

Capítulo 221-Análise de incerteza de Q no Método do SCS

Capítulo 221- Análise de incerteza de Q no Método do SCS

1. Introdução

O objetivo é estimar o erro no escoamento superficial Q no método do SCS.

A exposição detalhada do método de análise de primeira ordem está exposta no livro de *Soil conservation servisse curve number SCS-Cn Methodology de Mishra e Singh* do ano 2010 e que está no Capítulo 168- Análise de incerteza.

Vamos ver como foi explicado pelos autores citados, o coeficiente de variação CV que denominam de SQ.

Quando usamos o Método do SCS temos:

$$I_a = \lambda \times S = 0,2 \times S$$

O valor de λ pode variar de 0,05 0,1 0,2 0,3. O comum é adotar λ igual a 0,2.

$$S = 25400/CN - 254 \text{ em milímetros}$$

$$S = 1000/CN-10 \text{ em polegadas}$$

$$Q = (P-0,2S)^2/(P+0,8S) \text{ em mm ou em polegadas}$$

Os valores de P, CN, λ sendo P em polegada.

$$S_Q^2 = \frac{\left[P - \lambda \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \right]^2}{\left[P + (1-\lambda) \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \right]^4} \left\{ \begin{array}{l} \left[P + (2-\lambda) \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \right]^2 S_P^2 + \\ \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right)^2 \left[(1+\lambda)P + \lambda(1-\lambda) \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \right]^2 S_\lambda^2 \\ + \frac{10^6}{CN^4} \left[(1+\lambda)P + \lambda(1-\lambda) \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \right]^2 S_{CN}^2 \end{array} \right\}$$

Figura 221.1- Extraída de Mishra e Singh, 2010

Exemplo 221.1

Calcular o erro no escoamento superficial quando se usa o CN variando CN, e λ .

No exemplo usaremos três valores de CN: 50; 75 e 90.

Usaremos precipitação somente de 100mm.

Quando $\lambda = 0,2$ caso mais comum e CN=75 para P=100mm teremos erro de 0,151, ou seja, erro de 15,1% no escoamento superficial.

Os cálculos estão na Tabela (221.1).

Tabela 221.1- Cálculo do erro do escoamento superficial do SCS usando análise de primeira ordem

P(mm)	CN	λ	Erro			P(in)	Interm.	fração			
			SP	SL	SCN			SP ²	SL ²	SN ²	SQ ²
100	50	0,1	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0003	526	2736	4,38	0,01
100	75	0,1	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0056	105	238,26	0,68	0,02
100	95	0,1	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0399	24,4	5,3096	0,24	0,01

P(mm)	CN	λ	Erro			P(in)	Interm.	fração			
			SP	SL	SCN			SP ²	SL ²	SN ²	SQ ²
100	50	0,2	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0002	481	3999,8	6,4	0,01
100	75	0,2	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0056	98,7	307,15	0,87	0,02
100	95	0,2	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0407	23,9	6,4052	0,28	0,01

P(mm)	CN	λ	Erro			P(in)	Interm.	fração			
			SP	SL	SCN			SP ²	SL ²	SN ²	SQ ²
100	50	0,3	0,10	0,10	0,10	3,9	6E-05	438	5210,1	8,34	0,003
100	75	0,3	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0056	92,2	376,12	1,07	0,03
100	95	0,3	0,10	0,10	0,10	3,9	0,0416	23,3	7,573	0,34	0,01

O valor de λ geralmente usado no SCS tem o valor 0,2, mas alguns especialistas dizem que o melhor valor seria 0,1 e outros 0,05.

Nos exemplos citados por Mishra e Singh usam para λ os valores 0,1. 0,2 e 0,3.

Dica: Tenho um programa em Excel onde entrando com os dados em polegadas obtemos o erro em Q.

O valor do runoff C é definido como $C = Q/P$ tendo os valores de Q e calculamos facilmente o coeficiente de runoff C.

Podemos estimar também, se quizermos a incerteza no valor de C, pois, temos a incerteza n o valor de Q e adotamos a incerteza no valor de P.

Capítulo 222-Análise de incerteza do tempo de concentração

Capítulo 222- Análise de incerteza do tempo de concentração

222.1 Introdução

Em 19/06/2018 foi publicado um excelente trabalho denominado “*Uncertainty analysis of time of concentration equations based on first order analysis (FOA) Method*” escrito pelo dr. Asghar Azizian do Irã.

O trabalho de Azizian, 2018 foi uma pesquisa que há tempos aguardava usando o Método de Análise de Primeira Ordem.

Tudo o que faremos está baseado em Azizian, 2018 e algumas observações nossa.

222.2 Equações existentes do tempo de concentração

Azizian, 2018 fez pesquisa em duas áreas no Irã, sendo uma área úmida e outra seca. Foram usadas 47 equações de tempo de concentração conforme Tabela (222.1).

Lembro que li que McCuen um grande hidrólogo americano mandou para sete amigos, dados para calcular o tempo de concentração e o resultado das variações foram enormes, chegando a mais de 50%.

Tabela 222.1- Fórmulas (47) do tempo de concdentraçao usadas por Aizizian,2018.

Asghar Azizian / American Journal of Engineering and Applied Sciences 2018, 11 (1): 327.341
 DOI: 10.3844/ajeassp.2018.327.341

Table 1: Summary of the selected time of concentration equations

Name	Formula	Remark
Arizona DOT (ADOT 1993)	$T_c = 0.0097956 A^{0.1} (1000 L)^{0.25} L_{ar}^{0.23} S^{-0.2}$	Data of agricultural basins
ASCE (Morgali and Linsley, 1965)	$T_c = 7.2983 L^{0.6} i^{0.4} S^{-0.2}$	Analysis of the kinematic wave ($L < 0.09$ km)
Akan and Houghtalen (2003)	$T_c = 7.3542 L^{0.6} S^{-0.3} (i - K_c)^{-0.4} + 3.1 K_c^{0.33} H_p P_i (1 - S_p)^{-0.33}$	Obtained from simultaneously solve the kinematic wave equation and green-ampt infiltration method
Basso (Eslamian and Mehrabi, 2005)	$T_c = 0.957 L^{1.15} H_p^{-0.385}$	N/A
Bransby Williams (ASDOT, 1995)	$T_c = 0.605 L (1000)^{0.2} A^{-0.1}$	Specially recommended to rural basins
California Culverts Practice (CDH, 1960)	$T_c = 0.95 L^{1.15} H_p^{-0.385}$	Data of small mountain basins in the USA
Carter (1961)	$T_c = 0.0977 L^{0.5} S^{-0.2}$	Data of an urban basin in the USA ($A < 20.72$ km ²) and ($S < 0.005$)
Chow (1988)	$T_c = 0.1602 L^{0.64} S^{-0.32}$	Data of 20 rural basins in the USA (0.01–18.5 km ²) and (0.0051 < S < 0.09)
Corps of Engineers (Linsley <i>et al.</i> , 1977)	$T_c = 0.191 L^{0.36} S^{-0.19}$	Data of 25 rural basins in the USA ($A \leq 12$ km ²)
Desbordes (Silveira, 2005)	$T_c = 0.0869 A^{0.3039} S^{-0.3832} A_{imp}^{-0.4523}$	N/A
DNOS (Silveira, 2005)	$T_c = 0.419 k^{-1} A^{0.12} L^{0.12} S^{-0.4}$	Data of 6 rural basins in the USA ($A < 0.45$ km ²) and (0.03 < S < 0.1)
Dooge (1973)	$T_c = 0.365 A^{0.41} S^{-0.17}$	Data of 10 rural basins in Ireland (145 – 948 km ²)
Epsey (Horchkiss and McCallum, 1995)	$T_c = 6.89 L^{0.36} S^{-0.18}$	Data of 11 rural basins in the USA
Epsey and Winslow (McCuen, 1998)	$T_c = 0.45 \Phi L^{0.29} S^{-0.11} i^{0.6}$	Obtained from 17 rural and urbanized basins range from 1 to 35 mi ²
Egelson (1962)	$T_c = 0.275 n L R^{-0.665} S^{-0.5}$	Calibrated from data for catchments less than 8 mi ²
FAA (1970)	$T_c = 0.3788 (1.1 - C) L^{0.5} S^{-0.332}$	Data of airports' drainage
Flavell (1983)	$T_c = 2.31 i^{0.64}$	Obtained from observed times of hydrograph rise on basins in the south west of Western Australia
Morgali and Linsley (1965)	$T_c = 7.354 n^{0.6} L^{0.6} S^{-0.3} i^{-0.4}$	For small urban areas with drainage areas less than 10 or 12 acres and useful for drainage is basically planar
Ragan and Duru (1972)	$T_c = 7.275 n^{0.6} L^{0.6} S^{-0.3} i^{-0.4}$	Based on the kinematic wave equation
Ribeiro (1961)	$T_c = 0.267 (1.05 - 0.2p)^{-1} L S^{-0.04}$	Data of 7 rural basins in the USA and a rural basin in India ($A < 19000$ km ²) and (0.03 < S < 0.1)
Giandotti (1934)	$T_c = (4\sqrt{A} + 1.5L) / (0.8\sqrt{H_p})$	Data of basins in central and northern Italy (170-70000 km ²)
Haktanir and Sezen (1990)	$T_c = 0.7473 L^{0.341}$	Data of 10 basins in Turkey (11-9867 km ²)
Izzard (1946)	$T_c = 85.5 (i / 36286 + C_r) i^{-0.667} L^{0.33} S^{-0.333}$	Based on a series of laboratory experiments by the Bureau of public roads. This method is designed for applications in which the product of intensity and flow length is than 500
Johnstone and Cross (1949)	$T_c = 0.4623 L^{0.5} S^{-0.25}$	Data of 19 rural basins in the USA (64.8 – 4206.1 km ²)
Kerby (1959) Hathaway (1945)	$T_c = 0.6061 N^{0.47} L^{0.47} S^{-0.234}$	Analysis of overland flow in experimental surfaces ($L < 0.37$ km)
Kinematic wave	$T_c = 7.35 n^{0.6} i^{-0.4} L^{0.6} S^{-0.2}$	Analysis of overland flow in experimental surfaces ($L < 0.03$ km)
(Kibler and Aron, 1983)		Data of small watersheds in Tennessee and Pennsylvania (0.004 – 0.453 km ²) and (0.03 < S < 0.1)
Kirpich-Tennessee (Kirpich, 1940)	$T_c = 0.0653 L^{0.77} S^{-0.385}$	Starting from data of 48 urban basins in the USA (0.4-6 km ²) and (0.0007 < S < 0.03)
Kirpich-Pennsylvania (Kirpich, 1940)	$T_c = 0.01104 L^{0.75} S^{-0.5}$	Data of 84 small rural basins in the USA ($A < 5$ km ²)
McCuen <i>et al.</i> (1984)	$T_c = 2.2535 i^{-0.7164} L^{0.5552} S^{-0.207}$	Data of rural basins in Italy
Papadakis and Kazan (1986)	$T_c = (2.1539 n^{0.62} L^{0.1}) / (i^{0.38} S^{0.11})$	Equivalent to Kirpich's
Pasini (1914)	$T_c = 0.108 A^{0.332} L^{0.332} S^{-0.5}$	Data of rural basins
Pickering (Mata-Lima <i>et al.</i> 2007)	$T_c = 0.9482 L^{1.15} H_p^{-0.385}$	Developed from 96 basins in eastern New South Wales
Picking (Silveira 2005)	$T_c = 0.0883 L^{0.667} S^{-0.332}$	N/A
Pilgrim and Mac Dermott (1982)	$T_c = 0.76 i^{0.16}$	Data of 24 rural basins in the USA ($A < 8$ km ²)
Overton and Meadows (1976)	$T_c = 22.92 n^{0.8} L^{0.8} S^{-0.4} P_i^{-0.5}$	This method relates watershed slope and surface to flow velocity
SCS Lag (Mockus, 1961)	$T_c = 0.057 (1000 / CN) - 9^{0.7} L^{0.8} S^{-0.5}$	
SCS Ave Velocity (NRCS, 1972; 1986)	$T_c = 0.278 \sum L / KS^{0.5}$	

Tabela 222.1 Continuação da Tabela (222.1)

Asghar Azizian / American Journal of Engineering and Applied Sciences 2018, 11 (1): 327.341
 DOI: 10.3844/ajeassp.2018.327.341

Table 1: Continued

Simas and Hawkins (2002)	$T_c = 0.322 A^{0.594} L^{0.594} S_{sc}^{-0.15} S_{max}^{0.312}$	Data of 168 basins in the USA (0.001 - 14 km ²)
Schaake <i>et al.</i> (1967)	$T_c = 0.0828 L^{0.34} S^{-0.16} A_{imp}^{-0.26}$	N/A
Sheridan (1994)	$T_c = 2.20 L^{0.92}$	nine flatland watersheds located in Georgia and Florida and ranging in size from 2.62 to 334.34 km ²
Temez (1987)	$T_c = 0.3 L^{0.76} S^{-0.19}$	Data of natural basins in Spain
Van Sickle (1962)	$T_c = 0.0081 L_{sc}^{0.13} L_{max}^{0.13} S^{-0.065}$	Calibrated from data collected in Houston, with drainage areas less than 36 mi ²
Ventura (Mata-Lima <i>et al.</i> , 2007)	$T_c = 4 A^{0.5} L^{0.5} H^{-0.5}$	Data of rural basins in Italy
Williams (1922)	$T_c = 0.272 A^{0.4} L D^{-1} S^{-0.2}$	Data of basins in India (A <129.5 km ²)
Woolhiser and Liggett's (1967, Wong and Asce, 2005)	$T_c = 7.3015 n^{0.6} L^{0.6} i^{-0.4} S^{-0.5}$	Based on the theory of kinematic wave
Yen and Chow's (1983)	$T_c = 1.2 n^{0.6} L^{0.6} S^{-0.5}$	Based on the theory of the kinematic wave
Zomorodi (2005)	$T_c = 0.1101 n^{0.75} L^{0.75} S^{-0.375}$	Modified version of NRCS method

Note: T_c : time of concentration (hr), A: catchment area (Km²), C: runoff coefficient, CN: SCS Curve-number, D: equivalent diameter of the catchment (Km), H: quota difference between the ends of the main channel (m), H_{max} : mean altitude in the catchment (m), i: rainfall intensity (mm/h), K: coefficient of the type of surface, L: flow path length (Km), L_{sc} : mean length starting from the concentration spot along the L up to the spot where L is perpendicular to the centroid of the catchment (m), N: retardance coefficient, n: Manning's roughness coefficient, p: relation between the vegetation cover and the total area of the basin, S: flow path slope (m/m), S_{sc} : maximum capacity of retention (mm), C_r : retardance coefficient (ranges from 0.007 to 0.06), I: percent of impervious area, P_2 : maximum 24 h rainfall with return period of 2 (mm), P_f : soil suction head (mm), S_f : saturated moisture content, H_f : soil porosity and K_f : saturated hydraulic conductivity (mm/h). N/A: Not available data.

222.3 Coeficiente de variação de todas equações do tempo de concentração

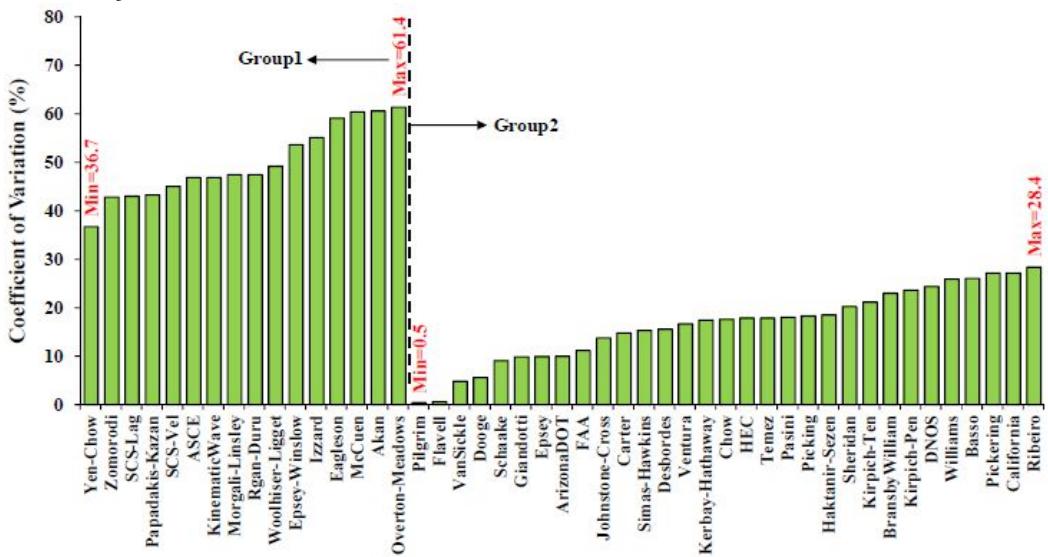


Figura 222.1- Coeficiente de variação de todas equações to tempo de concentração.

Observe na Figura (222.1) que existe equação brasileira de Ribeiro no Grupo II que apresenta o maior erro do Grupo II que é de 28,4%. Observo que nunca usei tal equação que não é aceita por todos os especialistas.

Veja também que a equação usada pelo DAEE SP, *California Culverts Practice* tem erro de 25% e a de Kirpich 20%.

A fórmula do Lag CN, 1959 tem erro de 43%.

A fórmula de Doodge usada em grandes áreas, tem erro somente de 5%.

A fórmula de Bransby-Willians tem erro de 20%.

A fórmula de Schake, 1967 tem erro de 10%.

No grupo I observe que a equação da velocidade e da onda cinemática, apresentam um erro de 45%, bem maior do que imaginava.

Foi observado novamente o que já se sabia, que existem dois grupos de equações.

Grupo I- que usa dados da vegetação na superfície do terreno como o coeficiente de Manning com erro médio de 45%.

Grupo II- são as equações de tc que precisam de dados geomorfológicos como área da bacia, comprimento do talvegue, diferença de nível, usando vários mapas de escalas diferentes com erro médio de 20%

De modo geral as equações do Grupo I como se pode ver na Figura (222.1) apresentam erro bem maiores que as equações do Grupo II que estão a direita.

O erro médio do grupo I é de 45%, enquanto do Grupo II é de 20%.

Outra observação é que a fórmula do *FAA-Federal Aviation Agency* usada em regiões planas para até 150m apresenta erro de 10%.

222.4 Intensidade de chuva e coeficiente de Manning

Azizian, 2018 fez pesquisas nas duas bacias sobre a intensidade de chuva e o coeficiente de Manning que estão na Figura (222.2).

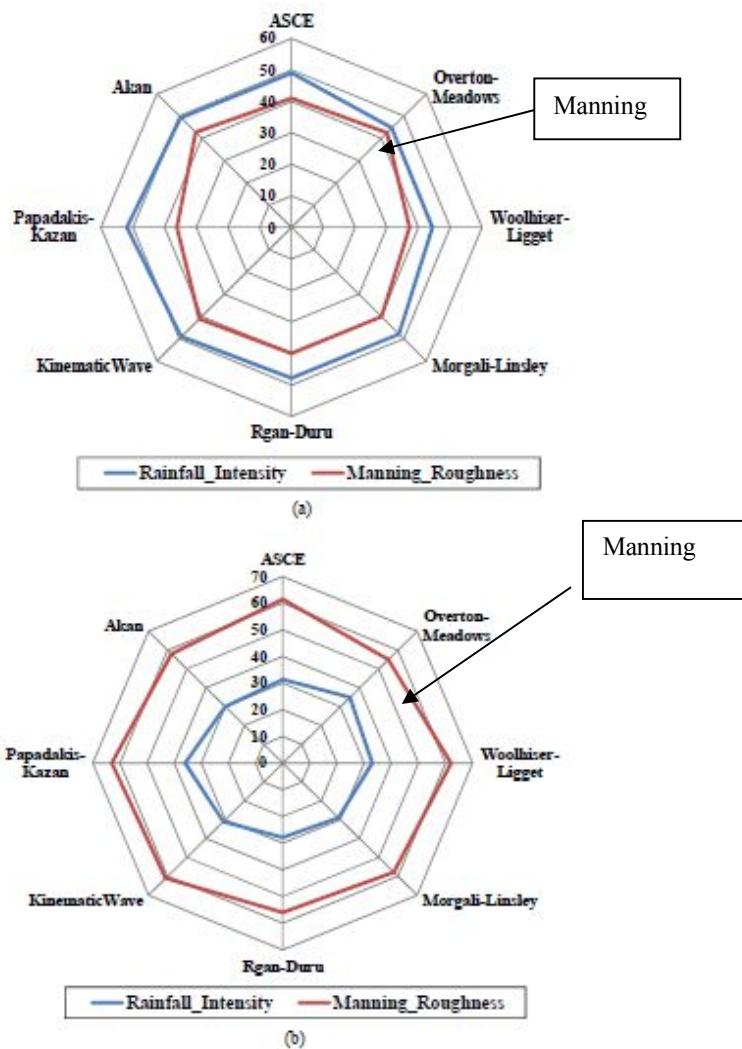


Figura 222.2- Intensdidade de chuva e coeficiente das duas bacias

Na Figura (222.2) são da bacia tropical úmida (a) e em local seco semi-árido (b).

Observar que na bacia (a) tropical úmida o erro na intensidade de chuva é 50%, quanto que o erro em Manning pe de 40%.

Na Bacia (b) em semi--árido o erro na intensidade de chuva é de 30%, enquanto que o erro em Manning é de 60%.

Penso que os valores tanto da intensidade de chuva como do coeficiente de Manning estão muito altos e não os adotaria.

222.5 Estimativas de incertezas no Método Racional e no Método do SCS

A estimativa que fiz, embora não consiga justificar totalmente, é que temos 34% de incertezas no calculo da vazão usando o Método Racional e 30% usando o Método do SCS.

Tabela 222.1- Incerteza na vazão Q Ido Método Racional= 34%

metodo Racional	CV^2	CV
C	0,09	0,3
Int chuva	0,023	0,15
Area	0,003	0,05
	0,115	
total	0,34	0,34
Vazão no método racional = 34%		

Tabela 222.2-Incerteza da vazão usando SCS =30% para RMSP Tr=100 anos com duração de 24h

P(mm)	152,3	152,3	152,3
CN	50	75	90
λ	0,2	0,2	0,2
P CV	0,10	0,10	0,10
λ CV	0,01	0,01	0,01
CN CV	0,20	0,20	0,20
Q CV	0,054	0,089	0,100
Area CV	0,05	0,05	0,05
Tc CV	0,27	0,27	0,27
Total	0,078	0,083	0,085
Vazão CV	0,280	0,289	0,30

222.6 Bibliografia e livros consultados

--AZIZIAN, ASGHAR. *Uncertainly analysis of time of concentration equaations based on first order analysis (FOA) Method.* Publicado em 10 de junho de 2018, Department of Water Engeneering. University Qazvin, Iran.

Margem de segurança

Capítulo 223- Margem de segurança

223.1 Introdução

Primeiramente vamos recordar o Método da Margem de Segurança.

223.2 Método da Margem de Segurança

Vamos supor, que queremos calcular o grau de incerteza de uma galeria de 1,50m de diâmetro, que esgotará as águas de chuvas, de uma bacia com 7,5 ha, com $C=0,82$ e intensidade de chuva de 108mm/h conforme Figura (223.1).

Façamos o seguinte esquema:

$$\mu_C = 1,845 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (média da carga)}$$

$$CV = \text{coeficiente de variação} = 0,34$$

$$\sigma_C = 0,6273 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (desvio padrão da carga)}$$

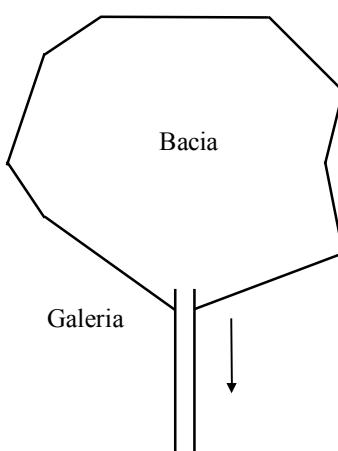


Figura 223.1- Esquema da galeria e da bacia

$$\mu_R = 1,938 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (média da resistência. Isto é, do canal a jusante)}$$

$$CV = \text{coeficiente de variação da vazão de Manning} = 0,30$$

$$\sigma_R = 0,5814 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (desvio padrão da resistência)}$$

Usemos o Método da Margem de Segurança (MS):

$$\mu_{MS} = \mu_R - \mu_C$$

Sendo o índice subscrito R resistência e C a carga e a equação da variança MS:

$$\sigma^2_{MS} = \sigma^2_R + \sigma^2_C$$

Na Figura (223.2) podemos ver um esquema da Resistência e da Carga (*loading*).

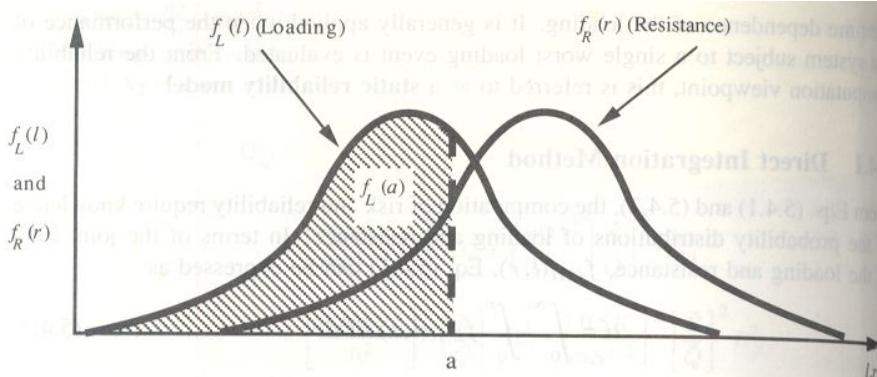


Figura 223.2- Figura mostrando a Resistência (*resistance*) e a Carga (*loading*) Fonte: Tung, 1992

Para o caso que estamos estudando $\mu_R = 1,938$ que é a resistência e $\mu_C = 1,845$ que é a carga.

$$\mu_{MS} = \mu_R - \mu_C = 1,938 - 1,845 = 0,093 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sigma^2_{MS} = \sigma^2_R + \sigma^2_C = 0,5814^2 + 0,6263^2 = 0,73025$$

$$\sigma_{MS} = 0,8545 \text{ m}^3$$

Conforme Chow et al, 1988 para termos o risco R devemos ter:

$$(sinal) - \frac{\mu_{MS}}{\sigma_{MS}} = \frac{-0,093}{0,8545} = -0,11 = Z$$

Devemos entrar agora na tabela da Curva de Gauss, conhecida também como Curva Normal em função de $Z = (x - \mu) / \sigma$. Observe-se que $-\mu_{MS} / \sigma_{MS}$ é semelhante à apresentação de Z.

Entrando na Tabela (223.1) da curva normal em função de $Z = -0,11$ achamos a falha $F=0,4562$. Então para há 45,62% de haver falhas.

Mas $R+F=1$

$$R = 1 - F = 1 - 0,4562 = 0,5438$$

Portanto, a confiabilidade R do sistema é de 54,38%

Nota. No excel podemos usar

=DIST.NORMP.N(z;1)

=DIST.NORMP.N(-0,11;1)

Tabela 223.1- Áreas da curva normal padrão $\Phi(z) = P(Z \leq z)$
Fonte: Tung, 1992

TABLE 5.2.1
Standard normal curve areas (Devore, 1987) $\Phi(z) = P(Z \leq z)$.

z	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
-0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641

Tabela 223.2- Continuação: Áreas da curva normal padrão $\Phi(z) = P(Z \leq z)$
Fonte: Tung, 1992

TABLE 5.2.1 continued

<i>z</i>	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

223.3 Incerteza no Método Racional

No método Racional a incerteza no coeficiente de runoff C é igual a 30%, ou seja, $CV=0,3$, sendo CV = coeficiente de variação.

A intensidade de chuva tem incerteza de 15%, ou seja, $CV= 0,15$.

A incerteza na área é de 5%, ou seja, $CV=0,05$

A incerteza global no Método Racional para o cálculo da vazão de pico é de 34%, ou seja, $CV=0,34$ conforme Tabela (223.3).

Tabela 223.3- Incerteza da vazão no Método Racional

	CV		
C	0,3		
Int chuva	0,15		
Area	0,05		
total	CV=0,34		
Q método racional =34%			

223.4 Incerteza no Método do SCS

A incerteza do Método do SCS na vazão é a soma da incerteza na chuva excedente Q com a soma do tempo de concentração e da incerteza na medida da área da bacia conforme Tabela (223.4).

Para isto vamos supor $CN=90$ aplicado a RMSP para chuva de 24h com $P=152,3\text{mm}$ e período de retorno de 100 anos, donde achamos incertezas de 30%, ou seja, $CV=0,30$.

A incerteza em da chuva excedente Q no Método do SCS só pode ser calculado usando a precipitação e suposição de determinado CN. Para isto supomos, uma pior condução que é chuva de 24h com $CN=90$.

A incerteza no cálculo da área da bacia foi de 5% e no tempo de concentração de 27%, ou seja, $CV=0,27$.

Tabela 223.4- Incerteza da vazão no Método do SCS

P(mm)	152,3	152,3	152,3
CN	50	75	90
Lambda	0,2	0,2	0,2
SP	0,10	0,10	0,10
SL	0,01	0,01	0,01
SCN	0,20	0,20	0,20
P(in)	6,0	6,0	6,0
Interm.	0	0,01	0,01
SP^2	576	144	63,9
SL^2	7736	664	67,1
SN^2	12,4	1,89	0,83
SQ^2	0	0,01	0,01
SQ	0,054	0,089	0,100
Area	0,05	0,05	0,05
Erro			
erro tc	0,27	0,27	0,27
Total	0,078	0,083	0,085
Erro			
final	0,280	0,289	CV=0,30

223.5 Incerteza na fórmula de Manning

Já foi visto que a incerteza na fórmula de Manning.

A incerteza total na vazão da formula de Manning é de 30%, ou seja, $V=0,34$ conforme Tabela (223.5);

$$\Omega_Q^2 = \Omega_n^2 + (64/9) \cdot \Omega_D^2 + (1/4) \cdot \Omega_I^2$$

Tabela 223.5- In certeza na fórmula de Manning

	CV	CV^2
n	0,3	
D=	0,01	
Slope	0,01	
	soma=	0,09
Vazão	CV=	30%

223.6 Incertezas em canal

Para facilitar os cálculos vamos sujpor um canal de concreto de seção retangular, no qual usualmente deixamos um *freeboard* de 0,2 x altura conforme DAEE SP.

No exemplo que vamos mostrar:

Area da bacia= 62,07 Km².

CN=61,73

Tr= 100 anos

Chuva de duração de 2h

tc=81,93 min,

P= 114,36mm

Histograma de Huff primeiro quartil com 50% de probabilidade.

Chuva excedente Q conforme SCS.

A vazão obtida usando Método do SCS com os dados acima foi de 252,16 m³/s.

No cálculo da área conforme Tabela (223.5) foi achado um pouco mais, ou seja, $Q=253,03 \text{ m}^3/\text{s}$ para lâmina de agua de 1,44m

Vamos supor que calculamos o canal retangular de concreto com altura de 1,44m somente e verifiquemos qual a margem de segurança.

Tabela 223.6- Cálculo usando Manning

		Q (m³/s)=	252,16	Foz Tr=100anos			
		Declividade no trecho (m/m)=	0,0033				
	Subseção	Comprimento (m)	Altura (m)	Rugosidade n	Perímetro	A (m²)	
Lado Esquerdo	1	5,0	0,00	0,050	0,00	0,00	
Lado Direito	2	5,0	0,00	0,050	0,00	0,00	
Centro	3	45,0	1,44	0,018	47,88	64,80	
					Σ=	64,80	
		Capacidade de vazão (m³/s)=	253,03	OK			
		Velocidade (m/s)=	3,90	$\leq 4,0 \text{ m/s}$			
		Comprimento da superfície B (m)=	45,00				
		Diametro hidráulico (m)=	1,44				
		Froude	1,04	$<0,86 \text{ OK}$			
		Altura total do nível de água (m)=	1,44				
		Folga (m)=	0,00				
		Altura total com folga (m)=	1,44				

Vamos agora fazer os cálculos da Margem de Segurança conforme Tabela (223.7) sendo a carga a vazão de 252,16 m³/s e a resistência a vazão de 253,03 m³/s no canal com 1,44m de altura **sem freeboard**, onde verificamos que a falha é de 49,68% e a probabilidade de não haver falhas é de 50,32 %;

Tabela 223.7- Cálculo das falhas

			Vazao calculada	CV	Variação va
Canal retang	Resistencia		253,03	m3/s	0,3
SCS	Carga		252,16	m3/s	0,3
R			0,87	m3/s	
					sigma=
			Margem de segurança com curvva normal		
			um/sigm,a=	-0,00812	negativo
			Falhas	0,4968	DISTRIBUIÇÃO NOR
			Não flahas		0,5032

Mas se houve um *freeboard* de 0,30m que corresponde a exigência do DAEE SP de freeboard mínimo de 0,20 da altura.

Então teremos altura de 1,74m ao invés de 1,44m. e assim fazendos os cálculos para quando este freboard estiver todo ocupado com água teremos na Tabela (224.8).

Tabela 224.8- Cálculo de Manning para nova altura

		Declividade no trecho (m/m)=	0,0033				
		Subseção	Comprimento (m)	Altura (m)	Rugosidade n	Perímetro	A (m²)
Lado Esquerdo	1		5,0	0,00	0,050	0,00	0,00
Lado Direito	2		5,0	0,00	0,050	0,00	0,00
Centro	3		45,0	1,74	0,018	48,48	78,30
						$\Sigma =$	78,30
			Capacidade de vazão (m³/s)=	343,99	OK		
			Velocidade (m/s)=	4,39	$\leq 4,0 \text{m/s}$		
			Comprimento da superfície B (m)=	45,00			
			Diametro hidráulico (m)=	1,74			
			Froude	1,06	$<0,86 \text{ OK}$		
			Altura total do nível de água (m)=	1,74			
			Folga (m)=	0,00			
			Altura total com folga (m)=	1,74			

A vazão **com todo o freeboard** ocupado com água será de 343,99 m³/s conforme Tabela. (224.9).

Vamos usar o método da Margem de Segurança para quando todo o freeboard está ocupado com a nova vazão de 343,99m³/s então teremos falha de 34% e 76% de probabilidade de não haver overflow.

Tabela 224.9- Cálculos com o freeboard

Quando ocupa o freeboard- aumenta a resistencia					
		Vazao calculada		CV	Variação vazao
Canal retang	Resistencia	343,99	m3/s	0,3	103,197
SCS	Carga	252,16	m3/s	0,3	75,648
R	um=	91,83	m3/s		
					sigma=
		Margem de segurança com curvva normal			
		um/sigm,a=	- 0,71768		negativo
		Falhas	0,2365	DISTRIBUIÇÃO NORM	
		Não flahas		0,7635	

Conclusão: é importante deixar o *freeboard*, pois, acarretará mais segurança a evitar que haja *overflow* no canal para uma chuva de $Tr= 100$ anos.

223.6 Quanto aumentar a vazão na resistência para $P=70\%$ de confiabilidade

Conforme Tabela (224.10), aumentando a vazão da resistência em cerca de 1,24 teremos probabilidade de 70% de não haver falhas.

Tabela 224.10-Cálculos de probabilidades

Fator	Res	Carga	CV R	CV C	variança	Z	Falhas	Não falhas
1,00	253	252	0,3	0,3	107,167	-0,01	0,50	0,50
1,11	281	252	0,3	0,3	113,235	-0,25	0,40	0,60
1,24	314	252	0,3	0,3	120,758	-0,51	0,30	0,70
1,30	329	252	0,3	0,3	124,341	-0,62	0,27	0,73
1,44	364	252	0,3	0,3	132,933	-0,84	0,20	0,80
1,76	445	252	0,3	0,3	153,53	-1,26	0,10	0,90
2,16	547	252	0,3	0,3	180,573	-1,63	0,05	0,95
3,20	810	252	0,3	0,3	254,416	-2,19	0,01	0,99

Dica: aumentar a vazão na carga de 24% jpara se ter uma probabilidade de não haver falhas de 70%.

Nota: ainda não temos certeza de qual probabilidade adotar. Isto é, se é 95%, 90% 85% ou 70%

Capítulo 224- Método de Nash-Sutcliffe para verificar ajuste hidrológicos

Capítulo 224- Método de Nash-Sutcliffe para verificar ajuste hidrológicos

224.1 Introdução

Em hidrologia usamos no Brasil o método dos máximos de Gumbel.

Com a desagregação das chuvas, podemos calcular as intensidades de chuva para diversos períodos de retornos e diversas durações de precipitações.

Achamos então os coeficientes K,a,b,c da equação:

$$I = K Tr^a / (t+b)^c$$

Sendo:

I= intensidade da chuva (mm/h)

Tr= período de retorno em anos

t=tempo de concentração (min)

K,a,b,c= coeficientes admensionais

Temos então que verificar se os coeficiente escolhidos K,a,b,c fornecem uma valores praticamente iguais ou calculados pela desagregação já mencionada.

Para isto conheço dois métodos:

Método de Nash-Sutcliffe

Método da distribuição F de Fischer e t de Student

Iremos expor o método que é o mais fácil de usar, que é o Método Nash-Sutcliffe.

224.2 Método Nasah-Sutcliffe 1970

A fórmula do Método de Nash-Sutcliffe, 1970 para o ajuste hidrológico é a seguinte:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}$$

Sendo:

E=coeficiente de Nash-Sutcliffe (E vem da palavra efficiency)

Pi= valores que Previstos que queremos verificar

Oi= valores originais

\bar{O} = média dos valores originais

Os valores de E variam de $-\infty$ até 1.

Quando E=1 corresponde a uma perfeita aderência.

Quando E=0 significa que o modelo achado é tao eficiente como o modelo original.

Um modelo é considerado bom quando $0,5 < E < 0,65$.

Exemplo 224.1

Usando o método de Gumbel obtemos a chuva máxima de 1 dia. Com coeficientes adotados achamos chuva de 24h até chuva de 5 min. Com as precipitações e o tempo temos a intensidade das chuvas, que estão na Tabela (224.1).

Tabela 224.1-Intensidade das chuvas em mm/h para diversos períodos de retorno e diversos tempos de chuva

		Obtido por desagregação usando Gumbel ou outro método									
				Intensidade		mm/h					
Duração da chuva		2	5	10	15	20	25	50	100		
5 minutos	5	55,57587	74,72089	87,39655	94,54806	99,55536	103,4123	115,2937	127,0873		
10 minutos	10	50,02008	67,25122	78,65973	85,09632	89,60305	93,07442	103,7681	114,3827		
15 minutos	15	45,20152	60,77274	71,08225	76,89878	80,97137	84,10833	93,77182	103,364		
20 minutos	20	41,68173	56,04044	65,54715	70,91076	74,66622	77,55891	86,46992	95,31513		
25 minutos	25	39,56986	53,20106	62,2261	67,31795	70,88313	73,62926	82,08878	90,48583		
30 minutos	30	37,05043	49,81372	58,26414	63,03179	66,36997	68,94125	76,86215	84,72456		
1 hora	60	24,70029	33,20915	38,84276	42,02119	44,24665	45,96084	51,24143	56,48304		
6 horas	360	8,619371	11,58861	13,5545	14,66365	15,44024	16,03842	17,88113	19,71023		
8 horas	480	6,561013	8,82118	10,31761	11,16188	11,75302	12,20835	13,61101	15,00331		
10 horas	600	5,403188	7,264501	8,496853	9,192136	9,678955	10,05393	11,20906	12,35567		
12 horas	720	4,695627	6,313198	7,38417	7,988404	8,411472	8,737347	9,74121	10,73766		
24 horas	1440	3,216183	4,324108	5,057651	5,471509	5,761283	5,984484	6,672062	7,354563		

Usando interpolação linear, arbitramos um valor de b e por análise de regressão linear achamos K,a,c que estão na Tabela (224.2)

Tabela 224.2- Valores de k,a,b,c

K=	456,4791
a=	0,226905
b=	16
c=	0,697193

Com os valores de K,a,b,c calculamos para os tempos de retornos variáveis bem como chuvas de duração variáveis e obtemos a intensidade de chuva calculada que está na coluna 3 da Tabela (224.3)

Na coluna 4 estão as precipitações já obtidas e consideradas como certas.

Tabela 224.3- Cálculos

Tr (anos)	Duração da chuva (min)	Coluna 3 I calc(mm/h)	Coluna 4-obtido por desagregação I (mm/h)
2	5	63,95652	55,57587
2	10	55,10835	50,02008
2	15	48,74836	45,20152
2	20	43,92217	41,68173
2	25	40,11487	39,56986
2	30	37,02235	37,05043
2	60	26,08778	24,70029
2	360	8,55706	8,619371
2	480	7,054344	6,561013
2	600	6,065288	5,403188
2	720	5,357479	4,695627
2	1440	3,329613	3,216183
5	5	78,73713	74,72089
5	10	67,84411	67,25122
5	15	60,0143	60,77274
5	20	54,07276	56,04044
5	25	49,38558	53,20106
5	30	45,57836	49,81372
5	60	32,11677	33,20915
5	360	10,53463	11,58861
5	480	8,68463	8,82118
5	600	7,467001	7,264501
5	720	6,595614	6,313198
5	1440	4,0991	4,324108
10	5	92,14779	87,39655
10	10	79,39945	78,65973
10	15	70,23605	71,08225
10	20	63,28253	65,54715
10	25	57,79702	62,2261

Capítulo 224- Método de Nash-Sutcliffe para verificar ajuste hidrológicos

Engenheiro Plínio Tomaz pliniotomaz@gmail.com 31/8/19

10	30	53,34135	58,26414
10	60	37,58696	38,84276
10	360	12,32891	13,5545
10	480	10,16381	10,31761
10	600	8,738794	8,496853
10	720	7,718992	7,38417
10	1440	4,797267	5,057651
10	5	92,14779	94,54806
10	10	79,39945	85,09632
15	15	77,00451	76,89878
15	20	69,3809	70,91076
15	25	63,36677	67,31795
15	30	58,48171	63,03179
15	60	41,20911	42,02119
15	360	13,51701	14,66365
15	480	11,14327	11,16188
15	600	9,580928	9,192136
15	720	8,46285	7,988404
15	1440	5,259566	5,471509
15	5	101,0278	99,55536
15	10	87,05096	89,60305
15	15	77,00451	80,97137
20	20	74,06093	74,66622
20	25	67,64112	70,88313
20	30	62,42655	66,36997
20	60	43,98884	44,24665
20	360	14,42879	15,44024
20	480	11,89493	11,75302
20	600	10,2272	9,678955
20	720	9,033705	8,411472
20	1440	5,614346	5,761283
20	5	107,8426	103,4123
20	10	92,92291	93,07442
20	15	82,19879	84,10833
20	20	74,06093	77,55891
20	25	67,64112	73,62926
25	30	65,66875	68,94125
25	60	46,27345	45,96084
25	360	15,17817	16,03842

25	480	12,51271	12,20835
25	600	10,75836	10,05393
25	720	9,502881	8,737347
25	1440	5,905934	5,984484
25	5	113,4435	115,2937
25	10	97,74898	103,7681
25	15	86,46788	93,77182
25	20	77,90738	86,46992
25	25	71,15415	82,08878
25	30	65,66875	76,86215
50	60	54,15483	51,24143
50	360	17,76334	17,88113
50	480	14,6439	13,61101
50	600	12,59075	11,20906
50	720	11,12143	9,74121
50	1440	6,911844	6,672062
50	5	132,7654	127,0873
50	10	114,3978	114,3827
50	15	101,1953	103,364
50	20	91,17671	95,31513
50	25	83,27326	90,48583
50	30	76,85357	84,72456
50	60	54,15483	56,48304
100	360	20,78883	19,71023
100	480	17,13808	15,00331
100	600	14,73523	12,35567
100	720	13,01565	10,73766
100	1440	8,089083	7,354563

Fazendo-se as contas obtemos $E = -1,85$ que é negativa e está próximo de 1,0 e consideramos aceitável.

Capítulo 225- Método de Fisher e t-Student para verificar ajuste hidrológicos

Capítulo 225- Método de Fisher e t-Student para verificar ajuste hidrológicos

225.1 Introdução

Em hidrologia usamos no Brasil o método dos máximos de Gumbel.

Com a desagregação das chuvas, podemos calcular as intensidades de chuva para diversos períodos de retornos e diversas durações de precipitações.

Achamos então os coeficientes K,a,b,c da equação de chuva:

$$I = K Tr^a / (t+b)^c$$

Sendo:

I= intensidade da chuva (mm/h)

Tr= período de retorno em anos

t=tempo de concentração (min)

K,a,b,c= coeficientes adimensionais

‘Temos então que verificar, se os coeficiente escolhidos K,a,b,c fornecem valores praticamente iguais aos obtidos pela desagregação já mencionada.

Para isto conheço dois métodos:

Método da distribuição F de Fischer e t de Student

Método de Nash-Sutcliffe

Iremos expor o Método da distribuição de F de Fisher e t de Student.

225.2 Método F de Fisher e t de Student

Este método está detalhado no livro escrito em 2008 de *Hydrology and Hydraulic Systems* de Ram S. Gupta, 3^a edição página 435.

225.3 Método

O método estatístico t de Student foi feito para pequenas amostras, ou seja, até 30 amostras, mas iremos não limitar o número de amostras.

O método é bastante simples.

Primeiro passo: verificação da homogeneidade dos DESVIO PADRÃO

Começamos verificando se o desvio padrão das séries são homogêneos, calculando o “F” da distribuição de Fisher e comparando com o “F” necessário para a precisão que queremos.

Segundo passo: verificação das MÉDIAS das séries

Caso não haja problemas com os desvios padrões das duas séries, vamos verificar as MÉDIAS usando a distribuição t de Student.

Calculamos o valor da distribuição t de Student e comparamos. Se for menor que a achada em tabela então, concluímos que as duas séries são homogêneas.

225.3 Primeiro passo: verificação dos desvios padrões das duas séries usando distribuição de Fisher ou distribuição F

Vamos explicar a teoria juntamente com um exemplo para entender mais fácil.

$$F \text{ calculado} = S_x^2 / S_y^2$$

Sendo:

Fcalculado

Sx= desvio padrão da primeira série denominada de X Sx=35,28

Nota: a série X é a original

Sy=desvio padrão da segunda série denominada de Y Sy=34,29

$$F_{\text{calculado}} = 35,28^2 / 34,29^2 = 1,06$$

Vamos agora entrar na Tabela da distribuição F.

$$N_x - 1 = 95 - 1 = 94$$

$$N_y - 1 = 95 - 1 = 94$$

Escolhemos nível de significância de 5%, ou seja 0,05, que é a mesma coisa que 95% de probabilidade.

Entramos na Tabela (225.1) da distribuição F para nível de significância de 0,05 e usando 94 em x e 94 em y achamos 1,35 que é

maior que 1,06 e portanto as séries são homogêneas quanto no desvio padrão.

Tabela 225.1- Valoers de F para 95% de probablidaddea, ou seja, 0,05 significancia

Tabela 5. Limites unilaterais da distribuição F de Fisher-Snedecor ao nível de 5% de probabilidade.

G. V2	V1																			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	40	60	120	240
1	161.4	199.5	215.7	224.6	230.2	234.0	236.8	238.9	240.5	241.9	243.0	243.9	244.7	245.4	245.9	248.0	251.1	252.2	253.3	253.8
2	18.513	19.000	19.164	19.247	19.296	19.329	19.353	19.371	19.385	19.396	19.405	19.412	19.419	19.424	19.429	19.446	19.471	19.479	19.487	19.492
3	10.128	9.552	9.277	9.117	9.013	8.941	8.887	8.845	8.812	8.785	8.763	8.745	8.729	8.715	8.703	8.660	8.594	8.572	8.549	8.538
4	7.709	6.944	6.591	6.388	6.256	6.163	6.094	6.041	5.999	5.964	5.936	5.912	5.891	5.873	5.858	5.803	5.717	5.688	5.658	5.643
5	6.608	5.786	5.409	5.192	5.050	4.950	4.876	4.818	4.772	4.735	4.704	4.678	4.655	4.636	4.619	4.558	4.464	4.431	4.398	4.382
6	5.987	5.143	4.757	4.534	4.387	4.284	4.207	4.147	4.099	4.060	4.027	4.000	3.976	3.956	3.938	3.874	3.774	3.740	3.705	3.687
7	5.591	4.737	4.347	4.120	3.972	3.866	3.787	3.726	3.677	3.637	3.603	3.575	3.550	3.529	3.511	3.445	3.340	3.304	3.267	3.249
8	5.318	4.459	4.066	3.838	3.688	3.581	3.500	3.438	3.388	3.347	3.313	3.284	3.259	3.237	3.218	3.150	3.043	3.005	2.967	2.947
9	5.117	4.256	3.863	3.633	3.482	3.374	3.293	3.179	3.137	3.102	3.073	3.048	3.025	3.006	2.936	2.826	2.787	2.748	2.727	
10	4.965	4.103	3.708	3.478	3.326	3.217	3.135	3.072	3.020	2.978	2.943	2.913	2.887	2.865	2.845	2.774	2.661	2.621	2.580	2.559
11	4.844	3.982	3.587	3.357	3.204	3.095	3.012	2.948	2.896	2.854	2.818	2.788	2.761	2.739	2.719	2.646	2.531	2.490	2.448	2.426
12	4.747	3.885	3.490	3.259	3.106	2.996	2.913	2.849	2.796	2.753	2.717	2.687	2.660	2.637	2.617	2.544	2.426	2.384	2.341	2.319
13	4.667	3.806	3.411	3.179	3.025	2.915	2.832	2.767	2.714	2.671	2.635	2.604	2.577	2.554	2.533	2.459	2.339	2.297	2.252	2.230
14	4.600	3.739	3.344	3.112	2.958	2.848	2.764	2.699	2.646	2.602	2.565	2.534	2.507	2.484	2.463	2.388	2.266	2.223	2.178	2.155
15	4.543	3.682	3.287	3.056	2.901	2.790	2.707	2.641	2.588	2.544	2.507	2.475	2.448	2.424	2.403	2.328	2.204	2.160	2.114	2.090
16	4.494	3.634	3.239	3.007	2.852	2.741	2.657	2.591	2.538	2.494	2.456	2.425	2.397	2.373	2.352	2.276	2.151	2.106	2.059	2.035
17	4.451	3.592	3.197	2.965	2.810	2.699	2.614	2.548	2.494	2.450	2.413	2.381	2.353	2.329	2.308	2.230	2.104	2.058	2.011	1.986
18	4.414	3.555	3.160	2.928	2.773	2.661	2.577	2.510	2.456	2.412	2.374	2.342	2.314	2.290	2.269	2.191	2.063	2.017	1.968	1.943
19	4.381	3.522	3.127	2.895	2.740	2.628	2.544	2.477	2.423	2.378	2.340	2.308	2.280	2.256	2.234	2.155	2.026	1.980	1.930	1.905
20	4.351	3.493	3.098	2.866	2.711	2.599	2.514	2.447	2.393	2.348	2.310	2.278	2.250	2.225	2.203	2.124	1.994	1.946	1.896	1.870
21	4.325	3.467	3.072	2.840	2.685	2.573	2.488	2.420	2.366	2.321	2.283	2.250	2.222	2.197	2.176	2.096	1.965	1.916	1.866	1.839
22	4.301	3.443	3.049	2.817	2.661	2.549	2.464	2.397	2.342	2.297	2.259	2.226	2.198	2.173	2.151	2.071	1.938	1.889	1.838	1.811
23	4.279	3.422	3.028	2.796	2.640	2.528	2.442	2.375	2.320	2.275	2.236	2.204	2.175	2.150	2.128	2.048	1.914	1.865	1.813	1.785
24	4.260	3.403	3.009	2.776	2.621	2.508	2.423	2.355	2.300	2.255	2.216	2.183	2.155	2.130	2.108	2.027	1.892	1.842	1.790	1.762
25	4.242	3.385	2.991	2.759	2.603	2.490	2.405	2.337	2.282	2.236	2.198	2.165	2.136	2.111	2.089	2.007	1.872	1.822	1.768	1.740
26	4.225	3.369	2.975	2.743	2.587	2.474	2.388	2.321	2.265	2.220	2.181	2.148	2.119	2.094	2.072	1.990	1.853	1.803	1.749	1.720
27	4.210	3.354	2.960	2.728	2.572	2.459	2.373	2.305	2.250	2.204	2.166	2.132	2.103	2.078	2.056	1.974	1.836	1.785	1.731	1.702
28	4.196	3.340	2.947	2.714	2.558	2.445	2.359	2.291	2.236	2.190	2.151	2.118	2.089	2.064	2.041	1.959	1.820	1.769	1.714	1.685
29	4.183	3.328	2.934	2.701	2.545	2.432	2.346	2.278	2.223	2.177	2.138	2.104	2.075	2.050	2.027	1.945	1.806	1.754	1.698	1.669
30	4.171	3.316	2.922	2.690	2.534	2.421	2.334	2.266	2.211	2.165	2.126	2.092	2.063	2.037	2.015	1.932	1.792	1.740	1.683	1.654
40	4.085	3.232	2.839	2.606	2.449	2.336	2.249	2.180	2.124	2.077	2.038	2.003	1.974	1.948	1.924	1.839	1.693	1.637	1.577	1.544
50	4.034	3.183	2.790	2.557	2.400	2.286	2.199	2.130	2.073	2.026	1.986	1.952	1.921	1.895	1.871	1.784	1.634	1.576	1.511	1.476
60	4.001	3.150	2.758	2.525	2.368	2.254	2.167	2.097	2.040	1.993	1.952	1.917	1.887	1.860	1.836	1.748	1.594	1.534	1.467	1.430
80	3.960	3.111	2.719	2.486	2.329	2.214	2.126	2.056	1.999	1.951	1.910	1.875	1.845	1.817	1.793	1.703	1.545	1.482	1.411	1.370
100	3.936	3.087	2.696	2.463	2.305	2.191	2.103	2.032	1.975	1.927	1.886	1.850	1.819	1.792	1.768	1.676	1.515	1.450	1.376	1.333
120	3.920	3.072	2.680	2.447	2.290	2.175	2.087	2.016	1.959	1.910	1.869	1.834	1.803	1.775	1.750	1.659	1.495	1.429	1.352	1.307
240	3.881	3.033	2.642	2.409	2.252	2.136	2.048	1.977	1.919	1.870	1.829	1.793	1.761	1.733	1.708	1.614	1.445	1.375	1.290	1.237

225.3 Segundo Passo: distribuiçao t de Student

Se é válida a hipótese de que são homogeneos os desvios padrões das duas séries, então vamos para a segunda parte, isto é, verificar se as médias são homogêneas usando a distribuição t de Student.

$$V = Nx + Ny - 2 = 95 + 95 - 2 = 188$$

Vamos achar o t de Student calculado:

$$t_{\text{calc}} = (Y - X) / (\sum X \cdot S_x^2 + \sum Y \cdot S_y^2)^{0,5} \times ((\sum X \cdot \sum Y \cdot V) / ((\sum X + \sum Y))^0,5$$

$$X = \text{média} = 44,89$$

$$Y = \text{média} = 45,76$$

$$t_{\text{calc}} = \text{ABS}(44,89 - 45,76) / (95 \times 35,28^2 + 95 \times 35,29^2)^{0,5} \quad x \\ ((95 \cdot 95 \cdot 188) / (95 + 95))^0,5 = 0,27$$

Portanto, achamos $t_{\text{calc}} = 0,27$

Agora vamos achar o valor t de Student na Tabela (225.2) Sincich.

Entrtando com 0,05 e com 188 achamos $t = 1,645 > 0,27$

Portanto as duas séries são homogêneas.

Tabela 225.2- Tabela t de Student**Tabela de t de Student**

<i>v</i>	0.40	0.30	0.20	0.15	0.10	0.05	0.025
1	0.325	0.727	1.376	1.963	3.078	6.314	12.706
2	0.289	0.617	1.061	1.386	1.886	2.920	4.303
3	0.277	0.584	0.978	1.250	1.638	2.353	3.182
4	0.271	0.569	0.941	1.190	1.533	2.132	2.776
5	0.267	0.559	0.920	1.156	1.476	2.015	2.571
6	0.265	0.553	0.906	1.134	1.440	1.943	2.447
7	0.263	0.549	0.896	1.119	1.415	1.895	2.365
8	0.262	0.546	0.889	1.108	1.397	1.860	2.306
9	0.261	0.543	0.883	1.100	1.383	1.833	2.262
10	0.260	0.542	0.879	1.093	1.372	1.812	2.228
11	0.260	0.540	0.876	1.088	1.363	1.796	2.201
12	0.259	0.539	0.873	1.083	1.356	1.782	2.179
13	0.259	0.538	0.870	1.079	1.350	1.771	2.160
14	0.258	0.537	0.868	1.076	1.345	1.761	2.145
15	0.258	0.536	0.866	1.074	1.341	1.753	2.131
16	0.258	0.535	0.865	1.071	1.337	1.746	2.120
17	0.257	0.534	0.863	1.069	1.333	1.740	2.110
18	0.257	0.534	0.862	1.067	1.330	1.734	2.101
19	0.257	0.533	0.861	1.066	1.328	1.729	2.093
20	0.257	0.533	0.860	1.064	1.325	1.725	2.086
21	0.257	0.532	0.859	1.063	1.323	1.721	2.080
22	0.256	0.532	0.858	1.061	1.321	1.717	2.074
23	0.256	0.532	0.858	1.060	1.319	1.714	2.069
24	0.256	0.531	0.857	1.059	1.318	1.711	2.064
25	0.256	0.531	0.856	1.058	1.316	1.708	2.060
26	0.256	0.531	0.856	1.058	1.315	1.706	2.056
27	0.256	0.531	0.855	1.057	1.314	1.703	2.052
28	0.256	0.530	0.855	1.056	1.313	1.701	2.048
29	0.256	0.530	0.854	1.055	1.311	1.699	2.045
30	0.256	0.530	0.854	1.055	1.310	1.697	2.042
40	0.255	0.529	0.851	1.050	1.303	1.684	2.021
60	0.254	0.527	0.848	1.045	1.296	1.671	2.000
120	0.254	0.526	0.845	1.041	1.289	1.658	1.980
∞	0.253	0.524	0.842	1.036	1.282	1.645	1.960

Exemplo 225.1

Usando o método de Gumbel obtemos a chuva máxima de 1 dia. Com coeficientes adotados achamos chuva de 24h até chuva de 5 min. Com as precipitações e o tempo temos a intensidade das chuvas, que estão na Tabela (225.3).

Tabela 225.3-Intensidade das chuvas em mm/h para diversos períodos de retorno e diversos tempos de chuva

		Obtido por desagregação usando Gumbel ou outro método										
		Intensidade			mm/h							
Duração da chuva		2	5	10	15	20	25	50	100			
5 minutos	5	55,57587	74,72089	87,39655	94,54806	99,55536	103,4123	115,2937	127,0873			
10 minutos	10	50,02008	67,25122	78,65973	85,09632	89,60305	93,07442	103,7681	114,3827			
15 minutos	15	45,20152	60,77274	71,08225	76,89878	80,97137	84,10833	93,77182	103,364			
20 minutos	20	41,68173	56,04044	65,54715	70,91076	74,66622	77,55891	86,46992	95,31513			
25 minutos	25	39,56986	53,20106	62,2261	67,31795	70,88313	73,62926	82,08878	90,48583			
30 minutos	30	37,05043	49,81372	58,26414	63,03179	66,36997	68,94125	76,86215	84,72456			
1 hora	60	24,70029	33,20915	38,84276	42,02119	44,24665	45,96084	51,24143	56,48304			
6 horas	360	8,619371	11,58861	13,5545	14,66365	15,44024	16,03842	17,88113	19,71023			
8 horas	480	6,561013	8,82118	10,31761	11,16188	11,75302	12,20835	13,61101	15,00331			
10 horas	600	5,403188	7,264501	8,496853	9,192136	9,678955	10,05393	11,20906	12,35567			
12 horas	720	4,695627	6,313198	7,38417	7,988404	8,411472	8,737347	9,74121	10,73766			
24 horas	1440	3,216183	4,324108	5,057651	5,471509	5,761283	5,984484	6,672062	7,354563			

Usando interpolação linear, arbitramos um valor de b e por análise de regressão linear achamos K,a,c que estão na Tabela (225.4)

Tabela 225.4- Valores de k,a,b,c

K=	456,4791
a=	0,226905
b=	16
c=	0,697193

Com os valores de K,a,b,c calculamos para os tempos de retornos variáveis bem como chuvas de duração variáveis, obtemos a intensidade de chuva calculada que está na coluna 3 da Tabela (225.5)

Na coluna 4 estão as precipitações já obtidas e consideradas como certas.

Tabela 225.5- Cálculos

Periodos de retorno Tr (anos)	Duração da De chuva (min)	Coluna 3 I calc(mm/h)	Coluna 4-obtido por desagregação I (mm/h)
2	5	63,95652	55,57587
2	10	55,10835	50,02008
2	15	48,74836	45,20152
2	20	43,92217	41,68173
2	25	40,11487	39,56986
2	30	37,02235	37,05043
2	60	26,08778	24,70029
2	360	8,55706	8,619371
2	480	7,054344	6,561013
2	600	6,065288	5,403188
2	720	5,357479	4,695627
2	1440	3,329613	3,216183
5	5	78,73713	74,72089
5	10	67,84411	67,25122
5	15	60,0143	60,77274
5	20	54,07276	56,04044
5	25	49,38558	53,20106
5	30	45,57836	49,81372
5	60	32,11677	33,20915
5	360	10,53463	11,58861
5	480	8,68463	8,82118
5	600	7,467001	7,264501
5	720	6,595614	6,313198
5	1440	4,0991	4,324108
10	5	92,14779	87,39655
10	10	79,39945	78,65973
10	15	70,23605	71,08225

Curso de Manejo de águas pluviais

Capítulo 225- Método de Fisher e t-Student para verificar ajuste hidrológicos
 Engenheiro Plínio Tomaz pliniotomaz@gmail.com 31/8/19

10	20	63,28253	65,54715
10	25	57,79702	62,22261
10	30	53,34135	58,26414
10	60	37,58696	38,84276
10	360	12,32891	13,5545
10	480	10,16381	10,31761
10	600	8,738794	8,496853
10	720	7,718992	7,38417
10	1440	4,797267	5,057651
10	5	92,14779	94,54806
10	10	79,39945	85,09632
15	15	77,00451	76,89878
15	20	69,3809	70,91076
15	25	63,36677	67,31795
15	30	58,48171	63,03179
15	60	41,20911	42,02119
15	360	13,51701	14,66365
15	480	11,14327	11,16188
15	600	9,580928	9,192136
15	720	8,46285	7,988404
15	1440	5,259566	5,471509
15	5	101,0278	99,55536
15	10	87,05096	89,60305
15	15	77,00451	80,97137
20	20	74,06093	74,66622
20	25	67,64112	70,88313
20	30	62,42655	66,36997
20	60	43,98884	44,24665
20	360	14,42879	15,44024
20	480	11,89493	11,75302
20	600	10,2272	9,678955
20	720	9,033705	8,411472
20	1440	5,614346	5,761283
20	5	107,8426	103,4123
20	10	92,92291	93,07442
20	15	82,19879	84,10833
20	20	74,06093	77,55891
20	25	67,64112	73,62926
25	30	65,66875	68,94125

Curso de Manejo de águas pluviais

Capítulo 225- Método de Fisher e t-Student para verificar ajuste hidrológicos

Engenheiro Plínio Tomaz pliniotomaz@gmail.com 31/8/19

25	60	46,27345	45,96084
25	360	15,17817	16,03842
25	480	12,51271	12,20835
25	600	10,75836	10,05393
25	720	9,502881	8,737347
25	1440	5,905934	5,984484
25	5	113,4435	115,2937
25	10	97,74898	103,7681
25	15	86,46788	93,77182
25	20	77,90738	86,46992
25	25	71,15415	82,08878
25	30	65,66875	76,86215
50	60	54,15483	51,24143
50	360	17,76334	17,88113
50	480	14,6439	13,61101
50	600	12,59075	11,20906
50	720	11,12143	9,74121
50	1440	6,911844	6,672062
50	5	132,7654	127,0873
50	10	114,3978	114,3827
50	15	101,1953	103,364
50	20	91,17671	95,31513
50	25	83,27326	90,48583
50	30	76,85357	84,72456
50	60	54,15483	56,48304
100	360	20,78883	19,71023
100	480	17,13808	15,00331
100	600	14,73523	12,35567
100	720	13,01565	10,73766
100	1440	8,089083	7,354563

