

## 1. HIDROLOGIA URBANA

---

### 1.1. PRECIPITAÇÃO DE PROJETO

Os estudos de drenagem urbana envolvem, geralmente, cursos d'água de pequeno ou médio porte desprovidos de registros fluviométricos, nos quais a estimativa das vazões de projeto é feita com base nos dados de chuvas intensas que ocorrem nas respectivas bacias.

A região do Município de São Paulo abrange uma extensa área, pouco inferior a 2.000 Km<sup>2</sup>, até hoje não muito bem compreendida em termos da variação espacial das chuvas intensas, mesmo porque os dados pluviográficos na região são escassos. Por isso têm sido adotados, nos estudos de drenagem do Município, valores de chuvas intensas referidos a um único posto pluviográfico, denominado de Posto do IAG (Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo), situado no bairro da Água Funda, incorporado à rede do DAEE com o prefixo E3-035. Por outro lado, as equações de chuva existentes, baseadas nesse posto, não incorporam os dados mais recentes.

Considerando-se o exposto, são apresentados, dentro deste item, os seguintes assuntos:

- 1 ) atualização da equação das chuvas intensas do posto do IAG, utilizando-se o período de dados pluviográficos fornecidos por essa entidade abrangendo o período de 1931 a 1994;
- 2 ) avaliação das relações intensidade-duração-freqüência em áreas do município não cobertas por pluviógrafos.

#### 1.1.1. ATUALIZAÇÃO DA EQUAÇÃO DE CHUVAS INTENSAS DO POSTO DO IAG

Com base nos dados do posto pluviográfico do IAG, do período 1931-1994, chegou-se à seguinte equação:

$$h_{t,T} = (t - 6)^{0,242} \cdot \left\{ 12,6 - 4,49 \cdot \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}, \text{ para } 10 \text{ min} \leq t \leq 4320 \text{ min (3 dias)} \dots\dots\dots (1.1)$$

onde:

$h_{t,T}$  altura pluviométrica acumulada (em mm), da chuva de duração  $t$  correspondente ao período de retorno  $T$ ;

$t$  duração da chuva em minutos;

$T$  período de retorno em anos.

Verificou-se que essa equação fornece valores maiores do que os obtidos das equações anteriores para todas as durações. A título ilustrativo, são apresentadas na Tabela 3.1 as diferenças percentuais médias, em relação à Equação 3.1, dos valores obtidos com as equações anteriores do mesmo posto, para os períodos de retorno de: 2, 5, 10, 15, 25 e 100 anos.

**Tabela 1-1- Diferença entre os valores fornecidos por outras equações e fornecidos pela equação atualizada, para os dados do posto E3-035.**

Duração	Desvios em relação atualizada ( % )		
	DAEE anterior (1)	Occhipinti e Santos (2)	Wilken (3)
10 min	-22	-20	-19
20 min	-11	-11	-12
30 min	-5	-4	-7
1 h	2	3	-3
2h	-5	-3	-4
3h	-8	-6	-6
6 h	-12	-10	-12
12h	-16	-14	-18
18 h	-18	-17	-22
24 h	-20	-18	-25

(1) Equação com os dados de 1931 a 1979 publicada pelo DAEE (Magni e Mero, 1982)

(2) Equação desenvolvida por Occhipinti e Santos (1965)

(3) Equação desenvolvida por Wilken (1971), à partir de séries parciais.

### 1.1.2. AVALIAÇÃO DAS RELAÇÕES INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA EM ÁREAS NÃO COBERTAS POR PLUVIÓGRAFOS

A região do Município de São Paulo é bem servida de postos pluviométricos. Devido a isto,, desenvolveu-se uma metodologia que permite avaliar as chuvas médias de 24 horas com base nas chuvas médias de 1 dia e, a partir daí, as chuvas de curta duração.

- **Distribuição Espacial das Chuvas de 1 Dia**

Foram selecionados, na região do Município de São Paulo e adjacências, 103 postos pluviométricos com séries históricas superiores a 20 anos, sendo 62 do DAEE, 37 da ELETROPAULO, 3 do DNAEE e 1 do IAG.

Para cada um desses postos foram calculados os seguintes parâmetros estatísticos, das séries de chuvas máximas diárias: média ( $\bar{h}_{1,d}$ ), desvio padrão ( $s$ ) e coeficiente de variação ( $cv$ ).

Com base nesses dados, foram obtidos dois mapas básicos apresentados nas Figuras 3.1 e 3.2.

Verifica-se por esses dois mapas que a região do Município de São Paulo não pode ser considerada homogênea do ponto de vista de alturas pluviométricas de chuvas intensas, assim como das flutuações em torno dos valores médios.

- **Relação entre os Valores Médios das Chuvas Máximas de 24 Horas e de 1 Dia**

Em 1966 o IAG (Occhipinti e Santos, 1966) realizou um estudo procurando estabelecer uma relação entre alturas pluviométricas das chuvas máximas de 24 horas e 1 dia, com base em séries que abrangem o período de 1928 a 1965, obtidos de dados pluviométricos e pluviográficos observados simultaneamente no posto pluviográfico do IAG.

Os resultados obtidos nesse estudo mostram que, em termos de alturas pluviométricas, a avaliação da chuva de 24 horas pode ser feita a partir das chuvas máximas de 1 dia de mesma frequência aplicando-se o fator 1,14, praticamente coincidente com o fator de 1,13 adotado nos Estados Unidos, obtido a partir de estudos efetuados pelo Weather Bureau. Aliás, outros países de ambos os hemisférios encontraram o mesmo valor para tal fator.

Corroborando esses estudos, verificou-se, no presente trabalho, que a relação entre os valores médios amostrais das chuvas máximas de 24 horas ( $\bar{h}_{24}$ ) e de 1 dia ( $\bar{h}_{1,d}$ ) apresenta o valor de 1,14. Assim, em locais do Município onde não há postos registradores pode-se calcular o valor médio das chuvas máximas de 24 horas ( $\bar{h}_{24}$ ), a partir do valor médio das chuvas máximas de 1 dia ( $\bar{h}_{1,d}$ ) da Figura 3.1, pela equação:

$$\bar{h}_{24} = 1,14 \cdot \bar{h}_{1,d} \dots\dots\dots (1.2)$$

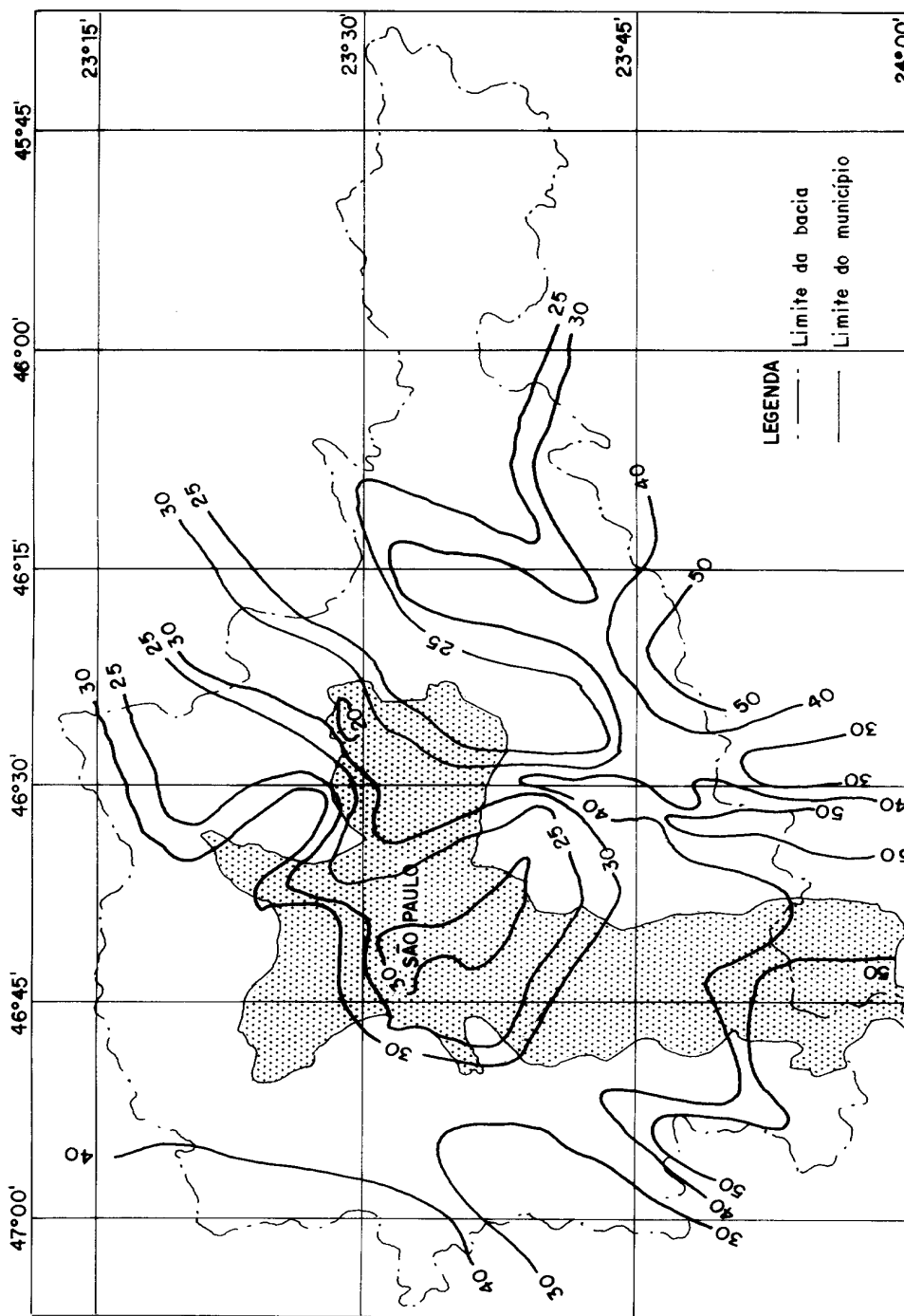


Figura 1.1- Isoietas dos valores médios das séries anuais das chuvas máximas de 1 dia (mm)

Figura 1.2 - Isolinhas dos coeficientes de variação das séries de chuvas máximas de 1 dia (em %)

- **Relações entre os Valores Médios das Chuvas de Diferentes Durações**

Com base em 14 postos pluviográficos existentes na bacia do Alto Tietê, procurou-se estabelecer as relações entre chuvas de diferentes durações. Ressalte-se que, inicialmente, foi constatada a tendência do coeficiente de variação ( $CV$ ), em cada um desses postos, ser constante e independente da duração da chuva. A partir da Figura 3.2, onde se apresentam as isolinhas do coeficiente de variação das chuvas máximas de 1 dia, pode-se efetuar a avaliação do coeficiente de variação das chuvas máximas de diferentes durações. Além disso, as séries das chuvas máximas de 1 dia, que deram origem às Figuras 3.1 e 3.2, apresentam a vantagem de abrangerem períodos de dados bem maiores do que os postos pluviográficos citados.

A seguir foram obtidos em cada posto pluviográfico, os valores da relação (ver Tabela 3.2):

$$r = \frac{\bar{h}_t}{\bar{h}_{24}} \dots\dots\dots (1.3)$$

onde:

$\bar{h}_t$  valor médio da chuva máxima de duração  $t$  horas;

$\bar{h}_{24}$  valor médio da chuva máxima de 24 horas.

Os valores da Tabela 3.2, (excluindo-se o do posto E3-149 que fornece valores muito discrepantes), evidenciam que, para cada duração indicada,  $r$  pode ser representado pelo valor médio de cada coluna, uma vez que os desvios em torno desse valor são baixos. Os coeficientes de variação variam de 12% (chuva de 10 minutos) a 0,6% (chuva de 18 horas).

Verifica-se que os valores médios de  $r$  são praticamente iguais aos do posto do IAG, que possui a série mais longa e mais confiável. Por outro lado, para as durações de 1, 6 e 12 h os valores estão muito próximos dos encontrados na publicação "Drenagem Urbana - Manual de Projeto" (DAEE/CETESB,, 1980), como resultado do estudo de 98 (noventa e oito) postos pluviográficos situados no território brasileiro. Embora a referida publicação não tenha apresentado as relações  $r$  para outras durações, pode-se presumir que tal coincidência se mantenha para outras durações.

Considerando-se os valores médios da Tabela 3.2, chegou-se à seguinte expressão para calcular  $r$  considerando qualquer duração  $t$  :

$$r = \left( \frac{t - 0,10}{23,9} \right)^{0,242} \dots\dots\dots( 1.4 )$$

onde:

- $r$  relação entre os valores médios das chuvas máximas de  $t$  horas e de 24 horas;
- $t$  duração da chuva em horas.

**Tabela 1-2 - Coeficientes de desagregação das chuvas diárias (  $r$  )**

Prefixo	Local	Duração (minutos)								
		10	20	30	60	120	180	360	720	1080
E3-032	M.Cruzes	0,218	0,308	0,354	0,434	0,526	0,585	0,701	0,838	0,929
E3-034	Cotia	0,237	0,328	0,375	0,456	0,544	0,603	0,715	0,845	0,932
E3-047	Fco.Rocha	0,186	0,271	0,316	0,398	0,491	0,553	0,675	0,822	0,922
E3-068	Itapecerica	0,243	0,334	0,380	0,461	0,550	0,608	0,719	0,847	0,933
E3-148	Mauá	0,247	0,339	0,386	0,465	0,554	0,612	0,722	0,849	0,935
E3-149	Sto.André	0,099	0,167	0,206	0,282	0,376	0,443	0,583	0,764	0,894
E3-150	Rudge Ramos	0,230	0,319	0,365	0,447	0,536	0,594	0,708	0,842	0,931
E3-142	S.B.Campo	0,179	0,264	0,309	0,390	0,483	0,546	0,669	0,818	0,920
E3-085	S.C.doSul	0,245	0,335	0,382	0,463	0,552	0,609	0,719	0,848	0,934
E3-251	USP	0,262	0,353	0,400	0,480	0,568	0,624	0,731	0,856	0,937
E3-096	Pte.Pequena	0,248	0,339	0,385	0,466	0,554	0,612	0,721	0,850	0,935
E3-035	IAG	0,234	0,323	0,370	0,450	0,540	0,599	0,711	0,844	0,932
E3-052	Congonhas	0,268	0,360	0,407	0,486	0,573	0,629	0,735	0,858	0,938
E3-007	M.Santana	0,279	0,372	0,418	0,497	0,583	0,638	0,742	0,862	0,940
Média		0,237	0,327	0,373	0,453	0,543	0,601	0,713	0,845	0,932
Desvio padrão		0,029	0,031	0,032	0,031	0,029	0,027	0,021	0,013	0,006
Coeficiente de variação		0,122	0,095	0,085	0,069	0,054	0,045	0,030	0,015	0,006

• **Relação Intensidade-Duração-Freqüência**

Para a obtenção da altura pluviométrica de duração  $t$  e período de retorno  $T$ , pode-se utilizar a expressão:

$$h_{t,T} = \bar{h}_t \cdot (1 + K_T \cdot cv) \dots\dots\dots( 1.5 )$$

onde:

- $h_{t,T}$  altura pluviométrica de duração  $t$  e período de retorno  $T$  (em mm)
- $\bar{h}_t$  valor médio das chuvas máximas de  $t$  horas;
- $K_T$  fator de frequência para o período de retorno  $T$  e amostras de  $n$  anos;
- $cv$  coeficiente de variação.

Da Equação 3.3 obtém-se:

$$\bar{h}_t = r \cdot \bar{h}_{24} \dots\dots\dots (1.6)$$

Considerando-se as Equações 3.2 e 3.4 tem-se:

$$\bar{h}_t = \left( \frac{t - 0,10}{23,9} \right)^{0,242} \cdot 1,14 \cdot \bar{h}_{1d} \dots\dots\dots (1.7)$$

$$\bar{h}_t = 0,53 \cdot \bar{h}_{1d} \cdot (t - 0,10)^{0,242} \dots\dots\dots (1.8)$$

que levado à Equação 3.5 permite, finalmente, obter a seguinte expressão:

$$h_{t,T} = 0,53 \cdot \bar{h}_{1d} \cdot (t - 0,10)^{0,242} \cdot (1 + K_T \cdot cv) \dots\dots\dots (1.9)$$

onde:

- $h_{t,T}$  chuva de duração  $t$  horas e período de retorno  $T$  anos (em mm);
- $\bar{h}_{1d}$  valor médio das chuvas máximas de 1 dia (em mm);
- $K_T$  fator de frequência para o período de retorno  $T$  e tamanho da amostra de  $n$  anos;
- $cv$  coeficiente de variação;
- $t$  duração da chuva (em horas).

Essa expressão permite calcular a chuva de duração  $t$  horas e período de retorno  $T$  ( $h_{t,T}$ ) num dado local, a partir do conhecimento do valor médio das chuvas máximas de 1 dia ( $\bar{h}_{1d}$ ), dado pela Figura 3.1, assim como do coeficiente de variação ( $cv$ ) dado pela Figura 3.2. Observe-se que, na Figura 3.2, o coeficiente de variação está expresso em porcentagem, necessitando transformá-lo para a forma decimal para fim de utilização da Equação 3.9.

Considerando-se a distribuição de probabilidade de extremos Tipo I (Gumbel), os valores do fator de frequência,  $K_T$  estão na Tabela 3.3. Esses valores se referem a uma amostra de 13 (treze) anos de observação que corresponde, por sua vez, ao tamanho médio dos períodos de dados considerados dos postos pluviográficos relacionados neste estudo.

**Tabela 1-3 - Valores do Fator de Frequência  $K_T$**

Período de Retorno $T$ ( anos )	5	10	15	20	25	50	100
$K_T$	0,995	1,748	2,173	2,470	2,699	3,405	4,105

Em termos analíticos os valores tabelados são fornecidos pela equação:

$$K_T = -1,0031 \left( \ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right) + 0,50764 \right) \dots \dots \dots ( 3.9a )$$

• **Exemplo**

Determinar uma chuva de projeto de 2,3 h de duração e período de retorno de 25 anos em Vila Jaguara, distrito de Jaraguá, no Município de São Paulo, com coordenadas geográficas latitude 23°30' S e longitude 45°45' W.

1) Da Figura 3.1 - obtém-se  $\bar{h}_{1d} = 78,0$  mm

2) Da Figura 3.2 - obtém-se  $cv = 0,28$

3) A Tabela 3.3 fornece  $K_T = 2,699$

Utilizando-se a Equação 3.9:

$$h_{2,3,25} = 0,53 \cdot 78 \cdot (2,3 - 0,10)^{0,242} \cdot (1 + 2,699 \cdot 0,28) = 87,6mm$$

## 1.2. ESCOAMENTO SUPERFICIAL

A análise criteriosa do escoamento superficial que inclui a determinação da vazão de pico, o volume, e a forma do hidrograma, para um dado, o período de retorno, constitui um dos mais importantes fatores de sucesso de um projeto de drenagem urbana. Erros cometidos nesta fase poderão introduzir incoerências graves no desenvolvimento do projeto, acarretando obras sub ou superdimensionadas.

É importante reconhecer também que os valores obtidos neste cálculo serão sempre aproximados, devido às incertezas hidrológicas, às simplificações dos métodos disponíveis e aos critérios adotados. Tal fato não justifica, entretanto, atitudes pouco cuidadosas nesta etapa pois, quanto mais metódicos e sistemáticos forem os procedimentos utilizados, menor será a probabilidade de ocorrência de erros comprometedores.

Quando tal plano não existe, a melhor atitude será estudar a hidrologia de toda a bacia, mesmo que o projeto em questão se refira a um trecho limitado da mesma. Neste caso dois aspectos devem merecer atenção especial do projetista:

- 1 ) a ocupação futura da bacia, principalmente no que se refere às taxas de impermeabilização e outras intervenções humanas que possam, por exemplo, reduzir o tempo de concentração da bacia ou de levar à ocupação de áreas inadequadas;
- 2 ) efeitos causados pelas obras em estudo, a montante e a jusante do trecho da intervenção.

A metodologia dos estudos hidrológicos de drenagem urbana segue, na maioria dos casos, o procedimento ilustrado na Figura 3.3.

Nesta figura, os passos 2, 3 e 4, respectivamente, a Determinação da Tormenta de Projeto, a Determinação da Chuva Excedente e a Determinação do Hidrograma de Projeto, pertencem ao campo da Hidrologia Urbana. O passo 1, Escolha do Período de Retorno, situa-se em contexto sócio/econômico, enquanto o passo 5, Dimensionamento de Estruturas Hidráulicas e/ou definição de outras ações, refere-se à fase de projeto das medidas a serem implantadas na bacia.

Os passos 2, 3 e 4 constituem propriamente o campo da chamada Hidrologia Urbana. Os passos 3 e 4, respectivamente a Determinação da Chuva Excedente e da Vazão de Projeto, constituem o principal assunto dos itens seguintes.

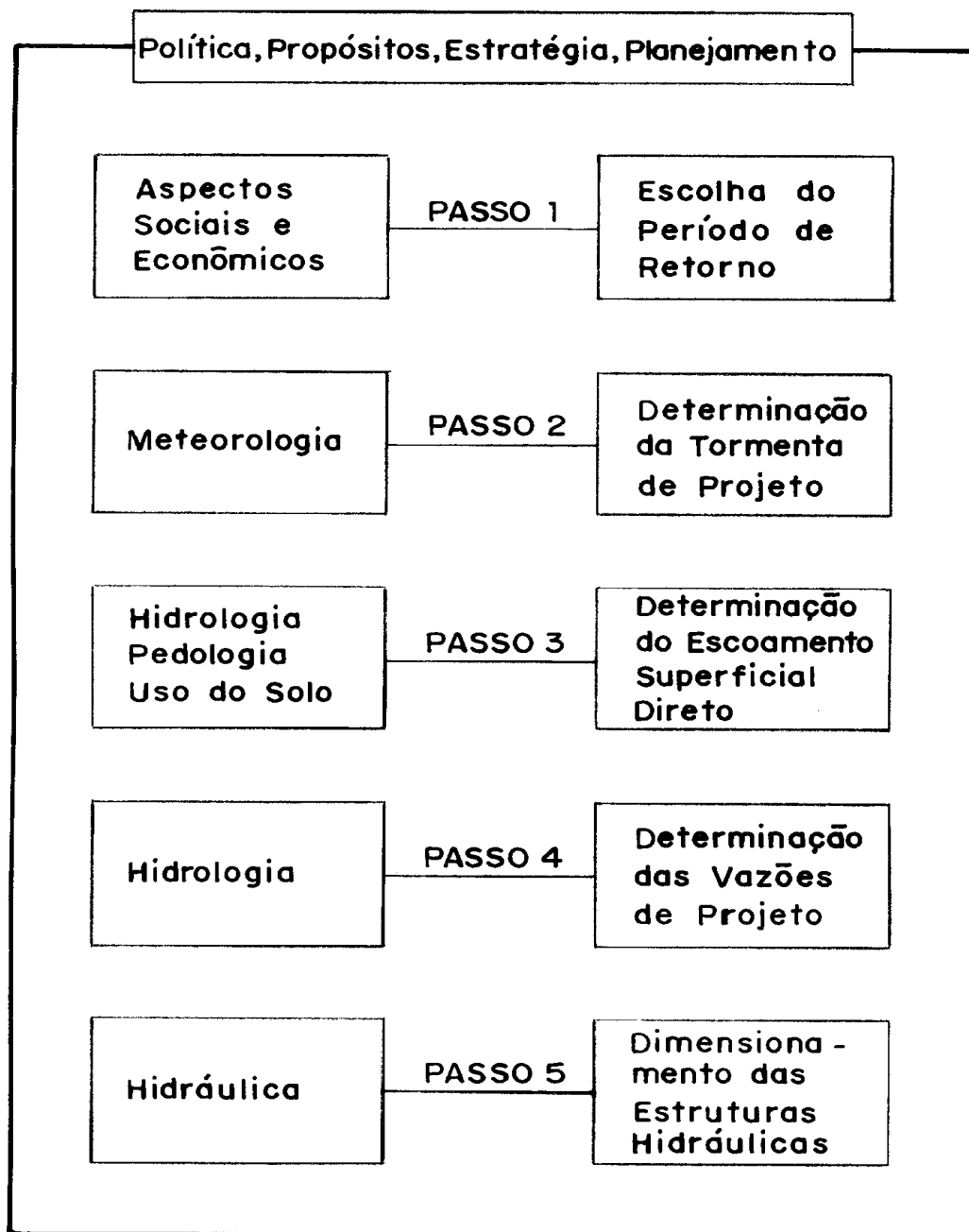


Figura 1.3 - Sequência de passos de um projeto de drenagem urbana

### 1.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE

Duas abordagens são de uso consagrado em hidrologia urbana: o já *clássico método racional*, aplicável a bacias urbanas com área de drenagem inferior a 3 km<sup>2</sup>, e os métodos baseados na teoria do *hidrograma unitário*, cuja utilização se recomenda para bacias de maior porte. Em ambas a vazão e/ou hidrograma de projeto são determinados a partir de uma *tormenta de projeto*, da qual são descontadas as diversas perdas que ocorrem na bacia. O período de retorno das vazões é, por hipótese, considerado igual ao período de retorno da tormenta de projeto.

Esta hipótese é, em princípio, criticável porque nem sempre as mesmas tormentas acarretam as mesmas vazões, uma vez que as condições antecedentes de umidade do solo e as modificações das condições de escoamento da bacia (geralmente significativas em áreas urbanas), alteram as relações entre as chuvas e vazões. Esta é uma das razões que justifica a adoção de valores conservadores da umidade do solo e da elaboração de previsões sobre as condições futuras de escoamento.

### 1.2.2. DETERMINAÇÃO DA CHUVA EXCEDENTE

O **escoamento superficial direto** (ESD) ou **chuva excedente** é a parcela da chuva total que escoam inicialmente pela superfície do solo, concentrando-se em enxurradas e posteriormente em cursos de água maiores e mais bem definidos. A chuva excedente é a maior responsável pelas vazões de cheia, principalmente em bacias pequenas e urbanizadas.

A lâmina de chuva excedente  $h_e$  multiplicada pela área de drenagem  $A$ , fornece o volume de escoamento superficial direto.

$$V_{esd} = A \cdot h_e \dots \dots \dots (1.10)$$

A impermeabilização do solo, que normalmente acompanha o processo de urbanização, altera dramaticamente a parcela da chuva que escoam superficialmente. Aumentos de  $h_e$  da ordem de 300 a 400% não são incomuns quando a bacia passa de uma ocupação natural (ou rural) para uma ocupação com alto grau de impermeabilização.

Distinguem-se duas abordagens principais para o cálculo da chuva excedente:

- 1) a chuva excedente é calculada diretamente por meio de relações funcionais que levam em conta o total precipitado, o tipo de solo, sua ocupação, umidade antecedente, etc.

$$h_e = f(h, TS, OS, UAK)$$

onde:

$h_e$	chuva excedente (mm)
$h$	chuva total (mm)
$TS, OS, UAK$	parâmetros que exprimem numericamente o tipo de solo, sua ocupação e umidade antecedente.

Estes métodos baseiam-se em relações empíricas, algumas de frágil fundamentação teórica. São largamente utilizadas, entretanto, pois são de uso fácil e fornecem resultados satisfatórios quando empregados com discernimento.

Exemplos desta classe de métodos são os métodos do **número da curva do Soil Conservation Service** e o do **coeficiente de escoamento superficial**, utilizado para cálculo das vazões de pico no **método racional**.

- 2) no segundo enfoque calculam-se as perdas por infiltração, interceptação, retenção e outras e a seguir, determina-se a chuva excedente pela relação:

$$h_e = h - h_{perdas} \dots\dots\dots ( 1.11 )$$

onde:

$h_{perdas}$	total das perdas acima relacionadas (os outros termos já foram definidos).
--------------	--

Estes métodos baseiam-se em fórmulas de infiltração, que procuram representar os processos físicos que ocorrem na camada superior do solo. A maior dificuldade na aplicação destes métodos reside na escolha dos parâmetros das fórmulas de infiltração. As fórmulas de Horton e Green & Ampt, que será apresentada adiante, constituem exemplos típicos desta categoria.

- **Método do Soil Conservation Service**

- a) **Formulação**

Um dos métodos de utilização corrente que se aplica especialmente quando não se dispõem de dados hidrológicos, é o do "Soil Conservation Service"(SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos. Existe uma adaptação do método para os solos do Estado de São Paulo (Setzer et al, 1979), suficientemente abrangente para ser aplicada a solos de outros Estados.

A equação proposta pelo SCS é:

$$h_e = \frac{(h - 0,2S)^2}{h + 0,8S} \text{ para } h > 0,2S \dots\dots\dots ( 1.12 )$$

onde:

- $h_e$  chuva excedente, em mm
- $h$  chuva acumulada, em mm
- $S$  retenção potencial do solo, em mm

O valor de  $S$  depende do tipo e da ocupação do solo e pode ser determinado por tabelas.

A quantidade de  $0,2S$  é uma estimativa de perdas iniciais, devidas à interceptação e retenção em depressões. Por esta razão impõe-se a condição  $P > 0,2S$ .

Para facilitar a solução da equação acima faz-se a seguinte mudança de variável:

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots ( 1.13 )$$

onde:

$CN$  número de curva e varia entre 0 e 100.

A Equação 3.11 pode ser representada em forma gráfica como mostrado na Figura 3.4. Por outro lado, substituindo-se na Equação 3.12 o fator  $S$ , ter-se-á:

$$h_e = \frac{\left( h - \frac{5080}{CN} + 50,8 \right)^2}{h + \frac{20,320}{CN} - 203,2} \text{ para } h > 0,2S \dots\dots\dots ( 1.14 )$$

O parâmetro  $CN$  depende dos seguintes fatores: tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo, umidade antecedente do solo.

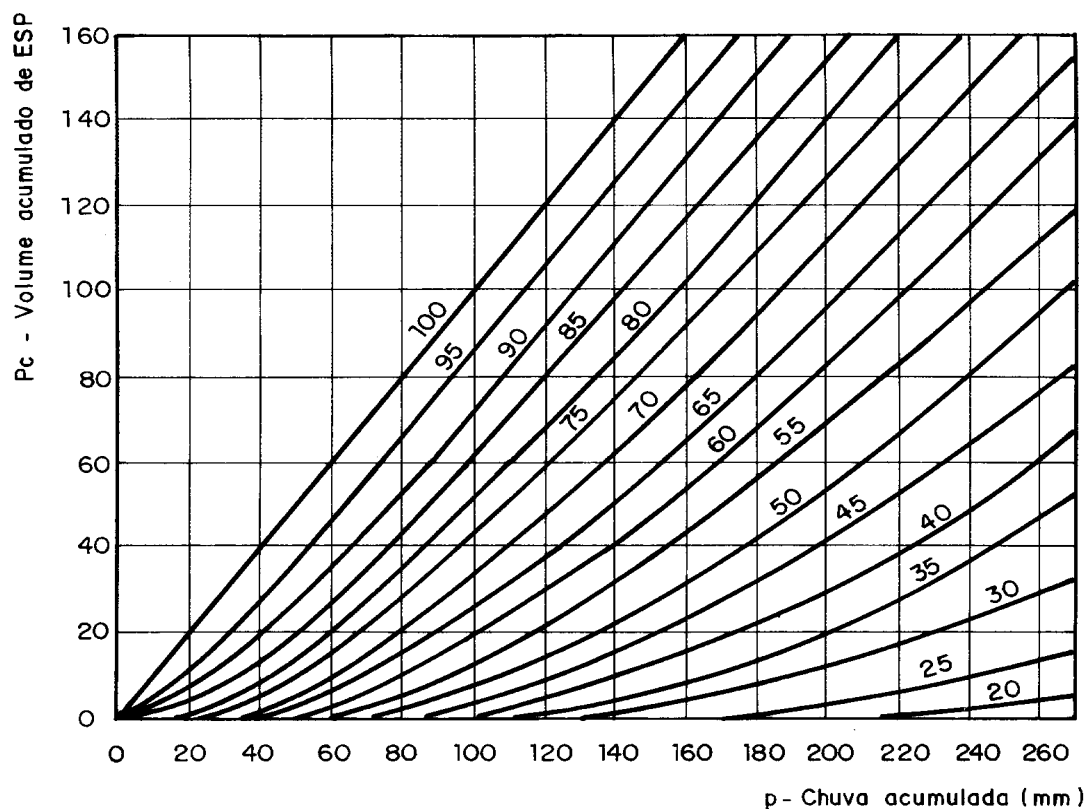


Figura 1.4 - Ábaco do SCS para solução da Equação 3.11

#### b) Tipos de solo

**Grupo A** - Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8%, não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%.

**Grupo B** - Solos arenosos menos profundos que os do Grupo A e com menor teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças à maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 1,5%. Não pode haver pedras nem camadas argilosas até 1,5m mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial.

**Grupo C** - Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30% mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até profundidades de 1,2m. No caso de terras roxas, estes dois

limites máximos podem ser de 40% e 1,5m. Nota-se, a cerca de 60 cm de profundidade, camada mais densificada que no Grupo B mas ainda longe das condições de impermeabilidade.

**Grupo D** - Solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50cm de profundidade. Ou solos arenosos como B mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados.

**c) Condições de uso e ocupação do solo**

A Tabela 3.4 fornece valores de  $CN$  para os diferentes tipos de solo e respectivas condições de ocupação. Cabe ressaltar que essa tabela refere-se à Condição II de umidade antecedente do solo.

**d) Condições de umidade antecedente do solo**

O método do SCS distingue 3 condições de umidade antecedente do solo.

**Condição I** - solos secos - as chuvas nos últimos 5 dias não ultrapassaram 15mm.

**Condição II** - situação média na época de cheias - as chuvas nos últimos 5 dias totalizaram entre 15 e 40mm.

**Condição III** - solo úmido (próximo da saturação) - as chuvas nos últimos 5 dias foram superiores a 40mm e as condições meteorológicas foram desfavoráveis a altas taxas de evaporação.

A Tabela 3.5 permite converter o valor de  $CN$  para condição I ou III, dependendo da situação que se desejar representar.

A Condição II é utilizada normalmente para a determinação do hidrograma do ESD para projeto de obras correntes em drenagem urbana.

**e) Roteiro de cálculo**

- Escolha das condições de saturação do solo;
- Determinação do grupo hidrológico do solo;
- Determinação do  $CN$  para a condição II por meio da Tabela 3.4;
- Transformação do  $CN$  para a condição desejada pela Tabela 3.5, se for o caso;
- Determinação do escoamento superficial pela Equação 3.14

Tabela 1-4- Valores de *CN* em função da cobertura e do tipo de solo (Condição II de umidade)

Tipo de uso do solo/Tratamento		Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
<b>Condições hidrológicas</b>					
Uso Residencial					
Tamanho médio do lote	% Impermeável				
até 500 m <sup>2</sup>	65	77	85	90	92
1000 m <sup>2</sup>	38	61	75	83	87
1500 m <sup>2</sup>	30	57	72	81	86
Estacionamentos pavimentados, telhados		98	98	98	98
Ruas e estradas:					
pavimentadas, com guias e drenagem		98	98	98	98
com cascalho		76	85	89	91
de terra		72	82	87	89
Áreas comerciais (85% de impermeabilização)		89	92	94	95
Distritos industriais (72% de impermeabilização)		81	88	91	93
Espaços abertos, parques, jardins:					
boas condições, cobertura de grama > 75%		39	61	74	80
condições médias, cobertura de grama > 50%		49	69	79	84
Terreno preparado para plantio, descoberto					
Plantio em linha reta		77	86	91	94
Culturas em fileira					
linha reta	condições ruins	72	81	88	91
	boas	67	78	85	89
curva de nível	condições ruins	70	79	84	88
	boas	65	75	82	86
Cultura de grãos					
linha reta	condições ruins	65	76	84	88
	condições boas	63	75	83	87
curva de nível	condições ruins	63	74	82	85
	condições boas	61	73	81	84
Pasto:					
s/ curva de nível	condições ruins	68	79	86	89
	condições médias	49	69	79	84
	condições boas	39	61	74	80
curva de nível	condições ruins	47	67	81	88
	condições médias	25	59	75	83
	condições boas	6	35	70	79
Campos					
condições boas		30	58	71	78
Florestas					
condições ruins		45	66	77	83
condições boas		36	60	73	79
condições médias		25	55	70	77

Tabela 1-5 Conversão das Curvas *CN* para as diferentes Condições de Umidade do solo.

Condições de umidade		
I	II	III
100	100	100
87	95	99
78	90	98
70	85	97
63	80	94
57	75	91
51	70	87
45	65	83
40	60	79
35	55	75
31	50	70
27	45	65
23	40	60
19	35	55
15	30	50

#### f) Efeitos da urbanização

A aplicação do método do SCS para áreas urbanas, pode ser feita de duas formas:

A primeira delas é fazer uso de tabelas que levem em conta os tipos de ocupação dos solos característicos de áreas urbanas como a Tabela 3.4. Caso a bacia apresente diversos tipos de solo e de ocupação, deve-se adotar o valor de *CN* obtido pela média ponderada dos diversos *CNs* correspondentes às áreas homogêneas.

Exemplo: Calcular o *CN* médio de uma bacia com área de drenagem de 3 km<sup>2</sup>, sendo 2 km<sup>2</sup> de solo B e 1 km<sup>2</sup> de solo C, com a seguinte ocupação:

Solo B:

0,3 km<sup>2</sup> - ruas pavimentadas e estacionamento (*CN* = 98)

1,1 km<sup>2</sup> - uso residencial, lotes de 500 m<sup>2</sup> (*CN* = 85)

0,6 km<sup>2</sup> - áreas comerciais (*CN* = 92)

Solo C:

- 0,2 km<sup>2</sup> - áreas residenciais, lotes de 1.000 m<sup>2</sup> ( *CN* = 83)
- 0,3 km<sup>2</sup> - parques e jardins em boas condições ( *CN* = 74)
- 0,4 km<sup>2</sup> - área preservada (floresta em boas condições) ( *CN* = 73)
- 0,1 km<sup>2</sup> - ruas pavimentadas e estacionamentos ( *CN* = 98)

O valor ponderado de *CN* será

$$\frac{0,3 \cdot 98 + 1,1 \cdot 85 + 0,6 \cdot 92 + 0,2 \cdot 83 + 0,3 \cdot 74 + 0,1 \cdot 98}{3}$$

$$CN = 85,3$$

O segundo modo recomenda separar a bacia em áreas permeáveis e impermeáveis e calcular o *CN* ponderado. No exemplo anterior teríamos:

Solo B:

área impermeável - 1,5 km<sup>2</sup> ( *CN* = 98)

área permeável (gramados) - 0,5 km<sup>2</sup> ( *CN* = 61)

Solo C:

área impermeável - 0,15 km<sup>2</sup> ( *CN* = 98)

área permeável (gramados) - 0,85 km<sup>2</sup> ( *CN* = 74)

$$CN = \frac{1,5 \cdot 98 + 0,5 \cdot 61 + 0,15 \cdot 98 + 0,85 \cdot 74}{3}$$

$$CN = 85,0$$

#### g) Hietograma da chuva excedente

É importante notar que a fórmula do SCS aplica-se à precipitação acumulada e, para um determinado valor da chuva total fornece sempre o mesmo valor da chuva excedente, qualquer que seja a distribuição temporal do hietograma de entrada.

A aplicação dos métodos baseados na teoria do hidrograma unitário exige a determinação de um hietograma de chuva excedente, que pode ser obtido do hietograma de precipitação pela aplicação da fórmula do SCS aos valores acumulados da chuva, a cada intervalo de tempo, conforme exemplificado na Tabela 3.6.

Exemplo: Calcular o hietograma da chuva excedente a partir do hietograma de chuva apresentado nas colunas 1 e 2 da Tabela 3.6, a seguir, para uma bacia com  $CN = 85$ .

Das equações 3.13. e 3.14, tem-se:

$$S = 25,4 \cdot \left( \frac{1000}{85} - 10 \right) = 44,8 \text{ mm}$$

$$h_e = \frac{(h - 8,96)^2}{(h + 35,85)}$$

Calcula-se a chuva excedente pela Equação 3.14, lembrando que a equação só vale para  $h > 0,2S$ , no caso  $h > 8,96$  mm.

**Tabela 1-6 - Solução do exemplo de aplicação do método do SCS.**

Coluna 1	coluna 2	coluna 3	coluna 4	coluna 5
$t$ (h)	$h$ (mm)	$\sum h$ (mm)	$\sum h_e$ (mm)	$h_e$ (mm)
0,5	5,0	5,0	0,0	0,0
1,0	8,0	13,0	0,3	0,3
1,5	2,0	15,0	0,7	0,4
2,0	42,3	57,3	25,1	24,4
2,5	25,0	82,3	45,5	20,4
3,0	3,0	85,3	48,1	2,6
3,5	10,5	95,8	57,3	9,2
4,0	5,0	100,8	61,7	4,4
<b>TOTAL</b>	<b>100,8</b>			<b>61,7</b>

A fórmula do SCS é aplicada aos valores da precipitação acumulada, que formam a coluna 3, e fornece os valores acumulados da chuva excedente, que constam da coluna 4. As chuvas excedentes em cada intervalo de tempo constam da coluna 5 e são obtidas por diferenças sucessivas entre os valores da coluna 4.

### 1.2.3. VAZÕES MÁXIMAS EM PEQUENAS BACIAS URBANAS

- **Método Racional**

Para bacias de drenagem que não apresentam complexidade e que tenham áreas de drenagem inferiores a aproximadamente 3 km<sup>2</sup> é recomendado que a descarga de projeto seja analisada pelo denominado Método Racional. Embora criticado por sua simplicidade, é um método largamente aceito e conduz a resultados satisfatórios, quando aplicado dentro de seus limites de validade.

#### a) Expressão do Método Racional

A seguinte expressão define o método:

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A \dots\dots\dots ( 1.15 )$$

onde:

- $Q$  vazão de pico do *ESD* em m<sup>3</sup>/s;
- $C$  coeficiente adimensional, chamado de coeficiente de *ESD* ("runoff"), isto é, a relação entre o volume de *ESD* e o volume precipitado;
- $I$  intensidade média da chuva, em mm/h, para uma duração da chuva igual ao tempo de concentração da bacia em estudo. Esse tempo é, usualmente, o requerido pela água para escoar desde o ponto hidráulicamente mais remoto da bacia até o ponto de controle (local de interesse);
- $A$  área da bacia em km<sup>2</sup>.

#### b) Premissas básicas

As seguintes premissas básicas são adotadas quando se aplica o Método Racional.

- O pico do *ESD*, relativo a um dado local de estudo, é função do respectivo tempo de concentração, assim como da intensidade da chuva, cuja duração é suposta como sendo igual ao referido tempo de concentração;
- As condições de permeabilidade da superfície da bacia permanecem constantes durante a ocorrência da chuva;
- O pico do *ESD* ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do local em estudo passa a contribuir no escoamento.

**c) Limitações**

O Método Racional fornece somente um ponto do hidrograma do *ESD*, o pico. Sua aplicação em bacias complexas, com várias sub-bacias, tende a superestimar as vazões, resultando em obras de drenagem superdimensionadas.

**d) Dados e informações para aplicação**

A aplicação do método depende dos seguintes dados e informações:

- planimetria da bacia para determinação de sua área. É importante notar que, em áreas urbanas nem sempre a área da bacia é determinada pelo seu divisor de águas, sendo de ocorrência relativamente comum a transposição de águas pluviais de bacias vizinhas através de tubos e galerias;
- existência de uma relação intensidade-duração-freqüência representativa do regime de chuvas intensas na área;
- escolha de um coeficiente de escoamento superficial representativo das condições futuras da bacia;
- determinação do tempo de concentração, ou seja, o tempo de percurso da água desde o ponto mais distante da bacia hidrográfica até a seção de interesse. Após o tempo de concentração, toda a área da bacia estará contribuindo para o escoamento, desde que a duração da chuva excedente seja no mínimo igual ao tempo de concentração.

**e) Tempo de Concentração**

O tempo de concentração é, ao lado do coeficiente de escoamento superficial, um dos parâmetros cruciais do método racional, cuja determinação está também sujeito a incertezas e imprecisões.

Diversas fórmulas têm sido propostas para determinar este parâmetro em função de características físicas da bacia, da sua ocupação e, eventualmente, da intensidade da chuva. É importante lembrar que a maioria destas expressões são empíricas e portanto só valem para condições semelhantes às de sua determinação. A adoção de qualquer destas fórmulas deve ser precedida de análise cuidadosa para evitar, por exemplo, **o equívoco de utilizar em áreas urbanas fórmulas originalmente desenvolvidas para áreas rurais.**

A forma mais correta de calcular o tempo de concentração é pelo método cinemático, ou seja, dividir a bacia em N trechos homogêneos e calcular a velocidade do escoamento em cada um deles. O tempo de concentração, em minutos, será dado por:

$$t_c = \frac{1}{60} \cdot \frac{\sum L_i}{V} \dots \dots \dots ( 1.16 )$$

onde:

- $t_c$  tempo de concentração em minutos;
- $L_i$  comprimento de cada trecho homogêneo em metros;
- $V_i$  velocidade do escoamento no trecho "i", em m/s.

Em áreas urbanas, o tempo de concentração pode ser dividido em duas parcelas: um tempo inicial  $t_i$ , tempo para chuva atingir a primeira boca de lobo ou sarjeta, e um tempo  $t_t$  de translação na rede de drenagem (sarjetas, bueiros, galerias, canais, etc.)

$$t_c = t_i + t_t \dots \dots \dots ( 1.17 )$$

O tempo  $t_i$  usualmente corresponde a um escoamento sobre superfícies e pode ser estimado pela fórmula:

$$t_i = \frac{0,65 \cdot (1,1 - C) \cdot L^{1/2}}{S^{1/3}} \dots \dots \dots ( 1.18 )$$

onde:

- $t_i$  tempo inicial ou tempo de escoamento em superfície ("overland flow"), em minutos;
- $C$  coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 5 a 10 anos;
- $L$  comprimento do escoamento em metros (no máximo 150 m);
- $S$  declividade média da bacia, em porcentagem.

O tempo  $t_t$  deve ser calculado a partir dos parâmetros hidráulicos da rede de drenagem, pela fórmula de Manning por exemplo, o que requer o pré-dimensionamento da mesma.

**f) Intensidade**

Intensidade é a quantidade de chuva que ocorre na unidade de tempo adotada, para uma dada frequência e com uma duração igual ao tempo de concentração. As expressões disponíveis relacionando os três parâmetros, intensidade, duração e frequência, já foram apresentadas no item 3.1.2.

**g) Coeficiente de Escoamento Superficial Direto (coeficiente de "runoff")**

Coeficiente de escoamento superficial é função de uma série de fatores, dentre os quais o tipo de solo, a ocupação da bacia, a umidade antecedente, a intensidade da chuva e outros de menor importância. A adoção, portanto, de um valor de  $C$  constante, é uma hipótese pouco realista e deve ser feita com os seguintes cuidados:

- o valor de  $C$  deve ser determinado para as condições futuras de urbanização da bacia;
- se a ocupação da bacia for muito heterogênea, deve-se estimar o valor de  $C$  pelo método da média ponderada, conforme exemplo neste capítulo;
- o efeito da intensidade da chuva sobre  $C$  deve ser levado em conta por meio de correção feita em função do período de retorno, como se explica a seguir.

Usualmente, o coeficiente de escoamento superficial é determinado em função da ocupação do solo, conforme se apresenta na Tabela 3.7. Esta tabela **fornece os valores de  $C$  para períodos de retorno da ordem de 5 a 10 anos.**

Para períodos de retorno maiores recomenda-se corrigir o valor de  $C$ , o que pode ser feito através da expressão:

$$C_T = 0,8 \cdot T^{0,1} \cdot C_{10} \dots \dots \dots ( 1.19 )$$

onde:

- $C_T$  coeficiente de escoamento superficial para o período de retorno  $T$ , em anos;
- $C_{10}$  coeficiente de escoamento superficial para período de retorno de 10 anos;
- $T$  período de retorno, em anos.

Quando a bacia apresenta ocupação muito heterogênea, é recomendável calcular um valor médio de  $C$  pela média ponderada dos diversos valores de  $C$  para cada ocupação específica:

$$C = \frac{1}{A} \cdot \sum C_i \cdot A_i \dots \dots \dots ( 1.20 )$$

onde:

- $C$  coeficiente médio de escoamento superficial;
- $A$  área de drenagem da bacia;

$C_i$  coeficiente de escoamento superficial correspondente à ocupação "  $i$  ";

$A_i$  área da bacia correspondente à ocupação "  $i$  ".

**Tabela 1-7- Valores do coeficiente de escoamento superficial direto adotados pela Prefeitura do Município de São Paulo (P.S. Wilken, 1978).**

ZONAS	$C$
Edificação muito densa: Partes centrais, densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas	0,70 - 0,95
Edificação não muito densa: Partes adjacente ao centro, de menos densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas	0,60 - 0,70
Edificações com poucas superfícies livres: Partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas	0,50 - 0,60
Edificações com muitas superfícies livres: Partes residenciais com ruas macadamizadas ou pavimentadas	0,25 - 0,50
Subúrbios com alguma edificação: Partes de arrabaldes e subúrbios com pequena densidade de construção	0,10 - 0,25
Matas, parques e campos de esporte: Partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques ajardinados, campos de esporte sem pavimentação	0,05 - 0,20

#### 1.2.4. DETERMINAÇÃO DO HIDROGRAMA DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DIRETO EM BACIAS DE PORTE MÉDIO

##### • Terminologia

Quando há necessidade de determinar cheias de projeto em bacias de tamanho médio, não é razoável supor como válidas as hipóteses do método racional, ou seja:

- 1 ) não é possível admitir a hipótese de intensidade constante da chuva, ao longo de sua duração, pois à medida que a duração da precipitação de projeto aumenta, esta hipótese se torna menos realista. Como as vazões de projeto dependem da distribuição temporal da precipitação, há necessidade de aplicar um método que considere esta variabilidade.
- 2 ) a hipótese de inexistência de armazenamento na bacia, admitida pelo método racional, passa a ser pouco realista. A admissão desta hipótese leva a valores muito conservadores da vazão de pico.

O hidrograma é o gráfico das vazões ao longo do tempo decorrentes de um hietograma. Como consequência, a área desta curva é o volume de escoamento superficial direto ( $V_{esd}$ ) causado por uma chuva excedente ( $h_e$ ) sobre toda a área de drenagem ( $A$ ), conforme Equação 3.10.

Um hidrograma é caracterizado pelo seu *volume* ( $V_{esd}$ ) e pela sua *forma*, que em conjunto, determinam o valor da *vazão de pico* ( $Q_p$ ). O hidrograma é, em última análise, um determinado hietograma de chuva excedente, modificado pelas características de escoamento da bacia.

A forma do hidrograma é usualmente determinada em função de alguns parâmetros de tempo, como se indica na Figura 3.5. Esta figura apresenta um hidrograma causado por um bloco único de chuva excedente ( $h_e$ ) com duração  $D$  e intensidade constante durante esta duração. O tempo decorrido **desde o início da chuva excedente até o pico do hidrograma** ( $Q_p$ ) é chamado **tempo de ascensão** ( $t_a$ ), enquanto a duração total do escoamento superficial direto é chamada de **tempo base** ( $t_b$ ).

Tempo de retardamento ( $t_p$ ) ou simplesmente **retardamento** é o tempo que vai do centro de massa do hietograma de chuva excedente até o pico do hidrograma. Portanto:

$$t_a = t_p + \frac{D}{2} \dots\dots\dots ( 1.21)$$

O tempo de concentração,  $t_c$ , já definido, é indicado na figura como o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão situado no trecho descendente do hidrograma. Esta inflexão representa o instante em que a contribuição do ponto mais distante da bacia passa pela seção de controle. A partir deste ponto passará por esta seção somente a água que estava temporariamente armazenada nas superfícies e canais da bacia.

O Soil Conservation Service propõe a seguinte relação entre estes parâmetros:

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \dots\dots\dots ( 1.22)$$

$$t_a = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \dots \dots \dots ( 1.23 )$$

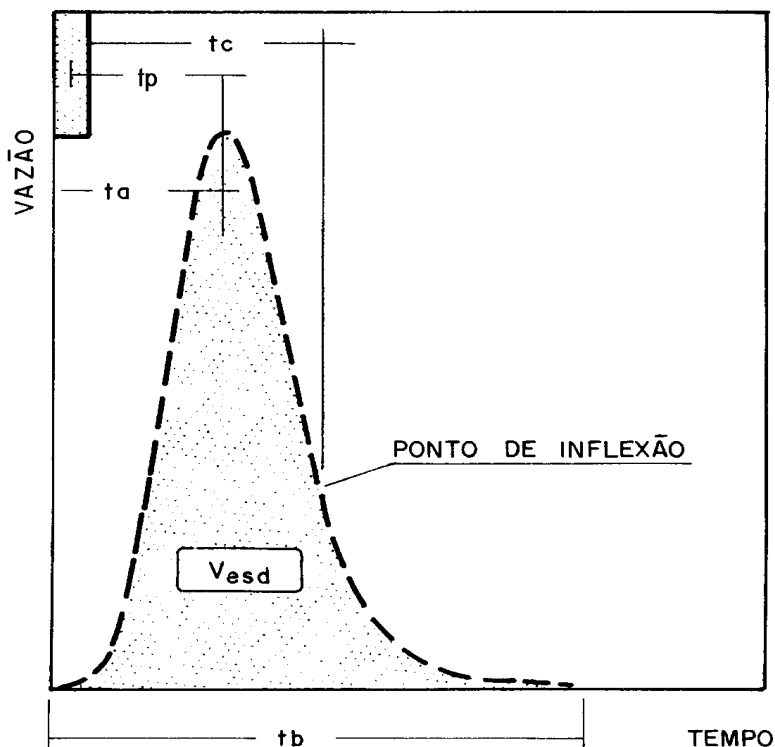


Figura 1.5 - Características do hidrograma

• **Interpretação Conceitual do Hidrograma**

A forma do hidrograma é determinada pelo trânsito da chuva excedente sobre a bacia e sua análise pode ser feita por métodos hidráulicos ou hidrológicos. Os métodos hidráulicos são *distribuídos* e baseiam-se nas equações do escoamento não permanente (conservação de massa e quantidade de movimento), enquanto os chamados métodos hidrológicos são total ou parcialmente *globais* ("lumped") e baseiam-se nos conceitos de translação e armazenamento.

Os conceitos de translação e armazenamento são essenciais para o estudo em canais, reservatórios e bacias hidrográficas. No caso das bacias estes processos podem ser estudados separadamente, o que simplifica significativamente os métodos de cálculo. É importante, portanto, definir estes conceitos:

**a) Translação**

É o movimento da água ao longo dos canais em direção paralela ao fundo. Tempo de translação é, portanto, o tempo que uma partícula de água leva para percorrer uma determinada distância.

**Tempo de concentração** é o tempo de translação do ponto hidráulicamente mais distante da bacia até a seção de controle.

**b) Armazenamento**

Pode ser interpretado como o movimento da água na direção perpendicular ao fundo do canal e representa, portanto, a parcela da chuva excedente que fica temporariamente retida na bacia e que chegará à seção de controle com certo atraso.

No presente caso, translação pode ser considerado sinônimo de concentração e armazenamento é o mesmo que difusão ou amortecimento.

O trânsito da chuva excedente pela bacia é basicamente o mesmo fenômeno do caminhamento de uma onda de enchente por um reservatório ou um canal e difere destes apenas na importância relativa que, em cada um deles, assumem os processos de translação e armazenamento, conforme apresentado na Tabela 3.2.

**Tabela 1-8 - Processos de translação e armazenamento em diferentes meios**

	TRANSLAÇÃO	ARMAZENAMENTO
RESERVATÓRIO	Desprezível	Dominante
CANAL	Dominante	Pouco importante, a menos de grandes várzeas de inundação
BACIA	Importante	Importante, a menos de pequenas bacias urbanas

A transformação destas definições em métodos para determinação de hidrogramas é feita pela introdução do conceito de **isócronas**, para levar em conta os tempos de translação na bacia, e de **reservatório linear equivalente** para levar em conta os efeitos de armazenamento. O mais conhecido dos métodos baseados nestes conceitos é o chamado **modelo conceitual de Clark** descrito por Porto, 1993 entre outros.

Em hidrologia urbana é mais comum que estes efeitos sejam tratados de forma mais simplificada e incorporados no cálculo dos **parâmetros de tempo** do hidrograma, como se verá no item que trata dos hidrogramas sintéticos.

- **A Teoria do Hidrograma Unitário**

A grande maioria dos métodos hidrológicos para determinação de hidrogramas de cheia obedece aos princípios da teoria do hidrograma unitário, inclusive o método racional, que é um caso particular da mesma. A hipótese central desta teoria afirma que a relação entre a chuva excedente e as vazões do hidrograma de cheias é **linear** e pode-se afirmar que todo método baseado na linearidade desta relação recai na teoria do hidrograma unitário. Pela importância da teoria, é útil rever seus princípios:

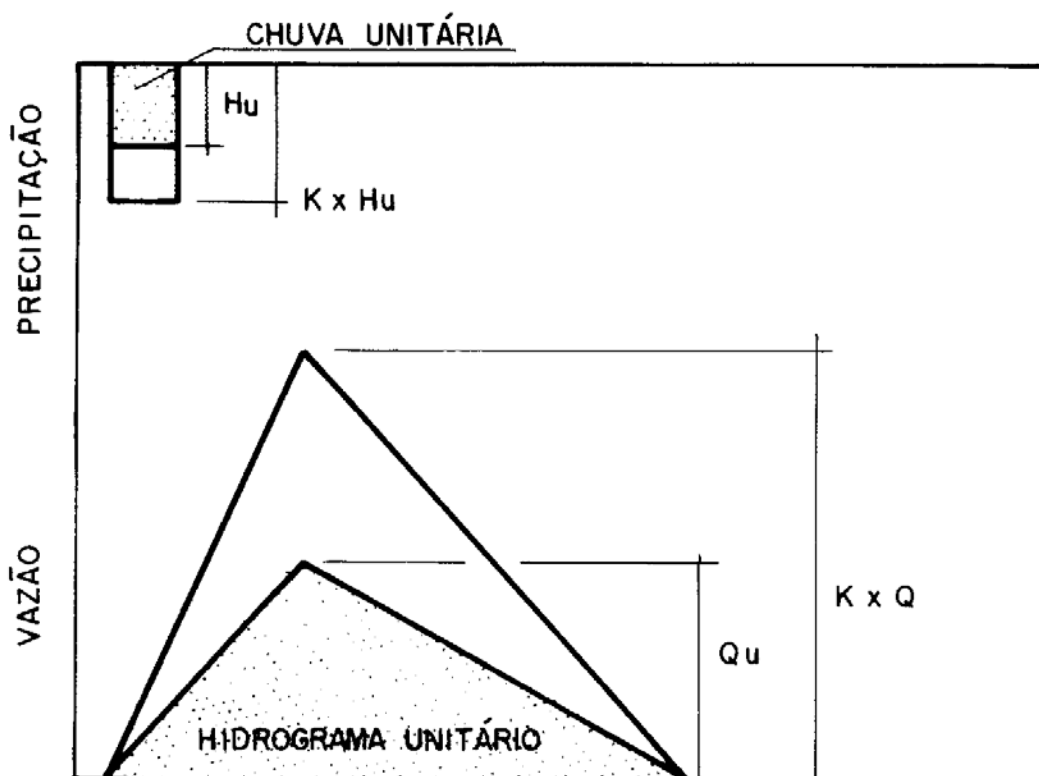
Hidrograma unitário é o hidrograma produzido por uma chuva unitária excedente  $h_e$  distribuída uniformemente sobre a bacia com uma duração específica. A chuva unitária excedente é escolhida por conveniência a  $P_{UNIT} = 10$  mm e a duração desta chuva poderá ser qualquer, desde que permita o traçado dos trechos de ascensão e decaimento do hidrograma, com precisão razoável. É usual chamar esta duração de *unitária*, ( $D_{UNIT}$ ) e geralmente escolhe-se seu valor na faixa de 1/4 a 1/6 do tempo do retardamento da bacia ( $t_p$ ).

É possível concluir, portanto, que cada bacia não é caracterizada por um único hidrograma unitário mas terá ***tantos hidrogramas unitários quantos forem as durações consideradas***. Se para fins de ilustração admitir-se que uma chuva excedente de 10 mm, com duração de 2 horas, distribuída uniformemente sobre uma bacia de 100 km<sup>2</sup> tenha produzido o hidrograma da Figura 3.6, este será o ***hidrograma unitário de duas horas de duração***.

Desde que se disponha de um hidrograma unitário de uma determinada duração, é sempre possível obter hidrogramas unitários para quaisquer outras durações, seja por meio de superposição, de hidrogramas de menor duração, seja pela solução de um sistema de equações lineares ou pelo chamado ***método da curva S***. Inúmeros textos de hidrologia descrevem em detalhe estes métodos tais como Tucci (1993), Chow (1988), Ponce (1989) entre outros.

Duas hipóteses são necessárias para generalizar a aplicação do método do hidrograma unitário a qualquer duração e distribuição temporal da chuva excedente. Estas hipóteses constituem os princípios da ***proporcionalidade*** e da ***superposição***.

O princípio da proporcionalidade é ilustrado por meio da Figura 3.6. Uma vez conhecido o hidrograma unitário correspondente a uma chuva unitária (áreas hachuradas na Figura 3.6), é possível obter o hidrograma correspondente a qualquer outra chuva, de mesma duração que a unitária, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma unitário pela relação entre as chuvas. Na figura adotou-se, por questão de simplicidade, uma forma triangular para representar o hidrograma. Evidentemente esta hipótese só é válida se a duração do escoamento superficial direto ( $t_b$ ) permanecer constante, qualquer que seja a intensidade da chuva. Por esta razão este princípio é chamado de **princípio da constância do tempo base**.



Se o tempo base de todos os hidrogramas obtidos desta forma permanecer constante, então esta propriedade pode ser utilizada para obter o hidrograma de um hietograma qualquer, desde que o mesmo seja dividido em blocos de chuva com duração igual à duração do hidrograma unitário. É o chamado **princípio da superposição**.

O procedimento está ilustrado na Figura 3.7 em que cada bloco de chuva  $h_i$  produz um hidrograma  $Q_i$  defasado de uma unidade de tempo. O hidrograma total,  $Q$ , é obtido pela soma dos diversos hidrogramas  $Q_i$ .

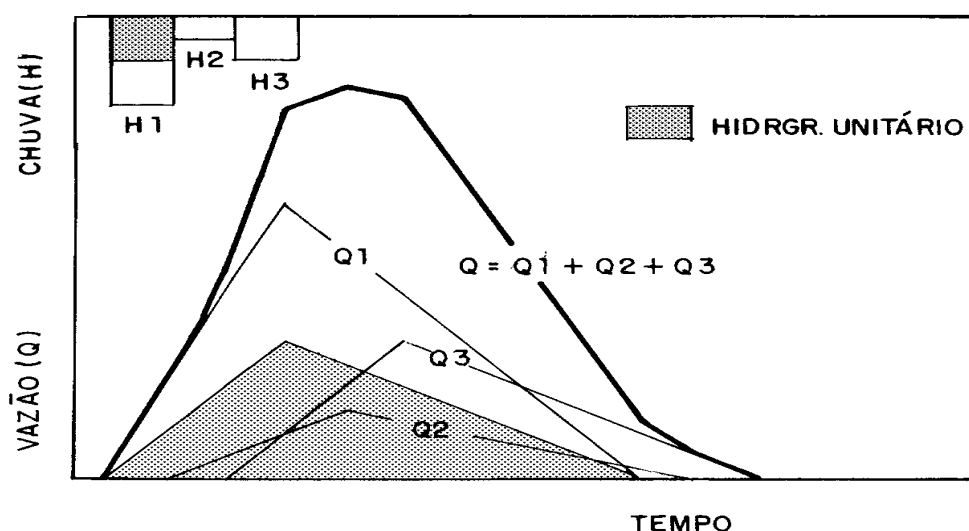


Figura 1.7 - Princípio da superposição

O hidrograma unitário de uma bacia pode ser determinado pela análise de dados de precipitação e vazão ou por meio de fórmulas empíricas, quando são chamados de hidrogramas sintéticos. Em hidrologia urbana prevalece a segunda abordagem, não só porque os dados em áreas urbanas são escassos, mas também porque, em geral, deseja-se determinar o hidrograma para condições futuras de ocupação da bacia. Por esta razão, somente os hidrogramas sintéticos serão abordados neste texto.

O processo de obter o hidrograma final pela composição linear dos diversos hidrogramas defasados, como ilustrado na Figura 3.7, é chamado de convolução. O tempo base de um hidrograma composto é igual ao tempo de base do hidrograma unitário mais a duração da tormenta menos a duração da chuva unitária. No exemplo da Figura 3.7 o tempo base do hidrograma unitário é de 9 unidades e a duração da tormenta é de três unidades, o que provoca um hidrograma composto com tempo base de 11 unidades ( $9 + 3 - 1$ ).

• Hidrogramas Sintéticos

Hidrogramas sintéticos são aqueles que determinam a forma do hidrograma e, portanto, a vazão de pico, a partir de parâmetros relacionados com as características físicas da bacia e geralmente representam o hidrograma em forma de um triângulo. O parâmetro mais importante neste caso é o tempo de retardamento  $t_p$  (ou o seu assemelhado, o tempo de ascensão  $t_a$ ), que sintetiza os efeitos das características físicas da bacia sobre o hietograma de chuva excedente. Os efeitos de armazenamento afetam a duração do escoamento superficial direto (tempo de base,  $t_b$ ). O valor de  $t_b$  é geralmente expresso em função de  $t_a$ .

A representação do hidrograma por meio de um triângulo, conforme a Figura 3.8, permite a obtenção de uma série de relações que constituem a base da maioria dos métodos de hidrogramas sintéticos. Nesta figura, a área do triângulo é o volume de escoamento superficial, ( $V_{esd}$ ), a base é a duração deste escoamento ( $t_b$ ) e a altura representa a vazão de pico ( $Q_p$ ). Portanto:

$$V_{esd} = \frac{Q_p \cdot t_b}{2} \dots\dots\dots ( 1.24 )$$

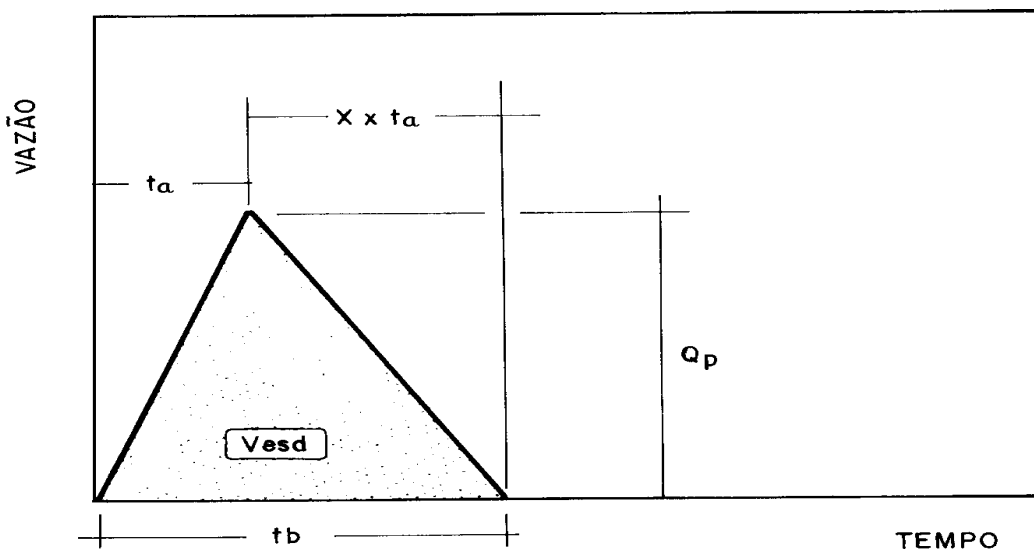


Figura 1.8 - Hidrograma triangular

É usual exprimir o valor de  $t_b$  em função do tempo de ascensão  $t_a$  da seguinte forma:

$$t_b = t_a + X \cdot t_a = (1 + X) \cdot t_a \dots\dots\dots ( 1.25 )$$

Lembrando que o volume de escoamento superficial é o produto da área da bacia  $A$  pela chuva excedente  $h_e$  (conforme Equação 3.10), para uma unidade de chuva excedente tem-se:

$$Q_p = \frac{2 \cdot A}{(1 + X) \cdot t_a} \dots\dots\dots ( 1.26 )$$

ou fazendo:

$$C_p = \frac{2}{1 + X} \dots\dots\dots ( 1.27 )$$

resulta:

$$Q_p = C_p \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots ( 1.28 )$$

para a chuva unitária de 1cm, área da bacia em  $km^2$  e  $t_a$  em horas, a expressão de  $Q_p$  em  $m^3/s$  fica:

$$Q_p = 2,78 \cdot C_p \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots ( 1.29 )$$

O valor de  $C_p$  está relacionado com o valor de  $X$  e portanto com a relação entre  $t_b$  e  $t_a$  pois

$$\frac{t_b}{t_a} = 1 + X \dots\dots\dots ( 1.30 )$$

Quanto maior o valor de  $X$ , maior será a duração do escoamento superficial  $t_b$  e mais abatido será o pico, ou seja, maior o armazenamento da bacia.

Snyder (Ponce, 1989), estudando bacias rurais nos Montes Apalaches, encontrou valores de  $C_p$  na faixa de 0,56 a 0,69, o que corresponde a valores de  $X$  na faixa de 2,6 a 1,9. O Soil Conservation

Service utiliza o valor unico  $X = 1,67$  ou seja  $C_p = 0,75$ . Uehara (1994) com base em experiências em bacias rurais do Estado de São Paulo, tem utilizado  $X = 2,0$  ( $C_p = 0,67$ ) próximo portanto dos valores inferiores de Snyder.

Wanielista (1993) chama  $X$  de *fator de decaimento* e  $C_p$  *fator de atenuação do pico* e apresenta a seguinte tabela:

**Tabela 1-9 - Parâmetros de alguns hidrogramas triangulares**

Descrição	Fator de decaimento	Fator de redução do pico
Método racional	1	1
Áreas urbanas (decliv. grande)	1,25	0,89
Método do SCS	1,67	0,75
Uso misto (rural/urbano)	2,25	0,62
Área rural ondulada	3,33	0,47
Área rural (decliv. pequena)	5,50	0,31
Área rural (decliv. muito peq.)	12,0	0,16

#### a) Parâmetros de tempo

Os principais parâmetros dos métodos sintéticos são  $t_p$  e o fator de atenuação de pico  $C_p$ . Como o valor deste último é usualmente expresso em função do primeiro, justifica-se todo o cuidado na determinação de  $t_p$ .

A maior preocupação que deve existir na determinação de  $t_p$  é assegurar-se que o método utilizado é representativo do escoamento em bacias urbanizadas. Isto pode ser feito basicamente de duas formas:

- determinando o tempo de concentração da bacia pelo método cinemático e calculando  $t_p$  pela relação recomendada pelo Soil Conservation Service conforme Equação 3.22.
- utilizando expressões empíricas, válidas para *áreas urbanizadas*, que fornecem diretamente o valor de  $t_p$  em função de características da bacia. A literatura especializada é farta em registrar fórmulas deste tipo. Duas delas, que dentre outras foram testadas durante a elaboração deste

estudo, deram resultados coerentes que parecem representar bem as condições de escoamento em bacias da cidade de São Paulo. São elas:

**1 ) Fórmula do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (versão 1969).**

Esta fórmula faz parte do método conhecido por *Colorado Urban Hydrograph Procedure- CUHP-* que faz parte dos procedimentos recomendados por aquela entidade (DAEE- CETESB, 1983). As áreas das bacias estudadas variaram entre 0,6 a 187 km<sup>2</sup> e as porcentagens impermeabilizadas entre 2,7% e 83%.

$$t_p = 0,752 \cdot C_t \cdot (L \cdot L_{cg})^{0,3} \dots\dots\dots( 1.31 )$$

$$C_t = \frac{7,81}{I_a^{0,78}} \dots\dots\dots( 1.32 )$$

onde:

- $t_p$  tempo de retardamento em horas;
- $L$  comprimento do talvegue em km;
- $L_{cg}$  comprimento que vai da seção de interesse ao centróide da bacia, em km;
- $I_a$  porcentagem impermeabilizada da bacia.

Os seguintes ajustes devem ser feitos para estimar o valor de  $C_t$

- Adicionar 10% para áreas esparsamente dotadas de galerias;
- Subtrair 10% para áreas totalmente servidas por galerias;
- Efeito da declividade:

para  $i < 0,010$  m/m  $C_t = 0,40 \cdot C_{t0} \cdot i^{-0,2}$

para  $i > 0,025$  m/m  $C_t = 0,48 \cdot C_{t0} \cdot i^{-0,2}$

para  $0,010$  m/m <  $i < 0,025$  m/m  $C_t = C_{t0}$

onde  $C_{t0}$  é o valor de  $C_t$  fornecido pela Equação 3.32.

**2 ) Fórmula do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (versão 1982)**

Esta fórmula é uma revisão fundamentada em maior número de dados e resultados que a versão de 1969. De forma geral, produz tempos de retardamento significativamente menores que a anterior e aparentemente é aplicada pelo Distrito de Denver em bacias de menor área de drenagem que a versão de 1969. Verifica-se que os projetos de drenagem urbana na cidade de São Paulo apresentam velocidades altas, o que significa tempos de retardamento pequenos. Por esta razão a fórmula parece ser adaptada às condições de São Paulo.

A Equação 3.33 fornece o tempo para o pico,  $t_p$ , cuja definição é semelhante ao de tempo de retardamento já vista.

$$t_p = 0,637 \cdot C_i \cdot \left[ \frac{L \cdot L_{cg}}{\sqrt{i}} \right]^{0,48} \dots\dots\dots( 1.33 )$$

onde:

- $t_p$  tempo de retardamento do hidrograma unitário medido do centro da chuva unitária até o pico do hidrograma em horas
- $L$  comprimento do talvegue da bacia desde as nascentes até a seção de controle em km
- $L_{cg}$  comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle acompanhando o talvegue em km
- $i$  média ponderada das declividades do talvegue em m/m
- $C_i$  coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia

O valor ponderado de  $i$  deve ser calculado segmentando-se o talvegue em comprimentos  $L_i$  de declividade uniforme  $i_i$ , pela expressão:

$$i = \left[ \frac{L_1 \cdot i_1^{0,24} + L_2 \cdot i_2^{0,24} + \dots + L_n \cdot i_n^{0,24}}{L_1 + L_2 + \dots + L_n} \right]^{4,17} \dots\dots\dots( 1.34 )$$

Determinação de  $C_t$ : o CUHP fornece gráfico para obtenção do parâmetro  $C_t$  em função da percentagem de área impermeabilizada da bacia.

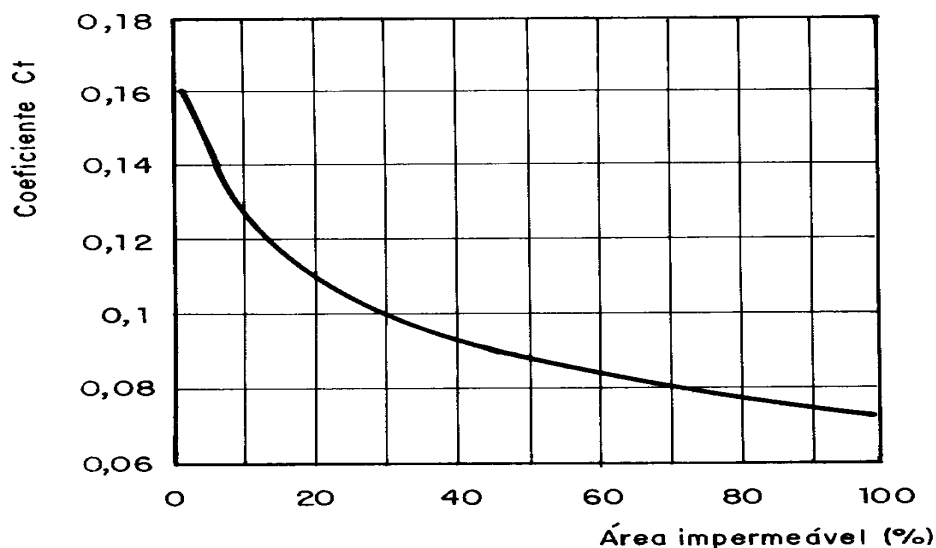


Figura 1.9 - Determinação de  $C_t$

- **Método do Soil Conservation Service - SCS**

O hidrograma sintético do SCS proposto no National Engineering Handbook (1985) é um hidrograma adimensional resultante da análise de um grande número de bacias nos Estados Unidos. A Figura 3.10 e a Tabela 3.10 mostram o hidrograma do SCS onde se verifica que o eixo dos tempos é expresso em frações de  $t_a$  e o eixo das vazões em frações da vazão máxima  $Q_p$ .

Tabela 1-10 - Hidrograma adimensional do SCS

$t$ (h)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$t$ (h)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$t$ (h)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$t$ (h)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$t$ (h)	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)
0,00	0,00	1,00	1,00	2,00	0,28	3,00	0,06	4,00	0,01
0,20	0,10	1,20	0,93	2,20	0,21	3,20	0,04	4,20	0,01
0,40	0,31	1,40	0,78	2,40	0,15	3,40	0,03	4,40	0,01
0,60	0,66	1,60	0,56	2,60	0,11	3,60	0,02	4,60	0,00
0,80	0,93	1,80	0,39	2,80	0,08	3,80	0,02	4,80	0,00

Os principais parâmetros deste hidrograma são obtidos de um hidrograma triangular em que o parâmetro  $X$  é fixado em 5/3, resultando portanto no valor de  $C_p = 0,75$

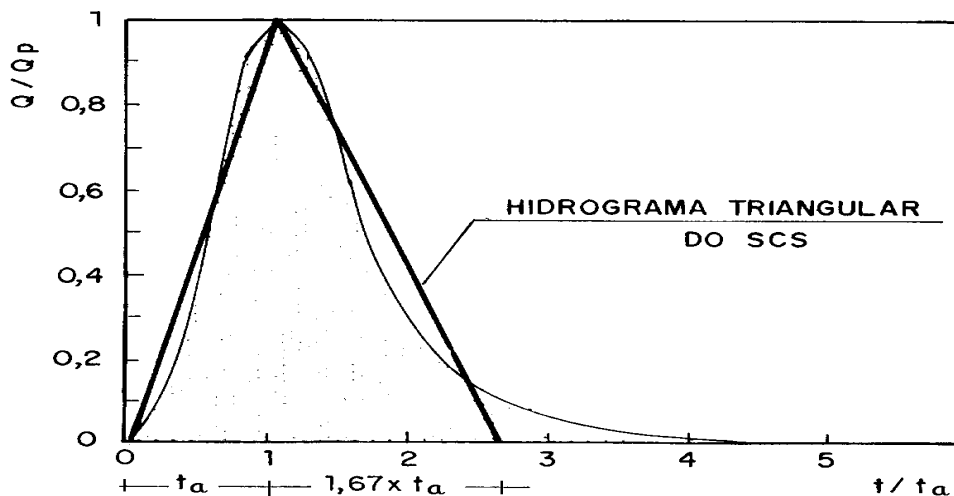


Figura 1.10 - Hidrograma do SCS

As expressões que definem a forma do triângulo são, portanto:

$$t_b = 2,67 \cdot t_a \quad \text{ou seja} \quad X = 1,67 \dots\dots\dots (1.35)$$

$$Q_p = 2,78 \cdot 0,75 \cdot \frac{A}{t_a} = 2,08 \cdot \frac{A}{t_a} \dots\dots\dots ( 1.36 )$$

O hidrograma em questão corresponde a uma duração de chuva unitária:

$$D = \frac{t_a}{5} \dots\dots\dots ( 1.37 )$$

substituindo em 3.21,

$$\frac{t_a}{t_p} = \frac{10}{9} \quad \text{e} \quad \frac{D}{t_c} = \frac{2}{15} \dots\dots\dots ( 1.38 )$$

ou seja:

$$D = 0,133 \cdot t_c \dots\dots\dots ( 1.39 )$$

Em outras palavras o hidrograma triangular do SCS é um hidrograma unitário de duração  $D = 0,133 \cdot t_c$ .

Para calcular o tempo de retardamento  $t_p$ , em horas, o SCS sugere a seguinte expressão para bacias até 8 km<sup>2</sup>:

$$t_p = \frac{L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}}{14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5}} \dots\dots\dots ( 1.40 )$$

onde:

- $L$  comprimento do talvegue em km;
- $S$  declividade média em m/m;
- $CN$  número da curva da bacia.

O SCS propõe que sejam feitos ajustes no valor acima para levar em conta os efeitos da urbanização. Para tanto, recomenda que o valor de  $t_p$  seja multiplicado por um fator de ajuste,  $FA$ , dado pela expressão:

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \dots\dots\dots ( 1.41 )$$

onde:

$PRCT$  porcentagem do comprimento do talvegue modificado ou, então, a porcentagem da bacia tornada impermeável.

Caso ocorram ambas as modificações, o fator é calculado duas vezes, uma vez para  $PRCT = PLM$  (onde  $PLM$  é a porcentagem do comprimento modificado) e outra para  $PRCT = PI$  (em que  $PI$  é a porcentagem impermeabilizada da bacia).

O fator de ajuste final,  $FA$ , é obtido pela multiplicação dos dois valores anteriormente calculados.

Segundo o método do SCS, na fórmula acima deve constar o valor de  $CN$  futuro e não o valor de  $CN$  da bacia atual.

A fórmula do SCS usualmente fornece valores muito grandes de  $t_p$ , o que resulta em vazões máximas muito pequenas para áreas urbanas, mesmo quando corrigidas para introduzir efeitos da urbanização (Porto et al 1993). Para estas áreas recomenda-se o uso do método cinemático ou as fórmulas que serão fornecidas nos ítems que se seguem.

Para bacias maiores do que 8 km<sup>2</sup> o SCS sugere que se calcule o tempo de concentração,  $t_c$ , pelo método cinemático e a partir deste, os valores de  $t_p$  e  $t_a$  pelas equações 3.22 e 3.23.

O hidrograma do SCS utiliza somente um parâmetro, uma vez que o valor de  $X = 1,67$  é fixo o que torna constante o fator de atenuação de pico  $C_p = 0,75$ . Este fato torna o método pouco flexível e restringe sua aplicação a bacias com áreas na faixa de 3 a 250 km<sup>2</sup>, uma vez que bacias maiores tendem a apresentar maior atenuação dos picos e, portanto, valores de  $C_p$  menores do que 0,75.

**Exemplo:** Calcular o hidrograma unitário sintético de uma bacia com área de drenagem  $A = 4$  km<sup>2</sup>, comprimento do talvegue = 3 km, declividade média  $S = 0,03$  m/m e  $CN = 85$ . A área impermeabilizada representa 40% da bacia e 30% do comprimento total do curso d'água acha-se canalizado

Utilizando a fórmula de  $t_p$  do SCS, tem-se:

$$t_p = \frac{3000^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 85)^{0,7}}{14104 \cdot 85^{0,7} \cdot 0,03^{0,5}} = 0,97 \text{ horas}$$

Corrigindo para  $PLM = 30\%$  e  $PI = 30\%$ , obtém-se dois fatores de correção que devem ser multiplicados para obter o fator de ajuste  $FA = 0,67$  ou seja:

$$t_{pc} = FA \cdot t_p = 0,67 \cdot 0,97 = 0,65 \text{ horas}$$

$$t_a = \frac{10}{9} \cdot t_p = 0,72 \text{ horas} \quad \text{e} \quad D = 0,144 \text{ horas}$$

sendo  $t_p = 0,6 \cdot t_c$  resulta  $t_c = 1,08 \text{ horas}$  ou seja, a velocidade média de translação ao longo do talvegue de 3000 m é de 0,77 m/s que é muito baixa para uma bacia com estas características, confirmando a observação de que a fórmula do SCS fornece valores grandes de  $t_p$ .

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{4}{0,72} = 11,6 \text{ m}^3 / \text{s}$$

ou seja, a **vazão máxima específica** é  $q_p = 2,9 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$  para uma chuva unitária de 10mm com 0,144 horas de duração.

Fazendo os mesmos cálculos utilizando as fórmulas de Denver, versão 1969, equações 3.31 e 3.32, admitindo que  $L_{cg} = L/2$ .

$$t_c = 0,752 \cdot C_t \cdot (3,0 \cdot 1,5)^{0,3}$$

$$C_{t0} = \frac{7,81}{40^{0,78}} = 0,4395$$

Corrigindo para a declividade  $S = 0,03 \text{ m/m}$

$$C_t = 0,4395 \cdot 0,03^{-0,2} = 0,425$$

tem-se

$$t_p = 0,752 \cdot 0,425 \cdot 4,5^{0,3} = 0,5 \text{ horas} \quad \text{ou seja,}$$

$$t_c = \frac{t_p}{0,6} = 0,83 \text{ horas}$$

que corresponde a uma velocidade média ao longo do talvegue de 1,0 m/s, um pouco mais condizente com as características da bacia mas ainda muito baixa .

Para o novo valor de  $t_p$  tem-se:

$$t_a = \frac{10}{9} \cdot 0,50h = 0,55 \text{ horas}$$

$$t_b = 2,67 \cdot 0,55 = 1,46 \text{ horas}$$

$$D = 0,133 \cdot 0,83 = 0,11 \text{ horas (aproximadamente } D = 0,1 \text{ horas)}$$

$$Q_p = \frac{2,08 \cdot 4}{0,55} = 15,1 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$q_p = 3,8 \text{ m}^3 / \text{s} \cdot \text{km}^2 \text{ para } 10\text{mm de chuva excedente com duração } D = 0,1 \text{ horas}$$

Utilizando agora a versão de 1982 da fórmula de Denver tem-se:

$$t_p = 0,637 \cdot 0,09 \left[ \frac{3,0 \cdot 1,5}{\sqrt{0,03}} \right]^{0,48}$$

Para  $I_a = 40\%$  obtém-se, da Figura x,  $C_t = 0,093$  e os cálculos produzem a Tabela 3.11.

Tabela 1-11 - Resumo dos dados e dos cálculos efetuados

DADOS					RESULTADOS			
$I_a$ (%)	$C_t$	$L$ (km)	$L_{cg}$ (km)	$S$ (m/m)	$t_p$ (horas)	$t_c$ (horas)	$D$ (horas)	$t_a$ (horas)
40	0,09	3,00	1,50	0,03	0,28	0,47	0,04	0,31

O valor da vazão de pico do hidrograma unitário será:

$$Q_p = 2,08 \cdot \frac{4}{0,31} = 26,8 \text{ m}^3 / \text{s}$$

A velocidade média ao longo do talvegue é de aproximadamente 1,7 m/s e a vazão máxima específica,  $q_p$ , será de 6,7 m<sup>3</sup> /s.km<sup>2</sup> para a chuva unitária de 10 mm de precipitação excedente e duração de 0,04 horas.

Para obter o hidrograma resultante de uma tormenta de projeto de intensidade variável deve-se proceder da seguinte forma:

- discretizar o hidrograma em intervalos de tempo iguais à duração unitária;
- obter o hidrograma de cada bloco de chuva de duração unitária
- somar os hidrogramas obtidos no passo anterior com defasagens iguais à duração da chuva unitária

- **Método de Ven Te Chow**

O método em foco foi apresentado em 1962 no trabalho “Hydrologic Determination of Waterways Areas for the Design of Drainage Structures in Small Basins - Engineering Experiment Station Bulletin nº 462 - University of Illinois Bulletin”, objetivando a determinação da vazão de pico de pequenas bacias rurais, para projeto de obras de travessia de menor porte de rodovias, como bueiros e pequenas pontes.

Foi desenvolvido tendo como base análises teóricas do método do hidrograma unitário e um grande conjunto de dados obtidos a partir de 60 eventos de cheias observados em 20 bacias de drenagem rurais dos Estados de Iowa, Illinois, Ohio, Missouri, Wisconsin, Indiana e Nebraska, nos EUA. Todas as bacias estudadas possuíam áreas de drenagem inferiores a 25 km<sup>2</sup> ( ~ 6000 acres ).

O método Ven Te Chow utiliza a teoria do hidrograma unitário considerando observações conceituadas e práticas decorrentes da aplicação dessa teoria, como as que se seguem:

- 1 ) para um mesmo período de retorno, à medida que a duração da chuva aumenta, sua intensidade média diminui. Por outro lado, à medida que a duração da chuva aumenta, a taxa de infiltração diminui, ou seja, uma parcela maior da chuva se transforma em ESD. Não se pode, assim, afirmar “a priori” qual duração da chuva irá fornecer a vazão de pico de uma dada bacia;
- 2 ) uma chuva efetiva de intensidade constante, que perdure indefinidamente, irá acarretar uma vazão de equilíbrio igual ao valor dessa intensidade multiplicada pela área da bacia após transcorrido o tempo necessário para que toda a bacia esteja contribuindo para o escoamento: esta hipótese é a base do “método racional”. No entanto, caso a duração da chuva não alcance esse tempo, o pico do hidrograma resultante será inferior à referida vazão de equilíbrio e o valor fornecido pela equação do método racional será superestimado;
- 3 ) a intensidade da chuva, regra geral, não permanece constante durante a ocorrência da tormenta, podendo variar de forma qualquer, acarretando uma vazão de pico diferente daquela associada à chuva de intensidade uniforme.

Após análise exaustiva de dados, Ven Te Chow propôs o método que levou seu nome.

O valor máximo do ESD de uma bacia de drenagem pode ser computado como o produto da chuva excedente pelo pico do hidrograma unitário, ou seja:

$$Q_p = h_e \cdot q_p \dots\dots\dots ( 1.42 )$$

onde:

$Q_p$  vazão de pico do ESD, em m<sup>3</sup>/s;

$h_e$  chuva excedente, em mm, para uma dada duração de t horas;

$q_p$  vazão de pico do hidrograma unitário, em m<sup>3</sup>/s, por 1 mm de ESD para a duração de t horas de chuva excedente.

Utilizando-se do conceito de *fator de redução de pico Z*, definido como sendo a relação entre a vazão de pico  $q_p$  do hidrograma unitário e a **vazão de pico do ESD** ( $Q_{PESD}$  em m<sup>3</sup>/s), supondo uma chuva excedente de 1mm com duração t, uniformemente distribuída sobre a bacia de A km<sup>2</sup>, ou seja,

$$Q_{PESD} = 0,278 \cdot \frac{A}{t} \dots\dots\dots ( 1.43 )$$

onde:

$Q_{PESD}$  vazão ( m<sup>3</sup>/s ) que chega à bacia uma vez descontadas todas as perdas. Portanto esta vazão ainda não leva em conta os efeitos de translação e amortecimento ao longo da rede de drenagem.

Por definição o valor de Z será:

$$Z = \frac{q_p}{Q_{PESD}} = \frac{q_p \cdot t}{0,278 \cdot A} \dots\dots\dots ( 1.44 )$$

Substituindo o valor de  $q_p$  assim determinado na Equação 4.42, chega-se à seguinte expressão

$$Q_p = 0,278 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \dots\dots\dots ( 1.45 )$$

Considerando-se uma vazão de base  $Q_b$  e introduzindo-se um fator k na equação 3.45, que incorpore o efeito de distribuição temporal da chuva, tem-se:

$$Q_p = Q_b + 0,278 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \cdot k \dots\dots\dots ( 1.46 )$$

onde:

- $Q_b$  vazão de base em m<sup>3</sup>/s;
- $h_e$  chuva excedente em mm, para uma dada duração de  $t$  horas;
- $t$  duração da chuva excedente em horas;
- $A$  área da bacia de drenagem em km<sup>2</sup> ;
- $Z$  fator de redução de pico;
- $k$  fator que incorpora o efeito de distribuição temporal da chuva no tempo  $t$  .

O fator  $k$  traduz o fato de que a variação da intensidade de chuva durante a tormenta de projeto pode conduzir a vazões de pico superiores àquela fornecida por uma chuva de intensidade constante.

Ven Te Chow, com base nas observações de campo já citadas inicialmente, recomendou o emprego de  $k = 1,06$  e desaconselhou investigações mais aprofundadas a respeito, por julgá-las por demais laboriosas e de pouco efeito prático.

A equação que dá valor de  $Q_p$  fica:

$$Q_p = Q_b + 0,295 \cdot \frac{h_e}{t} \cdot A \cdot Z \dots\dots\dots ( 1.47 )$$

A chuva excedente  $h_e$  deve ser calculada a partir da chuva acumulada  $h$  de duração  $t$ , utilizando-se a Equação 3.14 apresentada no ítem 3.3.2 referente ao método do SCS para cálculo da chuva excedente.

Com base nos dados das observações de campo nas já citadas bacias rurais, obteve-se a relação entre o fator de redução de pico  $Z$  e  $t/t_p$  , onde  $t_p$  representa o *tempo de retardamento* da bacia, ou seja, o tempo compreendido entre o centro de massa da chuva excedente e o pico do hidrograma unitário. Para  $t = 2t_p$  ou para tempos maiores, o hidrograma unitário deverá alcançar e manter um valor máximo. Em outras palavras,  $Z = 1$  para  $t/t_p \geq 2$ .

A partir disso pode-se obter valores de  $Z$  a partir de valores de  $t/t_p$  , ou pela equação mostrada abaixo:

$$Z = 0,0037 + 0,8854 \cdot \frac{t}{t_p} - 0,2684 \cdot \left(\frac{t}{t_p}\right)^2 + 0,0378 \cdot \left(\frac{t}{t_p}\right)^3 \dots\dots\dots ( 1.48 )$$

Essa relação encontra-se também tabelada ( ver Tabela 3.12 )

Com base ainda nos mesmos dados de *bacias rurais*, o autor chegou à seguinte expressão para o cálculo de  $t_p$  :

$$t_p = 0,005055 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,64} \dots\dots\dots ( 1.49 )$$

onde:

- $t_p$  tempo de retardamento da bacia, em horas;
- $L$  comprimento do álveo desde o divisor de águas até a seção de controle, em m;
- $S$  declividade média do álveo, em percentagem (%).

Deve-se pesquisar, dentre as várias durações  $t$  , aquela que conduz a maior vazão de pico  $Q_p$  .

Tabela 1-12 - Valores de redução de pico  $Z$  em função da relação  $t/t_p$ 

$t/t_p$	$Z$	$t/t_p$	$Z$	$t/t_p$	$Z$	$t/t_p$	$Z$	$t/t_p$	$Z$
0,05	0,04	0,46	0,36	0,84	0,58	1,22	0,75	1,60	0,90
0,10	0,08	0,48	0,38	0,86	0,59	1,24	0,76	1,62	0,90
0,12	0,10	0,50	0,39	0,88	0,59	1,26	0,77	1,64	0,91
0,14	0,12	0,50	0,40	0,90	0,60	1,28	0,78	1,66	0,91
0,16	0,14	0,54	0,41	0,92	0,61	1,30	0,79	1,68	0,92
0,18	0,16	0,56	0,42	0,94	0,62	1,32	0,80	1,70	0,92
0,20	0,18	0,58	0,44	0,96	0,63	1,34	0,81	1,72	0,93
0,22	0,19	0,60	0,45	0,98	0,64	1,36	0,82	1,74	0,93
0,24	0,20	0,62	0,46	1,00	0,65	1,38	0,82	1,76	0,94
0,26	0,22	0,64	0,47	1,02	0,66	1,40	0,82	1,78	0,94
0,28	0,24	0,66	0,48	1,04	0,67	1,42	0,83	1,80	0,95
0,30	0,25	0,68	0,49	1,06	0,68	1,44	0,84	1,82	0,95
0,32	0,26	0,70	0,50	1,08	0,69	1,46	0,85	1,84	0,96
0,34	0,28	0,72	0,51	1,10	0,70	1,48	0,86	1,86	0,96
0,36	0,29	0,74	0,52	1,12	0,71	1,50	0,86	1,88	0,97
0,38	0,30	0,76	0,54	1,14	0,72	1,52	0,87	1,90	0,97
0,40	0,32	0,78	0,55	1,16	0,73	1,54	0,88	1,92	0,98
0,42	0,33	0,80	0,56	1,18	0,74	1,56	0,88	1,94	0,98
0,44	0,34	0,82	0,57	1,20	0,74	1,58	0,89	1,96	0,99

- **Comentários e Recomendações**

O método de Ven Te Chow não é citado em nenhuma publicação internacional pesquisada para efeito de utilização no cálculo das vazões de projeto de **obras de drenagem urbana**, ainda que tenha sido extensivamente adotada para tal fim em São Paulo. Como o método se baseia nos princípios do hidrograma unitário, não existe nenhuma restrição de ordem teórica que impeça a utilização da técnica para tal fim, **desde que os parâmetros utilizados sejam representativos do escoamento superficial em bacias urbanas**.

Devem ficar muito claro os seguintes aspectos:

- 1) O primeiro deles refere-se à equação 3.49 para cálculo do tempo de retardamento  $t_p$ , desenvolvido com base em dados observados em bacias rurais, **não aplicável**, portanto, para bacias urbanas com índice de impermeabilização expressivos, pois os parâmetros de tempo que definem o hidrograma unitário, como o  $t_p$ , tendem a diminuir drasticamente à medida que aumenta a impermeabilização da bacia. Esse aspecto pode ser contornado com o emprego de equações ou de métodos apropriados para cálculo de  $t_p$  para áreas urbanas. A Figura 3.11 compara os valores de  $t_p$  obtidos com a fórmula de Ven Te Chow (Equação 3.46) com os calculados pela Equação 3.31 do Distrito de Drenagem Urbana de Denver ( método “Colorado Urban Hydrograph Procedure - CUHP”). Neste exemplo admitiu-se o valor da declividade como sendo 3% e a área impermeabilizada de 30%.

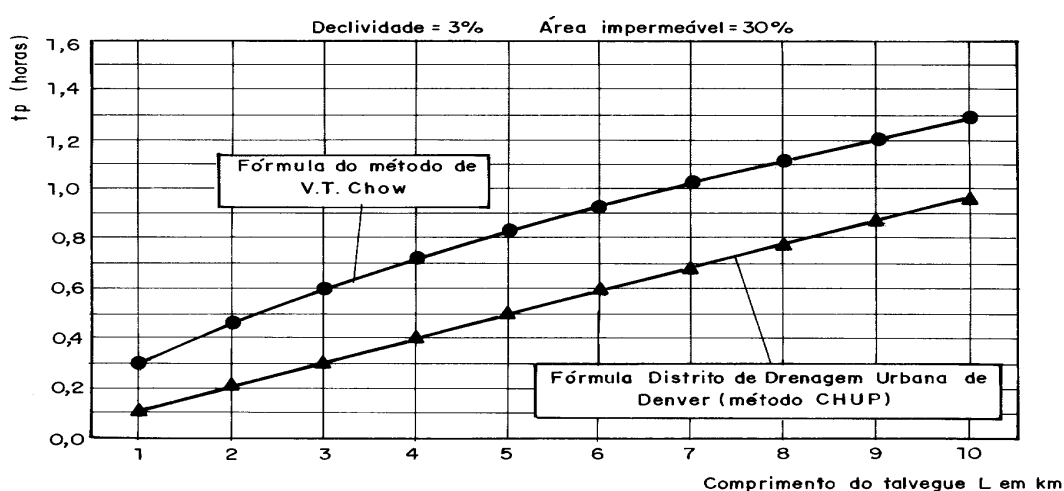


Figura 1.11 - Comparação dos valores calculados de  $t_p$

Note-se que a porcentagem impermeabilizada da bacia não é muito grande e, mesmo assim, as diferenças entre os valores de  $t_p$  calculados pelas duas fórmulas é bastante significativa. Para áreas impermeabilizadas maiores, as diferenças se acentuam ainda mais.

- 2) Outro aspecto diz respeito à relação entre  $Z$  e  $t/t_p$ , fundamental para a aplicação do método em foco. A relação apresentada pelo autor foi deduzida, como já referido, a partir de dados de

bacias rurais, não se podendo afirmar ,“a priori”, se essa relação é válida para bacias urbanas. Será necessário, então, efetuar observações de campo para verificar se tal relação é válida para bacias urbanas ou deduzir relações aplicáveis a essas bacias.

Em resumo pode-se concluir o seguinte:

- tanto o método de Ven Te Chow como o do Soil Conservation Service são aceitáveis, a menos das fórmulas utilizadas para cálculo dos parâmetros de tempo. O SCS recomenda ajustes em sua fórmula para levar em conta os efeitos de urbanização da bacia mas estes parecem ser insuficientes para reproduzir o comportamento das bacias urbanizadas na cidade de São Paulo que apresentam velocidades médias do escoamento superficial direto extremamente altas.
- o método mais recomendável para cálculo do tempo de concentração é o chamado método cinemático porque permite considerar o escoamento na bacia de forma mais detalhada e mais fundamentada do ponto de vista físico.
- fórmulas empíricas devem ser utilizadas com cuidado e parcimônia. As fórmulas do Distrito de Drenagem Urbana de Denver (principalmente a versão de 1982) são recomendadas neste texto por terem sido determinadas especificamente para áreas urbanas e por apresentarem resultados coerentes com outras expressões de outras cidades americanas.