

Capítulo 38

Método do SCS

“Quando os anjos estão sozinhos ouvem Mozart”

Teólogo Karl Barth

SUMÁRIO

Ordem	Assunto
38.1	Introdução
38.2	Hidrograma unitário
38.3	Hidrograma unitário sintético curvilíneo e triangular
38.4	Convolução
38.5	Uso do SCS
38.6	Tempo de pico pelo Método Colorado
38.7	Aplicação na bacia do rio Baquirivu-Guaçu em Guarulhos
38.8	Fórmula Califórnia Culverts Practice

26 páginas

Capítulo 38- Método do SCS (NRCS)

38.1- Introdução

O método do SCS (*Soil Conservation Service*) é mais conhecido nos Estados Unidos e o mais aplicado e cujo nome novo é NRCS (*National Resources Conservation Service*). É aplicado para áreas que variam de 2km² a 5.000 km².

Está baseado no conceito de **hidrograma unitário** que foi proposto pela primeira vez em 1932 por Sherman usando 1cm para a chuva excedente para as unidades do Sistema Internacional (SI). O termo unitário foi usado por Sherman para denominar a unidade do tempo, mas com o tempo foi interpretado como a unidade da chuva excedente de 1cm (Ven Te Chow, Maidment e Mays, 1888, p. 214). Snyder desenvolveu o hidrograma unitário sintético em 1938.

Conforme Linsley, Kohler e Paulhus, 1982, o hidrograma unitário segundo Sherman é típico para cada bacia. Um hidrograma unitário de uma bacia não serve para outra. O hidrograma unitário pode ser definido como o hidrograma resultante de um escoamento superficial de 1 cm de uma chuva com uma determinada duração.

Na prática para se obter o hidrograma unitário é necessário a análise das precipitações e vazões daquela bacia em estudo. Como usualmente não temos estes dados, o que fazemos é usar fórmulas empíricas, quando então teremos o que chamamos de *hidrograma sintético*.

No **hidrograma sintético**, segundo Porto, 1995, é determinada a vazão de pico e a forma do hidrograma baseado em um triângulo tendo as características físicas da bacia.

38.2 Hidrograma unitário

As *hipóteses básicas* do hidrograma unitário segundo Drenagem Urbana, 1986, p.142 e de McCuen, 1998 são as seguintes:

- A intensidade da chuva efetiva é constante durante a tormenta que produz o hidrograma unitário;
- A chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia;
- O tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto devido a uma chuva efetiva de duração unitária é constante e
- Os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, retenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal, etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da bacia.

As características do hidrograma unitário estão na Figura (38.1) onde se pode visualizar as variáveis *ta*, *tb*, *tp*, *tc* e *Vesd*.

Vamos definir cada variável do hidrograma unitário sintético do SCS, baseado nas Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo, 1998.

Tempo de retardamento (tp) e tempo de ascensão (ta)

É o tempo que vai do centro de massa do hietograma da chuva excedente até o pico do hidrograma.

Portanto conforme Figura (38.1):

$$ta = tp + D/2 \quad \text{(Equação 38.1)}$$

Sendo:

ta= tempo de ascensão ou seja o tempo base do hidrograma unitário

D= duração da chuva unitária.

Tempo de concentração t_c

É o tempo decorrido desde o término da chuva até o ponto de inflexão no trecho descendente do hidrograma.

Conforme Ven Te Chow, 1988 p. 229 o *Soil Conservation Service* (SCS) após estudos em uma quantidade muito grande de pequenas e grandes bacias mostraram que aproximadamente vale a seguinte relação:

$$t_p = 0,6 \cdot t_c \quad \text{(Equação 38.2)}$$

ou seja

$$t_a = 0,6 \cdot t_c + D/2 \quad \text{(Equação 38.3)}$$

$$t_a = (10/9) \cdot t_p \quad \text{(Equação 38.4)}$$

A vazão de pico Q_p é definido pelo SCS como sendo:

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_a \quad \text{(Equação 38.5)}$$

Sendo:

Q_p = vazão de pico (m^3/s);

A = área da bacia (km^2) e

t_a = tempo de ascensão em horas que vai do início da chuva até a vazão de pico do hidrograma conforme Figura (38.1).

Na cidade do Rio de Janeiro a Rio Aguas, 2010 adota para região urbanizada:

$$Q_p = 2,47 \cdot A / t_a$$

Nota: o valor 2,08 é usado pelo SCS como uma média geral e que corresponde nas unidades inglesas ao fator de pico (PF) igual a 484, mas para regiões planas com poças de água e declividades menores ou iguais a 2% poder-se-ia usar o valor 300 que corresponde nas unidades SI que estamos usando de 1,29 substituindo o valor de 2,08. Nos Estados Unidos em regiões costeiras planas é usado o valor 1,29 ao invés de 2,08, fornecendo valores menores de pico.

O Estado da Geórgia usa a função Gamma da curva:

$$Q/Q_p = [t/t_p \times \exp(1 - t/t_p)]^X$$

O valor de X depende do coeficiente adotado. Para o coeficiente 2,08 o valor de $X=3,79$ e para o coeficiente 1,29 o valor de $X=1,50$. Portanto, existem duas curvas um pouco diferente. Para nossos cálculos não usaremos a equação aproximada do Estado da Geórgia.

O prof. dr. Kokei Uehara para bacias rurais no Estado de São Paulo achou o coeficiente 1,84 ao invés de 2,08.

Duração da chuva D

O valor da duração da chuva unitária D.

$$D=0,133 tc$$

(Equação 38.6)

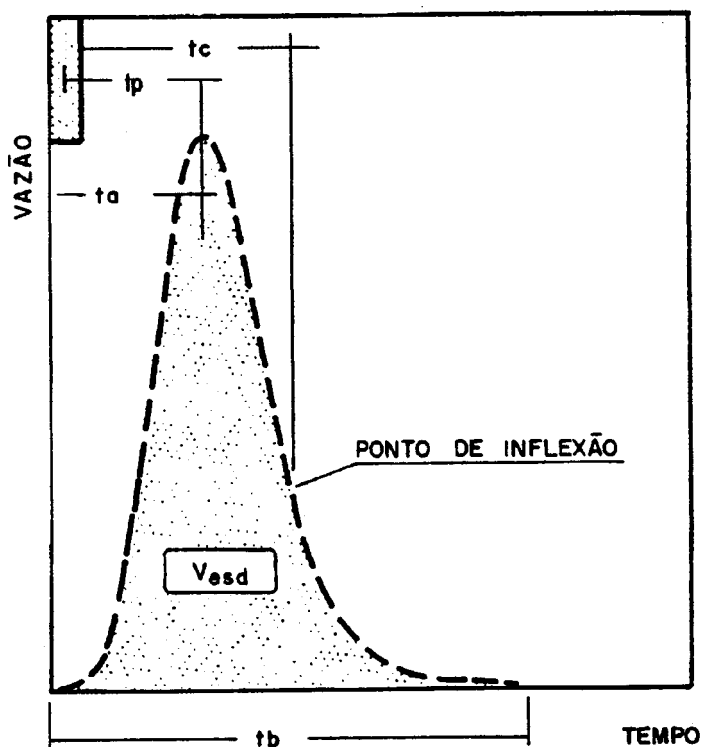


Figura 38.1- Características do hidrograma

Fonte: Diretrizes Básicas para projetos de drenagem urbana no município de São Paulo.

38.3- Hidrograma unitário sintético curvilíneo e triangular

O hidrograma unitário sintético do SCS pode ser triangular e curvilíneo. O curvilíneo apresenta maior precisão e melhores resultados que o triangular. Segundo McCuen, 1998 p. 540, somente deve ser usado o hidrograma unitário sintético curvilíneo, pois o triangular é usado somente para fins didáticos. O hidrograma curvilíneo nada mais é do que a função Gamma que foi adotada pelo SCS.

Função Gamma

A função Gamma precisa do fator de pico PF.

$$q/qp = [t/tp \cdot \exp(1-t/tp)]^X$$

$$X = 0,8679 \cdot \exp(0,00353 \cdot PF) - 1$$

Para PF= 484 (normalmente adotado) X= 3,79

Para PF=575 (caso especial RJ) X= 5,61.

Como tempos q_p e t_p então variando o valor do tempo “ t ” obteremos o valor de “ q ” unitário correspondente.

Não devemos esquecer que quando fizeram o Método SCS foi adotada a função Gamma para a curva do hidrograma unitário. Não é coincidência.

Tabela 38.1- Hidrograma unitário curvilíneo adimensional do SCS conforme McCuen, p.537

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

Tabela 38.2- Hidrograma unitário triangular adimensional conforme Wanielista p.218

t/t_p	Q/Q_p
0,00	0,00
0,10	0,10
0,20	0,20
0,30	0,30
0,40	0,40
0,50	0,50
0,60	0,60
0,70	0,70
0,80	0,80
0,90	0,90
1,00	1,00
1,10	0,94
1,20	0,88
1,30	0,82
1,40	0,76
1,50	0,70
1,60	0,64
1,80	0,52
2,00	0,40
2,20	0,28
2,40	0,16
2,60	0,04
2,80	0,00

Nota: $t/t_p = 2,67$

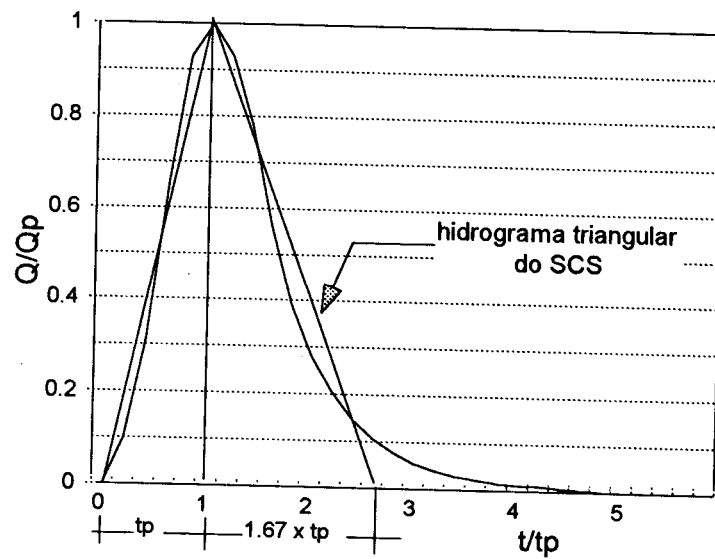


Figura 38.2- Hidrograma do SCS supondo $t_b=2,67t_p$

Tempo de retardamento para até 8km² ou até 16 Km² (Ponce, 1989)

O tempo de retardamento t_p em horas para bacias até 16 km² conforme Ponce, 1989 é dada pela Equação (38.8) conforme Diretrizes Básicas para Projetos de Drenagem Urbana do município de São Paulo, 1998.

$$t_p = [L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot CN)^{0,7}] / [(14104 \cdot CN^{0,7} \cdot S^{0,5})] \quad \text{(Equação 38.8)}$$

Sendo:

L= comprimento do talvegue (m);

CN= número da curva da bacia e

S= declividade média (m/m).

Devido a efeitos da urbanização o SCS propôs que t_p fosse multiplicado por um fator de ajuste (FA):

$$t_p = t_p \cdot FA \quad \text{(Equação 38.9)}$$

$$FA = 1 - PRCT \cdot (-6789 + 335 \cdot CN - 0,4298 \cdot CN^2 - 0,02185 \cdot CN^3) \cdot 10^{-6} \quad \text{(Equação 38.10)}$$

Sendo:

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

Caso ocorra impermeabilização na bacia e mudança no comprimento do talvegue deverão ser obtidos dois valores para FA, sendo um multiplicado por outro.

Área da bacia > 8km²

Quando a área da bacia for maior que 8km² o SCS recomenda usar o método cinemático para se obter o tempo de concentração t_c e depois obter-se $t_p = 0,6 \times t_c$.

38.4 Convolução

Convolução é uma operação matemática onde duas funções: kP da chuva excedente e U do diagrama unitário forma uma terceira Q devido ao runoff. Neste processo temos: multiplicação, translação do tempo e adição;

Segundo McCuen, 1998 o processo segundo o qual a chuva de projeto é combinada com a função de transferência para produzir o hidrograma do escoamento superficial é chamado de convolução. Conceitualmente convolução é o processo de multiplicação, translação do tempo e adição.

No processo dito de convolução o hidrograma unitário em cada incremento de tempo é multiplicado pela chuva excedente no tempo especificado. Teremos então a multiplicação, translação e adição.

Dica:É interessante que não é só o método do SCS que usa o hidrogrma unitário e que se faz a convolução para se obter o hidrograma sintético. Os métodos de Snyder, Clark, Denver e Espey também usam o conceito de convolução para se obter o hidrograma sintético.

A melhor maneira de se explicar a convolução é mostrar o Exemplo (38.1).

Exemplo 38.1- Calcular a vazão de pico A área da bacia tem $3,69\text{km}^2$, o talvegue mede 1730m com CN da área permeável igual a 67. A fração de impermeabilização $f=0,5$ e a declividade média $S=0,03059\text{m/m}$.

Número da curva CN

$$\text{CN}_p = 67$$

$$\text{CN}_w = 67(1-f) + 98 \times f = 67 \times (1-0,5) + 98 \times 0,5 = 82,5$$

Portanto, o CN_w composto é igual a 82,5.

Tempo de retardo

Como a área da bacia é menor que 16 km^2 podemos usar a Equação (38.8) para achar o tempo de retardo t_p em horas.

$$t_p = [L^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot \text{CN})^{0,7}] / [(14104 \cdot \text{CN}^{0,7} \cdot S^{0,5})]$$

$$t_p = [1730^{0,8} \cdot (2540 - 22,86 \cdot 82,5)^{0,7}] / [(14104 \cdot 82,5^{0,7} \cdot 0,03059^{0,5})]$$

$$t_p = 0,67\text{h} = 40,24 \text{ min}$$

Fator de ajuste FA

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

$$\text{FA} = 1 - 0,5 \cdot (-6789 + 335 \cdot 82,5 - 0,4298 \cdot 82,5^2 - 0,02185 \cdot 82,5^3) \cdot 10^{-6}$$

$$\text{FA} = 0,9977$$

$$t_p = t_p \cdot \text{FA} = 0,9977 \times 0,67 = 0,67 = 40,24\text{min}$$

Tempo de concentração t_c

$$t_c = t_p / 0,6 = 40,24 / 0,6 = 67,07\text{min}$$

Duração da chuva unitária

$$D = 0,133 \cdot t_c = 0,133 \times 67,07 = 8,92\text{min}$$

Adoto $D=10\text{min}$

Cálculo de t_a : tempo do início da chuva até vazão de pico Q_p

$$t_a = t_p + D/2$$

$$t_a = 40,24\text{min} + 10/2 \text{ min} = 45,24\text{min} = 0,754\text{h}$$

Vazão de pico do Hidrograma unitário Q_p

$$Q_p = 2,08 \cdot A / t_a$$

$$Q_p = 2,08 \times 3,69 \text{ km}^2 / 0,754\text{h} = 10,18\text{m}^3/\text{s}$$

Hidrograma unitário sintético curvilíneo

Usando a Tabela (38.1) onde temos os valores t/t_p e Q/Q_p assim obteremos a Tabela (38.2).

Na coluna 1 está o tempo t e na coluna 2 está a vazão Q em m^3/s do hidrograma unitário sintético curvilíneo chamado comumente de hidrograma unitário.

Para isto usamos o valor $t_p = 40,24\text{min}$ e $Q_p = 10,18\text{m}^3/\text{s}$.

Assim o valor $t/t_p = 0,1$ dará $t = 0,1 \times t_p = 0,1 \times 40,24\text{min} = 4,02\text{min}$ e o valor.

$Q/Q_p = 0,030$ fornecerá $Q = 0,030 \times Q_p = 0,030 \times 10,18\text{m}^3/\text{s} = 0,31\text{m}^3/\text{s}$.

Desta maneira obtemos a Tabela (38.2) e que colocada em um gráfico produzirá a Figura (38.3).

Tabela 38.2- Hidrograma unitário curvilíneo

t (min)	Q (m³/s)
Coluna 1	Coluna 2
0,00	0,00
4,02	0,31
8,05	1,02
12,07	1,94
16,10	3,16
20,12	4,80
24,14	6,73
28,17	8,37
32,19	9,49
36,22	10,10
40,24	10,20
44,26	10,10
48,29	9,49
52,31	8,78
56,34	7,96
60,36	6,94
64,38	5,71
68,41	4,69
72,43	3,98
76,46	3,37
80,48	2,86
88,53	2,11
96,58	1,50
104,63	1,09
112,67	0,79
120,72	0,56
128,77	0,41
136,82	0,30
144,87	0,21
152,91	0,15
160,96	0,11
181,08	0,05
201,20	0,00

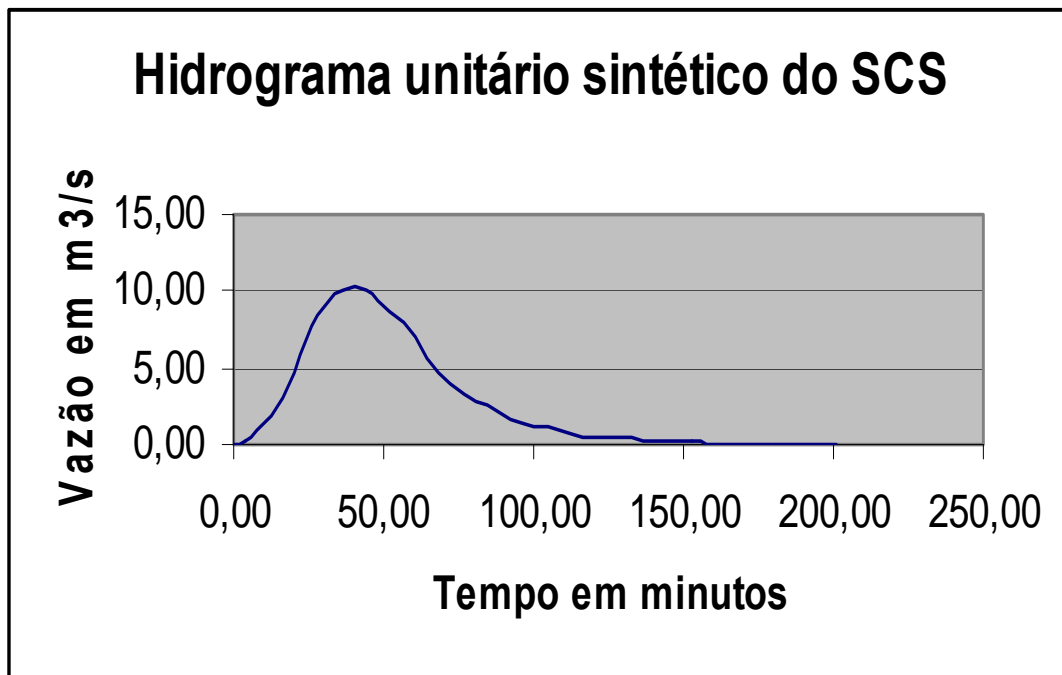


Figura 38.3- Hidrograma unitário sintético do SCS para a bacia com área de 3,69km² com duração de chuva de 10min e chuva excedente de 1cm.

Fazendo a interpolação linear de 10min em 10min achamos a Tabela (38.2), observando que fazemos isto para ter o intervalo constante de 10min.

Tabela 38.2- Interpolação linear

Tempo (min)	Vazão (m³/s)
0	0,00
10,0	1,47
20,0	4,75
30,0	8,88
40,0	10,20
50,0	9,19
60,0	7,03
70,0	4,41
80,0	2,92
90,0	2,00
100,0	1,33
110,0	0,89
120,0	0,58
130,0	0,39
140,0	0,26
150,0	0,18
160,0	0,12
170,0	0,08
180,0	0,05
190,0	0,03
200,0	0,00

Chuva excedente ou chuva efetiva

Para se obter o escoamento superficial, ou seja, o runoff ou a chuva excedente é muito usado o número da curva CN. A maneira de se obter a chuva excedente que está na coluna 6 da Tabela (38.3) mais usada é o método do número da curva CN adotado pelo SCS.

Para se achar a chuva excedente é necessário a precipitação acumulada conforme se pode ver na coluna 4 pode ser obtido facilmente usando a função “SE” da planilha eletrônica Excel da Microsoft.

Tabela 38.3- Chuva excedente obtida pelo número da curva CN=82,5. Foi usado hietograma conforme Huff 1º quartil com 50% de probabilidade. A equação da chuva é de Martinez e Magni, 1999 para Tr=25anos com precipitação para chuva de 2h de 85,1mm

Tempo	HUFF 1º Q 50% P	Precipitação Total		Chuva excedente	
		Por faixa	Acumulado	acumulada	por faixa
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6
(min)	(%)	mm	mm	mm	mm
10	0,132	11,2	11,2	0,0	0,0
20	0,274	23,3	34,5	7,3	7,3
30	0,208	17,7	52,2	18,0	10,8
40	0,116	9,9	62,1	25,0	7,0
50	0,071	6,0	68,1	29,6	4,5
60	0,053	4,5	72,6	33,1	3,5
70	0,046	3,9	76,6	36,2	3,1
80	0,028	2,4	78,9	38,1	1,9
90	0,024	2,0	81,0	39,7	1,7
100	0,024	2,0	83,0	41,4	1,7
110	0,016	1,4	84,4	42,5	1,1
120	0,008	0,7	85,1	43,1	0,6
	1	85,1			43,1

Determinação do hidrograma de cheia

Uma das imposições do método do hidrograma unitário é que o intervalo de tempo, isto é, a duração da chuva considerada de 10min seja constante. Mas como se pode ver na Tabela (38.4) os valores do tempo não estão em 10 em 10min.

Para obtemos o intervalo de 10 em 10min podemos fazê-lo manualmente olhando o gráfico da Figura (38.1) ou usando um modelo matemático de interpolação. No caso usamos interpolação linear.

Portanto, usando interpolação linear obtemos os dados da coluna 1 e da coluna 2, observando que o tempo de 10 em 10min chega até 360min e que a vazão do hidrograma unitário tem o seu pico de 10,20m³/s com o tempo de 40min da coluna 1 conforme Tabela (38.2).

Não entraremos em detalhe como foi feita a interpolação linear.

Um dos truques do hidrograma unitário é que o mesmo tempo de 10min usado no hidrograma unitário tem que ser utilizado para se achar a chuva excedente.

No caso supomos período de retorno de 25anos, chuva de 2h de 85,1mm obtida pela fórmula de Martinez e Magni, 1999. A chuva excedente foi obtida usando número da curva CN=82,5 fornecendo total de 4,3cm. A chuva excedente deverá ser colocada em cm, pois suposto hidrograma unitário de 1cm (importante) conforme Tabela (38.3).

A chuva excedente em centímetros de 10 em 10min começa com 0,0cm na coluna 3 0,727cm na coluna 4 e 1,075cm na coluna 5.

O método de cálculo que veremos é chamado de *convolução*, pois, trata-se de multiplicação, translação e soma.

Para se obter a coluna 4 a começar do tempo de 20min, por exemplo, temos>

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,727\text{cm} = 1,07 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 4}$$

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,075\text{cm} = 1,58 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 5}$$

$$4,75 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,701\text{cm} = 1,02 \text{ m}^3/\text{s} \text{ coluna 6}$$

Procedendo desta maneira e sempre pulando de 10 em 10min teremos completado todas as multiplicações.

Após isto se faz a soma das linhas das colunas 3 a coluna 14 obtemos os valores do hidrograma que queremos, com o máximo de 28,28 m³/s que é a vazão máxima devido ao escoamento superficial.

Mas como existe um escoamento de base de 0,50m³/s a hidrograma final será a soma e a vazão máxima obtida é de 28,78m³/s.

Tabela 38.4- Hidrograma da cheia da bacia de 3,69km² usando chuva excedente calculada pelo número da curva CN=82,5 com chuva de 2h, hietograma de Huff 1º quartil com 50% de probabilidade e período de retorno de 25anos, com 85,1mm da fórmula de Martinez e Magni, 1999.

Col 1	Col 2	Col 3	Col 4	Col 5	Col 6	Col 7	Col 8	Col 9	Col 10	Col 11	Col 12	Col 13	Col 14	Col 15	Col 16	Col 17
Tempo (min)	Hidrograma unitário- (m ³ /s)	Chuva excedente em cm devido a chuva de 2h obtida pelo número da curva CN=82,5													Vazão de base (m ³ /s)	Hidrograma (m ³ /s)
		0,000	0,727	1,075	0,701	0,454	0,349	0,309	0,191	0,165	0,166	0,112	0,056	4,3		
0	0,00	0,00												0,00	0,5	0,50
10	1,47	0,00												0,00	0,5	0,50
20	4,75	0,00	1,07											1,07	0,5	1,57
30	8,88	0,00	3,45	1,58										5,03	0,5	5,53
40	10,20	0,00	6,45	5,10	1,03									12,59	0,5	13,09
50	9,19	0,00	7,41	9,55	3,33	0,67								20,95	0,5	21,45
60	7,03	0,00	6,68	10,97	6,22	2,16	0,51							26,54	0,5	27,04
70	4,41	0,00	5,11	9,88	7,15	4,03	1,66	0,45						28,28	0,5	28,78
80	2,92	0,00	3,21	7,56	6,44	4,63	3,10	1,47	0,28					26,68	0,5	27,18
90	2,00	0,00	2,12	4,74	4,93	4,17	3,56	2,75	0,91	0,24				23,42	0,5	23,92
100	1,33	0,00	1,45	3,14	3,09	3,19	3,21	3,15	1,69	0,78	0,24			19,96	0,5	20,46
110	0,89	0,00	0,96	2,15	2,05	2,00	2,45	2,84	1,95	1,46	0,79	0,16		16,82	0,5	17,32
120	0,58	0,00	0,64	1,43	1,40	1,33	1,54	2,17	1,75	1,68	1,48	0,53	0,08	14,04	0,5	14,54
130	0,39	0,00	0,42	0,95	0,93	0,91	1,02	1,36	1,34	1,52	1,70	0,99	0,27	11,41	0,5	11,91
140	0,26	0,00	0,28	0,63	0,62	0,60	0,70	0,90	0,84	1,16	1,53	1,14	0,50	8,90	0,5	9,40
150	0,18	0,00	0,19	0,42	0,41	0,40	0,46	0,62	0,56	0,73	1,17	1,02	0,57	6,55	0,5	7,05
160	0,12	0,00	0,13	0,28	0,27	0,26	0,31	0,41	0,38	0,48	0,73	0,78	0,51	4,56	0,5	5,06
170	0,08	0,00	0,09	0,19	0,18	0,18	0,20	0,27	0,25	0,33	0,49	0,49	0,39	3,07	0,5	3,57
180	0,05	0,00	0,06	0,13	0,12	0,12	0,14	0,18	0,17	0,22	0,33	0,33	0,25	2,04	0,5	2,54
190	0,03	0,00	0,04	0,09	0,08	0,08	0,09	0,12	0,11	0,15	0,22	0,22	0,16	1,37	0,5	1,87
200	0,00	0,00	0,02	0,06	0,06	0,05	0,06	0,08	0,07	0,10	0,15	0,15	0,11	0,91	0,5	1,41
210	0,00	0,00	0,00	0,03	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,10	0,10	0,07	0,59	0,5	1,09
220	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,02	0,03	0,04	0,03	0,04	0,07	0,06	0,05	0,37	0,5	0,87
230	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,03	0,02	0,03	0,04	0,04	0,03	0,23	0,5	0,73
240	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,02	0,14	0,5	0,64
250	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,01	0,09	0,5	0,59
260	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,05	0,5	0,55
270	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,03	0,5	0,53
280	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,02	0,5	0,52
290	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,5	0,51
300	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
310	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
320	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
330	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
340	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
350	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50
360	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,5	0,50

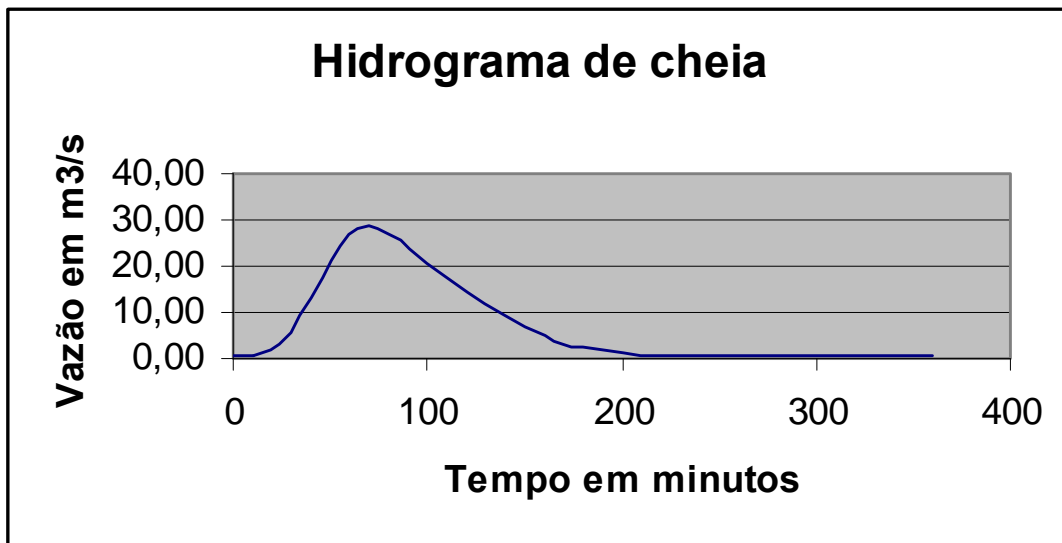


Figura 38.4- Hidrograma de cheia

O volume total na bacia de 3,69km² pode ser calculado pelo runoff de 43mm.
Volume= (43mm/1000) x 3,69km² x 100ha x 100000m²= 156.670m³

A vantagem do hidrograma unitário sintético é que podemos usar qualquer tipo de chuva e fazer a convolução, não esquecendo que a validade do hidrograma unitário é somente para aquela bacia escolhida.

38.5 Uso do SCS

Para áreas acima de 2km² a 5.000km² usar o Método do SCS para achar a vazão de pico e o hidrograma de uma bacia.

Temos algumas observações importantes:

1. Escolher o coeficiente **CN composto (CN_w)** que entra o coeficiente CN da área permeável (CN_p) e a fração impermeável (f).
$$CN_w = CN_p (1-f) + 98 \times f$$
2. Normalmente fazemos os cálculos usando CN (II), mas quando queremos considerar que houve muitas chuvas nos 5 dias anteriores devemos considerar CN III). A tendência atual é considerar um intervalo entre CN(I) a CN(III) para a decisão da vazão de pico.
3. Escolher o **hietograma adequado**. Usamos hietograma de Huff primeiro quartil com 50% de probabilidade para chuvas com duração até 6h.
4. Escolha da equação adequada das chuvas intensas para a região.
5. Para **chuva excedente** a melhor maneira é o método do número da curva CN do SCS.
6. Escolher o tempo de concentração da melhor maneira possível. **A fórmula Califórnia Culverts Practice é recomendada pelo DAAE para pequenas barragens e é a mais usada para áreas acima de 1km².**
7. A **duração da chuva deverá ser maior (+25% a 30%)** que o tempo de concentração. Assim podemos ter chuva de 2h, 3h, 6h, 8h e 24h. Nos Estados Unidos é padronizada a chuva de 24h mas no Brasil não temos padrão.
8. Não esquecer da **vazão base** que será acrescida principalmente em áreas rurais que podem variar de 10% a 20% da vazão de pico conforme Subramanya, 2008. Em áreas urbanas é costume adotar vazão base Q_b=0;
9. Em bacias com reservatórios grandes adotar valor maior da duração da chuva conforme Ponce, 1989.
10. A bacia não pode ter grandes reservatórios ou áreas de várzeas para armazenamento de água, pois, afeta a *relação linear entre o armazenamento e a descarga* conforme Subramanya, 2008).
11. Se a precipitação é claramente não-uniforme o hidrograma unitário pode não dar bons resultados conforme Subramanya, 2008.
12. Não usar o SCS para áreas menores que 2 km² (200 ha) devido a imprecisões conforme Subramanya, 2008.
13. O hidrograma unitário pode ser usado até área de 5.000 km² e para áreas maiores deve-se subdividir em pequenas sub-bacias com áreas variando de 500 km² a 5.000 km² conforme Ponce, 1989.
14. Quando se fizer o amortecimento da vazão deverá ser usado o método de **Muskingum-Cunge para a translação de hidrogramas**.

15. A precipitação é somente da chuva e não da neve ou derretimento da neve.
16. Como resultado obteremos um hidrograma da cheia de acordo com um intervalo de tempo estabelecido e do período de retorno escolhido.

38.6 Tempo de pico pelo Método Colorado

Para o tempo de pico t_p , o método Colorado aconselha a Equação (38.11) conforme Diretrizes Básica para Projetos de Drenagem Urbana no município de São Paulo, 1998 p.71 usa-se a seguinte Equação (38.11) que é a melhor equação que se adapta a São Paulo.

$$t_p = 0,637 \cdot Ct \left[\frac{L \cdot L_{cg}}{S} \right]^{0,48} \quad \text{(Equação 38.11)}$$

Sendo:

t_p = tempo de retardamento do hidrograma unitário medido do centro da chuva unitária até o pico do hidrograma (horas);

L = comprimento do talvegue da bacia desde as nascentes até a seção de controle (km);

L_{cg} = comprimento que vai desde o centro de gravidade da bacia até a seção de controle, acompanhando o talvegue (km);

S = média ponderada das declividades do talvegue (m/m) conforme Equação (38.12).

Ct = coeficiente que está relacionado com a porcentagem de impermeabilização da bacia conforme Figura (38.5).

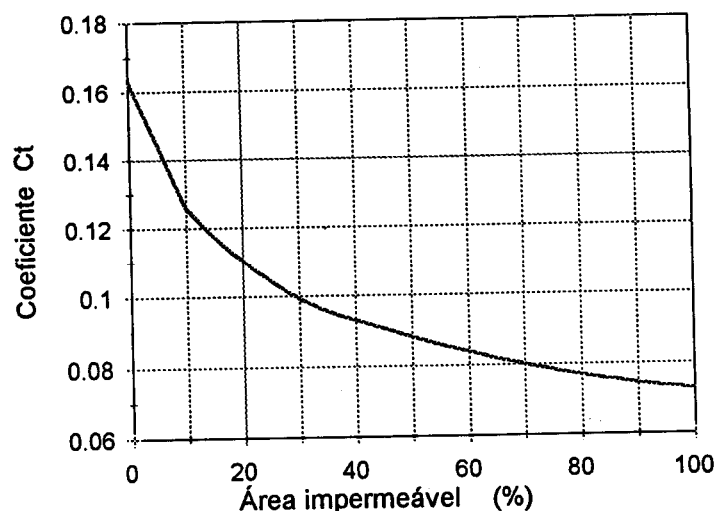


Figura 38.5- Determinação de Ct em função da área impermeável em porcentagem

Declividade: S conforme Drenagem Urbana, 1995

$$S = \left[\frac{L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots}{L_1 + L_2 + \dots} \right]^{4,17} \quad \text{(Equação 38.12)}$$

Sendo:

L_1 = comprimento (m)

S_1 = declividade (m/m)

S = declividade equivalente (m/m)

Declividade equivalente segundo DAEE

$$S = [(L_1 + L_2 + \dots) / (L_1 / S_1^{0,50} + L_2 / S_2^{0,50} + \dots)]^{2,0} \quad \text{(Equação 38.13)}$$

Sendo:

L1= comprimento (km)

S1= declividade (m/km)

S= declividade (m/km)

Exemplo 38.2

Achar a declividade média ponderada com L₁= 0,50km L₂= 1km e L₃= 1,5km e S₁= 0,007m/m S₂= 0,005m/m e S₃= 0,0019 m/m.

Usando a Equação (38.12) temos:

$$S = [(L_1 \cdot S_1^{0,24} + L_2 \cdot S_2^{0,24} + \dots) / (L_1 + L_2 + \dots)]^{4,17}$$

$$S = [(0,5 \cdot 0,007^{0,24} + 1,00 \cdot 0,005^{0,24} + 1,50 \cdot 0,0019^{0,24} \dots) / (0,50 + 1,00 + 1,50)]^{4,17}$$

$$S = 0,0533 \text{ m/m}$$

Exemplo 38.3

Achar a declividade média ponderada com L₁= 0,55km L₂= 0,32km e L₃= 0,27km L₄= 0,36km L₅= 0,23km e S₁= 0,0109m/m S₂= 0,0375m/m S₃= 0,0185m/m. S₄= 0,0306m/m S₅= 0,213m/m.

Tabela 38.6- Cálculo da declividade média ponderada

Trecho	Cota montante	Cota jusante	Comprimento	Declividade	L . S ^{0,24}
	(m)	(m)			
1	932	926	550	0,0109	185,965
2	944	932	320	0,0218	127,781
3	949	944	270	0,0091	87,384
4	960	949	360	0,0200	140,783
5	1009	960	230	0,0891	128,732
			Σ=1730	Σ=	670,645
			S=	0,0192	m/m

Exemplo 38.4

Achar a declividade média ponderada conforme DAEE com $L_1= 0,55\text{km}$ $L_2= 0,32\text{km}$ e $L_3= 0,27\text{km}$ $L_4= 0,36\text{km}$ $L_5= 0,23\text{km}$ e $S_1= 10,9\text{m/km}$ $S_2= 37,5\text{m/km}$ $S_3= 18,5\text{m/km}$. $S_4= 30,6\text{m/km}$
 $S_5= 0,213\text{m/m}$.

Tabela 38.7- Cálculo da declividade média ponderada

Trecho	Cota montante	Cota jusante	Comprimento L	Declividade J	L / J ^{0,5}
	(m)	(m)			
1	932	926	0,550	10,9	0,166521
2	944	932	0,320	21,8	0,068508
3	949	944	0,270	9,1	0,089549
4	960	949	0,360	20,0	0,080498
5	1009	960	0,230	89,1	0,024368
			1,730km	$\Sigma=$	0,429444
$le=16,229\text{m/km}=0,016229\text{m/m}$					

Exemplo 38.5

Achar o tempo de retardamento t_p do hidrograma unitário em horas, sendo $L=1,730\text{km}$ $L_{cg}= 0,84\text{km}$, $S=0,0192 \text{ m/m}$ e Área impermeável $I_a = 50\%$.

Conforme Figura (38.5) entrando na abscissa com a área impermeável de 50% em porcentagem obtemos o coeficiente $C_t = 0,089$

Usando a Equação (38.11) temos:

$$t_p = 0,637 \cdot C_t \left[\frac{L \cdot L_{cg}}{S} \right]^{0,48}$$

$$t_p = 0,637 \cdot 0,089 \left[\frac{1,73 \cdot 0,89}{0,0192} \right]^{0,48}$$

$$t_p = 0,18\text{h} = 10,7\text{min}$$

Exemplo 38.6

Achar o tempo de retardamento t_p do hidrograma unitário em horas, sendo $L=2,06\text{km}$ $L_{cg}= 0,84\text{km}$, $S=0,102 \text{ m/m}$ e Área impermeável $I_a = 44\%$.

Conforme Figura (38.5) entrando na abscissa com a área impermeável de 44% em porcentagem obtemos o coeficiente $C_t = 0,091$

Usando a Equação (38.11) temos:

$$t_p = 0,637 \cdot C_t \left[\frac{L \cdot L_{cg}}{S} \right]^{0,48}$$

$$t_p = 0,637 \cdot 0,091 \left[\frac{2,06 \cdot 0,84}{0,102} \right]^{0,48}$$

$$t_p = 0,13\text{h} = 7,8\text{min}$$

38.7 Aplicação na bacia do rio Baquirivu-Guaçu em Guarulhos

Chuva de projeto

O DAEE (Departamento de Águas e Energia Elétrica) registrou uma chuva muito importante para os estudos da bacia do Alto Tietê, que é a chuva de **2 de fevereiro de 1983** que estão na Tabela (38.9) para período de retorno de 10anos a 100anos para período de 24h.

O hietograma desta chuva, isto é, a precipitação em função do tempo assemelha-se as pesquisas efetuadas por Huff, sendo que as mesmas coincidem com a chamada curva de Huff no primeiro quadrante com 50% de probabilidade que será adotada.

Usaremos a equação mais recente das chuvas intensas que é a de *Martinez e Magni* em 1999, cujas precipitações totais estão na Tabela (38.8).

$$I = 39,3015 (t + 20)^{-0,9228} + 10,1767 (t+20)^{-0,8764} \cdot [-0,4653 - 0,8407 \ln \ln (T / (T - 1))]$$

para chuva entre 10min e 1440min

I= intensidade da chuva (mm/min);

t= tempo (min);

ln = logaritmo neperiano

T= período de retorno (anos).

Tabela 38.8–Alturas máximas de chuvas em mm em função do período de retorno e duração.

Duração da chuva	Período de retorno (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10 min	16,2	21,1	24,4	26,2	27,5	28,5	31,6	34,6	37,6
15 min	21,1	27,5	31,8	34,2	35,9	37,2	41,2	45,2	49,1
20 min	24,9	32,5	37,6	40,4	42,4	44,0	48,7	53,4	58,1
25 min	27,9	36,5	42,2	45,4	47,7	49,4	54,8	60,1	65,4
30 min	30,3	39,8	46,0	49,5	52,0	53,9	59,8	65,6	71,4
1 h	39,3	51,8	60,1	64,7	68,0	70,5	78,3	86,0	93,6
2 h	46,8	62,1	72,3	78,0	82,0	85,1	94,6	104,0	113,4
6 h	55,7	74,9	87,6	94,7	99,7	103,6	115,5	127,2	139,0
8 h	57,6	77,7	91,0	98,5	103,7	107,8	120,2	132,6	144,9
10 h	59,1	79,8	93,6	101,3	106,8	111,0	123,9	136,7	149,4
12 h	60,2	81,5	95,6	103,6	109,2	113,5	126,8	139,9	153,0
18h	62,5	85,2	100,1	108,6	114,5	119,1	133,1	147,0	160,9
24h	64,1	87,7	103,3	112,1	118,2	123,0	137,6	152,1	166,5

Fonte: aplicação da fórmula de Martinez e Magni de 1999

Para chuvas de 24h baseado em 2/fevereiro/1983 o DAEE obteve as precipitações para períodos de retorno de 10anos, 25anos, 50anos e 100anos conforme Tabela (38.8).

Tabela 38.9- Chuva de 24h da precipitação de 2 de fevereiro de 1983

Origem	Período de retorno (anos)			
	10	25	50	100
2/fevereiro/1983	83,7mm	97,2mm	107,3mm	117,3mm

Para chuvas menores que 24h o próprio DAEE usou a Equação de *Nelson Luiz, Goi Magni e Felix Mero* em 1986. Usaremos entretanto a equação de Martinez e Magni que é a mais recente, datando de 1999.

Quanto à distribuição espacial das chuvas, adotamos a equação de Paulhus, ou seja, mesmo critério do DAEE, cuja precipitação é atenuada para áreas acima de 25km².

$$P_{\text{área}} = P_{\text{ponto}} \times K$$

$$K = 1,0 - [0,1 \times \log (A/A_0)] \quad (\text{Paulhus})$$

Sendo:

$P_{\text{área}}$ = precipitação na área (mm)

P_{ponto} = precipitação no ponto hidrológico (mm).

A = área da bacia (km²)

$A_0 = 25 \text{ km}^2$

K = fator de redução

Vazões de pico

Foram calculadas as vazões de pico para períodos de retorno: 2anos; 5anos; 10anos; 50anos e 100 anos para:

- Córrego Baquirivu-Mirim
- Córrego Cocho Velho
- Córrego Água Suja
- Córrego Tanque Grande
- Córrego Guaraçau

O método de cálculo utilizado foi o SCS, usando chuva excedente pelo número da curva CN.

38.8 Fórmula Califórnia Culverts Practice

O cálculo do tempo de concentração pelo método *Califórnia Culverts Practice* é sem dúvida nenhum o mais usado em áreas de bacias maiores que 1km² e é adotado pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo (DAEE) para pequenas barragens.

A grande vantagem desta fórmula é a fácil obtenção dos dados, isto é, o comprimento do talvegue e a diferença de nível H (Porto,1993).

Dica: A fórmula *Califórnia Culverts Practice* é recomendada pelo DAAE para pequenas barragens e é a mais usada para áreas acima de 1km².

$$tc = 57 \cdot L^{1,155} \cdot H^{-0,385} \quad (\text{Equação 38.14})$$

Sendo:

tc= tempo de concentração (min);

L= comprimento do talvegue (km);

H= diferença de cotas entre a saída da bacia e o ponto mais alto do talvegue (m).

Exemplo 38.7

Calcular tc com L=0,2 km e H=1,6 m

$$tc = 57 \times L^{1,155} \times H^{-0,385} = 57 \times 0,2^{1,155} / 1,6^{0,385} = 3,46 \text{min}$$

Portanto tc=3,46min

A velocidade será V= L/ tempo = 200m/ (3,46min x 60s) =0,96m/s

Tempo de retardamento

Para o cálculo do *tempo de retardamento tp* foi usada a relação do SCS elaborada por *Ven Te Chow*.

$$tp = 0,6 \times tc$$

O comprimento do talvegue e as declividades foram obtidas usando plantas aerofotogramétricas da bacia do rio Baquirivu Guaçu em Guarulhos.

Foram usadas durações de chuva próximas do tempo de concentração.

Tabela 38.10- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Baquivivu-Mirim								
Tr (anos)	Vazão de pico (m ³ /s)	Area (km ²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m ³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declivida de (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	9,45	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
5	17,99	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
10	24,36	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
25	32,98	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
50	39,70	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741
100	46,57	4,00	87884	0,62	0,37	2horas	0,023	2,741

Córrego Cocho Velho								
Tr (anos)	Vazão de pico (m ³ /s)	Area (km ²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m ³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declivida de (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	20,98	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
5	38,61	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
10	51,64	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
25	69,48	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
50	83,98	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
100	98,89	10,77	89259	0,72h	1,21h	2horas	0,0134	5
Córrego Água Suja								
Tr (anos)	Vazão de pico (m ³ /s)	Area (km ²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m ³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	9,05	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
5	16,73	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
10	22,87	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
25	31,65	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
50	38,57	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61
100	45,72	3,69	103063	0,31h	0,51h	2horas	0,064499	3,61

Tabela 38.11- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Tanque Grande								
Tr (anos)	Vazão de pico (m ³ /s)	Area (km ²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m ³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	29,64	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
5	54,14	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
10	73,04	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
25	98,69	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
50	118,72	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8
100	139,27	15,78	306625	0,8	1,33	2horas	0,02665	8

Tabela 38.12- Vazões de picos para diversos períodos de retornos

Córrego Guaracau								
Tr (anos)	Vazão de pico (m ³ /s)	Área (km ²)	Piscinão projeto Enger-CKC (m ³)	tp (h)	Tempo de concentração Tc (h)	Duração da chuva (h)	Declividade (m/m)	Comprimento do Talvegue (km)
2	29,01	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
5	52,26	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
10	69,7	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
25	93,14	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
50	111,3	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22
100	129,84	20,43	163556	1,42h	2,36h	3horas	0,00986	10,22

38.9 Áreas de contribuição

Wanielista et al, 1997 sugere que se obtém mais precisão quando se subdivide a bacia em áreas menores, pois assim é que foram feitas as pesquisas do SCS. Entretanto se por um lado melhora a precisão, por outro lado apresenta problema devido a falta de informações corretas em cada subbacia.

Na Figura (38.6) temos basicamente três subbacias: A, B e C e podemos proceder da seguinte maneira:

- a) Combinar os hidrogramas das subbacias A e B pela adição vertical para cada tempo.
- b) Fazer o *flood routing* (**Musking-Cunge**) tendo a distância do ponto entre A e B até o ponto C.
- c) Adicionar verticalmente o hidrograma do ponto C ao obtido no *routing* de A e B até C.

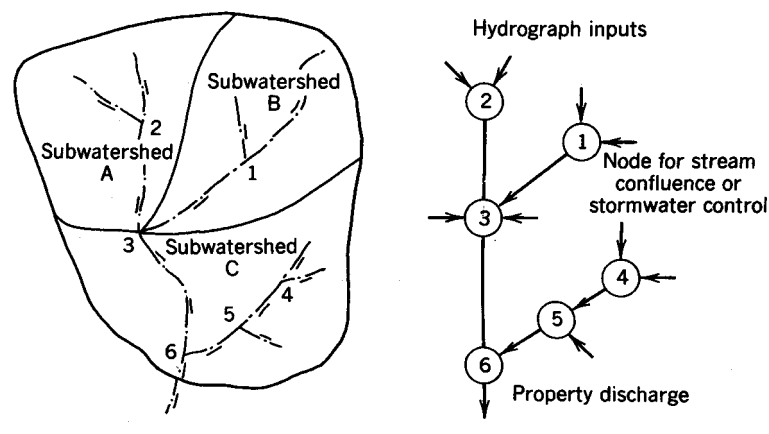


Figura 38.6- Subbacias A, B e C

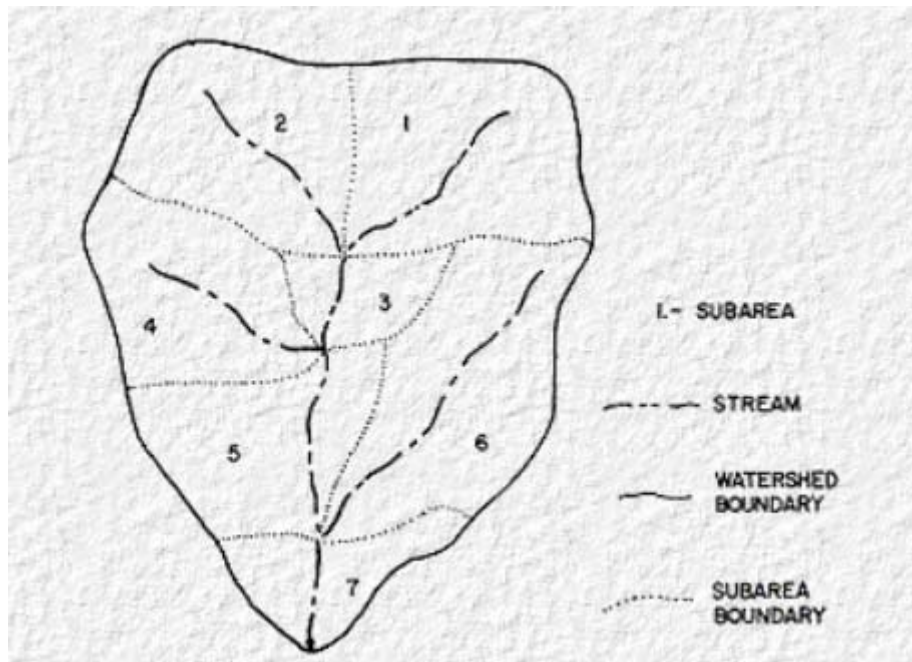


Figura 38.7- Subbacias 1,2,3,4,5,6 e 7
Fonte: FHWA, 1984

38.10 Bibliografica e livros consultados

-FHWA- *Hydrology*, 1984, HEC-19.

-PONCE, VICTOR MIGUEL. *Engineering Hydrology- principles and practices*. Editora Prentice-Hall, 1989, New Jersey, Editora Prentice-Hall, 1989, New Jersey, 640 páginas, ISBN 0-13-315466-1.

-RIOAGUAS. *Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana*. 1ª versão, dezembro 2010, 55 páginas, Portaria 0/SUB Rio-Aguas número 004/2010.

-SUBRAMANYA, K. *Engeneering hydrology*. Editora Tata McGRaw-Hill, New Delhi, 2008, 3a ed, ISBN (13) 978-0-07-015146-8,