



Águas Pluviais

Guia do profissional em treinamento

Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental - ReCESA



É impossível haver desenvolvimento saudável sem uma população saudável (...) Atenção especial deve ser dedicada (...) a políticas abrangentes e sustentáveis de abastecimento de água, que garantam água potável segura e um saneamento que impeça tanto a contaminação microbiana como química

Agenda 21, Capítulo 6



Promoção Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental - ReCESA

Realização Núcleo Centro-Oeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – NuReCO

Instituições Integrantes do NuReCO Universidade de Brasília (líder) | Universidade Federal de Mato Grosso do Sul | Universidade Federal de Goiás

Financiamento Financiadora de Estudos e Projetos/CT-Hidro do Ministério da Ciência e Tecnologia | Fundação Nacional de Saúde do Ministério da Saúde | Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades

Apoio Organizacional Programa de Modernização do Setor de Saneamento - PMSS

Comitê Gestor da ReCESA

- Ministério das Cidades
- Ministério da Ciência e Tecnologia
- Ministério do Meio Ambiente
- Ministério da Educação
- Ministério da Integração Nacional
- Ministério da Saúde
- Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES)
- Caixa Econômica Federal (CAIXA)

Comitê Consultivo da ReCESA

- Associação Brasileira de Captação e Manejo de Águas de Chuvas – ABCMAC
- Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES
- Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH
- Associação Brasileira de Resíduos Sólidos e Limpeza Pública – ABLP
- Associação das Empresas de Saneamento Básico Estaduais – AESBE
- Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento – ASSEMAE
- Conselho de Dirigentes dos Centros Federais de Educação Tecnológica - Concefet
- Conselho Federal de Engenharia Arquitetura e Agronomia – CONFEA
- Federação de Órgãos para a Assistência Social e Educacional – FASE
- Federação Nacional dos Urbanitários – FNU
- Fórum Nacional dos Comitês de Bacias Hidrográficas – Fncbhs
- Fórum Nacional de Pró-Reitores de Extensão das Universidades Públicas Brasileiras – Forproex
- Fórum Nacional de Lixo e Cidadania
- Frente Nacional pelo Saneamento Ambiental – FNSA
- Instituto Brasileiro de Administração Municipal – IBAM
- Organização Pan-Americana de Saúde – OPAS
- Programa Nacional de Conservação de Energia – PROCEL
- Rede Nacional de Capacitação em Recursos Hídricos – Cap-Net Brasil

Parceiros do NuReCO

- CAESB - Companhia de Saneamento Ambiental do distrito Federal
- EEC- UFG - Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.
- SEMADES - Secretaria Municipal de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
- NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital do Brasil
- SANESUL - Empresa de Saneamento de Mato Grosso do Sul S.A.
- SANEAGO - Saneamento de Goiás S.A.
- SANECAP - Companhia de Saneamento da Capital
- ÁGUAS DE GUARIROBA

Curso Básico de Hidrologia Urbana: nível 3 / Costa, Alfredo Ribeiro da; Siqueira, Eduardo Queija de; Menezes Filho, Frederico Carlos Martins De. Brasília: ReCESA 2007.

130 p.; il

Nota: Realização do NuReCO: Núcleo Regional Centro-Oeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental e coordenação de José Goes Vasconcelos Neto, Carlos Nobuyoshi Ide e Eduardo Queija de Siqueira

1. Hidrologia.
2. Saneamento
3. Capacitação profissional

Conselho Editorial Temático

Professor Nestor Aldo Campana – UnB

Professor Jorge Luiz Steffen – UFMS

Professor Klebber Teodomiro M. Formiga – UFG

Elaboração deste guia

Professor Alfredo Ribeiro da Costa

Professor Eduardo Queija de Siqueira

Engenheiro MSc. Frederico Carlos Martins de Menezes Filho

Revisores

Professor Sérgio Koide - UnB

Professor Nabil Joseph Eid - UnB

Projeto Gráfico – NUCASE / ReCESA

Diagramação – NuReCO / ReCESA

APRESENTAÇÃO DA ReCESA

É impossível haver desenvolvimento saudável sem uma população saudável;(…) Atenção especial deve ser dedicada (...)a políticas abrangentes e sustentáveis de abastecimento de água, que garantam água potável segura e um saneamento que impeça tanto a contaminação microbiana como química

Agenda 21, Capítulo 6

A Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – ReCESA – tem o propósito de reunir, articular e integrar um conjunto de instituições e entidades com o objetivo de promover o desenvolvimento institucional do setor mediante soluções de capacitação, intercâmbio técnico e extensão tecnológica.

A ReCESA rede estruturou-se em Núcleos Regionais em cada uma das regiões brasileiras, constituídos conforme as orientações e diretrizes da Chamada Pública MCT/FINEP/CT-HIDRO – CAPACITAÇÃO – 01/2005. Essa iniciativa foi financiada com recursos da Financiadora de Estudos e Projetos do Ministério da Ciência e Tecnologia (CT-HIDRO), da Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades e da Fundação Nacional de Saúde do Ministério da Saúde. Cada Núcleo Regional foi estruturado a partir da parceria com operadoras de serviços de saneamento e outras entidades do setor que trabalhando em conjunto buscam desenvolver atividades na área da capacitação, mantendo um enfoque multidisciplinar e integrado no conjunto das temáticas que integram o campo do saneamento, a saber: abastecimento de água, esgotamento sanitário, gestão integrada dos resíduos sólidos e manejo integrado das águas pluviais urbanas.

Para que a atuação dos núcleos regionais esteja em sintonia com os princípios da rede, estes devem ter abrangência temática e capilaridade regional, atuando em todas as frentes das ações de saneamento, considerando-se as políticas e técnicas de manejo, tratamento e disposição específicas para cada tema e apropriadas para cada região. Dessa forma, os Núcleos Regionais buscam promover a formação e a capacitação dos profissionais que atuam no setor, assim como as políticas públicas que disciplinam a intervenção de todos os agentes envolvidos nos diferentes componentes do saneamento.

A constituição dos núcleos regionais foi a primeira etapa de um processo continuado de estruturação da ReCESA, que deve ser gradativamente ampliada para adesão de outras instituições e entidades, inclusive aquelas de atuação nacional. É objetivo geral da rede desenvolver todas as temáticas relacionadas à gestão e operação dos serviços de saneamento por meio de ações destinadas a:

- Mobilizar e articular entidades gestoras, prestadores de serviços, instituições de ensino, pesquisadores, técnicos e organizações específicas do setor;
- Promover a capacitação dos agentes envolvidos nas atividades de saneamento;
- Apoiar o desenvolvimento e facilitar a difusão e o intercâmbio de políticas, boas práticas e técnicas apropriadas;
- Apoiar a produção, a disseminação e o intercâmbio de conhecimento, integrando pessoas e instituições através de comunidades virtuais;
- Apoiar a implantação de políticas públicas supe-radoras dos problemas de saneamento.

A retomada dos investimentos no setor e o estabelecimento de regras claras para o saneamento são compromissos assumidos pelo governo federal para atingir a universalização do acesso e a melhoria da qualidade da prestação dos serviços. Para isso, será fundamental o investimento em capacitação dos gestores, reguladores, prestadores de serviços e dos próprios usuários. Dá-se um enfoque especial das atividades será nos prestadores de serviços pela carência de iniciativas de capacitação para esse segmento de trabalhadores, a despeito da grande importância que os mesmos têm no universo do saneamento.

Texto baseado na
“Concepção Geral da Rede Nacional de Capacitação e
Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental “
Documento do GT – Capacitação

O NuReCO

O NuReCO – Núcleo Regional Centro-Oeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental – tem por objetivo o desenvolvimento de atividades de capacitação de profissionais da área de saneamento nas unidades da federação que compõe a região centro-oeste brasileira.

As metas que o NuReCO busca atingir são:

1. Diagnosticar o público-alvo, oferta e demanda de atividades de capacitação e de extensão tecnológica em saneamento na região Centro-Oeste.
2. Realizar atividades de capacitação e de extensão tecnológica em saneamento
3. Construir uma proposta/plano de capacitação e certificação de operadores.
4. Desenvolvimento e produção de material didático.
5. Desenvolvimento preliminar de instrumento para avaliação das atividades de capacitação.
6. Elaborar ferramentas institucionais para divulgação das atividades de capacitação do núcleo.

O NuReCO é coordenado pela Universidade de Brasília – UnB – tendo como instituições co-executoras a Universidade Federal de Mato Grosso do Sul e a Universidade Federal de Goiás. Atendendo os quesitos de abrangência temática e de capilaridade regional, as universidades que integram o NuReCO têm como parceiros prestadores de serviços de saneamento e entidades específicas do setor.

Coordenação Institucional do NuReCO

OS GUIAS

A coletânea de materiais didáticos produzidos e apresentados pelo NuReCO é composta por 32 guias que serão utilizados em oficinas de capacitação em saneamento. São dez guias relacionados à área de abastecimento de água, cinco tratando de temas em sistemas de esgotamento sanitário, oito materiais didáticos na área de manejo de águas pluviais, sete versando sobre o tema de manejo de resíduos sólidos e dois sobre temas que perpassam diversas dimensões do saneamento, denominados temas transversais.

Dentre as diversas metas estabelecidas pelo NuReCO, o desenvolvimento de matérias didáticas no formato de Guias para Profissionais em Treinamento merece destaque. Tais materiais didáticos objetivam ser o apoio as oficinas de capacitação em saneamento para trabalhadores que com níveis de escolaridade desde o primeiro grau incompleto até o nível superior. Cabe aqui ressaltar o papel do Núcleo Sudeste de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento – NUCASE – no desenvolvimento de uma identidade visual e abordagens pedagógicas que são adotadas nos guias utilizados pelo NuReCO. Como resultado, busca-se estabelecer um diálogo e troca de conhecimentos entre profissionais em treinamento e instrutores. Para isso, cuidados especiais foram tomados com a forma de abordagem de conteúdos, tipos de linguagem e recursos de interatividade.

Coordenação Institucional do NuReCO

Sumário

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	6
EFEITOS DA URBANIZAÇÃO SOBRE O ESCOAMENTO	7
BACIA HIDROGRÁFICA	11
CAPÍTULO 2 - EQUAÇÕES DE CHUVA.....	14
EQUAÇÕES DE CHUVA PARA GOIÁS E SUL DO TOCANTINS	14
RELAÇÃO I-D-F OBTIDA COM BASE EM PFAFSTETTER (1982)	17
HIETOGRAMA DE PROJETO BASEADO NO MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS	22
CAPÍTULO 3 - HIDROGRAMA.....	26
TEMPO DE CONCENTRAÇÃO.....	26
EQUAÇÃO DE KIRPICH	27
<i>Equações de Kerby e George Ribeiro.....</i>	28
VALORES RECOMENDADOS PARA PROJETOS DE DRENAGEM URBANA	30
PERÍODO DE RETORNO	31
EXEMPLOS DE PERÍODOS DE RETORNO UTILIZADOS EM PROJETOS	31
EQUAÇÃO DE LOCAÇÃO.....	32
COEFICIENTE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL	34
FÓRMULA RACIONAL.....	38
CURVAS TEMPO-ÁREA	38
<i>Histograma Tempo-Área.....</i>	38
<i>Exemplo de Aplicação.....</i>	39
HIDROGRAMA UNITÁRIO	43
<i>Hipóteses de Sherman.....</i>	43
<i>Exemplo de Aplicação do HU.....</i>	44
<i>Método do Hidrograma Unitário do NRCS.....</i>	48
<i>Cálculo das Ordenadas do Hidrograma Unitário.....</i>	56
<i>Hietograma de Precipitações Efetivas.....</i>	58
OBTENÇÃO DO HIDROGRAMA DE PROJETO COM EMPREGO DA CONVOLUÇÃO DE HIDROGRAMAS.....	60
CAPÍTULO 4 - DRENAGEM URBANA	65
ETAPAS E CONCEITOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS.....	69
PREENCHIMENTO DA PLANILHA DE CÁLCULO DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	76
EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE GALERIAS DE ÁGUAS PLUVIAIS	80
CAPÍTULO 5 - TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS NO CONTROLE DE CHEIAS URBANAS	87
MICRO-RESERVATÓRIO DOMICILIAR	88
PAVIMENTOS PERMEÁVEIS.....	97
BACIAS DE DETENÇÃO E DE RETENÇÃO.....	101
TRINCHEIRAS DE INFILTRAÇÃO.....	104
CAPÍTULO 6 - QUALIDADE DAS ÁGUAS DE DRENAGEM	107
INTRODUÇÃO	107
POLUIÇÃO DAS ÁGUAS DE DRENAGEM.....	108
MODELOS DE QUALIDADE DAS ÁGUAS DE DRENAGEM	113
CONTROLE E TRATAMENTO DE ÁGUAS DE DRENAGEM.....	120
ANOTAÇÕES	126
REFERÊNCIAS.....	128

Capítulo 1 - Introdução

No início do século XX, prevalecia o conceito higienista que já vinha desde o século XIX, com origem na Europa (Silveira, 1998), em que as águas, de chuva ou mesmo de esgotos sanitários, deveriam ser conduzidas “rio abaixo”, afastando ou diminuindo a probabilidade de contaminação. Esse conceito ainda prevaleceu na etapa seguinte quando se buscou equacionar, isto é, dimensionar os condutos de drenagem, como são os canais e as galerias de águas pluviais. Na década de 1970, entretanto, o conceito de “drenagem urbana” começou a dar lugar ao de “hidrologia urbana”, onde a tônica de “se livrar das águas”, empurrando o problema para o vizinho logo a jusante, mostrou-se superada.

Surgiu, então, o conceito de técnicas compensatórias com o intuito de diminuir os picos de cheia, compreendendo desde pavimentos permeáveis e calçadas ecológicas (Figuras 1.1 e 1.2) a micro-reservatórios domiciliares. Por outro lado, as alternativas não-estruturais, envolvendo legislação ou planos diretores, em desenvolvimento e presentes nas grandes cidades brasileiras passaram a fornecer diretrizes para o enfrentamento do crescimento urbano caótico e desordenado que é o principal agravante dos problemas urbanos, como as enchentes cada vez mais freqüentes. A redução dos processos de infiltração provocou o aumento dos volumes escoados superficialmente, bem como a aceleração do escoamento e o aumento dos picos dos hidrogramas.



Figura 1.1 - Pavimento permeável - concregrama no Setor Bueno em Goiânia



Figura 1.2 - Calçada ecológica no Setor Bueno em Goiânia

Efeitos da Urbanização Sobre o Escoamento

A partir da segunda metade do século XX, a intensa concentração da população em áreas urbanas manifestou-se como um fenômeno mundial, inclusive no Brasil. Constatou-se um aumento considerável no fluxo do campo em direção às cidades, agravando os problemas de infra-estrutura urbana, com forte impacto no saneamento básico, aí incluída a drenagem urbana.

Segundo Soares apud Leitão e Thomé (2006), a população brasileira aumentou em mais de cem milhões de habitantes em quarenta anos. Este aumento é equivalente à inclusão simultânea das populações da Inglaterra, Espanha, Áustria e Dinamarca.

Consoante o CENSO DEMOGRÁFICO 2000 (2001) têm-se, como apontam os dados atualmente no Brasil, 81% da população concentrados em áreas urbanas. O forte adensamento populacional e os problemas relacionados à drenagem urbana são, então, evidenciados e potencializados especialmente nos períodos chuvosos. Há alagamentos de ruas, transbordamentos de poços de visita, inundações de loteamentos clandestinos situados às margens dos cursos d'água e deslizamentos de encostas.

Muitas vezes, soluções localizadas destinadas a equipamentos de infra-estrutura, como o sistema viário, acabam gerando problemas que repercutem em outras partes da infra-estrutura, em específico, o sistema de drenagem urbana. Um exemplo clássico é o corredor para transporte coletivo da Av. Anhangüera, em Goiânia, demonstrando a aridez em que o meio urbano se transforma ao não incorporar o ambiente em que se insere no equacionamento geral do problema de transporte. Além da aridez, o corredor dos ônibus representa também uma solução de drenagem bastante sofrível, podendo-se notar na Figura 1.3 as muretas longitudinais que obrigam a água de chuva a seguir um único caminho, sem que haja bocas de lobo por várias dezenas de metros.

Contudo, quando há uma integração dos setores envolvidos sejam eles: viário, de abastecimento, de esgoto, dentre outros, em uma abordagem multidisciplinar, as soluções encontradas representam um avanço sensível em relação àquelas tomadas de forma compartimentada. Por exemplo, na canalização do córrego do Botafogo, em Goiânia, em um trecho em que foi empregado gabião, pode-se notar a vegetação de margem; sendo que o gabião é uma alternativa que permite a interação do aquífero freático com o volume escoado. Neste caso, buscou-se uma conciliação entre a necessidade de construir uma via para

desafogar o tráfego urbano por meio da Marginal do Botafogo trabalhando ainda a questão do meio ambiente (Figura 1.4).



Figura 1.3 - Solução voltada apenas ao transporte coletivo não integrada ao meio ambiente - Av. Anhangüera em Goiânia



Figura 1.4 - Transição em concreto sob viaduto seguida por gabião - córrego Botafogo em Goiânia

De maneira geral os impactos da urbanização mais perceptíveis na drenagem urbana são os relacionados a alterações no escoamento superficial gerados pela intensa impermeabilização. Na Figura 1.5, demonstram-se os efeitos da urbanização sobre o escoamento superficial, notando-se o aumento gradativo da vazão de pico e da redução da capacidade de amortecimento em função do aumento de adensamento populacional.

Em áreas que sofreram intensa urbanização, após curtos períodos de chuva, observam-se alagamentos conforme mostrado na Figura 1.6, o que infelizmente reflete uma prática comum em cidades sem um plano diretor eficaz, em função de uma compreensão precária do que significa a Hidrologia Urbana.

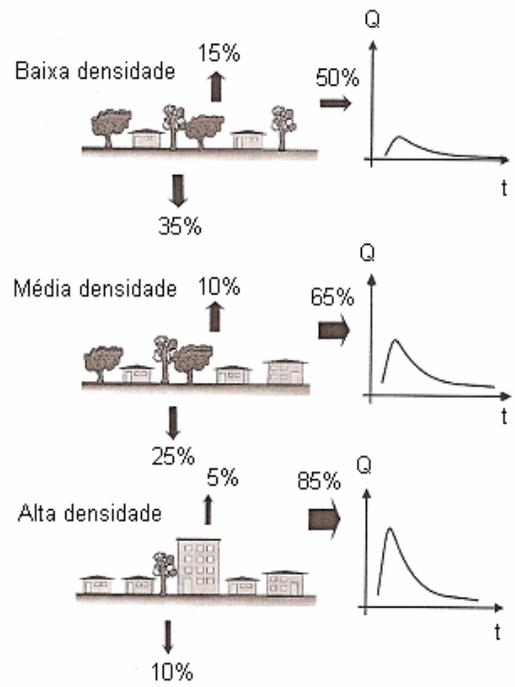


Figura 1.5 - Efeitos da urbanização sobre os padrões de escoamento superficial. Adaptado de Butler e Davies (2004) apud Parkinson e Mark (2005)



Figura 1.6 - Alagamento em via urbana - Rua 10, Setor Central - Goiânia
Outra prática agravante diz respeito à obstrução de bocas-de-lobo por detritos lançados pela população em geral, evidenciando uma

latente falta de conscientização sobre a importância dessas unidades (Figura 1.7).



Figura 1.7 - Obstrução de boca de lobo - Setor Central - Goiânia

Bacia Hidrográfica

A bacia hidrográfica é considerada a unidade de referência para os recursos hídricos. De fato, se uma tempestade atinge as cabeceiras de uma bacia, ondas de cheia se propagarão ao longo de seus rios, desde montante, até a foz do rio principal a jusante. Em outra situação, o lançamento de uma carga poluidora de curtume em um curso de água fará com que a matéria orgânica seja transportada, afetando bastante a vida aquática abaixo do ponto de lançamento, podendo causar até contaminação, enquanto que em uma bacia vizinha as águas poderão estar com bons padrões de qualidade, sem ser atingidas pelas ações fora de seus limites. É por isso que as bacias hidrográficas são consideradas boas referências para modelação matemática, modelação física e para o gerenciamento de seus recursos.

Na Figura 1.8, mostra-se a região da bacia hidrográfica do córrego do Peixoto, obtida a partir da carta de Piracanjuba(GO) do IBGE-

Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, em escala 1:100 000, com equidistância de 50 m entre as curvas de nível. Seja, por exemplo, um caminho sobre o terreno, representado por uma linha tracejada, que corta o córrego do Peixoto em uma seção “de interesse” que se deseja construir uma ponte. A delimitação da bacia situada a montante da seção transversal da futura ponte aparece destacada por uma linha preta cheia. Essa delimitação é o primeiro passo para determinar características que descrevem a bacia hidrográfica.

Acompanhando o traçado do divisor de águas, em linha preta cheia, verifica-se que uma referência bastante utilizada são as nascentes de córregos, conforme pode-se constatar na Figura 1.8, junto à Serra da Felicidade, onde os córregos de bacias vizinhas dirigem-se praticamente em sentidos opostos por causa do relevo abrupto. Ainda quando o relevo é mais suave, as nascentes permitem orientação adequada para o traçado do divisor de águas, porque há uma nítida descontinuidade da rede drenante.

Outra referência são as marcações de pontos culminantes locais, no mapa, cujas cotas topográficas são mostradas na Figura 1.8 ao lado de um “x”. Percorrendo a linha preta cheia que delimita a bacia hidrográfica, verifica-se que ela passa pelos seguintes pontos culminantes locais: 787 m, 937 m, 956 m e 791 m. Complementando as referências, constata-se que o traçado de diversas estradas encontra-se próximo à linha do divisor de águas, exatamente para evitar a construção de obras de arte especiais como são as pontes. Ou seja, muitas estradas são locadas acompanhando os divisores de água, junto ao limite de bacias.

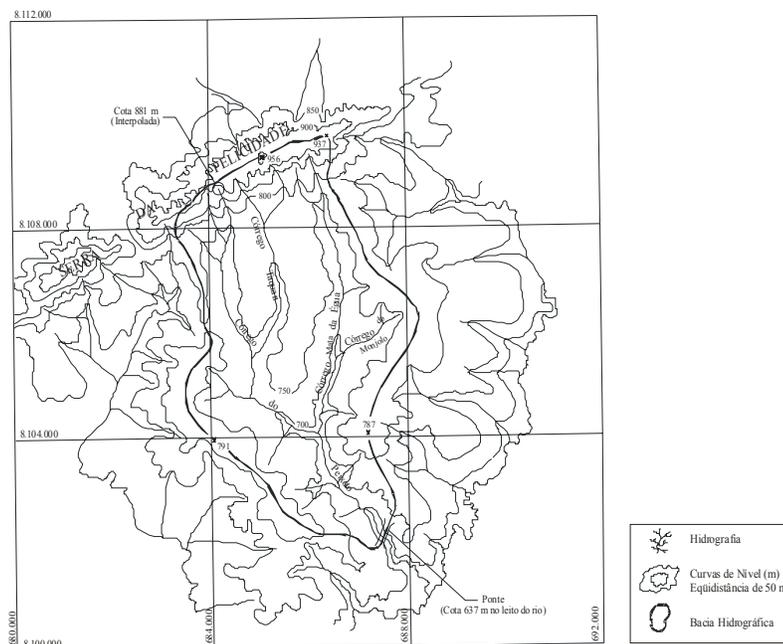


Figura 1.8 - Delimitação de uma bacia hidrográfica

Uma vez delimitada a bacia hidrográfica, a determinação da área pode ser feita com emprego de planímetro, enquanto o perímetro é medido com a utilização de um curvímeter. Outro processo é o emprego de computador com auxílio de scanner e Auto-CAD.

Para a bacia hidrográfica do córrego do Peixoto, delimitada na Figura 1.8, utilizou-se planímetro para medir a área de 24,5 km² e com um curvímeter chegou-se ao perímetro de 21 km.

No caso de bacias urbanas em que se vise à elaboração de um projeto de drenagem, faz-se necessário o levantamento topográfico da área, a partir do qual serão delimitadas as sub-bacias e o sentido de escoamento das águas pluviais em cada rua, avenida e lote.

Capítulo 2 - Equações de Chuva

As equações de chuva são de grande importância para os projetos de drenagem em geral, como a drenagem urbana, drenagem de estradas, canalização de córregos, terraceamento de áreas agrícolas, dimensionamento de vertedores de barragens, estudos de erosão, dentre outros.

De acordo com Tucci (1993), esse dimensionamento é realizado tendo por base a precipitação máxima, que é a ocorrência extrema, com duração, distribuição temporal e espacial crítica para uma área ou bacia hidrográfica. O estudo das precipitações máximas é uma das formas de se determinar a vazão de enchente de uma bacia.

Uma das maneiras de se determinar a precipitação máxima é a curva i-d-f. A partir de registros pluviográficos, relacionando intensidades e durações de chuvas, verifica-se que precipitações mais intensas ocorrem com duração pequena, assim como, quanto menor o risco dessas tormentas ocorrerem, maior a intensidade. Com os dados pluviográficos do local de interesse ou com estimativa baseada nos dados dos postos vizinhos, determina-se a função $i = f(t, p)$, onde i é intensidade, t , duração, e p , probabilidade (Tucci, 1993).

Equações de Chuva para Goiás e Sul do Tocantins

Na Tabela 2.1 encontram-se os locais, as coordenadas geográficas e os parâmetros **b**, **c**, **B1**, **B2** referentes a 126 pontos de Goiás, sul do Tocantins, além de Alto Garças situada em Mato Grosso, cujas equações de chuva foram espacializadas, conforme Costa e Prado (2003), após um amplo trabalho de interpretação de pluviogramas e montagem de equações envolvendo uma equipe de pesquisadores.

As Equações 2.1 e 2.2 mostram a forma do relacionamento entre a intensidade i , a duração t e o período de retorno T , notando-se a seguir as respectivas unidades aqui empregadas. Na escolha da equação, deve-se ter claro o período de retorno T que se adotará, em função das características do projeto. Os parâmetros α , β , γ , δ são constantes determinadas para toda a região.

As 126 equações de chuva constantes dos resultados, Tabela 2.1, representam um recurso totalmente apoiado em registros pluviográficos para estimar intensidades e, por conseguinte, alturas de chuva a partir de dados da duração t da chuva, na faixa de 5min a 1440min, e do período de retorno T , na faixa de 1 ano a 100 anos, visando às aplicações práticas em projetos de drenagem em geral nos locais estudados do cerrado goiano e sul do Estado do Tocantins.

$$i = \frac{B1 * (T^{\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}})^\delta}{(t + c)^b} \quad \text{válida para } 1 \text{ ano} \leq T \leq 8 \text{ anos (2.1)}$$

$$i = \frac{B2 * T^\alpha}{(t + c)^b} \quad \text{válida para } 8 \text{ anos} < T \leq 100 \text{ anos (2.2)}$$

Onde, α , β , γ , δ são parâmetros regionais constantes e que dependem apenas do período de retorno;

B , b , c são parâmetros que descrevem características locais;

i é a intensidade máxima de chuva (mm/min);

t é a duração (min);

T é o período de retorno (ano);

$\alpha = 0,14710$;

$\beta = 0,22$;

$\gamma = 0,09$;

$$\delta = 0,62740$$

A montagem das equações para um local de interesse, a partir da Tabela 2.1, é imediata. Sejam, por exemplo, as equações de chuva para o primeiro local listado, Abadiânia:

$$i = \frac{36,726 * (T^{0,14710 + \frac{0,22}{T^{0,09}}})^{0,62740}}{(t + 18,861)^{0,89751}}$$

válida para 1 ano $\leq T \leq$ 8 anos (2.3)

$$i = \frac{41,5834 * T^{0,14710}}{(t + 18,861)^{0,89751}}$$

válida para 8 anos $< T \leq$ 100 anos (2.4)

Recomenda-se a quem for utilizar os dados da Tabela 2.1 que consulte algum especialista na área de Hidrologia para indicar adequadamente a duração t e o período de retorno T a serem aplicados ao projeto. Trata-se de um cuidado fundamental para evitar um sub ou um super-dimensionamento de estruturas, ou tubulações, terraceamento de áreas agrícolas, seções de canais, dentre outras. A duração t da chuva usualmente assume o mesmo valor do tempo de concentração que por sua vez é definido como o tempo necessário para que toda a área drenada esteja contribuindo para a seção de projeto, ou seção de interesse. Já o período de retorno T é um conceito estatístico um pouco mais elaborado, definido como o período de tempo em que um determinado evento leva em média para ser igualado ou superado. Em sentido amplo, o período de retorno pode se referir a eventos de magnitudes mínimas como estiagens ou a eventos de grande magnitude como as cheias. No caso das equações de chuva o período de retorno refere-se apenas às chuvas intensas, portanto ao tempo médio em que uma chuva intensa poderá voltar a ser igualada ou superada.

Há diversas referências já normalizadas inclusive por órgãos públicos como as Instruções de Serviço para Estudo Hidrológico do DNER, IS-03, ou as Instruções de Serviço para Estudo Hidrológico do DER - GO , IS- 04. Em relação ao período de retorno T, a IS - 04 do DER-GO detalha da seguinte maneira:

Estrutura	Período de retorno T
a) bueiros de grota e drenagem superficial	5 anos
b) bueiros em bacias até 1 km ²	10 anos
c) bueiros em bacias entre 1 km ² e 5 km ²	25 anos
d) item “b” calculado como orifício	25 anos
e) bueiros em galerias em que 5 km ² < A ≤ 10 km ²	50 anos
f) item “c” calculado como orifício	50 anos
g) pontes até 100 m	50 anos
h) pontes maiores que 100 m	100 anos

Para redes de drenagem urbana, o período de retorno pode variar de T = 2 anos quando se tratar de bairros com baixa densidade populacional, até 15 a 20 anos para regiões centrais de cidades. Esses são apenas alguns exemplos da variabilidade do período de retorno, voltando a ressaltar que um especialista deve ser consultado na eleição do período de retorno T e da duração da chuva t de projeto.

Tabela 2.1 - Parâmetros Locais das Equações de Chuva

Nº	Estação	UF	Coordenadas		Parâmetros Locais			
			Latitude	Longitude	B	C	B1	B2

1	Abadiânia	GO	16° 12'	48° 42'	0,89751	18,861	36,726	41,5834
2	Acreúna	GO	17° 24'	50° 23'	0,88687	19,308	35,9094	40,6577
3	Água Limpa	GO	18° 04'	48° 46'	0,87513	18,306	33,4738	37,9011
4	Alexânia	GO	16° 05'	48° 30'	0,88559	17,799	34,1644	38,683
5	Almas	TO	11° 34'	47° 10'	0,88634	22,624	38,3411	43,4121
6	Alto Garças	MT	16° 56'	53° 32'	0,884964	15,9	33,986	38,4811
7	Alto Paraíso de Goiás	GO	14° 07'	47° 30'	0,9036	20,611	39,8815	45,1561
8	Alvorada	TO	12° 28'	49° 07'	0,89545	21,248	39,0076	44,1665
9	Alvorada do Norte	GO	14° 24'	46° 36'	0,971938	29,7	62,5067	70,774
10	Americano do Brasil	GO	16° 15'	49° 59'	0,8959	20,255	37,6381	42,6154
11	Anápolis	GO	16° 19'	48° 57'	0,92278	20,91	42,4964	48,1167
12	Anicuns	GO	16° 27'	49° 57'	0,90333	20,475	39,0037	44,1618
13	Aparecida de Goiânia	GO	16° 50'	49° 15'	0,96253	23,908	53,1178	60,1433
14	Aporé	GO	18° 59'	52° 00'	0,895754	18,4	33,9433	38,4327
15	Aragarças	GO	15° 53'	52° 15'	0,89089	20,286	37,7146	42,7001
16	Aragoiânia	GO	16° 55'	49° 27'	0,94217	22,575	47,6843	53,991
17	Araguaçu	TO	12° 55'	49° 49'	0,8996	21,441	39,735	44,9787
18	Arraias	TO	12° 55'	46° 56'	0,9013	21,67	40,0974	45,3972
19	Aruanã	GO	14° 49'	51° 10'	0,96745	37,4	67,7469	76,7073
20	Bela Vista de Goiás	GO	16° 58'	48° 57'	0,90146	18,869	37,5418	42,507
21	Bom Jesus	GO	18° 13'	49° 44'	0,88816	19,65	36,4502	41,2708
22	Britânia	GO	15° 14'	51° 10'	0,94535	32,523	57,3492	64,9337
23	Buriti Alegre	GO	18° 09'	49° 03'	0,88927	20,316	37,3705	42,313
24	Cachoeira de Goiás	GO	16° 40'	50° 39'	0,85274	17,349	29,8181	33,7612
25	Cachoeira Dourada	GO	18° 29'	49° 28"	0,88317	19,06	35,1627	39,8128
26	Caiapônia	GO	16° 57'	51° 50'	0,905207	20,7	42,3814	47,9869
27	Caldas Novas	GO	17° 44'	48° 37'	0,8544	15,209	28,6721	32,4644
28	Campo Alegre de Goiás	GO	17° 40'	47° 37'	0,803962	8,7	199,484	22,5868
29	Campos Belos	GO	13° 02'	46° 46'	0,9047	21,846	41,1313	46,1658
30	Catalão	GO	18° 11'	47° 57'	0,845718	16,3	25,9435	29,3749

31	Cavalcante	GO	13° 48'	47° 27'	0,90516	21,077	40,4819	45,836
32	Ceres	GO	15° 16'	49° 34'	0,929193	24,6	46,0204	52,1072
33	Cezarina	GO	16° 58'	49° 47'	0,91163	20,765	40,7206	46,1058
34	Chapadão do Céu	GO	18° 24'	52° 33'	0,89072	18,525	35,0738	39,7114
35	Cocalzinho de Goiás	GO	15° 48'	48° 47'	0,89748	19,509	37,2487	42,1751
36	Colinas do Sul	GO	14° 09'	48° 05'	0,90077	19,672	39,8313	45,0994
37	Conceição do Tocantins	TO	12° 13'	47° 17'	0,88828	22,33	38,437	43,5207
38	Corumbá de Goiás	GO	15° 55'	48° 49'	0,90079	19,666	37,8621	42,8696
39	Cristalina	GO	16° 46'	47° 36'	0,84012	12,872	25,3808	28,7377
40	Cristianópolis	GO	17° 12'	48° 42'	0,84512	13,163	26,4056	29,8982
41	Damolândia	GO	16° 15'	49° 22'	0,93197	22,002	45,1072	51,0728
42	Davinópolis	GO	18° 09'	47° 34'	0,83622	13,757	24,6018	27,8556
43	Diorama	GO	16° 14'	51° 15'	0,84629	17,127	28,9486	32,7766
44	Doverlândia	GO	16° 43'	52° 19'	0,89456	19,639	38,6474	43,7531
45	Edéia	GO	17° 20'	49° 56'	0,89662	20,059	37,9766	42,9987
46	Estrela do Norte	GO	13° 52'	49° 04'	0,90137	20,498	39,9116	45,1902
47	Fátima	TO	10° 45'	48° 54'	0,89915	21,455	40,7448	46,1336
48	Flores de Goiás	GO	14° 27'	47° 03'	0,92747	23,77	46,238	52,3535
49	Formosa	GO	15° 32'	47° 20'	0,821275	11,4	21,2983	24,1153
50	Goianópolis	GO	16° 31'	49° 01'	0,94454	22,47	47,9392	54,2796
51	Goianésia	GO	15° 19'	49° 07'	0,91257	22,119	41,6408	47,1458
52	Goiânia	GO	16° 40'	49° 16'	0,974711	24,8	56,7928	64,3044
53	Goianira	GO	16° 30'	49° 26'	0,95699	23,579	51,575	58,3965
54	Goiás (Cidade) Patrimônio Histórico	GO	15° 56'	50° 08'	0,89152	20,569	37,1387	42,0504
55	Goiatuba	GO	18° 00'	49° 21'	0,89912	21,728	40,3184	45,6509
56	Gurupi	TO	11° 43'	49° 04'	0,89326	21,59	39,0093	44,1686
57	Hidrolândia	GO	16° 58'	49° 14'	0,93956	22,223	46,8601	53,0579
58	Inhumas	GO	16° 21'	49° 29'	0,9393	22,476	46,9401	53,1483
59	Ipameri	GO	17° 43'	48° 09'	0,82313	11,345	22,6822	25,6822

60	Iporá	GO	16° 26'	51° 07'	0,83526	16,234	27,0702	30,6501
61	Israelândia	GO	16° 22'	50° 54'	0,822047	15,3	25,0249	28,3348
62	Itaberaí	GO	16° 01'	49° 48'	0,90595	21,228	39,876	45,1497
63	Itumbiara	GO	18° 25'	49° 13'	0,88034	18,803	34,5331	39,1004
64	Ivolândia	GO	16° 36'	50° 48'	0,84187	16,644	28,0622	31,7732
65	Jaraguá	GO	15° 45'	49° 20'	0,91353	22,02	41,6101	47,1134
66	Jataí	GO	17° 52'	51° 42'	0,89094	19,154	36,504	41,3289
67	Joviânia	GO	17° 48'	49° 36'	0,89709	21,071	39,2766	44,4711
68	Jussara	GO	15° 51'	50° 52'	0,86225	18,966	31,9606	36,1872
69	Leopoldo de Bulhões	GO	16° 37'	48° 45'	0,90393	18,86	37,7531	42,7464
70	Luziânia	GO	16° 15'	47° 57'	0,85926	15,103	25,6563	32,4599
71	Minaçu	GO	13° 31'	48° 13'	0,89914	20,305	39,3432	44,5467
72	Mineiros	GO	17° 34'	52° 33'	0,89099	18,799	36,726	41,5802
73	Miracema do Tocantins	TO	09° 34'	48° 23'	0,914377	21,2	45,2219	51,203
74	Montividiu	GO	17° 27'	51° 10'	0,88703	19,282	36,4036	41,2182
75	Montividiu do Norte	GO	13° 07'	48° 36'	0,89857	20,532	39,2918	44,4883
76	Morrinhos	GO	17° 46'	49° 08'	0,916343	24,9	46,7508	52,9342
77	Mossâmedes	GO	16° 08'	50° 13'	0,8821	19,621	35,1126	39,756
78	Mozarlândia	GO	14° 45'	50° 34'	0,93274	28,996	51,3905	58,1872
79	Mundo Novo	GO	13° 47'	50° 17'	0,90862	23,231	42,3609	47,963
80	Natividade	TO	11° 37'	47° 44'	0,882673	23,3	38,0609	43,095
81	Niquelândia	GO	14° 28'	48° 27'	0,904883	19,5	41,6062	47,1091
82	Nova Crixás	GO	14° 06'	50° 20'	0,91264	24,064	43,6326	49,4029
83	Novo Brasil	GO	16° 02'	50° 43'	0,84468	17,135	28,6076	32,391
84	Novo Planalto	GO	13° 15'	49° 30'	0,89995	21,187	39,6849	44,9334
85	Orizona	GO	17° 02'	48° 18'	0,81524	9,7508	21,5038	24,3479
86	Ouvidor	GO	18° 14'	47° 50'	0,84445	15,923	25,7698	29,1782
87	Padre Bernardo	GO	15° 09'	48° 17'	0,88744	18,386	35,5063	40,2024
88	Palmas	TO	10° 10'	48° 19'	0,90921	21,261	43,6452	49,4178
89	Palmeiras de Goiás	GO	16° 48'	49° 55'	0,90533	20,42	39,3791	44,5869
90	Palmeirópolis	TO	12° 59'	48° 24'	0,89603	20,912	38,9407	44,0909
91	Palminópolis	GO	16° 48'	50° 10'	0,88714	19,415	35,84	40,5797

92	Paraíso do Tocantins	TO	10° 10'	48° 52'	0,90752	21,235	43,0463	48,7514
93	Paraná	TO	12° 36'	47° 52'	0,89178	21,689	38,6379	43,748
94	Peixe	TO	12° 03'	48° 32'	0,88984	21,99	38,5713	43,6725
95	Petrolina de Goiás	GO	16° 06'	49° 20'	0,91764	21,369	41,9654	47,5157
96	Pilar de Goiás	GO	14° 46'	49° 35'	0,91402	22,725	42,506	48,1279
97	Pindorama	TO	11° 08'	47° 34'	0,88623	22,707	38,4531	43,5388
98	Piracanjuba	GO	17° 18'	49° 01'	0,88895	19,233	36,467	41,2668
99	Piranhas	GO	16° 26'	51° 49'	0,88952	19,811	37,8347	42,8333
100	Pirenópolis	GO	15° 51'	48° 58'	0,90482	20,29	38,9751	44,1299
101	Pires do Rio	GO	17° 20'	48° 15'	0,799432	8	19,3264	21,8826
102	Planaltina	GO	15° 27'	47° 36'	0,83414	12,713	23,5089	26,6182
103	Pontalina	GO	17° 32'	49° 27'	0,90315	21,868	41,0844	46,5182
104	Porangatu	GO	13° 26'	49° 08'	0,89972	20,803	39,551	44,7817
105	Porto Nacional	TO	10° 42'	48° 25'	0,8976	21,655	40,5714	45,9373
106	Quirinópolis	GO	18° 26'	50° 27'	0,88535	18,78	34,9388	39,5644
107	Rio Quente	GO	17° 46'	48° 46'	0,87358	17,969	33,2113	37,6038
108	Rio Verde	GO	17° 47'	50° 55'	0,88655	19,081	35,733	40,457
109	Sanclerlândia	GO	16° 12'	50° 19'	0,86946	18,712	32,7447	37,0751
110	Santa Helena de Goiás	GO	17° 48'	50° 35'	0,88671	19,134	35,6747	40,4673
111	Santa Rita do Araguaia	GO	17° 20'	53° 12'	0,88638	16,858	34,7485	39,3435
112	Santa Terezinha de Goiás	GO	14° 26'	49° 42'	0,90935	22,391	41,7552	47,2777
113	São Domingos	GO	13° 23'	46° 19'	0,9174	22,959	43,8038	49,5973
114	São Luiz de Montes Belos	GO	16° 31'	50° 22'	0,86556	18,214	31,954	36,1797
115	São Miguel do Araguaia	GO	13° 16'	50° 09'	0,90313	22,109	40,6915	46,073
116	São Miguel do Passa Quatro	GO	17° 04'	48° 40'	0,85401	13,975	27,8426	31,5251
117	São Simão	GO	18° 59'	50° 32'	0,88455	18,478	34,3232	38,8624
118	Senador Canedo	GO	16° 42'	49° 06'	0,96005	23,655	52,3052	59,2232
119	Serranópolis	GO	18° 18'	51° 58'	0,89197	18,656	34,9153	39,5301

120	Silvânia	GO	16° 40'	48° 36'	0,88139	16,702	32,9149	37,2682
121	Trindade	GO	16° 38'	49° 29'	0,95714	23,291	51,6329	58,4619
122	Uruaçu	GO	14° 31'	49° 08'	0,90429	20,662	40,4604	45,8117
123	Uruana	GO	15° 30'	49° 41'	0,92365	23,888	44,57	50,4648
124	Varjão	GO	17° 03'	49° 38'	0,91659	21,055	41,8	47,3525
125	Vianópolis	GO	16° 44'	48° 30'	0,86138	14,694	29,0439	32,885
126	Vila Boa	GO	15° 02'	47° 04'	0,87195	16,943	31,0091	35,11

Relação i-d-f Obtida com Base em Pfafstetter (1982)

Pfafstetter (1982) publicou originalmente em 1957 pelo extinto DNOS - Departamento Nacional de Obras de Saneamento o trabalho Chuvas Intensas no Brasil, que permite estimar a intensidade de chuva a ser utilizada em projeto com base em gráficos e em tabelas. O trabalho de Pfafstetter ainda hoje é a maior referência brasileira para se obter intensidades de chuva, em qualquer unidade da Federação. O estudo dele abrangeu 98 locais.

Hietograma de Projeto Baseado no Método dos Blocos Alternados

O hietograma de projeto é uma seqüência de intensidades de chuva que descrevem a entrada de água na bacia contribuinte, para a qual determinada obra deve ser projetada. Aqui, focalizar-se-á o Método dos Blocos Alternados que consiste em três etapas:

- a) discretizar o tempo de concentração em intervalos de tempo iguais, geralmente em seis intervalos, e para cada intervalo calcular a precipitação correspondente através de relações i-d-f;
- b) determinar os incrementos de alturas de chuva correspondentes a cada intervalo de tempo;

c) rearranjar os incrementos de alturas de chuva em blocos ordenados pelas magnitudes: 6-4-3-1-2-5, sendo a maior altura correspondente ao bloco 1, decrescendo até o bloco 6.

Originalmente, a seqüência proposta pelo Bureau of Reclamation tem a estrutura 5-3-1-2-4-6. Entretanto, referências como Tucci (2004) e também no Caderno de Encargos da Prefeitura Municipal de Porto Alegre (DEP/DOP,2005) alteraram a posição do maior incremento de precipitação do terceiro para o quarto intervalo. Assim, a seqüência mencionada passa a ser 6-4-3-1-2-5. Observou-se que tal arranjo leva a uma superior maximização da vazão de projeto. Caso haja um maior número de blocos, mantém-se a seqüência 6-4-3-1-2-5 na parte central, continuando o ordenamento com os blocos ímpares à direita e os pares à esquerda.

Em síntese, o Método dos Blocos Alternados utiliza os incrementos de alturas de chuva $\Delta P'$, submetidos a um ordenamento próprio, para gerar o hietograma de projeto, o qual reflete uma estratégia para maximizar a entrada de água na bacia contribuinte. Ele preserva exatamente os totais precipitados, apenas, rearranjando-os, sem descontar perdas por infiltração, por evaporação ou por retenção superficial.



Exemplo

Usando a equação de chuva, com base na Tabela 2.1, para a cidade de Goiânia relativa ao período de retorno $T = 5$ anos, objetiva-se construir um hietograma de projeto com 6 incrementos de precipitação de 10 minutos cada um.

Solução

As duas primeiras colunas da Tabela 2.2 são a duração e os valores de intensidade oriundos da equação de chuva para a cidade de Goiânia com o período de recorrência de 5 anos. Desta forma, a duração da chuva “t” na equação assume os valores t = 10, 20, 30, 40, 50 e 60 min.

$$i = \frac{56,7928 \left(T + \frac{0,1471 + \frac{0,22}{T^{0,09}}}{0,09} \right)^{0,6274}}{(t + 24,8)^{0,974711}}$$

Onde, i = intensidade da chuva (mm/min)

t = duração da chuva (min)

T = período de retorno (ano)

Na terceira coluna, encontram-se as alturas precipitadas acumuladas “P”, obtidas a partir das intensidades “i”, enquanto que na quarta coluna aparecem os incrementos ΔP’.

Na Tabela 2.3 aplica-se o método dos blocos alternados, notando-se o arranjo dos incrementos ΔP’ na seqüência 6-4-3-1-2-5. Na terceira coluna, calcula-se a intensidade “i” relacionada a cada incremento. A Figura 2.1 ilustra o hietograma resultante.

Tabela 2.2 - Incrementos de precipitação ΔP’

t (min)	i (mm/min)	P (mm)	ΔP’ (mm)
10,00	2,51	25,10	25,10
20,00	1,96	39,24	14,14
30,00	1,61	48,37	9,13
40,00	1,37	54,77	6,40
50,00	1,19	59,53	4,76
60,00	1,05	63,21	3,68

Tabela 2.3 - Hietograma de projeto

Tempo (min)	$\Delta P'$ (mm)	i (mm/h)
0-10	3,68	22,08
10-20	6,40	38,4
20-30	9,13	54,78
30-40	25,10	150,6
40-50	14,14	84,84
50-60	4,76	28,56

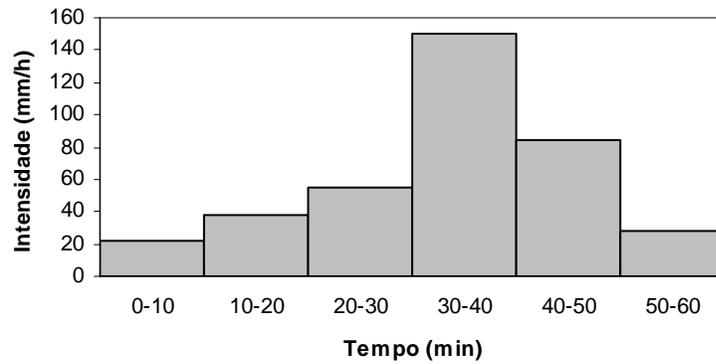


Figura 2.1 - Hietograma de projeto - Método dos Blocos Alternados

Capítulo 3 - Hidrograma

O hidrograma ou hidrógrafa é a representação gráfica de uma variável do escoamento ao longo do tempo. A variável pode ser a vazão líquida, a vazão de sedimentos, o nível de água (cotograma), um parâmetro de qualidade da água, dentre outros.

No caso das vazões líquidas, há grande interesse em se conhecer a forma do hidrograma de projeto em decorrência de uma determinada chuva distribuída no tempo (hietograma). Dois conceitos, duas grandezas, são fundamentais para melhor compreensão dos hidrogramas: tempo de concentração e período de retorno.

Tempo de Concentração

Trata-se do tempo gasto pela gota de água que precipita na cabeceira de uma bacia hidrográfica para chegar à seção transversal de interesse, como a seção de uma barragem, de uma ponte ou de um projeto de captação para abastecimento público. A Figura 3.1 mostra um hietograma que representa a entrada de água na bacia através de uma chuva, a hidrógrafa resultante daquela entrada de água e o escoamento de base que é a alimentação do lençol freático, bem como os conceitos de tempo de concentração “ t_c ” e de tempo de retardo “ t_p ”.

Righetto (1998) define o tempo de concentração como o tempo gasto pelas últimas partículas de chuva precipitadas no ponto mais distante da bacia para alcançar a seção de interesse, o que no hidrograma é caracterizado pela inflexão superior verificada no ramo descendente, quando passam a contribuir com o hidrograma

apenas as parcelas referentes ao escoamento sub-superficial e a alimentação do lençol freático.

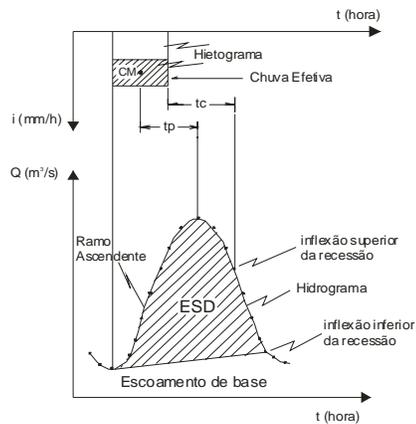


Figura 3.1 - Hidrograma

O excedente de chuva que aparece hachurado no hietograma é a parcela responsável pelo ESD-escoamento superficial direto (runoff) do hidrograma, sendo que o restante da precipitação ou retorna para a atmosfera em forma de vapor, ou infiltra, ou é retido superficialmente.

Há diversos métodos para estimar o tempo de concentração, devendo-se levar em conta as situações para as quais cada método foi proposto.

Equação de Kirpich

$$t_c = 3,98 \frac{L^{0,77}}{D^{0,385}} \quad (3.1)$$

Onde, t_c = tempo de concentração (min);

L = comprimento do rio principal (km);

D = declividade média do rio (adimensional), obtida pela equação:

$$D = \left[\frac{L}{\sum_{i=1}^k \frac{L_i}{\sqrt{D_i}}} \right]^2$$

Onde, D = declividade média do curso de água (adimensional);

L = comprimento total do rio, desde sua cabeceira a montante, até a seção de interesse (km);

L_i = comprimento de um trecho do rio (km);

D_i = declividade de um trecho do rio (adimensional);

k = número de trechos

A equação de Kirpich, bastante utilizada por escritórios de consultoria, reflete principalmente o tempo de percursos em canais, conforme pode ser constatado pela presença das grandezas primárias, “L” e “D”, as quais descrevem o comprimento e a declividade média do curso de água. Ela foi desenvolvida para bacias rurais americanas, havendo aplicação na bacia do rio Meia Ponte, em Goiás, para uma área de drenagem de 2900 km², o que parece um pouco exagerado, em função de outras indicações bibliográficas. Uma referência para aplicações pode ser mencionada para a faixa de bacias entre 3 km² e 1500 km².

Equações de Kerby e George Ribeiro

A equação de Kerby é válida para escoamentos sobre a superfície do terreno, fora de qualquer canal:

$$t_{c1} = 1,44 \left(\frac{L_1 * n}{\sqrt{D_1}} \right)^{0,47} \quad (3.2)$$

Onde, t_{c1} = tempo de concentração (min)

L_1 = distância percorrida pelo escoamento difuso sobre o terreno (m)

D_1 = declividade média do terreno (adimensional)

n = coeficiente que depende das características do terreno, conforme Tabela 3.1

Tabela 3.1 - Coeficiente “n” da fórmula de Kerby
 Fonte: George Ribeiro citado por Azevedo Netto e Villela (1969)

Tipo de terreno	n
• superfície lisa e impermeável	0,02
• terreno endurecido e desnudo	0,10
• pasto ralo; terreno com cultura alinhada e superfície desnuda e moderadamente áspera	0,20
• pasto médio	0,40
• mata com árvores caducas e caídas (decíduas)	0,60
• mata de coníferas; ou de decíduas, tendo o solo coberto por espessa camada de detritos vegetais ou erva espessa	0,80

Geralmente, além de computar o tempo gasto em escoamento difuso sobre o terreno, há necessidade de se somar o tempo de percurso em pequenos sulcos que em muitos casos possui duração superior ao do escoamento difuso. Assim, o t_c total passa a ser a soma

$$t_c = t_{c1} + t_{c2} \quad (3.3)$$

Para obtenção de “ t_{c2} ” pode-se utilizar a Equação 3.4, de George Ribeiro citada por Azevedo Netto e Villela (1969):

$$t_{c2} = \frac{16 L_2}{(1,05 - 0,2p)(100 D_2)^{0,04}} \quad (3.4)$$

Onde, t_{c2} = tempo de concentração ao longo do talvegue, em sulcos (min)

L_2 = percurso do escoamento (km)

p = porcentagem, em decimal, da área da bacia coberta de vegetação

D = declividade média do percurso

Essas duas equações, de Kerby e George Ribeiro, são úteis, por exemplo, quando se tem uma pequena área verde a montante de algum arruamento em que se estão projetando galerias de águas pluviais e necessita-se do tempo de concentração.

Valores Recomendados para Projetos de Drenagem Urbana

Há diversas recomendações quanto à adoção do tci-tempo de concentração inicial, ou seja, tempo necessário para a água de chuva atingir o poço de visita situado em cabeceira de rede. Em uma rede de drenagem, existe uma série de poços de visita nessa situação de início de rede. Na Tabela 3.2 encontram-se algumas das referências, notando-se aquela em que tci = 5 minutos que é a recomendada aqui. Os valores da Tabela 3.2 referem-se à área urbana, onde as gotas de chuva iniciam suas trajetórias nos telhados, vão para os pátios das edificações, passam pela calçada e seguem pela sarjeta até a boca de lobo.

Tabela 3.2 - Tempos de concentração para poços de visita situados em cabeceira de rede

Autor / Instituição	tci (min)
Valor recomendado pelos autores	5
Azevedo Netto e Araújo (1998)	5
Tucci et al. (2000)	10
Wilken (1978)	5 até 15

Período de Retorno

Período de retorno é o tempo médio, computado em anos, para que a magnitude de uma variável “x” seja igualada ou ultrapassada. Esse conceito é um dos mais importantes utilizados em Hidrologia e vale tanto para valores máximos como as vazões de cheias, quanto para valores mínimos que caracterizam estiagens. Por definição, período de retorno é o inverso da probabilidade, Equação 3.5.

$$T = \frac{1}{p(x \geq X)} \quad (3.5)$$

No caso das estiagens, em que valores mínimos de alturas de chuva sejam iguais ou inferiores a “X”, a Equação 3.5 toma a seguinte forma:

$$T = \frac{1}{1 - p(x \geq X)}$$

Onde, T = período de retorno (ano)

p (x ≥ X) = probabilidade do valor assumido por uma variável “x” ser igual ou superior a “X” uma vez em “T” anos

Exemplos de Períodos de Retorno Utilizados em Projetos

As Tabelas 3.3 e 3.4 apresentam diversos exemplos de períodos de retorno usualmente adotados em projetos, desde critérios para dimensionamento de galerias de águas pluviais elaborados pelo DAEE/CETESB (1980), até critérios empregados nas Instruções de Serviço do DER-GO para bueiros e pontes.

Tabela 3.3 - Períodos de retorno T
Fonte: DER-GO

T (ano)	Utilização
5	bueiros de grotas e drenagem superficial
10	bueiros em bacias até 1 km ²
25	bueiros em bacias entre 1 km ² e 5 km ²
25	bueiros em bacias até 1 km ² calculados como orifício
50	bueiros em galerias em que 5 km ² < A ≤ 10 km ²
50	bueiros em bacias entre 1 km ² e 5 km ² calculados como orifício
50	pontes até 100 m
100	pontes maiores do que 100 m

Tabela 3.4 - Períodos de retorno T
Fontes: DAEE/CETESB (1980) e Porto *et al.* (2000)

T (ano)	Tipo de ocupação	Tipo de obra
2	Residencial	Microdrenagem
5	Comercial	
5	Áreas com edifícios públicos	
2 - 5	Aeroportos	
5 - 10	Áreas comerciais altamente valorizadas e terminais aeroportuários	
50- 100	Áreas comerciais e residenciais	Macro-drenagem
500	Áreas de importância específica	

Equação de Locação

A partir de uma seqüência de valores assumidos por uma variável hidrológica, uma questão de ordem prática diz respeito à ordenação crescente ou decrescente desses valores, que podem ser mínimos ou máximos, associados a períodos de retorno.

Sejam, por exemplo, as vazões máximas anuais observadas na estação fluviométrica de Montante Goiânia, conforme Tabela 3.5, na qual aparece o conceito de ano hidrológico, bastante utilizado em projeto (em 1985, constam duas vazões máximas, uma relativa ao “ano hidrológico” de out/1984 a set/1985 e outra para o “ano hidrológico” de out/1985 a set/1986):

Tabela 3.5 - Vazões máximas anuais na estação de Montante Goiânia (m³/s)

Data	12.01.79	20.02.80	30.03.81	08.03.82	13.02.83	26.03.84
Vazão m³/s	85,05	122,5	118,4	104,2	137,5	62,11

Data	31.01.85	29.12.85	12.03.87	15.03.88	11.03.89
Vazão m³/s	98,36	62,95	64,62	124,3	51,06

A amostra diz respeito a 11 anos de vazões máximas. A Tabela 3.6 apresenta o ordenamento das vazões em ordem decrescente.

Tabela 3.6 - Ordenamento decrescente das vazões (m³/s)

Ordem m	1	2	3	4	5	6
Vazão m³/s	137,5	124,3	122,5	118,4	104,2	98,36

Ordem m	7	8	9	10	11
Vazão m³/s	85,05	64,62	62,95	62,11	51,06

Agora, falta apenas associar as vazões a períodos de retorno “T”. De acordo com a definição, período de retorno é o inverso da probabilidade, sendo a probabilidade de ocorrência de um evento dada pela Equação 3.6:

$$p = \frac{m}{n} \quad (3.6)$$

Onde, m = ordem

n = número de eventos, no caso, número de anos n = 11

A Equação 3.6 é praticamente a solução. Há, somente, uma questão conceitual quando m = n, o que leva p = 1 = 100 %, admissível para todo o universo e não para amostras de tamanho limitado. A fim de superar o impasse, diversos critérios são

encontrados na literatura, destacando-se o de Weibull, Equação 3.7. Na Tabela 3.7 aparecem as vazões associadas aos respectivos períodos de retorno “T”.

$$p = \frac{m}{n + 1} \quad (3.7)$$

Tabela 3.7 - Vazões associadas aos períodos de retorno

Ordem	Vazão (m³/s)	Probabilidade de Weibull $p = m / (n+1)$	Período de retorno (ano) $T = 1 / p$
1	137,5	1/12 = 0,0833	12,0
2	124,3	2/12 = 0,1666	6,0
3	122,5	3/12 = 0,2500	4,0
4	118,4	4/12 = 0,3333	3,0
5	104,2	5/12 = 0,4166	2,4
6	98,36	6/12 = 0,5000	2,0
7	85,05	7/12 = 0,5833	1,71
8	64,62	8/12 = 0,6666	1,5
9	62,95	9/12 = 0,7500	1,33
10	62,11	10/12 = 0,8333	1,2
11	51,06	11/12 = 0,9166	1,09

Coefficiente de Escoamento Superficial

O coeficiente de escoamento superficial “C”, também conhecido por coeficiente de deflúvio ou coeficiente de “runoff”, é a relação entre o volume do escoamento superficial direto-ESD e o volume total precipitado, Equação 3.8. O volume do ESD pode ser obtido com auxílio de um planímetro na Figura 3.2. Por sua vez, a chuva efetiva que aparece hachurada nos hietogramas é o volume do ESD dividido pela área da bacia hidrográfica. A chuva efetiva é marcada acima de uma linha horizontal que divide o hietograma.

$$C = \frac{\text{volume do ESD}}{\text{volume total precipitado}} \quad (3.8)$$

Para uma bacia hidrográfica, o valor de “C” pode ser estimado através de medições de vazões e de alturas de chuva.

Na Figura 3.2, encontra-se um hidrograma (ou hidrógrafa) construído a partir de medições de vazão realizadas desde antes do início de uma chuva, quando havia apenas a contribuição do lençol freático. Após o início da chuva, uma parcela da precipitação total é evaporada, outra é infiltrada, outra retida superficialmente, cabendo ao escoamento superficial direto (ESD) a parte hachurada do volume precipitado que é a chuva efetiva.

A linha tracejada com início na flexão inferior do ramo ascendente e com final na inflexão inferior do ramo descendente, separa o ESD - escoamento superficial direto do escoamento de base, este dependendo somente das características do lençol freático, traduzidas por uma lei própria, diferente daquelas que regem o ESD.

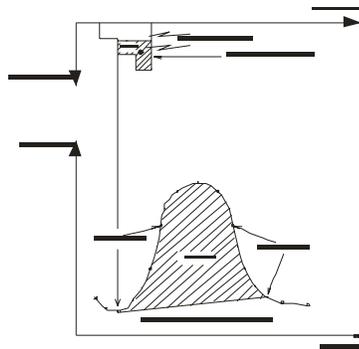


Figura 3.2 - Escoamento superficial direto - ESD

Nas Tabelas 3.8 a 3.10 encontram-se valores do coeficiente de escoamento superficial “C”.

Tabela 3.8 - Valores de “C” adotados pela Prefeitura Municipal de São Paulo
Fonte: Wilken (1978)

	ZONAS	C
1	DE EDIFICAÇÃO MUITO DENSE Partes centrais, densamente construídas, de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 a 0,95
2	DE EDIFICAÇÃO NÃO MUITO DENSE Partes adjacentes do centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 a 0,70
3	DE EDIFICAÇÕES COM POUCAS SUPERFÍCIES LIVRES Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 a 0,60
4	DE EDIFICAÇÕES COM MUITAS SUPERFÍCIES LIVRES Partes residenciais do tipo Cidade-Jardim, ruas pavimentadas ou com mistura de brita com asfalto	0,25 a 0,50
5	DE SUBÚRBIO COM ALGUMA EDIFICAÇÃO Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construções	0,10 a 0,25
6	DE MATAS, PARQUES E CAMPOS DE ESPORTES Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 a 0,20

Tabela 3.9 - Valores de “C”
Fonte: ASCE, citada por Tucci (2000)

Superfície	C	
	intervalo	valor
Pavimento		
Asfalto	0,70 - 0,95	0,83
Concreto	0,80 - 0,95	0,88
Calçadas	0,75 - 0,85	0,80
Telhados	0,75 - 0,95	0,85
Cobertura: grama em solo arenoso		
plano (menor que 2 %)	0,05 - 0,10	0,08
declividade média (2 a 7 %)	0,10 - 0,15	0,13
declividade alta (maior que 7 %)	0,15 - 0,20	0,18
Cobertura: grama em solo pesado		
plano (menor que 2 %)	0,13 - 0,17	0,15
declividade média (2 a 7 %)	0,18 - 0,22	0,20
declividade alta (maior que 7 %)	0,25 - 0,35	0,30

Tabela 3.10 - Valores de C' para áreas rurais
 Fonte: Williams, citado por Tucci (2000)

	Tipo de área	C'
1	Topografia	
	terreno plano, declividade de 0,2 - 0,6 m/km	0,30
	terreno, declividade de 3 - 4 m/km	0,2
	morros, declividade de 30 - 50 m/km	0,10
2	Solo	
	argila impermeável	0,10
	permeabilidade média	0,20
	Arenoso	0,40
3	Cobertura	
	áreas cultivadas	0,10
	Árvores	0,20

Para chegar ao valor procurado de “C” aplicável a áreas rurais, a partir da Tabela 3.10, tem-se: $C = 1 - (C'1 + C'2 + C'3)$

Tucci (2000) cita Wright-MacLaughlin Engineers no sentido de multiplicar o valor de “C” por um coeficiente de ajuste “C_f”, devido à intensidade da chuva, ou seja, para maiores precipitações será formada uma lâmina mais espessa que facilitará o escoamento, aumentando o valor de “C”. A Tabela 3.11 fornece os valores de ajuste “C”, em função do período de retorno T, notando-se que os ajustes passam a ser necessários quando $T \geq 25$ anos.

Tabela 3.11 - Coeficiente de ajuste “C_f”
 Fonte: Wright-MacLaughlin Engineers, apud Tucci (2000)

Período de retorno T(ano)	C _f
2 a 10	1,00
25	1,10
50	1,20
100	1,25

Fórmula Racional

A fórmula racional, Equação 3.9, é bastante utilizada em projetos de drenagem urbana para transformar chuva em vazão, sendo recomendável para áreas até 3 km². Fornece somente a vazão máxima sem levar em conta o amortecimento da onda de cheia provocado pelo armazenamento.

$$Q = C i A \quad (3.9)$$

Onde, Q = vazão (volume/tempo);

C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

i = intensidade da chuva (comprimento/tempo);

A = área da bacia contribuinte (comprimento²)

Curvas Tempo-Área

Histograma Tempo-Área

O hidrograma resultante do método das curvas tempo-área permite determinar a vazão máxima de projeto, em um processo de superposição de escoamentos, gerados em áreas cujas contribuições levam iguais tempos para atingir a seção de interesse no curso de água (seção transversal de saída).

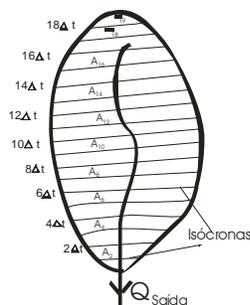


Figura 3.3 - Isócronas

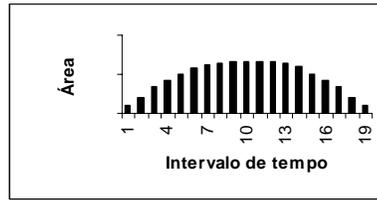


Figura 3.4 - Histograma tempo-área

Na Figura 3.3, encontram-se três isócronas. Ao fim do primeiro intervalo de tempo Δt , apenas a chuva precipitada sobre a área A_1 deixa a bacia contribuinte. A chuva que caiu na área A_4 só deixará a bacia no tempo $(4 \Delta t)$. A Figura 3.4 associa exatamente os tempos de saída com as respectivas áreas de contribuição, em forma de um histograma.



Exemplo de Aplicação

Visa-se a obter a vazão de pico do hidrograma efluente do canal que recebe as contribuições de um parque ($C_P = 0,20$) e de um estacionamento ($C_E = 0,80$), conforme a Figura 3.5, conhecendo-se ainda o hidrograma de entrada de chuva sobre as áreas, Figura 3.6.

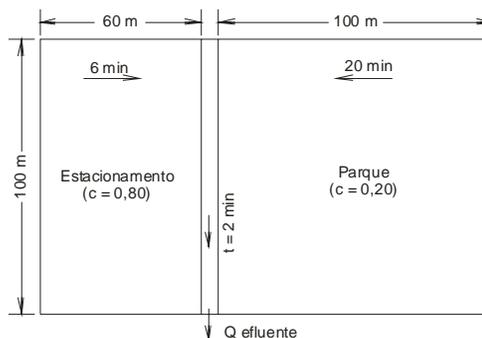


Figura 3.5 - Tempos de percurso

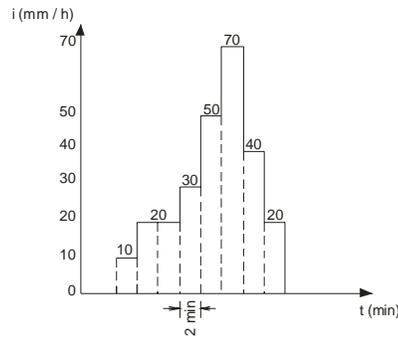


Figura 3.6 - Hietograma

- **Determinação das Isócronas**

Tendo em vista a duração de 2 min de cada intensidade de chuva no hietograma e mais os tempos de percurso, será cômoda a utilização de intervalos $\Delta t = 2$ min. A Figura 3.7 mostra o desenho das isócronas para $\Delta t = 2$ min.

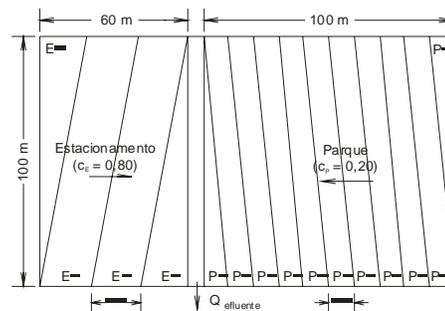


Figura 3.7 - Traçado das isócronas para $\Delta t = 2$ min

$$E_1 = E_4 = \frac{20 \text{ m} * 100 \text{ m}}{2} = 1000 \text{ m}^2$$

$$E_2 = E_3 = 20 \text{ m} * 100 \text{ m} = 2000 \text{ m}^2$$

$$P_1 = P_{11} = \frac{10 \text{ m} * 100 \text{ m}}{2} = 500 \text{ m}^2$$

$$P_2 = P_3 = \dots = P_{10} = 10 \text{ m} * 100 \text{ m} = 1000 \text{ m}^2$$

- **Vazões Efluentes Apenas do Estacionamento**

Ao final do primeiro intervalo de tempo $\Delta t = 2$ min, a chuva de 10 mm/h precipitada sobre a área E_1 estará deixando a bacia. Os

mesmos 10 mm/h precipitados nas demais áreas estarão se deslocando por translação. Ao longo dos intervalos vão ocorrendo superposições de escoamentos que se somam, até atingirem a seção de saída.

$$Q_{1E} = C_E i_1 E_1 = 0,80 * 10 \text{ mm/h} * 1000 \text{ m}^2 = 2,222 \text{ L/s}$$

$$Q_{2E} = C_E [i_2 E_1 + i_1 E_2] = 0,80 [5,555 + 5,555] = 8,889 \text{ L/s}$$

$$Q_{3E} = C_E [i_3 E_1 + i_2 E_2 + i_1 E_3] = 17,778 \text{ L/s}$$

$$Q_{4E} = C_E [i_4 E_1 + i_3 E_2 + i_2 E_3 + i_1 E_4] = 26,667 \text{ L/s}$$

Observa-se que no final do 4º intervalo a chuva inicial $i_1 = 10 \text{ mm/h}$ que caiu sobre a área mais distante E_4 deixará o estacionamento e não mais aparecerá nos cálculos. No final do 5º intervalo será a última vez que a chuva $i_2 = 20 \text{ mm/h}$ aparecerá nos cálculos combinada com a área E_4 deixando o estacionamento e, assim, sucessivamente.

$$Q_{5E} = C_E [i_5 E_1 + i_4 E_2 + i_3 E_3 + i_2 E_4] = 37,776 \text{ L/s}$$

$$Q_{6E} = C_E [i_6 E_1 + i_5 E_2 + i_4 E_3 + i_3 E_4] = 55,556 \text{ L/s}$$

$$Q_{7E} = C_E [i_7 E_1 + i_6 E_2 + i_5 E_3 + i_4 E_4] = 68,889 \text{ L/s}$$

$$Q_{8E} = C_E [i_8 E_1 + i_7 E_2 + i_6 E_3 + i_5 E_4] = 80,556 \text{ L/s}$$

$$Q_{9E} = C_E [0 * E_1 + i_8 E_2 + i_7 E_3 + i_6 E_4] = 42,222 \text{ L/s}$$

Nota-se que a chuva abrangeu 8 intervalos de tempo. Isso significa que no 9º intervalo $i_9 = 0 \text{ mm/h}$.

$$Q_{10E} = C_E [0 * E_1 + 0 * E_2 + i_8 E_3 + i_7 E_4] = 17,778 \text{ L/s}$$

$$Q_{11E} = C_E [0 * E_1 + 0 * E_2 + 0 * E_3 + i_8 E_4] = 4,444 \text{ L/s}$$

No final do 11º intervalo, cessa completamente o escoamento no estacionamento em função do hietograma. Assim:

$$Q_{12E} = 0 \text{ L/s}$$

• **Vazões Efluentes Apenas do Parque**

$$Q_{1P} = C_p i_1 P_1 = 0,20 * 10 \text{ mm/h} * 500 \text{ m}^2 = 0,278 \text{ L/s}$$

$$Q_{2P} = C_p [i_2 P_1 + i_1 P_2] = 1,111 \text{ L/s}$$

$$Q_{3P} = C_p [i_3 P_1 + i_2 P_2 + i_1 P_3] = 2,222 \text{ L/s}$$

$$Q_{4P} = C_p [i_4 P_1 + i_3 P_2 + i_2 P_3 + i_1 P_4] = 3,611 \text{ L/s}$$

$$Q_{5P} = C_p [i_5 P_1 + i_4 P_2 + i_3 P_3 + i_2 P_4 + i_1 P_5] = 5,833 \text{ L/s}$$

$$Q_{6P} = C_p [i_6 P_1 + i_5 P_2 + i_4 P_3 + i_3 P_4 + i_2 P_5 + i_1 P_6] = 5,833 \text{ L/s}$$

$$Q_{7P} = C_p [i_7 P_1 + i_6 P_2 + i_5 P_3 + i_4 P_4 + i_3 P_5 + i_2 P_6 + i_1 P_7] = 12,222 \text{ L/s}$$

$$Q_{8P} = C_p [i_8 P_1 + i_7 P_2 + i_6 P_3 + i_5 P_4 + i_4 P_5 + i_3 P_6 + i_2 P_7 + i_1 P_8] = 13,889 \text{ L/s}$$

$$Q_{9P} = C_p [i_8 P_2 + i_7 P_3 + i_6 P_4 + i_5 P_5 + i_4 P_6 + i_3 P_7 + i_2 P_8 + i_1 P_9] = 14,444 \text{ L/s}$$

$$Q_{10P} = C_p [i_8 P_3 + i_7 P_4 + i_6 P_5 + i_5 P_6 + i_4 P_7 + i_3 P_8 + i_2 P_9 + i_1 P_{10}] = 14,444 \text{ L/s}$$

$$Q_{11P} = C_p [i_8 P_4 + i_7 P_5 + i_6 P_6 + i_5 P_7 + i_4 P_8 + i_3 P_9 + i_2 P_{10} + i_1 P_{11}] = 14,167 \text{ L/s}$$

$$Q_{12P} = C_p [i_8 P_5 + i_7 P_6 + i_6 P_7 + i_5 P_8 + i_4 P_9 + i_3 P_{10} + i_2 P_{11}] = 13,333 \text{ L/s}$$

$$Q_{13P} = C_p [i_8 P_6 + i_7 P_7 + i_6 P_8 + i_5 P_9 + i_4 P_{10} + i_3 P_{11}] = 12,222 \text{ L/s}$$

$$Q_{14P} = C_p [i_8 P_7 + i_7 P_8 + i_6 P_9 + i_5 P_{10} + i_4 P_{11}] = 10,833 \text{ L/s}$$

$$Q_{15P} = C_p [i_8 P_8 + i_7 P_9 + i_6 P_{10} + i_5 P_{11}] = 8,611 \text{ L/s}$$

$$Q_{16P} = C_p [i_8 P_9 + i_7 P_{10} + i_6 P_{11}] = 5,278 \text{ L/s}$$

$$Q_{17P} = C_p [i_8 P_{10} + i_7 P_{11}] = 2,222 \text{ L/s}$$

$$Q_{18P} = C_p [i_8 P_{11}] = 0,556 \text{ L/s}$$

A Figura 3.8 apresenta o hidrograma efluente das áreas do parque e do estacionamento em decorrência da entrada de água sobre a bacia na forma do hietograma mostrado na Figura 3.6. A vazão máxima calculada é de 94,4 L/s ocorrida no 8º intervalo de tempo.

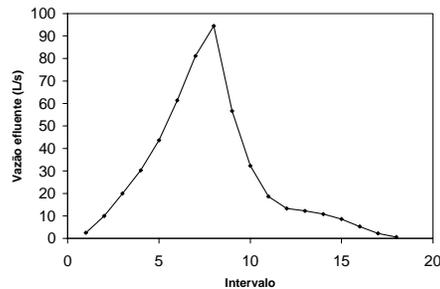


Figura 3.8 - Hidrograma efluente

Hidrograma Unitário

Hipóteses de Sherman

O hidrograma unitário, introduzido por Sherman em 1932, é o método mais utilizado no mundo inteiro para se definir o hidrograma de projeto. Representa o ESD resultante de uma chuva efetiva de 1 cm para o Brasil, ou 1 in nos Estados Unidos, que recobre toda a bacia hidrográfica. Pela conceituação, o hidrograma unitário refere-se apenas ao excedente do escoamento, portanto não leva em conta qualquer parcela do escoamento com origem no lençol freático, que é o escoamento de base. A teoria do hidrograma unitário está calcada nas seguintes hipóteses de Sherman:

- I) a chuva efetiva é distribuída de maneira uniforme ao longo do tempo e sobre toda a área da bacia hidrográfica;
- II) é constante o tempo de base do hidrograma resultante de chuvas efetivas que tenham a mesma duração e intensidades diferentes;

III) as ordenadas de diferentes ESD que tenham o mesmo tempo de base são diretamente proporcionais aos volumes totais escoados;

IV) em certa bacia, o hidrograma resultante a partir de uma dada duração de chuva reflete a composição de todas as características físicas da bacia.

A terceira hipótese pode ser equacionada como:

$$\frac{Q_u}{Q'_{obs}} = \frac{1 \text{ cm} * A}{\text{volume do ESD}} = \frac{1 \text{ cm} * A}{h_e * A} = \frac{1 \text{ cm} * A}{C * h_{obs} * A} \quad 3.10)$$

Onde, Q_u = ordenada do hidrograma unitário (m^3/s);

Q'_{obs} = ordenada do ESD (m/s) (não levar em conta o escoamento de base);

A = área da bacia hidrográfica (km^2);

h_e = altura da chuva efetiva (cm);

ESD = volume superficial resultante da chuva efetiva h_e (m^3);

h_{obs} = altura de chuva precipitada e constante (cm)



Exemplo de Aplicação do HU

Seja o hidrograma observado, no alto da Figura 3.9, resultante de uma chuva uniforme $h_{obs} = 1,5 \text{ cm}$, com duração $\tau = 30 \text{ min}$, ocorrida em uma bacia hidrográfica de área $A = 20,88 \text{ km}^2$ situada próxima de Anápolis(GO). Utilizando o método do hidrograma unitário, visa-se a determinar o hidrograma de projeto para um período de retorno $T = 100 \text{ anos}$.

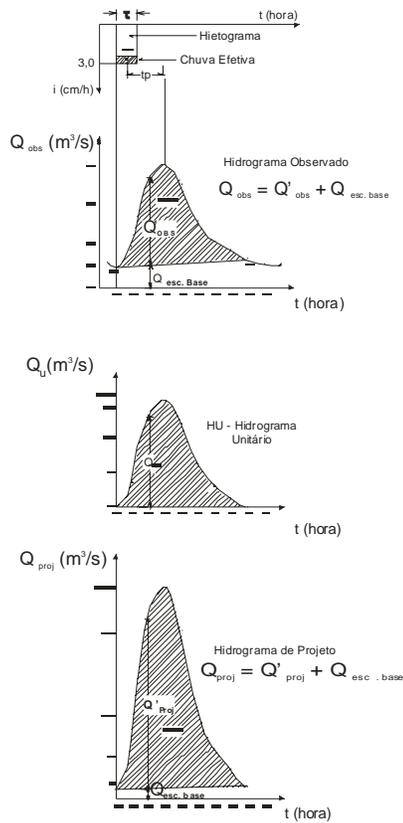


Figura 3.9 - Aplicação do hidrograma unitário HU

ETAPAS

a) determinação da intensidade da chuva

$$i = \frac{h_{obs}}{\tau} = \frac{1,5 \text{ cm}}{0,5 \text{ h}} = 3,0 \text{ cm/h} \quad (\text{mostrada no hietograma da Figura 3.9})$$

b) determinação do tempo de retardo t'_p

$$t'_p = 3 \text{ h} - \frac{1}{2} * 0,5 \text{ h} = 2,75 \text{ h}$$

c) fixação do intervalo de tempo Δt para o cálculo dos hidrogramas

$$\Delta t = 1 \text{ hora} = 3600 \text{ s}$$

d) separação do escoamento de base

Considera-se, no hidrograma observado, a linha reta que une o ponto A onde se observa o início da chuva efetiva até B que é o ponto de inflexão inferior da recessão.

e) cálculo do coeficiente de escoamento superficial “C”

$$C = \frac{\text{volume ESD}}{\text{volume total precipitado}} = \frac{\sum Q'_{\text{obs}} * \Delta t}{h_{\text{obs}} * A}$$
$$C = \frac{3600s * [1,15 + 4,1 + 4,85 + 3,8 + 1,95 + 1,1 + 0,45] m^3/s}{1,5 \text{ cm} * 20,88 \text{ km}^2}$$

$$C = 0,20$$

O volume do ESD cujo cálculo aparece no numerador poderia ter sido determinado com o auxílio de planímetro que, inclusive, conduziria a resultado mais preciso.

f) separação da chuva efetiva (parte hachurada do hietograma)

Traça-se uma linha horizontal no topo do hietograma, de tal maneira que a área hachurada do hietograma corresponda ao mesmo volume do ESD-escoamento superficial direto. No presente caso, a chuva efetiva possui a mesma duração $\tau = 0,5 \text{ h}$ e uma intensidade de $0,6 \text{ cm/h}$, porque $C = 0,2$.

g) cálculo das ordenadas “ Q_u ” do HU

A partir dos valores de Q_{obs} e $Q_{\text{esc.base}}$, respectivamente, colunas (2) e (3) da Tabela 3.12, obtidos pelo hidrograma observado, determinam-se as Q'_{obs} . Pela Equação 3.10 tem-se:

$$Q_u = \frac{Q'_{obs}}{C h_{obs}} \quad (3.11)$$

Onde, $C = 0,20$

$$h_{obs} = 1,5 \text{ cm}$$

Note-se que $h_{obs} = 1,5 \text{ cm}$ entra na Equação 3.11 em “cm”, pela própria definição de hidrograma unitário.

Tabela 3.12 - Construção do HU

Tempo (hora) (1)	Q_{obs} (m^3/s) (2)	$Q_{esc.base}$ (m^3/s) (3)	Q'_{obs} (m^3/s) (4)	Q_u (m^3/s) (5)	Q'_{proj} (m^3/s) (6)	Q_{proj} (m^3/s) (7)
0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	1,0
1	2,2	1,05	1,15	3,83	5,79	6,84
2	5,2	1,1	4,1	13,7	20,7	21,8
3	6,0	1,15	4,85	16,2	24,5	25,7
4	5,0	1,2	3,8	12,7	19,2	20,4
5	3,2	1,25	1,95	6,5	9,83	11,1
6	2,25	1,3	0,95	3,17	4,79	6,09
7	1,8	1,35	0,45	1,5	2,27	3,62
8	1,4	1,4	0,0	0,0	0,0	1,4

h) determinação das Q'_{proj} do hidrograma de projeto, coluna (6):

$$Q'_{proj} = Q_u * C h_{proj}$$

A partir da Tabela 3.12, tem-se a equação de chuva de Anápolis (GO)

$$i = \frac{48,1167 * T^{0,1471}}{(t + 20,91)^{0,92278}} \quad , \quad \text{válida para } T > 8 \text{ anos}$$

para $t = \tau = 30 \text{ min}$ e $T = 100 \text{ anos}$, obtém-se $i = 2,52 \text{ mm/min}$.

Assim, $h = i * \tau = 2,52 \text{ mm/min} * 30 \text{ min} = 75,6 \text{ cm}$.

$$Q'_{\text{proj}} = \frac{Q_u}{1 \text{ cm} * A} * 0,20 * 7,56 \text{ cm} * A = Q_u * 0,20 * 7,56 \text{ cm}$$

i) obtenção do hidrograma de projeto Q_{proj} , coluna 7:

$$Q_{\text{proj}} = Q'_{\text{proj}} + Q_{\text{esc.base}}$$

Método do Hidrograma Unitário do NRCS

A estimativa de vazão de projeto para drenagem urbana se baseia em modelos de transformação chuva-vazão que são aplicáveis a determinados valores de áreas contribuintes. Para áreas maiores que 2 km², pode-se adotar para estimativa da vazão o Método do Hidrograma Unitário proposto em 1952 pelo NRCS (Natural Resources Conservation Service), antigo SCS (Soil Conservation Service).

Tal método foi desenvolvido nos Estados Unidos com dados observados em diversas bacias que possuíam registros de vazão e de chuva para ser utilizado em bacias com carência de dados. Trata-se de um método denominado de sintético por ter as características principais do hidrograma, dentre elas a vazão de pico e a duração do escoamento, descritas por parâmetros que dispensam medições *in loco* de vazões.

O hidrograma unitário proposto pelo Natural Resources Conservation Service (NRCS) possui a forma de um triângulo (Figura 3.10), sendo sua área igual ao volume precipitado.

A obtenção de tal hidrograma para um certo período de retorno e uma dada duração de chuva dá-se pelas determinações dos valores assumidos pelas variáveis representadas na Figura 3.10. Basicamente o método se resume em calcular o tempo de pico “tp” e a vazão de pico “qp”. A seguir, são definidos conceitos utilizados

na construção de Hidrogramas Unitários do NRCS, até chegar ao objetivo final que é o Hidrograma de Projeto.

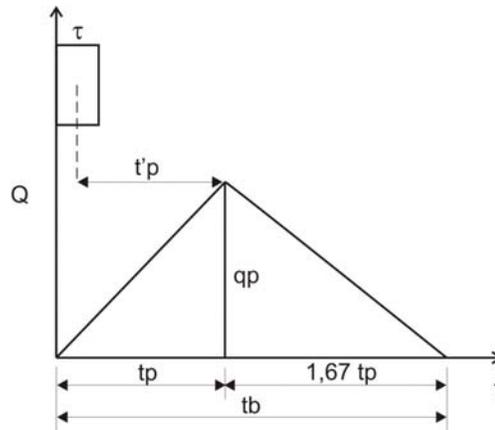


Figura 3.10 - Hidrograma unitário proposto pelo NRCS

1) Hidrograma curvilíneo unitário

A conversão do hidrograma triangular unitário em hidrograma curvilíneo unitário tem por base a Tabela 3.13 do NRCS; a forma do hidrograma unitário curvilíneo pode ser vista na Figura 3.11. A vantagem da forma curvilínea é de se trabalhar com um hidrograma que retrata melhor as observações na natureza.

2) Vazão de pico do hidrograma unitário (qp)

$$q_p = \frac{2,08 \times A}{t_p} \quad (3.12)$$

Onde, q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia contribuinte (km^2);

t_p = tempo de pico (hora);

2,08 = coeficiente que leva em conta um fator de atenuação do pico e conversão de unidade

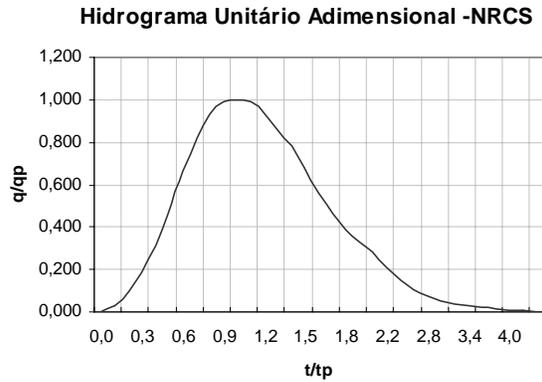


Figura 3.11 - Gráfico Adimensional

Tabela 3.13 - Valores das relações t/tp e q/qp - NRCS

t/tp	q/qp								
0,0	0,000	0,70	0,820	1,40	0,780	2,20	0,207	3,60	0,021
0,1	0,030	0,80	0,930	1,50	0,680	2,40	0,147	3,80	0,015
0,2	0,100	0,90	0,990	1,60	0,560	2,60	0,107	4,0	0,011
0,3	0,190	1,00	1,000	1,70	0,460	2,80	0,077	4,5	0,005
0,4	0,310	1,10	0,990	1,80	0,390	3,00	0,055	5,0	0,000
0,5	0,470	1,20	0,930	1,90	0,330	3,20	0,040	-	-
0,6	0,660	1,30	0,860	2,00	0,280	3,40	0,029	-	-

3) Tempo de retardo (t'p)

Segundo o NRCS:

$$t'p = 0,6 t_c \quad (3.13)$$

Onde, t_c = tempo de concentração (hora)

4) Tempo de pico (tp)

Pela Figura 3.10 tem-se que:

$$t_p = \frac{\tau}{2} + t'p \quad (3.14)$$

Substituindo (3.13) em (3.14) tem-se:

$$t_p = \frac{\tau}{2} + 0,6t_c \quad (3.15)$$

Onde, t_p = tempo de pico (hora);

τ = duração da precipitação (hora);

t_c = tempo de concentração da bacia contribuinte (hora)

5) Duração da precipitação (τ)

De acordo com o NRCS, " τ " deve estar entre 0,2 e 0,25 do tempo de pico. Se $\tau = 0,2 t_p$, substituindo na Equação 3.15, tem-se que:

$$t_p = 1,11 t'_p \quad (3.16)$$

Onde, t_p = tempo de pico (hora);

t'_p = tempo de retardo (hora)

Expressando a duração da precipitação " τ " em função do tempo de concentração na Equação 3.16, obtém-se:

$$\tau = 0,133 t_c \quad (3.17)$$

6) Capacidade máxima da camada superior do solo (S)

A capacidade máxima da camada superior do solo "S" é dada pela Equação 3.18 em função do parâmetro CN relacionado à cobertura, ao uso e tipo do solo e às condições médias de umidade antecedente tanto para bacias rurais, urbanas ou suburbanas. Geralmente estas condições de umidade antecedente são determinadas num período de 5 dias anteriores à precipitação (Debo; Reese, 2003).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (3.18)$$

Onde, S = capacidade da camada superior do solo;

tipo A);

Solo C - solos com capacidade de infiltração abaixo da média, que geram escoamento superficial acima da média (solos pouco profundos, com percentagem considerável de argila);

Solo D - solos com muito baixa capacidade de infiltração, que geram muito escoamento superficial (solos pouco profundos, contendo argilas expansivas).

7) Tempo de concentração (t_c)

Segundo o NRCS, para bacias de até 8 km² o tempo de concentração “ t_c ” pode ser estimado a partir do tempo de retardo “ t_p ”:

$$t_p = \frac{2,6L^{0,8} (S/25,4 + 1)^{0,7}}{1900Y^{0,5}} \quad (3.19)$$

Onde, t_p = tempo de retardo (hora);

L = comprimento do curso d’água principal (km);

S = capacidade máxima da camada superior do solo (mm);

Y = declividade média da bacia de contribuição (%)

Quando ocorre modificação da bacia quanto à urbanização é necessário fazer alterações para o tempo de retardo obtido pela Equação 3.19.

As Figuras 3.12 e 3.13 compostas por gráficos permitem determinar os dois fatores de modificação “ f_{m1} ” e “ f_{m2} ”, em que “ f_{m1} ” é função da “PERC1” - percentagem de alteração no comprimento original do curso d’água, podendo ser por canalização, aterro para loteamento, arruamento, dentre outros, e “ f_{m2} ” é função da “PERC2” - percentagem atual de áreas impermeabilizadas da bacia contribuinte. Essas percentagens “PERC1” e “PERC2” devem ser levantadas por mapas topográficos

ou fotos aéreas, seguidas de inspeção de campo (Debo; Reese, 2003).

Deste modo, conhecendo-se as modificações na área original basta multiplicar o valor do tempo de retardo dado pela Equação 3.19 pelos fatores “fm1” e “fm2”, obtidos nas Figuras 3.12 e 3.13 ou com emprego da Tabela 3.15, a qual conduz exatamente aos mesmos valores dos gráficos.

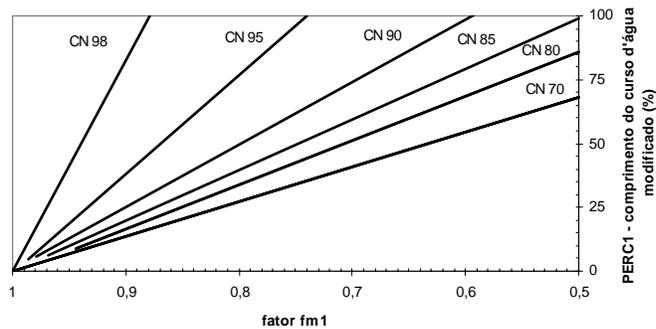


Figura 3.12 - Fator de modificação fm1
Fonte: Adaptado de Debo e Reese (2003)

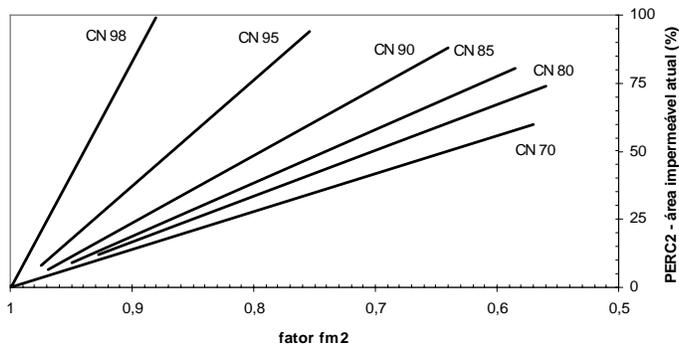


Figura 3.13 - Fator de modificação fm2
Fonte: Adaptado de Debo e Reese (2003)

Tabela 3.15 - Equações dos fatores fm1 e fm2

CN	Equações do fator fm1	Equações do fator fm2
98	$fm1 = -0,0012 \times PERC1 + 0,9999$	$fm2 = -0,0012 \times PERC2 + 0,9996$
95	$fm1 = -0,0026 \times PERC1 + 0,9979$	$fm2 = -0,0026 \times PERC2 + 0,9949$
90	$fm1 = -0,0041 \times PERC1 + 1,0030$	$fm2 = -0,0040 \times PERC2 + 0,9960$
85	$fm1 = -0,0051 \times PERC1 + 1,0004$	$fm2 = -0,0051 \times PERC2 + 0,9960$
80	$fm1 = -0,0058 \times PERC1 + 0,9952$	$fm2 = -0,0059 \times PERC2 + 0,9986$
70	$fm1 = -0,0074 \times PERC1 + 1,0017$	$fm2 = -0,0072 \times PERC2 + 0,9998$

Onde, “PERC1” e “PERC2” = valor em percentagem decorrente de urbanização (%)

Assim, novo $t'p = t'p_{\text{original}} \times fm1 \times fm2$

Uma vez estimado o tempo de retardo “ $t'p$ ”, o tempo de concentração é dado pela Equação 3.13:

$$t_c = 1,67 \times t'p$$

A título de exemplo, em Goiânia, o córrego dos Buritis, cuja nascente se encontra no Setor Marista, percorre os setores Sul e Central, teve seu curso d’água completamente modificado pelo processo de urbanização, o que implica em um PERC1 = 100 %. Estima-se uma impermeabilização de 65 % nessa bacia, ou seja, PERC2 = 65 %. Considerando CN = 90 para a área em questão, obtém-se:

$$fm1 = -0,0041 \times 100 + 1,0030 = 0,593$$

$$fm2 = -0,0040 \times 65 + 0,9960 = 0,736$$

Assim, o impacto devido à urbanização pode ser medido na diminuição do tempo de concentração que passou a ser ($fm1 \times fm2 = 0,4364$) do original, ou seja, o atual tempo de concentração é 43,64 % do que era originalmente, explicando parcialmente os alagamentos de ruas nesses setores.

8) Tempo de recessão ($t_{\text{recessão}}$)

De acordo com o NRCS o tempo de recessão “ $t_{\text{recessão}}$ ” é dado pela relação com o tempo de pico “ t_p ”:

$$t_{\text{recessão}} = 1,67 \times t_p \quad (3.20)$$

Onde, $t_{\text{recessão}}$ = tempo de recessão (hora);

t_p = tempo de pico (hora)

9) Tempo de base (t_b)

O tempo de base é dado pela soma do tempo de pico com o tempo de recessão:

$$t_b = t_p + t_{\text{recessão}} \quad (3.21)$$

Substituindo (3.20) em (3.21), tem-se que:

$$t_b = 2,67 t_p \quad (3.22)$$

Cálculo das Ordenadas do Hidrograma Unitário

Para cálculo das ordenadas do hidrograma unitário curvilíneo “q” correspondentes às ordenadas do hidrograma unitário triangular basta utilizar a Tabela 3.13 fornecida pelo NRCS. De posse do tempo de pico “ t_p ” e da vazão de pico “ q_p ” e levando em conta a duração “ τ ” da chuva, obtém-se a relação “ t/t_p ”, onde t assume os valores $t = 1\tau, 2\tau, 3\tau, \dots$. Os valores de “ q/q_p ” são obtidos por interpolação na Tabela 3.13, em função de “ t/t_p ”.



Exemplo

Visa-se a construir um hidrograma unitário a partir do hidrograma unitário triangular do NRCS para uma bacia urbana de Goiânia com 3 km² e tempo de concentração de 37,5 minutos.

Solução

Como já é conhecido o tempo de concentração da bacia $t_c = 37,5$ min = 0,625 h, calcula-se a duração da precipitação “ τ ” através da Equação 3.20:

$$\tau = 0,133 \text{ tc} = 0,133 \times 0,625 \text{ h} = 0,0831 \text{ h} \cong 5 \text{ min}$$

Determina-se o tempo de pico “tp” pela Equação 3.15.

$$t_p = \frac{\tau}{2} + 0,6tc$$

$$t_p = \frac{0,0831 \text{ h}}{2} + 0,6 \times 0,625 \text{ h} = 0,4165 \text{ h}$$

O tempo de base “tb” é fornecido pela Equação 3.22 e a vazão de pico “qp” pela Equação 3.12:

$$t_b = 2,67 t_p = 2,67 \times 0,4165 \text{ h} = 1,1121 \text{ h}$$

$$q_p = \frac{2,08 \times A}{t_p} = \frac{2,08 \times 3 \text{ km}^2}{0,4165 \text{ h}} = 14,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

A coluna 1 da Tabela 3.16 apresenta a seqüência dos valores assumidos por “t” com intervalo $\tau = 5 \text{ min}$. Com “t/tp” da coluna 2 obtêm-se os “q/qp” por interpolação na Tabela 3.13. As ordenadas “q” do hidrograma unitário, coluna 4, são, então, determinadas uma vez que se conhece a vazão de pico “qp”. A Figura 3.14 mostra o hidrograma unitário curvilíneo obtido.

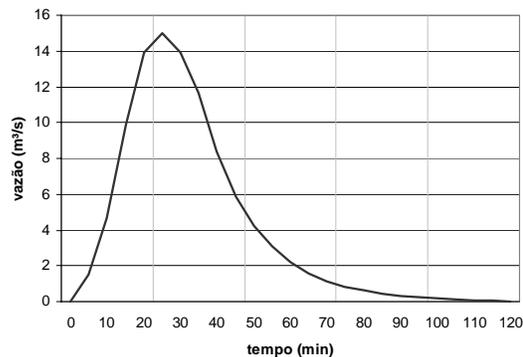


Figura 3.14 - Hidrograma Unitário para uma bacia de 3 km² em Goiânia

Tabela 3.16 - Ordenadas “q” do hidrograma unitário do NRCS

t(min) col. 1	t/tp col. 2	q/qp col. 3	Q col. 4	t(min) col.1	t/tp col. 2	q/qp col. 3	q col. 4
0	0	0,000	0	65	2,60	0,107	1,6
5	0,20	0,100	1,5	70	2,80	0,077	1,2
10	0,40	0,310	4,6	75	3,00	0,055	0,8
15	0,60	0,660	9,9	80	3,20	0,040	0,6
20	0,80	0,930	13,9	85	3,40	0,029	0,4
25	1,00	1,000	15,0	90	3,60	0,021	0,3
30	1,20	0,930	13,9	95	3,80	0,015	0,2
35	1,40	0,780	11,7	100	4,00	0,011	0,2
40	1,60	0,560	8,4	105	4,20	0,009	0,1
45	1,80	0,390	5,8	110	4,40	0,006	0,1
50	2,00	0,280	4,2	115	4,60	0,004	0,1
55	2,20	0,207	3,1	120	4,80	0,002	0,0
60	2,40	0,147	2,2	-	-	-	-

Hietograma de Precipitações Efetivas

A Equação 3.23 é utilizada para cálculo da precipitação efetiva “Pef” correspondente à parcela que efetivamente gera o volume escoado superficialmente no método proposto pelo NRCS, tendo validade quando $P > 0,2 S$, do contrário, a precipitação efetiva é nula, com “S” dado pela Equação 3.18:

$$P_{ef} = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (3.23)$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Onde, Pef = precipitação efetiva (mm);

P = altura de chuva acumulada ao final de cada intervalo (mm).

S = capacidade máxima da camada superior do solo (mm);

CN = parâmetro referente à cobertura, uso e tipo de solo



Exemplo

Partindo dos incrementos $\Delta P'$ da chuva de projeto encontrados na Tabela 2.2 (Capítulo 2), visa-se a construir o hietograma de precipitação efetiva responsável pelo escoamento superficial direto, sendo dados:

- bacia de contribuição composta por áreas residenciais com lotes de até 500 m²;
- o solo presente na área é predominantemente tipo A com condições médias de umidade antecedente.

Solução

Na Tabela 3.14, obtém-se CN = 77, para lotes até 500 m² e tipo de solo A. As duas primeiras colunas da Tabela 3.17 correspondem, respectivamente, aos intervalos de tempo e aos incrementos de chuva arranjados de acordo com o método dos blocos alternados. Para cálculo da precipitação efetiva é necessário que os incrementos sejam acumulados (coluna 3) para o seu cálculo (coluna 4) através da Equação 3.23. Na coluna 5 encontram-se os incrementos de precipitação efetiva que devem ser expressos em cm (coluna 6) para construção do hietograma.

A Figura 3.14 ilustra o hietograma de precipitação efetiva.

Tabela 3.17 - Incrementos de precipitação efetiva ΔP_{ef}

Tempo (min) col. 1	$\Delta P'$ (mm) col. 2	$\Delta P'$ (mm)acum. col. 3	P_{ef} col. 4	ΔP_{ef} (mm) col. 5	ΔP_{ef} (cm) col. 6
0-10	3,68	3,68	0,00	0,00	0,00
10-20	6,40	10,08	0,00	0,00	0,00
20-30	9,13	19,21	0,20	0,20	0,02
30-40	25,10	44,31	8,08	7,88	0,79
40-50	14,14	58,45	15,72	7,63	0,76
50-60	4,76	63,21	18,62	2,90	0,29

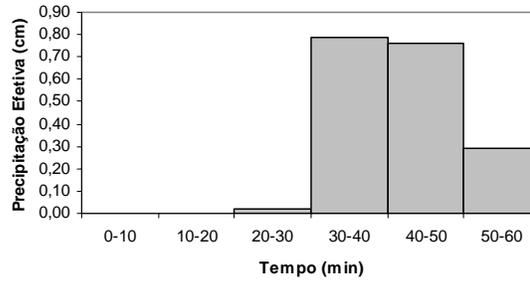


Figura 3.15 - Hietograma de Precipitações Efetivas

Obtenção do Hidrograma de Projeto com Emprego da Convolação de Hidrogramas

O hidrograma de projeto é a grande meta a se alcançar, pois além da vazão máxima ele fornece o volume a escoar que tanto interessa ao dimensionamento, por exemplo, de reservatórios destinados ao amortecimento de cheias.

O exemplo, a seguir, ilustra o procedimento para obtenção do hidrograma de projeto, partindo de um hietograma em que se têm três “pulsos” de precipitações efetivas, mostrados na Figura 3.16. Cada “pulso” é responsável pela geração de um hidrograma defasado do mesmo tempo de duração da precipitação efetiva.

As ordenadas do hidrograma de projeto são determinadas pela soma das ordenadas dos hidrogramas gerados pelas precipitações efetivas a cada instante “t”.



Exemplo

Objetiva-se construir o hidrograma de projeto para a drenagem de uma bacia com área $A = 9 \text{ km}^2$, tempo de concentração $t_c = 1 \text{ hora}$, sendo ainda conhecido o hietograma de precipitações efetivas de 1,8 cm, 3,4 cm e 2,0 cm, distribuídas em incrementos sucessivos de tempo $\tau = 0,2 \text{ hora}$, conforme a Figura 3.16.

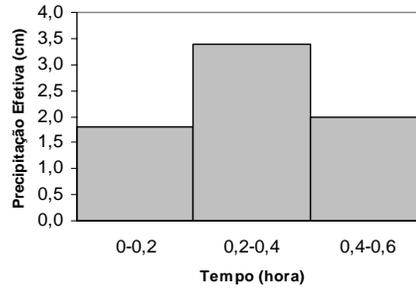


Figura 3.16 - Hietograma de Precipitações Efetivas - pulsos

Solução

Para determinação das ordenadas “q” do hidrograma unitário, da Tabela 3.18, obtém-se, inicialmente, por interpolação, a relação “q/qp” em função de “t/tp”, na Tabela 3.13.

Calcula-se o tempo de pico “tp” pela Equação 3.15 e a vazão de pico “qp” pela Equação 3.12:

$$t_p = \frac{\tau}{2} + 0,6tc = \frac{0,2h}{2} + 0,6 \times 1h = 0,7h$$

$$q_p = \frac{2,08 \times A}{t_p} = \frac{2,08 \times 9 \text{ km}^2}{0,7h} = 26,74 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabela 3.18 - Ordenadas “q” do hidrograma unitário

t(h)	t/tp (h)	q/qp	q
0	0	0,000	0,00
0,2	0,29	0,181	4,84
0,4	0,57	0,593	15,86
0,6	0,86	0,966	25,83
0,8	1,14	0,966	25,83
1	1,43	0,750	20,06
1,2	1,71	0,468	12,50
1,4	2,00	0,280	7,49
1,6	2,29	0,161	4,31
1,8	2,57	0,113	3,02
2,0	2,86	0,072	1,93
2,2	3,14	0,046	1,23

2,4	3,43	0,029	0,77
2,6	3,71	0,016	0,43
2,8	4,00	0,011	0,29
3	4,29	0,008	0,20
3,2	4,57	0,004	0,11
3,4	4,86	0,001	0,02

Na Tabela 3.19, a segunda coluna é preenchida com as ordenadas “q” do hidrograma unitário. As vazões que constam das colunas 3, 4 e 5 são os resultados da multiplicação dos “q” pelas respectivas precipitações efetivas, designadas de “pulsos”, de 1,80 cm, de 3,40 cm e de 2,00 cm.

Esses hidrogramas, correspondentes aos pulsos, são mostrados na Figura 3.17, defasados de $\tau = 0,2$ hora. Realizando-se a convolução, ou seja, somando-se as ordenadas dos três hidrogramas a cada instante “t”, obtêm-se as ordenadas “Q” do hidrograma de projeto.

Tabela 3.19 - Hidrogramas gerados pelos pulsos e hidrograma de projeto

Tempo t (h)	Q (m³/s/cm)	Hidrogramas gerados (m³/s)			Hidrograma de projeto Q (m³/s)
		pulso de 1,80 cm	pulso de 3,40 cm	pulso de 2,00 cm	
0	0,00	0,00	-	-	0,00
0,2	4,84	8,71	0,00	-	8,71
0,4	15,86	28,54	16,46	0,00	45,00
0,6	25,83	46,50	53,91	9,68	110,09
0,8	25,83	46,50	87,82	31,71	166,03
1	20,06	36,10	87,82	51,66	175,59
1,2	12,50	22,50	68,19	51,66	142,35
1,4	7,49	13,48	42,50	40,11	96,09
1,6	4,31	7,75	25,46	25,00	58,21
1,8	3,02	5,44	14,64	14,97	35,05
2	1,93	3,47	10,27	8,61	22,35

2,2	1,23	2,21	6,55	6,04	14,80
2,4	0,77	1,39	4,17	3,85	9,41
2,6	0,43	0,77	2,62	2,45	5,84
2,8	0,29	0,53	1,45	1,54	3,52
3	0,20	0,36	1,00	0,86	2,22
3,2	0,11	0,21	0,68	0,59	1,48
3,4	0,02	0,04	0,39	0,40	0,83
3,6	-	0,00	0,08	0,23	0,31
3,8	-	-	0,00	0,05	0,05
4	-	-	-	0,00	0,00

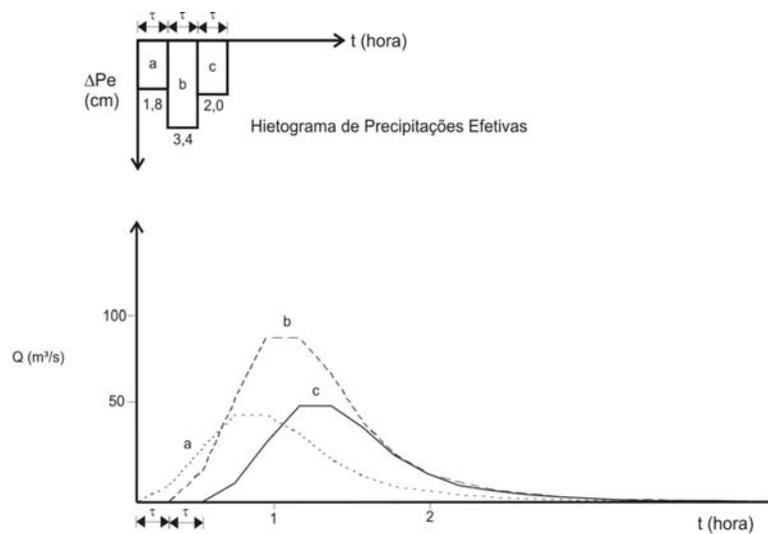


Figura 3.17 - Hidrogramas gerados pelos pulsos

A Figura 3.18 mostra os hidrogramas correspondentes aos pulsos de precipitação efetiva e o hidrograma de projeto resultante de todo evento de chuva.

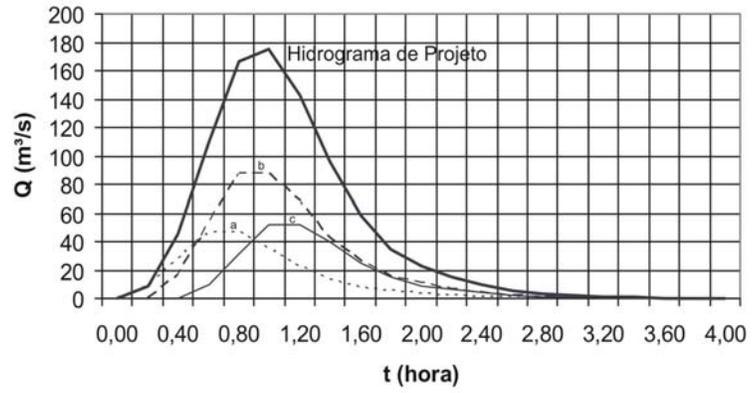


Figura 3.18 - Convolução de hidrogramas e hidrograma de projeto

Capítulo 4 - Drenagem Urbana

A Hidrologia Urbana é bastante ampla sendo que a Microdrenagem possui um papel importantíssimo na captação de águas pluviais e transporte por meio de galerias, até um desaguadouro natural como um córrego ou rio. A rede de águas pluviais é composta por galerias, bocas de lobo e poços de visita conforme mostra a Figura 4.1. Os poços de visita são instalados nas mudanças de direção, de declividade ou de diâmetro das galerias e servem para dar acesso à inspeção e limpeza das canalizações. A porção entre dois poços de visita é denominada trecho.

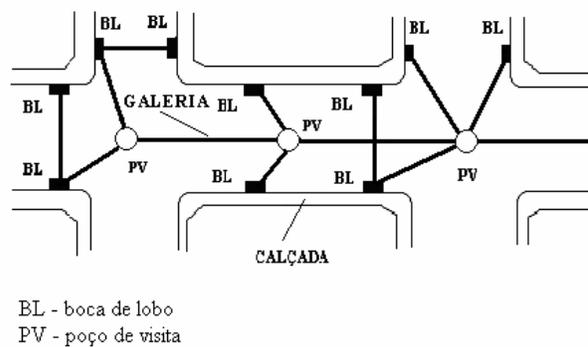


Figura 4.1 - Esquema da disposição dos elementos de uma rede de águas pluviais

Diversos são os critérios e parâmetros adotados para o dimensionamento de uma rede de águas pluviais, podendo-se citar alguns deles como o tempo de concentração, velocidade mínima e máxima, tipo de escoamento considerado no cálculo, influência de remanso, dentre outros.

Na Tabela 4.1 tem-se uma gama de parâmetros e critérios adotados por autores e instituições, notando-se a variação de valores quanto à velocidade máxima “ $V_{máx}$ ”, mínima “ $V_{mín}$ ”, recobrimento mínimo “ r_m ”, tempo de concentração inicial “ t_{ci} ”, relação máxima da lâmina de água-diâmetro adotada “ h/D ” e o tipo

de escoamento sendo uniforme “Unif.” ou gradualmente variado “Grad. Variado”.

Tendo em vista a diversidade observada, é preciso analisar os critérios e fixá-los dentro de certas restrições para se dimensionar as galerias de águas pluviais. Aqui, será fixada a velocidade mínima em 0,75 m/s, considerando que velocidades menores dificultariam a auto-limpeza das tubulações e, por outro lado, a velocidade máxima será fixada em 5,0 m/s, já que velocidades superiores exporiam demais as tubulações ao processo de abrasão. Outro aspecto importante diz respeito à consideração do regime permanente com as tubulações funcionando como condutos livres. Os sistemas de drenagem urbana devem ser projetados como condutos livres minimizando possíveis transtornos relacionados à sobrepressão nas tubulações.

Levando em conta que a praxe é de localizar as galerias de águas pluviais no eixo das vias, adota-se 1,0 m como recobrimento mínimo sobre as tubulações.

Tabela 4.1 - Parâmetros utilizados em canais e/ou seção circular das galerias de águas pluviais

Autor / Instituição	V _{mín} (m/s)	V _{máx} (m/s)	t _{ci} (min)	m (m)	Seção plena ou h/D	Tipo de escoam.	Remanso
Tucci et al. (2004)	0,6	5	10 ^a	1	plena	Unif.	-
Azevedo Netto e Araújo (1998)	0,75	5	5	1	plena ou 0,90	Unif.	-
Wilken (1978)	0,75	3,50 ^e	5 até 15	-	plena	Unif.	-
Alcântara apud Azevedo Netto (1969)	1	4	7 até 15	-	0,7	Grad. Variado	Considera
Porto (1999)	V _{méd} = 4 até 6 ^b		-	-	0,75	Unif.	-
Cirilo (2003)	0,6	4,5	-	-	h/D ^c	Unif.	-
Haestad-Durrans ^d (2003)	0,60 até 0,90	4,5	-	0,9	0,85	Unif. e Grad.Variado	Considera

DAEE-CETESB (1980)	-	-	-	-	0,82	Unif.	-
Prefeitura Municipal de Goiânia	0,75	5	-	-	0,85 até 0,90	Unif.	-
Valores recomendados pelos autores	0,75	5	5	1	0,85	Unif.	-

^a Valor citado, porém, segundo o autor pode estar superestimado, necessitando ser calculado em caso de dúvida

^b Fonte : Curso de Canais, EE-UFG, Dep. Engenharia Hidráulica, Edições Engenharia 58/72

^c Valor não fixado

^d Valores adotados pela ASCE (1992) - American Society of Civil Engineers

^e Pode-se adotar até 6m/s se for previsto revestimento adequado para o conduto

$V_{mín}$ - velocidade mínima

$V_{máx}$ - velocidade máxima

t_{ci} - tempo de concentração inicial

r_m - recobrimento mínimo

h/D - relação altura-diâmetro

O tempo de concentração inicial ou tempo de entrada nos poços de início de rede, e há vários deles em um mesmo projeto, será tomado, aqui, como 5 minutos para áreas urbanizadas.

O remanso deverá ser levado em conta para áreas baixas, principalmente para aquelas próximas ao deságüe da tubulação, e que possivelmente seriam afetadas pela variação do nível de algum curso de água de ordem superior.

Sob o ponto de vista de projeto, há a recomendação para se aplicar dois métodos para estimar a vazão de projeto, em função do tamanho da área drenada:

- método racional para áreas até 2 km², adotado nos itens 4.1 e 4.2;
- método do hidrograma unitário para áreas acima de 2 km², abordado no item 3.7.

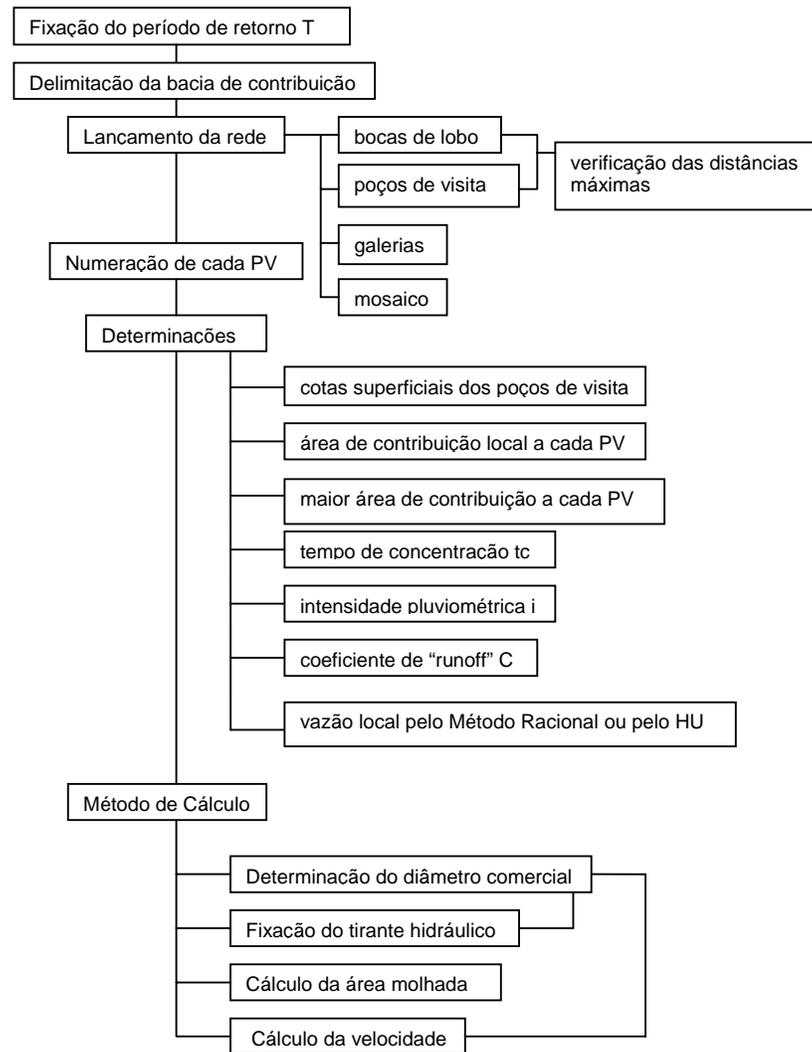


Figura 4.2 - Fluxograma com as etapas de dimensionamento de galerias de águas pluviais

Etapas e Conceitos para o Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais

As etapas, em síntese, ilustradas na Figura 4.2 e conceitos necessários para o dimensionamento das galerias de águas pluviais são descritos a seguir.

1) Delimitação da bacia de contribuição

A presença de equipe topográfica *in loco* é fundamental para delimitação da bacia contribuinte, assim como para identificar o sentido do escoamento em cada rua e em cada lote.

2) Bocas de lobo e poços de visita

Para loteamentos com esquinas sem chanfros, as bocas de lobo, devem estar um pouco a montante por motivos de segurança necessária à travessia dos pedestres. Para loteamentos com chanfros, devem-se locar as bocas de lobo junto aos vértices dos chanfros, possibilitando ligações dessas bocas de lobo ao poço de visita.

O espaçamento recomendado entre bocas de lobo é de 60 m, enquanto que o espaçamento entre poços de visita, de acordo com a Prefeitura Municipal de Goiânia (PMG) (2005), não deve ultrapassar os 100 m, a fim de propiciar a limpeza das tubulações. A numeração dos PV's (poços de visita) segue uma ordem lógica. Não há padronização quanto a esse ordenamento.

Tabela 4.2 - Espaçamentos máximos entre PV's e bocas de lobo
Fonte : *Prefeitura Municipal de Goiânia (2005)
** Tucci (2004)

Unidades	Espaçamento máximo (m)
poços de visita	100*
bocas de lobo	60**

3) Mosaico

Após o lançamento dos poços de visita e bocas de lobo, inicia-se a delimitação da bacia de contribuição a cada poço de visita, formando um mosaico de áreas de influência, conforme Figura 4.3.

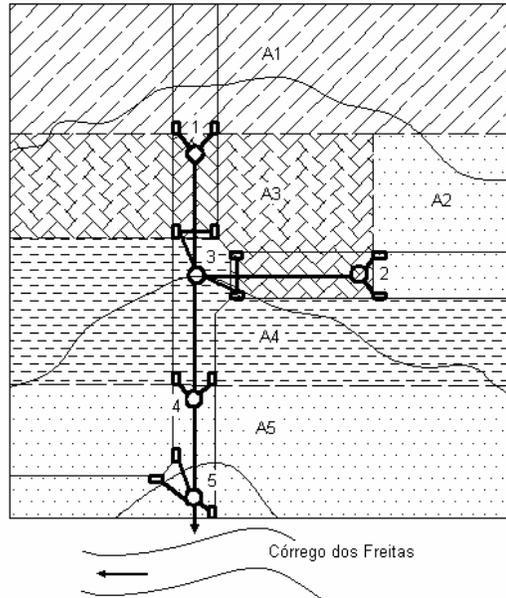


Figura 4.3 - Áreas de influência compondo o mosaico

4) Trecho

Corresponde à denominação dada à tubulação existente entre dois poços de visita. O primeiro número corresponde ao elemento de montante e o segundo corresponde ao elemento de jusante. Por exemplo, na Figura 4.3, há o trecho 1-3, trecho 2-3, trecho 3-4 e trecho 4-5.

5) Extensão da galeria (L)

Refere-se à distância entre dois poços de visita.

6) Área

Há a necessidade de se considerar dois tipos de área para dimensionar as galerias. Uma refere-se à área contribuinte local a cada poço de visita. Já a outra, denominada área total,

corresponde à soma da área local com toda a área drenada a montante.

7) Coeficiente de escoamento superficial ou de “runoff” (C)

A estimativa do coeficiente de escoamento superficial das áreas de contribuição a um determinado PV pode ser feita utilizando as Tabelas 3.8 e 3.9. Havendo a caracterização de mais do que um tipo de solo e uso, o valor de “C” adotado será o resultado de uma ponderação:

$$C = \frac{C_1 A_1 + \dots + C_n A_n}{\sum A} \quad (4.1)$$

8) Tempo de concentração (tc)

Trata-se do tempo que uma gota de chuva demora a percorrer do ponto mais distante na bacia até um determinado PV.

Para os PV's iniciais de uma rede de drenagem, adota-se um tempo de concentração de 5 minutos, enquanto que para os demais PV's os tempos de concentração correspondentes são obtidos acrescentando o tempo de percurso de cada trecho.

Quando existirem mais de um trecho afluente a um PV, adota-se para este PV o maior valor do tempo de concentração dentre os trechos afluentes, em conformidade com a definição de tempo de concentração.

9) Intensidade pluviométrica (i)

A intensidade da precipitação pode ser obtida com o emprego das equações de chuva contidas no Capítulo 2, para Goiás e sul do Estado do Tocantins, ou para localidades do Brasil por meio do trabalho de Pfafstetter (1982).

10) Vazão superficial local (Q_{loc})

Seu cálculo é realizado por meio da Equação Racional (Equação 3.9) para áreas locais:

$$Q_{loc} = C i A$$

Onde, Q_{loc} = vazão superficial local (m³/s);

C = coeficiente de escoamento superficial;

i = intensidade da chuva (m/s)

A = área da bacia contribuinte local (m²)

O emprego do Método Racional é recomendado para áreas até 2 km². Para áreas superiores a 2 km², estima-se a vazão pelo Método do Hidrograma Unitário do NRCS, item 3.7.

11) Vazão total

Corresponde ao somatório de vazões afluentes ao PV que chegam através de galerias, além da vazão superficial local em estudo. Esta vazão “Q” será utilizada no dimensionamento da galeria a jusante do PV.

12) Diâmetro (D)

A Prefeitura Municipal de Goiânia adota os seguintes diâmetros comerciais para as galerias: 400, 600, 800, 1000, 1200 e 1500 mm. Tubos com diâmetros comerciais de 300 mm podem ser utilizados como ramais entre bocas de lobo e poços de visita. A Prefeitura Municipal de Porto Alegre (DEP/DOP,2005) emprega, também, tubos comerciais de 500 mm para galerias. Acima de 2000 mm, a praxe é de moldar a galeria *in loco*.

13) Declividade do terreno no trecho (St)

Representa a razão entre a diferença das cotas de montante e jusante, nas tampas dos PV's, e a extensão do trecho (Equação 4.2).

$$St = \frac{cm - cj}{L} \quad (4.2)$$

Onde, St = declividade do terreno no trecho;

cm = cota do terreno no PV a montante (m);

cj = cota do terreno no PV a jusante (m);

L = extensão da galeria (m)

14) Cotas inferiores da galeria

Correspondem às cotas relativas à geratriz inferior da tubulação. São calculadas através das Equações 4.3 e 4.4.

$$Cim = cm - (rm + D) \quad (4.3)$$

Onde, Cim = cota inferior da galeria a montante (m);

cm = cota do terreno no PV a montante (m);

rm = recobrimento mínimo (m);

D = diâmetro (m)

$$Cij = Cim - (Sg \times L) \quad (4.4)$$

Onde, Cij = cota inferior da galeria a jusante (m);

Cim = cota inferior da galeria a montante (m);

L = extensão do trecho (m);

Sg = declividade da galeria (m/m) dada por:

$$Sg = \frac{(Cim - Cij)}{L} \quad (4.5)$$

Levando-se em conta o custo de escavação, arbitra-se inicialmente $S_g = S_t$, permitindo a resolução da Equação 4.4.

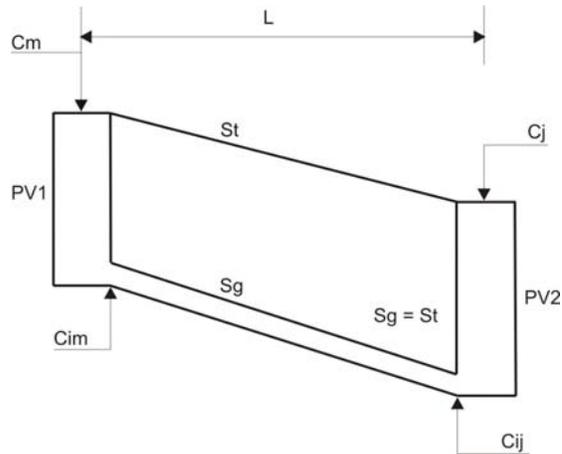


Figura 4.4 - Cotas inferiores da galeria

15) Profundidade da galeria

Corresponde à soma do recobrimento mais o diâmetro da galeria.

16) Constante k

Pode ser calculada em função do ângulo central (Figura 4.5) ou em função da vazão, coeficiente de Manning, diâmetro e declividade, de acordo com as Equações 4.6 e 4.7, ambas dedutíveis (Menezes Filho, 2007).

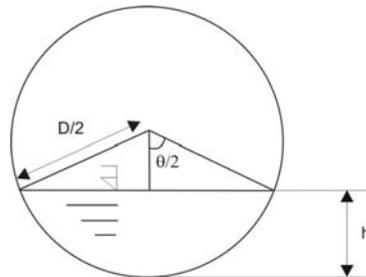


Figura 4.5 - Características geométricas do conduto livre de seção circular

$$k = 0,0496062 \theta^{-2/3} (\theta - \text{sen}\theta)^{5/3} \quad (4.6)$$

$$k = Q n D^{-8/3} S_g^{-1/2} \quad (4.7)$$

Onde, k = constante;

θ = ângulo central (rad);

Q = vazão (m^3/s);

n = coeficiente de Manning ($m^{-1/3}.s$);

D = diâmetro (m);

S_g = declividade (m/m)

17) Ângulo central da superfície livre (θ)

Utiliza-se a Equação (3.8), de acordo com Menezes Filho (2007).

$$\theta = 5915,8.k^5 - 5201,2.k^4 + 1786,6.k^3 - 298,89.k^2 + 32,113.k + 1,1487 \quad (4.8)$$

18) Relação altura-diâmetro (h/D)

Conhecido o ângulo central da superfície livre " θ ", pode-se obter a relação altura da lâmina d'água-diâmetro " h/D " pela Equação (4.9):

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right) \right] \quad (4.9)$$

19) Área molhada (A) em função do ângulo central

Com o resultado da Equação 4.8, determina-se a área molhada:

$$A = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8} \quad (4.10)$$

20) Velocidade do escoamento (V)

Conhecida a vazão " Q " no trecho e a área molhada " A ", calcula-se a velocidade pela equação:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (4.11)$$

Onde, V = velocidade do escoamento (m/s);

Q = vazão (m³/s);

A = área molhada (m²)

21) Tempo de percurso (t_p)

É a razão entre a extensão e a velocidade do escoamento na galeria.

$$t_p = \frac{L}{V \times 60} \quad (4.12)$$

Onde, t_p = tempo de percurso (min);

L = extensão da galeria (m);

V = velocidade do escoamento (m/s)

Preenchimento da Planilha de Cálculo de Galerias de Águas Pluviais

Este roteiro possui como inovação o uso de equações para o cálculo da velocidade “ V ” e da relação altura da lâmina d’água-diâmetro “ h/D ”, ao invés de tabela. Após a delimitação da bacia em estudo e de sua divisão em sub-bacias com a locação de bocas de lobo e poços de visita como mencionado no item 4.1 parte-se para o preenchimento da planilha de cálculo (Tabela 4.3).

1) Preenchimento das colunas da planilha cujos valores podem ser lançados previamente, independentemente da marcha de cálculo: trecho, extensão, área, coeficiente de “runoff” “ C ”, cota da superfície do terreno em cada PV e declividade do terreno “ St ”

2) Determinação da vazão total “ Q ”

- $t_c = 5$ min (para início de rede)

- intensidade pluviométrica “i” estimada por equação de chuva, conforme Capítulo 2, ou por relação i-d-f de Pfafstetter (1982)
- $Q_{loc} = C i A$
- $Q = Q_{loc} +$ demais vazões afluentes ao PV, transportadas pelas galerias de montante

3) Arbitra-se o menor diâmetro comercial “D” possível e faz-se a declividade da galeria “Sg=St”; preenchem-se as colunas referentes às cotas inferiores da galeria a montante e a jusante e profundidades da geratriz inferior da galeria, também, a montante e a jusante

4) Determinação da velocidade na tubulação

a) de posse da vazão total “Q”, do coeficiente de Manning n = 0,015, do diâmetro “D” e da declividade da galeria “Sg”, calcula-se a constante “k” pela Equação 4.7:

$$k = Q n D^{-8/3} Sg^{-1/2}$$

b) obtém-se, então, o ângulo central (Equação 4.8):

$$\theta = 5915,8.k^5 - 5201,2.k^4 + 1786,6.k^3 - 298,89.k^2 + 32,113.k + 1,1487$$

c) determina-se a relação altura da lâmina d’água-diâmetro “h/D” que deverá estar na faixa de 0,10 (10%) a 0,85 (85%), conforme Equação 4.9:

$$\frac{h}{D} = \frac{1}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) \right]$$

d) calcula-se a área molhada “A” (Equação 4.10):

$$A = D^2 \frac{(\theta - \text{sen}\theta)}{8}$$

e) por fim, determina-se a velocidade do escoamento na tubulação “V” (Equação 4.11):

$$V = \frac{Q}{A}$$

Análise dos Resultados

Verificando-se que $0,10 \leq h/D \leq 0,85$ e que $0,75 \text{ m/s} \leq V \leq 5,0 \text{ m/s}$, tem-se a solução mais econômica para o trecho.

5) Rotina para correção da relação “h/D” na faixa $0,10 \leq h/D \leq 0,85$

Caso a relação altura-diâmetro resulte em valores fora da faixa, deverão se avaliar as duas condições, ou sejam, valores menores que 0,10 (10 %) e valores superiores a 0,85 (85 %).

a) fixação de “h/D” em 0,10 para valores de “h/D” menores que esse ou fixação de “h/D” no valor máximo 0,85 para valores maiores;

b) cálculo do ângulo central para “h/D” correspondente a 10% ou 85 % através da Equação 4.9, com “ θ ” explicitado:

$$\theta = 2\cos^{-1}\left(1 - 2 \cdot \frac{h}{D}\right)$$

c) determinação da constante “k” pela Equação 4.6:

$$k = 0,0496062 \theta^{-2/3} (\theta - \text{sen}\theta)^{5/3}$$

d) cálculo da nova declividade da galeria “Sg”, com emprego da Equação 4.7, com “Sg” explicitado:

$$Sg = \left(\frac{Qn}{k D^{8/3}} \right)^2$$

e) encontra-se a nova cota seja ela de montante para $h/D = 0,10$ ou de jusante para $h/D = 0,85$.

$$Cim = Cij + (Sg \times L)$$

$$Cij = Cim - (Sg \times L)$$

6) Rotina para correção da velocidade “V” na faixa $0,75 \text{ m/s} \leq V \leq 5,00 \text{ m/s}$

Caso a velocidade esteja fora da faixa existem duas situações distintas com rotina semelhante de cálculo:

a) dada a vazão “Q” no trecho, fixa-se a velocidade “V” no valor mínimo (0,75 m/s) ou máximo (5,0 m/s) e calcula-se a área molhada “A” (Equação 4.11):

$$A = \frac{Q}{V}$$

b) obtém-se a relação entre a área molhada “A” e a área da seção

$$\text{plena } At = \frac{\pi D^2}{4} :$$

$$\frac{A}{At} = \frac{4A}{\pi D^2} = \text{cte} \quad (4.13)$$

c) calcula-se então o ângulo central “ θ ” pela Equação 4.14, de acordo com Menezes Filho (2007), que sintetizou a determinação do ângulo “ θ ”, em função da relação $\frac{A}{At}$, independentemente do diâmetro da galeria:

$$\theta = 17,108\left(\frac{A}{At}\right)^5 - 43,248\left(\frac{A}{At}\right)^4 + 44,821\left(\frac{A}{At}\right)^3 - 23,679\left(\frac{A}{At}\right)^2 + 9,524\left(\frac{A}{At}\right) + 0,864 \quad (4.14)$$

d) calcula-se “k” (Equação 4.6)

$$k = 0,0496062 \theta^{-2/3} (\theta - \text{sen}\theta)^{5/3}$$

e) Determina-se a declividade da galeria (Equação 4.7):

$$Sg = \left(\frac{Qn}{kD^{8/3}}\right)^2$$

f) Encontra-se a nova cota seja ela de jusante para a velocidade mínima ou de montante para a velocidade máxima.

$$C_{ij} = C_{im} - (Sg \times L)$$

$$C_{im} = C_{ij} + (Sg \times L)$$



Exemplo de Dimensionamento de Galerias de Águas Pluviais

Visam-se dimensionar galerias de águas pluviais para a área mostrada na Figura 4.6, atendendo aos seguintes critérios:

- C = 0,65
- tempo de concentração inicial $t_c = 5$ min
- recobrimento mínimo = 1m

- profundidade máxima da galeria = 4 m
- diâmetro mínimo = 400 mm
- velocidade mínima = 0,75 m/s
- velocidade máxima = 5,00 m/s
- $0,10 \leq h/D \leq 0,85$
- chuvas com período de retorno $T = 5$ anos
- Cidade: Goiânia
- Desaguadouro (canal): distância 100 metros, cota 680,00m na tampa do PV junto ao canal e cota 676,00 m no leito do canal.

Tabela 4.3 - Planilha para cálculo de galerias de águas pluviais

Trecho	Extensão	Área (m ²)		tc	c	i	Qloc	Q	D	Cota do PV no terreno (m)		St	Cotas inf. galeria (m)		Sg	Prof. galeria (m)		k	θ (rad)	h/D	A	V	tp
		Trecho	Total							mont.	jus.		mont.	jus.		mont.	jus.						

Legenda:

tc- tempo de concentração (min);

tp - tempo de percurso (min);

Qloc - vazão local (m³/s);

i - intensidade pluviométrica (mm/min);

St - declividade do terreno (m/m);

D - diâmetro (mm);

θ - ângulo central (radianos);

k - coeficiente;

v - velocidade (m/s);

A - área da seção molhada (m²);

c - coeficiente de runoff;

h/D - relação altura-diâmetro;

Q - vazão total (m³/s);

Sg - declividade da galeria (m/m)

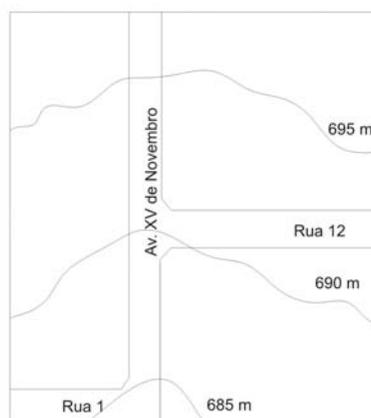


Figura 4.6 - Área a ser drenada por galerias de águas pluviais

Solução

Primeiramente faz-se o lançamento das bocas de lobo, poços de visita e galerias de águas pluviais (Figura 4.7a). Os poços de visita (PV's) são numerados, seguindo um ordenamento lógico. Delimitam-se as áreas de contribuição a cada PV compondo o mosaico (Figura 4.7b). Na Figura 4.7c encontram-se as magnitudes das áreas e as extensões das galerias.

O preenchimento da planilha de cálculo segue o roteiro proposto no item 4.2. Para diâmetro de início de rede, arbitra-se o menor valor que é $D = 400$ mm.

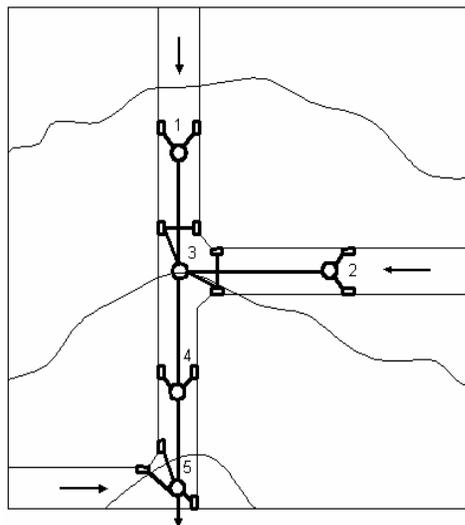
Para os trechos 1-3 e 2-3, constata-se que o diâmetro $D = 400$ mm foi satisfatório, assim como preservou-se a menor escavação ao confirmar $S_g = S_t$.

No trecho 3-4 encontrou-se uma relação " h/D " $> 0,85$ ainda com $D = 400$ mm, mantida a mesma declividade do terreno. Uma alternativa seria manter o diâmetro " D " e aumentar a declividade da galeria " S_g ". No entanto, ao proceder deste modo fixando a relação " h/D " em $0,85$, obteve-se como nova cota a jusante um valor

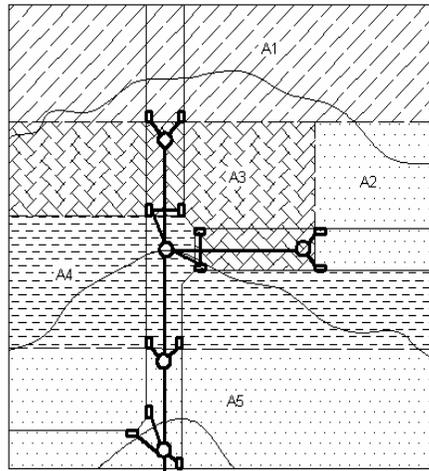
superior à profundidade máxima de 4 metros. A alternativa encontrada foi aumentar o diâmetro.

Mantendo-se $D = 500$ mm no trecho 4-5, verificou-se que o valor para a velocidade de escoamento ultrapassava aquele estabelecido de 5,0 m/s. Ainda com o mesmo diâmetro e fixando a velocidade no limite estabelecido de 5,0 m/s, calculou-se a nova cota inferior da galeria a montante. Porém, ao fazê-lo a relação “ h/D ” superou o valor máximo de 0,85. Novamente, houve a necessidade de aumentar o diâmetro, agora para 600 mm. No trecho 5-canal, a única alternativa encontrada foi aumentar o diâmetro visto a não observância dos limites estabelecidos tanto para a relação “ h/D ” quanto para a velocidade “ V ”.

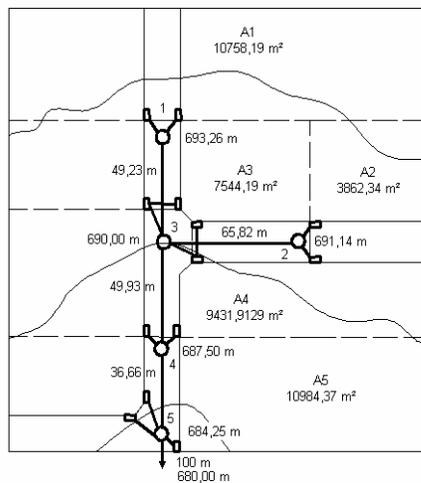
A título de observação geral, quando se aumenta o diâmetro D , eleva-se consideravelmente o custo da rede. Evidentemente há outros custos envolvidos, como escavação, escoramento, mão-de-obra, equipamentos, dentre outros.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.7 - Etapas do dimensionamento: (a) lançamento da rede de águas pluviais, (b) delimitação das áreas contribuintes (mosaico) e (c) determinação de distâncias e áreas para o cálculo.

Tabela 4.4 - Planilha de cálculo de galerias de águas pluviais

Trecho	Extensão (m)	Área (m²)		tc (min)	c	i (mm/min)	Qloc (m³/s)	Q (m³/s)	D (mm)	Cota do PV no terreno (m)	
		Trecho	Total							mont.	jus.
1-3	49,23	10758,19	10758,19	5,00	0,65	2,92	0,340	0,340	400	693,27	90,00
2-3	65,82	3862,34	3862,34	5,00	0,65	2,92	0,122	0,122	400	691,14	690,00
3-4	49,93	7544,19	22164,72	5,57	0,65	2,87	0,234	0,697	500	690,00	687,50
4-5	36,66	9431,91	31596,63	5,77	0,65	2,85	0,291	0,988	600	687,50	84,25
5-canal	100,00	10984,37	42581,00	5,89	0,65	2,84	0,338	1,325	800	684,25	680,00

St (m/m)	Cotas inf. galeria (m)		Sg (m/m)	Prof. galeria (m)		k	θ (rad)	h/D	A (m²)	V (m/s)	tp (min)
	mont.	jus.		mont.	jus.						
0,0663	691,87	688,60	0,0663	1,40	1,40	0,22817	3,70	0,638	0,0846	4,02	0,20
0,0173	689,74	688,60	0,0173	1,40	1,40	0,16023	3,17	0,506	0,0638	1,91	0,57
0,0500	688,50	686,00	0,0500	1,50	1,50	0,29661	4,32	0,779	0,1640	4,25	0,20
0,0887	684,87	682,75	0,0579	2,63	1,50	0,24036	3,79	0,660	0,1981	4,99	0,12
0,0425	682,45	678,20	0,0425	1,80	1,80	0,17485	3,28	0,535	0,2737	4,84	0,34

Capítulo 5 - Técnicas Compensatórias no Controle de Cheias Urbanas

À medida que a cidade vai crescendo, ocorrem proliferações de loteamentos sem planejamento adequado, aumentam a ocupação de áreas de risco impróprias para construções como beira de córregos, várzeas e áreas com declividade acentuada. Com isso, o adensamento populacional se torna excessivo, dificultando a construção de uma rede de drenagem adequada e eliminando possíveis áreas de armazenamento para conter cheias urbanas. Sendo assim, o impacto da urbanização cria uma necessidade de ampliar a capacidade dos condutos pré-existentes e construir outros mais. Como na maioria das cidades brasileiras, os recursos para obras de infra-estrutura são escassos, principalmente voltadas à drenagem urbana, essas obras tão importantes não são realizadas. Gera-se, então, uma sobrecarga dos condutos pluviais com aumento dos picos de cheia em até 7 vezes, ocorrendo transbordamentos e inundações em diversos pontos das cidades.

Atualmente, podem-se utilizar medidas de controle sustentáveis que buscam o controle do escoamento na fonte através da recuperação da capacidade de infiltração ou da detenção do escoamento adicional gerada pelas superfícies impermeabilizadas urbanas. O princípio fundamental deste controle é o de que qualquer novo empreendimento deve manter as condições naturais pré-existentes de vazão para um determinado risco (Tucci e Genz, 1995).

Na incessante busca da população em se proteger contra as cheias urbanas, evitando o redimensionamento do sistema de drenagem, surgiu na década de 1970 a idéia de se restabelecerem as vazões de pré-desenvolvimento a partir de dispositivos que propiciavam a retenção e infiltração das águas precipitadas antes de atingir a rede de drenagem. Com esses mecanismos, visou-se

ao rearranjo no tempo e no espaço das vazões e, com isso, a diminuição dos volumes escoados, o que reduz a probabilidade de inundações e melhora a qualidade das águas pluviais, podendo ainda integrar-se ao meio ambiente e ao tecido urbano, permitindo usos associados, como áreas de estacionamento, de lazer, parques e prática de esportes. Esses mecanismos, denominados estruturas alternativas ou técnicas compensatórias de drenagem, se apresentam como instrumentos de controle do escoamento superficial que podem ser regulamentados dentro das legislações municipais de controle da drenagem urbana visando ao crescimento ordenado das cidades.

Dentre as técnicas compensatórias possíveis de ser utilizadas para o controle da drenagem urbana, existem os micro-reservatórios domiciliares, os pavimentos permeáveis, as bacias de retenção e de retenção e as trincheiras de infiltração.

Micro-Reservatório Domiciliar

São pequenos tanques construídos dentro dos lotes (controle na fonte), concebidos com a função de amortecimento dos piques de cheia a jusante, minimizando o impacto hidrológico causado pela redução das áreas permeáveis. Geralmente possuem estrutura de alvenaria de tijolo ou concreto, instalados ao ar livre ou, ainda, dentro de uma edificação, conectados ou não ao sistema de drenagem. Os micro-reservatórios domiciliares permitem ainda aproveitar as águas pluviais para usos domésticos não potáveis, respeitados a concepção e critérios adequados de projeto, exercendo assim a dupla função de amortecimento de cheias e reserva de águas de abastecimento. A evacuação do reservatório faz-se por infiltração no solo ou por descarga na rede pluvial.

O efeito de um reservatório de detenção sobre um hidrograma de cheia é o de amortecimento conforme Figura 5.1.

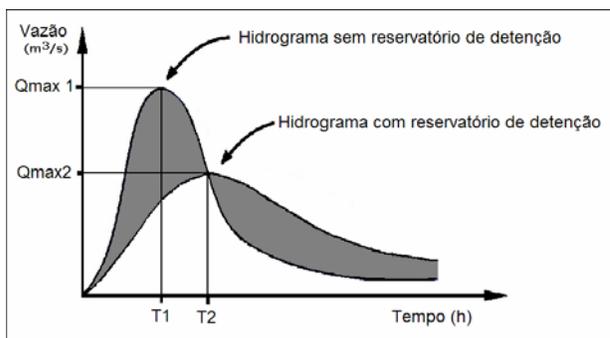


Figura 5.1 - Amortecimento da onda de cheia provocada por um reservatório de detenção

Na utilização dos micro-reservatórios domiciliares, a água da chuva pode ser coletada de toda a área do lote ou apenas de suas partes impermeáveis, tais como telhados e pisos impermeáveis e encaminhada diretamente para o reservatório. Uma vez dentro do reservatório, essa água vai se acumulando e, aos poucos, encaminhada para a rede de drenagem a uma vazão que não exceda a capacidade máxima de escoamento das tubulações pluviais existentes ou da vazão de pré-urbanização. As Figuras 5.2 e 5.3 ilustram um micro-reservatório domiciliar conectado à rede de drenagem:

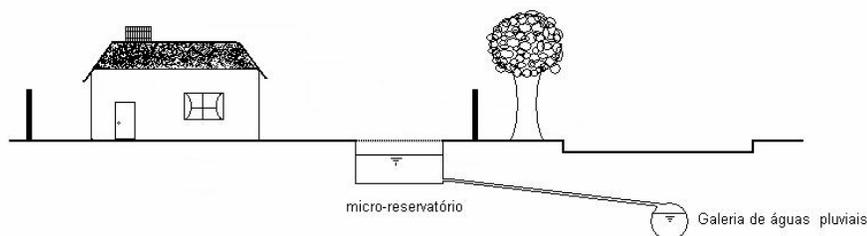


Figura 5.2 - Esquema de um micro-reservatório domiciliar

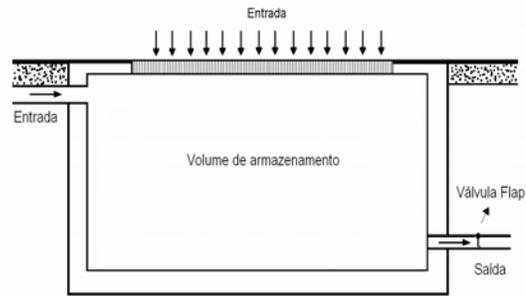


Figura 5.3 - Detalhe da entrada e saída de um micro-reservatório domiciliar

Um outro tipo de micro-reservatório domiciliar existente é aquele que coleta a água da chuva e a encaminha para um reservatório não conectado à rede de drenagem. Como neste reservatório não existe uma tubulação de saída, todo o volume de água armazenado servirá para usos diversos dentro do próprio lote, tais como irrigação da vegetação existente e lavagem de áreas e veículos. Já existem construções que possuem um sistema de encanamento duplo de água, em que uma tubulação conduz água para fins potáveis e outra, oriunda de micro-reservatório, para usos diversos, incluindo aí descarga de sanitários.

Para estimar o volume do reservatório a ser construído em um lote residencial, é necessário primeiramente determinar a vazão máxima de entrada e de saída (quando for conectado à rede de drenagem) do reservatório, utilizando para isso o método racional:

$$Q_{\text{máx}} = C \cdot i \cdot A \quad (5.1)$$

Onde, Q_{max} = vazão máxima de entrada ou de saída (m^3/s);

C = coeficiente de *runoff*,

i = intensidade pluviométrica (m/s);

A = área impermeabilizada ou total do lote (m^2)

O coeficiente de *runoff* é determinado em função de uma série de fatores, dentre os quais tem-se o tipo de solo, ocupação da bacia, umidade de solo antecedente e intensidade pluviométrica. A sua adoção, portanto, deve ser um valor bastante criterioso, e geralmente é determinado em função do tipo de superfície e da ocupação conforme Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 - Valores do Coeficiente "C" em função do tipo de superfície
Fonte: ASCE (1969)

Superfície	C	
	Intervalo	Valor esperado
Pavimento		
Asfalto	0,70 - 0,95	0,83
Concreto	0,80 - 0,95	0,88
Calçadas	0,75 - 0,85	0,80
Telhado	0,75 - 0,95	0,85
Cobertura: grama, arenoso		
Plano (2%)	0,05 - 0,10	0,08
Declividade Média (2 a 7%)	0,10 - 0,15	0,13
Declividade Alta (7%)	0,15 - 0,20	0,18
Gramma, solo pesado		
Plano (2%)	0,13 - 0,17	0,15
Declividade Média (2 a 7%)	0,18 - 0,22	0,20
Declividade alta (7%)	0,25 - 0,35	0,3

Tabela 5.2 - Valores de C (*runoff*) com base no tipo de ocupação
Fonte: ASCE (1969)

Descrição da área	C
Área comercial	
Central	0,70 - 0,90
Bairros	0,50 - 0,70
Área residencial	
Residências isoladas	0,35 - 0,50
Unidades múltiplas (separadas)	0,40 - 0,60
Unidades múltiplas (conjugadas)	0,60 - 0,65
Lotes superiores a 2.000 m ²	0,30 - 0,45

Áreas com apartamentos	0,50 - 0,70
Área industrial	
Indústrias leves	0,50 - 0,80
Indústrias pesadas	0,60 - 0,90
Parques, cemitérios	0,10 - 0,25
Playgrounds	0,20 - 0,35
Pátios ferroviários	0,20 - 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 - 0,30

No estabelecimento da vazão máxima de saída, utiliza-se um coeficiente de *runoff* para as condições naturais da bacia, ou seja, área permeável e com vegetação. Deste modo, a vazão de saída para condições de pré-urbanização será inferior à de pós-urbanização.

Para chegar à vazão máxima, necessita-se estimar a intensidade de projeto, a qual pode ser obtida, para as cidades de Goiás e sul do Tocantins, por meio da Equação 5.2, de acordo com Costa e Prado (2003):

$$i = \frac{B_1 \cdot \left(T^{\alpha + \frac{\beta}{T^\gamma}} \right)^\delta}{(t + c)^b} \quad \text{válida para } 1 \text{ ano} \leq T \leq 8 \text{ ano (5.2)}$$

Onde, α , β , γ , e δ são parâmetros regionais que dependem apenas do período de retorno;

B_1 , b e c são parâmetros que descrevem características locais;

i é a intensidade pluviométrica, em mm/min;

t é a duração da chuva, em min;

T é o período de retorno, em ano

De posse da vazão máxima de entrada no reservatório, constrói-se o hidrograma de entrada, conforme Figura 5.4, notando-se, aqui, tratar-se de um lote. Neste caso, simplificam-se as estimativas de tempo de pico t_p e de tempo de base t_b , ambos dados em função do tempo de concentração “ t_c ”, conforme Tucci (1998):

$$t_p = t_c$$

$$(5.3)$$

$$t_b = 2 t_c$$

Outra simplificação diz respeito à adoção de $t_c=5\text{min}$, conforme Azevedo Netto *et al.*, (1998).

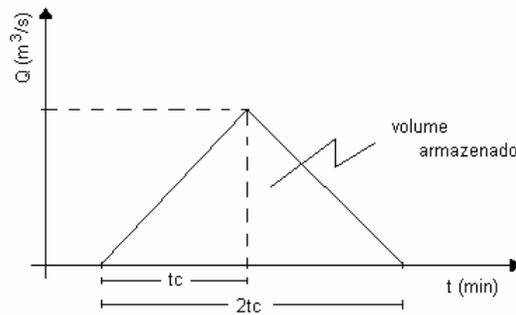


Figura 5.4 - Hidrograma triangular de entrada no reservatório

Quando o reservatório não possuir uma vazão de saída, todo o seu volume de entrada será armazenado:

$$\text{vol} = Q_{e_{\text{máx}}} \cdot 2t_c / 2 = Q_{e_{\text{máx}}} \cdot t_c \quad (5.4)$$

Onde, vol = volume de armazenamento (m^3);

$Q_{e_{\text{máx}}}$ = vazão máxima de entrada (m^3/s);

t_c = tempo de concentração = tempo de duração da chuva

τ (s)

Para a construção do hidrograma de saída, deve-se ter em mente que a única diferença em relação ao hidrograma de entrada diz

respeito ao coeficiente de *runoff* “C” que, para simular as vazões de saída, retratará as condições anteriores ao processo de urbanização.

Muitos micro-reservatórios domiciliares, entretanto, possuem orifício para a saída da vazão. Nesses casos, o volume a ser armazenado diminui, conforme Equação 5.5.

$$\text{vol} = Q_{e_{\text{máx}}} \cdot 2t_c/2 - Q_{s_{\text{máx}}} \cdot 2t_c/2 = (Q_e - Q_s) \cdot t_c \quad (5.5)$$

Onde, vol = volume de armazenamento (m^3);

$Q_{e_{\text{máx}}}$ = vazão máxima de entrada (m^3/s);

$Q_{s_{\text{máx}}}$ = vazão máxima de saída (m^3/s);

t_c = tempo de concentração = tempo de duração da chuva

τ (s)

Estabelecida a vazão máxima de saída do micro-reservatório, é necessário calcular o diâmetro da tubulação de saída. Seja a situação usual de um orifício completamente submerso, conforme Figura 5.5, em que o diâmetro do orifício “D” é função da vazão “Q”, da diferença de nível “h” e do coeficiente de descarga “ C_q ”:

$$D = 0,5361 \cdot \left(Q/h^{1/2} \cdot C_q \right)^{1/2} \quad (5.6)$$

Onde, D = diâmetro do orifício (m);

Q = vazão (m^3/s);

C_q = coeficiente de descarga;

h = diferença entre os níveis de água de montante e jusante

(m)

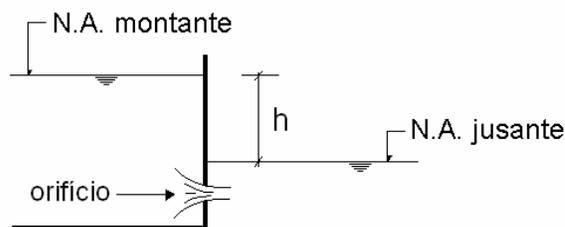


Figura 5.5 - Orifício submerso com os N.A. de montante e de jusante



Exemplo

De forma a ilustrar o uso de um micro-reservatório domiciliar, foi dimensionado seu volume para o armazenamento das águas pluviais oriundas apenas da parte impermeável de um lote. O terreno possui uma área total de $789,1 \text{ m}^2$, sendo $424,3 \text{ m}^2$ de área impermeável, e nele consta a presença de uma residência e uma área verde.

O reservatório não será conectado à rede coletora urbana de águas pluviais e terá todo seu volume de entrada armazenado, sendo destinado ao uso de irrigação de jardim e de lavagem de áreas. No cálculo da vazão máxima de projeto, adotou-se o coeficiente de *runoff* para as condições de áreas impermeáveis, que é de 0,95 (ASCE, 1969).

Tomando para efeito de cálculo uma duração de chuva de projeto de 5 minutos e períodos de retorno “T” de 2 e de 5 anos, chegaram-se às seguintes intensidades de precipitação, conforme Equação 5.2.

Tabela 5.3 - Intensidade pluviométrica em Goiânia

Cidade	Intensidade Pluviométrica (mm/h)	
	T = 2 anos	T = 5 anos
Goiânia	145,32	175,18

De posse dos dados de intensidade de precipitação de projeto, calculou-se a vazão máxima de entrada no reservatório pelo método racional, utilizando a Equação 5.1.

Tabela 5.4 - Vazão máxima de entrada no reservatório

Cidade	Vazão máxima de entrada (L/s)	
	T = 2 anos	T = 5 anos
Goiânia	16,27	19,61

Para os períodos de retorno de 2 e de 5 anos, construíram-se seus respectivos hidrogramas, Figura 5.6a e 5.6b, onde se notam os volumes de $4,88\text{m}^3$ e $5,88\text{m}^3$ respectivamente, obtidos pela Equação 5.4.

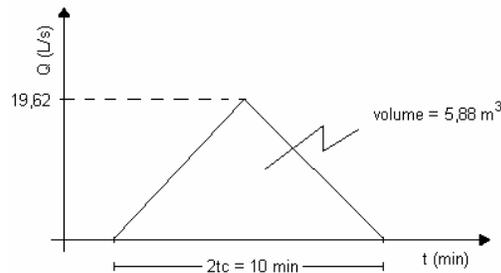


Figura 5.6 a - Hidrograma do reservatório

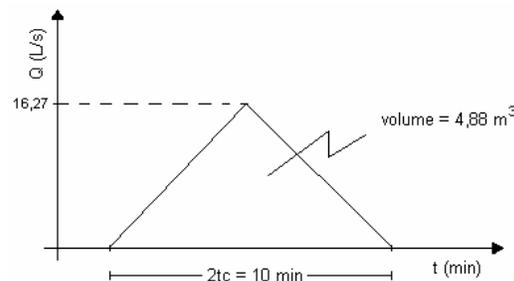


Figura 5.6 b - Hidrograma do reservatório de detenção para T = 2 anos de detenção para T = 5 anos

Tabela 5.5 - Volume a ser armazenado no reservatório

Cidade	Volume a ser armazenado (m^3)	
	T = 2 anos	T = 5 anos
Goiânia	4,88	5,88

A partir da obtenção dos volumes a serem armazenados para os dois períodos de retorno em questão, a alternativa de armazenar $5,88 \text{ m}^3$ impõe um maior volume, em relação à alternativa de $4,88 \text{ m}^3$, porém, permite conter escoamentos com período de retorno de 5 anos.

O uso de micro-reservatórios domiciliares em nível de lote representa uma das possibilidades para a redução dos picos de cheia e conseqüentemente inundações, mostrando também que pode servir como um acumulador de águas pluviais para posteriores usos.

Pavimentos Permeáveis

Os pavimentos permeáveis são superfícies drenantes que promovem a infiltração, armazenamento e percolação de parte ou da totalidade da água provinda do escoamento superficial para dentro de uma camada de armazenamento temporário no terreno, a qual é absorvida gradualmente pelo solo.

O pavimento permeável possui as mesmas funções urbanísticas do pavimento convencional, podendo ser utilizado em áreas de estacionamento, de pequena movimentação de veículos, calçadas residenciais internas e externas e praças públicas. A diferença em relação ao pavimento convencional é possuir a propriedade de reduzir os volumes escoados superficialmente, diminuindo os picos de cheia e, conseqüentemente, os custos de implantação de galerias de águas pluviais, em função de menores diâmetros.

Os pavimentos permeáveis são constituídos de uma camada superior de revestimento poroso, assentado sobre camadas de material granular. O revestimento superior pode ser do tipo

concreto poroso ou de blocos de concreto vazados conforme Figuras 5.7 e 5.8:



Figura 5.7 - Pavimento permeável do tipo concreto poroso



Figura 5.8 - Pavimento permeável do tipo bloco de concreto vazado

O revestimento de concreto poroso, Figura 5.9a, é executado com agregados de maior granulometria, isento de partículas finas. Sob o revestimento é disposta uma camada filtrante (manta geotêxtil ou filtro granular de areia) para evitar a migração de finos para o solo, mantendo sua capacidade drenante. Abaixo do filtro granular, acrescenta-se uma camada de brita com alto índice de vazios. A base de brita funciona como um reservatório de amortecimento de águas pluviais, pois retém a água absorvida, armazenando-a até que seja totalmente infiltrada no terreno.

O revestimento de blocos vazados, Figura 5.9b, é assentado sobre camada de areia que, por sua vez, é assentada sobre uma camada filtrante e por baixo uma camada de brita assim como no revestimento de concreto poroso. Na superfície do terreno, os vazios dos blocos podem ser preenchidos com pedriscos, areia ou grama. Nesta última opção, deve-se utilizar um material de preenchimento (terra) com alto índice de permeabilidade. Os blocos de concreto vazados, quando preenchidos com grama, proporcionam o aumento da área verde, melhorando as condições estéticas e de evapotranspiração, reduzindo ilhas de calor. Já quando se utiliza exclusivamente o concreto poroso no sistema viário (ruas e avenidas), ele proporciona uma redução do risco de derrapagem, melhora a visibilidade e reduz as distâncias de frenagem sob chuva.

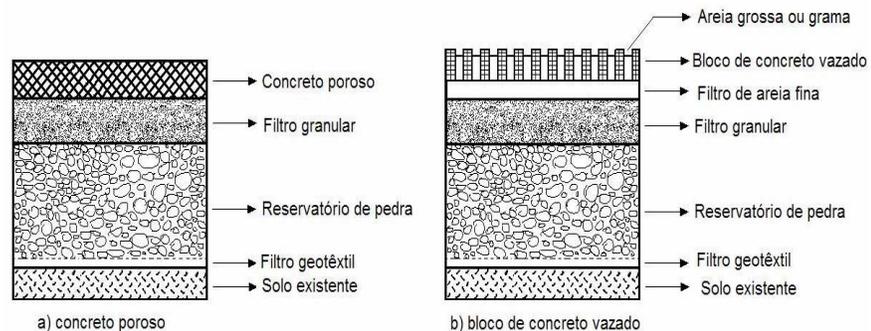


Figura 5.9 - Esquema de pavimentos permeáveis
 Fonte: adaptado de Urbonas e Stahre, 1993

Tanto os revestimentos de asfalto poroso como os de blocos vazados são encontrados normalmente no mercado brasileiro. Os revestimentos porosos devem ser executados na obra.

No dimensionamento do volume a ser armazenado no reservatório de pedras do pavimento permeável, leva-se em conta a intensidade de chuva de projeto e a taxa de infiltração do solo. Para isso, Araújo *et al.* (2000) propuseram as seguintes equações:

$$\text{vol} = (i + f - t_{xi}) \cdot \tau \quad (5.7)$$

Onde, vol = volume precipitado a ser armazenado pelo reservatório (mm);

i = intensidade da chuva de projeto (mm/h);

t_{xi} = taxa de infiltração do solo (mm/h);

τ = tempo de duração da chuva (h);

f = fator de contribuição para o volume advindo de áreas externas ao pavimento permeável

O fator de contribuição “f” pode ser determinado pela seguinte fórmula:

$$f = i \cdot A_f / A_p \quad (5.8)$$

Onde, A_f = área de contribuição externa ao pavimento permeável;

A_p = área do pavimento permeável

Feito o cálculo do volume do reservatório de pedras do pavimento permeável, é necessário determinar sua profundidade, sendo esta dada por:

$$h = \text{vol}/p \quad (5.9)$$

Onde, h = profundidade do reservatório de pedras (mm);
 p = porosidade do material

A porosidade do material de preenchimento do reservatório de pedras pode ser determinada pela seguinte equação:

$$p = (\text{vol}_{\text{liq}} + \text{vol}_{\text{vazio}}) / \text{vol}_{\text{total}} \quad (5.10)$$

Onde, vol_{liq} = volume de líquidos;
 $\text{vol}_{\text{vazio}}$ = volume de vazios;
 $\text{vol}_{\text{total}}$ = volume total da amostra

Segundo Urbonas e Stahre (1993), o uso do pavimento permeável só não é recomendável para locais com baixa permeabilidade do solo, ou em locais com uma camada impermeável que não permita a infiltração ou, ainda, em locais que possuam o lençol freático elevado. Nestes locais é preferível optar pela construção de reservatórios de detenção ou retenção. Um pavimento permeável somente será viável para solos com taxa de infiltração superior a 7mm/h e que no período chuvoso o nível do lençol freático ou camada impermeável esteja a pelo menos 1,2m abaixo da superfície.

Bacias de Detenção e de Retenção

As bacias de detenção e de retenção são estruturas de armazenamento temporário do escoamento superficial oriundo das águas pluviais, podendo possuir também a função de infiltração dessas mesmas águas quando instaladas diretamente em solo exposto. De acordo com Baptista *et al.* (2005), sua forma básica envolve um volume livre deixado para a acumulação das águas superficiais e/ou eventual infiltração denominado volume de espera, uma estrutura hidráulica de controle da vazão de saída,

usualmente um descarregador de fundo, e um vertedor de emergência.

As bacias de detenção ou de retenção fazem um controle da vazão máxima, amortecendo os picos de cheia a jusante e reduzindo os volumes do escoamento superficial devido à infiltração, o que diminui os efeitos das inundações em áreas urbanas. As bacias de detenção e de retenção exercem praticamente a mesma função que os micro-reservatórios domiciliares, entretanto, possuem maior capacidade de armazenamento, promovem a infiltração das águas pluviais e controle da poluição difusa.

As bacias são denominadas de detenção ou de retenção em função da lâmina de água existente, onde aquelas bacias que secam após o seu uso, ou seja, após uma chuva recebem o nome de bacias de detenção, e aquelas que mantêm uma lâmina de água permanente são denominadas de bacias de retenção. As bacias de retenção, por manterem uma lâmina de água, são mais eficazes no controle de poluentes, além de possuírem a vantagem do não crescimento de vegetação indesejável no fundo da bacia. As Figuras 5.10 e 5.11 ilustram bacias de detenção e de retenção implantadas junto a uma praça.

Dentro de um contexto urbano, as bacias de detenção e de retenção podem se associar à paisagem local e assumir um caráter multifuncional. Quando associada à vegetação ao seu redor elas servem como área de lazer para a população, uma pequena reserva ecológica, ou até mesmo fazer parte do projeto urbanístico da cidade como um elemento de valorização devido à presença de água (bacias de retenção). As bacias de detenção, quando secas, podem servir de espaço para a prática de esportes. Contudo, deve-se ter sempre em mente que as bacias demandam ações planejadas e intensas de manutenção, envolvendo as áreas verdes

ao redor, remoção de resíduos sólidos, o desassoreamento e o controle da qualidade da água quando for o caso.



Figura 5.10 - Bacias de detenção implantadas na praça Liberdade, do setor Jaó - Goiânia



Figura 5.11 - Bacias de retenção implantadas em praças do setor Jaó - Goiânia

Trincheiras de Infiltração

As trincheiras de infiltração são estruturas de controle da drenagem urbana e que têm a finalidade de captar as águas pluviais provenientes do escoamento superficial, armazenando-a por tempo suficiente para sua infiltração no solo. Elas possuem largura e profundidade reduzidas em comparação com as dimensões longitudinais que são mais significativas. Sua construção básica se dá por meio de valetas implantadas junto à superfície ou sub-superfície do terreno e preenchidas com material granular, tais como brita, seixo rolado, pedras de mão ou outros materiais que possuam uma porosidade em torno de 40%. Em todos os tipos de trincheira, o material granular é revestido por um filtro geotêxtil para evitar a entrada de finos no dispositivo e conseqüentemente a colmatção da estrutura. Quando implantadas sub-superficialmente, a camada superior pode ser preenchida com grama, seguida logo abaixo por um filtro geotêxtil. A Figura 5.12 ilustra uma trincheira de infiltração típica implantada superficialmente.



Figura 5.12 - Trincheira de infiltração implantada junto à superfície
Fonte: Galvão *et al*(2000)

O mecanismo de funcionamento das trincheiras de infiltração é bem simplificado, onde a entrada das águas superficiais na valeta se dá diretamente através da superfície da trincheira ou por meio de uma tubulação que capta a água da chuva a ser armazenada e

efetua sua introdução na trincheira. Uma vez armazenada, a água vai sendo lentamente infiltrada no solo por meio de suas paredes laterais e fundo. As Figuras 5.13a e 5.13b mostram, respectivamente, o esquema de trincheiras de infiltração sub-superficial e superficial.

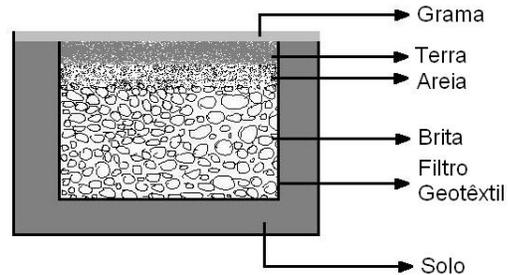


Figura 5.13a - Trincheira de infiltração

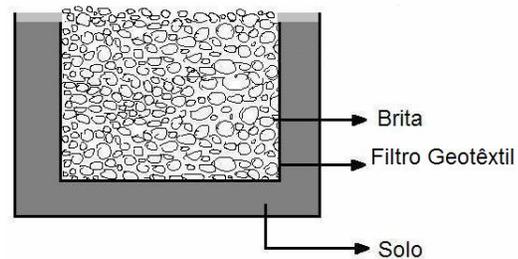


Figura 5.13b - Trincheira de infiltração sub-superficial

Segundo Urbonas e Stahre (1993), na implantação das trincheiras de infiltração, a escolha do local é de suma importância para o bom funcionamento da estrutura, devendo-se seguir alguns critérios:

- camada impermeável do solo a pelo menos 1,2m abaixo da camada de brita;
- lençol freático, também, a pelo menos 1,2m abaixo da camada de brita, considerando a época mais crítica do ano, ou seja, a época das chuvas;
- taxa de infiltração do solo maior que 8 mm/h quando saturado, garantida por ensaios de infiltração em vários pontos;
- solo classificado dentro das categorias A e B do NRCS (Natural Resources Conservation Service);

- não devem ser instaladas em locais com declividade acentuada do terreno ou sobre aterros mal projetados;
- dimensionamento não adequado para grandes áreas de contribuição, sendo apropriado, então, para lotes residenciais e quarteirões;
- posicionamento da trincheira preferencialmente perpendicular ao escoamento e, quando possível, paralela às curvas de nível.

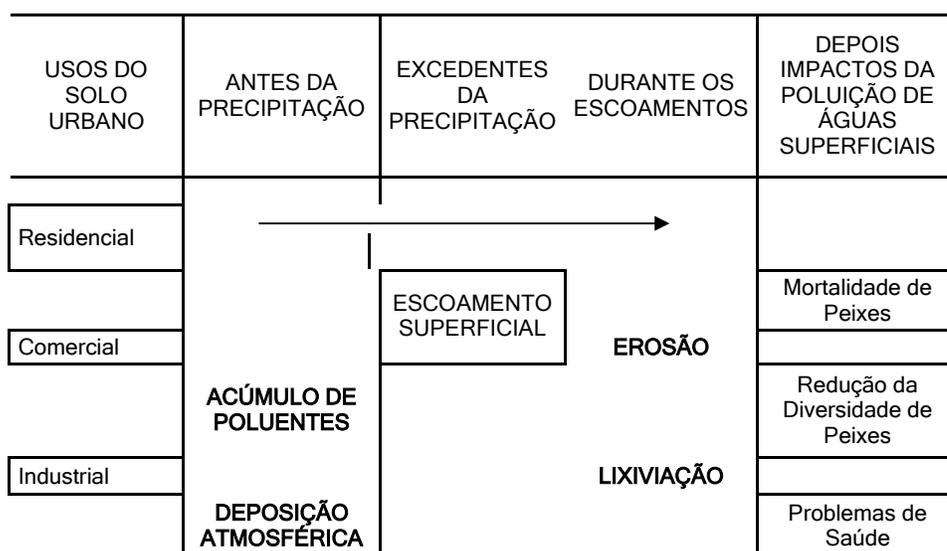
O uso das trincheiras de infiltração é bem versátil, podendo ser instaladas em praças, canteiros centrais, calçadas, em áreas de estacionamento e paralela às vias de tráfego. Devido à realimentação do lençol freático, as trincheiras ajudam no desenvolvimento da vegetação nas proximidades do local, contribuindo de maneira significativa para a manutenção de áreas verdes.

Capítulo 6 - Qualidade das Águas de Drenagem

Introdução

A importância dos estudos de qualidade da água de drenagem no Brasil cresce na medida em que os municípios estabelecem estações de tratamento de águas residuárias. Nos países economicamente desenvolvidos houve uma redução significativa das fontes poluidoras pontuais na década de 1980, com a implementação de legislações ambientais, processo este que ocorre atualmente no Brasil. As fontes difusas de poluição passaram a ser as principais causas de restrição de usos dos recursos hídricos.

A análise dos problemas de qualidade de água de drenagem requer a identificação das diversas fontes poluidoras. A seleção dos poluentes para estudo deve se basear nas necessidades locais. É essencial que o estudo tenha objetivos claros, incluindo a identificação dos problemas ambientais a serem endereçados e de que maneira poderia contribuir para um benefício nas condições ambientais.



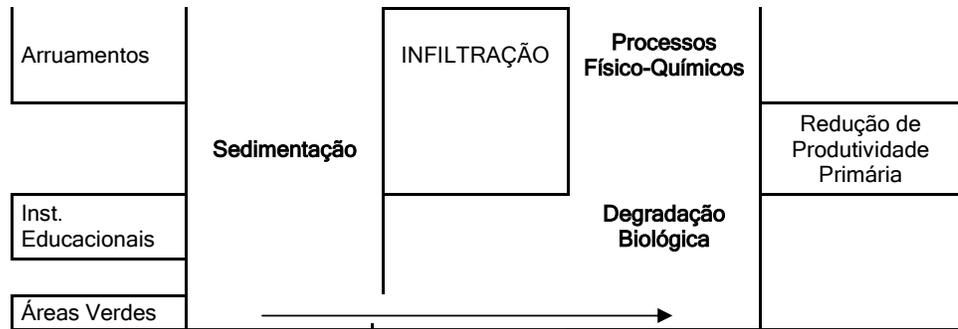


Figura 6.1 - Fluxo de poluentes em áreas urbanas

Poluição das Águas de Drenagem

Sabe-se que há uma grande diversidade de poluentes nas águas de drenagem. A precipitação remove da atmosfera os poluentes presentes no ar levando-os à superfície. Ao atingir a superfície a água desloca partículas sólidas e se mistura com uma série de outros poluentes ao longo de seu percurso. Os poluentes misturados com a água são então conduzidos às águas superficiais e subterrâneas.

Os processos que podem levar a problemas de qualidade das águas de drenagem são: (1) lavagem atmosférica pela chuva; (2) erosão e fricção por escoamento; (3) lavagem do solo; (4) deposição/acúmulo; (5) transformação. A Figura 6.1 ilustra o fluxo de várias fontes poluidoras urbanas e seu impacto sobre os recursos hídricos. Na Tabela 6.1 estão também listadas algumas fontes poluidoras das águas de drenagem.

Tabela 6.1 - Fontes poluidoras das águas de drenagem

Partículas sólidas sobre a superfície do solo	Infiltração de águas provenientes de sistemas de esgotos sanitários nos sistemas de drenagem
Restos vegetais	Vazamento proveniente de sistemas individuais de tratamento de esgotos (e.g. fossas sépticas)
Erosão e lixiviação do solo	Combustível e óleo de veículos e postos de gasolina
Animais mortos ou resíduos gerados pelos mesmos	Disposição inadequada de tintas

Fertilizantes	Acidentes com veículos transportando produtos perigosos
Pesticidas e Herbicidas	Infiltração de chorume
Estacionamentos	Poluentes atmosféricos
Lixo	Telhados

As fontes poluidoras são classificadas em dois grupos quanto à forma de ocorrência: (1) fontes pontuais e (2) não-pontuais ou difusas. *Fontes pontuais* podem ser definidas como aquelas que ocorrem concentradas em um único local, tal como uma tubulação lançando esgoto em um rio. Emissários de águas de drenagem são outro exemplo de fontes pontuais de poluição. *Fontes difusas* são aquelas que ocorrem por uma extensão relativamente grande tal como runoff contendo pesticidas provenientes de uma área agrícola. As fontes poluidoras das águas de drenagem são em geral difusas, entretanto, nos locais onde há sistemas de drenagem construídos, elas podem se tornar fontes pontuais. É importante que a identificação dessas áreas preceda qualquer plano de ação ambiental que tenha por objetivo a melhoria da qualidade das águas. O controle de poluição na fonte ainda é o método mais eficiente e menos custoso.

Os fatores que afetam a qualidade das águas de chuva e drenagem incluem: (1) intensidade de chuva; (2) volume; (3) número de dias secos antecedendo um evento de chuva; (4) volume de tráfego; (5) uso do solo; (6) características do sistema de drenagem; (7) limpeza pública; (8) características geológicas. Dentre estes fatores, em geral, o mais importante é o uso do solo na determinação das fontes difusas de poluentes.

As águas de drenagem apresentam uma variedade de poluentes que incluem partículas sólidas, metais pesados, compostos orgânicos e inorgânicos tóxicos, poluição orgânica e organismos

patogênicos. Os poluentes das águas de chuva podem ser classificados de acordo com sua origem em diversos grupos: poluentes atmosféricos, de escoamento de telhados, depósitos de sedimentos, nutrientes, lixo, bactérias com ênfase no grupo coliforme, metais pesados (mercúrio, chumbo, platina, cádmio, cianeto), tóxicos orgânicos como os hidrocarbonetos e defensivos agrícolas. A grande maioria dos poluentes está associada com partículas sólidas presentes na água. A Tabela 6.2 lista a distribuição de metais pesados associados com partículas de diferentes dimensões coletadas em Toulouse, França. Observe-se que boa parte das partículas tem dimensões menores que 10 µm e estas encontram-se associadas com a maior parcela de metais pesados.

Tabela 6.2 - Percentagens de sólidos suspensos e distribuição de metais pesados associados com diferentes tamanhos de partículas (os tamanhos aparecem entre parênteses)

Tamanho das partículas (µm)	>100	100-50	50-40	40-32	32-20	20-10	<10
Sólidos Suspensos (%)	15	11	6	9	10	14	35
Cádmio	18 (13)	11 (11)	6 (11)	5 (6)	5 (5)	9 (6)	46 (14)
Cobalto	9 (18)	5 (16)	4 (25)	6 (20)	6 (18)	10 (22)	60 (53)
Cromo	5 (21)	4 (25)	2 (26)	6 (50)	3 (23)	9 (39)	71 (134)
Cobre	7 (42)	8 (62)	3 (57)	4 (46)	4 (42)	11 (81)	63 (171)
Manganês	8 (86)	4 (59)	3 (70)	3 (53)	4 (54)	7 (85)	71 (320)
Níquel	8 (31)	5 (27)	4 (31)	5 (31)	5 (27)	10 (39)	63 (99)
Chumbo	4 (104)	4 (129)	2 (181)	4 (163)	5 (158)	8 (247)	73 (822)
Zinco	5 (272)	6 (419)	3 (469)	5 (398)	5 (331)	16 (801)	60 (1232)

Estudos de qualidade de água de drenagem podem se centrar em vários aspectos físico-químicos da água de acordo com o interesse de órgãos ambientais, projetistas ou centros de pesquisa. Exemplos de tais estudos incluem compostos de fósforo Correll et al. [1999a, 1999b, 1999c, and 1999d], de enxofre [Norton et al., 1999], de nitrogênio [Jaynes et al., 1999] ou organismos tais como vírus e coliformes fecais [Brenner et al., 1999]. Estudos sobre poluição orgânica no rio Sena, França, por águas de drenagem foram conduzidos por Servais et al. [1999], incluindo análises de DBO e DQO. A escolha do parâmetro de estudo depende da definição de prioridades em planejamento integrado da respectiva Bacia Hidrográfica. Redução de herbicidas, inseticidas, sólidos ou metais são objetivos que se podem ter no projeto de um sistema de controle de poluição.

Em estudos de toxicidade na Província de British Columbia, Canadá, das 58 amostras de água de chuva tomadas por Bailey et al. [1999], 42 foram consideradas tóxicas para trutas jovens. A presença de zinco e cations bivalentes na água foi indicada como a principal causa da toxicidade. Metais pesados como cobre, prata e zinco foram também encontrados em runoff proveniente de estradas de grande circulação em Portugal [Barbosa and Hvitved-Jacobsen, 1999]. Na legislação ambiental alemã, o runoff proveniente de estradas de rodagem deve ser infiltrado no solo para recarga do aquífero subterrâneo, pois contém significativas concentrações de metais pesados e hidrocarbonetos.

Waschbusch et al. [1999] investigaram fontes de fósforo em uma área residencial de Madison, Wisconsin, Estados Unidos. Foram coletadas várias amostras de runoff. Gramados e arruamentos foram considerados as principais fontes de fósforo, contribuindo com 80% da carga anual de fósforo na micro-bacia hidrográfica. Sauer et al. [1999] relataram que as excretas de aves contribuíram

mais para o aumento de nutrientes nas águas de escoamento rurais do que de animais de pasto como vacas, ovelhas e cavalos.

Estudos em Detroit, Estado de Michigan, Estados Unidos [Atasi et al., 1999] indicaram que a deposição atmosférica é a principal fonte de massa de cádmio, mercúrio e PCBs no runoff. Shiba et al. [1999] também investigando o papel da deposição atmosférica sobre o runoff urbano concluíram que substâncias químicas presentes na água de chuva, provenientes da atmosfera, podem ser significativas fontes poluidoras. Basnyat et al. [1999] verificaram que as áreas urbanas são as maiores fontes de nitrato recebidas pelo Rio Alabama, Estados Unidos, enquanto as áreas agrícolas ficam em segundo lugar.

Foerster [1999] estudou a contribuição das coberturas residenciais para a poluição de águas de drenagem em Bayreuth na Alemanha. Dissolução de componentes metálicos dos telhados, aquecimento e deposição de partículas poluentes da atmosfera foram indicados como as principais fontes de poluição das águas de escoamento.

Especialmente em países em via de desenvolvimento, a presença de lixo nos sistemas de drenagem constitui um problema significativo. A interrupção dos sistemas de drenagem por acúmulo de lixo, embora ocorra freqüentemente, não é levado em consideração em técnicas rotineiras de dimensionamento de sistemas públicos de drenagem. Isto tem sido causa de vários problemas de inundação especialmente em áreas urbanas brasileiras. Pode haver a contaminação das águas por patogênicos, o que constitui um problema de saúde pública. Essa questão ilustra a inter-relação de três áreas do Saneamento: a saúde pública, o manejo de resíduos sólidos e a drenagem urbana. O planejamento integrado do Setor de Saneamento ainda não é

prática corrente nos municípios brasileiros, porém deve ser meta a atingir.

Como se pode notar pelos exemplos relatados nos parágrafos anteriores, a contribuição poluidora das águas de chuva pode ser significativa. É importante que os profissionais vejam as águas de escoamento como potenciais fontes poluidoras, uma visão diferente daquela das últimas décadas. Países desenvolvidos têm estabelecido crescentes medidas de controle de poluição das águas de drenagem.

Modelos de Qualidade das Águas de Drenagem

Um modelo de qualidade de água de chuva é em geral um programa de computador que usa relações matemáticas para representar ou simular a quantidade e qualidade das águas em uma bacia hidrográfica. Modelação pode ser utilizada na caracterização de runoff urbano, prover dados de entrada para modelos de águas superficiais e subterrâneas, dimensionamento de estruturas de controle de cheias, de poluentes e avaliação de custo-benefício das mesmas.

Modelos de qualidade de água de drenagem podem ajudar a responder questões do tipo: Qual seria o aumento na concentração de sólidos suspensos na água de chuva conduzida para o rio que drena esta região se um determinado loteamento fosse construído? Ou, se a aplicação de pesticidas por unidade de área fosse reduzida em 20%, em área agrícola, enquanto isto reduziria a concentração de pesticidas no reservatório?

Modelos de qualidade de água são utilizados para quantificar fontes poluidoras em uma região de acordo com as condições de

precipitação, uso do solo e sistema de drenagem. Dados de entrada típicos desses modelos incluem (1) precipitação, (2) evaporação, (3) temperatura atmosférica, (4) cargas poluidoras, (5) coeficientes de transformação e acumulação de poluentes, (6) geometria do sistema de drenagem e estruturas especiais existentes, além de (7) uso e propriedades do solo. As Tabelas 6.3 e 6.4 exemplificam tipos de dados de entrada requeridos pelo modelo de qualidade de água SLAMM, desenvolvido pela Universidade do Alabama, Estados Unidos. Os resultados obtidos nas simulações dão subsídios para a escolha da melhor estratégia de manejo compatível com a região.

Se após modelar uma determinada bacia hidrográfica urbana, um engenheiro verifica que a principal fonte poluidora de sólidos suspensos nas águas de drenagem provém de áreas não pavimentadas com solo exposto, por exemplo, pode-se propor gramar essas regiões no sentido de reter a geração de sólidos. Utilizando o mesmo modelo poder-se-ia simular quanto plantio de grama nas áreas expostas reduziria a geração de sólidos. Um estudo econômico poderia também responder se os investimentos alocados para uma determinada obra justificariam os benefícios ambientais.

Tabela 6.3 - Descrição do sistema de drenagem - dados de entrada do modelo de qualidade de água de chuva SLAMM aplicado à área urbana de Guelph, Ontário, Canadá

Elementos	Porcentagem (%)
Canais permeáveis gramados	5
Calçadas não pavimentadas	2
Sarjeta e meio-fio, valetas ou canais impermeáveis em más condições ou pequena inclinação	13
Sarjeta e meio-fio, valetas ou canais impermeáveis em condições razoáveis	20
Sarjeta e meio-fio, valetas ou canais impermeáveis em boas condições ou muito inclinados	60
TOTAL	100

Tabela 6.4 - Uso do solo da área em estudo - dados de entrada do modelo de qualidade de água de chuva SLAMM aplicado à área urbana de Guelph, Ontário, Canadá

Área	Porcentagem de uso do solo (%)
Telhados (inclinados, ligados à rede pública)	14
Telhados (inclinados, drenados para gramado)	1
Ruas (ligadas à rede pública)	6
Ruas (drenadas para gramado)	4
Calcadas (conectadas à rede pública)	20
Ruas (textura intermediária, uso intensivo)	20
Ruas (textura intermediária, uso intermediário)	10
Ruas (textura intermediária, uso pouco freqüente)	5
Parques (gramados, solo argiloso)	20
TOTAL	100

Modelos podem ser utilizados para se estimar as concentrações de poluentes conduzidos pelo sistema de drenagem para os rios ou estação de tratamento. Isto possibilita verificar se os padrões de lançamento de águas residuárias e de qualidade de água nos corpos de água serão atendidos. Os possíveis impactos dos poluentes nas águas superficiais e subterrâneas podem ser avaliados.

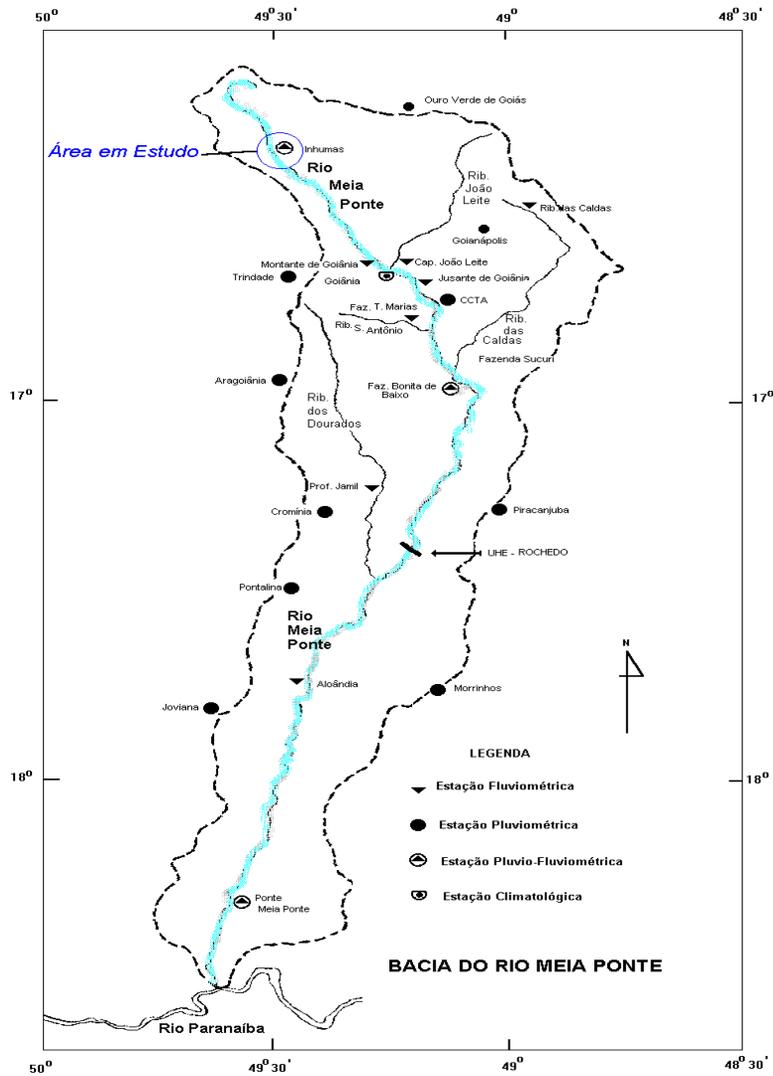


Figura 6.2 - Mapeamento da Bacia Hidrográfica do Rio Meia Ponte (GO), utilizado em estudo de qualidade de água
Fonte: Siqueira (1996)

Modelos são capazes de responder questões que seriam impossíveis de ser respondidas apenas com amostragem em campo. Uma das vantagens da utilização de modelos é que eles podem ser aplicados quando outros tipos de estudos não são possíveis por questões de custo, dimensão ou de complexidade do problema. O modelo pode ser simples, incluindo apenas uma equação, ou complexo englobando centenas ou milhares de relações.

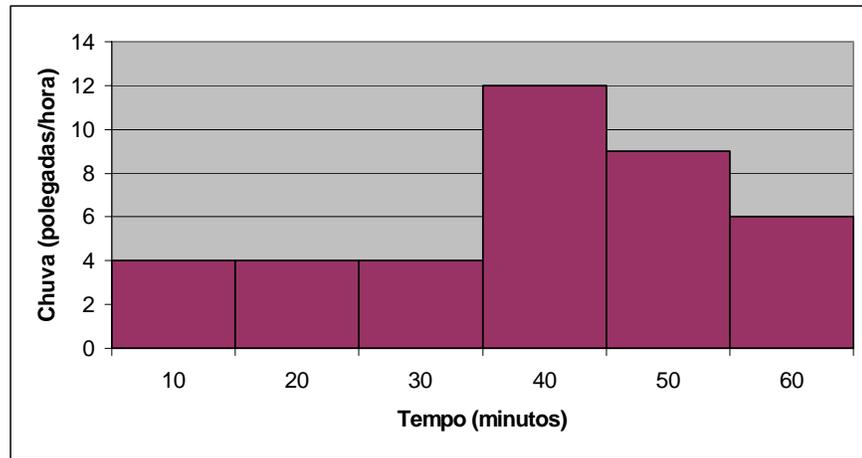


Figura 6.3 - Evento de Chuva

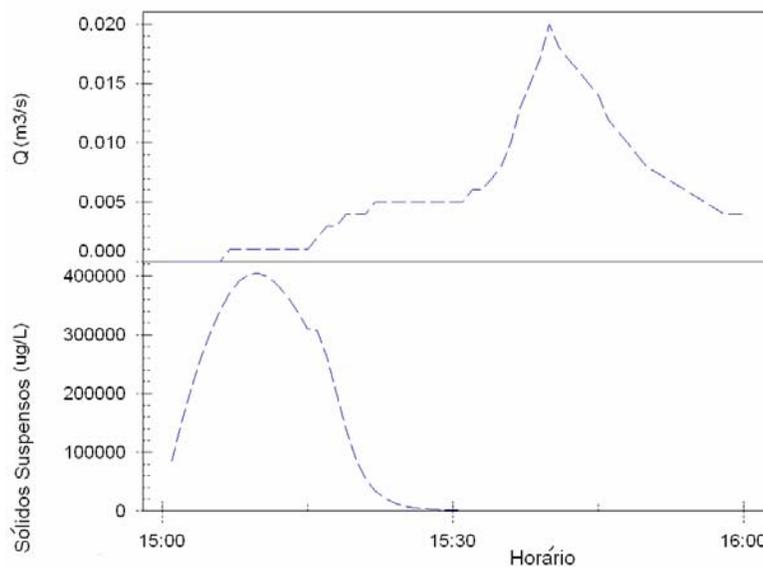


Figura 6.4 - Exemplo de resultados da simulação de qualidade de água de chuva (runoff) do modelo SWMM - Stormwater Management Model

Geralmente, os modelos de qualidade de água estão associados a um modelo hidrológico e hidráulico, pois a qualidade da água depende da quantidade.

Modelos hidrológicos simulam os processos nos quais a precipitação sobre uma área é convertida em vazão nos corpos de água, canais ou tubulações, tendo a bacia hidrográfica como referência. A Figura 6.2 ilustra o mapeamento da bacia hidrográfica

do rio Meia Ponte, Estado de Goiás, incluindo estações de medição, utilizado em um estudo de modelação de oxigênio dissolvido.

Um estudo de modelação de qualidade de água requer a utilização de dados de precipitação como entrada, medidos em estações pluviométricas. Seja a representação de um evento de chuva, Figura 6.3, com duração de uma hora, medido na estação pluviométrica de Inhumas, Figura 6.2. Utilizando um modelo de qualidade/quantidade de água como SWMM -Stormwater Management Model [James et al., 1999], podem-se calcular as características de runoff a jusante da área após algumas horas, conforme ilustra a Figura 6.4. Observa-se que o pico de concentração de sólidos ocorre enquanto a vazão ainda é pequena. Alguns modelos simulam apenas quantidade de água enquanto outros simulam quantidade e qualidade, como nesse exemplo que simulou a concentração de sólidos suspensos. Os resultados da simulação computacionais geralmente resultam em gráficos de vazão contra tempo, concentração contra tempo ou fluxo de massa.

O desenvolvimento de modelos matemáticos e computacionais para a representação de processos hidrológicos e de qualidade de água tem ocorrido continuamente por muitos anos, com contribuições de várias instituições como universidades, firmas de engenharia e consultores. Por esta razão há uma vasta gama de modelos disponíveis para os profissionais da área de recursos hídricos, conforme Nix [1994]. Neste capítulo são citados dois modelos que simulam qualidade de água de chuva, SWMM e SLAMM, entretanto, Wurbs [1995] identificou em seu livro centenas de modelos de manejo de águas e afirma que sua listagem é apenas uma amostra relativamente pequena de todos os modelos

disponíveis citados hoje pela literatura. A maioria dos modelos identificada pelo autor está em domínio público.

Todo profissional que trabalha com modelos deve reconhecer as limitações dos modelos. Até mesmo os modelos mais sofisticados são "incorretos" na representação da bacia hidrográfica e também dos processos de poluição das águas de drenagem. Ainda há uma grande incerteza nos resultados obtidos em simulação. Os modelos, por mais complexos que sejam não são capazes de representar todos os processos que ocorrem no sistema real.

Modelos devem ser utilizados cuidadosamente, sempre à luz do conhecimento e julgamento. Modelos atuais possibilitam um número imenso de cálculos em um curto espaço de tempo e por isso têm sido utilizados extensivamente em firmas de consultoria e centros de pesquisa.

Embora no dimensionamento de sistemas de drenagem urbana o cálculo se dê para as vazões máximas, em estudos de qualidade de água este nem sempre é o caso. É necessário que se examine uma série de diferentes eventos de chuva na escolha do evento de projeto. Na grande maioria das vezes, os eventos que carregam maior quantidade de poluentes para os recursos hídricos são eventos que causam pouco runoff. A escolha do evento de projeto deve ocorrer através da avaliação de registros de chuva de uma longa série temporal. É necessário compreender que a qualidade de águas de drenagem está intimamente relacionada com a quantidade de chuva.

Os sistemas de medição de chuva têm suas limitações como, por exemplo, quanto à sua distribuição espacial e erros de medição em geral. Erros na representação de um evento de chuva podem ser

significativos e isto se reflete nos cálculos de qualidade de água. O uso de sistemas modernos de aquisição de dados de chuva como radares muitas vezes não evita esse problema, visto que os próprios radares são calibrados com base em medições de estações pluviométricas no solo. Os métodos para determinação da qualidade das águas são diferentes de acordo com o poluente em questão.

Controle e Tratamento de Águas de Drenagem

As medidas de controle de poluição de águas de drenagem são chamadas de Best Management Practices (BMPs) em inglês. O termo do inglês é amplamente utilizado na área e significa práticas de manejo otimizadas. BMPs são medidas de controle para reter e minimizar poluentes produzidos por escoamento superficial. Em verdade, existem várias tecnologias de tratamento de água de chuva e a melhor é aquela de se aplica a cada situação em particular. Uma combinação de diferentes métodos talvez seja a melhor solução. A seleção do método de manejo depende de condições climatológicas, geográficas e condições econômicas do local. BMPs podem ser estruturais ou não-estruturais. Algumas destas práticas estão ilustradas na Figura 6.5.

Dentre essas técnicas incluem-se:

Recuperação e/ou implementação de corredor tampão: A recuperação ou implementação de vegetação ripária e áreas alagadas tem sido uma estratégia amplamente utilizada no controle de poluição dos recursos hídricos por águas de chuva. A existência da mata ciliar, assim como das áreas alagadas, traz importantes benefícios para os recursos hídricos, dentre eles a estabilidade dos taludes, retenção do aporte de sólidos, remoção de nutrientes, retenção de pesticidas e herbicidas bem como manutenção de vida animal. Haberstock [1999] propôs um método para determinação

da largura ótima da mata ciliar para preservação do habitat de salmões. Para isto o autor dividiu a área a ser coberta por vegetação ciliar em diversas zonas. Zona 1, próxima do curso de água, onde não poderia haver nenhum corte. Esta área deveria ter uma largura fixa de aproximadamente 10,5 metros. A área seguinte, Zona 2, teria largura variável onde apenas limitados usos poderiam ocorrer tais como eventual corte de árvores e recreação controlada. A largura total, incluindo as duas zonas, oscilaria entre um mínimo de 22 metros e um máximo de aproximadamente 107m.

Uso benéfico das águas de chuva: As águas de chuva podem ser utilizadas para irrigação de áreas livres, regar jardins públicos e privados. Zaizen et al. [1999] descreve um amplo programa de irrigação dos estádios cobertos no Japão com água de chuva coletada em telhados.

Educação Pública: Mashiah et al. [1999] cita que o despertar da consciência pública para os impactos causados pela água de chuva é um importante componente de uma ação efetiva de manejo das águas de drenagem. Siqueira e Mendonça [1998] descrevem um programa de educação ambiental desenvolvido em Goiânia, que tem como objetivo reconhecer e ampliar a consciência de adolescentes sobre a importância dos sistemas de drenagem urbana e sobre destinação das águas de chuva.

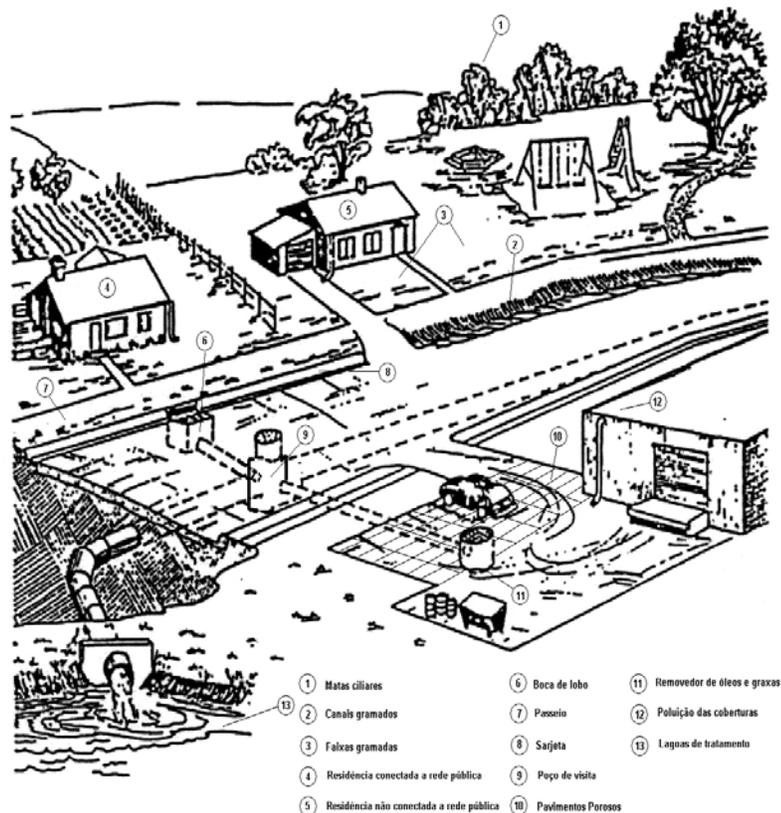


Figura 6.5 - Mecanismos de poluição e controle de águas de drenagem
 Fonte: Modificado de Pitt (2000)

Controle de resíduos sólidos: Armitage e Rooseboom [1999] investigaram a eficiência de mecanismos de captura de resíduos sólidos em sistemas de drenagem urbana na África do Sul. Os autores investigaram várias estruturas para captura de resíduos (e.g. sistemas de gradeamento). Eles concluíram que uma vez no sistema de drenagem, os resíduos sólidos são difíceis de ser removidos. Dentre os sistemas investigados, o sistema de telas inclinadas auto-limpantes foi considerado o melhor método para retenção de resíduos sólidos em tubulações e cursos de água.

Limpeza pública: O gerenciamento do lixo urbano através da coleta, tratamento e disposição final adequada minimiza cargas poluidoras além evitar os problemas acarretados pelo lixo no transporte das águas de drenagem comuns em áreas urbanas.

Gradeamento e Desarenadores / Remoção de partículas sólidas: A construção de sistemas de gradeamento seguidos de desarenadores ao longo de interceptores e emissários de água de chuva tem sido prática comum para remoção de partículas sólidas em vários países. Em áreas onde há disponibilidade de espaço, os desarenadores podem ser lagoas de sedimentação. Grey et al. [1999] relata sobre a importância destes sistemas no controle de flutuantes em Nova Iorque onde há aproximadamente 130.000 destes sistemas em 770 km². Os autores concluíram que gradeamento seguido de desarenadores tem um importante papel no controle de materiais flutuantes, com uma remoção da ordem de 70-90%. Waschbusch [1999] avaliou por 9 meses o desempenho de uma estação de tratamento de águas de drenagem em Madison, Wisconsin, Estados Unidos, incluindo 45 eventos de chuva. A eficiência de remoção ficou na casa de 33% de sólidos suspensos, 17% de fósforo, 25% a 34% de metais pesados.

Canais naturais gramados e faixas verdes gramadas: Amplamente utilizados na América do Norte, estes são sistemas de infiltração das águas de chuva durante transporte e na destinação final. Ao invés de utilização de tubulação, estes sistemas permitem diminuição do volume de água conduzido às ETEs e, também, a redução de poluentes. Mendez et al. [1999] avaliaram por 18 meses a eficiência de faixas verdes gramadas na remoção de sedimentos e nutrientes. Eles verificaram uma redução de 42% a 90% de sedimentos e de 20% a 83% de nutrientes.

Filtração / Absorção: A filtração, assim como para o tratamento de águas residuárias domésticas e industriais, é uma tecnologia que tem sido utilizada no tratamento de águas de drenagem. Sansalone [1999] conduziu testes detalhados em uma trincheira de exfiltração para o tratamento de runoff em Cincinnati, Ohio, Estados Unidos. O tratamento ocorreu por processos de filtração e absorção e a

remoção da massa de poluentes freqüentemente excedeu a 80% durante o período em que os estudos se desenvolveram.

Tabela 6.5 - Desempenho de filtros de areia para tratamento de águas de chuva da cidade de Austin, Texas, Estados Unidos

Poluente	Eficiência de Remoção
Coliformes fecais	76
Sólidos suspensos totais	70
Nitrogênio total	21
Nitrogênio total (Kjedahl)	46
Fósforo total	33
DBO	70
Carbono orgânico total	48
Ferro	45
Chumbo	45
Zinco	45

Urbanas [1999] descreve detalhadamente as técnicas de dimensionamento de filtros de areia para o tratamento eficaz de águas de chuva. Uma avaliação do desempenho de filtros de tratamento de águas de drenagem na cidade de Austin, Estados Unidos é ilustrada na Tabela 6.5.

Infiltração no solo: A água contendo poluentes, ao percolar pelo solo, é filtrada e também sofre ação biológica de decomposição removendo grande parte dos poluentes. Os sistemas de tratamento por infiltração de águas residuárias têm sido muito empregados têm várias vantagens como altas taxas de remoção de poluentes e baixo custo de construção e manutenção. Uma avaliação dos riscos de contaminação das águas subterrâneas deve ser feita na aplicação desta tecnologia.

Pavimentos porosos: A utilização de pavimentos porosos em instalações públicas e privadas, além de possibilitar infiltração,

diminuindo a quantidade de água conduzida aos sistemas públicos, reduz a quantidade de poluentes conduzidos para o solo e águas subterrâneas. A capacidade dos pavimentos porosos de infiltrar grandes quantidades de água, especialmente quando comparados com asfalto foi confirmada por Booth e Leavitt [1999] em instalações experimentais. Em municípios como a Cidade de Goiás, antiga capital do Estado de Goiás, uma boa solução do ponto de vista ambiental são as pedras porosas que constituem o pavimento da área urbana central, se comparado com o asfalto.

Lagoas de Detenção: As lagoas de detenção são utilizadas tanto na atenuação de vazões de pico como no tratamento de resíduos. Nestas lagoas há a deposição de sedimentos e também degradação de compostos orgânicos.

Removedor de óleos e graxas: Os sistemas de remoção de óleos e graxas funcionam baseados no princípio de que óleos e graxas têm densidades menores do que a água e tendem a permanecer na superfície, semelhante a uma caixa de gordura residencial. Eles podem ser colocados ao longo do sistema de drenagem ou no final da rede. Em algumas instalações, como postos de gasolina, são obrigatórios. Esta tecnologia requer manutenção temporária para remoção do material da superfície e, nos casos em que haja filtros associados, estes devem ser trocados periodicamente.

Referências

1. _____. Araújo, R. (coord.). Manual de Hidráulica. 8. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1998.
2. Araujo, P.R.; Tucci, C.E.M.; Goldefum, J.A. Avaliação da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 5, n. 3, p.21-29, jul/set. 2000.
3. Armitage, N.P.; Rooseboom, A. 1999. The Removal of Litter from Stormwater Conduits in the Developing World. Water Sci. Technol. (G.B.). 39, 9, 277.
4. ASCE. Design and construction of sanitary and storm sewers. New York, 1969
5. Atasi, K.Z.; Fugita, G.; LePlatte, G.; Hufnagel, C.; Keeler, G.; Graney, J.; Chen, T. 1999. Impact of Atmospheric Deposition on the Headworks of Wastewater Treatment Plant – A Case Study. Proc. Water Environ. Fed. 72nd Annu. Conf. Exposition, [CD-ROM], New Orleans, LA.
6. Azevedo Netto, R.; Araujo, R.; Ito, A. E. Manual de hidráulica. 8º Edição Atualizada. São Paulo, 1998. Editora Edgard Blücher.
7. Azevedo Netto, J. M; Villela, S. M. Manual de Hidráulica. 5. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1969.
8. Bailey, H.C.; Elphick, J.R.; Potter, A.; Chao, E.; Konasewich, D.; Zak J.B. 1999. Causes of Toxicity in Stormwater Runoff from Sawmills, Environ. Toxicol. Chem., 18, 7, 1485.
9. Baptista, M. B.; Nascimento, N. O.; Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. 1º Edição. Porto Alegre: ABRH, 2005. 266p.
10. Barbosa, A.E.; Hvitved-Jacobsen, T. 1999. Highway Runoff and Potential for Removal of Heavy Metals in an Infiltration Pond in Portugal. Sco. Total Environ. 235, 1-3, 151.
11. Basnyat, P.; Teeter, L.D.; Flynn, K.M.; Lockaby, B.G. 1999. Relationships Between Landscape Characteristics And Nonpoint Source Pollution Inputs to Coastal Estuaries. Environmental Management. 23, 4, 539.
12. Booth, D.B.; Leavitt, J. 1999. Field Evaluation of Permeable Pavement Systems for Improved Stormwater Management. J. AM. Plann. Assoc. 65, 3, 314.
13. Brenner, F.J.; Brenner, E.K.; Schwartz, T.E. 1999. Use of Plaque Assay to Detect Enteric Viruses in a Rural Watershed. J. Environ. Qual. 28, 3, 845.

14. Censo Demográfico 2000. Características da População e dos Domicílios: Resultados do Universo. Rio de Janeiro: IBGE, 2001. p. 231-236.
15. Cirilo, J. M. (Org). Hidráulica Aplicada. 2. ed. Porto Alegre: ABRH, 2003.
16. Correll, D.L.; Jordan, T.E.; Weller, D.E. 1999a. Effects of Interannual Variation of Precipitation on Stream Discharge from Rhode River Watersheds. J. Am. Water Resour. Assoc., 35, 1, 73.
17. Correll, D.L.; Jordan, T.E.; Weller, D.E. 1999b. Effects of Precipitation and Air Temperature on Nitrogen Discharges from Rhode River Watersheds. Water, Air, Soil Pollut. 115, 1-4, 547.
18. Correll, D.L.; Jordan, T.E.; Weller, D.E. 1999c. Effects of Precipitation and Air Temperature on Phosphorus Fluxes from Rhode River watersheds. J. Environ. Qual. 28, 1, 144.
19. Correll, D.L.; Jordan, T.E.; Weller, D.E. 1999d. Transport of Nitrogen and Phosphorus from Rhode River Watersheds During Storm Events. Water Resour. Res. 35, 8, 2513.
20. Costa, A. R. da; Prado, L. A. Espacialização de chuvas intensas para o Estado de Goiás e o sul de Tocantins. Revista Engenharia Agrícola, Jaboticabal, São Paulo, v.23, n.2, p.268-276, mai/ago, 2003.
21. DAEE/CETESB. Drenagem Urbana – Manual de Projeto. 2. ed. São Paulo: DAEE/CETESB, 1980. 486p.
22. Debo, T. N; REESE, A. J. Municipal stormwater management. 2. ed. Boca Raton, Flórida: Lewis Publishers, 2003.
23. DEP/DOP. Caderno de Encargos – Prefeitura Municipal de Porto Alegre. Porto Alegre, 2005. Disponível em: <<http://www.portoalegre.rs.gov.br/>>. Acesso em: 7 jan. 2007.
24. DER – GO - Instruções de Serviço para estudos hidrológicos, IS-04, 4 p, 2006.
25. DNER - Instruções de Serviço para estudos hidrológicos, IS-03, 5 p, 2006.
26. Foerster, J. 1999. Variability of Roof Runoff Quality. Water Sci. and Tech. 39, 5, 137.
27. Galvão, A. F.; Valério, P. D.; Matos, J. S. Gestão Integrada de Águas Pluviais em Meio Urbano: As Soluções de Controlo na Origem. Boletim Lisboa

Urbanismo - Ano 2000. Disponível na Internet via: <http://ulisses.cm-lisboa.pt/data/002/003/003/artigo.php?ml=4&x=b11a1pt.xml>

28. Grey, G.M.; Oliveri, F.; Rozelman, S. 1999. The Role of Catch Basins in a CSO Floatables Control Program. Proc. Water Environ. Fed. 72nd Annu. Conf. Exposition, [CD-ROM], New Orleans, LA.

29. Haberstock, A. 1999. Method to Determine Optimal Riparian Buffer Widths for Atlantic Salmon Habitat Protection. Proceedings: AWRA's 1999 Annual Water Resources Conference - Watershed Management to Protect Declining Species, December 1999, Seattle, WA. American Water Resources Association, 143.

30. James, W; Hueber, W.C.; Dicknson, R.E.; James, W.R.C. 1999. Water Systems Models Hydrology. A guide to the Rain, temperature and runoff modules of USEPA SWMM4. Guelph, CHI.

31. Jaynes, D.B.; Hatfield, J.L.; Meek, D.W. 1999. Water Quality in Walnut Creek Watershed: Herbicides and Nitrate in Surface Waters. J. Environ. Qual, 28, 45.

32. Leitão, M; THOMÉ, D. Escolhas Não Feitas. O Popular, Goiânia, 5 mar. 2006. Economia, p. 14.

33. Mashiah, G.; Slapp, B.; Tyas-Tunggal, H.; Tyler, S. 1999. A New Approach to Stormwater Awareness – The Maclean Shire Experiment. Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage. August 30 – September 3, 1999, Sydney, Australia. Edited by IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers Australia, The International Association for Hydraulic Research, and The International Association on Water Quality, 1158

34. Nix, S. J. Urban Stormwater Modeling and Simulation. Florida, Lewis, 1994. 212p.

35. Menezes Filho, F. C. M. de. Sistematização para elaboração de projeto de drenagem urbana. 2007. Dissertação, em conclusão, de Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2007.

36. Methods, H; Durrans, S. R. Stormwater conveyance modeling and design. First Edition. Waterbury, USA: Haestad Press, 2003.

37. Norton, S.; Kahl, J.; Fernandez, I. 1999. Altered Soil-Soil Water Interactions Inferred From Stream Water Chemistry at an Artificially Acidified Watershed at Bear Brook Watershed, Maine USA. Environ. Monit. Assessmt., 55, 97.

38. Parkinson, J., Mark, O. Urban Stormwater Management in Developing Countries. London, UK. IWA Publishing. 2005.

39. Pfafstetter, O. Chuvas intensas no Brasil: relação entre precipitação, duração e frequência de chuvas em 98 postos com pluviógrafos. Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Obras de Saneamento. 2. ed.1982. 426p.
40. Pitt, R. 2000. SLAMM Manual – Urban stormwater management course, University of Guelph.
41. PMG – PREFEITURA MUNICIPAL DE GOIÂNIA. Drenagem Pluvial Urbana: Memorial Justificativo. Anexo IV. Goiânia, 2005. 11p.
42. Porto, R. M. Hidráulica Básica. 2. ed. São Carlos: EESC-USP, 1999. cap. 2, p.13
43. Porto, R.L.L.; Zahel Filho, K.; Tucci, C.E.M.; Bidone, F. Drenagem Urbana. In: Tucci, C. E. M. Hidrologia Ciência e Aplicação. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade-UFRGS, 2000. 943p.
44. Riguetto, A. M. Hidrologia e Recursos Hídricos. EESC-USP, São Carlos, SP, 1998. 819p.
45. Sansalone, J.J. 1999. Adsorptive Infiltration of Metals in Urban Drainage - Media Characteristics. *Sci. Total Environ.* 235, 1-3, 179.
46. Sauer, T.J.; Daniel, T.C.; Moore Jr., P.A.; Coffey, K.P.; Nichols, D.J.; West, C.P. 1999. Poultry Litter and Grazing Animal Waste Effects on Runoff Water Quality. *J. Environ. Qual.*, 28, 860.
47. Servais, P.; Seidl, M.; Mouchel, J-M. 1999. Comparison of Parameters Characterizing Organic Matter in a Combined Sewer During Rainfall Events and Dry Weather. *Water Environ. Res.* 71, 4, 408.
48. Shiba, S.; Hirata, Y.; Yagi, S. 1999. Acid Cloud Droplet Formed by Condensation of Atmospheric Water Vapor as Pollution Source of Urban Runoff. Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage. August 30 – September 3, 1999, Sydney, Australia. Edited by IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers of Australia, The International Association for Hydraulic Research, and The International Association on Water Quality, 1528.
49. Silveira, A. L. L. da. Hidrologia Urbana no Brasil, in: Drenagem Urbana – Gerenciamento, Simulação, Controle – ABRH e Editora da Universidade/UFRGS, p. 8-25.1998.
50. Siqueira, E.Q. 1996. Application of the Water Quality Model (QUAL2E) on Modeling Dissolved Oxygen in the Meia Ponte River (GO). São Carlos, 90p. Dissertação (Mestrado) - SHS - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

51. Siqueira, E.Q.; Mendonca, J.C. 1998. Environmental Education Applied to the Elementary Education at the Jardim da Luz State School, Project Engineering International Congress, Malaga, Spain.
52. Tucci, c. E. M. (org.). Hidrologia Ciência e Aplicação. 3 ed. Porto Alegre, RS: Editora da UFRGS/ABRH, 2004. 943p
53. Tucci, C.E.M.; Genz, F. Controle do impacto da urbanização. In: Tucci, C.E.M; Tozzi, M.; Porto, R.L.L.; Barros, M.T. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995. Capítulo 7.
54. Tucci, C.E.M. Estimativa do volume para controle da drenagem no lote. In: Drenagem Urbana: Gerenciamento Simulação e Controle. Benedito Braga, Carlos Tucci e Marcos Tozzi. 1º ed. Porto Alegre. Editora da UFRGS/ABRH, 1998. Cap. 12. p. 155-163.
55. Urbonas, B.R. 1999. Design of a Sand Filter for Stormwater Quality Enhancement. Water Environ. Res., 71, 1, 102. US Environmental Protection Agency (1999a) Combined Sewer Overflows: Guidance for Monitoring and Modeling. EPA-832-B-99-002, Office of Water, Washington, D.C.
56. Urbonas, B.; Stahre, P. Stormwater. In: Best Management Practices and Detention for Water Quality, Drainage, and CSO Management. PTR Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993.
57. Waschbusch, R.J.; Selbig, W.R.; Bannerman, R.T. 1999. Sources of Phosphorus in Stormwater and Street Dirt from Two Urban Residential Basins in Madison, Wisconsin, 1994-95. U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 99-4021. Middleton, WI.
58. Wilken, P. S. Engenharia de Drenagem Superficial. São Paulo: CETESB, 1978. 477p.
59. Wurbs, R. A. 1995. Water Management Models. New Jersey, Prentice Hall. 239p.
60. Zaizen, M.; Urakawa, T.; Matsumoto, Y.; Takai, H. 1999. The Inspection of Rainwater Utilization at Dome Stadiums in Japan. Proc. the Eighth International Conference on Urban Storm Drainage. August 30 – September 3, 1999, Sydney, Australia. Edited by IB Joliffe and JE Ball. The Institution of Engineers Australia, The International Association for Hydraulic Research, and The International Association on Water Quality, 1358.

Realização



Núcleo Regional Centro-Oeste de
Capacitação e Extensão Tecnológica
em Saneamento Ambiental



Organização



Promoção





(...)finalmente a nossa engenharia já vem resolvendo os mais importantes problemas de saneamento em nossas cidades, garantindo a vida, poupando dores e estabelecendo uma atmosfera de bem-estar(...)

Adaptado de Saturnino de Brito (1944)

