

## BAB IV

### ANALISIS HIDROLOGI

#### 4.1 TINJAUAN UMUM

Perencanaan bendungan Ketro ini memerlukan data hidrologi yang meliputi data curah hujan. Data tersebut digunakan sebagai dasar perhitungan maupun perencanaan teknis. Dari data yang diperoleh dilakukan analisis hidrologi dan perhitungannya yang menghasilkan debit banjir rencana, kemudian dilakukan *flood routing* berdasarkan debit banjir rencana. Untuk desain bendungan pengendali banjir *flood routing* dilakukan dengan asumsi elevasi awal *routing* dari dasar, kemudian ditentukan puncak *dam* berdasarkan hasil *routing*.

#### 4.2 ANALISIS HIDROLOGI

Perencanaan bangunan air harus dirancang bagi hal-hal yang akan terjadi pada masa yang akan datang, yang tak dapat dipastikan kapan akan terjadi. Oleh karena itu, diperlukan analisis hidrologi mengenai probabilitas aliran-aliran sungai (faktor hidrologi lainnya).

##### 4.2.1 Analisis Curah Hujan Area

Dengan menggunakan alat Planimeter, luas daerah aliran dan luas daerah pengaruh masing-masing stasiun dapat diketahui sesuai tabel 4.1 di bawah ini.

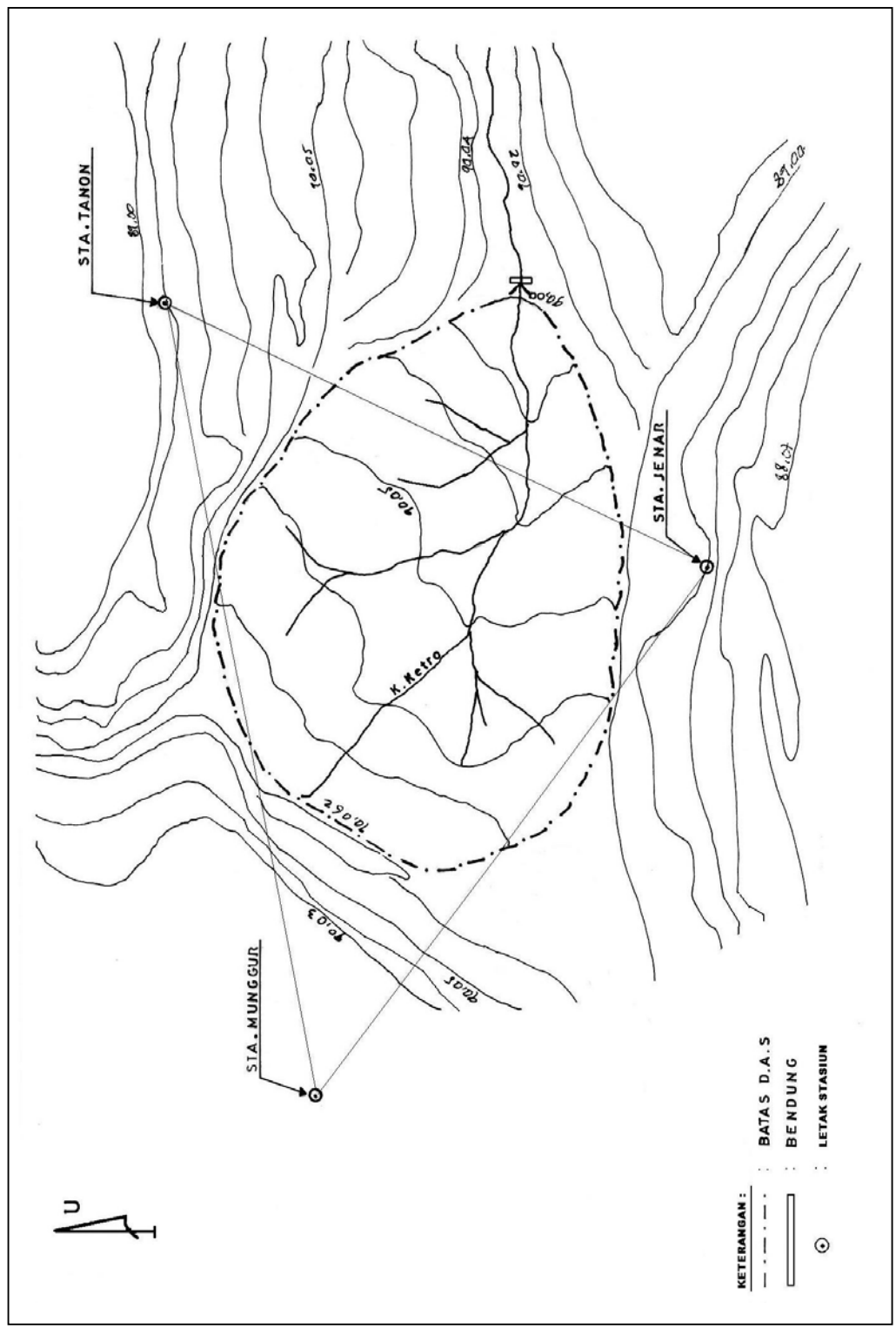
*Tabel 4.1. Pembagian Daerah Aliran*

No	Stasiun Hujan	Luas (km <sup>2</sup> )	Koefisien Thiessen (%)
1	Tanon	1.3	26
2	Jennar	3.2	64
3	Munggur	0.5	10
Jumlah		5	100

Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rata-rata yang terjadi pada daerah tangkapan (*catchment area*) tersebut, yaitu dengan menganalisis data–data curah hujan harian maksimum yang didapat dari tiga stasiun penakar hujan yaitu :

1. Penakar hujan Tanon.
2. Penakar hujan Jenar.
3. Penakar hujan Munggur.

Dan letak stasiun penakar hujan dapat dilihat pada gambar 4.1.



Gambar 4.1. Stasiun penakar hujan waduk Ketrowaduk.

#### Bab IV Analisis Hidrologi

Metode yang digunakan untuk menganalisis adalah metode *Polygon Thiessen*. Berdasarkan metode *polygon Thiessen*, data curah hujan harian maksimum dari stasiun-stasiun yang mempengaruhi daerah aliran sungai dapat dihitung rata-ratanya.

Tabel 4.2. Data Curah Hujan Maksimum Rata-Rata

No	Tahun	Tanon		Jenar		Munggur		Hujan harian max rata-rata (mm)
		R <sub>1</sub>	R <sub>1</sub> ·(A <sub>1</sub> /A)	R <sub>2</sub>	R <sub>2</sub> ·(A <sub>2</sub> /A)	R <sub>3</sub>	R <sub>3</sub> ·(A <sub>3</sub> /A)	
1	1983	130	33.80	126	80.64	123	12.30	126.74
2	1984	139	36.14	131	83.84	142	14.20	134.18
3	1985	138	35.88	172	110.08	176	17.60	163.56
4	1986	129	33.54	125	80.00	167	16.70	130.24
5	1987	158	41.08	179	114.56	143	14.30	169.94
6	1988	140	36.40	102	65.28	112	11.20	112.88
7	1989	99	25.74	100	64.00	109	10.90	100.64
8	1990	145	37.70	190	121.60	181	18.10	177.40
9	1991	161	41.86	198	126.72	181	18.10	186.68
10	1992	145	37.70	192	122.88	182	18.20	178.78
11	1993	161	41.86	198	126.72	181	18.10	186.68
12	1994	126	32.76	143	91.52	148	14.80	139.08
13	1995	118	30.68	138	88.32	176	17.60	136.60
14	1996	161	41.86	145	92.80	200	20.00	154.66
15	1997	174	45.24	189	120.96	177	17.70	183.90
16	1998	125	32.50	192	122.88	162	16.20	171.58
17	1999	106	27.56	98	62.72	177	17.70	107.98
18	2000	88	22.88	125	80.00	77	7.70	110.58
19	2001	158	41.08	162	103.68	156	15.60	160.36
20	2002	88	22.88	99	63.36	99	9.90	96.14
21	2003	107	27.82	124	79.36	204	20.40	127.58

Tabel 4.3. Analisis frekwensi hujan

No	Hujan R (mm)	$(R - \bar{R})$	$(R - \bar{R})^2$	$(R - \bar{R})^3$	$(R - \bar{R})^4$
1	96.14	-49.39	2439.37	-120480.59	5950536.24
2	100.64	-44.89	2015.11	-90458.38	4060676.78
3	107.98	-37.55	1410.00	-52945.59	1988107.05
4	110.58	-34.95	1221.50	-42691.51	1492068.36
5	112.88	-32.65	1066.02	-34805.63	1136403.97
6	126.74	-18.79	353.06	-6634.07	124654.26
7	127.58	-17.95	322.20	-5783.53	103814.45
8	130.24	-15.29	233.78	-3574.56	54655.01
9	134.18	-11.35	128.82	-1462.14	16595.24
10	136.60	-8.93	79.74	-712.12	6359.25
11	139.08	-6.45	41.60	-268.34	1730.77
12	154.66	9.13	83.36	761.05	6948.37
13	160.36	14.83	219.93	3261.55	48368.72
14	163.56	18.03	325.08	5861.21	105677.59
15	169.94	24.41	595.85	14544.65	355034.96
16	171.58	26.05	678.60	17677.60	460501.35
17	177.40	31.87	1015.70	32370.26	1031640.19
18	178.78	33.25	1105.56	36759.95	1222268.44
19	183.90	38.37	1472.26	56490.50	2167540.38
20	186.68	41.15	1693.32	69680.22	2867341.09
21	186.68	41.15	1693.32	69680.22	2867341.09
$\bar{R} = \frac{3056,18}{21}$ $\bar{R} = 145,53$	-	-	18194.21	-52729.27	26068263.55

Untuk selanjutnya dilakukan perhitungan analisis penyimpangan dengan melakukan standard deviasi sesuai rumus :

$$Sx = \sqrt{\frac{(R - \bar{R})^2}{n-1}}$$

$$Sx = \sqrt{\frac{18194,21}{20}}$$

$$Sx = 30,16$$

#### Bab IV Analisis Hidrologi

Di samping itu untuk menentukan besarnya kemiringan dan penyimpangan simetri dari sesuatu distribusi / sebaran, maka diperhitungkan kemiringan dari *curve* statistik yang ada.

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2).S_x^3} \sum_{i=1}^n (R_r - \bar{R})^3$$

$$C_s = \frac{21 \times (-52729,27)}{(21-1) \times (21-2) \times 30,16^3}$$

$$C_s = -0,11$$

Demikian pula untuk mengetahui keragaman (variasi) data yang ada perlu dihitung koefisien keragaman dengan menggunakan rumus koefisien variasi sebagai berikut :

$$C_v = \left( S_x / \bar{R} \right)$$

$$C_v = \frac{30,16}{145,53}$$

$$C_v = 0,21$$

Parameter lain untuk mengukur distribusi, perlu dilakukan analisis kepuncakan distribusi dengan melakukan perhitungan kepuncakan distribusi (Kuortosis) sebagai berikut :

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2).S_x^4} \sum_{i=1}^n (R_r - \bar{R})^4$$

$$C_k = \frac{21^2 \times 26068263,55}{(21-1) \times (21-2) \times (21-3) \times 30,16^4}$$

$$C_k = 2,03$$

Dengan melihat hasil  $C_s$  (koefisien kemencengan) = - 0,11  $\leq$  0, maka digunakan metode *Log Pearson III* untuk perhitungan analisis curah hujan.

#### 4.2.2 Perhitungan Uji Kecocokan Sebaran Distribusi Data Curah Hujan Metode *Chi Square Test*

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran data curah hujan, digunakan metode Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*).

Digunakan rumus sebagai berikut :

$$\text{Jumlah data} = 21$$

$$\text{Taraf signifikan } (\alpha) = 5\%$$

$$K = 1 + 3.322 \log n = 1 + 3.322 \log 21 = 5,392 \sim 6$$

$$DK = K - (P + 1) = 6 - (2 + 1) = 3$$

$$f^2 = \sum \frac{(E_i - O_i)^2}{E_i}$$

$$E_i = \frac{n}{K} = \frac{21}{6} = 3,5$$

$$\Delta X = (X_{\text{maks}} - X_{\text{min}}) / G - 1 = (186,68 - 96,14) / 6 - 1 = 18,11$$

$$X_{\text{awal}} = X_{\text{min}} - \frac{1}{2} \cdot \Delta X = 96,14 - (0,5 \times 18,11) = 87,09$$

$$X_{\text{awal}} = X_{\text{max}} + \frac{1}{2} \cdot \Delta X = 186,68 + (0,5 \times 18,11) = 195,75$$

Di mana :

$$K = \text{Jumlah kelas}$$

$$DK = \text{Derajat kebebasan} \\ = K - (P + 1)$$

$$P = \text{Nilai untuk distribusi normal dan binominal } P = 2 \text{ dan untuk} \\ \text{distribusi } poisson P = 1$$

$$n = \text{Jumlah data}$$

$$f^2 = \text{Harga } chi \text{ square}$$

$$O_i = \text{Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1}$$

$$E_i = \text{Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1}$$

Nilai  $f^2$  dicari pada tabel 2.6 dengan menggunakan nilai  $DK = 3$  dan derajat kepercayaan 5% kemudian dibandingkan dengan nilai  $f^2$  hasil perhitungan

#### Bab IV Analisis Hidrologi

pada tabel 4.4. Syarat yang harus dipenuhi yaitu  $f^2$  hitungan <  $f^2$  tabel. Perhitungan nilai  $f^2$  disajikan pada tabel 4.4. berikut :

Tabel 4.4. Chi Square Distribusi Sebaran Data Curah Hujan Stasiun BMG  
Metode Distribusi Log Pearson III

No.	Probabilitas (%)	Jumlah Data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		E <sub>i</sub>
1	87.9 < x < 105.20	2	3.5	-0.5	0.643
2	105.20 < x < 123.31	3	3.5	0.5	0.071
3	123.31 < x < 141.42	6	3.5	2.5	1.786
4	141.42 < x < 159.53	1	3.5	-2.5	1.786
5	159.53 < x < 177.64	5	3.5	1.5	0.643
6	177.64 < x < 195.75	4	3.5	0.5	0.071
		21	21		5.000

Chi-Square Hitung ( $f^2$ )	5.000
n	21
K	6
Derajat Kebebasan (DK)	3
DK = Derajat Signifikasi Alpha (%)	5
Chi-Square Kritis ( $f^2_{cr}$ )	7.815

$(f^2) < (f^2_{cr}) \longrightarrow$  Hipotesa Diterima

#### 4.2.3 Analisis Curah Hujan Rencana

Dari perhitungan parameter pemilihan distribusi curah hujan ,untuk menghitung curah hujan rencana digunakan metode Distribusi *Log Pearson III*.

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode ini digunakan persamaan berikut :

$$Y = \bar{Y} + k . S$$

Langkah-langkah perhitungan kurva distribusi *Log Pearson Tipe III* adalah :

1. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X
2. Hitung nilai rata-ratanya :



$$\overline{\log.(X)} = \frac{\sum \log.(X)}{n}$$

3. Hitung nilai deviasi standarnya dari log X :

$$S \log.(X) = \sqrt{\frac{\sum (\log.(X) - \overline{\log.(X)})^2}{n-1}}$$

4. Hitung nilai koefisien kemencengan (CS) :

$$CS = \frac{n \cdot \sum (\log(X) - \overline{\log.(X)})^3}{(n-1)(n-2)(S \log(X))^3}$$

Sehingga persamaannya dapat ditulis :

$$\log X = \overline{\log.(X)} + k \cdot (S \log.(X))$$

5. Tentukan anti log dari log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode ulang tertentu sesuai dengan nilai CS-nya. Nilai k dapat dilihat pada tabel 2.4.

Perhitungan curah hujan rencana periode ulang T tahun stasiun hujan BMG menggunakan metode distribusi *Log Pearson Tipe III* disajikan dalam bentuk tabel 4.5 berikut :

Tabel 4.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana DPS Bendungan Ketro  
Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	X	Log X	$\text{Log}X - \text{Log}\bar{X}$	$(\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^2$	$(\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^3$
1	1983	126.74	2.103	0.033	0.001089	3.593700E-05
2	1984	134.18	2.128	0.058	0.003364	1.951120E-04
3	1985	163.56	2.214	0.144	0.020736	2.985984E-03
4	1986	130.24	2.115	0.045	0.002025	9.112500E-05
5	1987	169.94	2.230	0.160	0.025600	4.096000E-03
6	1988	112.88	2.053	-0.017	0.000289	-4.913000E-06
7	1989	100.64	2.003	-0.067	0.004489	-3.007630E-04
8	1990	177.40	2.249	0.179	0.032041	5.735339E-03
9	1991	186.68	2.271	0.201	0.040401	8.120601E-03
10	1992	178.78	2.252	0.182	0.033124	6.028568E-03
11	1993	186.68	2.271	0.201	0.040401	8.120601E-03
12	1994	139.08	2.143	0.073	0.005329	3.890170E-04
13	1995	136.60	2.135	0.065	0.004225	2.746250E-04
14	1996	154.66	2.189	0.119	0.014161	1.685159E-03
15	1997	183.90	2.264	0.194	0.037636	7.301384E-03
16	1998	171.58	2.234	0.164	0.026896	4.410944E-03
17	1999	107.98	2.033	-0.037	0.001369	-5.065300E-05
18	2000	110.58	2.044	-0.026	0.000676	-1.757600E-05
19	2001	160.36	2.205	0.135	0.018225	2.460375E-03
20	2002	96.14	1.983	-0.087	0.007569	-6.585030E-04
21	2003	127.58	2.106	0.036	0.001296	4.665600E-05
<b>Jumlah</b>		<b>3056.18</b>	<b>45.225</b>		<b>0.320941</b>	<b>5.094502E-02</b>

$$N = 21$$

$$\text{Log } \bar{X} = 2,154$$

$$S \text{ Log } \bar{X} = 0,1267$$

$$CS = 1,384$$

Tabel 4.6. Nilai k Dari Hasil Perhitungan

Tr	k	Log $X_T$	$X_T$
2	-0.225	2.1255	133.506
5	0.705	2.2433	175.106
10	1.337	2.3234	210.572
25	2.128	2.4236	265.216
50	2.706	2.4969	313.979
100	3.271	2.5684	370.169
1000	5.110	2.8030	635.331

Hasil Perhitungan curah hujan rencana metode *Log Pearson III* disajikan dalam bentuk tabel 4.7 berikut :

Tabel 4.7 Perkiraan Curah Hujan Rencana Stasiun Hujan BMG Periode Ulang T Tahun  
Metode Log Pearson Tipe III

Periode Ulang ( tahun )	Curah Hujan Rencana ( mm )
2	133.506
5	175.106
10	210.572
25	265.216
50	313.979
100	370.169
1000	635.331

#### 4.2.4 Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Perhitungan intensitas curah hujan ini menggunakan metode Dr. Mononobe, dengan persamaan sebagai berikut :

$$I = \frac{R_{24}}{24} * \left[ \frac{24}{t} \right]^{2/3}$$

Dimana :

- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- $R_{24}$  = Curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)
- t = Lamanya curah hujan (jam).

Tabel 4.8. Perhitungan Intensitas Curah Hujan

t	R <sub>24</sub>						
	R 2	R 5	R 10	R 25	R 50	R 100	R 1000
	133.51	175.11	210.67	265.22	313.98	370.17	635.33
1	46.29	60.71	73.04	91.95	108.85	128.33	220.26
2	29.16	38.24	46.01	57.92	68.57	80.84	138.75
3	22.25	29.19	35.11	44.20	52.33	61.70	105.89
4	18.37	24.09	28.98	36.49	43.20	50.93	87.41
5	15.83	20.76	24.98	31.45	37.23	43.89	75.33
6	14.02	18.39	22.12	27.85	32.97	38.87	66.71
7	12.65	16.59	19.96	25.13	29.75	35.07	60.19
8	11.57	15.18	18.26	22.99	27.21	32.08	55.06
9	10.70	14.03	16.88	21.25	25.16	29.66	50.91
10	9.97	13.08	15.73	19.81	23.45	27.65	47.45
11	9.36	12.27	14.77	18.59	22.01	25.95	44.53
12	8.83	11.58	13.93	17.54	20.77	24.48	42.02
13	8.37	10.98	13.21	16.63	19.69	23.21	39.84
14	7.97	10.45	12.57	15.83	18.74	22.09	37.92
15	7.61	9.98	12.01	15.12	17.90	21.10	36.21
16	7.29	9.56	11.50	14.48	17.14	20.21	34.69
17	7.00	9.18	11.05	13.91	16.46	19.41	33.31
18	6.74	8.84	10.63	13.39	15.85	18.68	32.07
19	6.50	8.53	10.26	12.91	15.29	18.02	30.93
20	6.28	8.24	9.91	12.48	14.77	17.42	29.89
21	6.08	7.98	9.60	12.08	14.30	16.86	28.94
22	5.90	7.73	9.30	11.71	13.86	16.34	28.05
23	5.72	7.51	9.03	11.37	13.46	15.87	27.23
24	5.56	7.30	8.78	11.05	13.08	15.42	26.47

#### 4.2.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dalam perhitungan debit banjir rencana dalam perencanaan bendungan ini menggunakan metode sebagai berikut :

1. Metode Haspers.
2. Metode Manual Jawa Sumatra.
3. Metode Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I.

##### 1. Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode Haspers.

**Bab IV Analisis Hidrologi**

Perhitungan debit banjir rencana untuk metode ini menggunakan persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,70}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 \cdot 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} \cdot \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$q_n = \frac{t \cdot R_n}{3,6 \cdot t}$$

$$t = 0,10 \cdot L^{0,80} \cdot i^{-0,30}$$

$$R_n = \frac{t \cdot R_t}{t + 1}$$

Perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang T tahun menggunakan metode Haspers disajikan dalam tabel 4.9.

Luas DAS	=	5 km <sup>2</sup>
Panjang sungai	=	4,95 km
Kemiringan (i)	=	0,0125
$\alpha$	=	$\frac{1 + 0,012 \cdot 5^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot 5^{0,70}} = 0,842$
t	=	$0,10 \cdot 4,95^{0,80} \cdot (0,0125)^{-0,30} = 1,3385 \text{ jam}$
$\frac{1}{\beta}$	=	$1 + \frac{1,385 + 3,70 \cdot 10^{-0,40 \cdot 1,3385}}{1,3385^2 + 15} \cdot \frac{5^{0,75}}{12} = 1,2149$
$\beta$	=	0,823
$R_n$	=	$\frac{1,3385 \cdot R_t}{1,3385 + 1} = 0,572 R_{24}$
$q_n$	=	$\frac{1,3385 \cdot 0,572}{3,6 \cdot 1,3385} = 0,1589 R_{24}$

Tabel 4.9. Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode Haspers

No	Periode Ulang	$R_{24}$	A	$\alpha$	$\beta$	$\varphi$	Q
1	2	133.506	5	0.842	0.823	0.1589	73.503
2	5	175.106	5	0.842	0.823	0.1589	96.407
3	10	210.572	5	0.842	0.823	0.1589	115.933
4	25	265.216	5	0.842	0.823	0.1589	146.018
5	50	313.979	5	0.842	0.823	0.1589	172.865
6	100	370.169	5	0.842	0.823	0.1589	203.801
7	1000	635.331	5	0.842	0.823	0.1589	349.789

## 2. Debit Banjir Rencana Metode Manual Jawa Sumatra.

Untuk perhitungan debit banjir rencana Metode Manual Jawa Sumatra digunakan serial data debit sebagai berikut :

Tabel 4.10 Data debit puncak banjir sesaat DPS Kali Ketro

No	Urutan	Tahun	Debit (m <sup>3</sup> /det)
1	1	1999	121.00
2	2	1998	116.00
3	3	1995	109.00
4	4	1992	104.00
5	5	2000	102.00
6	6	1997	99.00
7	7	1993	92.00
8	8	1994	86.00
9	9	2001	84.00
10	10	2002	78.00
11	11	1996	73.00
12	12	2003	67.00

Sumber : DPU Pengairan Sragen

Dari data pada tabel 4.10 berdasarkan rumus tendensi sentral dan rumus dispersi, maka dapat dilakukan perhitungan berikut :

Tabel 4.11 Perhitungan Mean Annual Flood

No	Tahun	Urutan	Debit Maks (m <sup>3</sup> / det)	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$
1	1999	1	121.00	26.75	715.56
2	1998	2	116.00	21.75	473.06
3	1995	3	109.00	14.75	217.56
4	1992	4	104.00	9.75	95.06
5	2000	5	102.00	7.75	60.06
6	1997	6	99.00	4.75	22.56
7	1993	7	92.00	-2.25	5.06
8	1994	8	86.00	-8.25	68.06
9	2001	9	84.00	-10.25	105.06
10	2002	10	78.00	-16.25	264.06
11	1996	11	73.00	-21.25	451.56
12	2003	12	67.00	-27.25	742.56
			$\sum x$	1131.00	
			$\bar{x}$	94.25	

Dari tabel perhitungan di atas didapatkan nilai-nilai berikut :

$$\begin{aligned}
 n &= 12 \\
 \sum \text{Debit Air} &= 1131,00 \text{ m}^3/\text{det} \\
 \bar{X} &= \frac{1131,00}{12} = 94,25 \text{ m}^3/\text{det} \\
 X_{\max} &= 121 \text{ m}^3/\text{det} \\
 X_{\text{med}} &= \frac{99,00 + 92,00}{2} = 95,5 \text{ m}^3/\text{det} \\
 S_x &= \sqrt{\frac{\sum (X_i - X)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{3220,25}{11}} = 17,11 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Sebelum menentukan nilai MAF, langkah awal adalah menguji rekaman data tersebut, apakah serial data tersebut terdapat data debit puncak yang terlalu besar sehingga perkiraan MAF terlalu besar.

$$XR = \frac{X_{\max}}{X_{\text{med}}} = \frac{121}{95,5} = 1.267$$

Karena nilai  $XR < 3$  maka serial data dalam tabel diatas menunjukkan adanya nilai debit yang terlalu besar. Dengan demikian nilai rata-ratanya sebesar  $\bar{X}$  dapat digunakan sebagai nilai perkiraan MAF.

$$\text{MAF} = 94,25 \text{ m}^3/\text{det} \quad (\text{dibulatkan } 95 \text{ m}^3/\text{det})$$

Nilai deviasi standar merupakan tolok ukur ketelitian perhitungan, dengan  $S_x = 17,11 \text{ m}^3/\text{det}$  (dibulatkan  $18 \text{ m}^3/\text{det}$ ), maka untuk menyatakan bahwa debit puncak banjir rata-rata DPS Kali Ketro adalah  $95 \text{ m}^3/\text{det}$  dengan deviasi standar  $18 \text{ m}^3/\text{det}$  atau ketelitiannya sekitar  $12,67 \%$  dari perkiraan nilai perkiraan debit puncak banjir tahunan rata-ratanya. Sedangkan besarnya debit puncak banjir periode ulang tertentu disajikan dalam tabel 4.12 di bawah ini :

Tabel 4.12 Perhitungan MAF Periode Ulang T Tahun

No	Periode Ulang	C	X rata <sup>2</sup>	Sx	Debit (m <sup>3</sup> / det)	Sc	Deviasi (m <sup>3</sup> /det)
1	2	1.00	95.00	18.00	95.00	0.05	18.62
2	5	1.28	95.00	18.00	121.60	0.14	17.48
3	10	1.56	95.00	18.00	148.20	0.25	19.10
4	25	1.96	95.00	18.00	186.20	0.44	23.22
5	50	2.35	95.00	18.00	223.25	0.64	26.98
6	100	2.78	95.00	18.00	264.10	0.89	31.10
7	1000	4.68	95.00	18.00	444.60	2.25	45.83

### 3. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I

Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I menggunakan persamaan yang dijelaskan pada langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

- 1) Menentukan data yang digunakan dalam perhitungan. hidrograf sintetik gamma I DAS Kali Ketro adalah sebagai berikut :

∅ Luas DAS (A)	=	5 km <sup>2</sup>
∅ Panjang sungai utama (L)	=	4,95 km
∅ Panjang sungai semua tingkat	=	8,17 km
∅ Panjang sungai tingkat satu	=	3,22 km
∅ Jumlah sungai tingkat 1	=	11



- ∅ Jumlah sungai semua tingkat = 18
- ∅ Jumlah pertemuan sungai (JN) = 9
- ∅ Kelandaian sungai (S)

Perhitungan kemiringan dasar sungai :

$$S = (\text{Elev. Hulu} - \text{Elev. Hilir}) / \text{Panjang sungai.}$$

$$S = (90,062 - 90,000) / 4,950$$

$$S = 0.0125$$

- ∅ Indeks kerapatan sungai ( D )

$$D = 8,17 / 3,22$$

$$D = 2,537$$

- ∅ Faktor sumber (SF) yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

$$SF = \frac{3,22}{8,17}$$

$$SF = 0,3941$$

- ∅ Faktor lebar (WF) adalah perbandingan antara lebar DAS yang diukur dari titik berjarak  $\frac{3}{4}$  L dengan lebar DAS yang diukur dari titik yang berjarak  $\frac{1}{4}$  L dari tempat pengukuran (WF)

$$W_u = 1,52 \text{ km}$$

$$W_i = 0,51 \text{ km}$$

$$WF = \frac{1,52}{0,51}$$

$$WF = 2,980$$

- ∅ Perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun pengukuran dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut dengan luas DAS total (RUA)

$$A_u = 2,234 \text{ km}^2$$

$$RUA = \frac{A_u}{A}$$

$$RUA = \frac{2,234}{5}$$

$$RUA = 0,447 \text{ km}^2$$

∅ Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil perkalian antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA)

$$SIM = WF \times RUA$$

$$SIM = 2,980 \times 0,447$$

$$SIM = 1,332$$

∅ Frekuensi sumber (SN) yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah segmen sungai semua tingkat.

$$SN = \frac{11}{18}$$

$$SN = 0,611$$

2) Menghitung TR (*time of resesion*) dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} TR &= 0,43 \cdot \left[ \frac{L}{100 \cdot SF} \right]^3 + 1,06665 \cdot SIM + 1,2775 \\ &= 0,43 \cdot \left[ \frac{4,95}{100 \cdot 0,3941} \right]^3 + 1,06665 \cdot 1,332 + 1,2775 \\ &= 2,699 \text{ jam} \end{aligned}$$

3) Menghitung debit puncak  $Q_P$  dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} Q_P &= 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_R^{-0,0986} \cdot JN^{0,2381} \\ &= 0,1836 \cdot 5^{0,5886} \times 2,699^{-0,0986} \times 9^{0,2381} \\ &= 0,7244 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

4) Menghitung waktu dasar TB (*time base*) dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} TB &= 27,4132 \cdot T_R^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \\ &= 27,4132 \cdot 2,699^{0,1457} \cdot 0,0125^{-0,0986} \cdot 0,611^{0,7344} \cdot 0,447^{0,2574} \\ &= 27,6231 \text{ jam} \end{aligned}$$

- 5) Menghitung koefisien tampungan k dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

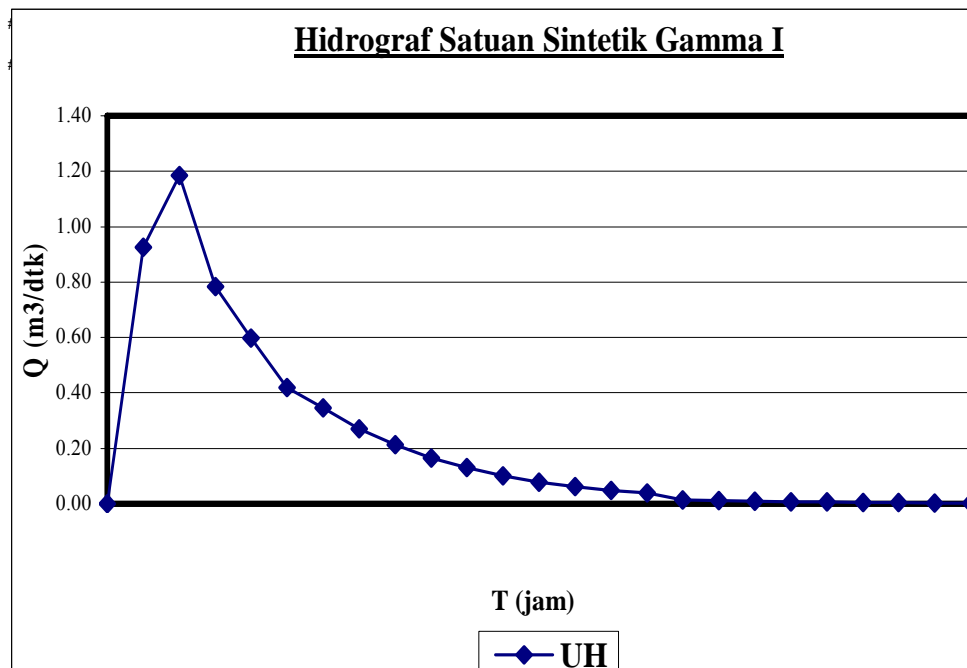
$$\begin{aligned}
 k &= 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452} \\
 &= 0,5617 \cdot 5^{0,1798} \cdot 0,0125^{-0,1446} \cdot 0,3941^{-1,0897} \cdot 2,537^{0,0452} \\
 &= 4,075
 \end{aligned}$$

- 6) Membuat unit *hidrograf* dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k}$$

Tabel 4.13 Perhitungan Resesi Unit Hidrograf

t (Jam)	Qp	k (Jam)	-t/k	Qt
0	0.7244			0.000
1	0.7244	4.068	-0.246	0.926
2	0.7244	4.068	-0.492	1.185
3	0.7244	4.068	-0.737	0.783
4	0.7244	4.068	-0.983	0.598
5	0.7244	4.068	-1.229	0.419
6	0.7244	4.068	-1.475	0.347
7	0.7244	4.068	-1.721	0.271
8	0.7244	4.068	-1.967	0.212
9	0.7244	4.068	-2.212	0.166
10	0.7244	4.068	-2.458	0.130
11	0.7244	4.068	-2.704	0.101
12	0.7244	4.068	-2.950	0.079
13	0.7244	4.068	-3.196	0.062
14	0.7244	4.068	-3.441	0.048
15	0.7244	4.068	-3.687	0.038
16	0.7244	4.068	-3.933	0.014
17	0.7244	4.068	-4.179	0.011
18	0.7244	4.068	-4.425	0.009
19	0.7244	4.068	-4.671	0.007
20	0.7244	4.068	-4.916	0.006
21	0.7244	4.068	-5.162	0.005
22	0.7244	4.068	-5.408	0.004
23	0.7244	4.068	-5.654	0.003
24	0.7244	4.068	-5.900	0.002



Gambar 4.2. Unit hidrograf Satatan Sintetik Gamma I Kali Ketro

7) Menghitung besar aliran dasar QB dengan menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 QB &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \\
 &= 0,4751 \times 5^{0,6444} \times 2,537^{0,9430} \\
 &= 1,398 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

8) Menghitung indeks infiltrasi berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4 \\
 &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times 5^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{5}{0,611}\right)^4 \\
 &= 10,4902
 \end{aligned}$$

Menghitung distribusi hujan efektif untuk memperoleh *hidrograf* dengan metode  $\Phi$  Indeks. Kemudian dapat dihitung hidrograf banjirnya.

**Bab IV Analisis Hidrologi**

Tabel 4.14 Intensitas hujan efektif jam-jaman periode ulang T tahun

Jam	2		5		10		25		50		100		1000	
	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re
1	46.29	35.80	60.71	50.22	73.04	62.55	91.95	81.46	108.85	98.36	128.33	117.84	220.26	209.77
2	29.16	18.67	38.24	27.75	46.01	35.52	57.92	47.43	68.57	58.08	80.84	70.35	138.75	128.26
3	22.25	11.76	29.19	18.70	35.11	24.62	44.20	33.71	52.33	41.84	61.70	51.21	105.89	95.40
4	18.37	7.88	24.09	13.60	28.98	18.49	36.49	26.00	43.20	32.71	50.93	40.44	87.41	76.92
5	15.83	5.34	20.76	10.27	24.98	14.49	31.45	20.96	37.23	26.74	43.89	33.40	75.33	64.84
6	14.02	3.53	18.39	7.90	22.12	11.63	27.85	17.36	32.97	22.48	38.87	28.38	66.71	56.22

$$Re = I - \Phi$$

Tabel 4.15. Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 2 th

T	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB	Debit Banjir
		35.80	18.67	11.76	7.88	5.34	3.53		
(jam)		mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/dtk	m3/dtk
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	33.29	0.00					1.40	34.69
2	1.19	42.60	17.37	0.00				1.40	61.37
3	0.78	24.93	21.22	10.89	0.00			1.40	58.44
4	0.60	21.48	12.56	13.94	7.30	0.00		1.40	56.67
5	0.42	15.00	11.16	9.21	9.34	4.94	0.00	1.40	51.06
6	0.35	12.42	7.82	7.03	6.17	6.33	3.27	1.40	44.44
7	0.27	9.70	6.48	4.93	4.71	4.18	4.18	1.40	35.58
8	0.21	7.59	5.06	4.08	3.30	3.19	2.76	1.40	27.39
9	0.17	5.94	3.96	3.19	2.73	2.24	2.11	1.40	21.57
10	0.13	4.65	3.10	2.49	2.14	1.85	1.48	1.40	17.11
11	0.10	3.62	2.43	1.95	1.67	1.45	1.22	1.40	13.74
12	0.08	2.83	1.89	1.53	1.31	1.13	0.96	1.40	11.04
13	0.06	2.22	1.47	1.19	1.02	0.89	0.75	1.40	8.94
14	0.05	1.72	1.16	0.93	0.80	0.69	0.59	1.40	7.28
15	0.04	1.36	0.90	0.73	0.62	0.54	0.46	1.40	6.01
16	0.01	0.36	0.71	0.56	0.49	0.42	0.36	1.40	4.30
17	0.01	0.36	0.19	0.45	0.38	0.33	0.28	1.40	3.38
18	0.01	0.358	0.19	0.12	0.30	0.26	0.22	1.40	2.84
19	0.01	0.358	0.19	0.12	0.08	0.20	0.17	1.40	2.51
20			0.19	0.12	0.08	0.05	0.13	1.40	1.97
21				0.12	0.08	0.05	0.04	1.40	1.69
22					0.08	0.05	0.04	1.40	1.57
23						0.05	0.04	1.40	1.49
24							0.04	1.40	1.44

Tabel 4.16. Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 5 th

T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m <sup>3</sup> /dtk	Debit Banjir m <sup>3</sup> /dtk
		50.22 mm/jam	27.75 mm/jam	18.70 mm/jam	13.60 mm/jam	10.27 mm/jam	7.90 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	46.50	0.00					1.40	47.90
2	1.19	59.76	25.81	0.00				1.40	86.97
3	0.78	37.17	31.88	15.39	0.00			1.40	85.84
4	0.60	28.37	21.73	21.16	11.59	0.00		1.40	84.25
5	0.42	21.04	16.59	14.64	16.12	9.51	0.00	1.40	79.30
6	0.35	17.43	11.63	11.18	10.65	12.17	7.32	1.40	71.77
7	0.27	13.61	9.63	7.84	8.13	8.04	9.36	1.40	58.01
8	0.21	10.65	7.52	6.49	5.70	6.14	6.19	1.40	44.08
9	0.17	8.34	5.88	5.07	4.72	4.30	4.72	1.40	34.43
10	0.13	6.53	4.61	3.96	3.69	3.56	3.31	1.40	27.06
11	0.10	5.07	3.61	3.10	2.88	2.78	2.74	1.40	21.59
12	0.08	3.97	2.80	2.43	2.26	2.18	2.14	1.40	17.18
13	0.06	3.11	2.19	1.89	1.77	1.70	1.67	1.40	13.74
14	0.05	2.41	1.72	1.48	1.37	1.34	1.31	1.40	11.03
15	0.04	1.91	1.33	1.16	1.07	1.04	1.03	1.40	8.94
16	0.01	0.50	1.05	0.90	0.84	0.81	0.80	1.40	6.31
17	0.01	0.50	0.28	0.71	0.65	0.64	0.62	1.40	4.80
18	0.01	0.50	0.28	0.19	0.52	0.49	0.49	1.40	3.87
19	0.01	0.50	0.28	0.19	0.14	0.39	0.38	1.40	3.27
20			0.28	0.19	0.14	0.10	0.30	1.40	2.40
21				0.19	0.14	0.10	0.08	1.40	1.90
22					0.14	0.10	0.08	1.40	1.72
23						0.10	0.08	1.40	1.58
24							0.08	1.40	1.48

Tabel 4.17. Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 th

T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m3/dtk	Debit Banjir m3/dtk
		62.55 mm/jam	35.52 mm/jam	24.62 mm/jam	18.49 mm/jam	14.49 mm/jam	11.63 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	58.17	0.00					1.40	59.57
2	1.19	78.43	33.04	0.00				1.40	112.87
3	0.78	46.79	39.27	22.80	0.00			1.40	110.26
4	0.60	37.40	27.81	25.17	17.12	0.00		1.40	108.91
5	0.42	26.21	21.24	19.28	21.91	13.42	0.00	1.40	103.46
6	0.35	21.70	14.88	14.72	14.48	17.17	10.77	1.40	95.13
7	0.27	16.95	12.33	10.32	11.06	11.35	13.78	1.40	77.18
8	0.21	13.26	9.63	8.54	7.75	8.67	9.11	1.40	58.35
9	0.17	10.38	7.53	6.67	6.42	6.07	6.95	1.40	45.43
10	0.13	8.13	5.90	5.22	5.01	5.03	4.87	1.40	35.56
11	0.10	6.32	4.62	4.09	3.92	3.93	4.04	1.40	28.30
12	0.08	4.94	3.59	3.20	3.07	3.07	3.15	1.40	22.42
13	0.06	3.88	2.81	2.49	2.40	2.41	2.47	1.40	17.85
14	0.05	3.00	2.20	1.94	1.87	1.88	1.93	1.40	14.23
15	0.04	2.38	1.70	1.53	1.46	1.46	1.51	1.40	11.44
16	0.01	0.63	1.35	1.18	1.15	1.14	1.17	1.40	8.02
17	0.01	0.63	0.36	0.94	0.89	0.90	0.92	1.40	6.02
18	0.01	0.63	0.36	0.25	0.70	0.70	0.72	1.40	4.75
19	0.01	0.63	0.36	0.25	0.18	0.55	0.56	1.40	3.92
20			0.36	0.25	0.18	0.14	0.44	1.40	2.77
21				0.25	0.18	0.14	0.12	1.40	2.09
22					0.18	0.14	0.12	1.40	1.85
23						0.14	0.12	1.40	1.66
24							0.12	1.40	1.52

Tabel 4.18 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 th

T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m3/dtk	Debit Banjir m3/dtk
		81.46 mm/jam	47.43 mm/jam	33.71 mm/jam	26.00 mm/jam	20.96 mm/jam	17.36 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	75.75	0.00					1.40	77.15
2	1.19	96.94	44.11	0.00				1.40	142.45
3	0.78	56.54	48.44	31.35	0.00			1.40	137.73
4	0.60	38.88	31.99	39.95	24.08	0.00		1.40	136.29
5	0.42	30.13	25.36	26.39	30.81	19.41	0.00	1.40	133.50
6	0.35	28.27	19.87	20.16	20.36	24.84	16.08	1.40	130.97
7	0.27	22.08	16.46	14.12	15.55	16.41	20.57	1.40	106.59
8	0.21	17.27	12.85	11.70	10.89	12.53	13.59	1.40	80.24
9	0.17	13.52	10.06	9.14	9.02	8.78	10.38	1.40	62.30
10	0.13	10.59	7.87	7.15	7.05	7.27	7.27	1.40	48.60
11	0.10	8.23	6.17	5.60	5.51	5.68	6.02	1.40	38.61
12	0.08	6.44	4.79	4.38	4.32	4.44	4.70	1.40	30.47
13	0.06	5.05	3.75	3.40	3.38	3.48	3.68	1.40	24.14
14	0.05	3.91	2.94	2.66	2.63	2.72	2.88	1.40	19.15
15	0.04	3.10	2.28	2.09	2.05	2.12	2.26	1.40	15.29
16	0.01	0.81	1.80	1.62	1.61	1.66	1.75	1.40	10.66
17	0.01	0.81	0.47	1.28	1.25	1.30	1.37	1.40	7.89
18	0.01	0.81	0.47	0.34	0.99	1.01	1.08	1.40	6.10
19	0.01	0.81	0.47	0.34	0.26	0.80	0.83	1.40	4.92
20			0.47	0.34	0.26	0.21	0.66	1.40	3.34
21				0.34	0.26	0.21	0.17	1.40	2.38
22					0.26	0.21	0.17	1.40	2.04
23						0.21	0.17	1.40	1.78
24							0.17	1.40	1.57



Tabel 4.19. Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 50 th

T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m3/dtk	Debit Banjir m3/dtk
		98.60 mm/jam	58.08 mm/jam	41.84 mm/jam	32.71 mm/jam	26.74 mm/jam	22.40 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	91.70	0.00					1.40	93.10
2	1.19	117.33	54.01	0.00				1.40	172.74
3	0.78	66.91	65.12	36.91	0.00			1.40	170.34
4	0.60	50.16	43.30	42.58	30.29	0.00		1.40	167.73
5	0.42	41.31	32.16	32.76	33.60	24.76	0.00	1.40	166.00
6	0.35	34.21	24.64	25.02	25.61	31.69	20.74	1.40	163.31
7	0.27	26.72	20.40	17.53	19.56	20.94	26.54	1.40	133.10
8	0.21	20.90	15.93	14.52	13.71	15.99	17.54	1.40	99.99
9	0.17	16.37	12.47	11.34	11.35	11.20	13.40	1.40	77.52
10	0.13	12.82	9.76	8.87	8.86	9.28	9.39	1.40	60.38
11	0.10	9.96	7.64	6.95	6.93	7.25	7.77	1.40	47.90
12	0.08	7.79	5.94	5.44	5.43	5.67	6.07	1.40	37.74
13	0.06	6.11	4.65	4.23	4.25	4.44	4.75	1.40	29.82
14	0.05	4.73	3.65	3.31	3.30	3.48	3.72	1.40	23.58
15	0.04	3.75	2.82	2.59	2.58	2.70	2.91	1.40	18.76
16	0.01	0.99	2.23	2.01	2.03	2.11	2.26	1.40	13.03
17	0.01	0.99	0.59	1.59	1.57	1.66	1.77	1.40	9.56
18	0.01	0.99	0.59	0.42	1.24	1.28	1.39	1.40	7.31
19	0.01	0.99	0.59	0.42	0.33	1.02	1.08	1.40	5.81
20			0.59	0.42	0.33	0.27	0.85	1.40	3.85
21				0.42	0.33	0.27	0.22	1.40	2.64
22					0.33	0.27	0.22	1.40	2.22
23						0.27	0.22	1.40	1.89
24							0.22	1.40	1.62

Tabel 4.20 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 100 th

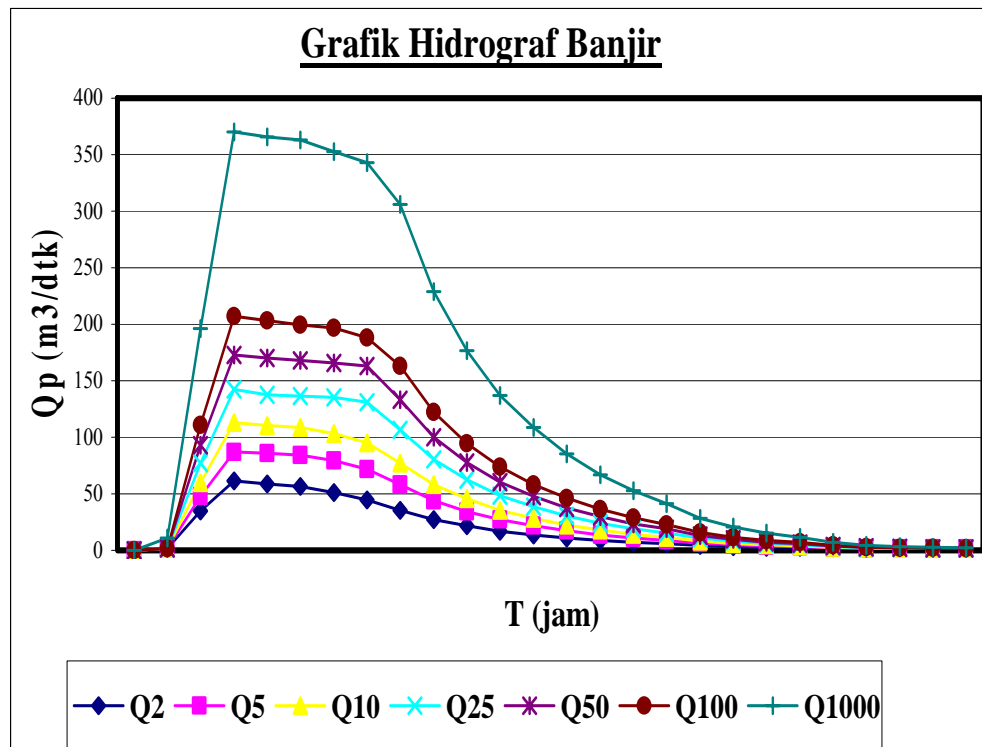
T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m3/dtk	Debit Banjir m3/dtk
		117.84 mm/jam	70.35 mm/jam	51.21 mm/jam	40.44 mm/jam	33.40 mm/jam	28.38 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	109.59	0.00					1.40	110.99
2	1.19	140.23	65.43	0.00				1.40	207.06
3	0.78	81.27	73.36	47.42	0.00			1.40	203.45
4	0.60	61.43	47.08	52.28	37.45	0.00		1.40	199.64
5	0.42	39.37	37.07	40.10	47.92	30.93	0.00	1.40	196.79
6	0.35	30.89	29.48	28.62	31.66	39.58	26.28	1.40	187.91
7	0.27	31.93	24.41	21.46	24.18	26.15	33.63	1.40	163.17
8	0.21	24.98	19.06	17.77	16.94	19.97	22.22	1.40	122.36
9	0.17	19.56	14.91	13.88	14.03	13.99	16.97	1.40	94.75
10	0.13	15.32	11.68	10.86	10.96	11.59	11.89	1.40	73.69
11	0.10	11.90	9.15	8.50	8.57	9.05	9.85	1.40	58.42
12	0.08	9.31	7.11	6.66	6.71	7.08	7.69	1.40	45.96
13	0.06	7.31	5.56	5.17	5.26	5.54	6.02	1.40	36.25
14	0.05	5.66	4.36	4.05	4.08	4.34	4.71	1.40	28.60
15	0.04	4.48	3.38	3.18	3.19	3.37	3.69	1.40	22.69
16	0.01	1.18	2.67	2.46	2.51	2.64	2.87	1.40	15.72
17	0.01	1.18	0.70	1.95	1.94	2.07	2.24	1.40	11.48
18	0.01	1.18	0.70	0.51	1.54	1.60	1.76	1.40	8.69
19	0.01	1.18	0.70	0.51	0.40	1.27	1.36	1.40	6.83
20			0.70	0.51	0.40	0.33	1.08	1.40	4.43
21				0.51	0.40	0.33	0.28	1.40	2.93
22					0.40	0.33	0.28	1.40	2.42
23						0.33	0.28	1.40	2.02
24							0.28	1.40	1.68

Tabel 4.21 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 1000 th

T (jam)	UH	Distribusi hujan jam-jaman						QB m <sup>3</sup> /dtk	Debit Banjir m <sup>3</sup> /dtk
		209.70 mm/jam	128.26 mm/jam	95.40 mm/jam	76.92 mm/jam	64.84 mm/jam	56.22 mm/jam		
0	0.00	0.00						1.40	1.40
1	0.93	195.02	0.00					1.40	196.42
2	1.19	249.54	119.28	0.00				1.40	370.22
3	0.78	149.20	131.99	83.38	0.00			1.40	365.97
4	0.60	108.40	72.76	109.05	71.23	0.00		1.40	362.84
5	0.42	67.86	57.60	74.70	91.15	60.04	0.00	1.40	352.75
6	0.35	62.77	48.74	41.05	60.23	76.84	52.06	1.40	343.08
7	0.27	56.83	44.51	39.97	46.00	50.77	66.62	1.40	306.10
8	0.21	44.46	34.76	33.10	32.23	38.77	44.02	1.40	228.74
9	0.17	34.81	27.19	25.85	26.69	27.17	33.62	1.40	176.73
10	0.13	27.26	21.29	20.22	20.85	22.50	23.56	1.40	137.08
11	0.10	21.18	16.67	15.84	16.31	17.57	19.51	1.40	108.48
12	0.08	16.57	12.95	12.40	12.77	13.75	15.24	1.40	85.07
13	0.06	13.00	10.13	9.64	10.00	10.76	11.92	1.40	66.85
14	0.05	10.07	7.95	7.54	7.77	8.43	9.33	1.40	52.48
15	0.04	7.97	6.16	5.91	6.08	6.55	7.31	1.40	41.37
16	0.01	2.10	4.87	4.58	4.77	5.12	5.68	1.40	28.52
17	0.01	2.10	1.28	3.63	3.69	4.02	4.44	1.40	20.56
18	0.01	2.10	1.28	0.95	2.92	3.11	3.49	1.40	15.25
19	0.01	2.10	1.28	0.95	0.77	2.46	2.70	1.40	11.67
20			1.28	0.95	0.77	0.65	2.14	1.40	7.19
21				0.95	0.77	0.65	0.56	1.40	4.33
22					0.77	0.65	0.56	1.40	3.38
23						0.65	0.56	1.40	2.61
24							0.56	1.40	1.96

Tabel 4.22. Hasil Perhitungan Debit Banjir Rencana

Periode Ulang (Tahun)	2	5	10	25	50	100	1000
Debit Rencana (m <sup>3</sup> /dtk)	61,37	86,97	112,87	142,45	172,74	207,06	370.22



Gambar 4.3. Hidrograf Banjir

Untuk perencanaan waduk, dipakai  $Q_{1000}$ . Dari perhitungan ketiga metode di atas didapat hasil perhitungan sebagai berikut :

Tabel 4.23. Rekap hasil perhitungan  $Q_{1000}$ 

No	Metode perhitungan	Periode ulang	Q (m <sup>3</sup> /dtk)
1	Haspers	1000	349.789
2	Manual Jawa Sumatra	1000	444.60
3	Hidrograf satuan sintetik Gamma I	1000	370.22

Untuk perencanaan digunakan hasil perhitungan metode hidrograf sintetik Gamma I dengan nilai  $Q_{1000} = 370,22 \text{ m}^3/\text{detik}$ . Karena metode Haspers  $Q_{1000}$  paling kecil, sehingga apabila terjadi banjir melebihi debit tersebut konstruksinya kurang aman, sementara untuk metode Jawa Sumatra  $Q_{1000}$  paling besar, ini akan membutuhkan biaya yang besar.

### 4.3 PERHITUNGAN HUBUNGAN ELEVASI TERHADAP VOLUME WADUK

Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume waduk ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1 : 50.000 dan beda tinggi (kontur) 1 (satu) m. Cari luas permukaan waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan dengan menggunakan rumus pendekatan volume sebagai berikut :

$$V_X = \frac{1}{3} \times Z \times (F_Y + F_X + \sqrt{F_Y \times F_X})$$

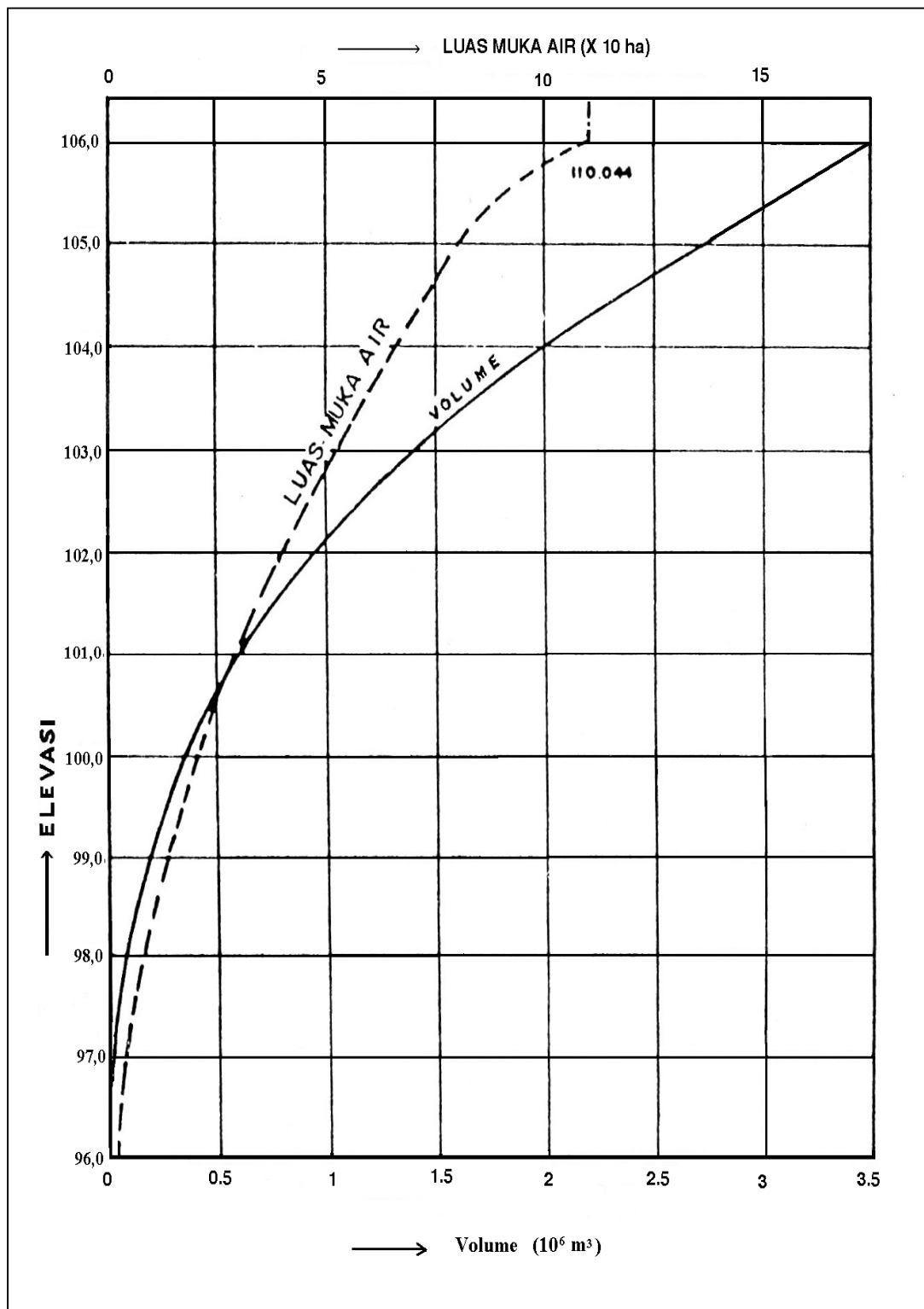
Dimana :

- $V_X$  = Volume pada kontur X
- $Z$  = Beda tinggi antar kontur
- $F_Y$  = Luas pada kontur Y
- $F_X$  = Luas pada kontur X

Hasil dari perhitungan tersebut di atas, kemudian dibuat grafik hubungan antara elevasi, volume waduk. Dari grafik tersebut dapat dicari luas dan volume setiap elevasi tertentu dari waduk.

Tabel 4.24 Perhitungan Volume Waduk Terhadap Elevasi dan Luas Permukaan

Elevasi (m)	Luas Genangan (m <sup>2</sup> )	Volume (m <sup>3</sup> )	Vol. Kumulatif (m <sup>3</sup> )
95	0	0	
96	2000	31000	31000
97	45000	65000	96000
98	55000	85200	181200
99	125000	187510	368710
100	187500	375300	744010
101	322500	605800	1349810
102	406250	815000	2164810
103	521250	1375000	3539810
104	656250	2000000	5539810
105	807500	2732600	8272410
106	1077500	3500000	11772410



Gambar 4.4. Grafik elevasi vs volume dan luas muka air

(Sumber : DPU Pengairan Kabupaten Sragen)

#### 4.4 PENELUSURAN BANJIR (*FLOOD ROUTING*)

Guna mengetahui tinggi muka air di waduk bisa dihitung dengan cara penelusuran banjir (*Flood routing*). Dan salah satu manfaat dari pembangunan bendungan adalah waduknya dapat digunakan untuk pengendalian banjir

Langkah–langkah yang dilakukan untuk melaksanakan penelusuran banjir adalah seperti diterangkan pada sub bab 2.4 Data-data yang digunakan untuk perhitungan adalah sebagai berikut:

1. *Hidrograf inflow* yang digunakan adalah *hidrograf* sintetik gamma I dengan periode ulang 1000 tahun, gambar 4.3.
2. *Grafik* hubungan antara elevasi, volume dan luas area permukaan waduk digunakan grafik gambar 4.4. pada sub bab 4.3.
3. *Digunakan* pelimpah ambang lebar dengan elevasi dan volume sebagai berikut:

$$\text{Elevasi} = + 103,50 \text{ m}$$

$$\text{Luas area permukaan waduk} = 109,211 \text{ m}^2$$

$$\text{Rumus pengaliran spillway} = Q = \frac{2}{3} \cdot Cd \cdot B \cdot \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot H^{\frac{3}{2}}$$

$$Cd = 1,05$$

$$B = 11 \text{ m}$$

Perhitungan penelusuran banjir dilakukan dengan menggunakan tabel dengan metode langkah demi langkah (*step by step method*) sebagai berikut :

**Bab IV Analisis Hidrologi**

*Tabel 4.25 Perhitungan penelusuran banjir (flood routing)*

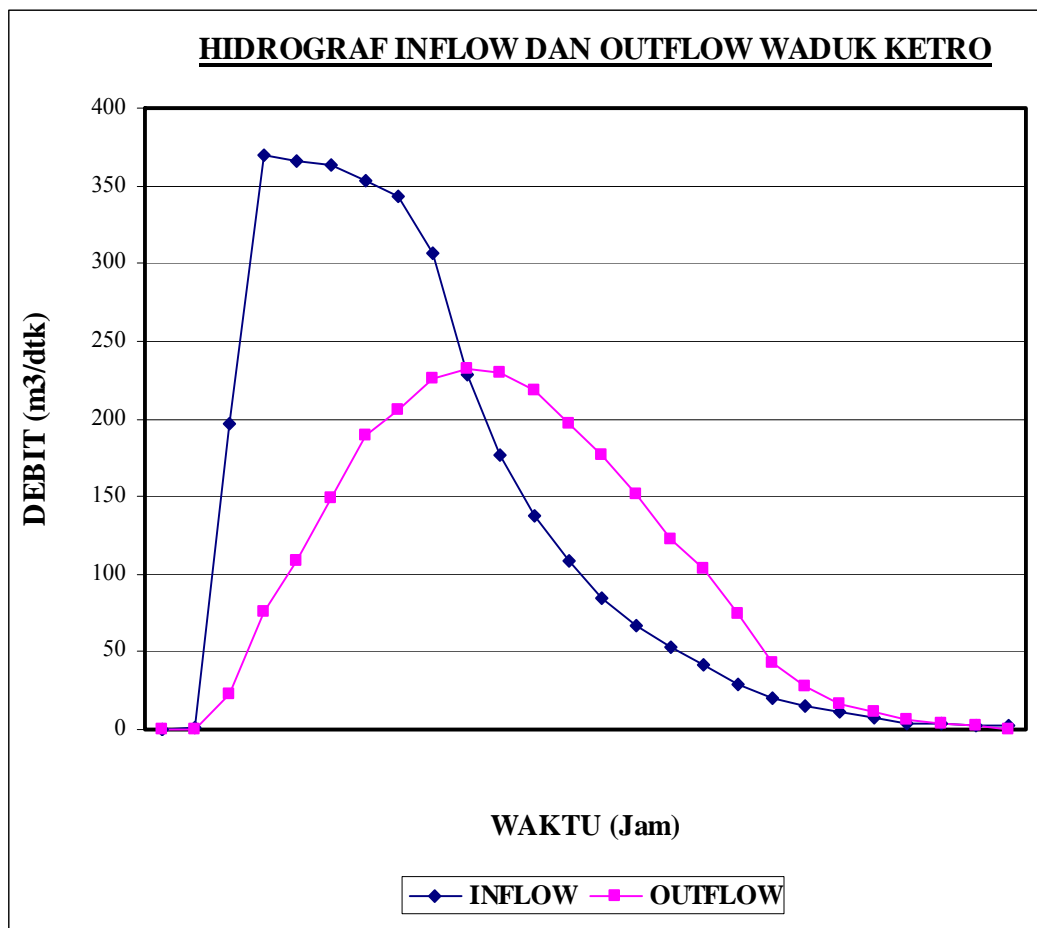
Elevasi spillway : + 103,50 m  
 g : 9,81  
 B : 11 m  
 Cd : 1,05

Jam ke	t (detik)	I Inflow (m <sup>3</sup> /dtk)	Ir rata-rata (m <sup>3</sup> /dtk)	Vol Ir*t (m <sup>3</sup> )	asumsi elevasi waduk (m)	O outflow (m <sup>3</sup> /dtk)	Or rata-rata (m <sup>3</sup> /dtk)	Vol Or*t (m <sup>3</sup> )	S storage banjir (m <sup>3</sup> )	Kumulatif storage x 10 <sup>3</sup>	Elev. MA waduk (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	3600	0.00	0.70	2520	103.50	0.00	0.11	396.23	2.12E+03	1.69E+06	103.50
1	3600	1.40	98.91	356076	103.55	0.22	11.65	41922.23	3.14E+05	1.69E+06	103.55
2	3600	196.42	283.32	1019952	103.60	23.07	49.52	178272.0	8.42E+05	2.00E+06	103.60
3	3600	370.22	368.10	1325142	103.78	75.97	92.15	331740.0	9.93E+05	2.85E+06	103.78
4	3600	365.97	364.41	1311858	103.86	108.33	128.81	463698.0	8.48E+05	3.84E+06	103.86
5	3600	362.84	357.80	1288062	103.93	149.28	169.06	608598.0	6.79E+05	4.69E+06	103.93
6	3600	352.75	347.92	1252494	104.04	188.83	197.30	710280.0	5.42E+05	5.37E+06	104.04
7	3600	343.08	324.59	1168524	104.16	205.77	215.97	777474.0	3.91E+05	5.91E+06	104.16
8	3600	306.10	267.42	962712	104.24	226.16	229.36	825696.0	1.37E+05	6.30E+06	104.24
9	3600	228.74	202.74	729846	104.30	232.56	231.06	831816.0	-1.02E+05	6.44E+06	104.30
10	3600	176.73	156.91	564858	104.26	229.56	223.77	805554.0	-2.41E+05	6.33E+06	104.26
11	3600	137.08	122.78	442008	104.22	217.97	207.18	745830.0	-3.04E+05	6.09E+06	104.22
12	3600	108.48	96.78	348390	104.15	196.38	186.22	670392.0	-3.22E+05	5.79E+06	104.15
13	3600	85.07	75.96	273456	104.09	176.06	163.68	589248.0	-3.16E+05	5.47E+06	104.09
14	3600	66.85	59.67	214794	104.01	151.30	136.69	492084.0	-2.77E+05	5.15E+06	104.01
15	3600	52.48	46.93	168930	103.94	122.08	112.60	405342.0	-2.36E+05	4.88E+06	103.94
16	3600	41.37	34.95	125802	103.89	103.11	88.53	318708.0	-1.93E+05	4.64E+06	103.89
17	3600	28.52	24.54	88344	103.83	73.95	58.17	209394.0	-1.21E+05	4.45E+06	103.83
18	3600	20.56	17.91	64458	103.78	42.38	34.85	125460.0	-6.10E+04	4.32E+06	103.78



19	3600	15.25	13.46	48456	103.72	27.32	21.77	78354.0	-2.99E+04	4.26E+06	103.72
20	3600	11.67	9.43	33948	103.69	16.21	14.02	50472.0	-1.65E+04	4.23E+06	103.69
21	3600	7.19	5.76	20736	103.66	11.83	9.08	32670.0	-1.19E+04	4.22E+06	103.66
22	3600	4.33	3.86	13878	103.62	6.32	5.02	18054.0	-4.18E+03	4.21E+06	103.62
23	3600	3.38	3.00	10782	103.58	3.71	3.04	10926.0	-1.44E+02	4.20E+06	103.58
24	3600	2.61	2.29	8226	103.52	2.36	1.18	4248.00	3.98E+03	4.20E+06	103.52
25		1.96			103.50	0.00				4.21E+06	103.50

Berdasarkan perhitungan *flood routing* di atas didapat bahwa *storage* maksimum yang terjadi adalah sebesar 6.440.000 m<sup>3</sup> dengan elevasi maksimum + 104,30 m.



Gambar 4.5. Hidrograf inflow dan outflow waduk Ketro