



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO**

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO SOBRE O
ESCOAMENTO SUPERFICIAL POR MEIO DE SIMULAÇÃO
HIDROLÓGICA**

SÁVIO PEDRO CAVALCANTE SOUSA

João Pessoa – PB
Novembro de 2016

SÁVIO PEDRO CAVALCANTE SOUSA

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA URBANIZAÇÃO SOBRE O ESCOAMENTO
SUPERFICIAL POR MEIO DE SIMULAÇÃO HIDROLÓGICA**

O Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Programa de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba, Campus João Pessoa, em cumprimento as exigências do curso para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Gustavo Barbosa Lima da Silva

João Pessoa - PB

Novembro de 2016

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a meus colegas de curso, amigos, ao meus pais, Melquíades Pedro e Lenilda Cavalcante, a meus irmãos e colegas que me ajudaram durante toda caminhada no curso, e aos professores e mestres que conseguem passar seu conhecimento didático e profissional para todos.

RESUMO

O avanço da urbanização e sua ocupação, aliado com a carência de serviços de infraestrutura apropriada, têm proporcionado um aumento considerável do escoamento superficial, podendo chegar a causar diversos transtornos à população. Com a ocupação das áreas urbanas há uma redução da área de infiltração e, as águas que infiltrariam nas camadas de solo passam a gerar escoamento superficial. Para analisar o aumento da vazão de escoamento superficial devido à urbanização, utilizou-se a ferramenta SWMM (*Storm Water Management Model*), que simula a quantidade e qualidade do escoamento superficial, em especial, de áreas urbanas. O estudo foi realizado em uma bacia de um loteamento particular, localizado na zona metropolitana da cidade de João Pessoa, no Estado da Paraíba. No estudo, a ocupação urbana foi simulada para quatro cenários de uso do solo como áreas impermeáveis e um cenário que utiliza estruturas de amortecimento de vazões para uma simulação com máxima taxa de áreas impermeáveis, além da ocorrência de único um evento chuvoso, com tempo de duração igual ao tempo de concentração de água na bacia e considerando as características geológicas e topográficas da região. Foi analisado que, com a urbanização, a vazão de escoamento superficial na bacia pode chegar a ser 12,6 vezes maior do que a vazão de escoamento de um cenário sem urbanização e, com a utilização de estruturas para amortecimento das vazões máximas, esta vazão pode ser reduzida em até 64%.

PALAVRAS-CHAVES: Ocupação; Urbanização; Escoamento Superficial; SWMM.

ABSTRACT

The advancement of urbanization and its occupation, coupled with the lack of appropriated infrastructure services, have provided a considerable increasement of runoff, causing several troubles to the population. With the occupation of urban areas there is a reduction of permeable area and the water that should infiltrate the soil, will flow. To analyze the increasement in runoff due to urbanization, was used SWMM (Storm Water Management Model), a tool which simulates the quantity and quality of runoff, especially in urban areas. The study was conducted in a watershed of a private enterprise, located in the metropolitan area of the city of Joao Pessoa, Paraiba. During the study, four scenarios of urban occupation were simulated considering the soil as impermeable and one scenario that uses structures to reduce the flow for one simulation with maximum rate of impermeable areas, besides the occurrence of a single rainy event, with duration time equal to the time of water concentration in the watershed, it was also considered the geological and topographic characteristics of the region. It was analyzed that, with the urbanization, the runoff flow in the watershed can be 12.6 times greater than the outflow of a scenario without urbanization and, with the use of structures to reduce the maximum flows, this flow can be reduced by up to 64%.

KEYWORD: Occupation; Urbanization; Surface runoff; SWMM.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Impactos da urbanização no escoamento superficial.	15
Figura 2: Produção dos resíduos sólidos para uma bacia em desenvolvimento.....	16
Figura 3: Utilização de reservatórios urbanos para amortecimento de vazões pluviais.	22
Figura 4: Ampliação do canal de escoamento.....	23
Figura 5: Representação idealizada de uma bacia no SWMM.	25
Figura 6: Visão conceitual do fenômeno do escoamento superficial em SWMM.....	26
Figura 7: Detalhe do cálculo da área molhada.	28
Figura 8: Utilização de vertedouro como reguladores de vazão.	32
Figura 9: Utilização de orifício e vertedouro como unidades de controle.....	33
Figura 10: Localização da área estudada em relação a cidade de João Pessoa.	35
Figura 11: Imagem da área estudada antes da urbanização e ocupação.	35
Figura 12: Concepção de urbanização da área estudada.	36
Figura 13: Concepção do projeto de rede de drenagem da área em estudo.....	37
Figura 14: Execução de um trecho da rede de drenagem do empreendimento estudado. ...	38
Figura 15: Divisão de sub-bacias.....	39
Figura 16: Concepção do escoamento superficial da bacia.	40
Figura 17: Determinação da largura característica da sub-bacia 22.....	42
Figura 18: Determinação da largura característica da sub-bacia 2.....	44
Figura 19: Parâmetros de impermeabilidade da sub-bacia.	45
Figura 20: Ocupações dos lotes consideradas nos cenários 3 e 4.....	47
Figura 21: Identificações das sub-bacias e pontos para estruturas de amortecimento.....	48
Figura 22: Concepção do escoamento superficial da bacia com reservatórios.	49

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros geométricos dos reservatórios de amortecimento.	50
Tabela 2: Percentual de área impermeável por taxa de ocupação/simulação.....	51
Tabela 3: Altura das lâminas para o armazenamento em depressões.	54
Tabela 4: Análise das máximas vazões para os TR de 5, 10 e 20 anos.....	56
Tabela 5: Eficiência de utilização dos reservatórios para os TR de 5, 10 e 20 anos.	60
Tabela 6: Dimensões, declividades e largura característica de cada sub-bacia.	67
Tabela 7: Informações da rede de drenagem inseridos no SWMM.	68
Tabela 8: Cálculos dos hietogramas usando o método dos blocos alternados.....	69
Tabela 9: Grupos hidrológicos de solo.....	70
Tabela 10: Valor da Curva Número.....	71
Tabela 11: Coeficientes de Manning para escoamento em superfícies livres.	72

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Aspectos Gerais.....	10
1.2	Objetivos.....	12
1.3	Organização do Trabalho.....	12
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1	Impactos da Urbanização sobre os Processos Hidrológicos	14
2.2	Soluções Tradicionais para Drenagem Pluvial e suas Limitações	17
2.3	Princípios Modernos de Planejamento e Medidas de Controle do Escoamento	18
2.3.1	Estruturais	19
2.3.1.1	Distribuídas (Na Fonte).....	20
2.3.1.2	Microdrenagem.....	21
2.3.1.3	Macro-drenagem.....	22
2.3.2	Não Estruturais.....	23
2.4	Modelo SWMM (Storm Water Management Model)	24
2.4.1	Aspectos Gerais	24
2.4.2	Representação das Áreas de Drenagem no SWMM e Geração do Escoamento Superficial.....	25
2.4.3	Infiltração.....	29
2.5	Reservatórios de Detenção.....	30
3	METODOLOGIA	34
3.1	Descrição da Área em Estudo.....	34
3.1.1	Discretização da Área em Sub-bacias	38
3.1.2	Informações de Entrada no Modelo SWMM	40
3.1.2.1	Dimensões e declividades das bacias.....	41
3.1.2.2	Comprimentos e diâmetros da rede de drenagem.	41
3.1.2.3	Cotas dos Poços de Visitas.	41
3.1.2.4	Largura Característica das Bacias	41
3.1.2.5	Porcentagem de Áreas Impermeáveis e Análise dos Cenários em Estudo	44

3.1.2.6	Precipitações de Projeto	52
3.1.2.7	Taxas de Evaporação e Temperatura	54
3.1.2.8	Armazenamento em Depressões	54
3.1.2.9	Parâmetros de equação de infiltração.....	54
3.1.2.10	Coeficientes de Manning.....	55
4	ANÁLISE DE RESULTADOS	56
4.1	Análise de Efeitos da Urbanização e Ocupação.....	56
4.2	Análise da Eficiência dos Reservatórios	59
5	CONCLUSÃO	63
6	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
7	ANEXOS	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos Gerais

O crescimento populacional acelerado nos centros urbanos em desenvolvimento, em conjunto com os avanços na urbanização, necessidades de avanços na economia, quando não bem controlado, pode provocar diversos impactos, muitos deles, agressivos a vida humana e/ou que têm poderes para modificar as condições naturais de uma região.

Quanto à relação com a drenagem de águas pluviais, as ocorrências desses impactos acontecem, principalmente, devido ao aumento expressivo da quantidade de superfícies impermeáveis decorrentes da urbanização e ocupação. Com a execução de pavimentação de ruas, áreas de estacionamento, construção de calçadas e até mesmo, a construção de casas, ocupando boa parte do terreno e reduzindo, significativamente o volume de infiltração no solo, causando aumento do pico da vazão de cheia e a antecipação no tempo desta vazão, aumentando o volume de escoamento superficial.

As soluções propostas tradicionalmente para a drenagem urbana estão voltadas para a canalização do escoamento, seja por meio de galerias subterrâneas ou canais abertos. Tendo a principal finalidade de captar e direcionar as águas em escoamento para um local mais a jusante no menor tempo possível, essas soluções acabam gerando uma transferência do excedente de chuva de uma região para outra.

Com a intensificação da urbanização, as vazões drenadas são cada vez maiores, potencializando a ocorrência de sobrecargas do sistema em locais originalmente não projetados para receberem esses acréscimos. Assim, as áreas que antes não sofriam com alagamentos e/ou inundações, passam a conviver com esses tipos de problemas, levando a prejuízos materiais e até mesmo de vidas humanas.

Em muitos casos, ainda, vê-se que as vazões de escoamento captadas pelas redes de drenagem nos centros urbanos são destinadas para corpos hídricos próximos as suas áreas, normalmente, rios de pequeno porte. Considerando a alta magnitude das vazões transportadas, a carga significativa de poluentes e de

sedimentos presentes no escoamento, o resultado é a ocorrência de diversos impactos ambientais nas áreas à jusante, comprometendo a diversidade biológica da região e modificando drasticamente a morfologia dos corpos hídricos.

A frequência e a gravidade das enchentes, observadas nas grandes cidades e suas regiões metropolitanas demonstram que os sistemas de drenagem tradicionais vão se tornando insuficientes à medida que a ocupação da bacia vai se intensificando. Para lidar com as limitações relacionadas às soluções convencionais de drenagem urbana, a partir da década de 1970, uma outra abordagem, baseadas nos princípios de planejamento urbano começou a ser difundida. Uma das ideias principais dessa abordagem é a de que as intervenções sobre a drenagem urbana não devem transferir, para a jusante, os impactos causados pela urbanização, sobre o escoamento. Ou seja, para cada nova ocupação, deve haver uma compensação das alterações sobre os processos hidrológicos.

No Brasil, esforços por parte de algumas prefeituras, como as de Belo Horizonte (MG), Curitiba (PR), Guarulhos (SP), Porto Alegre (RS), São Paulo (SP) têm sido observados nos últimos anos, na elaboração e aprovação de Planos Diretores de Drenagem Urbana, como forma de regulamentar o planejamento sob essa nova perspectiva. Uma proposta comum nesses Planos diz respeito à limitação da vazão de saída para novos empreendimentos, de modo que as novas ocupações urbanas têm que gerar uma vazão específica menor do que um valor estabelecido pela legislação, sugerindo, portanto, a utilização de soluções alternativas para controle do escoamento.

Na cidade de João Pessoa e região metropolitana, tem sido observada uma intensificação da urbanização, sobretudo na última década, caracterizada pela implantação de novos condomínios horizontais. Geralmente, a solução proposta para a drenagem desses empreendimentos consiste apenas na rede pluvial tradicional, sem utilizar medidas que atuam sobre o controle do escoamento ou com a preocupação de reduzir os impactos transferidos para as regiões à jusante. Isso se deve à ausência de exigências legais ou normas técnicas que regulamentem o planejamento urbano, potencializando a ocorrência de problemas futuros, relacionados à drenagem.

Neste contexto, a principal motivação desse trabalho é contribuir para identificar e mostrar, por meio de simulação hidrológica, os efeitos que a ocupação estabelecida na região metropolitana de João Pessoa, nos últimos anos, trazem em relação à drenagem de águas em áreas já existentes, e como esses efeitos podem ser minimizados, a partir de intervenções voltadas para o controle do escoamento. Dessa maneira, pretende-se estimular a discussão a respeito da necessidade de mudança nas diretrizes de planejamento da drenagem local.

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar o impacto da urbanização sobre o escoamento superficial para uma futura ocupação urbana, por meio de simulação hidrológica. O modelo escolhido para esta análise foi o SWMM (*Storm Water Management Model*).

São objetivos específicos:

- Avaliar os efeitos da taxa de ocupação e do tempo de retorno da chuva sobre as vazões de pico e o tempo para sua ocorrência;
- Avaliar a eficiência do uso de reservatórios de retenção sobre o controle do escoamento superficial.

1.3 Organização do Trabalho

O texto está dividido da seguinte forma. A seção 2 deste trabalho, apresenta uma fundamentação teórica sobre o tema proposto no trabalho, incluindo os impactos gerados pela urbanização sobre a drenagem, as soluções tradicionais para drenagem e suas limitações, alguns princípios modernos para planejamento da drenagem e medidas de controle do escoamento e os aspectos gerais e conceituais sobre o modelo de simulação hidrológica SWMM (*Storm Water Management Model*).

Na seção 3, descreve-se a metodologia utilizada para atingir os objetivos do trabalho, incluindo a descrição da área utilizada no estudo, os cenários analisados e os detalhes sobre a modelagem hidrológica realizada.

Na seção 4, analisam-se os resultados obtidos através da simulação hidrológica, avaliando os efeitos da taxa de ocupação e do tempo de retorno da

chuva sobre as vazões de pico, e avaliando a eficiência do uso de reservatórios de retenção para controle do escoamento superficial.

Na seção 5, algumas considerações finais sobre o trabalho são mencionadas.

Na seção 6, apresentam-se as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento do trabalho. E na seção 7, apresentam-se algumas informações de tabelas utilizadas na construção da metodologia do estudo.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Impactos da Urbanização sobre os Processos Hidrológicos

O aumento na busca por moradia nos espaços urbanos nas cidades brasileiras, desenvolvido nas últimas três décadas, tem provocado variados impactos na população e ao meio ambiente. Estes impactos são provocados principalmente pela falta de infraestrutura, como ausências de sistemas de abastecimento de água e coleta de esgoto doméstico, bem como um sistema captação de água de escoamento superficial. Em relação à drenagem de águas pluviais, o principal problema está relacionado com a frequência nas ocorrências de inundações urbanas.

Com o desenvolvimento urbano, a superfície original, com solo permeável e revestido por vegetação, é transformada em superfícies impermeáveis com pequenos canais retilíneos de pavimentos praticamente impermeáveis e telhados, modificando os espaços que, naturalmente, seriam ocupados pelas águas pluviais. Assim, com o ciclo da água modificado, ocorre a magnitude dos processos hidrológicos, resultando nos seguintes impactos.

- Diminuição da capacidade de infiltração da bacia e perda do seu armazenamento natural;
- Aumento no volume de escoamento superficial;
- Aumento das vazões de pico;
- Diminuição do tempo de concentração;
- Reduções na recarga dos aquíferos e na vazão de base.

A Figura 1 mostra uma ilustração típica das alterações causadas pela urbanização sobre a magnitude dos processos hidrológicos.



Figura 1: Impactos da urbanização no escoamento superficial.

(Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba – PR, 2002; apud SCHUELER, 1987).

Com o desenvolvimento acelerado dos centros urbanos, a infra-estrutura de drenagem urbana passa a não conseguir atender as alterações provocadas sobre a magnitude do escoamento superficial, provocando os impactos sob a forma de inundações urbanas. Nestas condições, a presença de chuvas com pequenas intensidades e durações pode levar a ocorrência de enchentes.

Quanto à população, os impactos das inundações são diversos. As perdas de bens materiais, a contaminação por doenças de veiculação hídrica, prejuízos econômicos em virtude da interrupção das atividades em áreas inundadas e perda de vidas humanas são exemplos de impactos sofridos pela sociedade devido a problemas de drenagem urbana.

Em termos qualitativos, o desenvolvimento urbano também contribui para a ocorrência de impactos negativos sobre o escoamento. O desenvolvimento de novas atividades resulta, geralmente, no aumento da quantidade de poluentes depositados na superfície da região, resultando em concentrações significativamente maiores comparadas com aquelas encontradas na situação de pré-urbanização.

Outro problema relacionado à urbanização e à drenagem acontece em função do aumento da produção de sedimentos e resíduos sólidos. Esses processos

ocorrem, em decorrência da retirada da vegetação natural e exposição do solo, e em virtude do crescimento do número de habitantes. A produção de sedimentos e resíduos sólidos provocam sérios problemas aos cursos d'água na macrodrenagem. São eles, o assoreamento dos cursos d'água, comprometendo a permanência e sobrevivência da vida aquática e o mau funcionamento do sistema de microdrenagem, diminuindo a seção transversal da rede e reduzindo a capacidade de escoamento.

Na Figura 2 a seguir, mostra como se comporta o aumento da produção de sedimentos em uma região em desenvolvimento. Na imagem, pode-se identificar que o aumento dos sedimentos é proporcional ao início das construções e ocupação da região, após atingir o pico, a produção de sedimentos passa a diminuir.

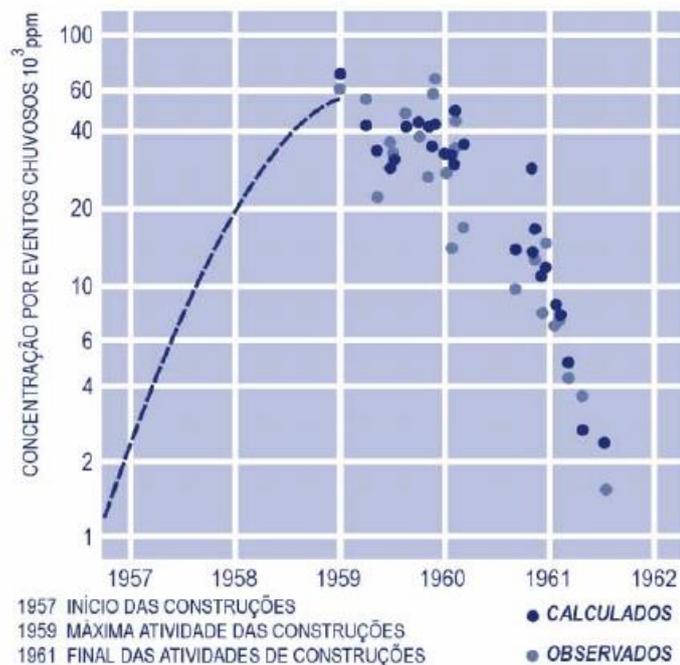


Figura 2: Produção dos resíduos sólidos para uma bacia em desenvolvimento.

(Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba – PR, 2002; apud DAWDY, 1967).

Buscando reduzir os impactos gerados devido ao aumento da produção de resíduos sólidos e pela produção de sedimentos, é de fundamental importância ter uma adequada frequência da coleta de lixo e um intenso programa de educação ambiental para a população.

2.2 Soluções Tradicionais para Drenagem Pluvial e suas Limitações

Os sistemas tradicionais de drenagem urbana são constituídos, tipicamente, pela rede de transporte de escoamento. As soluções mais empregadas consistem na construção de canalizações, seja na forma de condutos subterrâneos ou canais abertos. Esses sistemas têm por finalidade a captação e direcionamento da água pluvial para fora do meio urbano no menor tempo possível.

Ao longo de décadas, a canalização foi considerada a intervenção mais comum e eficaz para controlar os níveis de inundação, que costumavam ser amplificados pelo crescimento da cidade (Bahense, 2013). Mas, nas últimas três décadas, a abordagem tradicional para projetos de sistemas de drenagem urbana começou entrar em declínio, dentre outros motivos por não se mostrar sustentável.

Ocorre que esta concepção de projeto de drenagem tende a acelerar e ampliar as descargas de pico. Além disso, ao promover o transporte rápido do escoamento em meio a crescente impermeabilização do espaço urbano, essas soluções apenas contribuem para o aumento da ocorrência de inundações à jusante das áreas drenadas.

Bahense (2013) menciona que as alterações no ciclo hidrológico induzidas por medidas de controle de inundação convencionais podem trazer consequências negativas, resumidas em três aspectos:

- **Econômico:** devido à transferência do fenômeno de inundação para áreas a jusante, obras de expansão no sistema de drenagem são constantemente necessárias, o que gera custos adicionais ao orçamento das cidades;
- **Social:** a população perde a percepção do risco de enchentes, devido a um falso senso de segurança provocado pelas obras convencionais, o que leva a prejuízos significativos para a sociedade quando o sistema de drenagem falha;
- **Ambiental:** os usos atuais e futuros da água em ambiente urbano, para outras finalidades, ficam comprometidos e limitados.

Com o tempo, a ineficiência dos sistemas tradicionais em controlar as inundações e a necessidade de soluções adaptadas a um contexto crescente de preservação ambiental evidenciaram as limitações do uso das soluções

convencionais, levando ao questionamento sobre a continuidade da sua utilização e difusão.

Como alternativa ao conceito tradicional, várias medidas que pretendem compensar as alterações de crescimento urbano no ciclo da água começaram a ser desenvolvidas no contexto de drenagem urbana, indo em direção à sustentabilidade. Nesta nova concepção, uma das principais modificações observadas foi adoção de técnicas de armazenamento e infiltração, que permitem atuar sobre as causas de inundações urbanas.

2.3 Princípios Modernos de Planejamento e Medidas de Controle do Escoamento

Tendo os impactos gerados pela instalação de soluções tradicionais para um sistema de drenagem, atualmente, sabe-se que para um desenvolvimento de um programa consistente de drenagem é indispensável considerar o problema dentro de uma visão generalizada de infra-estrutura urbana e ambiental, reconhecendo a necessidade de integração do sistema de drenagem com demais equipamentos urbanos, buscando a utilização de ações voltadas para o controle do escoamento superficial.

Nesse sentido, alguns princípios são destacados, atualmente, como princípios modernos para planejamento da drenagem urbana. Dentre esses, pode-se citar (Tucci, 2002):

- Inserção do Plano de Drenagem no Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental da cidade. A drenagem faz parte da infra-estrutura urbana, portanto deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas, principalmente, o sistema de esgotamento sanitário, disposição de materiais sólidos e tráfego;
- Consideração da bacia como sistema. O controle do escoamento deve ser realizado considerando a bacia como um todo, e não em trechos isolados;
- Os impactos não devem ser transferidos. As soluções propostas para a drenagem urbana não devem transferir o problema para jusante;
- Controle do volume. As ações devem considerar a redução dos volume de escoamento e não apenas das vazões máximas.

O conjunto desses princípios sugere a utilização de soluções para reduzir a vazão de escoamento gerada. Essas soluções satisfazem aos princípios de planejamento na medida em que permitem a redução dos impactos da urbanização sobre o escoamento superficial, evitando o transporte para jusante, além de permitir o planejamento da drenagem considerando a bacia hidrográfica como unidade de referência.

As medidas de controle de vazão para a drenagem urbana estão classificadas em dois grupos: estruturais e não-estruturais. Todas as medidas de controle devem ser utilizadas com o auxílio de um planejamento ambiental urbano, não sendo apenas um problema de engenharia ou de planejamento administrativo.

2.3.1 Estruturais

As medidas de controle de drenagem urbana estruturais são obras de engenharia utilizadas para reduzir o risco de enchentes. Segundo Tucci (2002), as medidas estruturais podem ser divididas em extensivas e intensivas. Existem medidas que agem no contexto global da bacia, buscando modificar a relação entre precipitações e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchentes e controla a erosão do solo. Estas medidas são consideradas extensivas. Já as medidas que agem nos cursos d'água e na superfície, como obras de contenção, aumento da capacidade de descarga dos rios e do retardamento do escoamento, com a implantação de bacias de amortecimento, e/ou desviar o escoamento, são identificadas como intensivas.

Projetadas para dar uma proteção para o sistema, essas estruturas exigem um dimensionamento para suportar as cargas existentes devido às cargas das enchentes.

As medidas de controle estruturais do escoamento podem ser classificadas em:

- Distribuída ou na Fonte
- Microdrenagem
- Macrodrenagem

2.3.1.1 Distribuídas (Na Fonte)

É o tipo de controle que atua sobre o terreno inicial de escoamento, utilizando de sua área de infiltração e percolação, além da utilização de reservatórios residenciais de armazenamento temporário para controle do escoamento gerado.

A medida de controle de infiltração e percolação é um tipo de estrutura que depende das características do solo e do estado de umidade da zona não saturada. Em solos com baixa capacidade de infiltração e nível de lençol freático alto, esse tipo de estrutura não tem bom funcionamento. Para solos com permeabilidade suficiente para promover a infiltração, a água infiltrada, retorna ao aquífero por fluxo subterrâneo.

Esse tipo de medida de controle utiliza de trincheiras de infiltração, planos de infiltração, pavimentos permeáveis e bacias de infiltração para controlar a vazão em escoamento superficial.

As trincheiras de infiltração funcionam armazenando temporariamente a água, até que ela se infiltre no solo. Esse tipo de dispositivo é constituído de uma valeta preenchida com material granular, com porosidade em torno de 40%, revestida por um filtro geo-têxtil, que tem função estrutural e de impedir a passagem de finos no dispositivo.

Os planos de infiltração são áreas, em geral, mais rebaixadas, revestidas por grama, que recebem a precipitação das áreas impermeáveis. Pode ocorrer que a água não infiltre na mesma velocidade que a água se acumula, fazendo com que a área fique inundada. A eficiência do plano está associada à manutenção e limpeza do local, e se há transporte de material fino.

Os pavimentos permeáveis são estruturas de pavimento que permitem a infiltração da água no solo. As bacias de infiltração são reservatórios de paredes e de fundo permeáveis, que armazenam temporariamente os excessos de águas pluviais.

Outro tipo de estruturas de controle na fonte são os reservatórios de armazenamento temporários. As estruturas de armazenamento podem estar localizadas nos telhados das edificações. Esse tipo de estrutura é mais atrativa em

edifícios, onde a estrutura de cobertura pode ser projetada para dar sustentação às cargas de armazenamento. Outra estrutura de armazenamento são os microrreservatórios, construídos no próprio lote.

2.3.1.2 Microdrenagem

A medida de controle de escoamento na microdrenagem consiste na existência de coletores pluviais para drenar e direcionar a água de escoamento para um coletor principal, rio ou riacho. Entretanto, essa solução transfere para a jusante o aumento do escoamento superficial gerado pela presença de áreas com superfícies impermeáveis em maior proporção àquela encontrada nas condições pré-existentes. Desta forma, acaba provocando inundações nos troncos principais ou na macrodrenagem.

Para que este acréscimo de vazão máxima não seja transferido a jusante, utiliza-se dispositivos como tanques, lagos e reservatórios abertos ou enterrados com o objetivo de amortecer do volume e minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica. Esse controle tem sido utilizado quando existem restrições por parte da administração municipal quanto ao aumento da vazão máxima.

A Figura 3 a seguir, mostra a eficiência da utilização dos reservatórios urbanos para o amortecimento e controle da máxima vazão gerada pelo aumento das áreas impermeáveis.

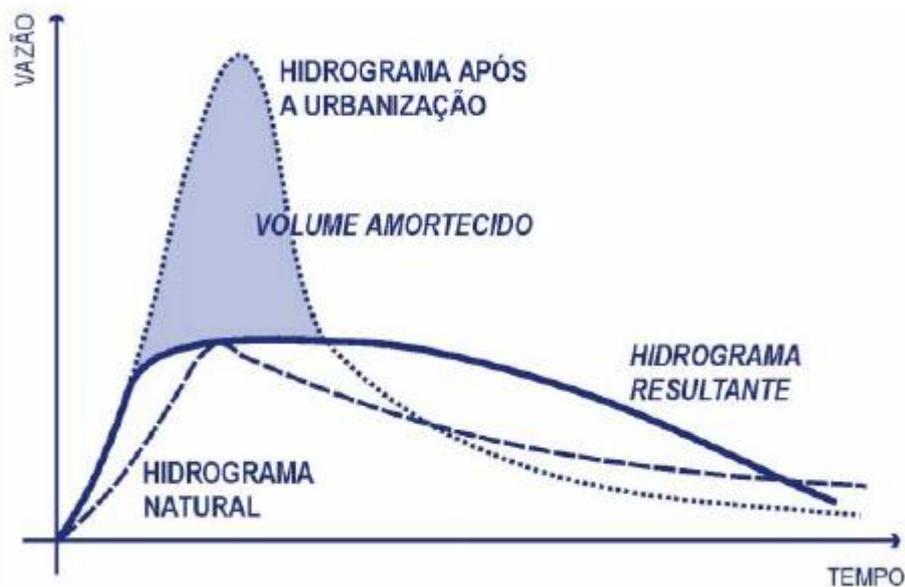


Figura 3: Utilização de reservatórios urbanos para amortecimento de vazões pluviais.

(Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba – PR, 2002).

A utilização dos reservatórios de detenção ou retenção para medidas de controle de vazão deve ser objeto de avaliação criteriosa, pois o efeito de sua aplicação pode gerar modificações no projeto urbanístico da região. Em casos de áreas densamente ocupadas, a implantação dos reservatórios poderá ser de difícil aplicação devido a pouca disponibilidade de áreas.

2.3.1.3 Macrodrenagem

O controle do impacto do aumento do escoamento devido à urbanização na macrodrenagem tem sido realizado, na realidade brasileira, através da canalização.

Com o desenvolvimento da urbanização da bacia, ocorre aumento da vazão máxima e, com isso, tende a ocorrer inundações nas regiões à jusante, principalmente quando o ponto de lançamento é um riacho, ou leito hidráulico de pequeno porte. Neste caso, é necessário ampliar a área do canal, porém, podem não existir mais espaços para ampliação lateral do canal, sendo necessário aprofundá-lo. Porém, para isso, é necessário estruturar as paredes do canal, conforme é mostrado na Figura 4 abaixo.



Figura 4: Ampliação do canal de escoamento.

(Manual de Drenagem Urbana da Região Metropolitana de Curitiba – PR, 2002).

2.3.2 Não Estruturais

As medidas não estruturais são aquelas que procuram diminuir os impactos causados pelas inundações por meio de intervenções constituídas por leis, introdução de normas, regulamentos e programas que visem o disciplinamento do uso e ocupação do solo, implementação de sistemas de alerta e conscientização da população quanto à manutenção dos diversos componentes do sistema de drenagem.

Identificadas principalmente por serem ações que estabelecem diretrizes para minimizar os problemas de enchentes, envolvendo o zoneamento de áreas de inundações associadas ao Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano, regulando o uso e ocupação do solo. O Plano Diretor de Drenagem Urbana deve fornecer informações complementares à administração pública com relação aos sistemas de drenagem, frente às possíveis alterações do uso e ocupação do solo.

De modo geral, os municípios brasileiros possuem legislações que tratam de aspectos relacionados ao uso do solo e as legislações ambientais, mas dificilmente contempla a drenagem urbana. Entretanto, nos últimos anos algumas cidades mostraram uma preocupação maior quanto à drenagem, iniciando a construção de uma legislação inserindo de forma específica a drenagem urbana.

Para que haja eficiência na implantação das medidas não estruturais, deve haver um intenso controle e fiscalização das obras, através da aprovação de projetos de loteamentos, obras públicas e de drenagem, onde são verificados aspectos ambientais.

As medidas não estruturais não têm poder para dar proteção completa, porém a combinação dessas medidas com as medidas estruturais podem minimizar os impactos causados pelo aumento do escoamento superficial.

2.4 Modelo SWMM (*Storm Water Management Model*)

2.4.1 Aspectos Gerais

O Modelo de Gestão de Drenagem Urbana – SWMM, desenvolvido no ano de 1971, na Universidade da Flórida, é amplamente utilizado para planejamento, análise e projetos de sistemas de drenagem de águas pluviais.

O SWMM é um modelo chuva-vazão que simula a quantidade e a qualidade do escoamento superficial em áreas urbanas, principalmente. O modelo pode ser utilizado para simulação de um único evento chuvoso, assim como para uma simulação contínua de longo prazo.

O módulo de cálculo do escoamento superficial do SWMM opera com um conjunto de sub-bacias hidrográficas, que recebem as precipitações e geram escoamento e cargas poluidoras. O módulo de transporte hidráulico do SWMM simula o percurso da água através de um sistema composto por tubulações, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação de vazão.

O modelo de simulação SWMM, utiliza soluções discretas ao longo do tempo, utilizando os princípios de conservação de massa, energia e da quantidade de movimento. O modelo apresenta diversos métodos para modelar o escoamento derivado da chuva por meio de vários processos físicos, tais como:

- Escoamento superficial;
- Infiltração;
- Águas superficiais;
- Propagação de fluxo;
- Inundações e alagamentos à superfície do terreno;
- Comportamento e evolução da qualidade da água.

Este trabalho, em particular, envolveu apenas análises quantitativas do escoamento em uma área urbana, a partir de simulações voltadas para eventos

isolados de precipitação. Neste caso, os únicos processos considerados na modelagem foram a precipitação, infiltração, escoamento superficial e escoamento através de condutos.

2.4.2 Representação das Áreas de Drenagem no SWMM e Geração do Escoamento Superficial

Conceitualmente, o SWMM considera cada sub-bacia como uma superfície retangular com declividade (S) uniforme e Largura características (W) constante, que conduz o escoamento para um único canal de saída como mostrado na Figura 5. Cada sub-bacia é modelada como um reservatório não-linear, conforme mostrado na Figura 6. Para a geração do escoamento superficial, o SWMM utiliza o princípio da conservação de massa. Segundo esse princípio, tem-se que a variação do volume de água na bacia em um determinado intervalo de tempo corresponde à diferença entre os fluxos de entrada e saída na sub-bacia

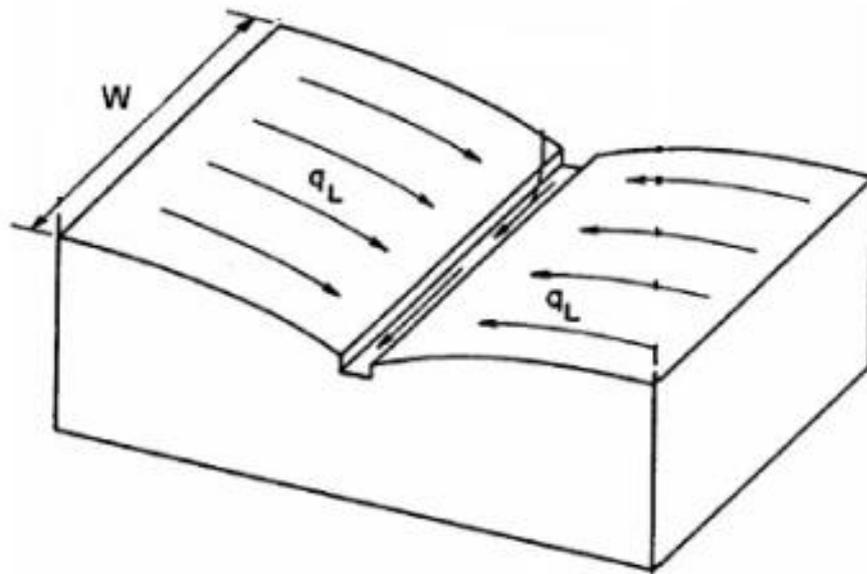


Figura 5: Representação idealizada de uma bacia no SWMM.

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário, 2012).

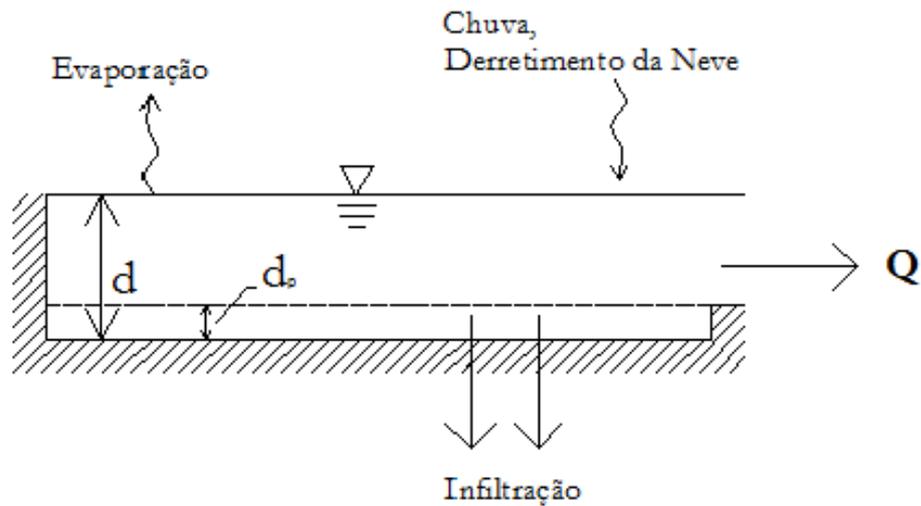


Figura 6: Visão conceitual do fenômeno do escoamento superficial em SWMM.

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário, 2012).

O fluxo de entrada considerado para a modelagem do SWMM neste trabalho são provenientes das precipitações. Já os fluxos de saída são os de infiltração, evaporação e de escoamento superficial. Além disso, a bacia possui uma capacidade de armazenamento de água em depressões, que é o valor armazenável na superfície por alagamento, encharcamento e interceptação da água pluvial.

O escoamento superficial (Q) somente é gerado quando a capacidade de armazenamento desse “reservatório” é preenchida em sua totalidade e excede o valor máximo de profundidade de armazenamento em depressões (d_p). Para que haja o escoamento, a lâmina de água na bacia (d) terá que superar o valor da profundidade de armazenamento.

A vazão de escoamento superficial é calculada utilizando as equações para cálculo da vazão em condutos livres. A lâmina de água na bacia (d) é recalculada de forma contínua, no tempo, mediante a resolução numérica do balanço hídrico na sub-bacia.

Analisando cada área de contribuição, o volume de escoamento gerado é proporcional ao tamanho da sua área de contribuição e da lâmina d’água do “reservatório” d para cada bacia.

$$V = A \cdot d(t) \quad (\text{Equação 1})$$

Entende-se que para o estudo do fenômeno de escoamento superficial das bacias, mostrado na Figura 6, a vazão de entrada do sistema é, principalmente devido a intensidade da chuva, e a vazão de saída é composta pelas vazões de infiltração, evaporação e de escoamento.

$$\frac{\partial(A \cdot d)}{\partial t} = i \cdot A - f \cdot A - e \cdot A - Q \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

- A é a área da bacia em estudo;
- d é a lâmina de água na bacia em estudo
- i é a intensidade da chuva ao longo do tempo;
- f é a infiltração existente no intervalo de tempo
- e é a evaporação existente ao longo do tempo;
- Q é a vazão de escoamento gerado.

Como se está analisando o escoamento gerado por uma mesma bacia, divide-se toda a equação pela sua área de contribuição.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - \frac{Q}{A} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde,

$$q = \frac{Q}{A} \quad (\text{Equação 4})$$

Em que:

- q é a taxa de escoamento superficial por unidade de área.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - q \quad (\text{Equação 5})$$

Assumindo que o escoamento através da superfície da bacia se aproxima de escoamento uniforme de um canal retangular, para o cálculo do escoamento, utiliza-se a equação da vazão em condutos livres, proposta por Manning, conforme indicada na Equação 6 abaixo.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A_m \cdot R_H^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{Equação 6})$$

Em que n é o coeficiente de Manning para escoamento de superfícies livres e varia conforme a superfície de escoamento, A_m é a área molhada do escoamento, R_H é o raio hidráulico e S a inclinação do escoamento.

$$R_H = \frac{A_m}{P_m} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde P_m é o perímetro molhado.

A área molhada é dada pelo produto da largura característica (W) e pela lâmina de água do reservatório (d), como é mostrado na Figura 7 a seguir, onde d é composto por uma depressão de armazenamento (d_s).

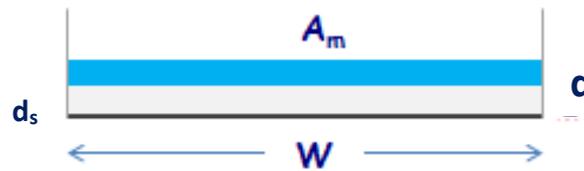


Figura 7: Detalhe do cálculo da área molhada.

Assim,

$$A_m = W \cdot (d - d_s) \quad (\text{Equação 8})$$

$$P_m = W + 2(d - d_s) \quad (\text{Equação 9})$$

Substituindo os valores das Equações 8 e 9 na Equação 7, e admitindo que $P_m \approx W$, adota-se que:

$$R_H = (d - d_s) \quad (\text{Equação 10})$$

Aplicando os valores das Equações 8 e 10 na Equação 6, têm-se que:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot W(d - d_s)(d - d_s)^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad (\text{Equação 11})$$

$$Q = \frac{W \cdot S^{1/2}}{n} (d - d_s)^{5/3} \quad (\text{Equação 12})$$

Admitindo-se que a taxa de escoamento por unidade de área (q), dado na Equação 4, e substituindo os dados de Q da Equação 12.

$$q = \frac{W \cdot S^{1/2}}{An} (d - d_s)^{5/3} \quad (\text{Equação 13})$$

Admitindo que os valores constantes da largura característica (W), inclinação da bacia S , área superficial A , coeficiente de Manning n observa-se que:

$$\alpha = \frac{W \cdot S^{1/2}}{An} \quad (\text{Equação 14})$$

Portanto,

$$q = \alpha \cdot (d - d_s)^{5/3} \quad (\text{Equação 15})$$

Assim, para definição do escoamento superficial, associado a uma bacia e substituindo a Equação 15 na Equação 5.

$$\frac{\partial d}{\partial t} = i - f - e - \alpha \cdot (d - d_s)^{5/3} \quad (\text{Equação 16})$$

Na equação 16, a precipitação (i) e a taxa de evaporação (e) são quantidades conhecidas a cada instante de tempo. A taxa de infiltração (f) é calculada a cada instante e, assim, a incógnita da equação 16 é a variável d . Logo, resolvendo-se a equação 16 para cada instante de tempo, é possível determinar os valores de d e, conseqüentemente, calcular q e Q .

2.4.3 Infiltração

Os métodos para cálculo da infiltração utilizados pelo SWMM são os de Horton, baseado em observações empíricas; o método de Green-Ampt, que assume a existência de uma frente de umedecimento na coluna de solo, separando as camadas de solo com umidades iniciais e saturadas; e o método do SCS (*Soil Conservation Service*), que é uma aproximação a partir da Curva Número do NRCS (*National Resources Conservation Service*) para estimativa do escoamento superficial. Neste trabalho, optou-se por utilizar o método do SCS.

O método SCS, baseia-se no parâmetro da Curva-Numero, baseado na seguinte equação:

$$P_e = \frac{(P - 0,2S_a)^2}{(P + 0,8S)} \quad (\text{Equação 17})$$

$$P > 0,2S_a$$

Em que P_e é a precipitação efetiva, P é a precipitação calculada e S_a é a capacidade de armazenamento. O valor de S é obtido a partir de um parâmetro denominado curva número (CN), conforme mostrado na Equação 18, apresentada a seguir.

$$S_a = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (\text{Equação 18})$$

Os valores de CN variam no intervalo $0 \leq CN \leq 100$, sendo que quanto mais próximo de zero mais permeável será o solo da região, enquanto que valores próximos a 100 correspondem a situação de maior impermeabilidade.

O parâmetro de CN depende dos seguintes fatores: tipo de solo e suas condições de uso e ocupação.

Portanto, com os dados dos parâmetros de utilização do CN, é possível calcular, a cada instante de tempo, o valor infiltrado acumulado (F). Esse valor é conhecido calculando a diferença entre a precipitação da chuva medida a cada instante de tempo e a precipitação efetiva, como indica a Equação 19, abaixo.

$$F = P - P_e \quad (\text{Equação 19})$$

2.5 Reservatórios de Detenção

A bacia ou um reservatório de detenção é um dispositivo de armazenamento capaz de reduzir a vazão de pico do hidrograma das cheias através do armazenamento de parte do volume escoado, minimizando o impacto hidrológico devido à redução da capacidade de armazenamento da bacia hidrográfica por causa da impermeabilização devido à urbanização e ocupação dos lotes.

Como classificação geral, os reservatórios podem ser designados de acordo com seu posicionamento no sistema de drenagem. Os reservatórios podem

ser *on-line*, quando conectados em série com a rede de drenagem, ou *off-line*, quando o escoamento só é transferido para a área de amortecimento quando o volume armazenado atinge uma certa cota, recebendo somente o excedente da rede de drenagem.

Esse dispositivo de controle pode ser implementado em diferentes escalas de amortecimento. Amortecimento de lotes, microdrenagem e macrodrenagem. O controle de vazões de macrodrenagem necessita de um maior tempo de implantação, custos elevados, além de solicitar grandes áreas livres para posicionamento do reservatório.

Para controlar as vazões de microdrenagem, realizado no lote ou no loteamento completo, a utilização de reservatórios de retenção permite a redução dos impactos gerados em decorrência da urbanização, ou até somado com a contribuição gerada pela ocupação dos lotes. Assim como ocorre nos reservatórios de macrodrenagem, a implantação desse reservatório pode necessitar de áreas livres para seu posicionamento e implantação, visto que esse espaço deverá estar dentro do terreno destinado para a implantação do loteamento.

Para o controle das vazões de pequenas áreas ou lotes, implantação do reservatório é mais simples, demandando menos tempo e pode ser aplicada em pequenas áreas livres, como jardins, quintais e praças.

Segundo Silva (2007), os reservatórios de retenção devem ser construídos abaixo do nível do solo de edificações para armazenamento temporário de água de chuva, aproveitando-se da gravidade para conduzir o escoamento.

Os principais elementos reguladores de vazão dos reservatórios de amortecimento são orifícios, vertedores e bocais. Os orifícios são utilizados para modelar descargas e representar estruturas de derivação dos sistemas de drenagem. Normalmente, esses elementos possuem aberturas nas paredes dos poços de visita ou unidades de armazenamento. Os vertedores têm a mesma função que os orifícios, entretanto, o vertedouro só permite a passagem do fluido quando o reservatório atinge a capacidade máxima de armazenamento, como é mostrado na Figura 8 abaixo. Os bocais são empregados para modelar sistemas de drenagem

com relações específicas entre a carga e a vazão, que não podem ser descritas com orifícios ou vertedores.

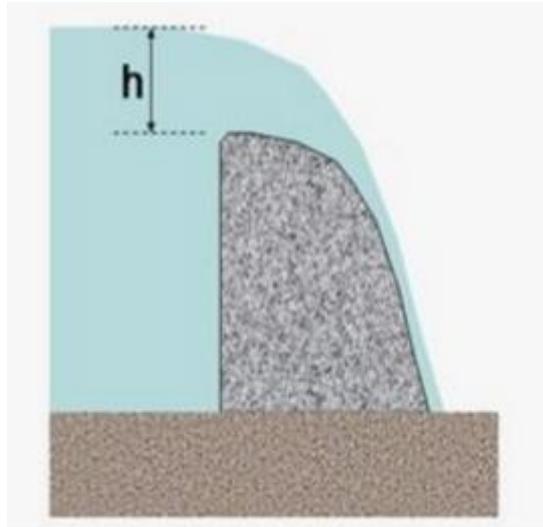


Figura 8: Utilização de vertedouro como reguladores de vazão.

(Nota de aula Prof. Benedito Silva)

Na Figura 9, a seguir, pode-se identificar que os elementos de controle de vazão orifício e vertedouro podem ser utilizados em conjunto. Em um evento chuvoso de grande duração e intensidade, o orifício irá amortecer a vazão até o ponto em que a o volume de água armazenado atinja a cota máxima do reservatório. Após atingir esse ponto, o vertedouro irá funcionar como uma segunda unidade de controle, como é mostrado na Figura 9 abaixo.

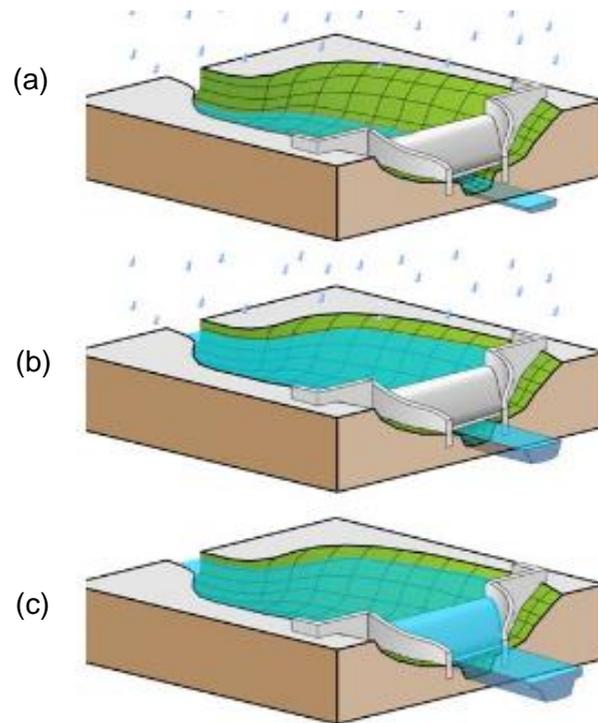


Figura 9: Utilização de orifício e vertedouro como unidades de controle.

(a): utilização de apenas orifícios como unidade de controle; (b): Vazão de escoamento maior do que a vazão máxima do orifício; (c): Utilização do orifício e vertedouro como unidades de controle.

(Nota de aula Prof. Benedito Silva)

3 METODOLOGIA

Neste trabalho, foram analisadas as alterações provocadas pela urbanização sobre o escoamento superficial por meio da aplicação de um modelo de simulação hidrológica e a eficiência de unidades de armazenamento do tipo reservatórios de retenção no amortecimento dos picos de vazão. Para tanto, os procedimentos metodológicos foram organizados nas seguintes etapas:

- Escolha e descrição da área de estudo;
- Discretização das áreas em sub-bacias;
- Determinação das informações de entrada no modelo SWMM;
- Simulação do escoamento para taxas crescentes de impermeabilização do solo;
- Simulação do escoamento considerando a inserção de reservatórios de retenção;

3.1 Descrição da Área em Estudo

A região escolhida para estudo está situada no lado oeste da região metropolitana da cidade de João Pessoa e compreende uma área destinada a um empreendimento residencial com 580 lotes, distribuídos em 28 quadras. Embora ainda pouco explorada, esta região é reconhecida como vetor de expansão da cidade. Com a existência de um residencial de alto padrão, permitirá mudanças significativas e amplos benefícios para os próximos anos.

Antes da implantação do empreendimento, a região estudada era uma fazenda e tinha a pecuária como a principal atividade, com cobertura vegetal dominada pela presença de gramíneas e solo com características siltosa à arenosa, sem a presença de formações rochosas. As Figuras 10 e 11 a seguir mostram a localização do empreendimento tendo como referência a cidade João Pessoa e as características da região antes da implantação do loteamento.

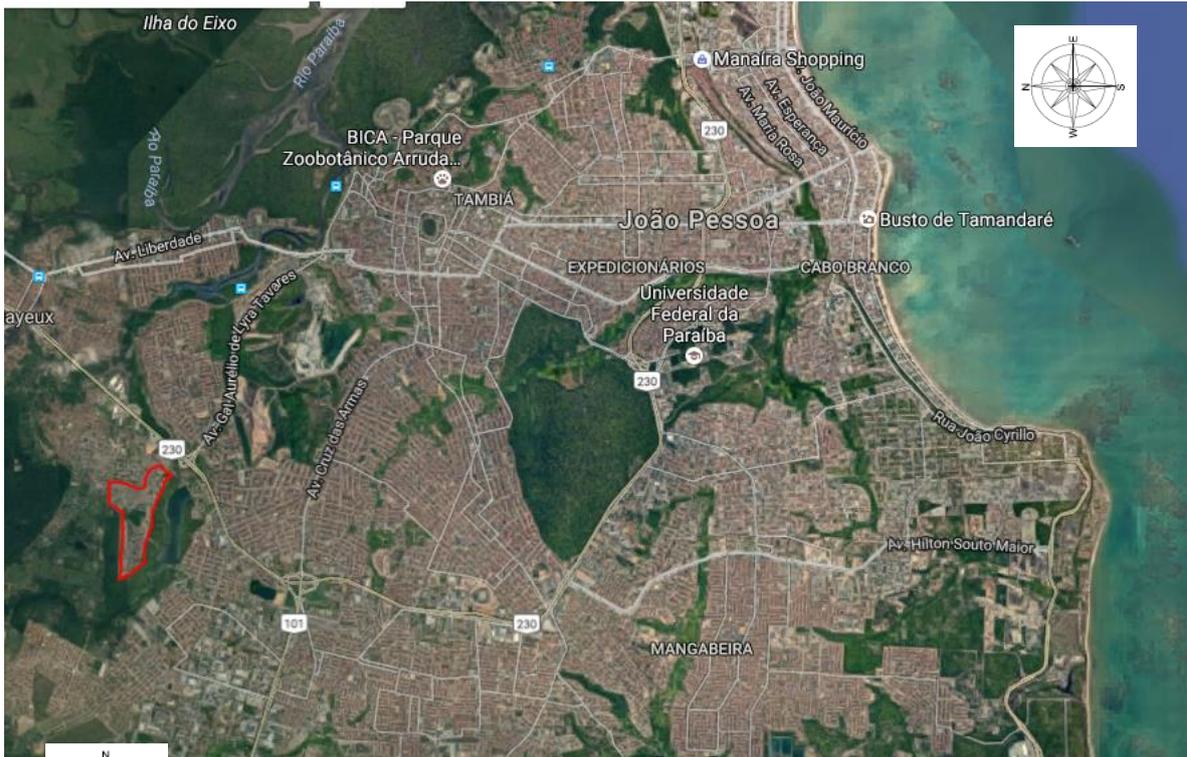


Figura 10: Localização da área estudada em relação a cidade de João Pessoa.

(Google Maps)



Figura 11: Imagem da área estudada antes da urbanização e ocupação.

(Google Maps)

Ocupando cerca de 879.974 m², o loteamento tem lotes residenciais e diversas áreas verdes, conforme concepção urbanística, mostrada na Figura 12.



Figura 12: Concepção de urbanização da área estudada.

A concepção do sistema de captação das águas em escoamento superficial é do tipo tradicional, utilizando tubulações em concreto com diâmetro interno entre 400 e 1500 milímetros, além de acessórios de rede, tais como caixas coletoras, poços de visita, caixas de conexão e alas de contenção. A rede de drenagem está localizada, em sua maioria, no leito das ruas e, em alguns casos, é localizada ao fundo de algumas quadras conforme indicado na Figura 13, onde as tubulações são representadas pelas linhas azuis. Quando localizadas no fundo das quadras, para permitir o escoamento da água por gravidade, muitas vezes, são necessárias escavações profundas, como é mostrado na Figura 14.

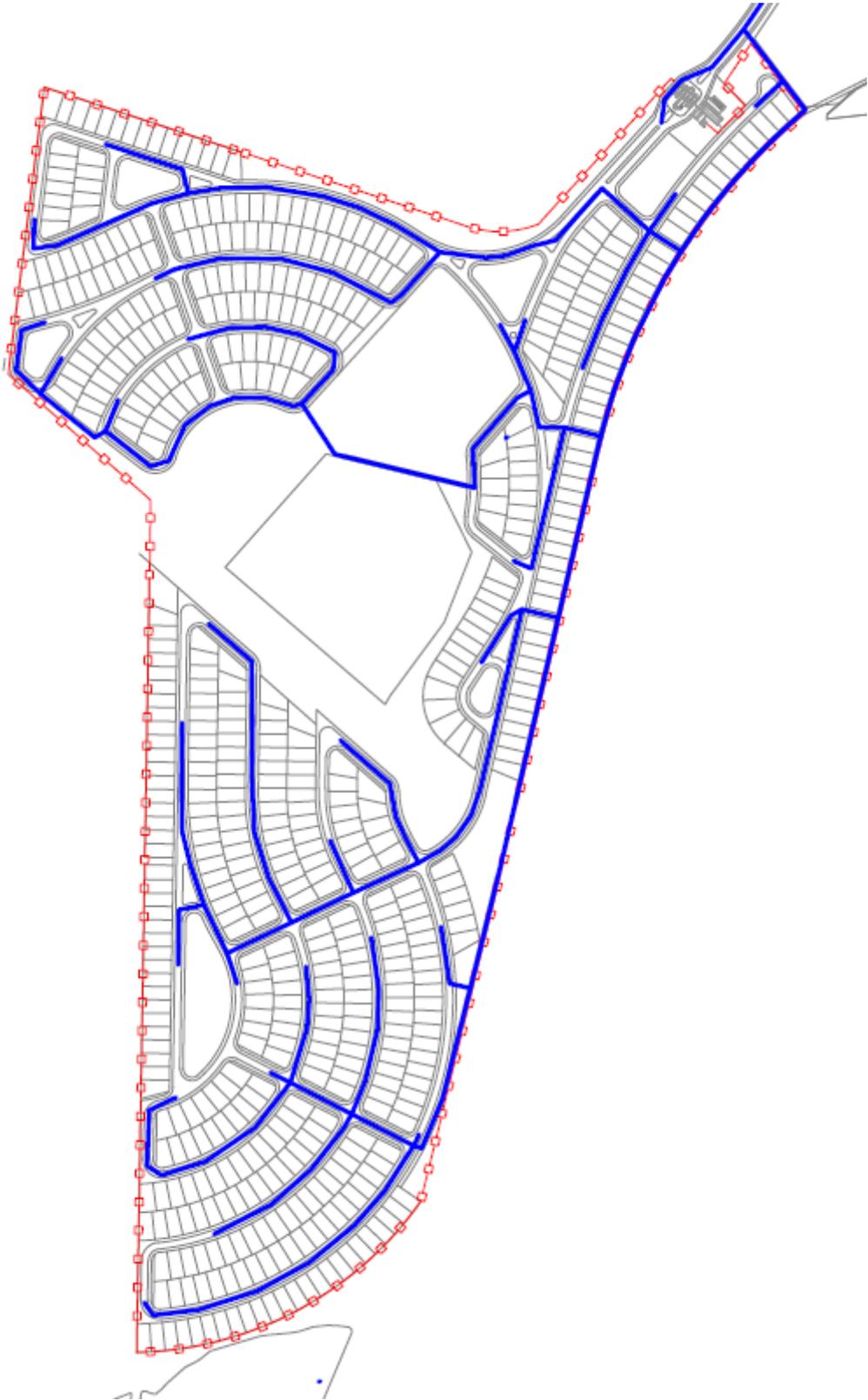


Figura 13: Concepção do projeto de rede de drenagem da área em estudo.



Figura 14: Execução de um trecho da rede de drenagem do empreendimento estudado.

3.1.1 Discretização da Área em Sub-bacias

A área em estudo foi dividida em 26 sub-bacias levando em conta a sua topografia, a disposição da rede de drenagem pluvial principal e a concepção da urbanização proposta para o empreendimento, conforme indicado na Figura 15. Esse nível de discretização, com áreas inferiores a $0,01 \text{ km}^2$, permitiu não apenas uma representação detalhada da rede de drenagem na modelagem realizada, mas, possibilitou uma melhor representação das variações das características físicas da área como, por exemplo, da declividade do terreno.

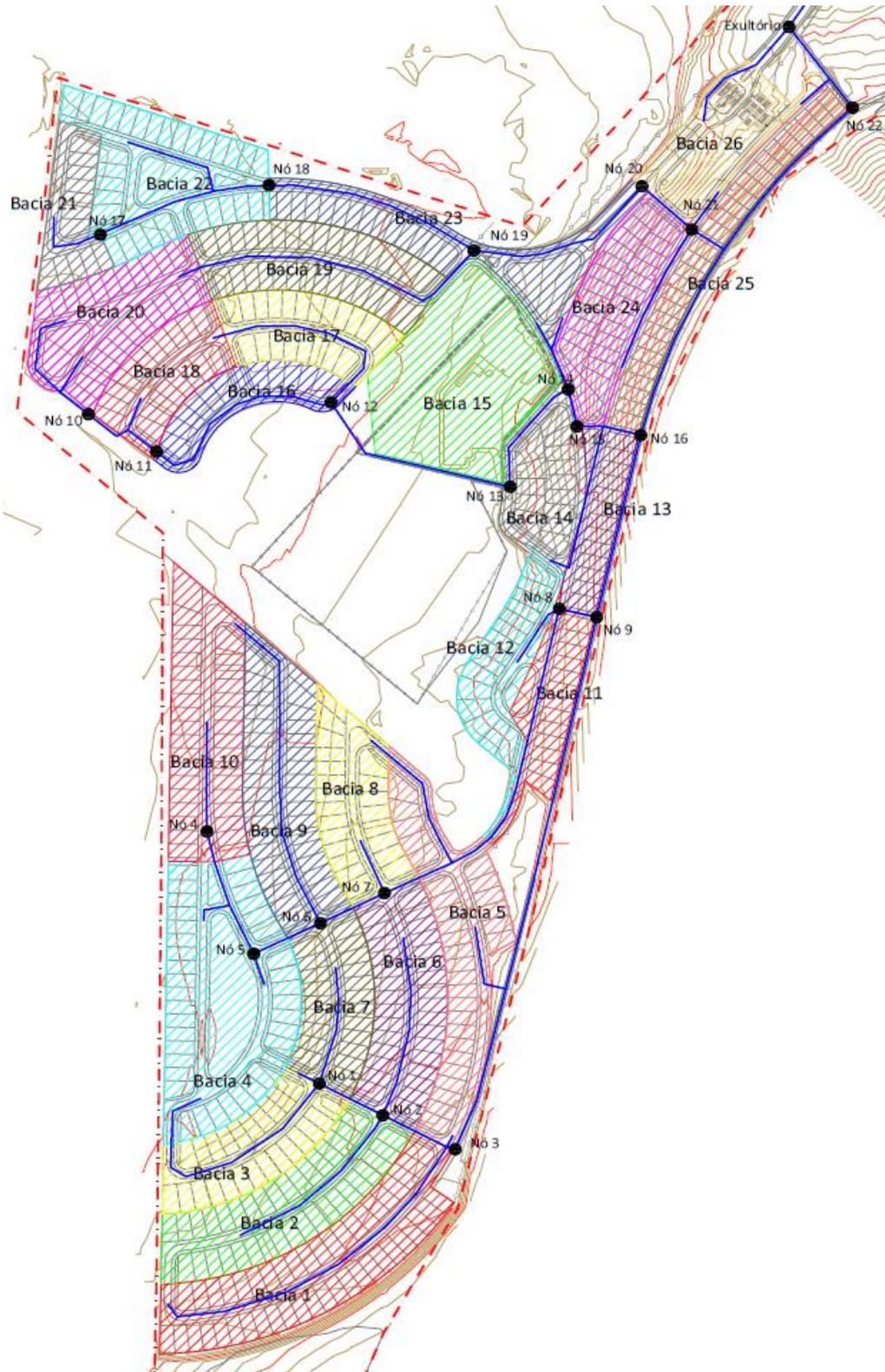


Figura 15: Divisão de sub-bacias.

As 26 sub-bacias e a rede de drenagem foram representadas no modelo SWMM, mantendo-se as conectividades observadas entre as áreas de drenagem, os nós representativos dos poços de visita e os elementos da rede de drenagem,

como mostrado na Figura 16. Nesta figura, as redes de drenagem são representadas pelas linhas azuis e a ligação entre as sub-bacias e a rede, pelas linhas pretas.

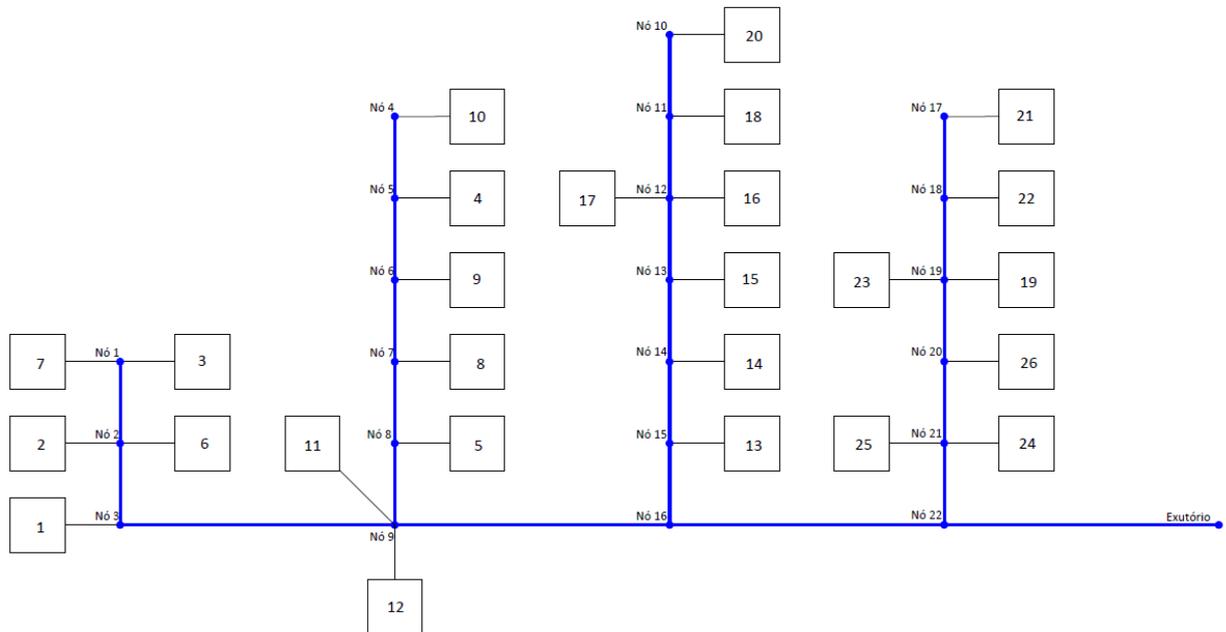


Figura 16: Concepção do escoamento superficial da bacia.

O transporte da água dentro da tubulação se dá pela conservação de massa e da quantidade de movimento. O modelo de hidráulico de transporte é dado pelo modelo da onda cinemática. Este modelo permite que a vazão de escoamento no tubo e sua área variem no espaço e no tempo, podendo resultar em amortecimento ou defasagem nos hidrogramas de saída e/ou de entrada dos condutos, visto que, o método permite que o conduto trabalhe em vazão máxima. Em casos que a vazão no conduto for maior que a vazão máxima suportada, irá resultar em um alagamento no nó de entrada..

3.1.2 Informações de Entrada no Modelo SWMM

As informações necessárias para a simulação do escoamento superficial no SWMM incluem desde características físicas das sub-bacias, dos elementos da rede de drenagem, da precipitação considerada e, também, os parâmetros envolvidos no modelo. Nesse contexto, os principais dados de entrada do modelo correspondem à:

- Áreas e declividade das bacias;

- Comprimento e diâmetros da rede de drenagem;
- Cotas dos poços de visitas;
- Largura característica das bacias;
- Porcentagens das áreas impermeáveis;
- Precipitações de projeto;
- Taxas de evaporação e temperatura;
- Armazenamento em depressões.
- Parâmetros das equações de infiltração;
- Coeficientes de Manning;

3.1.2.1 Dimensões e declividades das bacias.

As dimensões das áreas das sub-bacias divididas no item 3.2 e têm valores informados na Tabela 6 em anexo, assim como os valores de suas declividades médias. As áreas das sub-bacias resultantes variaram de 3,32 a 0,83 hectares, e suas declividades médias tem valores de 2,10% na maioria das sub-bacias, porém chegaram a atingir valores bastante elevados em algumas sub-bacias, como nas bacias 14 e 24.

3.1.2.2 Comprimentos e diâmetros da rede de drenagem.

O comprimento e diâmetros de rede de drenagem da bacia em estudo foram coletados tendo como base a divisão da bacia e a concepção do projeto de rede de drenagem do empreendimento, mostrados na Figura 15 e descritos na Tabela 7, em anexo. Os comprimentos variam entre 26 a 580 metros, e os diâmetros, entre 400 a 1500 milímetros.

3.1.2.3 Cotas dos Poços de Visitas.

As cotas dos poços de visita foram coletadas em referência a concepção do projeto de rede de drenagem e as condições topográficas da região. Na Tabela 7 em anexo, é mostrado os valores das cotas dos poços de visita, que variam entre 50,72 à 27,26 metros em relação ao nível do mar.

3.1.2.4 Largura Característica das Bacias

Largura característica é a definição da área da bacia, dividido pelo comprimento do caminho percorrido pela água superficial, do ponto mais longe da sub-bacia até o ponto onde o escoamento é canalizado. Este valor varia quanto a geometria e caminhamento do fluxo da bacia. Existem vários métodos para cálculo da largura características. Neste trabalho, utiliza-se duas maneiras de cálculo, conforme citado a seguir.

No primeiro método, utilizado quando o canal principal não corta o eixo da bacia, o valor da largura característica de uma bacia é estimado dividindo a área da sub-bacia pelo valor médio do comprimento máximo de escoamento superficial (\bar{L}). Este cálculo está exemplificado na Figura 17, para a sub-bacia 22.

O cálculo é realizado, inicialmente, identificando quais são os comprimentos máximos de escoamento da bacia, que é a distância entre a extremidade da bacia ao ramal da rede de drenagem. Em seguida, calcula-se a média entre esses comprimentos. O valor da largura característica é a divisão da área da bacia pela média entre os escoamentos máximos de escoamento.

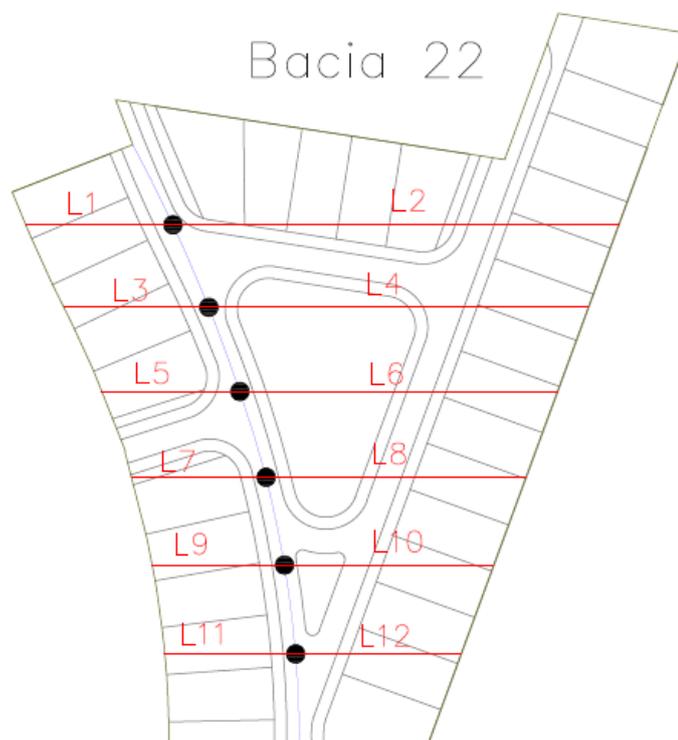


Figura 17: Determinação da largura característica da sub-bacia 22.

Onde,

$$W = \frac{A}{\bar{L}} \quad (\text{Equação 20})$$

$$\bar{L} = \frac{1}{2n} \sum_{i=1}^n L_i \quad (\text{Equação 21})$$

Outra maneira de encontrar a largura característica de uma bacia é quando o canal principal de escoamento corta o eixo da sub-bacia e as áreas dos lados do canal são praticamente iguais. O mesmo é exemplificado na Figura 18, para a sub-bacia 2.

O cálculo é realizado somando o comprimento do canal a duas vezes o comprimento do canal, multiplicado pela percentual da menor área de escoamento, como indicado na equação 22.

$$W = L + 2LZ \quad (\text{Equação 22})$$

Onde,

$$Z = \frac{A_{menor}}{A_{Total}} \quad (\text{Equação 23})$$

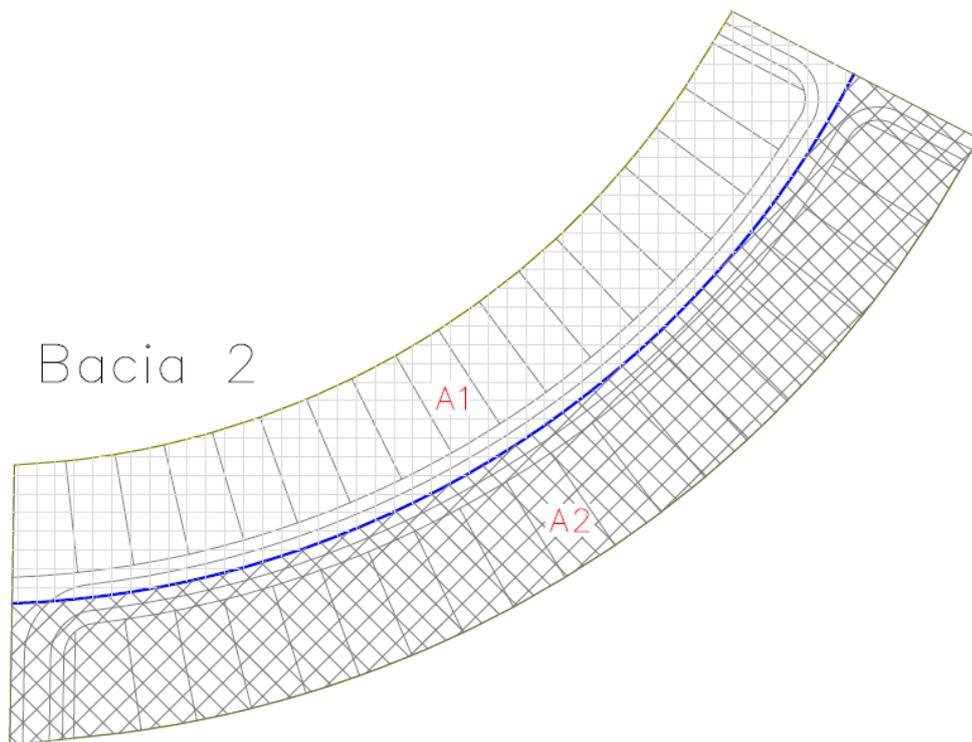


Figura 18: Determinação da largura característica da sub-bacia 2.

Utilizando os dois métodos para o cálculo, foi possível determinar os valores da largura característica para todas as sub-bacias, descritos na Tabela 6, localizada nos Anexos deste trabalho. As larguras características encontradas para as sub-bacias variam entre 153 e 1017 metros.

3.1.2.5 Porcentagem de Áreas Impermeáveis e Análise dos Cenários em Estudo

Na análise da permeabilidade das bacias e sub-bacias, pressupõe-se que, em uma mesma bacia, podemos ter regiões permeáveis e outras áreas impermeáveis. O modelo SWMM, além de admitir esta divisão, permite que as áreas impermeáveis possam ainda ser divididas em outras duas áreas, uma que contém armazenamento em depressão, e outra, sem armazenamento, como é identificado na Figura 19.

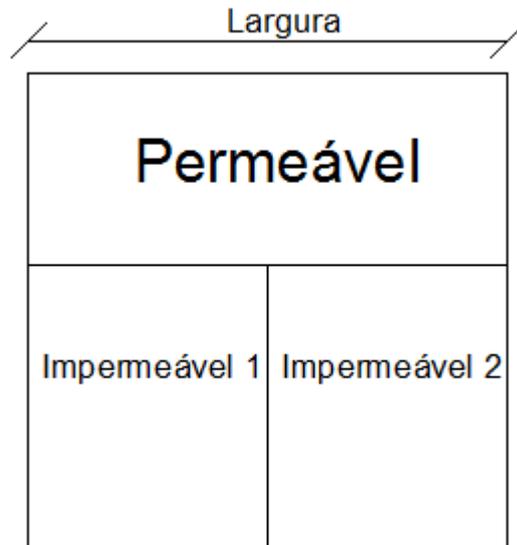


Figura 19: Parâmetros de impermeabilidade da sub-bacia.

Neste trabalho, considerou-se que as áreas impermeáveis não teriam armazenamento em depressão, configurando uma situação mais conservadora em termos de geração de escoamento superficial.

Na análise do efeito de urbanização e ocupação proposta neste trabalho, foram simulados diferentes taxas de ocupação dos terrenos, tendo como referência o Decreto de número 5900, datado em 24 de abril de 2007, da cidade de João Pessoa. Neste decreto, são adotados os seguintes parâmetros para limitar a área de ocupação dos lotes destinados para uso residencial:

- Área mínima do terreno: 360 m²;
- Testada mínima: 12 m;
- Recuo frontal: 5 m;
- Recuo lateral: 1,5 m;
- Recuo de fundos: 3 m.

Para o mesmo decreto, para a construção de edificações verticais, é obrigatório que, no mínimo 4% da área total do lote seja destinada à solos permeáveis. E em lotes com mais de uma frente, será obrigatório o percentual mínimo de 4% de solo permeável da área de lote por número de frente.

Adotando que para a ocupação dos lotes, os moradores terão que respeitar as informações de recuo fornecidas pela Prefeitura Municipal de João Pessoa e que os lotes têm dimensões médias de 15 metros de largura e 30 metros de comprimento, obtemos o percentual de impermeabilidade de cada lote quando for considerado sua ocupação.

Desta forma, foram considerados os seguintes cenários de análise:

- Cenário 1 – situação anterior à urbanização. Neste cenário visa simular como se dava o escoamento superficial em uma situação anterior à urbanização da bacia, considerando toda a área como permeável. Esta foi a situação empregada como referência para a avaliação dos cenários subsequentes.
- Cenário 2 – corresponde ao Cenário 1 acrescentando as vias de tráfego com áreas impermeáveis.
- Cenário 3 – Cenário 2, acrescentando a impermeabilização dos lotes, mantendo permeáveis apenas as áreas correspondentes aos recuos, conforme mostrado na Figura 20(a).
- Cenário 4 – Cenário 3, acrescentando as áreas dos recuos laterais à edificação como áreas impermeáveis, conforme mostrado na Figura 20(b).
- Cenário 5 – Cenário 4 com a introdução de reservatórios de detenção. Este cenário teve como objetivo analisar a eficiência dos reservatórios de amortecimentos de vazões para o cenário de ocupação dos lotes mais conservadora em termos de geração de escoamento, exemplificado no cenário 4. Na Figura 21 a seguir, identificam-se os pontos de instalação desses reservatórios de amortecimento de vazão. É importante

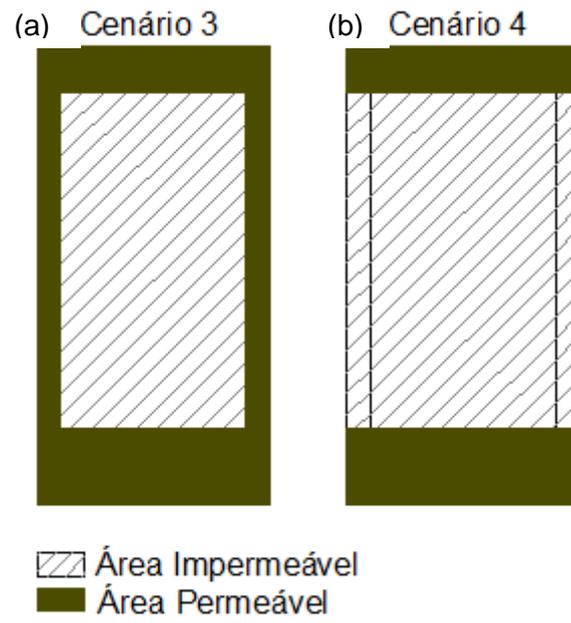


Figura 20: Ocupações dos lotes consideradas nos cenários 3 e 4.



Figura 21: Identificações das sub-bacias e pontos para estruturas de amortecimento.

As áreas e formas dos reservatórios identificados na figura acima são meramente ilustrativas e serão utilizadas apenas para efeito de análise de eficiência de uso dessas estruturas para amortecimento de vazões.

Com a instalação dos reservatórios para análise para o amortecimento da vazão gerada, as sub-bacias e a rede de drenagem passam a gerar uma nova representação no SWMM, resultando na topologia mostrada na figura 22 abaixo. Nesta figura, as redes de drenagem são representadas pelas linhas azuis, os reservatórios estão destacados em vermelho e a ligação entre as sub-bacias e a rede, pelas linhas pretas.

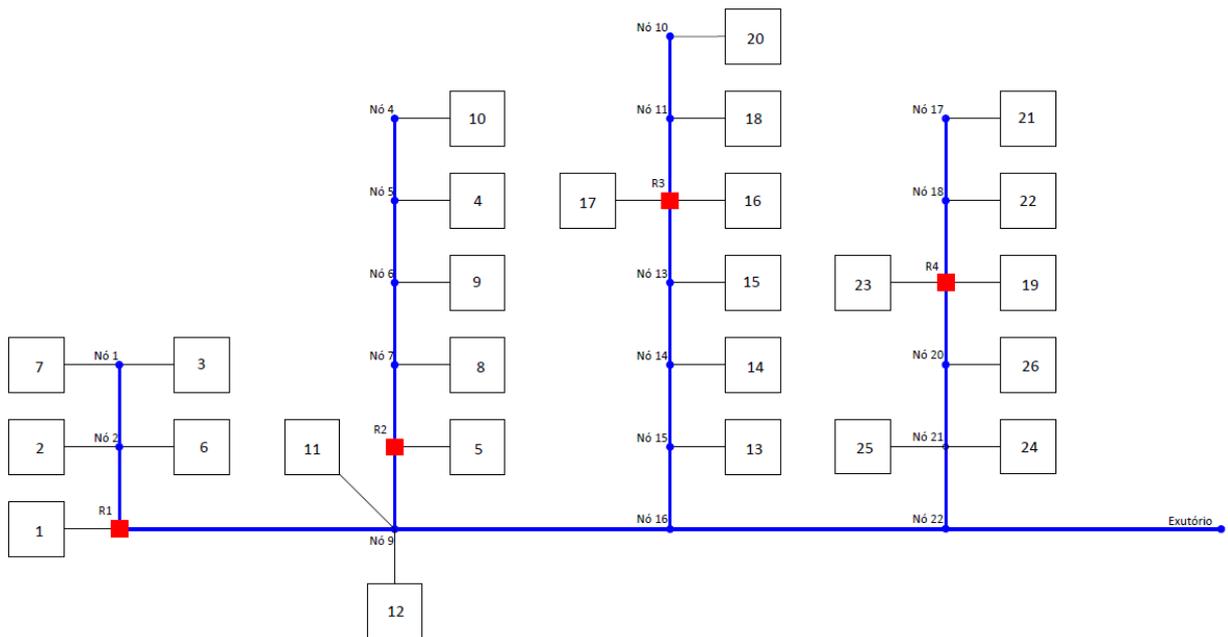


Figura 22: Concepção do escoamento superficial da bacia com reservatórios.

Os reservatórios identificados na Figura 22 foram localizados em regiões destinadas às áreas verdes, não interferindo na concepção urbanística apresentada para empreendimento. É importante ressaltar que o único fator considerado na alocação desses elementos foi a disponibilidade de área. Nenhuma análise mais detalhada em relação à viabilidade de implantação desses reservatórios foi realizada. Portanto, as simulações realizadas nesta etapa do trabalho tiveram o objetivo apenas de verificar a possibilidade de controle do escoamento na área estudada a partir do uso de dispositivos dessa natureza. Naturalmente, uma vez verificada essa possibilidade, estudos mais detalhados, em nível de projeto executivo, deveriam ser realizados para verificar a viabilidade de implantação dessas estruturas.

Para o estudo, optou-se por reservatórios com geometria retangular, com dispositivo de saída do tipo orifício. Em todos os reservatórios, utilizou-se diâmetros

de 500mm para os orifícios. Este valor foi obtido a partir de diversas tentativas, até chegar a uma situação que permite um melhor controle das vazões no exutório da bacia.

A Tabela 1 abaixo indica os principais parâmetros geométricos adotados aos reservatórios para amortecimento das vazões de escoamento.

Tabela 1: Parâmetros geométricos dos reservatórios de amortecimento.

Reservatório	Geometria	Área em Planta Baixa (m ²)	Profundidade (m)	Tubulação de saída (mm)	Dispositivo de saída
R1	Retangular	1610	1,00	500	Orifício
R2	Retangular	1500	1,00	500	Orifício
R3	Retangular	2700	1,00	500	Orifício
R4	Retangular	2800	1,00	500	Orifício

Para os cenários apresentados acima, identificamos os percentuais de áreas impermeáveis para cada sub-bacia, conforme é mostrado na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2: Percentual de área impermeável por taxa de ocupação/simulação.

Sub-bacias	Numero de Lotes	Cenário 1		Cenário 2		Cenário 3		Cenário 4		Cenário 5	
		Área Impermeável (hec)	% Imp.								
Bacia 1	45	0	0%	0,282	11%	1,470	58%	1,767	70%	1,767	70%
Bacia 2	36	0	0%	0,242	12%	1,192	58%	1,430	70%	1,430	70%
Bacia 3	24	0	0%	0,181	13%	0,814	56%	0,973	67%	0,973	67%
Bacia 4	37	0	0%	0,510	15%	1,487	45%	1,731	52%	1,731	52%
Bacia 5	30	0	0%	0,392	18%	1,184	55%	1,382	64%	1,382	64%
Bacia 6	31	0	0%	0,230	13%	1,049	58%	1,253	70%	1,253	70%
Bacia 7	21	0	0%	0,183	14%	0,737	57%	0,876	68%	0,876	68%
Bacia 8	21	0	0%	0,202	14%	0,756	53%	0,895	62%	0,895	62%
Bacia 9	35	0	0%	0,262	12%	1,186	55%	1,417	65%	1,417	65%
Bacia 10	37	0	0%	0,261	12%	1,238	58%	1,482	70%	1,482	70%
Bacia 11	13	0	0%	0,178	19%	0,521	55%	0,607	64%	0,607	64%
Bacia 12	15	0	0%	0,180	15%	0,576	47%	0,675	55%	0,675	55%
Bacia 13	13	0	0%	0,122	15%	0,465	56%	0,551	67%	0,551	67%
Bacia 14	14	0	0%	0,277	23%	0,647	53%	0,739	60%	0,739	60%
Bacia 15	1	0	0%	0,685	23%	0,685	23%	0,685	23%	0,685	23%
Bacia 16	11	0	0%	0,201	21%	0,492	51%	0,564	58%	0,564	58%
Bacia 17	20	0	0%	0,162	13%	0,690	55%	0,822	66%	0,822	66%
Bacia 18	19	0	0%	0,159	14%	0,660	58%	0,786	68%	0,786	68%
Bacia 19	31	0	0%	0,211	12%	1,030	57%	1,234	69%	1,234	69%
Bacia 20	23	0	0%	0,309	18%	0,916	52%	1,068	60%	1,068	60%
Bacia 21	12	0	0%	0,150	18%	0,466	56%	0,546	66%	0,546	66%
Bacia 22	30	0	0%	0,376	16%	1,168	51%	1,366	60%	1,366	60%
Bacia 23	14	0	0%	0,539	30%	0,909	50%	1,001	55%	1,001	55%
Bacia 24	25	0	0%	0,139	9%	0,799	52%	0,964	63%	0,964	63%
Bacia 25	27	0	0%	0,150	10%	0,863	55%	1,041	66%	1,041	66%
Bacia 26	1	0	0%	0,367	28%	0,367	28%	0,367	28%	0,367	28%

3.1.2.6 Precipitações de Projeto

A chuva de projeto foi determinada com base na curva intensidade-duração-frequência (idf), ajustada para a cidade de João Pessoa por Aragão (2000), dada pela seguinte equação.

$$I_{m\acute{a}x} = 290 \times TR^{0,087} (td + 10)^{-0,398} \quad (\text{Equa\c{c}\~{a}o 24})$$

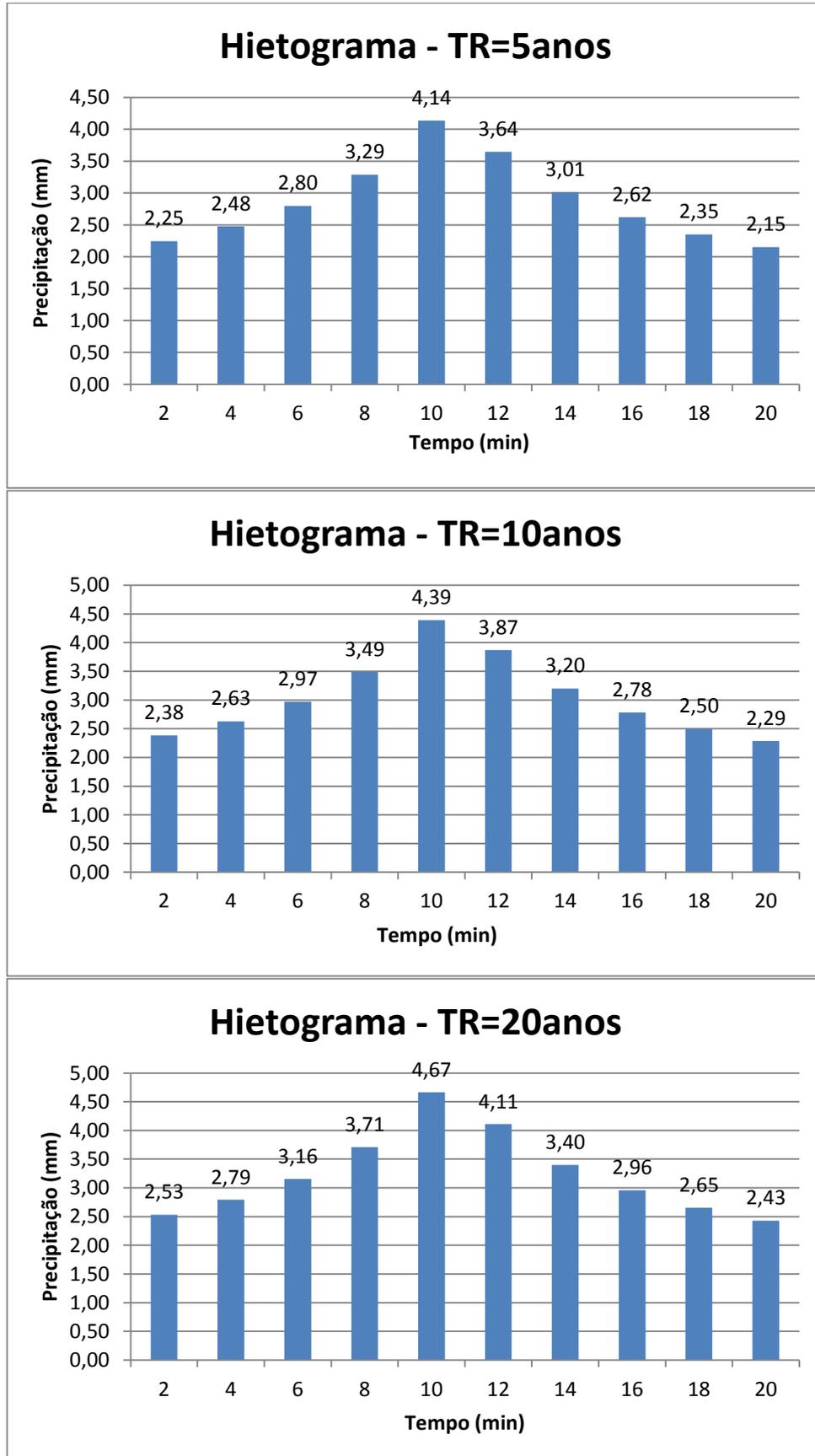
em que:

- $I_{m\acute{a}x}$ é a intensidade máxima da chuva
- TR é o tempo de recorrência.
- td é o tempo de duração da chuva, adotado ao tempo de concentração da bacia.

O tempo de retorno recomendado pela maioria dos autores têm normalmente, para o estudo de microdrenagem variação entre 2 e 10 anos. Para as análises realizadas neste trabalho, adotou-se os TR de 5 e 10 anos. Além desses, também adotou-se o TR de 20 anos por ter sido o valor utilizado no projeto da rede de drenagem do empreendimento.

Com relação à duração da chuva, utilizou-se o valor correspondente ao tempo de concentração da área, estimado no projeto de drenagem pluvial do empreendimento analisado. Esse valor ficou em torno de 20 minutos. Dessa forma as intensidades de precipitação calculadas foram 86,16, 91,52 e 97,21 mm/h para os TR de 5, 10 e 20 anos, respectivamente.

A distribuição temporal da chuva de projeto foi obtida utilizando-se o método dos blocos alternados para uma discretização de 2 minutos, posicionando o pico da chuva na posição central da duração do evento, conforme é descrito na Tabela 8, localizada nos Anexos deste trabalho. O Gráfico 1 a seguir, mostra os hietogramas obtidos para os tempo de retorno analisados.

Gráfico 1: Hietogramas das precipitações de duração de 20 min.

3.1.2.7 Taxas de Evaporação e Temperatura

Os fatores como a evaporação e temperatura não foram considerados como parâmetros para análise deste trabalho, pois seu principal objetivo é analisar o comportamento do escoamento superficial para um evento chuvoso intenso, com pequeno tempo de duração. Assim, considerou-se a variação da temperatura e evaporação são desprezíveis, pois no momento da ocorrência da chuva, a evaporação muito pequena, podendo ser considerada como inexistente, e para os dados de temperatura, adota-se uma temperatura uniforme.

3.1.2.8 Armazenamento em Depressões

Para o trabalho, os valores adotados para alturas de lâminas de armazenamento de água em depressões foram de 1,90 e 3,81 milímetros para superfícies impermeáveis e superfícies permeáveis, de gramados, respectivamente. Os valores foram obtidos encontrando um valor médio entre os valores de referência máximos e mínimos de cada superfície, conforme mostrado na Tabela 3 abaixo.

Tabela 3: Altura das lâminas para o armazenamento em depressões.

Superfícies Impermeáveis	1,27 – 2,54mm
Gramados	2,54 – 5,08mm
Pastagem	5,08mm
Serrapilheira	7,62mm

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário)

3.1.2.9 Parâmetros de equação de infiltração

Para da infiltração na bacia em estudo neste trabalho, foi utilizado o método do SCS (*Soil Conservation Service*), usando as referências da Curva Número do NRCS (*National Resources Conservation Service*) para estimativa do escoamento superficial, descrito no item 2.4.4.

Para obter a vazão infiltrada, é de fundamental importância identificar o valor do parâmetro denominado curva número (CN). Este parâmetro é determinado em função das condições de tipo de solo e suas condições de uso e ocupação, seguindo as informações das Tabelas 9 e 10 em anexo.

Foi adotado para todas as regiões permeáveis das sub-bacias o CN de 78, obtido para espaços abertos com gramados e campos, com condições justas, com aproximadamente 55% da área com cobertura de grama.

3.1.2.10 Coeficientes de Manning

Os coeficientes de Manning adotados para o cálculo da vazão têm como referência as superfícies em que a vazão percorre até ser lançada no corpo hídrico da área estudada. Os valores adotados foram de 0,13 e 0,011 para superfícies permeáveis e impermeáveis, respectivamente, usando os campos naturais e asfalto liso, conforme mostrado na Tabela 11 em anexo.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Tendo como objetivo deste trabalho, analisar os efeitos da taxa de ocupação e do tempo de retorno da chuva sobre as vazões de pico e o tempo para sua ocorrência e, em seguida, avaliar a eficiência do uso dos reservatórios de retenção sobre o controle do escoamento superficial, iremos dividir os resultados em duas etapas: análise dos efeitos da urbanização sobre o escoamento e análise da eficiência dos reservatórios.

4.1 Análise de Efeitos da Urbanização e Ocupação

Para análise dos efeitos da urbanização e ocupação sobre o escoamento para chuvas com tempos de recorrências de 5, 10 e 20 anos, na Tabela 4, são mostrados os dados de vazão de pico e o tempo ao pico obtidos nas simulações realizadas. Os gráficos 2, 3 e 4 a seguir descrevem como se comportam as vazões de escoamento na bacia para cada tempo de ocorrência de chuvas.

Tabela 4: Análise das máximas vazões para os TR de 5, 10 e 20 anos.

Cenário	Taxa total de impermeabilização (%)	Vazão de pico (L/s)	Tempo ao pico (min)
TR = 5 anos			
Cenário 1	0%	601,11	23
Cenário 2	16%	1964,68	20
Cenário 3	51%	6503,9	12
Cenário 4	60%	7589,4	13
TR = 10 anos			
Cenário 1	0%	847,92	22,5
Cenário 2	16%	2277,69	20
Cenário 3	51%	6923,82	12,5
Cenário 4	60%	8079,04	13
TR = 20 anos			
Cenário 1	0%	1147,79	22,5
Cenário 2	16%	2637,06	20
Cenário 3	51%	7409,67	12,5
Cenário 4	60%	8646,29	13

Gráfico 2: Comportamento do escoamento gerado na bacia para TR 5 anos.

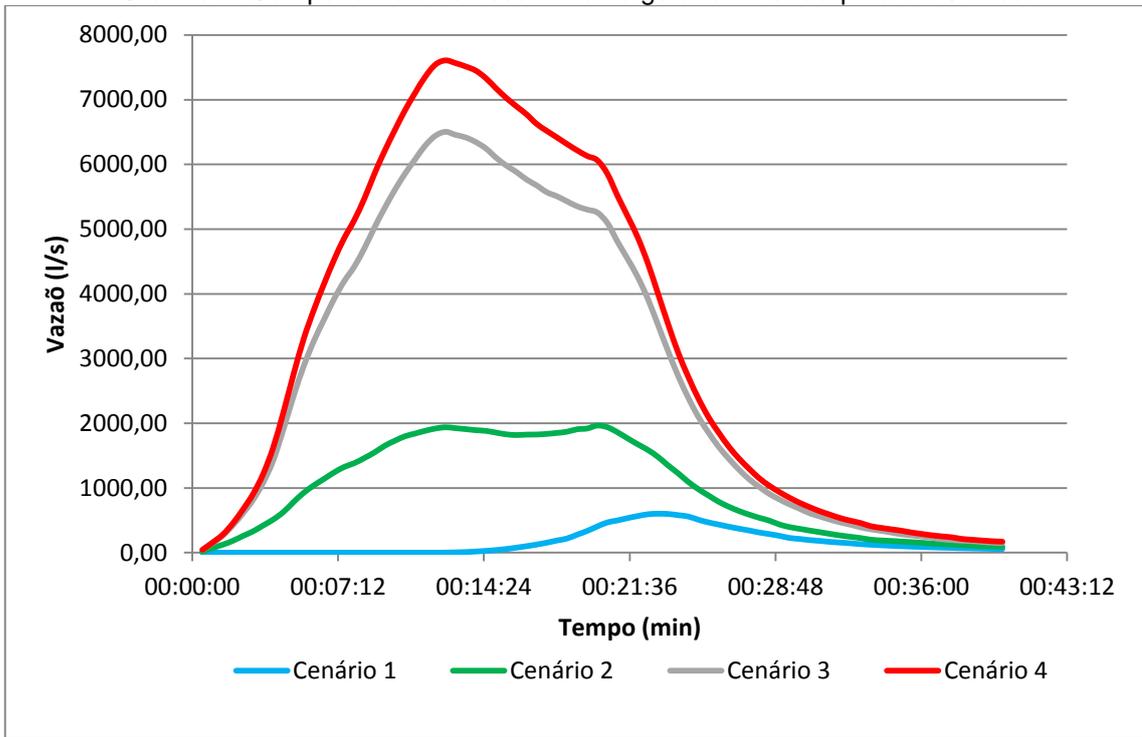


Gráfico 3: Comportamento do escoamento gerado na bacia para TR 10 anos.

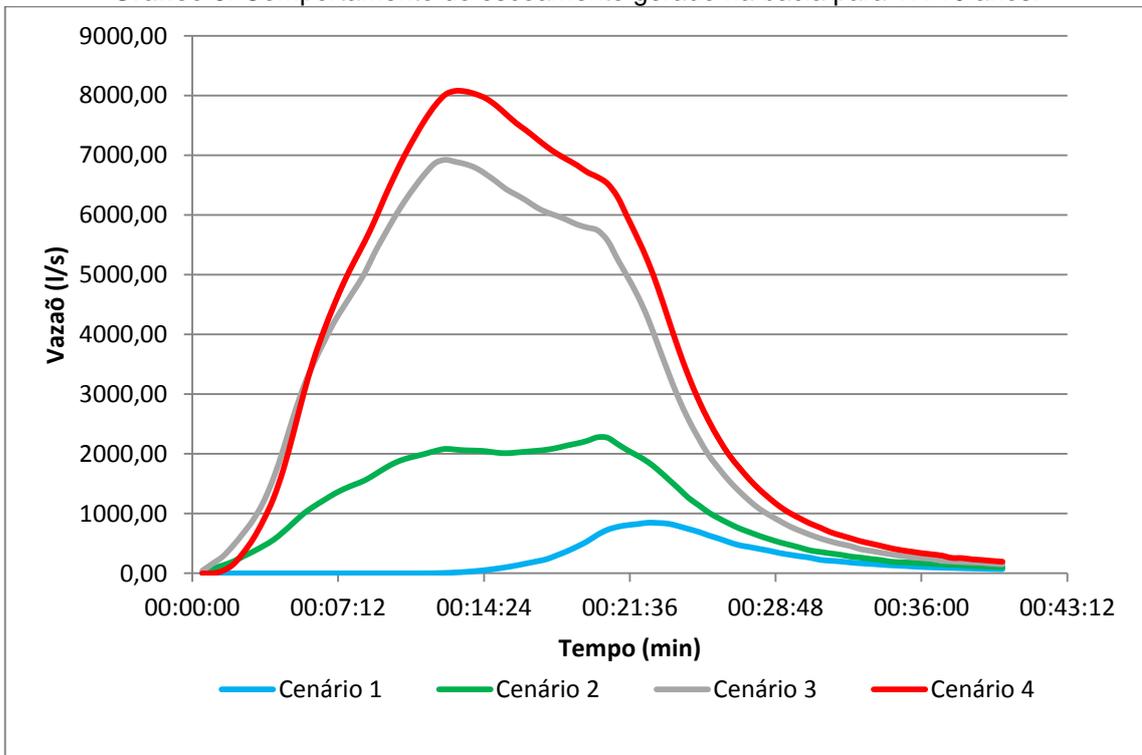
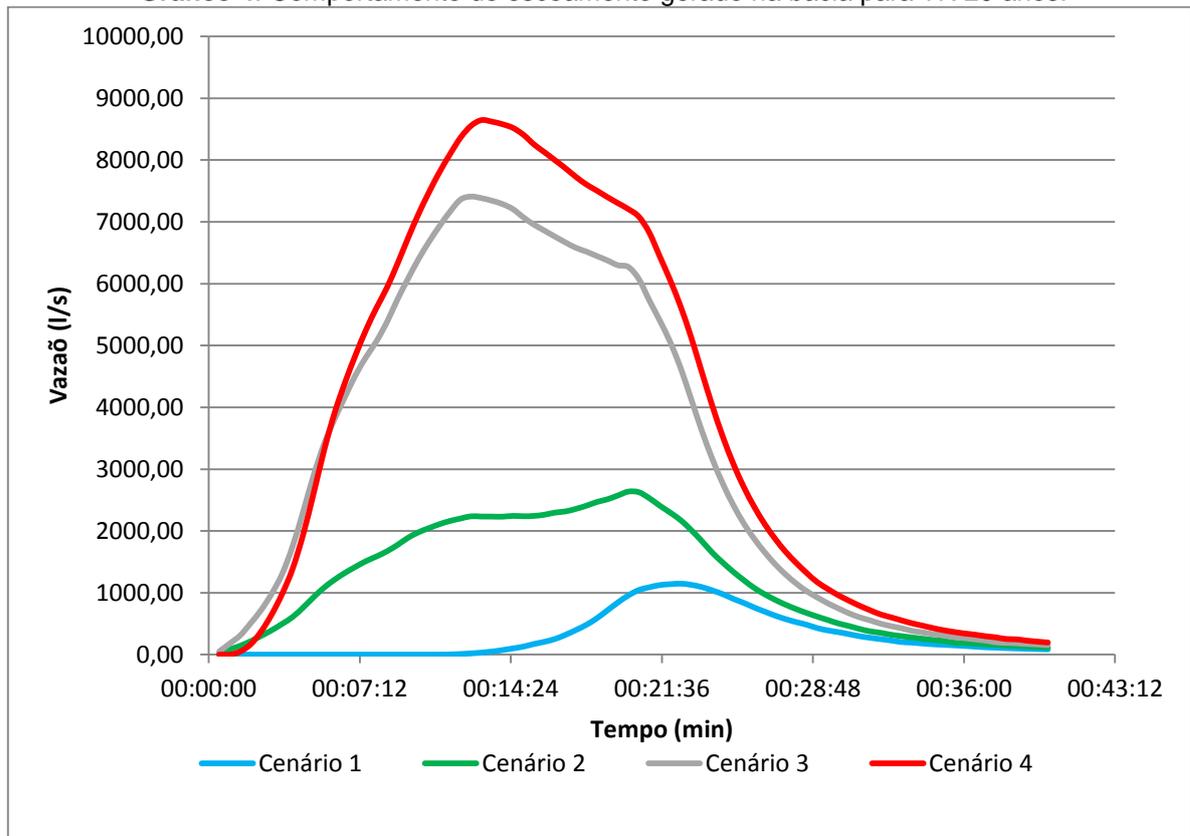


Gráfico 4: Comportamento do escoamento gerado na bacia para TR 20 anos.

Na análise dos dados das simulações propostas, pode-se identificar que, para o cenário de pré-urbanização (cenário 1), as máximas vazões geradas no exutório são, 601, 847 e 1147 L/s, para as chuvas com os tempos de recorrência de 5, 10 e 20 anos, respectivamente. Com o aumento das taxas de ocupação, as vazões máximas chegam aos valores de 7589, 8079 e 8646 L/s, nos tempos de recorrência de 5, 10 e 20 anos, respectivamente. Assim, pode-se identificar que os cenários de ocupação máxima possuem vazões entre 7,53 e 12,63 vezes maiores do que os cenários de pré-urbanização.

Nesta análise, também podemos observar que quanto maior é a área impermeável, menor é o tempo de ocorrência da vazão de pico.

É interessante observar que, quando observa-se os efeitos da urbanização, identifica-se que quanto mais impermeável a área, menor é a relação entre as vazões máximas para os diferentes tempos de recorrências. Esta análise pode ser exemplificada quando se compara a relação entre as vazões máximas para o cenário 1 e o cenário 4. No cenário 1, têm-se um aumento de 41% e 35% das vazões máximas geradas para as variações das intensidades das chuvas com

recorrência de 5 para 10 anos e de 10 para 20 anos, respectivamente. Já, para o cenário 4, as vazões máximas apresentaram um aumento de 6,4 e 7%, nas variações das intensidades das chuvas de 5 para 10 anos e de 10 para 20 anos.

Estes resultados podem ser resumidos a quanto maior as taxas de áreas impermeáveis, maiores serão as vazões e velocidades geradas pelo escoamento e menores serão os tempos para ocorrência das vazões máximas e as influências da variação das intensidades das chuvas sobre essas vazões.

4.2 Análise da Eficiência dos Reservatórios

Em uma segunda etapa do estudo, foi analisada a eficiência dos reservatórios atuando em separado e/ou em conjunto, tomando como referência a vazão gerada no cenário de maior área impermeável (cenário 4).

Na Tabela 4, são mostradas quais são as vazões de pico e seus tempos para ocorrência sem utilizar reservatório e utilizando um, dois, três e os quatro reservatórios em conjunto para os tempos de retorno de 5, 10 e 20 anos. Nos gráficos 5, 6 e 7 a seguir, podemos identificar o comportamento do escoamento na sub-bacia para cada tempo de ocorrência de chuvas.

Tabela 5: Eficiência de utilização dos reservatórios para os TR de 5, 10 e 20 anos.

Reservatório em uso	Percentual de área total amortecida	Vazão de pico (L/s)	Tempo ao pico (min)	Percentual de amortecimento de vazão
TR = 5 anos				
Sem reservatório	-	7589,40	13	-
R1	20,8%	6451,67	12,5	15,0%
R1 e R2	46,5%	4571,52	12,5	39,8%
R1, R2 e R3	58,2%	3620,87	12,5	52,3%
Todos	73,5%	2738,42	20,5	63,9%
TR = 10 anos				
Sem reservatório	-	8079,04	13	-
R1	20,8%	6779,28	12,5	16,1%
R1 e R2	46,5%	4779,48	13	40,8%
R1, R2 e R3	58,2%	3784,59	12,5	53,2%
Todos	73,5%	2922,51	20	63,8%
TR = 20 anos				
Sem reservatório	-	8646,29	13	-
R1	20,8%	7108,02	12,5	17,8%
R1 e R2	46,5%	4969,58	14	42,5%
R1, R2 e R3	58,2%	4019,85	15	53,5%
Todos	73,5%	3092,02	20	64,2%

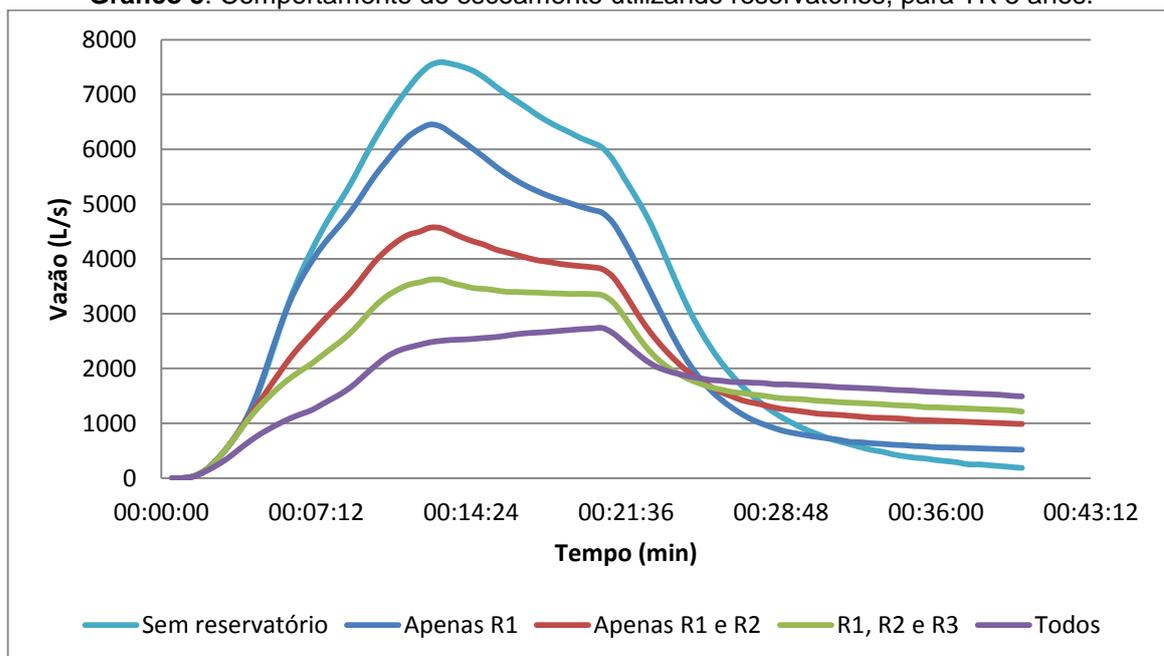
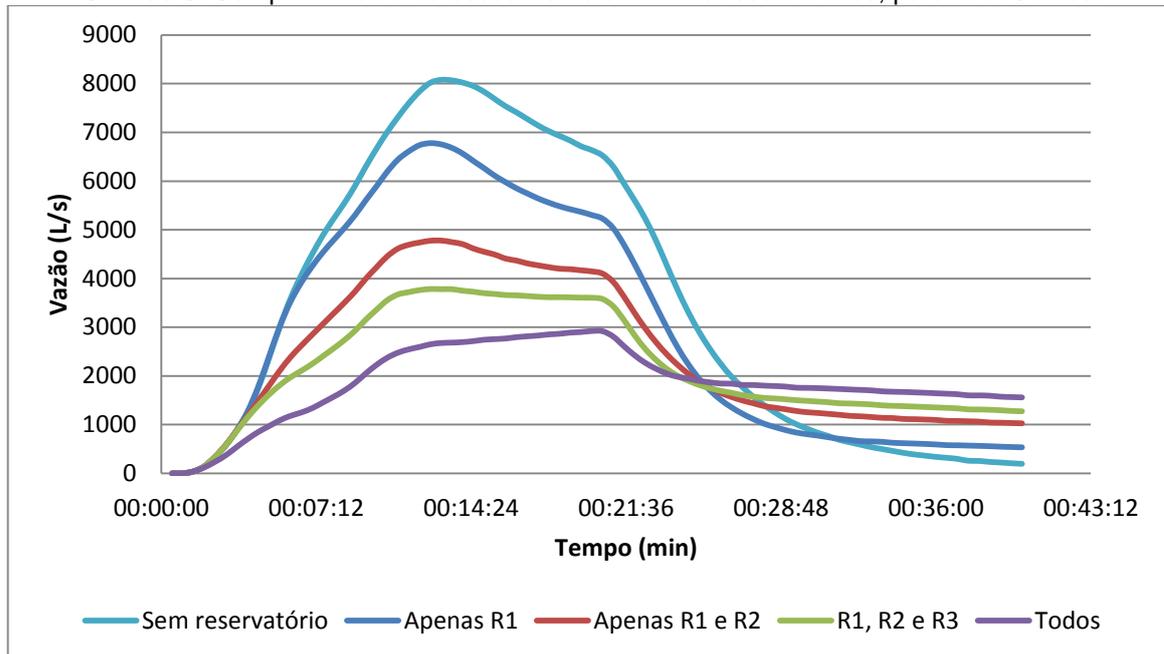
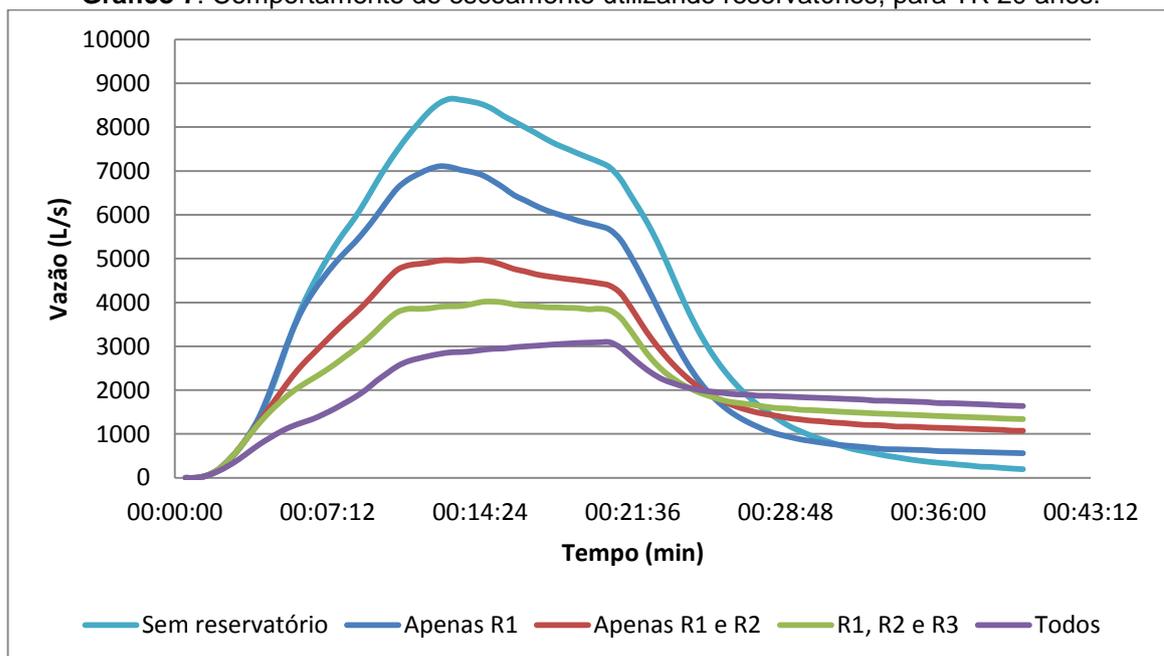
Gráfico 5: Comportamento do escoamento utilizando reservatórios, para TR 5 anos.

Gráfico 6: Comportamento do escoamento utilizando reservatórios, para TR 10 anos.**Gráfico 7:** Comportamento do escoamento utilizando reservatórios, para TR 20 anos.

Para a análise de eficiência de utilização dos reservatórios como estruturas de controle sobre o escoamento superficial, pode-se identificar que com a utilização de apenas um reservatório, o percentual de vazão amortecida não sofre grandes variações quando comparadas com as vazões geradas sem a utilização dos reservatórios. Para este caso, os percentuais de vazão amortecida variam entre 15% e 17,8% para os tempos de recorrência de 5, 10 e 20 anos. Isto se dar, pois existem

muitas áreas que não estão sobre a atuação do reservatório, sendo estas, as possíveis causadoras das vazões máximas.

Utilizando dois reservatórios, observa-se que a seus percentuais de amortecimento variam entre 39,8% e 42,5% para os tempos de recorrência de 5, 10 e 20 anos. Isto mais uma vez dar-se pois existem muitas áreas que ainda não estão sobre a atuação dos reservatórios. A mesma análise é repetida para a utilização de três reservatórios, cujo amortecimento se mantem em torno de 53% para as três intensidades de chuvas.

No entanto, utilizando os quatro reservatórios, observa-se que a eficiência no controle da vazão de pico chega a 64,2% em relação a vazão máxima sem a utilização dos reservatórios, e o tempo de ocorrência da vazão máxima no exutório é de 20 minutos. Este fato é explicado, pois com a utilização de todos os reservatórios, obtemos um maior controle sobre as vazões geradas por toda área, fazendo com que o tempo à pico se iguale ao tempo de concentração da bacia.

Na análise de eficiência de utilização dos reservatórios como estruturas de controle sobre o escoamento superficial, identifica-se que sua utilização tem o poder de reduzir, consideravelmente as vazões máximas, entretanto, suas localizações e os pequenos percentuais de áreas sob suas influencias dificultam a análise de viabilidade de suas construções. Talvez, a melhor situação para controle de vazão seria a utilização de apenas um reservatório, com maiores dimensões, localizado mais a jusante, que conseguem captar e controlar águas de toda a bacia.

5 CONCLUSÃO

A ocupação desordenada dos centros urbanos em desenvolvimento, em conjunto com os avanços da urbanização sem haver um controle, por parte das Prefeituras Municipais, principalmente por não seguir um Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, respeitando os serviços de infra-estrutura oferecidos à população, pode provocar vários impactos ambientais e à vida humana, relacionados ao aumento da vazão escoamento superficial gerada pelo aumento das áreas impermeabilizadas.

Para a análise do estudo, utilizou-se de uma área de em empreendimento particular, na região metropolitana de João Pessoa, e foi levada em consideração a ação de chuvas com períodos de retorno de 5, 10 e 20 anos. Chuvas essas, com tempo de duração adotado igual ao tempo de concentração da água na bacia, seguindo os dados do memorial descritivo do projeto de rede de drenagem de águas pluviais de 20 minutos.

Prevendo quantificar a vazão de escoamento superficial gerada devido à urbanização e ocupação, utilizamos cinco cenários para a simulação da urbanização e ocupação dos lotes no empreendimento. Para primeiro cenário, analisamos uma situação de anterior a urbanização e ocupação. Em outro cenário, foi considerado apenas os serviços de urbanização como interferentes para a geração de escoamento. No terceiro e quarto cenário, foi considerando os serviços de urbanização e dois diferentes modelos de ocupação dos terrenos. E para um último cenário, utilizando a urbanização e o modelo de ocupação mais favorável à geração do escoamento, entretanto, utilizando de estruturas de controle e amortecimento das máximas vazões (reservatórios).

Foi constatado que a vazão de escoamento superficial para o cenário de ocupação máxima é 12,63 vezes maior do que o cenário com o solo sem nenhum tipo de ocupação e urbanização, com uma redução do tempo ao pico de 10 minutos para chuvas tempo de retorno de 5 anos. Para chuvas com TR de 10 anos, houve aumento de 9,53 vezes na vazão de escoamento e redução no tempo de pico de 9,5 minutos. Para um tempo de retorno de 20 anos, obtemos uma vazão 7,53 vezes maior àquela encontrada na simulação anterior a urbanização, com redução do tempo ao pico de 9,5 minutos.

Na tentativa de amortecer o pico de vazão do escoamento, analisamos a eficiência da utilização de reservatórios, respeitando a concepção urbanística da região, distribuídos pela área do empreendimento apenas como efeito de análise de um possível planejamento urbano. Assim, constatamos que a utilização de um, dois ou três reservatórios permite uma redução parcial da vazão de pico, porém não teremos significativas modificações no tempo da ocorrência dessa vazão, visto que ainda existirão áreas que não sofrem influências do amortecimento dos reservatórios e que poderão gerar uma maior parcela para a vazão máxima no exutório. Entretanto, com o auxílio dos quatro reservatórios, obtemos uma redução da vazão de até 64,2% e o tempo para ocorrência da vazão a pico será igual ao tempo concentração da bacia.

Como recomendação para outros estudos, poderiam ter sido melhores avaliadas as locações dos reservatórios mais a montante, que recebem poucas contribuições, não possuindo significativas eficiências no amortecimento das vazões máximas, e inserir reservatórios mais robustos à jusante, que têm capacidade de amortecer as vazões geradas por toda a bacia.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BACCHI, J.M.; Avaliação de Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana Baseadas no Conceito de Desenvolvimento de Baixo Impacto, com Apoio de Modelagem Matemática. **Universidade Federal do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 2013.

BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L.; Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**. Porto Alegre, v.12, n.4, p. 5-16, 2000.

CANHOLI, J. F.; Medidas de Controle “in Situ” do Escoamento Superficial em Áreas Urbanas: Análise de Aspectos Técnicos Legais. **Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**. São Paulo, 2013.

DA SILVA, K. A.; Análise da Eficiência de Métodos de Controle de Enchentes na Atenuação de Picos de Cheias Utilizando o Modelo Computacional SWMM – Storm Water Management Model. **Universidade Federal de Goiás**. Goiania, 2007.

DE ARAGÃO, R.; FIGUEIREDO, E. E.; SRINIVASAN. V. S.; GOIS, R. S. S. Chuvas intensas no Estado da Paraíba. **In: Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste**, Natal, 2000. p. 74-85.

JOÃO PESSOA. Decreto nº 5.900, de abril de 2007. Estabelece instruções normativas de aprimoramento da legislação urbanística vigente e dá outras providências. **Lex: coletânea de legislação e jurisprudência**, João Pessoa, PB, abr. 2007.

PARANÁ. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. **Manual de Drenagem Urbana Região Metropolitana de Curitiba - PR**. v.1. 2002.

PORTO ALEGRE (Prefeitura). Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. **Plano Diretor de Drenagem Urbana**. v.6. 2005.

ROSSMAN, L. A.; SWMM Manual do Usuário. **EPA SWMM Modelo de Gestão de Drenagem Urbana**. v.5. 2012.

SÃO PAULO (Prefeitura). Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. **Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana no Município de São Paulo**. 1999.

TAKAYAMA, C.; MIYAZAWA, F. L.; YAMASAKI, W.; Exemplos de Planos Diretores de Drenagem Urbana. **Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**. São Paulo. 2009.

TARGA, M. S.; BATISTA, G. T.; DINIZ, H. N.; DIAS, N. W.; MATOS, F. C. Urbanização e escoamento superficial na bacia hidrográfica do Igarapé Tucunduba, Belém, PA, Brasil. **Ambi-Agua**, Taubaté, v.7, n. 2, p. 120-142, 2012.

TASSI, R.; Efeito de Microrreservatórios de Lote Sobre a Macro Drenagem Urbana. **Universidade Federal do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, 2002.

TOMAZ, P.; **Curso de manejo de águas pluviais**. 2010. cap. 38 e 42.

TUCCI, C. E. M.; Gerenciamento da Drenagem Urbana. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v.7, n.1, p. 5-27, 2002.

VENDRAME, I. F.; LOPES, W. A. B.; Análise do crescimento urbano e seus efeitos na mudança da dinâmica de escoamento superficial da bacia do Pararangaba. **Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto**, Goiana, 2005. p.2554-2562.

VICENTINI, T. A.; Análise do efeito da urbanização nas cheias urbanas monitoramento de bacias experimentais. **Universidade Estadual de Campinas**. Campinas, 2000.

7 ANEXOS

Tabela 6: Dimensões, declividades e largura característica de cada sub-bacia.

Sub-bacias	Área (hec)	Declividade	Largura Característica (m)
Sub-bacia 1	2,52	2,10%	717,44
Sub-bacia 2	2,05	2,10%	534,55
Sub-bacia 3	1,44	2,10%	370,34
Sub-bacia 4	3,32	2,10%	1071,62
Sub-bacia 5	2,17	2,10%	376,21
Sub-bacia 6	1,80	2,10%	469,17
Sub-bacia 7	1,29	2,10%	331,69
Sub-bacia 8	1,44	2,10%	365,02
Sub-bacia 9	2,17	2,10%	561,08
Sub-bacia 10	2,12	2,10%	568,67
Sub-bacia 11	0,95	1,48%	201,12
Sub-bacia 12	1,22	2,10%	347,86
Sub-bacia 13	0,83	1,48%	206,07
Sub-bacia 14	1,23	10,43%	215,29
Sub-bacia 15	2,92	2,10%	153,09
Sub-bacia 16	0,97	2,10%	153,14
Sub-bacia 17	1,25	2,10%	316,80
Sub-bacia 18	1,15	2,10%	300,07
Sub-bacia 19	1,80	2,10%	470,80
Sub-bacia 20	1,77	2,10%	783,72
Sub-bacia 21	0,83	2,10%	177,48
Sub-bacia 22	2,29	2,10%	737,42
Sub-bacia 23	1,81	2,10%	565,08
Sub-bacia 24	1,54	20,00%	223,85
Sub-bacia 25	1,57	1,48%	439,94
Sub-bacia 26	1,31	5,41%	253,63

Tabela 7: Informações da rede de drenagem inseridos no SWMM.

Trecho		Cotas		Comprimento (m)	Diâmetro (mm)
Início	Fim	Início	Fim		
Nó 1	Nó 2	44,18	42,47	72,75	600
Nó 2	Nó 3	42,47	41,28	82,92	800
Nó4	Nó 5	48,01	46,74	102,25	600
Nó 5	Nó 6	46,74	46,17	75,00	800
Nó 6	Nó 7	46,17	45,64	72,40	800
Nó 7	Nó 8	45,64	44,49	75,52	800
Nó 8	Nó 9	44,49	39	301,09	1000
Nó 3	Nó 9	41,28	39	580,70	1000
Nó 10	Nó 11	49,99	49,18	86,80	500
Nó 11	Nó 12	49,18	47,35	254,29	800
Nó 12	Nó 13	47,35	43,73	256,50	800
Nó 13	Nó14	43,73	38,09	126,83	800
Nó14	Nó 15	38,09	35,7	26,65	800
Nó 15	Nó 16	35,7	30,63	39,14	800
Nó 9	Nó 16	39	30,63	197,31	1200
Nó 17	Nó 18	50,72	49,16	182,77	600
Nó 18	Nó 19	49,16	47,2	246,93	600
Nó 19	Nó 20	47,2	42	198,20	600
Nó 20	Nó 21	42	32,84	67,35	800
Nó 21	Nó 22	32,84	29,43	39,48	800
Nó 16	Nó 22	30,63	29,43	214,49	1500
Nó 22	Exultório	29,43	27,26	199,17	1500

Tabela 8: Cálculos dos hietogramas usando o método dos blocos alternados.

Tempo (min)	Intensidade da chuva (mm/h)	Intensidade (mm)	Diferenças da coluna 3 (mm)	Ordem decrescente da coluna 4 (mm)	Precipitação no intervalo (mm)
TR =5 anos; td = 20min					
2	124,08	4,14	4,14	4,14	2,25
4	116,69	7,78	3,64	3,64	2,48
6	110,65	11,07	3,29	3,29	2,80
8	105,59	14,08	3,01	3,01	3,29
10	101,25	16,88	2,80	2,80	4,14
12	97,48	19,50	2,62	2,62	3,64
14	94,16	21,97	2,48	2,48	3,01
16	91,21	24,32	2,35	2,35	2,62
18	88,56	26,57	2,25	2,25	2,35
20	86,16	28,72	2,15	2,15	2,15
TR =10 anos; td = 20min					
2	131,79	4,39	4,39	4,39	2,38
4	123,95	8,26	3,87	3,87	2,63
6	117,53	11,75	3,49	3,49	2,97
8	112,15	14,95	3,20	3,20	3,49
10	107,54	17,92	2,97	2,97	4,39
12	103,54	20,71	2,78	2,78	3,87
14	100,02	23,34	2,63	2,63	3,20
16	96,88	25,83	2,50	2,50	2,78
18	94,07	28,22	2,38	2,38	2,50
20	91,52	30,51	2,29	2,29	2,29
TR =20 anos; td = 20min					
2	139,98	4,67	4,67	4,67	2,53
4	131,65	8,78	4,11	4,11	2,79
6	124,84	12,48	3,71	3,71	3,16
8	119,12	15,88	3,40	3,40	3,71
10	114,23	19,04	3,16	3,16	4,67
12	109,98	22,00	2,96	2,96	4,11
14	106,23	24,79	2,79	2,79	3,40
16	102,90	27,44	2,65	2,65	2,96
18	99,91	29,97	2,53	2,53	2,65
20	97,21	32,40	2,43	2,43	2,43

Tabela 9: Grupos hidrológicos de solo.

Grupo	Significado
A	Escoamento superficial pontencialmente baixo. Solos com uma taxa de infiltração alta, mesmo quando completamente saturados e principalmente profundos; areia drenada excessivamente ou cascalhos.
B	Solos com uma taxa de infiltração moderada, quando completamente saturado e, principalmente, com profundidade moderada a profundo; solos moderadamente drenados a bem drenados; solos com textura moderadamente fina a moderadamente grosseira. Por exemplo, solo lemo-arenoso.
C	Solos com taxa de infiltração lenta quando completamente saturados e consistindo, principalmente, de solos com uma camada que impede o movimento descendente da água ou solos com uma textura moderadamente fina a textura fina. Por exemplo, solo lemo argiloso, argilo arenoso com profundidade rasa.
D	Potencial de escoamento superficial alto. Solos com taxa de infiltração muito lenta, quando completamente saturados e consistindo, principalmente, de solos argilosos com um alto potencial de expansão; solos com um lençol freático permanente alto; solos com camada de argila na, ou próxima à, superfície, e solos rasos sobre material quase impermeável.

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário)

Tabela 10: Valor da Curva Número.

Descrição do uso de terra	Classes Hidrológicas do Solo – NRCS			
	A	B	C	D
Terra cultivada				
• Sem tratamento para conservação	72	81	88	91
• Com tratamento para conservação	62	71	78	81
Pastagem				
• Condição ruim	68	79	86	89
• Condição boa	39	61	74	80
Campo				
• Condição boa	30	58	71	78
Floresta				
• Densidade baixa, coberturas pobres, sem cobertura	45	66	77	83
• Boa cobertura	25	55	70	77
Espaços abertos, gramados, parques, campos de golfe, cemitérios, etc.				
• Condição boa: cobertura de grama em 75% ou mais da área	39	61	74	80
• Condição justa: cobertura de grama em 50 – 75% da área	49	69	79	84
Áreas comerciais e de negócios (85% impermeáveis)	89	92	94	95
Distritos industriais (72% impermeáveis)	81	88	91	93
Residencial				
Tamanho médio do lote (% impermeáveis)				
• 0,05ha ou menos (65)	77	85	90	92
• 0,10ha (38)	61	75	83	87
• 0,13ha (30)	57	72	81	86
• 0,20ha (25)	54	70	80	85
• 0,40ha (20)	51	68	79	84
Estacionamentos pavimentados, telhados, calçadas, etc.	98	98	98	98
Ruas e estradas				
• Pavimentada com meio fio e drenagem	98	98	98	98
• Em cascalho	76	85	89	91
• Sujas	72	82	87	89

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário)

Tabela 11: Coeficientes de Manning para escoamento em superfícies livres.

Superfície	<i>n</i>
Asfalto liso	0,011
Concreto liso	0,012
Concreto normal	0,013
Madeira	0,014
Tijolo com cimento	0,014
Cerâmica	0,015
Cimento com superfície de pedregulho	0,024
Solo em pousio	0,05
Solos Cultivados	
• Cobertos de resíduos <20%	0,06
• Cobertos de resíduos >20%	0,17
Campo (natural)	0,13
Gramma	
• Curta, pradaria	0,15
• Densa	0,24
• Gramma-bermudas	0,41
Floresta	
• Vegetação rasteira leve	0,40
• Vegetação rasteira densa	0,80

(SWMM 5.0 - Manual do Usuário)