, as quais estão presentes de forma acentuada na área de estudo (Tabela 3).

**Tabela 3 - Coeficientes de escoamento superficial para a área de estudo**

Tipo de Superfície	Coeficiente de escoamento superficial
	Adotado ( $C$ )
Lotes Residenciais	Porcentagem de área impermeabilizada
Calçadas	0,85
Ruas de asfalto	0,95
Bosques / Gramados	0,30

Fonte: Souza (2013).

Nos lotes residenciais optou-se por considerar o coeficiente de escoamento superficial em função da porcentagem da área impermeabilizada. Assim, o coeficiente de escoamento superficial dos lotes a serem considerados na Equação 1 deverá ser calculado como mostrado na Equação 2.

$$C = \frac{\text{Área Impermeável}}{\text{Área Total}} \quad (2)$$

O coeficiente de escoamento superficial varia de acordo com o tempo de retorno ou com a magnitude da enchente. Assim, é necessário utilizar um multiplicador para o valor de  $C$  de acordo com o tempo de retorno para levar em conta essa variação (Tabela 4).

Tabela 4 – Fator de Correção para o Coeficiente de Escoamento Superficial

Tempo de Retorno (anos)	Fator de Correção ( <i>Cf</i> )
2-10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Fonte: Tucci (2009).

No dimensionamento da área de estudo considerou-se tempo de retorno igual a 5 anos. Assim, o fator de correção utilizado foi igual a 1, portanto, não houve necessidade de corrigir os valores de coeficiente de escoamento superficial da Tabela 3.

### 3.2.3 Intensidade da Precipitação

A intensidade da precipitação (*I*) pode ser obtida através das curvas de intensidade, duração e frequência (IDF) do local de estudo (TUCCI, 2009). Para a área de estudo considerada adotou-se a equação (Equação 3) da estação de Curitiba – Prado Velho proposta por Fendrich (2003).

$$I = \frac{5726,64 \cdot Tr^{0,159}}{(t + 41)^{1,041}} \quad (3)$$

Em que: *I* é a intensidade da precipitação em mm/h; *Tr* é o tempo de retorno em anos; *t* é o tempo de concentração em minutos.

### Tempo de Retorno

A dificuldade em obter os valores do tempo de retorno faz com que a escolha seja por valores tabelados (Tabela 5) aceitos de forma ampla pelo meio técnico (TUCCI, 2009).

**Tabela 5 – Período de retorno para diferentes ocupações da área**

TIPO DE OCUPAÇÃO DA ÁREA	T (ANOS)
Residencial	2
Comercial	5
Áreas com edifícios de serviços ao público	5
Aeroportos	2 – 5
Áreas comerciais e artérias de tráfego	5 - 10

Fonte: Tucci (2009).

A área de estudo, apesar de ter ocupação residencial, está próxima à Rodovia dos Minérios, e dessa maneira será considerada para o dimensionamento como artéria de tráfego, com tempo de retorno de 5 anos.

### Tempo de Concentração

A formulação utilizada para determinação do tempo de concentração (Equação 4) foi proposta por Botelho (1998) adaptada de George Ribeiro (Equação 5) (JUNIOR e BOTELHO, 2011).

$$t = t_s + 10 \text{ minutos} \quad (4)$$

$$t_s = \frac{16.L}{(1,05 - 0,2.p). (100.S)^{0,04}} \quad (5)$$

Em que:  $t_s$  é o tempo de escoamento superficial em minutos;  $L$  é o comprimento do talvegue em km;  $p$  é relação entre área com cobertura vegetal e a área total do talvegue da bacia em porcentagem;  $S$  é a declividade média do talvegue principal em m/m.

### 3.3 DIRETRIZES ESTABELECIDAS PARA SISTEMA DE DRENAGEM

Como a área de estudo possui menos de cinco quilômetros quadrados e não possui áreas de escoamento natural bem definidas, optou-se por dimensionar seu sistema de drenagem como microdrenagem, no qual a ocupação do solo é um fator determinante (TUCCI, 2009).

A vazão considerada no reservatório de contenção de cheias provém do escoamento superficial das ruas, calçadas e bosques presentes na área de estudo. O dimensionamento do sistema de drenagem terá como base conceitual o método "clássico", ou seja, todo o escoamento pluvial será direcionado para sarjetas e, captado pelas bocas de lobo somente na iminência de ser superada a capacidade hidráulica das sarjetas, sendo posteriormente encaminhado às galerias.

#### 3.3.1 Elementos do Sistema de Drenagem

Para o dimensionamento das galerias, bocas de lobo, sarjeta adotaram-se os parâmetros mostrados abaixo.

##### Sarjeta

Dentre os dois tipos de sarjetas existentes, para o dimensionamento da área de estudo foi considerado que o escoamento da água é realizado somente pelas sarjetas, com lâmina d'água máxima de 10 cm (Figura 17).

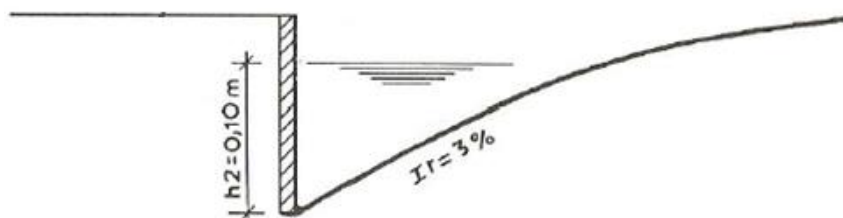


Figura 17 - Seção da Sarjeta

Fonte: Adaptado de Tucci (2009).

As sarjetas foram dimensionadas hidráulicamente pela fórmula de Manning (Equação 6) (TUCCI, 2009).

$$Q_{sj} = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (6)$$

Em que:  $Q_{sj}$  é a vazão em m<sup>3</sup>/s;  $A$  é a área molhada em m<sup>2</sup>;  $R$  é o raio hidráulico em m;  $S$  é a declividade da rua em m/m;  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning.

O raio hidráulico é obtido dividindo-se a área molhada pelo perímetro molhado.

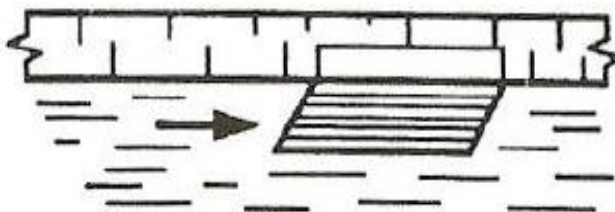
A velocidade nas sarjetas também pode ser obtida através da expressão de Manning substituindo o raio hidráulico, a declividade e o coeficiente de Manning pela velocidade, como mostrado a Equação 7. De acordo com Botelho (1998) adota-se como limite da velocidade o valor de 3 m/s para as sarjetas.

$$Q_{sj} = A \cdot V \quad (7)$$

Em que:  $V$  é a velocidade em m/s;  $A$  é a área molhada em m<sup>2</sup>.

### Boca de Lobo

Existem diversos tipos de bocas coletoras. Para a área de estudo em questão foi escolhida a boca de lobo de guia combinada sem depressão (Figura 18).



**Figura 18 - Boca de lobo combinada sem depressão**

**Fonte: Tucci (2009).**

Conforme Tucci (2009), bocas de lobo de guia tem capacidade de engolimento conforme demonstrado na Equação 8.

$$Q_{bl} = 1,7 \cdot L \cdot y^{3/2} \quad (8)$$

Em que:  $Q_{bl}$  é a vazão em m<sup>3</sup>/s;  $L$  é o comprimento da soleira em m;  $y$  é a altura da lâmina de água próximo à abertura na guia em m; 1,7 é o coeficiente de descarga da boca de lobo.

### Galerias

Segundo Tucci (2009), o dimensionamento das galerias de águas pluviais baseia-se nas equações hidráulicas de movimento uniforme, como a Equação de Manning (Equação 9).

$$D = 1,55 \left( \frac{Q \cdot n}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \quad (9)$$

Em que:  $D$  é o diâmetro em m;  $Q$  é a vazão em m<sup>3</sup>/s;  $S$  é a declividade da galeria no respectivo trecho em m/m;  $n$  é o coeficiente de rugosidade de Manning.

As galerias de seção circular devem apresentar diâmetro mínimo de 0,30 m e estar dimensionadas de acordo com os diâmetros convencionais (0,30 m; 0,40 m; 0,50 m; 0,60 m; 1,0 m; 1,20 m e 1,50 m). As velocidades máxima e mínima admissível, considerando tubo de concreto, será de 5 m/s e 0,6 m/s, respectivamente.

De acordo com Botelho (1998), as galerias que possuem diâmetro menor que 0,70 metros podem ser de concreto simples e com um recobrimento mínimo de 0,60 metros.



### 3.4 DIRETRIZES ESTABELECIDAS PARA O RESERVATÓRIO DE AMORTECIMENTO DE PICO

#### 3.4.1 Localização

No condomínio em estudo, o reservatório coletivo está localizado no ponto mais baixo da bacia, para que o escoamento através do sistema de drenagem ocorra por gravidade (Figura 19).

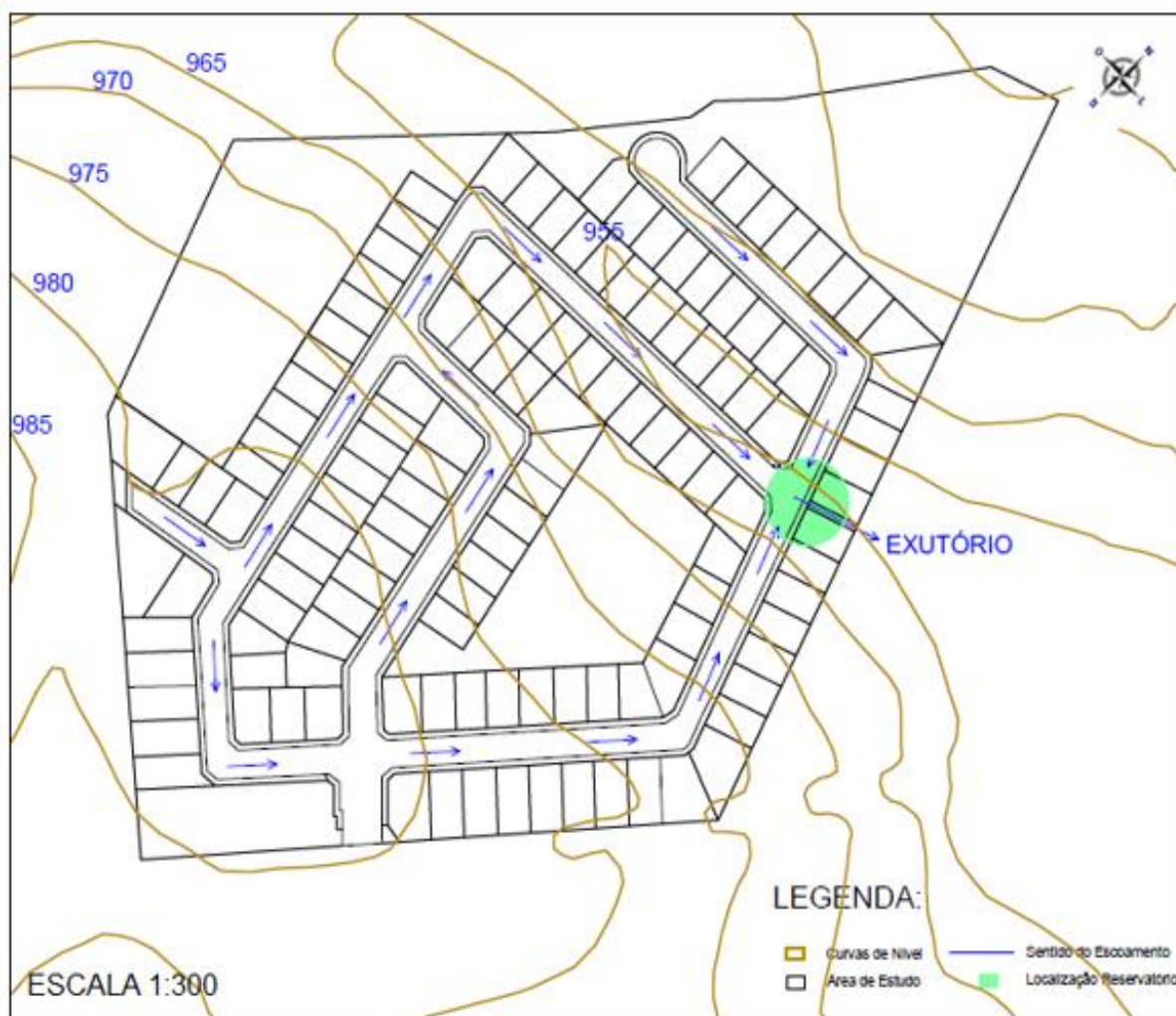


Figura 19 - Localização do Reservatório na Área de Estudo

Fonte: Autoria própria.

Após o estabelecimento do plano de escoamento da drenagem, do dimensionamento desse sistema, e da definição do local do reservatório, realizou-se o dimensionamento do reservatório de contenção de cheias.

### 3.4.2 Dimensionamento

Para o projeto do reservatório de contenção de cheias coletivo adotou-se inicialmente dois itens descritos no Decreto nº 176/2007 da Prefeitura Municipal de Curitiba, local onde situa-se a área de estudo: cálculo do volume necessário para o reservatório e determinação do diâmetro do orifício regulador de vazão em função do volume calculado.

O cálculo do volume do reservatório levou em consideração parâmetros pré-determinados (Equação 10).

$$V = K.I.A_I \quad (10)$$

Em que:  $V$  é o volume do reservatório de contenção de cheias em  $m^3$ ;  $K$  é a constante adimensional igual a 0,20;  $I$  é a intensidade de chuva igual a 0,080 m/hora;  $A_I$  é a área impermeável do terreno em  $m^2$ .

Para determinação do diâmetro do orifício utilizou-se a tabela do mesmo decreto, em que o diâmetro em função do volume armazenado (Tabela 6).

**Tabela 6 – Diâmetro do Orifício em função do Volume do Reservatório**

Volume do Reservatório ( $m^3$ )	Diâmetro do Orifício (mm)
7 a 26 $m^3$	50
27 a 60 $m^3$	75
61 a 134 $m^3$	100
135 a 355 $m^3$	150
356 a 405 $m^3$	200
406 a 800 $m^3$	300
801 a 1300 $m^3$	400
1301 a 2000 $m^3$	500

Fonte: Decreto nº 176 (2007) – Prefeitura Municipal de Curitiba.

O dimensionamento do reservatório foi baseado no Método Modificado de Pulz consistindo em uma expressão discretizada da equação da continuidade (Equação 11) (CANHOLI, 2005).

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (11)$$

Em que:  $S$  é o volume armazenado no trecho em  $m^3$ ;  $I$  é a vazão de entrada no trecho em  $m^3/h$  e  $Q$  é a vazão de saída em  $m^3/h$ .

Sua discretização gera a Equação 12 e, através da mesma calculou-se a vazão efluente em um reservatório (Hidrograma de saída) para cada intervalo de tempo, tendo como dados de entrada a vazão afluente no intervalo e a relação entre esta vazão e o volume armazenado.

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{(I_t + I_{t+\Delta t})}{2} - \frac{(Q_t + Q_{t+\Delta t})}{2} \quad (12)$$

Em que:  $I_t$  e  $I_{t+\Delta t}$  são as vazões de entrada no reservatório em  $m^3/h$  no instante  $t$  e  $\Delta t$ ;  $Q_t$  e  $Q_{t+\Delta t}$  são as vazões de saída do reservatório em  $m^3/h$  no instante  $t$  e  $\Delta t$ ;  $S_{t+\Delta t}$  e  $S_t$  são os armazenamentos em  $m^3$  no instante  $t$  e  $\Delta t$  e  $\Delta t$  é o intervalo de tempo em horas.

O procedimento de cálculo considerou os mesmos passos estabelecidos por Souza (2013):

- Considerou-se para estudo as variações de volumes internos de água e as respectivas alturas ou lâminas d'água no reservatório a cada décimo de minuto, intervalo de tempo adotado para o estudo;
- A vazão de entrada referente ao intervalo de tempo adotado foi transformada em volume, o qual atingiu determinada lâmina d'água;
- A vazão de saída do intervalo de tempo adotado foi calculada a partir da fórmula e dos parâmetros a seguir (Equação 13), conforme proposto por Canholi (2005):

$$Q = C_d \cdot A_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (13)$$

Em que:  $Q$  é a vazão de saída em  $m^3/s$ ;  $C_d$  é o coeficiente de descarga do orifício;  $A_0$  é a área transversal do orifício em  $m^2$ ;  $g$  é a aceleração da gravidade no valor de  $9,81m/s^2$ ;  $h$  é a lâmina d'água acima do eixo central do orifício.

- A vazão de saída referente ao intervalo de tempo adotado foi transformada em volume;
- O volume remanescente no reservatório foi dado pela diferença de volumes entre entrada e saída no intervalo de tempo adotado;
- No próximo intervalo de tempo, somou-se o volume remanescente à próxima contribuição de entrada, obtendo uma nova lâmina d'água;
- Esse ciclo foi repetido novamente até o reservatório ser esvaziado;
- A vazão adotada para dimensionamento foi a máxima obtida, ocorrendo quando a lâmina d'água estiver no seu nível máximo alcançado.

Através dos resultados obtidos comparou-se a vazão de amortecimento do sistema reservatório de contenção de cheias coletivo com o sistema de reservatórios individuais proposto por Souza (2013).

### 3.5 ORÇAMENTO

A composição de custos e o orçamento para o sistema de drenagem baseou-se nos serviços e valores propostos por Tabela de Preços Unitários Compostos divulgada pela Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR) de julho de 2015. Pois, como um dos objetivos do estudo era comparar os resultados obtidos na realização do trabalho com as conclusões do reservatório de contenção de cheias individualizado estudado por Souza (2013) adotou-se a mesma tabela de referência e realizou-se também o orçamento para mesmo período de consulta para não haver discrepância em relação aos valores.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 ÁREA DE ESTUDO

#### 4.1.1 Caracterização da Área de Estudo

Através das curvas de nível foram estabelecidos os sentidos dos escoamentos da água pluvial.

Em função da topográfica irregular da região, dividiu – se a área de estudo em trechos (Figura 20) para dimensionamento da rede de drenagem.

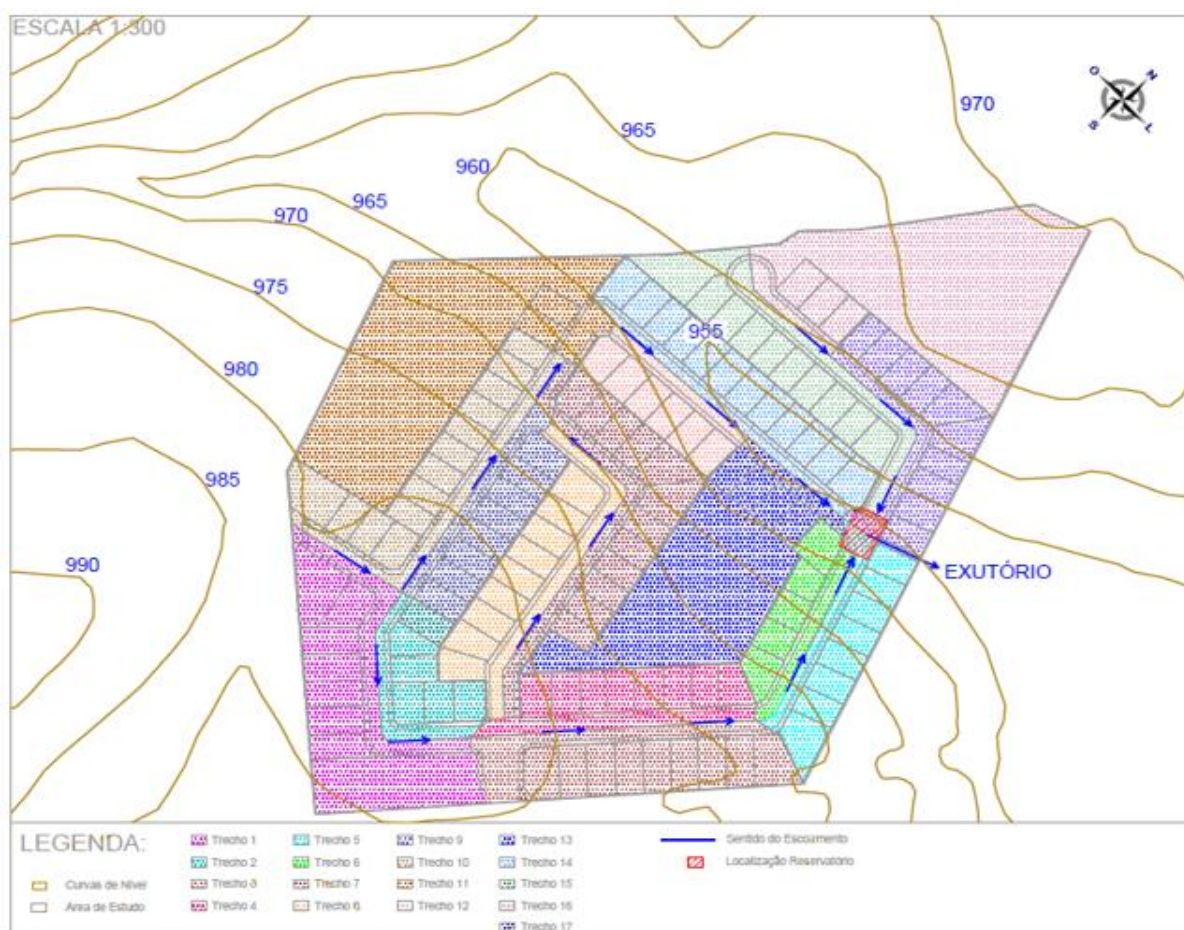


Figura 20 - Divisão da área de estudos para dimensionamento da rede de drenagem

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

O reservatório de contenção de cheias, bem como o exutório do sistema de drenagem foram posicionados na cota mais baixa da área de estudo.

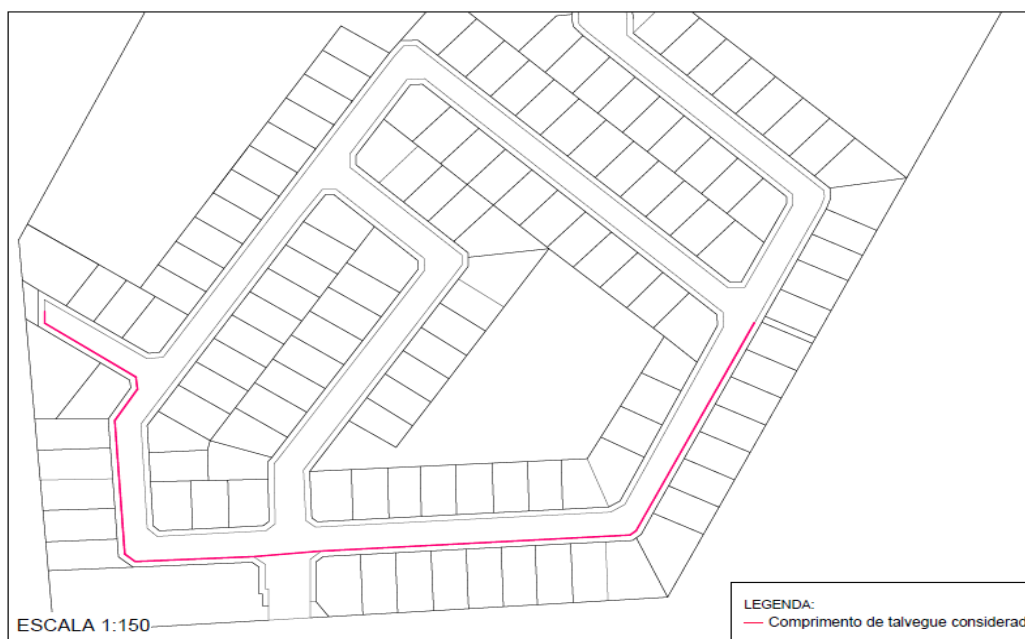
## 4.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS ESTABELECIDAS

### 4.2.1 Coeficiente de Escoamento Superficial

Com a determinação da área impermeável de cada lote, foi possível obter o coeficiente de escoamento superficial através da Equação 2, e suas respectivas vazões de contribuição por meio da Equação 1 (Apêndice A).

### 4.2.2 Intensidade da Precipitação

Primeiramente determinou-se o tempo de escoamento superficial ( $t_s$ ) através da Equação 5, sendo o comprimento do talvegue  $L= 0,305$  km (Figura 21), a relação entre a área de cobertura vegetal e a área total  $p= 50,78\%$  e a declividade média do talvegue principal  $S= 0,082$  m/m.



**Figura 21 - Comprimento de Talvegue Considerado**

Fonte: Autoria própria.

$$t_s = \frac{16.0305}{(1,05 - 0,2.0,578). (100.0,082)^{0,04}} = 4,31 \text{ minutos}$$

Com a determinação do tempo de escoamento superficial, obteve-se o tempo de concentração (Equação 4):

$$t_c = 4,31 + 10 \text{ minutos} = 14,31 \text{ minutos}$$

A partir da equação de chuvas intensas (Equação 3) adotada para cidade de Curitiba – PR, foi obtida a intensidade da precipitação ( $I$ ):

$$I = \frac{5726,64 \cdot 5^{0,159}}{(14,31 + 41)^{1,041}} = 113,43 \text{ mm/h}$$

Após a determinação da intensidade da precipitação realizou-se o dimensionamento da rede de drenagem.

## 4.3 SISTEMA DE DRENAGEM

### 4.3.1 Áreas de Contribuição

As áreas de contribuição consideradas foram os lotes, calçadas, ruas, gramados e bosques. A vazão dos lotes foi calculada anteriormente através da determinação do coeficiente de escoamento superficial de cada lote.

As áreas de contribuição das calçadas, ruas e bosques foram determinadas através da Equação 1. Com a determinação das vazões de cada área contribuinte, foi possível determinar a vazão total que vai para os sistemas de drenagem em cada trecho (Tabela 7).

Tabela 7 – Vazão Total das Áreas de Contribuição

Trecho	Calçadas			Ruas de asfalto			Bosques / Gramados			Vazão Total (m³/h)
	Área (m²)	Coef. C	Vazão (m³/h)	Área (m²)	Coef. C	Vazão (m³/h)	Área (m²)	Coef. C	Vazão (m³/h)	
1	204,54	0,85	19,72	434,47	0,95	46,82	1063,47	0,30	36,19	173,82
2	125,64	0,85	12,11	292,00	0,95	31,47	0,00	0,30	0,00	101,96
3	186,13	0,85	17,95	609,16	0,95	65,64	15,84	0,30	0,54	179,19
4	135,73	0,85	13,09	375,56	0,95	40,47	0,00	0,30	0,00	134,30
5	133,00	0,85	12,82	313,76	0,95	33,81	14,95	0,30	0,51	126,47
6	105,07	0,85	10,13	226,86	0,95	24,45	0,00	0,30	0,00	81,93
7	218,49	0,85	21,07	496,02	0,95	53,45	0,00	0,30	0,00	199,71
8	197,92	0,85	19,08	481,88	0,95	51,93	0,00	0,30	0,00	165,26
9	150,21	0,85	14,48	366,40	0,95	39,48	0,00	0,30	0,00	134,13
10	220,70	0,85	21,28	439,87	0,95	47,40	22,49	0,30	0,77	198,33
11	66,53	0,85	6,41	160,23	0,95	17,27	4175,67	0,30	142,10	187,70
12	96,00	0,85	9,26	184,60	0,95	19,89	0,00	0,30	0,00	92,30
13	76,07	0,85	7,33	143,00	0,95	15,41	2860,97	0,30	97,36	163,07
14	189,47	0,85	18,27	344,46	0,95	37,12	0,00	0,30	0,00	184,30
15	192,71	0,85	18,58	399,54	0,95	43,06	403,77	0,30	13,74	172,70
16	78,12	0,85	7,53	154,91	0,95	16,69	3994,19	0,30	135,92	192,16
17	151,61	0,85	14,62	322,28	0,95	34,73	14,95	0,30	0,51	156,62

Fonte: Autoria própria.

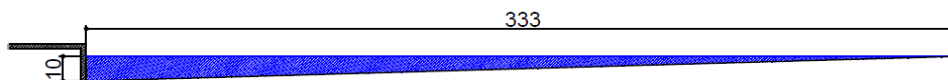
Após a determinação das áreas de contribuição, dimensionou-se o sistema de drenagem na respectiva ordem: sarjetas, bocas de lobo; tubos de ligação; poços de visita; galerias.

#### 4.3.2 Sarjeta

A área da seção transversal da sarjeta pode ser aproximada por um triângulo, assim, ao adotar a inclinação de 3% a distância lateral atingida pela água é de 3,33 m. Como a altura da lâmina de água da sarjeta é de 0,1 m, a distância inclinada é praticamente igual à distância horizontal (Figura 22). A área molhada foi obtida com base na área do triângulo, ou seja, distância lateral multiplicada pela altura dividida por 2, obtendo-se então 0,167 m². O perímetro molhado foi obtido através da soma da altura e da distância lateral, obtendo-se 3,43 m. Através desses dados obteve-se o



raio hidráulico pela divisão da área molhada pelo perímetro molhado, que resultou em 0,049 m.



**Figura 22 - Seção transversal da sarjeta (medidas em cm)**

**Fonte: Autoria própria.**

Através da divisão da área de estudo em trechos (Figura 20), obteve-se a declividade da rua, que varia de acordo com as curvas de níveis e, posteriormente, calculou-se a capacidade total da sarjeta através da Equação 6 (Apêndice A).

#### 4.3.3 Boca de Lobo

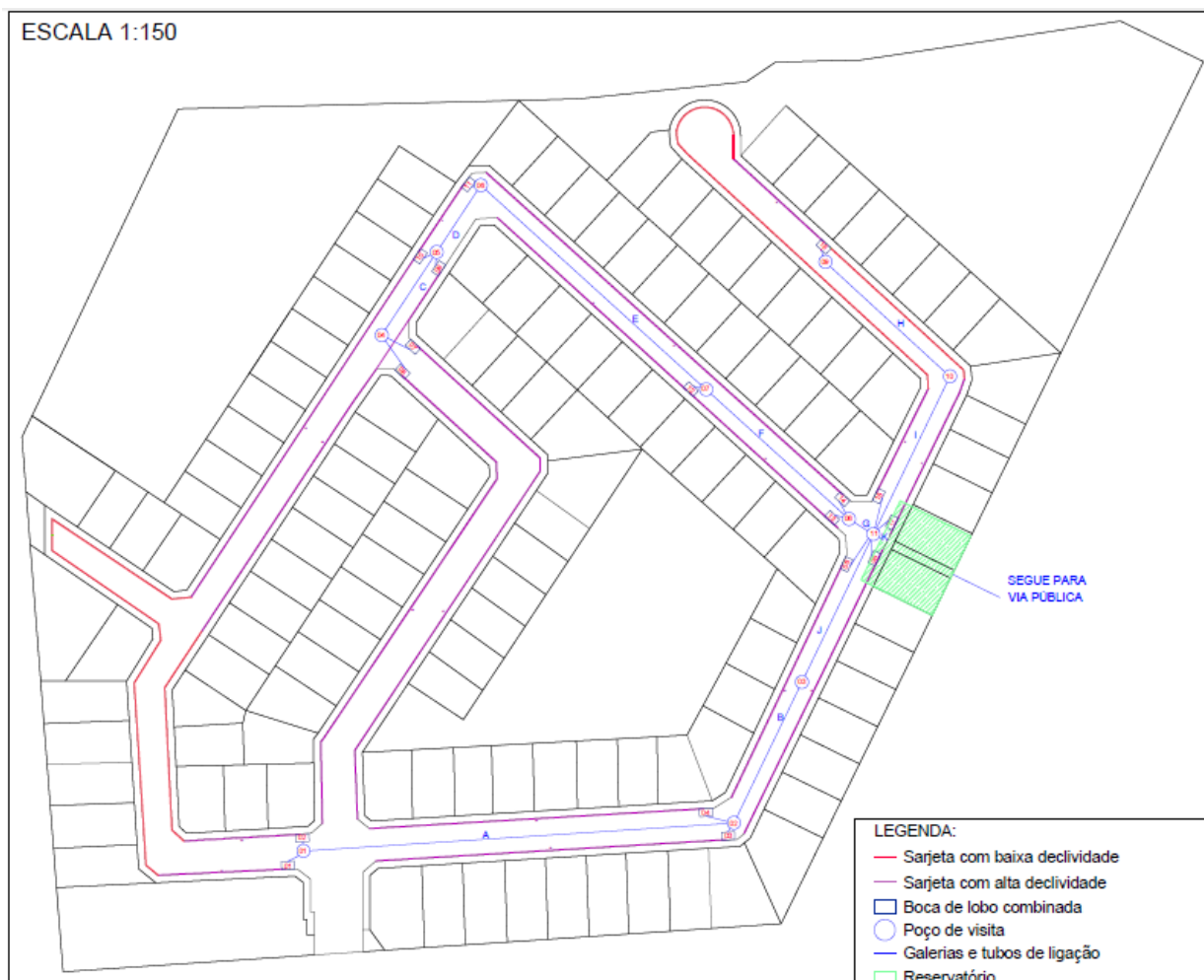
Considera-se que uma boca de lobo combinada com grelha possui capacidade de engolimento de aproximadamente de 80 L/s, conforme Botelho (1998). Porém, em procedimento usual a favor da segurança, considerou-se o risco de obstrução das bocas de lobo em 20%, assim, sua capacidade de engolimento foi reduzida para 64 L/s (Apêndice A).

#### 4.3.4 Galerias

Para o dimensionamento, as galerias foram consideradas de concreto, com um recobrimento mínimo de 0,60 m (BOTELHO, 1998) e coeficiente de rugosidade de 0,013 (CANHOLI, 2005), conforme mostrado no Apêndice A.

Com o dimensionamento das sarjetas, boca de lobo e galerias obteve-se o projeto simplificado do sistema de drenagem da área de estudo (Figura 23).

A Figura 23 pode ser analisada em uma escala mais adequada no Apêndice B.



**Figura 23 - Sistema de Drenagem**

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

Através da Tabela 8, pode-se observar as vazões que chegam no reservatório por meio do sistema de drenagem.

**Tabela 8 - Vazões com a utilização de reservatórios de contenção de cheias**

Áreas do Condomínio	Área Total (m <sup>2</sup> )	Área Impermeável (m <sup>2</sup> )	Porcentagem Impermeável (%)	Coefficiente C	Vazão Total (m <sup>3</sup> /h)
Lotes Residenciais	20203,08	11931,60	59,06%	0,59	1353,45
Calçadas	2527,94	2527,94	100,00%	0,85	243,74
Ruas de asfalto	5739,83	5739,83	100,00%	0,95	618,54
Bosques / Gramados	12566,28	0,00	0,00%	0,30	427,63
<b>Total do Condomínio</b>	<b>41037,13</b>	<b>20199,37</b>	<b>49,22%</b>		<b>2643,37</b>

Fonte: Adaptado de Souza (2013).

A partir da determinação do sistema de drenagem calculou-se o reservatório de contenção de cheias que para verificar o amortecimento da vazão do condomínio direcionada para a via pública.

#### 4.4 RESERVATÓRIO DE CONTENÇÃO DE CHEIAS

##### 4.4.1 Dimensionamento

Para realizar as simulações de dimensionamento do reservatório de contenção de cheias, padronizou-se o volume adotado, sendo considerado como princípio o volume mínimo exigido pelo Decreto Municipal de Curitiba 176/07 para área em estudo.

O cálculo do volume do reservatório através do Decreto 176/07 baseou-se na Equação 10:

$$V = 0,20 \cdot 0,08 \cdot 20199,37 = 323 \text{ m}^3$$

O volume de 323 m<sup>3</sup> para uma área de 444 m<sup>2</sup> de reservatório, apresentou um amortecimento de apenas 11,75%, resultado considerado insatisfatório, indicando que a norma para Curitiba não contempla de maneira efetiva e satisfatória esse tipo de situação, sendo necessária ou uma revisão do decreto atual, para que leve em conta o amortecimento do sistema e não apenas o volume, ou uma normativa específica para reservatórios de maior porte.

Através dos resultados insatisfatórios para o volume calculado segundo o Decreto 176/07, foram realizadas outras simulações para os volumes de 350 m<sup>3</sup>, 400 m<sup>3</sup>, 450 m<sup>3</sup> e 500 m<sup>3</sup>, a fim de se determinar seus respectivos amortecimentos.

Foram estabelecidas três áreas em planta para as simulações do reservatório, sendo: 300 m<sup>2</sup>, 400 m<sup>2</sup> e 500 m<sup>2</sup>, as demais possibilidades de áreas foram desconsideradas ou por serem inviáveis ou por não apresentarem amortecimento do sistema para os volumes em estudo. A altura do orifício foi determinada de acordo com o Decreto Municipal Curitiba n° 176/07 em função do volume proposto. Os resultados obtidos com as simulações podem ser observados através da Tabela 9.

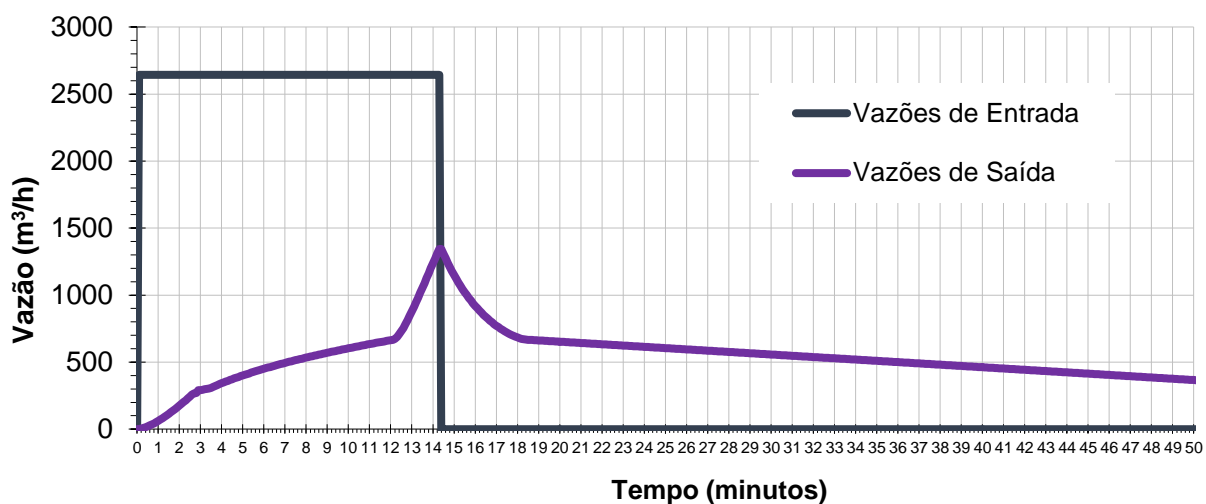
Tabela 9 – Simulação das dimensões do reservatório de contenção de cheias

Volume (m <sup>3</sup> )	Vazão de Entrada (m <sup>3</sup> /s)	Área da Câmara Principal Reservatório (m <sup>2</sup> )	Lâmina d' Água (m)	Altura do Orifício (m)	Vazão de Saída (m <sup>3</sup> /s)	Redução da Vazão de Pico (%)
323	0,734	300	1,080	0,150	0,698	4,94%
350	0,734	300	1,170	0,150	0,682	7,12%
400	0,734	300	1,330	0,200	0,618	15,83%
450	0,734	300	1,500	0,300	0,394	46,34%
500	0,734	300	1,670	0,300	0,232	68,40%
323	0,734	400	0,810	0,150	0,648	11,75%
350	0,734	400	0,880	0,150	0,622	15,29%
400	0,734	400	1,000	0,200	0,543	26,05%
450	0,734	400	1,130	0,300	0,374	49,07%
500	0,734	400	1,250	0,300	0,233	68,27%
323	0,734	500	0,650	0,150	0,590	19,65%
350	0,734	500	0,700	0,150	0,559	23,87%
400	0,734	500	0,800	0,200	0,476	35,17%
450	0,734	500	0,900	0,300	0,345	53,01%
500	0,734	500	1,000	0,300	0,229	68,81%

Fonte: Autoria própria.

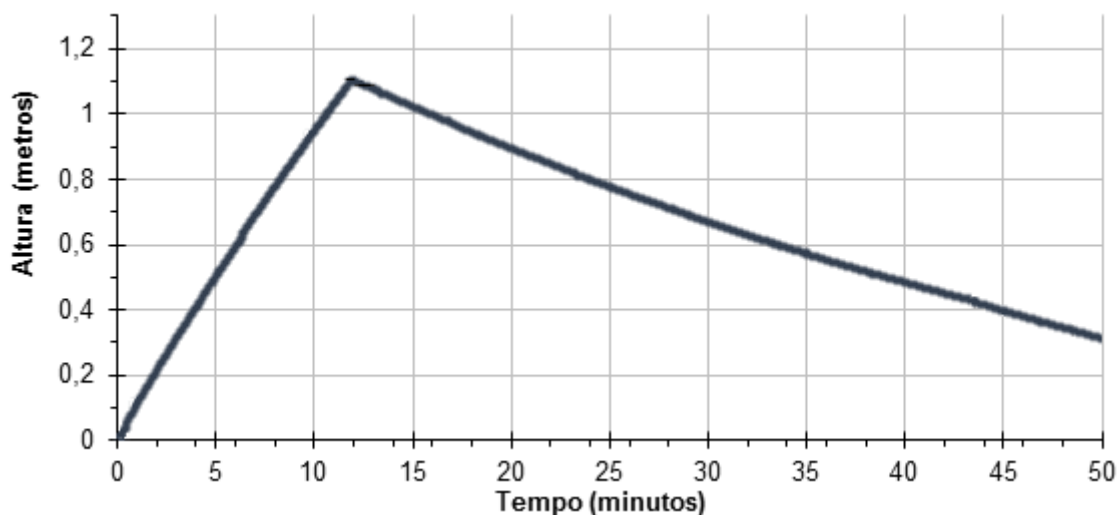
Por meio da Tabela 9 e através de simulações na aplicação do Método Modificado de Pulz (Equação 11), notou-se que quanto maior a área ou volume do reservatório, maior o amortecimento das vazões para o sistema a jusante.

Optou-se por adotar o volume de 450 m e 400 m<sup>2</sup> de área de reservatório, devido ao condomínio possuir declividades acentuadas, favorecendo o escoamento superficial também das áreas permeáveis. O resultado escolhido apresentou bom amortecimento (Gráfico 1) na vazão de pico e possui dimensões mais viáveis para execução (Gráfico 2).



**Gráfico 1 - Vazões no reservatório de contenção de cheias**

Através do Gráfico 1 é possível observar a redução da vazão de pico, sem o reservatório coletivo toda vazão de entrada iria diretamente para via pública, ou seja, cerca de 2643,37 m³/hora. Com a utilização do reservatório de contenção de cheias esse valor foi reduzido para 1345,02 m³/hora. Por meio destes valores percebe-se a contribuição dos reservatórios para o amortecimento das vazões de pico.



**Gráfico 2 - Lâmina d'água no reservatório de contenção de cheias**

A altura de 1,13 m foi considerada satisfatória, pois devido ao reservatório já estar situado em cota mais baixa, uma altura elevada dificultaria sua execução. A partir da altura da lâmina d'água foi estimada a altura total do reservatório.

Após as simulações para uma área de 400 m<sup>2</sup> de câmara principal e um volume de 450 m<sup>3</sup>, observou-se que o reservatório apresentou um amortecimento de 49,07% da vazão de saída e, a altura da lâmina d'água de 1,13 m, valores considerados mais satisfatórios para execução do reservatório e para atingir o objetivo de retardar a vazão de pico que vai para a via pública.

#### 4.4.2 Projeto

Por se tratar de um reservatório de 400 m<sup>2</sup> de área e em função de sua localização, optou-se por projetá-lo com comprimento e largura de 20 metros para a câmara principal. Adotou-se então o volume de 450 m<sup>3</sup> e a lâmina d'água de 1,13 m.

Para o dimensionamento considerou-se parâmetros de forma que a altura do septo corresponda a lâmina d'água máxima, de modo a evitar o transbordamento da câmara principal do reservatório através do septo, pois caso isso ocorra o reservatório perderá sua função, ou seja, a vazão de saída será igual a vazão de entrada (Figura 24).

A planta e os cortes do reservatório de contenção de cheias estão apresentadas em escala mais conveniente no Apêndice C.

## CORTE AA - RESERVATÓRIO DE CONTENÇÃO DE CHEIAS

ESCALA 1:100

MEDIDAS EM cm

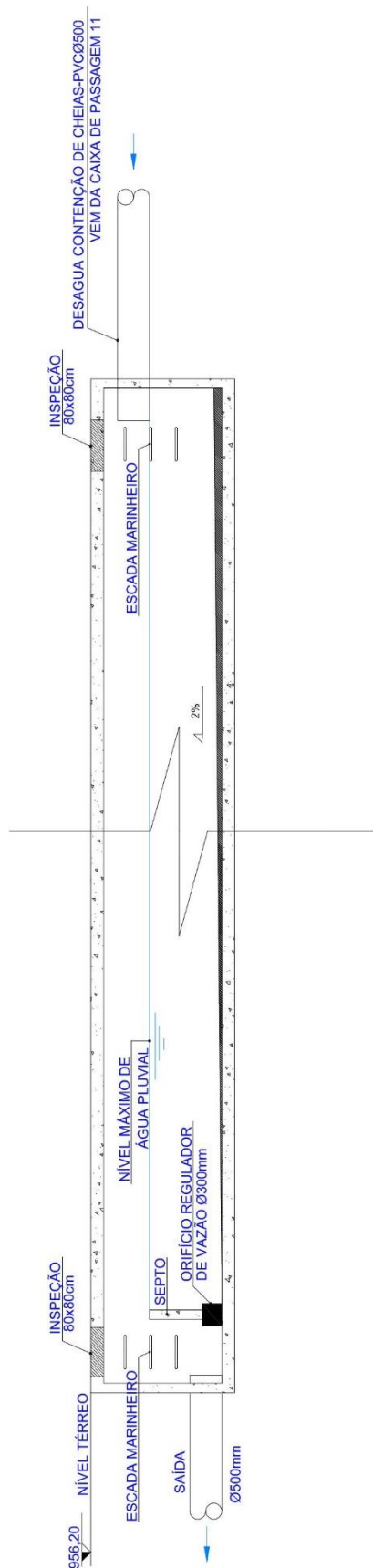


Figura 24 - Corte esquemático reservatório de contenção de cheias

Fonte: Autoria própria.

Devido ao tamanho do reservatório, uma vez que resultou em uma área equivalente a dois lotes, sugere-se remanejar esses lotes no lugar de uma área comum. Outra sugestão interessante, por exemplo, é a de estabelecer a quadra esportiva acima do reservatório, agregando-se assim mais utilidade ao local.

#### 4.5 ORÇAMENTO

Com base na Tabela de Preços Unitários Compostos da SANEPAR de julho de 2015 realizou-se o orçamento do sistema de drenagem e do reservatório (Apêndice D).

Para critério de comparação com os estudos realizados por Souza (2013), optou-se por orçar o sistema de drenagem e o reservatório pela na Tabela de Preços Unitários Compostos da SANEPAR de julho de 2013 (Apêndice D). Através da Tabela 10 é possível verificar um quadro resumo dos orçamentos.

**Tabela 10 – Resumo Orçamentos para os Reservatórios**

Orçamento	Custo Sistema	Custo Reservatório	Custo Total
Reservatórios Individuais estudado por Souza (2013)	R\$ 68.321,55	R\$ 132.132,77	R\$ 200.454,33
Reservatório Coletivo - 2013	R\$ 37.162,88	R\$ 182.587,04	R\$ 219.749,92
Reservatório Coletivo - 2015	R\$ 43.174,64	R\$ 205.508,79	R\$ 248.683,43

**Fonte: Aatoria Própria.**

Através dos valores apresentados na Tabela 10 foi possível verificar que o custo do sistema de drenagem para o reservatório coletivo ficou 84% menor quando comparado ao sistema de drenagem utilizado para os reservatórios individuais. Entretanto, o custo do reservatório coletivo é 38% superior ao custo de construção dos reservatórios individuais.

Porém, ao comparar a redução da vazão de pico no exutório do sistema, o reservatório coletivo apresentou um amortecimento de 49,07%, enquanto os reservatórios individuais apresentaram uma redução de 33,40%, resultado obtido por Souza (2013). Constata-se que houve uma considerável redução da vazão de saída quando comparados os sistemas.



Ao se comparar os custos de implantação por lote, de ambos os reservatórios (coletivo e individual), obteve-se R\$ 1.677,48 e R\$ 1.530,19, respectivamente. Apesar de ser cerca de R\$ 150,00 mais caro, o reservatório coletivo apresenta um amortecimento de pico da vazão de saída consideravelmente maior. Ao comparar os custos de manutenção, os reservatórios coletivos tendem a ser menores, pois, caberia apenas ao condomínio a função de realizar a manutenção do reservatório, enquanto para os reservatórios individuais, essa função caberia a cada morador.

## 5 CONCLUSÕES

O principal objetivo do trabalho apresentado era analisar a efetividade técnico-financeira da aplicação de um reservatório de contenção de cheias coletivo em um condomínio para amortecimento de pico de vazões de águas pluviais.

Baseado nos resultados obtidos, pode-se considerar que ao adotar os parâmetros de dimensionamento impostos pelo Decreto nº 176/2007 da Prefeitura de Curitiba, o reservatório coletivo teria um volume de 323 m<sup>3</sup> com um amortecimento de 11,75 % se sua área fosse de 400 m<sup>2</sup>. Através desses valores percebe-se que a abordagem adotada nesta pesquisa ainda não encontra respaldo normativo, apesar do reservatório ter apresentado resultados satisfatórios.

Em virtude deste amortecimento de 11% ter sido considerado não satisfatório, outras simulações foram realizadas para se verificar a possibilidade de serem obtidas maiores atenuações da vazão de pico. Adotando-se um volume 450 m<sup>3</sup>, por exemplo, o amortecimento foi de 49,07%, o que representa uma redução cerca de três vezes maior quando comparada com o volume proposto pelo decreto.

Através da análise dos resultados, constata-se que a utilização de reservatórios de contenção de cheias contribui de forma significativa para redução da vazão de saída para a via pública, sendo uma alternativa viável para combater as inundações urbanas. Porém, para que esse amortecimento ocorra, deve-se levar em consideração não apenas a área impermeabilizada, como também a topografia do local de estudo.

Para área de estudo a utilização do reservatório coletivo quando comparado com reservatórios individuais, apresentou custos de R\$ 219.749,92 e de R\$ 200.454,33 respectivamente. Assim, o reservatório coletivo apresenta um custo de R\$ 150,00 a mais por lote.

Porém, ao comparar o amortecimento no exutório da bacia, o reservatório de contenção de cheias coletivo apresentou um amortecimento de 49,07% enquanto os reservatórios individuais apresentaram um amortecimento de 33,40%. Considerou-se ainda que o dispositivo coletivo proporciona também maior facilidade de manutenção, característica essencial para o funcionamento esperado do reservatório ao longo do tempo.

A utilização de uma grande área pode ser facilmente contornada deixando esse local para a utilização de áreas comuns descobertas, como quadras esportivas, parques recreativos, praças, dentre outras, desde que respeitados os pontos de visita para inspeção e manutenção do reservatório.

## REFERÊNCIAS

ACIOLI, Laura A. **Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

AGRA, Sidnei G. **Estudo experimental de microrreservatórios para controle do escoamento superficial**. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

ARMELIN, Liliane F. **Estudo do comportamento dos resíduos sólidos veiculados pelos rios urbanos junto aos vertedores de entrada de reservatórios de controle de cheias**. Dissertação (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

BICH, T.H.; GUHA-SAPIR, D; HÁ, L. T. T.; HANH, T. T. D; QUANG, N. **Impacts of flood on health: epidemiologic evidence from Hanoi, Vietnam**. Publicado em: *Global Health Action*, 2011. Disponível em: <<http://www.emdat.be/publications>>. Acesso em: 24 Abr. 2015.

BOTELHO, Manoel H. C. **Águas de chuva: engenharia das águas pluviais nas cidades**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1998.

BRASIL. Lei nº 10.257, de 10 de julho de 2001.

BRASIL. Lei nº 11.445, de 05 de janeiro de 2007.

CALIJURI, M. L.; CAMARGO, R. A.; NETO, R. F. M.; SANTIAGO, A. F. **Estudo de indicadores de saúde ambiental e de saneamento em cidade do Norte do Brasil**. Publicado em: *Eng Sanit Ambient*, vol 14 nº 1, 2009. Disponível em: Acesso em: 21 Abr. 2015.

CANHOLI, Aluísio P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CGL CONDOMÍNIOS FECHADOS. **Jardins São Lourenço**. Curitiba, 2015. Disponível em: <<http://jardinssaolourenco.com.br/>>. Acesso em: 02 Jun. 2015.

CORMIER, Nathaniel S. **Infraestrutura verde: uma estratégia paisagística para a água urbana**. <http://www.espiral.fau.usp.br/arquivos-artigos/2008-Nate&Paulo.pdf>

CURITIBA (Capital). Decreto nº 176, de 27 de março de 2007. Dispõe sobre os critérios para implantação dos mecanismos de contenção de cheias. **Prefeitura Municipal de Curitiba**, Curitiba, 2007. Disponível em: <<http://www.curitiba.pr.gov.br/multimedia/00121212.pdf>>. Acesso em: 23 Abr. 2015.

DEFESA CIVIL DO PARANÁ. **Relatório Quadrienal – Gestão 2011 a 2014**. Curitiba, 2015.

*EM-DAT Emergency Database. OFDA/CRED – The Office of US Foreign Disaster Assistance/ Centre for Research on the Epidemiology of Disasters – Université Catholique de Louvain, Brussels, Belgium*. Disponível em: <http://www.emdat.be/> Database. Acesso em 22 Abr. 2015.

EPA - *Environmental Protection Agency. National Management Measures to Control Nonpoint Source Pollution from Urban Areas*. Washington, USA. 2003. Disponível em:< [http://water.epa.gov/polwaste/nps/urban\\_facts.cfm](http://water.epa.gov/polwaste/nps/urban_facts.cfm)> .Acessado em: 04 Mai. 2015.

FENDRICH, Roberto. **Chuvas intensas para obras de drenagem no estado do Paraná**. 2. ed. Curitiba: Vicentina, 2003.

GARCIA, F.; RAMOS, D. A. **Comparação entre custos de obras de macrodrenagem dimensionadas com vazões calculadas pelo método racional e pelo método do SCS (“soil conservation service”) na sub-bacia do rio morro alto, em Joinville, SC**. Publicado em: XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 2007. Disponível em: < <http://www.abrh.org.br/SGCv3/>>. Acessado em: 06 Jun. 2015.

GONZALEZ, Fernanda C.G. **Projeto de drenagem sustentável para mitigação de cheias na bacia do Rio Quitandinha, em Petrópolis, RJ.** Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

GOOGLE Maps. Disponível em: <<https://maps.google.com.br/maps?hl=pt BR&tab=wl>>. Acesso em: 19 Jul. 2015.

HOLTZ, Fabiano da C. **Uso de concreto permeável na drenagem urbana: análise da viabilidade técnica e do impacto ambiental.** Dissertação (Pós-Graduação) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2011.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <[http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geografia/default\\_evolucao.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geografia/default_evolucao.shtm)>. Acesso em: 14 mai.2015.

IPPUC. Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba. Disponível em: <<http://www.ippuc.org.br/default.php>>. Acesso em: 05 ago.2015.

JUNIOR, J. E. F. F; BOTELHO; R. G. M. **Análise comparativa do tempo de concentração: um estudo de caso na bacia do rio cônego, município de nova Friburgo/RJ.** Publicado em: XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 2011. Disponível em: <<http://www.abrh.org.br/SGCv3/>>. Acessado em: 08 Jun. 2015.

MAROTTA, Paula. **PERASF – Asfalto Permeável.** Disponível em: <<https://propostasarq.wordpress.com/2012/10/06/perasf-asfalto-permeavel/>>. Acesso em: 15 Mai. 2015.

MENDONÇA, Eduardo C. **Metodologia para a avaliação de desempenho de sistemas de drenagem urbana.** Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília. Brasília, 2009.

NAKAZONE, Lucia M. **Implantação de reservatórios de detenção em conjuntos habitacionais: a experiência da CDHU**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

NEVES, Marllus G. F.P. **Quantificação de resíduos sólidos na drenagem urbana**. Dissertação (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.

NUNES, Pedro L. **Dimensionamento de reservatórios de detenção para condomínios horizontais para controle de cheias**. Universidade Positivo. Curitiba, 2010.

Organização Pan-Americana da Saúde. **Desastres Naturais e Saúde no Brasil**. Fundação Oswaldo Cruz – Ministério da Saúde. Brasília, 2014.

PEIXOTO, Vinicius C. **Análise paramétrica e dimensionamento de poços de infiltração para fins de drenagem urbana**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

POLASTRE, B.; SANTOS, L.D. **Concreto Permeável**. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

ROCHA, Cáren I. O. **Plano diretor de drenagem urbana em cidades planejadas: premissa de zoneamento baseado no risco de contaminação da água subterrânea**. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2014.

RONQUIM, J.; CONCEIÇÃO, H. A. B.; SOARES, D. A. F.; SOARES, P. F. **Proposta de drenagem urbana de baixo impacto para a cidade de Palmas/PR**. Publicado em: XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos.2013. Disponível em: < <http://www.abrh.org.br/SGCv3/>>. Acessado em: 06 Jun. 2015.

SOUZA, Ricardo C.C. **Análise da utilização de reservatórios de contenção de cheias em edificações e o seu impacto no sistema de drenagem urbana.** Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2013.

SUDERHSA – Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. **Manual de Drenagem Urbana - Região Metropolitana de Curitiba/PR.** Disponível em:

<[http://www.aguasparana.pr.gov.br/arquivos/File/pddrenagem/volume6/mdu\\_versao01.pdf](http://www.aguasparana.pr.gov.br/arquivos/File/pddrenagem/volume6/mdu_versao01.pdf)>. Acesso em: 30 Mai. 2015.

TASSI, Rutinéia. **Efeito dos microreservatórios de lote sobre a macrodrenagem urbana.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

TUCCI, Carlos E.M.; BERTONI, J. C. **Inundações Urbanas na América do Sul.** Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, 2003.

TUCCI, Carlos E.M. **Gerenciamento integrado das inundações urbanas no Brasil.** Publicado em: REGA – Revista de Gestão de Água da América Latina, Vol. 1, nº1, 2004. Disponível em:

< <http://www.abrh.org.br/SGCv3/index.php?PUB=2&ID=63&SUMARIO=787>>. Acessado em: 06 Jun. 2015.

\_\_\_\_\_. **Gestão das Águas Pluviais Urbanas:** Saneamento para todos. Programa de Modernização do Setor Saneamento, Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental, Ministério das Cidades. Brasília, 2005.

\_\_\_\_\_. **Inundações Urbanas.** Porto Alegre, ABRH/RHAMA, 2007.

\_\_\_\_\_. **Águas Urbanas.** Publicado em: Urban Waters. Revista Estudos Avançados. Vol. 22, n.º 63, 2008. Disponível em:

<[http://www.scielo.br/pdf/ea/v22n63/en\\_v22n63a07.pdf](http://www.scielo.br/pdf/ea/v22n63/en_v22n63a07.pdf)>. Acessado em: 20 Mai. 2015.



\_\_\_\_\_. **Hidrologia: ciência e aplicação.** 2. ed. Porto Alegre: ABRH – Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

\_\_\_\_\_. **Hidrologia: ciência e aplicação.** 4. ed. Porto Alegre: ABRH – Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

## APÊNDICE A – MEMORIAL DE CÁLCULO

Tabela A-1 – Coeficiente de Escoamento Superficial nos Lotes – Continua

Trecho Considerado	Identificação	Tipo de Casa	Área Privativa (m <sup>2</sup> )	Área Total (m <sup>2</sup> )	Área Impermeabilizada (m <sup>2</sup> )	Porcentagem Impermeabilizada (%)	Coeficiente C	Vazão (m <sup>3</sup> /h)
1	Lote 121	16	339,62	493,60	85,20	25,09%	0,25	9,66
	Lote 122	6a	191,98	340,22	85,15	44,35%	0,44	9,66
	Lote 126	6a	181,20	338,21	85,15	46,99%	0,47	9,66
	Lote 128	2b	180,68	337,38	92,80	51,36%	0,51	10,53
	Lote 129	2b	177,89	336,55	92,80	52,17%	0,52	10,53
	Lote 130	1a	183,24	335,72	92,80	50,64%	0,51	10,53
	Lote 131	1a	174,31	334,92	92,80	53,24%	0,53	10,53
2	Lote 1	6a	142,06	300,93	85,15	59,94%	0,60	9,66
	Lote 2	5	157,51	328,16	80,55	51,14%	0,51	9,14
	Lote 3	6a	145,17	303,26	85,15	58,66%	0,59	9,66
	Lote 4	5	153,28	328,16	80,55	52,55%	0,53	9,14
	Lote 125	14a	160,06	306,32	96,60	60,35%	0,60	10,96
	Lote 127	10	135,24	303,68	86,65	64,07%	0,64	9,83
3	Lote 8	1a	215,13	377,06	92,80	43,14%	0,43	10,53
	Lote 10	1a	172,03	330,26	92,80	53,94%	0,54	10,53
	Lote 12	2a	176,43	330,26	92,80	52,60%	0,53	10,53
	Lote 14	2a	171,54	330,26	92,80	54,10%	0,54	10,53
	Lote 16	1a	170,71	330,26	92,80	54,36%	0,54	10,53
	Lote 18	1a	166,32	329,90	92,80	55,80%	0,56	10,53
	Lote 20	2a	172,77	329,27	92,80	53,71%	0,54	10,53
	Lote 22	2a	169,78	328,63	92,80	54,66%	0,55	10,53
	Lote 24	3	221,56	374,63	95,60	43,15%	0,43	10,84
4	Lote 9	2b	169,82	331,92	92,80	54,65%	0,55	10,53
	Lote 11	2b	149,37	306,26	92,80	62,13%	0,62	10,53
	Lote 13	6a	133,81	300,26	85,15	63,64%	0,64	9,66
	Lote 15	6a	144,60	300,26	85,15	58,89%	0,59	9,66
	Lote 17	2a	151,31	306,26	92,80	61,33%	0,61	10,53
	Lote 19	2a	143,69	306,26	92,80	64,58%	0,65	10,53

Tabela A-1 – Coeficiente de Escoamento Superficial nos Lotes – Continua

Trecho Considerado	Identificação	Tipo de Casa	Área Privativa (m <sup>2</sup> )	Área Total (m <sup>2</sup> )	Área Impermeabilizada (m <sup>2</sup> )	Porcentagem Impermeabilizada (%)	Coeficiente C	Vazão (m <sup>3</sup> /h)
4	Lote 21	6a	136,67	300,26	85,15	62,30%	0,62	9,66
	Lote 23	6a	146,40	328,32	85,15	58,16%	0,58	9,66
5	Lote 25	3	231,24	379,95	95,60	41,34%	0,41	10,84
	Lote 26	7b	140,25	300,15	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 28	7b	140,25	301,96	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 30	6b	140,25	303,81	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 32	6a	140,25	305,66	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 34	7a	140,25	306,69	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 36	7a	140,25	303,06	85,15	60,71%	0,61	9,66
	Lote 37	2b	140,25	307,05	92,80	66,17%	0,66	10,53
6	Lote 27	8	177,49	307,50	88,05	49,61%	0,50	9,99
	Lote 29	9	140,36	294,76	78,85	56,18%	0,56	8,94
	Lote 31	9	142,75	294,76	78,85	55,24%	0,55	8,94
	Lote 33	9	131,53	291,34	78,85	59,95%	0,60	8,94
	Lote 35	1b	195,16	361,13	92,80	47,55%	0,48	10,53
7	Lote 88	14a	169,20	334,01	96,60	57,09%	0,57	10,96
	Lote 89	14a	135,30	298,01	96,60	71,40%	0,71	10,96
	Lote 90	13a	136,28	298,01	83,20	61,05%	0,61	9,44
	Lote 91	13a	144,04	298,01	83,20	57,76%	0,58	9,44
	Lote 92	3	208,73	370,29	95,60	45,80%	0,46	10,84
	Lote 93	3	225,60	370,29	95,60	42,38%	0,42	10,84
	Lote 94	13a	132,00	295,76	83,20	63,03%	0,63	9,44
	Lote 95	13a	134,90	295,76	83,20	61,68%	0,62	9,44
	Lote 96	14a	128,60	295,76	96,60	75,12%	0,75	10,96
	Lote 97	14a	128,75	295,76	96,60	75,03%	0,75	10,96
	Lote 98	15a	131,29	295,76	96,60	73,58%	0,74	10,96
Lote 99	15a	124,13	295,76	96,60	77,82%	0,78	10,96	
8	Lote 5	4	156,47	311,66	96,45	61,64%	0,62	10,94
	Lote 6	4	162,02	313,63	96,45	59,53%	0,60	10,94
	Lote 7	6a	154,29	310,38	85,15	55,19%	0,55	9,66
	Lote 100	14a	146,50	310,38	96,60	65,94%	0,66	10,96

Tabela A-1 – Coeficiente de Escoamento Superficial nos Lotes – Continua

Trecho Considerado	Identificação	Tipo de Casa	Área Privativa (m <sup>2</sup> )	Área Total (m <sup>2</sup> )	Área Impermeabilizada (m <sup>2</sup> )	Porcentagem Impermeabilizada (%)	Coeficiente C	Vazão (m <sup>3</sup> /h)
8	Lote 101	14a	148,89	310,38	96,60	64,88%	0,65	10,96
	Lote 102	13a	149,43	310,38	83,20	55,68%	0,56	9,44
	Lote 103	13a	149,98	310,38	83,20	55,47%	0,55	9,44
	Lote 104	14a	151,81	310,38	96,60	63,63%	0,64	10,96
	Lote 105	14a	202,47	324,02	96,60	47,71%	0,48	10,96
9	Lote 106	11	168,24	294,76	84,05	49,96%	0,50	9,53
	Lote 107	13a	142,86	306,32	83,20	58,24%	0,58	9,44
	Lote 109	13a	142,86	306,32	83,20	58,24%	0,58	9,44
	Lote 111	13a	142,86	306,32	83,20	58,24%	0,58	9,44
	Lote 113	13a	142,86	306,32	83,20	58,24%	0,58	9,44
	Lote 116	15a	142,86	306,32	96,60	67,62%	0,68	10,96
	Lote 123	15a	142,86	306,32	96,60	67,62%	0,68	10,96
	Lote 124	15a	142,86	306,32	96,60	67,62%	0,68	10,96
10	Lote 84	13a	134,46	295,76	83,20	61,88%	0,62	9,44
	Lote 85	13a	134,46	295,76	83,20	61,88%	0,62	9,44
	Lote 86	14a	134,46	295,76	96,60	71,84%	0,72	10,96
	Lote 87	14a	134,46	295,76	96,60	71,84%	0,72	10,96
	Lote 108	13a	132,71	295,76	83,20	62,69%	0,63	9,44
	Lote 110	13a	135,50	295,76	83,20	61,40%	0,61	9,44
	Lote 112	14a	138,35	295,76	96,60	69,82%	0,70	10,96
	Lote 114	13a	131,79	295,76	83,20	63,13%	0,63	9,44
	Lote 115	13a	131,79	295,76	83,20	63,13%	0,63	9,44
	Lote 117	6a	163,31	316,92	85,15	52,14%	0,52	9,66
	Lote 118	13a	141,33	298,76	83,20	58,87%	0,59	9,44
	Lote 119	13a	136,06	298,76	83,20	61,15%	0,61	9,44
11	Lote 120	3	297,91	446,16	95,60	32,09%	0,32	10,84
	Lote 82	15a	137,18	295,76	96,60	70,42%	0,70	10,96
12	Lote 83	15a	134,46	295,76	96,60	71,84%	0,72	10,96
	Lote 69	2c	148,18	306,01	92,80	62,63%	0,63	10,53
	Lote 71	14b	139,60	298,76	96,60	69,20%	0,69	10,96
	Lote 73	14b	141,84	298,76	96,60	68,10%	0,68	10,96

Tabela A-1 – Coeficiente de Escoamento Superficial nos Lotes – Continua

Trecho Considerado	Identificação	Tipo de Casa	Área Privativa (m²)	Área Total (m²)	Área Impermeabilizada (m²)	Porcentagem Impermeabilizada (%)	Coeficiente C	Vazão (m³/h)
12	Lote 75	2c	142,74	304,56	92,80	65,01%	0,65	10,53
	Lote 77	2c	150,40	306,56	92,80	61,70%	0,62	10,53
	Lote 79	6a	168,89	336,85	85,15	50,42%	0,50	9,66
13	Lote 61	1b	137,10	304,56	92,80	67,69%	0,68	10,53
	Lote 63	13b	135,14	292,96	96,60	71,48%	0,71	10,96
	Lote 65	13b	140,02	292,96	96,60	68,99%	0,69	10,96
	Lote 67	2c	138,39	306,01	92,80	67,06%	0,67	10,53
14	Lote 60	1b	187,25	341,82	92,80	49,56%	0,50	10,53
	Lote 62	1b	144,41	304,56	92,80	64,26%	0,64	10,53
	Lote 64	14b	133,19	292,96	96,60	72,53%	0,73	10,96
	Lote 66	14b	138,44	292,96	96,60	69,78%	0,70	10,96
	Lote 68	13b	136,77	292,96	96,60	70,63%	0,71	10,96
	Lote 70	13b	149,93	304,56	96,60	64,43%	0,64	10,96
	Lote 72	12b	147,79	304,56	92,80	62,79%	0,63	10,53
	Lote 74	12b	136,02	292,96	92,80	68,23%	0,68	10,53
	Lote 76	13b	135,47	292,96	96,60	71,31%	0,71	10,96
	Lote 78	13b	136,80	292,96	96,60	70,61%	0,71	10,96
	Lote 80	2c	152,61	307,46	92,80	60,81%	0,61	10,53
Lote 81	2c	179,60	330,15	92,80	51,67%	0,52	10,53	
15	Lote 51	12a	151,58	304,56	92,80	61,22%	0,61	10,53
	Lote 52	14b	146,80	304,56	96,60	65,80%	0,66	10,96
	Lote 53	14b	136,80	292,96	96,60	70,61%	0,71	10,96
	Lote 54	14b	132,03	292,96	96,60	73,17%	0,73	10,96
	Lote 55	13b	131,25	292,96	96,60	73,60%	0,74	10,96
	Lote 56	2b	143,15	304,56	92,80	64,83%	0,65	10,53
	Lote 57	2b	141,54	304,56	92,80	65,56%	0,66	10,53
	Lote 58	15b	133,61	292,96	96,60	72,30%	0,72	10,96
Lote 59	15b	164,37	329,23	96,60	58,77%	0,59	10,96	
16	Lote 50	1b	152,03	304,42	92,80	61,04%	0,61	10,53
	Lote 49	1b	146,84	304,42	92,80	63,20%	0,63	10,53
	Lote 48	13b	139,31	295,54	96,60	69,34%	0,69	10,96

Tabela A-1 – Coeficiente de Escoamento Superficial nos Lotes – Continuação

Trecho Considerado	Identificação	Tipo de Casa	Área Privativa (m²)	Área Total (m²)	Área Impermeabilizada (m²)	Porcentagem Impermeabilizada (%)	Coeficiente C	Vazão (m³/h)
17	Lote 38	2b	138,50	336,01	92,80	67,00%	0,67	10,53
	Lote 39	7b	154,08	308,60	85,15	55,26%	0,55	9,66
	Lote 40	13b	130,20	294,09	96,60	74,19%	0,74	10,96
	Lote 41	13b	128,78	294,48	96,60	75,01%	0,75	10,96
	Lote 42	3	197,80	336,90	95,60	48,33%	0,48	10,84
	Lote 43	3	191,15	351,59	95,60	50,01%	0,50	10,84
	Lote 44	14b	143,53	295,54	96,60	67,30%	0,67	10,96
	Lote 45	12a	150,30	304,42	92,80	61,74%	0,62	10,53
	Lote 46	12a	153,67	304,42	92,80	60,39%	0,60	10,53
	Lote 47	13b	133,55	295,54	96,60	72,33%	0,72	10,96

Tabela A-2 – Dimensionamento das Sarjetas, Bocas de Lobo e Tubos de Ligação

Trecho Considerado	Sarjetas			Bocas de lobo					Tubos de Ligação							
	Distância do trecho (m)	Cota montante (m)	Cota jusante (m)	Declividade do trecho (S)	Capacidade total da sarjeta (l/s)	Velocidade na sarjeta (m/s)	Capacidade de engolimento (l/s)	Cotas (m)		Distância do trecho (m)	Cota geratriz superior (m)		Inclinação	Diâmetro Calculado (mm)	Diâmetro Comercial (mm)	Velocidade no trecho (m/s)
								NS (nível superfície)	NF (nível fundo)		Montante	Jusante				
1	29,06	983,00	982,00	0,03	316,48	1,19	64,00	982,50	981,60	4,46	981,90	981,40	0,11	146,93	300,00	3,31
2	26,36	983,00	982,00	0,04	332,29	1,08	64,00	982,00	981,10	2,80	981,40	981,30	0,04	149,07	300,00	1,88
3	79,71	981,00	972,50	0,11	557,12	1,83	64,00	972,50	971,60	2,96	971,90	971,80	0,03	186,10	300,00	2,16
4	76,04	981,00	972,50	0,11	570,40	1,73	64,00	973,00	972,10	6,41	972,40	971,90	0,08	142,77	300,00	2,68
5	71,63	972,00	957,00	0,21	780,71	2,16	64,00	957,00	956,10	3,57	956,40	956,30	0,03	169,14	300,00	1,83
6	58,60	972,00	959,00	0,22	803,56	1,98	64,00	958,50	957,60	7,40	957,90	956,30	0,22	97,98	300,00	3,36
7	132,42	981,00	969,50	0,09	502,77	1,74	64,00	969,00	968,10	7,22	968,40	968,30	0,01	229,09	300,00	1,60
8	123,40	982,00	971,00	0,09	509,37	1,68	64,00	972,00	971,10	9,10	971,40	970,40	0,11	144,72	300,00	3,23
9	97,85	982,50	971,00	0,12	584,87	1,76	64,00	966,00	965,10	3,37	965,40	964,90	0,15	126,50	300,00	3,38
10	92,72	982,00	966,00	0,17	708,71	2,25	64,00	966,00	965,10	3,50	965,40	964,90	0,14	147,52	300,00	3,73
11	18,76	966,00	961,00	0,27	880,77	2,61	64,00	961,00	960,10	2,52	960,40	959,90	0,20	135,87	300,00	4,14
12	58,22	961,00	955,50	0,09	524,37	1,48	64,00	955,50	954,60	3,12	954,90	954,40	0,16	108,38	300,00	3,11
13	45,35	955,50	955,00	0,01	179,14	0,76	64,00	957,00	956,10	2,15	956,40	956,30	0,05	169,19	300,00	2,36
14	109,10	959,50	955,50	0,04	326,67	1,23	64,00	957,00	956,10	4,40	956,40	956,30	0,02	202,58	300,00	1,88
15	26,20	958,00	955,00	0,11	577,30	1,86	64,00	955,00	954,10	7,24	954,40	954,20	0,03	190,60	300,00	1,99
16	28,06	960,50	960,00	0,02	227,74	0,95	64,00	959,90	959,00	3,19	959,30	958,40	0,28	128,32	300,00	4,72
17	38,94	959,50	956,00	0,09	511,48	1,66	64,00	957,00	956,10	3,03	956,40	956,30	0,03	177,71	300,00	2,06

Tabela A-3 – Dimensionamento das Galerias

Identificação	Tubos de Ligação Contribuintes	Vazão Total trecho (m³/s)	Distância do Trecho (m)	Cota Geratriz Superior (m)		Inclinação da Galeria	Diâmetro Calculado (mm)	Diâmetro Comercial (mm)	Velocidade no Trecho (m/s)
				Montante	Jusante				
A	1 ao 2	0,08	97,00	981,30	971,90	0,10	179,57	300,00	3,57
B	1 ao 4	0,16	34,50	969,40	964,90	0,13	225,79	300,00	4,87
C	7 ao 8	0,10	21,55	968,30	964,90	0,16	182,05	300,00	4,60
D	7 ao 10	0,19	17,24	961,90	959,90	0,12	245,86	300,00	4,85
E	7 ao 11	0,25	67,95	959,90	954,40	0,08	287,62	300,00	4,40
F	7 ao 12	0,27	42,78	954,40	953,90	0,01	429,09	500,00	2,22
G	7 ao 14	0,37	3,52	956,50	956,30	0,06	357,53	500,00	4,36
H	16	0,05	37,38	958,40	957,90	0,01	227,33	300,00	1,57
I	16	0,05	42,03	957,90	956,30	0,04	186,85	300,00	2,30
J	1 ao 4	0,16	39,25	960,90	956,30	0,12	230,37	300,00	4,68
K	1 ao 17	0,73	2,00	956,30	956,20	0,05	474,52	500,00	4,85

## APÊNDICE B – SISTEMA DE DRENAGEM

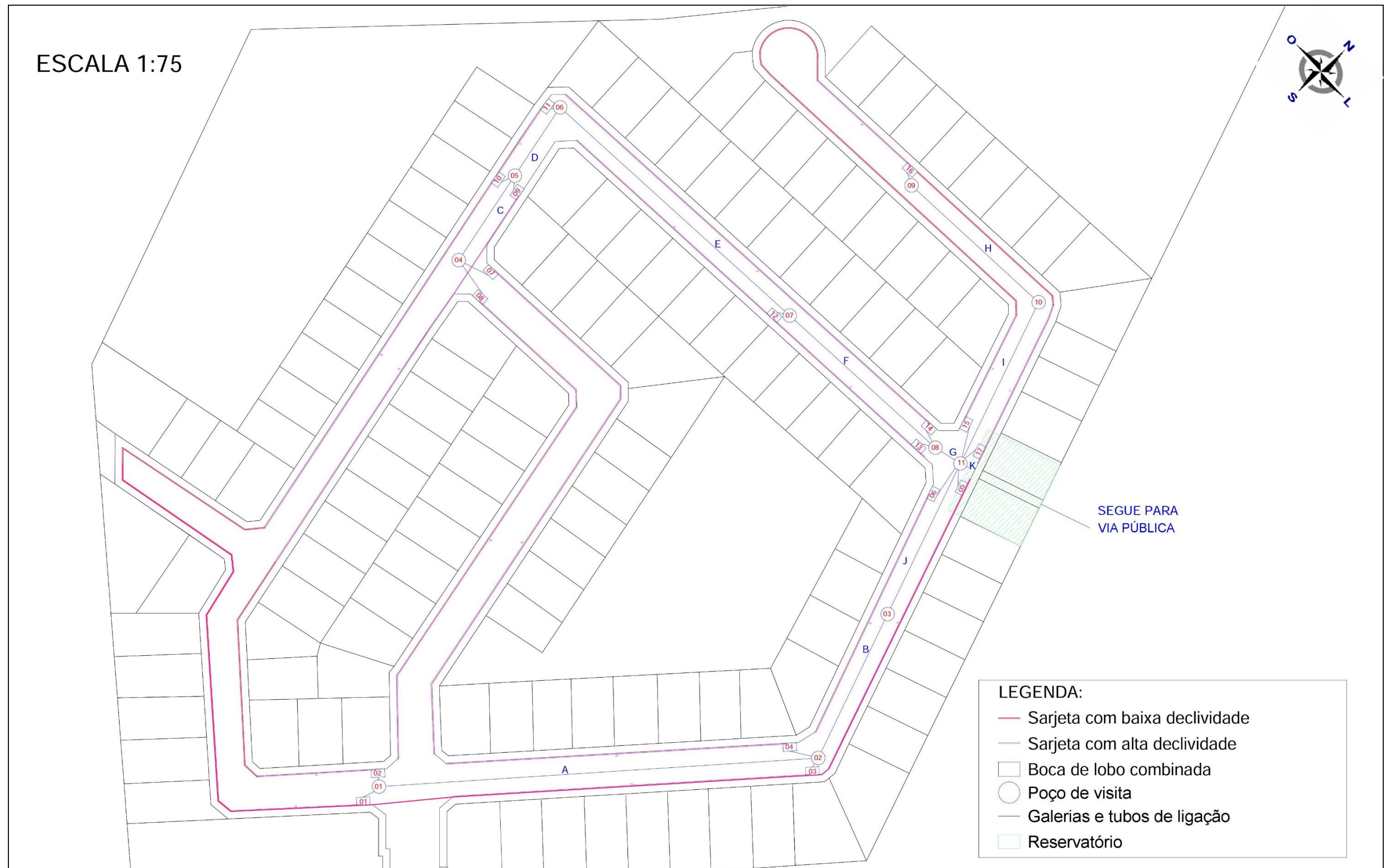


Figura B-1 – Sistema de drenagem

Fonte: Autoria própria.



### APÊNDICE C – RESERVATÓRIO DE CONTENÇÃO DE CHEIAS

PLANTA – ESCALA 1:100 (Medidas em cm)

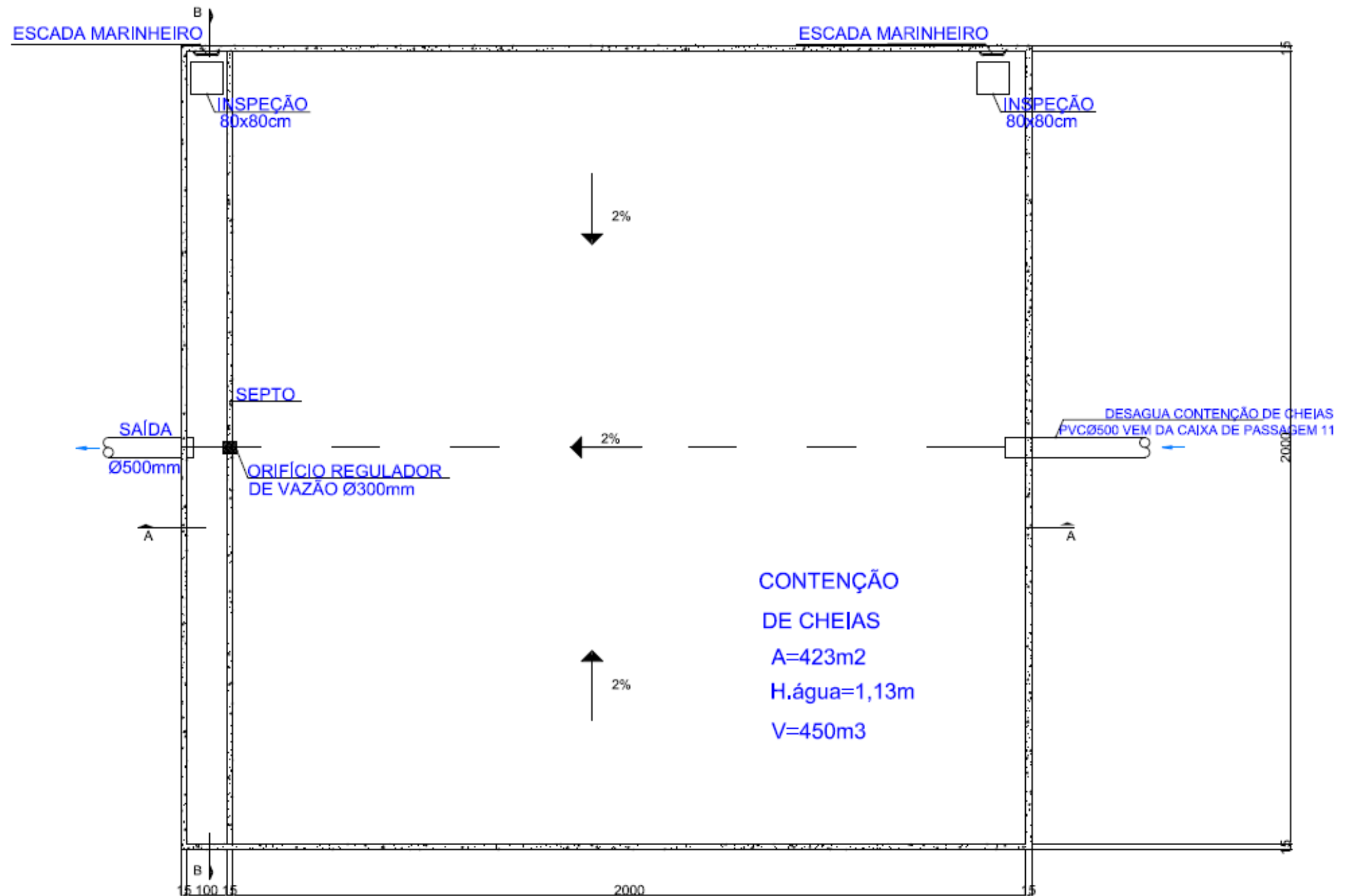
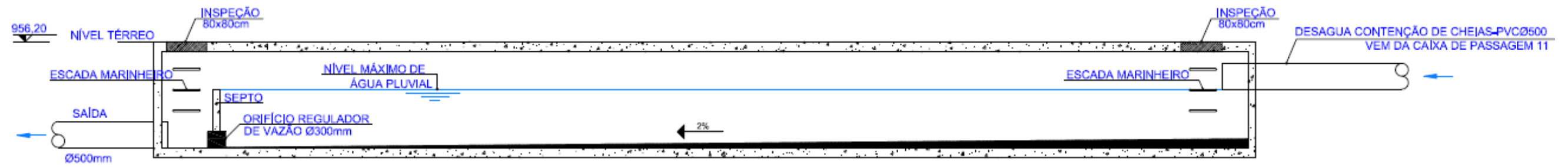


Figura C-1 – Planta do Reservatório de contenção de cheias

Fonte: Autoria própria.

CORTE AA – ESCALA 1:75 (Medidas em cm)



CORTE BB – ESCALA 1:75 (Medidas em cm)



Figura C-2 – Corte AA e Corte BB do Reservatório de contenção de cheias

Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE D – ORÇAMENTO

Tabela D-1 - Orçamento do Sistema com base na tabela de preço unitários compostos da SANEPAR – Julho/2013 - Continua

SERVIÇO	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (em R\$)	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL (em R\$)
<b>MOVIMENTO DE TERRA</b>				<b>R\$ 7.743,16</b>
ESCAVACAO MECÂNICA DE VALAS EM QUALQUER TIPO DE SOLO				
Profundidade 0 m < h <= 2 m	m³	7,87	188,12	1.480,48
Profundidade 0 m < h <= 4 m	m³	8,50	104,25	886,13
Profundidade 0 m < h <= 6 m	m³	9,01	69,95	630,23
ATERRO/REATERRO EM VALAS E CAVAS				
Mecânico	m³	1,05	362,32	380,43
COMPACTAÇÃO EM VALAS				
Mecânico	m³	3,26	362,32	1.181,15
CARGA E DESCARGA DE SOLOS				
Qualquer tipo de solo exceto rocha	m³	1,59	362,32	576,08
TRANSPORTE DE SOLOS				
Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x 10km	7,20	362,32	2.608,67
<b>DRENAGEM</b>				<b>R\$ 35.431,48</b>
GALERIAS				
Galeria em tubo de concreto simples DN 300	m	33,37	435,57	14.534,84
Galeria em tubo de concreto simples DN 500	m	63,11	48,31	3.048,91
POÇO DE VISITA TIPO A - DN 800				
Com profundidade até 1,00 m	ud	694,55	13,00	9.029,15
Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	251,00	11,90	2.986,90
CAIXA DE CAPTAÇÃO				
Caixa de captação p/prof. até 1,00 m	ud	343,04	17,00	5.831,68
<b>RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO</b>				<b>R\$ 205.508,79</b>
FORMA PARA LAJE				
Chapa resinada e= 12 mm	m²	42,05	411,21	17.291,17
FORMA PARA PAREDE				
Plana em chapa resinada e= 12 mm (considerando 12 reaproveitamentos)	m²	59,56	242,72	14.456,40
ARMADURA				
Em aço CA-50	kg	6,63	14992,32	99.399,08
CONCRETO USINADO				
fck = 30,0 MPa - slump 5	m³	293,49	187,40	55.001,20

Tabela D-1 - Orçamento do Sistema com base na tabela de preço unitários compostos da SANEPAR – Julho/2013 – Continuação

SERVIÇO	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (em R\$)	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL (em R\$)
<b>BOMBEAMENTO DE CONCRETO</b>				
Bombeamento de concreto usinado	m³	31,57	187,40	5.916,34
<b>ESCAVAÇÃO MECÂNICA EM QUALQUER TIPO DE SOLO</b>				
Profundidade 0 m < h <= 4 m	m³	6,21	896,31	5.566,06
<b>CARGA E DESCARGA DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo exceto rocha	m³	1,59	896,31	1.425,13
<b>TRANSPORTE DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x 10km	7,2	896,31	6.453,40
<b>CUSTO TOTAL SISTEMA DE DRENAGEM E RESERVATÓRIO</b>				<b>R\$ 248.683,43</b>

Tabela D-2 - Orçamento do Sistema com base na tabela de preço unitários compostos da SANEPAR – Julho/2013 – Continua

SERVIÇO	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (em R\$)	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL (em R\$)
<b>MOVIMENTO DE TERRA</b>				<b>R\$ 6.449,68</b>
<b>ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALAS EM QUALQUER TIPO DE SOLO</b>				
Profundidade 0 m < h <= 2 m	m³	6,51	188,12	1.224,64
Profundidade 0 m < h <= 4 m	m³	7,03	104,25	732,88
Profundidade 0 m < h <= 6 m	m³	7,71	69,95	539,30
<b>ATERRO/REATERRO EM VALAS E CAVAS</b>				
Mecânico	m³	0,87	362,32	315,21
<b>COMPACTAÇÃO EM VALAS</b>				
Mecânico	m³	2,78	362,32	1.007,24
<b>CARGA E DESCARGA DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo exceto rocha	m³	1,36	362,32	492,75
<b>TRANSPORTE DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m³ x 10km	5,90	362,32	2.137,66
<b>DRENAGEM</b>				<b>R\$ 30.713,21</b>
<b>GALERIAS</b>				
Galeria em tubo de concreto simples DN 300	m	28,90	435,57	12.587,86
Galeria em tubo de concreto simples DN 500	m	53,67	48,31	2.592,86
<b>POÇO DE VISITA TIPO A - DN 800</b>				
Com profundidade até 1,00 m	ud	583,69	13,00	7.587,97
Acréscimo para profundidade superior a 1,00 m	m	205,75	11,90	2.448,43
<b>CAIXA DE CAPTAÇÃO</b>				

Tabela D-2 - Orçamento do Sistema com base na tabela de preço unitários compostos da SANEPAR – Julho/2013 – Continuação

SERVIÇO	UNIDADE	CUSTO UNITÁRIO (em R\$)	QUANTITATIVO	CUSTO TOTAL (em R\$)
Caixa de captação p/prof. até 1,00 m	ud	323,30	17,00	5.496,10
<b>RESERVATÓRIO EM CONCRETO ARMADO</b>				<b>R\$ 182.587,04</b>
<b>FORMA PARA LAJE</b>				
Chapa resinada e= 12 mm	m <sup>2</sup>	35,21	411,21	14.462,33
<b>FORMA PARA PAREDE</b>				
Plana em chapa resinada e= 12 mm (considerando 12 reaproveitamentos)	m <sup>2</sup>	50,82	242,72	12.335,03
<b>ARMADURA</b>				
Em aço CA-50	kg	5,78	14992,32	86.655,61
<b>CONCRETO USINADO</b>				
fck = 30,0 MPa - slump 5	m <sup>3</sup>	279,55	187,40	52.388,79
<b>BOMBEAMENTO DE CONCRETO</b>				
Bombeamento de concreto usinado	m <sup>3</sup>	30,00	187,40	5.622,12
<b>ESCAVAÇÃO MECÂNICA EM QUALQUER TIPO DE SOLO</b>				
Profundidade 0 m < h <= 4 m	m <sup>3</sup>	5,15	896,31	4.615,98
<b>CARGA E DESCARGA DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo exceto rocha	m <sup>3</sup>	1,36	896,31	1.218,98
<b>TRANSPORTE DE SOLOS</b>				
Qualquer tipo de solo, exceto rocha, em rodovia ou rua	m <sup>3</sup> x 10km	5,90	896,31	5.288,21
<b>CUSTO TOTAL SISTEMA DE DRENAGEM E RESERVATÓRIO</b>				<b>R\$ 219.749,92</b>