

---

---

## BAB IV

### ANALISIS HIDROLOGI

#### 4.1. Tinjauan Umum

Dalam merencanakan bangunan air, analisis yang penting perlu ditinjau adalah analisis hidrologi. Analisis hidrologi diperlukan untuk menentukan besarnya debit banjir rencana yang mana debit banjir rencana akan berpengaruh besar terhadap besarnya debit maksimum maupun kestabilan konstruksi yang akan dibangun. Pada perencanaan embung ini, analisis hidrologi untuk perencanaan embung, meliputi tiga hal (Soemarto, 1999), yaitu:

1. Aliran masuk (*inflow*) yang mengisi embung.
2. Tampungannya embung.
3. Banjir desain untuk menentukan kapasitas dan dimensi bangunan pelimpah (*spillway*).

Untuk menghitung semua besaran tersebut diatas, lokasi dari rencana embung harus ditentukan dan digambarkan pada peta. Hal ini dilakukan supaya penetapan dari hujan rata – rata dan evapotranspirasi yang tergantung dari tempat yang ditentukan. Perhitungan hidrologi sebagai penunjang pekerjaan desain, dibutuhkan data meteorologi dan hidrometri. Data hujan harian selanjutnya akan diolah menjadi data curah hujan rencana, yang kemudian akan diolah menjadi debit banjir rencana (Soemarto, 1999). Data hujan harian didapatkan dari beberapa stasiun di sekitar lokasi rencana embung, di mana stasiun tersebut masuk dalam *catchment area* atau daerah aliran sungai.

Adapun langkah-langkah dalam analisis hidrologi adalah sebagai berikut (Sosrodarsono, 1993) :

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai ( DAS ) beserta luasnya.
- b. Menentukan Luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan Sungai.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.

- 
- 
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
  - e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana diatas pada periode ulang T tahun.
  - f. Menghitung debit andalan yang merupakan debit minimum sungai yang dapat untuk keperluan air baku.
  - g. Menghitung neraca air yang merupakan perbandingan antara debit air yang tersedia dengan debit air yang dibutuhkan untuk keperluan air baku.

#### **4.2. Penentuan Daerah Aliran Sungai**

Sebelum menentukan daerah aliran sungai, terlebih dahulu menentukan lokasi bangunan air (embung) yang akan direncanakan. Dari lokasi embung ini ke arah hulu, kemudian ditentukan batas daerah aliran sungai dengan menarik garis imajiner yang menghubungkan titik-titik yang memiliki kontur tertinggi sebelah kiri dan kanan sungai yang di tinjau (Soemarto, 1999).

Dengan cara planimeter dari peta topografi didapat luas daerah aliran sungai (DAS) Sungai Kreo sebesar 46.62 km<sup>2</sup>. Untuk peta daerah aliran sungai (DAS) dapat dilihat pada lampiran 1.

#### **4.3 Analisis Curah Hujan**

##### **4.3.1 Analisis Curah Hujan Rata-Rata Daerah Aliran Sungai**

Dari metode perhitungan curah hujan yang ada, digunakan metode Thiessen karena kondisi topografi dan jumlah stasiun memenuhi syarat untuk digunakan metode ini. Adapun jumlah stasiun yang masuk di lokasi daerah pengaliran sungai berjumlah tiga buah stasiun yaitu Sta Boja, Mijen dan Gunungpati.

Dari tiga stasiun tersebut masing-masing dihubungkan untuk memperoleh luas daerah pengaruh dari tiap stasiun. Di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun.

Berdasarkan hasil pengukuran dengan planimeter, luas pengaruh dari tiap stasiun ditunjukkan pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1. Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Sungai Kreo

No Sta.	Nama Stasiun	Luas DPA( Km <sup>2</sup> )	Bobot ( % )
37	Boja	9,557	20,5
44	Mijen	26,899	57,7
46	Gunungpati	10,163	21,8
	Luas Total	46,62	100

#### 4.3.2. Analisis Curah Hujan Dengan Metode Thiessen

Untuk perhitungan curah hujan dengan metode Thiessen digunakan persamaan (2.7) (Soemarto, 1999)

Persamaan :

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

dimana :

$\bar{R}$  = Curah hujan maksimum rata-rata (mm)

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan pada stasiun 1,2,.....,n (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas daerah pada polygon 1,2,.....,n (Km<sup>2</sup>)

Hasil perhitungan curah hujan ditunjukkan pada tabel 4.2

Tabel 4.2 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Harian Maksimum dengan Metode Thiessen

Max di stasiun Boja

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata			
		Sta 37 Boja 20.50%	Sta 44 Mijen 57.70%	Sta 46 Gunung 21.80%	Rata-rata 100%
1	1980	350	250	181	255
2	1981	288	215	197	226
3	1982	148	231	149	196
4	1983	135	53	0	58
5	1984	155	130	33	114
6	1985	205	272	198	242
7	1986	125	75	31	76
8	1987	98	103	149	112
9	1988				
10	1989				
11	1990				
12	1991	93	38	47	51
13	1992	116	77	65	82
14	1993	236	144		131
15	1994	121	65	70	78

Max di stasiun Mijen

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata			
		Sta 37 Boja 20.50%	Sta 44 Mijen 57.70%	Sta 46 Gunung 21.80%	Rata-rata 100%
1	1980	350	250	181	255
2	1981	288	215	197	226
3	1982	148	231	149	196
4	1983	122	279	58	199
5	1984	155	130	33	114
6	1985	205	272	198	242
7	1986	43	81	39	64
8	1987	98	103	149	112
9	1988		136	145	110
10	1989		137	132	108
11	1990		218	179	165
12	1991	45	178	57	124
13	1992	40	86	48	68
14	1993	236	144		131
15	1994	72	136	130	122

Max di stasiun Gunung pati

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata			
		Sta 37 Boja	Sta 44 Mijen	Sta 46 Gunungpati	Rata-rata
		20.50%	57.70%	21.80%	100%
1	1980	350	250	181	255
2	1981	288	215	197	226
3	1982	148	231	149	196
4	1983	58	50	66	55
5	1984	81	69	106	80
6	1985	205	272	198	242
7	1986	76	81	134	92
8	1987	98	103	149	112
9	1988		85	175	87
10	1989		137	132	108
11	1990		218	179	165
12	1991		130	107	98
13	1992	46	58	92	63
14	1993	26	44	63	44
15	1994	72	136	130	122

No	Tahun	hasil curah hujan areal ( mm ) berdasarkan			MAX
		Sta 37 Boja	Sta 44 Mijen	Sta 46 Gunungpati	
1	1980	255	255	255	255
2	1981	226	226	226	226
3	1982	196	196	196	196
4	1983	58	199	55	199
5	1984	114	114	80	114
6	1985	242	242	242	242
7	1986	76	64	92	92
8	1987	112	112	112	112
9	1988	0	110	87	110
10	1989	0	108	108	108
11	1990	0	165	165	165
12	1991	51	124	98	124
13	1992	82	68	63	82
14	1993	131	131	44	131
15	1994	78	122	122	122

Sumber : (Soemarto, 1999)

---

---

#### 4.4. Analisis Frekuensi Curah Hujan Rencana

Dari hasil perhitungan curah hujan rata-rata maksimum metoda thiessen di atas perlu ditentukan kemungkinan terulangnya curah hujan harian maksimum guna menentukan debit banjir rencana.

##### 4.4.1. Pengukuran Dispersi

Suatu kenyataan bahwa tidak semua nilai dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya, tetapi kemungkinan ada nilai yang lebih besar atau lebih kecil dari nilai rata-ratanya (Sosrodarsono&Takeda, 1993). Besarnya dispersi dapat dilakukan pengukuran dispersi, yakni melalui perhitungan parametrik statistik untuk  $(X_i - X)$ ,  $(X_i - X)^2$ ,  $(X_i - X)^3$ ,  $(X_i - X)^4$  terlebih dahulu.

Dimana :

$X_i$  = Besarnya curah hujan daerah (mm)

$X$  = Rata-rata curah hujan maksimum daerah (mm)

Perhitungan parametrik stasistik dapat dilihat pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Parameter Statistik Curah Hujan (Sosrodarsono, 1993)

No	Tahun	R24 Max	X-Xbar	(X-Xbar) <sup>2</sup>	(X-Xbar) <sup>3</sup>	(X-Xbar) <sup>4</sup>
1	1980	255	103.57	10,725.92	1,110,840.25	115,045,281.68
2	1981	226	74.15	5,498.07	407,676.70	30,228,819.92
3	1982	196	44.22	1,955.14	86,450.56	3,822,584.50
4	1983	199	46.75	2,185.10	102,142.27	4,774,640.27
5	1984	114	-37.91	1,437.40	-54,495.98	2,066,106.02
6	1985	242	90.24	8,143.44	734,872.00	66,315,583.78
7	1986	92	-60.36	3,643.69	-219,944.17	13,276,489.71
8	1987	112	-39.89	1,591.13	-63,468.68	2,531,702.06
9	1988	110	-41.81	1,748.08	-73,087.06	3,055,770.05
10	1989	108	-44.07	1,941.90	-85,573.73	3,770,977.51
11	1990	165	12.92	166.82	2,154.69	27,829.93
12	1991	124	-27.54	758.18	-20,876.38	574,831.19
13	1992	82	-69.51	4,832.06	-335,890.79	23,348,776.48
14	1993	131	-20.42	417.14	-8,519.66	174,005.59
15	1994	122	-30.32	919.30	-27,873.25	845,116.90
	jml	2,213.68		45,963.36	1,554,406.77	269,858,515.59
	rata2	151.89				

Macam pengukuran dispersi antara lain sebagai berikut :

### 1. Deviasi Standart (S)

Perhitungan deviasi standar digunakan persamaan sebagai berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Dimana : S = Deviasi standart  $\bar{X}$  = Nilai rata-rata variat

$X_i$  = Nilai variat ke i n = jumlah data

$$S = \sqrt{\frac{45.953,36}{15 - 1}}$$

$$S = 57,3$$

---



---

## 2. Koefisien Skewness (CS)

Perhitungan koefisien skewness digunakan persamaan sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$CS = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

Di mana :

CS = koefisien Skewness

$X_i$  = Nilai variat ke i

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata variat

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

$$CS = \frac{15 \times (1.554.406,77)}{(15-1)(15-2)57,3^3}$$

$$CS = 0,681$$

## 3. Pengukuran Kurtosis (CK)

Perhitungan kurtosis digunakan persamaan sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$CK = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S^4}$$

Dimana :

CK = Koefisien Kurtosis

$X_i$  = Nilai variat ke i

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata variat

n = Jumlah data

S = Deviasi standar



---



---


$$CK = \frac{\frac{1}{15} \times (269.858.5 - 15,59)}{57,3^4}$$

$$CK = 1,66$$

#### 4. Koefisien Variasi (CV)

Perhitungan koefisien variasi digunakan persamaan sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

$$CV = \frac{S}{\bar{X}}$$

Dimana :

CV = Koefisien variasi

$\bar{X}$  = Nilai rata-rata variat

S = Standart deviasi

$$CV = \frac{57,3}{151,89}$$

$$CV = 0,377$$

#### 4.4.2. Analisis Jenis Sebaran

##### 1. Metode Gumbel Tipe I

Menghitung curah hujan dengan persamaan-persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n}(Y_T - Y_n)$$

Dimana

$$\bar{X} = 151,89$$

$$S = 57,3$$

$$Y_n = 0,5128 \text{ (Tabel 2.7)}$$

$$S_n = 1.0206 \text{ (Tabel 2.8)}$$

$$Y_T = -\ln \left[ -\ln \frac{T-1}{T} \right] \quad (\text{Tabel 2.9})$$

Tabel 4.4 Distrbusi Sebaran Metode Gumbel Tipe I

No	Periode	X	S	Yt	Yn	Sn	Xt
1	2	151,89	57,3	0,3665	0,5128	1,0206	143,68
2	5	151,89	57,3	1,4999	0,5128	1,0206	207,31
3	10	151,89	57,3	2,2502	0,5128	1,0206	249,43
4	25	151,89	57,3	3,1985	0,5128	1,0206	302,67
5	50	151,89	57,3	3,9019	0,5128	1,0206	342,17
6	100	151,89	57,3	4,6001	0,5128	1,0206	381,37
7	200	151,89	57,3	5,296	0,5128	1,0206	420,44
8	1000	151,89	57,3	6,919	0,5128	1,0206	511,56

Sumber : (Soewarno, 1995)

## 2. Metode Log Pearson III

Menghitung curah hujan dengan Metode Log Pearson III :

Tabel 4.5 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III

Tahun	x	Log X	Logxi - Log Xrt	(Logxi-LogXrt)^2	(Log xi - Log xrt)^3	(Log xi - Log xrt)^4
1980	255	2,407	0,253	0,0642	0,01626	0,00412
1981	226	2,354	0,200	0,0401	0,00803	0,00161
1982	196	2,292	0,139	0,0192	0,00266	0,00037
1983	199	2,298	0,144	0,0208	0,00299	0,00043
1984	114	2,057	-0,097	0,0094	-0,00092	0,00009
1985	242	2,384	0,230	0,0529	0,01218	0,00280
1986	92	1,962	-0,192	0,0370	-0,00712	0,00137
1987	112	2,049	-0,105	0,0110	-0,00115	0,00012
1988	110	2,042	-0,112	0,0126	-0,00141	0,00016
1989	108	2,033	-0,121	0,0147	-0,00178	0,00022
1990	165	2,217	0,063	0,0040	0,00025	0,00002
1991	124	2,095	-0,059	0,0035	-0,00021	0,00001
1992	82	1,916	-0,238	0,0567	-0,01350	0,00322
1993	131	2,119	-0,035	0,0012	-0,00004	0,00000
1994	122	2,085	-0,069	0,0048	-0,00033	0,00002
Jumlah	2213,68	32,309	0,00	0,3521	0,01591	0,01455
Rerata	151,89	2,15				

Sumber : (Soewarno, 1995)

$$Y = \bar{Y} + k.S \text{ sehingga persamaan menjadi } \log X = \overline{\log(X)} + k(\overline{S \log(X)})$$

Dimana : Y = nilai logaritma dari x

$$\bar{Y} = \text{rata-rata hitung nilai Y atau } \overline{\log(X)} = \frac{\sum \log(X)}{n} = 2.15$$

$$S = \text{deviasi standar menjadi } \overline{S \log(X)} = \sqrt{\frac{\sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^2}{n-1}}$$

$$= 0.158$$

$$\text{Nilai kemecengan } CS = \frac{n \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log(X)})^3} = 0.332$$

didapat k (Tabel 2.10)

Tabel 4.6 Distribusi Sebaran Metode Log Pearson Tipe III

No	Periode	Peluang	S Log x	Log xrt	Cs	k	Y = Log x	x
1	2	50	0,158	2,15	0,332	-0,0500	2,1421	138,708
2	5	20	0,158	2,15	0,332	0,8240	2,2802	190,630
3	10	10	0,158	2,15	0,332	1,3090	2,3568	227,417
4	25	4	0,158	2,15	0,332	1,8490	2,4421	276,785
5	50	2	0,158	2,15	0,332	2,2110	2,4993	315,746
6	100	1	0,158	2,15	0,332	2,5440	2,5520	356,412
7	200	0,5	0,158	2,15	0,332	2,8560	2,6012	399,253
8	1000	0,1	0,158	2,15	0,332	3,5250	2,7070	509,272

Sumber : (Soewarno, 1995)

### 3. Metode Log Normal

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

Dimana:

$$\bar{X} = 151,89$$

$$S = 57,3$$

$$k = (\text{Tabel 2.11 untuk } CS = 0.681)$$

Tabel 4.7 Distribusi Sebaran Metode Log Normal 3 Parameter

No	Periode	Peluang	Xrt	S	CS	k	Y
1	2	50	151,3	57,3	0,647	-0,10	145,80
2	5	80	151,3	57,3	0,647	0,79	196,74
3	10	90	151,3	57,3	0,647	0,32	169,60
4	25	95	151,3	57,3	0,647	17,89	1176,67
5	50	98	151,3	57,3	0,647	23,60	1503,58
6	100	99	151,3	57,3	0,647	27,67	1736,50

Sumber : (Soewarno, 1995)

Tabel 4.8 Curah hujan Rancangan DAS Sungai Kreo

Periode (th)	Gumbel Tipe I	Log Pearson Tipe III	Log Normal
2	143,68	138,71	145,80
5	207,31	190,63	196,74
10	249,43	227,42	169,60
25	302,67	276,78	1176,67
50	342,17	315,75	1503,58
100	381,37	356,41	1736,50
200	420,44	399,25	-
1000	511,56	509,27	-

Tabel 4.9 Syarat Pemilihan Jenis Distribusi

No.	Jenis	Syarat	Hasil Hitungan	Keterangan
1	Distribusi Log Normal	CS=0 CS=3CV+CV <sup>3</sup>	CS=0.681 CK=1.66	Tidak memenuhi Tidak memenuhi
2	Distribusi Gumbel Tipe I	CS<1.1396 CK<5.4002	CS=0.332 CK=1.66	Memenuhi Memenuhi
3	Distribusi Log Pearson Tipe III	CS=0 Ck=1.5Cs (ln X) <sup>2</sup> +3	CS=0.59 CK=1.61	Tidak memenuhi Tidak memenuhi

Sumber : (Soewarno, 1995)

Dari pengujian yang dilakukan di atas jenis sebaran yang memenuhi syarat adalah sebaran Gumbel tipe I. Dari jenis sebaran yang telah memenuhi syarat tersebut perlu kita uji kecocokan sebarannya

---



---

dengan beberapa metode. Hasil uji kecocokan sebaran menunjukkan distribusinya dapat diterima atau tidak.

#### 4.4.3. Pengujian Kecocokan Sebaran

##### 4.4.3.1. Uji Sebaran Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran Gumbel tipe I data curah hujan, digunakan metode Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*) (Soewarno, 1995).

Digunakan persamaan sebagai berikut :

$$K = 1 + 3.322 \log n = 1 + 3.322 \log 15 = 4.9069752 \approx 5$$

$$DK = K - (P + 1) = 5 - (1 + 1) = 3$$

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

$$E_i = \frac{n}{K} = \frac{15}{5} = 3$$

$$\Delta X = (X_{\text{maks}} - X_{\text{min}}) / K - 1 = (255 - 82) / 5 - 1 = 43,25$$

$$X_{\text{awal}} = X_{\text{min}} - \frac{1}{2}\Delta X = (82 - 21.625) = 60.375$$

di mana :

K = jumlah kelas

DK = derajat kebebasan  
= K - (P + 1)

P = nilai untuk distribusi normal dan binominal P = 2 dan untuk distribusi poisson P = 1

n = jumlah data

$X_h^2$  = harga *chi square*

O<sub>i</sub> = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

E<sub>i</sub> = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-1

Nilai  $X_h^2$  dicari pada Tabel 2.6 dengan menggunakan nilai DK = 3 dan derajat kepercayaan 5% lalu dibandingkan dengan nilai  $X_h^2$  hasil perhitungan pada Tabel 4.6 Syarat yang harus dipenuhi yaitu

$Xh^2$  hitungan  $< Xh^2$  tabel (Soewarno, 1995). Perhitungan nilai  $Xh^2$  disajikan pada Tabel 4.10 berikut :

Tabel 4.10 Chi Square Distribusi Sebaran Data Curah Hujan Stasiun BMG Metode Distribusi Log Pearson III

No	Kemungkinan	Jumlah Data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2 / E_i$
		$E_i$	$O_i$		
1	60,38 < X < 103,63	3	2	1	0,33
2	103,63 < X < 146,88	3	7	16	5,33
3	146,88 < X < 190,13	3	1	4	1,33
4	190,13 < X < 233,38	3	3	4	1,33
5	233,38 < X < 276,63	3	2	1	0,33
Jumlah			15		8,66

$$\begin{aligned}
 \text{Chi-Square Hitung } (Xh^2) &= 8,66 \\
 n &= 15 \\
 K &= 5 \\
 \text{Derajat Kebebasan (DK)} &= 3 \\
 \text{DK} = \text{Derajat Signifikasi} &= 3 \\
 \text{Chi-Square Kritis } (Xh^{2cr}) &= 7,815
 \end{aligned}$$

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

Sumber : (Soewarno, 1995)

Dari pengujian yang dilakukan dengan menggunakan metode *chi square* didapat bahwa  $(Xh^2) = 8,66$ ; sedangkan  $(Xh^2)_{kritis} = 7,815$  (dengan tingkat kepercayaan  $\alpha = 5\%$ ). Karena  $(Xh^2) < (Xh^2)_{kritis}$  maka data dapat diterima.

#### 4.4.3.2. Uji Sebaran Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan smirnov – kolmogorov, sering juga uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujian tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Dari metode Gumbel Tipe I didapat persamaan sebagai berikut (Soewarno, 1995):

$$\begin{aligned}
 X_{rt} &= 151,89 \\
 S &= 57,3
 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Uji Kecocokan Sebaran dengan Smirnov-Kolmogorov

x	m	P(X) = M/(N+1)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
1	2	3	4 = nilai1- 3	5	6	7 = nilai1-6	8
255	1	0,063	0,938	7,862	0,071	0,929	0,009
226	2	0,125	0,875	6,495	0,143	0,857	0,018
196	3	0,188	0,813	5,080	0,214	0,786	0,027
199	4	0,250	0,750	5,222	0,286	0,714	0,036
114	5	0,313	0,688	1,214	0,357	0,643	0,045
242	6	0,375	0,625	7,249	0,429	0,571	0,054
92	7	0,438	0,563	0,177	0,500	0,500	0,063
112	8	0,500	0,500	1,120	0,571	0,429	0,071
110	9	0,563	0,438	1,025	0,643	0,357	0,080
108	10	0,625	0,375	0,931	0,714	0,286	0,089
165	11	0,688	0,313	3,619	0,786	0,214	0,098
124	12	0,750	0,250	1,686	0,857	0,143	0,107
82	13	0,813	0,188	-0,295	0,929	0,071	0,116
131	14	0,875	0,125	2,016	1,000	0,000	0,125
122	15	0,938	0,063	1,591	1,071	-0,071	0,134

Sumber : (Soewarno, 1995)

Dari perhitungan nilai D, Tabel 4.11, menunjukkan nilai D<sub>mak</sub> = 0.134, data pada peringkat m = 15. dengan menggunakan data pada Tabel 2.12, untuk derajat kepercayaan 5 % maka diperoleh D<sub>o</sub> = 0,34 untuk N=15. Karena nilai D<sub>mak</sub> lebih kecil dari nilai D<sub>o</sub> (0.134<0.34) maka persamaan distribusi yang diperoleh dapat diterima.

#### 4.4.4. Perhitungan Intensitas Curah Hujan

Perhitungan intensitas curah hujan ini menggunakan metode Dr. Mononobe yang merupakan sebuah variasi dari persamaan – persamaan curah hujan jangka pendek, persamaannya sebagai berikut (Soemarto, 1999):

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

Tabel 4.12 Perhitungan intensitas curah hujan

t (jam)	R24							
	R 2	R 5	R 10	R 25	R 50	R 100	R 200	R 1000
	143,68	207,31	249,43	302,67	342,17	381,37	420,44	511,56
1	49,81	71,87	86,47	104,93	118,62	132,21	145,76	177,35
2	31,38	45,28	54,48	66,10	74,73	83,29	91,82	111,72
3	23,95	34,55	41,57	50,45	57,03	63,56	70,07	85,26
4	19,77	28,52	34,32	41,64	47,08	52,47	57,84	70,38
5	17,03	24,58	29,57	35,89	40,57	45,22	49,85	60,65
6	15,09	21,77	26,19	31,78	35,93	40,04	44,14	53,71
7	13,61	19,64	23,63	28,68	32,42	36,13	39,83	48,46
8	12,45	17,97	21,62	26,23	29,66	33,05	36,44	44,34
9	11,51	16,61	19,99	24,25	27,42	30,56	33,69	40,99
10	10,73	15,48	18,63	22,61	25,56	28,48	31,40	38,21
11	10,07	14,53	17,48	21,22	23,98	26,73	29,47	35,86
12	9,50	13,71	16,50	20,02	22,63	25,22	27,81	33,84
13	9,01	13,00	15,64	18,98	21,46	23,91	26,36	32,08
14	8,57	12,37	14,89	18,06	20,42	22,76	25,09	30,53
15	8,19	11,82	14,22	17,25	19,50	21,74	23,96	29,16
16	7,84	11,32	13,62	16,53	18,68	20,82	22,96	27,93
17	7,53	10,87	13,08	15,87	17,94	20,00	22,05	26,82
18	7,25	10,46	12,59	15,28	17,27	19,25	21,22	25,82
19	7,00	10,09	12,14	14,74	16,66	18,57	20,47	24,91
20	6,76	9,75	11,74	14,24	16,10	17,94	19,78	24,07
21	6,54	9,44	11,36	13,79	15,58	17,37	19,15	23,30
22	6,34	9,15	11,01	13,36	15,11	16,84	18,56	22,59
23	6,16	8,89	10,69	12,97	14,67	16,35	18,02	21,93
24	5,99	8,64	10,39	12,61	14,26	15,89	17,52	21,31

#### 4.4.5. Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dalam perhitungan debit banjir rencana dalam perencanaan bendungan ini menggunakan metode sebagai berikut (Sosrodarsono&Takeda, 1984) :

##### 1. Persamaan Rasional

Persamaan :

$$Q_r = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

di mana :

$Q_r$  = debit maksimum rencana ( $m^3/det$ )

$I$  = intensitas curah hujan selama konsentrasi (mm/jam)

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



A = luas daerah aliran (km<sup>2</sup>)

C = koefisien *run off*

$$t = \frac{l}{w}$$

T = Waktu konsentrasi ( jam )

$$w = 20 \frac{H^{0,6}}{l} (m / det)$$

$$w = 72 \frac{H^{0,6}}{l} (Km / jam)$$

w = waktu kecepatan perambatan (m/det atau Km/jam)

l = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau  
= 16.25 Km

A = luas DAS (Km<sup>2</sup>) = 46.62 Km<sup>2</sup>

H = beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau =  
1,81 Km

Tabel 4.13 Perhitungan Debit Metode Rasional

No.	Periode Ulang	A Km <sup>2</sup>	R24 mm	L Km	H Km	C	w	t	l	Qt
	tahun						Km/jam	jam	mm/jam	m <sup>3</sup> /det
1	2	46,62	143,68	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	26,554	94,64
2	5	46,62	207,31	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	38,315	136,56
3	10	46,62	249,43	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	46,101	164,31
4	25	46,62	302,67	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	55,941	199,38
5	50	46,62	342,17	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	63,239	225,39
6	100	46,62	381,37	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	70,484	251,21
7	200	46,62	420,44	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	77,705	276,95
8	1000	46,62	511,56	16,25	1,81	0,275	6,325	2,569	94,546	336,97

Sumber : (Sosrodarsono&Takeda, 1984)

## 2. Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode Melchoir.

Perhitungan debit banjir dengan metode MELCHOIR tidak kami lakukan mengingat luas DAS Sungai Kreo < 100 Km<sup>2</sup>, yaitu sekitar

46.62 71 Km<sup>2</sup>. Persamaan Melchoir digunakan untuk luas DAS > 100 Km<sup>2</sup> (Loebis, 1987).

### 3. Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode Weduwen.

Digunakan persamaan (Loebis, 1987) :

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \cdot \frac{R_n}{240}$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta \cdot q + 7}$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A}$$

$$q_n = \frac{67,65}{t + 1,45}$$

$$t = 0,125 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25}$$

di mana :

$Q_n$  = debit banjir (m<sup>3</sup>/det) dengan kemungkinan tak terpenuhi n %

$R_n$  = curah hujan harian maksimum (mm/hari) dengan kemungkinan tidak terpenuhi n %

$\alpha$  = koefisien limpasan air hujan (*run off*)

$\beta$  = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

$q_n$  = curah hujan (m<sup>3</sup>/det.km<sup>2</sup>)

$A$  = luas daerah aliran (km<sup>2</sup>) sampai 100 km<sup>2</sup>

$t$  = lamanya curah hujan (jam) yaitu pada saat-saat kritis curah hujan yang mengacu pada terjadinya debit puncak, tidak sama dengan waktu konsentrasi Melchior

$L$  = panjang sungai (km)

$I$  = gradien (Melchior) sungai atau medan

Luas DAS ( $A$ ) = 46.62 km<sup>2</sup>

Panjang Sungai ( $L$ ) = 18 km

---



---


$$\text{Kemiringan Sungai (I)} = 0.1017$$

$$\text{dicoba } t = 2 \text{ jam}$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A} = 0.7965$$

$$q_n = \frac{67,65}{t+1,45} = 19.608 \text{ m}^3/\text{det.km}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta \cdot q + 7} = 0.82$$

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A = 599,37 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t = 0,125 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25} = 1.79 \text{ jam}$$

$$\text{dicoba } t = 1.77 \text{ jam}$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \cdot A}{120 + A} = 0.792$$

$$q_n = \frac{67,65}{t+1,45} = 21 \text{ m}^3/\text{det.km}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta \cdot q + 7} = 0.83$$

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A = 644,62 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t = 0,125 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25} = 1.46026 \text{ jam} \approx 1.46 \text{ jam}$$

didapat  $t = 1.775$   
jam

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \cdot \frac{R_n}{240} = 2,69 R_n$$

Tabel 4.14 Perhitungan Debit Metode Weduwen (Leobis, 1987)

No.	Periode	Rn (mm)	Q (m3/det)
1	2	143,68	386,49
2	5	207,31	557,66
3	10	249,43	670,98
4	25	302,67	814,19
5	50	342,17	920,43
6	100	381,37	1025,87
7	200	420,44	1130,97
8	1000	511,56	1376,09

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

Perhitungan debit banjir rencana untuk metode ini menggunakan persamaan-persamaan sebagai berikut (Loebis, 1987) :

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

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

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

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

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

a. Untuk  $t < 2$  jam

$$R_n = \frac{tR_{24}}{t + 1 - 0.0008 \cdot (260 - R_{24})(2 - t)^2}$$

b. Untuk  $2 \text{ jam} \leq t \leq 19 \text{ jam}$

$$R_n = \frac{tR_{24}}{t + 1}$$

c. Untuk  $19 \text{ jam} \leq t \leq 30 \text{ jam}$

$$R_n = 0.707R_{24}\sqrt{t + 1}$$

dimana t dalam jam dan  $R_t, R_{24}$  (mm)

Perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang T tahun menggunakan metode Haspers disajikan dalam Tabel 4.15

Tabel 4.15 Perhitungan Debit Banjir Dengan Metode Hasper

No	Periode	R24	A	L	l	t	Rn	qn	Kof. Red	Kof. Alir	Q
	tahun	mm	Km <sup>2</sup>	Km				m <sup>3</sup> /det.km			m <sup>3</sup> /det
1	2	143,68	46,62	18	0,114	2,586	104,546	11,23	0,266	0,262	395,73
2	5	207,31	46,62	18	0,114	2,586	150,109	16,12	0,266	0,262	568,20
3	10	249,43	46,62	18	0,114	2,586	180,027	19,34	0,266	0,262	681,44
4	25	302,67	46,62	18	0,114	2,586	217,564	23,37	0,266	0,262	823,53
5	50	342,17	46,62	18	0,114	2,586	245,211	26,34	0,266	0,262	928,18
6	100	381,37	46,62	18	0,114	2,586	272,489	29,27	0,266	0,262	1031,43
7	200	420,44	46,62	18	0,114	2,586	299,516	32,17	0,266	0,262	1133,73
8	1000	511,56	46,62	18	0,114	2,586	361,932	38,87	0,266	0,262	1369,99

Sumber : (Loebis, 1987)

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

Untuk perhitungan debit banjir rencana Metode Manual Jawa Sumatra penulis gunakan *metode regresi* karena penulis tidak memiliki data pengamatan debit Sungai Kreo. Dengan data hujan harian yang tersedia dan luas daerah pengaliran sungai.

Penentuan parameter

- **AREA**

Luas DAS ditentukan dari peta topografi yang tersedia yaitu luas DAS sungai Kreo 46.62 km<sup>2</sup>.

- **APBAR**

Mendapatkan APBAR dapat dihitung dengan data curah hujan yang terbesar 1 hari dengan data:

$$\text{Arf} = 0.946$$

$$\text{PBAR} = 244 \text{ mm}$$

$$\text{APBAR} = \text{PBAR} \times \text{Arf} = 230,824 \text{ mm}$$

- **SIMS**

Nilai sims adalah indek yang menunjukan besarnya kemiringan alur sungai yaitu dengan persamaan

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

$$S = (1945 - 114) / 18000$$

$$S = 0.1017$$

Didapat SIMS = 0.1017

- **LAKE**

Nilai ini harus berada  $0 \leq \text{lake} \leq 0.25$

$$\text{LAKE} = \frac{\text{luas DAS hulu}}{\text{luas DAS}} = \frac{9.315}{46,62} = 0.2$$

Berdasarkan persamaan berikut:

$$\bar{X} = 10^A X_1^B X_2^C$$

Dan berdasarkan 4 parameter DAS: AREA, APBAR, SIMS, dan LAKE telah diperoleh persamaan regresi, dengan model matematik:

$$\bar{X} = (8.00) \times (10^{-6}) (AREA)^V (APBAR)^{2.445} (SIMS)^{0.117} (1 + LAKE)^{-0.85}$$

Dari persamaan diatas dapat dihitung nilai V

$$V = 1.02 - 0.0275 \log .AREA$$

$$V = 0.99$$

Maka nilai

$$\bar{X} = (8.00) \times (10^{-6}) (46,62)^{0.99} (230,824)^{2.445} (0.1017)^{0.117} (1 + 0.2)^{-0.85}$$

$$X = 141,17 \text{ m}^3/\text{det}$$

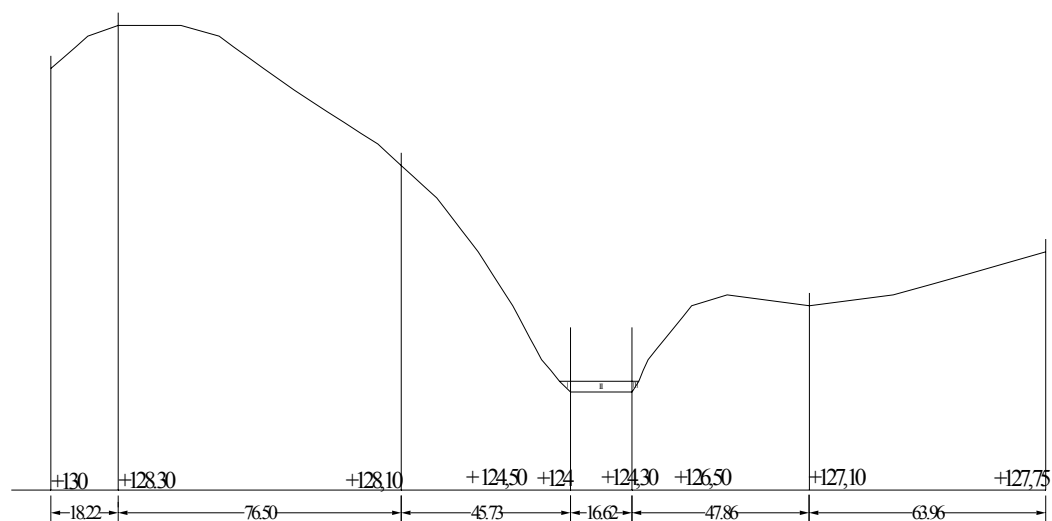
$$Q = GF \times X$$

Tabel 4.16 Perkiraan Debit Puncak Banjir Tahunan Rata – Rata DAS Sungai Kreo Dengan Metode Persamaan Regresi

No.	Periode Ulang	GF	X	Debit (m <sup>3</sup> /det)
1	2	1	141.17	141.17
2	5	1.28	141.17	180.70
3	10	1.56	141.17	220.23
4	25	1.89	141.17	266.81
5	50	2.35	141.17	331.75
6	100	2.78	141.17	392.45
7	200	3.27	141.17	461.63
8	1000	4.68	141.17	660.68

## 6. Debit Banjir Rencana Dengan Metode *Passing Capacity*

Metode *passing capacity* digunakan sebagai kontrol terhadap hasil perhitungan debit banjir rencana yang diperoleh dari data curah hujan. Langkah-langkah perhitungan dengan metode *passing capacity* adalah sebagai berikut :



Gambar 4.1 Potongan Melintang Sungai Pada As Tubuh Embung

- 
- 
- Menentukan kemiringan dasar sungai dengan mengambil elevasi sungai pada jarak 100 m dari as tubuh embung di sebelah hulu dan hilir, didapat :

$$I = (115 - 113) / 200 = 0,010$$

- Menentukan besaran koefisien manning berdasarkan kondisi dasar sungai, ditentukan  $n = 0,045$ .
- Menghitung luas tampang aliran :

$$\begin{aligned} A &= I + II + III \\ &= 38.05 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Menghitung keliling basah : (panjang A-B-C-D )

$$P = 22.93 \text{ m}$$

- Menghitung jari-jari hidraulis :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{38.05}{22.92} = 1.66$$

- Menghitung debit aliran :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} A = \frac{1}{0,045} \cdot 1.66^{2/3} \cdot 0,010^{1/2} \cdot 38.05 = 118.55$$

$\text{m}^3/\text{det}$

## 7. Perhitungan *Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I*

Perhitungan *Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I* menggunakan persamaan-persamaan yang dijelaskan pada sub bab dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut (Soemarto, 1999) :

- Menentukan data-data yang digunakan dalam perhitungan. Data atau parameter yang digunakan dalam perhitungan *Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I* DAS Sungai Kreo adalah sebagai berikut:

Luas DAS (A)	=	46.62 km <sup>2</sup>
Panjang sungai utama (L)	=	18 km
Panjang sungai semua tingkat	=	50.5 km
Panjang sungai tingkat 1 (satu)	=	31.5 km
Jumlah sungai tingkat 1(satu)	=	11



---



---


$$\text{Jumlah sungai semua tingkat} = 21$$

$$\text{Jumlah pertemuan sungai (JN)} = 10$$

Kelandaian sungai (S)

Perhitungan kemiringan dasar sungai :

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

$$S = (1945 - 114) / 18000$$

$$S = 0.1017$$

Indeks kerapatan sungai ( D )

$$D = \frac{50.5}{46,62}$$

$$= 1,083 \text{ km/km}^2$$

dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

$$SF = \frac{31.5}{50.5}$$

$$= 0.624 \text{ km/km}^2$$

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) (Soedibyo, 1993)

$$W_u = 2.4 \text{ km}$$

$$W_i = 3.2 \text{ km}$$

$$WF = \frac{2.4}{3.2} = 0.67$$

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) (Soediyo, 1993)

$$A_u = 18.15 \text{ km}^2$$

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

$$= \frac{18.15}{46,62}$$

$$= 0.389$$

Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil perkalian antara faktor lebar (WF) dengan luas relatif DAS sebelah hulu (RUA) (Soedibyo, 1993)

$$\begin{aligned} SIM &= WF \cdot RUA \\ &= 0.67 \times 0.389 = 0,26 \end{aligned}$$

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

$$SN = \frac{11}{21} = 0,524$$

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

$$\begin{aligned} TR &= 0,43 \cdot \left[ \frac{L}{100 \cdot SF} \right]^3 + 1,06665 \cdot SIM + 1,2775 \\ &= 0,43 \cdot \left[ \frac{18}{100 \cdot 0,524} \right]^3 + 1,06665 \cdot 0,24 + 1,2775 \\ &= 1,55 \text{ jam} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} Q_P &= 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_R^{-0,0986} \cdot JN^{0,2381} \\ &= 0,1836 \cdot 46,62^{0,5886} \cdot 1,55^{-0,0986} \cdot 10^{0,2381} \\ &= 2,92 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} TB &= 27,4132 \cdot T_R^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \\ &= 27,4132 \times 1,55^{0,1457} \times 0,1017^{-0,0986} \times 0,524^{0,7344} \times 0,389^{0,2574} \\ &= 17,861 \text{ jam} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 k &= 0.5617 \times A^{0,1798} \times S^{-0,1446} \times SF^{-1,0897} \times D^{0,0452} \\
 &= 0,5617 \times 46,62^{0,1798} \times 0,1017^{-0,1446} \times 0,624^{-1,0897} \times 1,083^{0,0452} \\
 &= 2,617
 \end{aligned}$$

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

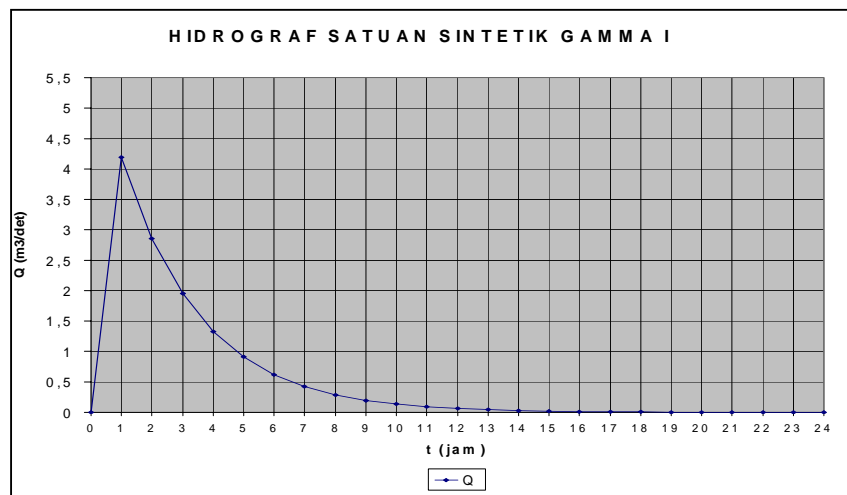
berikut:

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

Tabel 4.17 Perhitungan Resesi Unit Hidrograf

t (jam)	Qp	k (jam)	t/k	Qt
0	2,92	2,617	0,000	0
1	2,92	2,617	0,361	4,1883
2	2,92	2,617	-0,021	2,8582
3	2,92	2,617	-0,404	1,9505
4	2,92	2,617	-0,786	1,3310
5	2,92	2,617	-1,168	0,9083
6	2,92	2,617	-1,550	0,6198
7	2,92	2,617	-1,932	0,4230
8	2,92	2,617	-2,314	0,2887
9	2,92	2,617	-2,696	0,1970
10	2,92	2,617	-3,078	0,1344
11	2,92	2,617	-3,460	0,0917
12	2,92	2,617	-3,843	0,0626
13	2,92	2,617	-4,225	0,0427
14	2,92	2,617	-4,607	0,0292
15	2,92	2,617	-4,989	0,0199
16	2,92	2,617	-5,371	0,0136
17	2,92	2,617	-5,753	0,0093
18	2,92	2,617	-6,135	0,0063
19	2,92	2,617	-6,517	0,0043
20	2,92	2,617	-6,900	0,0029
21	2,92	2,617	-7,282	0,0020
22	2,92	2,617	-7,664	0,0014
23	2,92	2,617	-8,046	0,0009
24	2,92	2,617	-8,428	0,0006

Sumber : (Soedibyo, 1993)



Gambar 4.2. Hidrograf Satuan Sintetis Gamma I (Soedibyo, 1993)

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

$$\begin{aligned}
 QB &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \\
 &= 0,4751 \times 46,62^{0,6444} \times 1,083^{0,9430} \\
 &= 6,09 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

- 8) Menghitung indeks infiltrasi berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{A}{SN}\right)^4 \\
 &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \times 46,62^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{46,62}{0,524}\right)^4 \\
 &= 10,482
 \end{aligned}$$

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

Tabel 4.18 Hujan Efektif Tiap Jam Periode Ulang T tahun

2		5		10		25		50		100		200		1000	
I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re
481	393	718	613	867	759	1093	945	1182	1014	1321	1213	1476	1327	1773	1686
313	209	428	349	548	439	6610	562	7473	6425	8329	7281	9182	8134	11172	10124
235	136	345	247	415	310	5045	396	5708	465	6356	5308	7007	5959	8526	7478
197	92	282	184	342	238	4164	316	4708	369	5247	4199	5784	4736	7038	5990
170	65	245	141	297	199	358	254	4057	309	4522	3473	485	397	6065	5017
150	40	217	112	261	157	317	213	358	244	4004	2956	4414	386	5371	4323

Tabel 4.19 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 2 Tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Qb	Q
		39.33	20.90	13.46	9.29	6.55	4.60		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.0000	0.0000						6.09	6.09
1	5.2076	204.8037	0.0000					6.09	216.10
2	3.5687	140.3477	108.819	0.0000				6.09	258.83
3	2.4455	96.1774	74.572	70.115	0.0000			6.09	249.40
4	1.6759	65.9083	51.1023	48.0487	48.353	0.0000		6.09	221.18
5	1.1484	45.1656	35.0194	32.9268	33.1351	34.1239	0.0000	6.09	187.61
6	0.7870	30.9511	23.9980	22.5640	22.7068	23.3844	23.9709	6.09	154.45
7	0.5393	21.2101	16.4454	15.4627	15.5605	16.0248	16.4268	6.09	107.76
8	0.3696	14.5349	11.2697	10.5962	10.6633	10.9815	11.2569	6.09	75.76
9	0.2533	9.9604	7.7229	7.2614	7.3073	7.5254	7.7141	6.09	53.83
10	0.1736	6.8257	5.2923	4.9761	5.0076	5.1570	5.2863	6.09	38.81
11	0.1189	4.6775	3.6267	3.4100	3.4316	3.5340	3.6226	6.09	28.51
12	0.0815	3.2054	2.4853	2.3368	2.3516	2.4218	2.4825	6.09	21.45
13	0.0559	2.1966	1.7031	1.6014	1.6115	1.6596	1.7012	6.09	16.62
14	0.0383	1.5053	1.1671	1.0974	1.1043	1.1373	1.1658	6.09	13.31
15	0.0262	1.0315	0.7998	0.7520	0.7568	0.7794	0.7989	6.09	11.03
16	0.0180	0.7069	0.5481	0.5153	0.5186	0.5341	0.5475	6.09	9.48
17	0.0123	0.4844	0.3756	0.3532	0.3554	0.3660	0.3752	6.09	8.41
18	0.0084	0.3320	0.2574	0.2420	0.2435	0.2508	0.2571	6.09	7.68
19	0.0058	0.2275	0.1764	0.1658	0.1669	0.1719	0.1762	6.09	7.18
20	0.0040	0.1559	0.1209	0.1136	0.1144	0.1178	0.1207	6.09	6.84
21	0.0027	0.1068	0.0828	0.0779	0.0784	0.0807	0.0827	6.09	6.60
22	0.0019	0.0732	0.0568	0.0534	0.0537	0.0553	0.0567	6.09	6.44
23	0.0013	0.0502	0.0389	0.0366	0.0368	0.0379	0.0389	6.09	6.33
24	0.0009	0.0344	0.0267	0.0251	0.0252	0.0260	0.0266	6.09	6.25
		0.0000	0.0183	0.0172	0.0173	0.0178	0.0182	6.09	6.18
			0.0000	0.0118	0.0118	0.0122	0.0125	6.09	6.14
				0.0000	0.0081	0.0084	0.0086	6.09	6.12
					0.0000	0.0057	0.0059	6.09	6.10
						0.0000	0.0040	6.09	6.09
							0.0000	6.09	6.09

Tabel 4.20 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 5 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam/jaman						Cb	Q
		61,39	34,79	24,07	18,04	14,10	11,28		
	m <sup>3</sup> /det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0	0,00	0,00						6,09	6,09
1	5,21	319,69	0,00					6,09	330,98
2	3,57	219,07	181,19	0,00				6,09	409,92
3	2,45	150,13	124,17	125,34	0,00			6,09	408,17
4	1,68	102,88	85,09	85,90	93,94	0,00		6,09	375,57
5	1,15	70,50	58,31	58,86	64,38	73,41	0,00	6,09	332,70
6	0,79	48,31	39,96	40,34	44,12	50,31	58,76	6,09	288,67
7	0,54	33,11	27,38	27,64	30,23	34,48	40,27	6,09	199,74
8	0,37	22,69	18,76	18,94	20,72	23,63	27,60	6,09	138,79
9	0,25	15,55	12,86	12,98	14,20	16,19	18,91	6,09	97,03
10	0,17	10,65	8,81	8,90	9,73	11,09	12,96	6,09	68,41
11	0,12	7,30	6,04	6,10	6,67	7,60	8,88	6,09	48,80
12	0,08	5,00	4,14	4,18	4,57	5,21	6,09	6,09	35,36
13	0,06	3,43	2,84	2,86	3,13	3,57	4,17	6,09	26,14
14	0,04	2,35	1,94	1,96	2,15	2,45	2,86	6,09	19,83
15	0,03	1,61	1,33	1,34	1,47	1,68	1,96	6,09	15,51
16	0,02	1,10	0,91	0,92	1,01	1,15	1,34	6,09	12,54
17	0,01	0,76	0,63	0,63	0,69	0,79	0,92	6,09	10,51
18	0,01	0,52	0,43	0,43	0,47	0,54	0,63	6,09	9,12
19	0,01	0,36	0,29	0,30	0,32	0,37	0,43	6,09	8,17
20	0,00	0,24	0,20	0,20	0,22	0,25	0,30	6,09	7,51
21	0,00	0,17	0,14	0,14	0,15	0,17	0,20	6,09	7,07
22	0,00	0,11	0,09	0,10	0,10	0,12	0,14	6,09	6,76
23	0,00	0,08	0,06	0,07	0,07	0,08	0,10	6,09	6,55
24	0,00	0,05	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	6,09	6,40
		0,00	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	6,09	6,27
			0,00	0,02	0,02	0,03	0,03	6,09	6,19
				0,00	0,02	0,02	0,02	6,09	6,14
					0,00	0,01	0,01	6,09	6,12
						0,00	0,01	6,09	6,10
							0,00	6,09	6,09

Tabel 4.21 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam/jaman						Cb	Q
		75,99	43,99	31,09	23,84	19,09	15,71		
	m <sup>3</sup> /det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0	0,00	0,00						6,09	6,09
1	5,21	395,73	0,00					6,09	407,03
2	3,57	271,19	229,10	0,00				6,09	509,95
3	2,45	185,84	157,00	161,91	0,00			6,09	513,28
4	1,68	127,35	107,59	110,95	124,12	0,00		6,09	477,78
5	1,15	87,27	73,73	76,03	85,06	99,42	0,00	6,09	428,75
6	0,79	59,81	50,52	52,10	58,29	68,13	81,80	6,09	377,52
7	0,54	40,98	34,62	35,70	39,95	46,69	56,05	6,09	260,63
8	0,37	28,09	23,73	24,47	27,37	32,00	38,41	6,09	180,52
9	0,25	19,25	16,26	16,77	18,76	21,92	26,32	6,09	125,63
10	0,17	13,19	11,14	11,49	12,85	15,03	18,04	6,09	88,01
11	0,12	9,04	7,64	7,88	8,81	10,30	12,36	6,09	62,22
12	0,08	6,19	5,23	5,40	6,04	7,06	8,47	6,09	44,56
13	0,06	4,25	3,59	3,70	4,14	4,84	5,81	6,09	32,45
14	0,04	2,91	2,46	2,53	2,83	3,31	3,98	6,09	24,16
15	0,03	1,99	1,68	1,74	1,94	2,27	2,73	6,09	18,47
16	0,02	1,37	1,15	1,19	1,33	1,56	1,87	6,09	14,58
17	0,01	0,93	0,79	0,81	0,91	1,07	1,28	6,09	11,90
18	0,01	0,64	0,54	0,56	0,62	0,73	0,88	6,09	10,07
19	0,01	0,44	0,37	0,38	0,43	0,50	0,60	6,09	8,82
20	0,00	0,30	0,26	0,26	0,29	0,34	0,41	6,09	7,96
21	0,00	0,21	0,18	0,18	0,20	0,23	0,28	6,09	7,37
22	0,00	0,14	0,12	0,12	0,14	0,16	0,19	6,09	6,97
23	0,00	0,10	0,08	0,08	0,10	0,11	0,13	6,09	6,70
24	0,00	0,07	0,06	0,06	0,06	0,08	0,09	6,09	6,51
		0,00	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	6,09	6,33
			0,00	0,03	0,03	0,04	0,04	6,09	6,23
				0,00	0,02	0,02	0,03	6,09	6,17
					0,00	0,02	0,02	6,09	6,13
						0,00	0,01	6,09	6,10
							0,00	6,09	6,09

Tabel 4.22 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Qb	Q
		94.45	55.62	39.96	31.16	25.40	21.30		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0.00	0.00	0.00						6.09	6.09
1.00	5.21	491.85	0.00					6.09	503.15
2.00	3.57	337.06	289.65	0.00				6.09	636.37
3.00	2.45	230.98	198.49	208.12	0.00			6.09	646.12
4.00	1.68	158.29	136.02	142.62	162.27	0.00		6.09	606.96
5.00	1.15	108.47	93.21	97.73	111.20	132.29	0.00	6.09	550.14
6.00	0.79	74.33	63.87	66.98	76.20	90.66	110.91	6.09	489.83
7.00	0.54	50.94	43.77	45.89	52.22	62.13	76.00	6.09	337.58
8.00	0.37	34.91	30.00	31.45	35.78	42.57	52.08	6.09	233.26
9.00	0.25	23.92	20.56	21.55	24.52	29.17	35.69	6.09	161.77
10.00	0.17	16.40	14.09	14.77	16.80	19.99	24.46	6.09	112.77
11.00	0.12	11.23	9.66	10.12	11.52	13.70	16.76	6.09	79.20
12.00	0.08	7.70	6.61	6.94	7.89	9.39	11.49	6.09	56.19
13.00	0.06	5.28	4.53	4.75	5.41	6.43	7.87	6.09	40.43
14.00	0.04	3.62	3.11	3.26	3.70	4.41	5.39	6.09	29.62
15.00	0.03	2.47	2.13	2.23	2.54	3.02	3.70	6.09	22.21
16.00	0.02	1.70	1.46	1.53	1.74	2.07	2.53	6.09	17.14
17.00	0.01	1.16	1.00	1.05	1.19	1.42	1.74	6.09	13.66
18.00	0.01	0.79	0.68	0.72	0.82	0.97	1.19	6.09	11.28
19.00	0.01	0.55	0.47	0.49	0.56	0.67	0.82	6.09	9.64
20.00	0.00	0.38	0.32	0.34	0.38	0.46	0.56	6.09	8.53
21.00	0.00	0.26	0.22	0.23	0.26	0.31	0.38	6.09	7.76
22.00	0.00	0.18	0.15	0.16	0.18	0.21	0.26	6.09	7.24
23.00	0.00	0.12	0.11	0.11	0.12	0.15	0.18	6.09	6.88
24.00	0.00	0.09	0.07	0.08	0.08	0.10	0.12	6.09	6.63
		0.00	0.05	0.05	0.06	0.07	0.09	6.09	6.40
			0.00	0.04	0.04	0.05	0.06	6.09	6.27
				0.00	0.03	0.03	0.04	6.09	6.19
					0.00	0.02	0.03	6.09	6.14
						0.00	0.02	6.09	6.11
							0.00	6.09	6.09



Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Qb	Q
		108.14	64.25	46.55	36.59	30.09	25.44		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0.00	0.00	0.00						6.09	6.09
1.00	5.21	563.15	0.00					6.09	574.45
2.00	3.57	385.92	334.56	0.00				6.09	730.14
3.00	2.45	264.46	229.27	242.39	0.00			6.09	744.66
4.00	1.68	181.23	157.11	166.11	190.56	0.00		6.09	702.78
5.00	1.15	124.19	107.67	113.83	130.59	156.68	0.00	6.09	640.19
6.00	0.79	85.11	73.78	78.01	89.49	107.37	132.50	6.09	573.12
7.00	0.54	58.32	50.56	53.45	61.33	73.58	90.80	6.09	394.66
8.00	0.37	39.97	34.65	36.63	42.02	50.42	62.22	6.09	272.37
9.00	0.25	27.39	23.75	25.10	28.80	34.55	42.64	6.09	188.57
10.00	0.17	18.77	16.27	17.20	19.73	23.68	29.22	6.09	131.14
11.00	0.12	12.86	11.15	11.79	13.52	16.23	20.02	6.09	91.78
12.00	0.08	8.81	7.64	8.08	9.27	11.12	13.72	6.09	64.81
13.00	0.06	6.05	5.24	5.53	6.35	7.62	9.40	6.09	46.34
14.00	0.04	4.14	3.59	3.79	4.35	5.22	6.44	6.09	33.67
15.00	0.03	2.83	2.46	2.60	2.98	3.58	4.42	6.09	24.99
16.00	0.02	1.95	1.68	1.78	2.05	2.45	3.03	6.09	19.04
17.00	0.01	1.33	1.16	1.22	1.40	1.68	2.07	6.09	14.97
18.00	0.01	0.91	0.79	0.84	0.96	1.15	1.42	6.09	12.17
19.00	0.01	0.63	0.54	0.57	0.66	0.79	0.97	6.09	10.26
20.00	0.00	0.43	0.37	0.39	0.45	0.54	0.67	6.09	8.95
21.00	0.00	0.29	0.26	0.27	0.31	0.37	0.46	6.09	8.05
22.00	0.00	0.21	0.17	0.19	0.21	0.25	0.31	6.09	7.43
23.00	0.00	0.14	0.12	0.13	0.15	0.17	0.21	6.09	7.01
24.00	0.00	0.10	0.08	0.09	0.10	0.12	0.15	6.09	6.73
		0.00	0.06	0.06	0.07	0.08	0.10	6.09	6.46
			0.00	0.04	0.05	0.06	0.07	6.09	6.31
				0.00	0.03	0.04	0.05	6.09	6.21
					0.00	0.03	0.03	6.09	6.15
						0.00	0.02	6.09	6.11
							0.00	6.09	6.09

Tabel 4.24 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Qb	Q
		121.73	72.81	53.08	41.99	34.73	29.56		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.00	0.00						6.09	6.09
1	5.21	633.92	0.00					6.09	645.22
2	3.57	434.42	379.15	0.00				6.09	823.22
3	2.45	297.69	259.82	276.41	0.00			6.09	842.46
4	1.68	204.01	178.05	189.42	218.65	0.00		6.09	797.89
5	1.15	139.79	122.02	129.80	149.84	180.88	0.00	6.09	729.57
6	0.79	95.80	83.61	88.95	102.68	123.95	153.93	6.09	655.81
7	0.54	65.65	57.30	60.96	70.36	84.94	105.49	6.09	451.33
8	0.37	44.99	39.26	41.77	48.22	58.21	72.29	6.09	311.20
9	0.25	30.83	26.91	28.63	33.04	39.89	49.54	6.09	215.18
10	0.17	21.13	18.44	19.62	22.64	27.34	33.95	6.09	149.38
11	0.12	14.47	12.64	13.44	15.52	18.73	23.26	6.09	104.28
12	0.08	9.92	8.66	9.21	10.64	12.84	15.94	6.09	73.38
13	0.06	6.80	5.93	6.31	7.29	8.80	10.92	6.09	52.21
14	0.04	4.66	4.07	4.33	4.99	6.03	7.49	6.09	37.70
15	0.03	3.19	2.79	2.97	3.42	4.13	5.13	6.09	27.74
16	0.02	2.19	1.91	2.03	2.35	2.83	3.51	6.09	20.93
17	0.01	1.50	1.31	1.39	1.61	1.94	2.41	6.09	16.26
18	0.01	1.02	0.90	0.96	1.10	1.33	1.65	6.09	13.05
19	0.01	0.71	0.61	0.65	0.76	0.91	1.13	6.09	10.86
20	0.00	0.49	0.42	0.45	0.52	0.63	0.77	6.09	9.37
21	0.00	0.33	0.29	0.31	0.35	0.43	0.53	6.09	8.33
22	0.00	0.23	0.20	0.21	0.24	0.29	0.36	6.09	7.63
23	0.00	0.16	0.14	0.14	0.17	0.20	0.25	6.09	7.15
24	0.00	0.11	0.09	0.10	0.11	0.14	0.17	6.09	6.82
		0.00	0.07	0.07	0.08	0.09	0.12	6.09	6.52
			0.00	0.05	0.05	0.07	0.08	6.09	6.34
				0.00	0.04	0.05	0.06	6.09	6.23
					0.00	0.03	0.04	6.09	6.16
						0.00	0.03	6.09	6.12
							0.00	6.09	6.09

Tabel 4.25 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 200 tahun

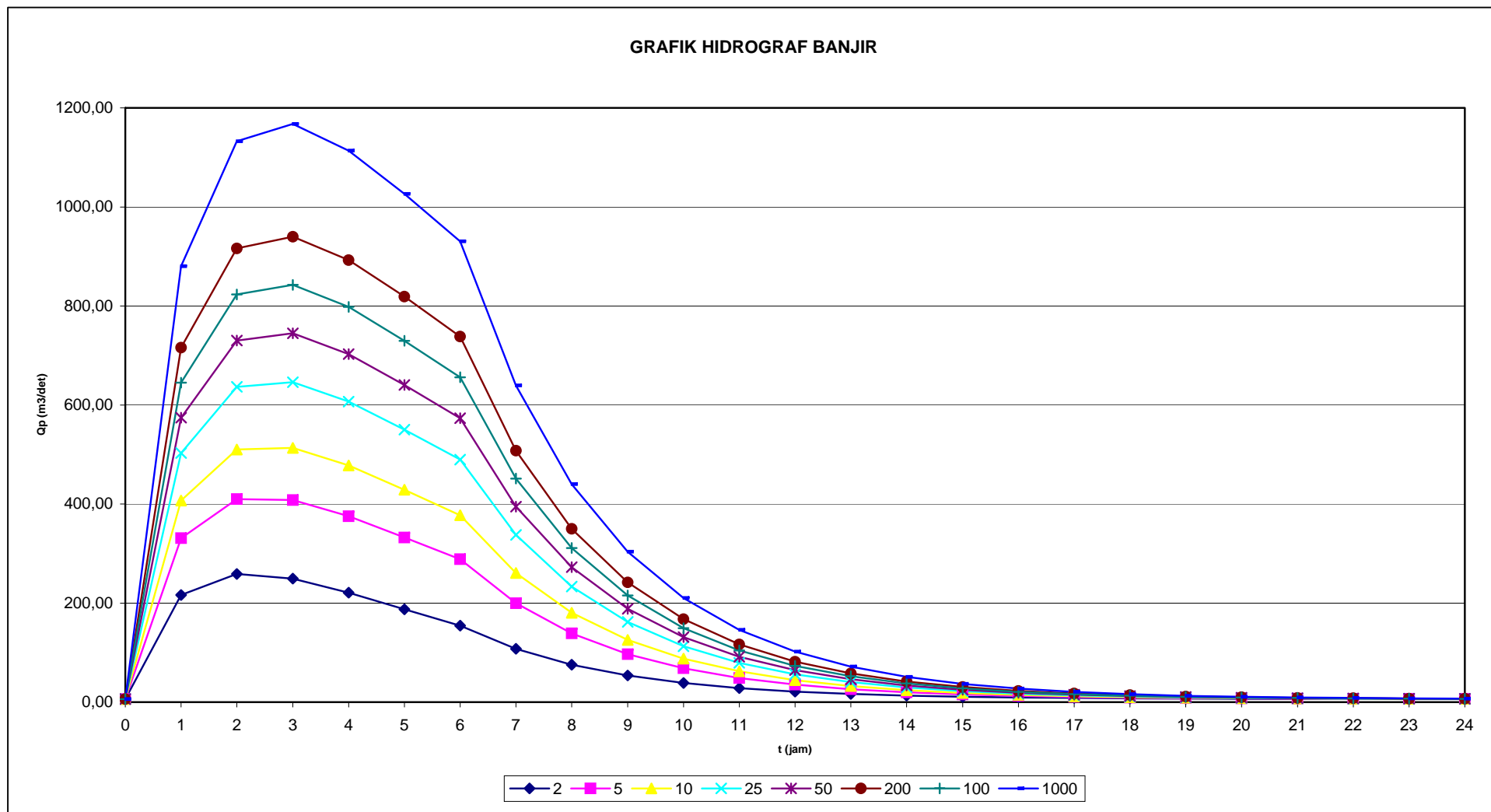
t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Q <sub>b</sub>	Q
		135,27	81,34	59,59	47,36	39,37	33,66		
	m <sup>3</sup> /det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0	0,00	0,00						6,09	6,09
1	5,21	704,46	0,00					6,09	715,75
2	3,57	482,76	423,58	0,00				6,09	915,99
3	2,45	330,81	290,27	310,32	0,00			6,09	939,95
4	1,68	226,71	198,91	212,66	246,64	0,00		6,09	892,69
5	1,15	155,35	136,32	145,73	169,02	205,00	0,00	6,09	818,66
6	0,79	106,46	93,41	99,87	115,82	140,49	175,29	6,09	738,22
7	0,54	72,95	64,01	68,43	79,37	96,27	120,13	6,09	507,80
8	0,37	50,00	43,87	46,90	54,39	65,97	82,32	6,09	349,90
9	0,25	34,27	30,06	32,14	37,27	45,21	56,41	6,09	241,70
10	0,17	23,48	20,60	22,02	25,54	30,98	38,66	6,09	167,55
11	0,12	16,08	14,12	15,09	17,50	21,23	26,49	6,09	116,73
12	0,08	11,02	9,67	10,34	12,00	14,55	18,15	6,09	81,91
13	0,06	7,56	6,63	7,09	8,22	9,97	12,44	6,09	58,06
14	0,04	5,18	4,55	4,86	5,63	6,83	8,53	6,09	41,70
15	0,03	3,54	3,12	3,33	3,86	4,68	5,84	6,09	30,49
16	0,02	2,43	2,13	2,28	2,65	3,21	4,00	6,09	22,81
17	0,01	1,66	1,46	1,56	1,81	2,20	2,74	6,09	17,55
18	0,01	1,14	1,00	1,07	1,24	1,51	1,88	6,09	13,94
19	0,01	0,78	0,68	0,73	0,85	1,03	1,29	6,09	11,47
20	0,00	0,54	0,47	0,50	0,58	0,71	0,88	6,09	9,78
21	0,00	0,37	0,33	0,35	0,40	0,48	0,61	6,09	8,62
22	0,00	0,26	0,22	0,24	0,27	0,33	0,41	6,09	7,83
23	0,00	0,18	0,15	0,16	0,19	0,23	0,28	6,09	7,28
24	0,00	0,12	0,11	0,11	0,13	0,16	0,20	6,09	6,91
		0,00	0,07	0,08	0,09	0,11	0,13	6,09	6,57
			0,00	0,05	0,06	0,07	0,09	6,09	6,37
				0,00	0,04	0,05	0,06	6,09	6,25
					0,00	0,04	0,04	6,09	6,17
						0,00	0,03	6,09	6,12
							0,00	6,09	6,09

Tabel 4.26 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 1000 tahun

t (jam)	UH	distribusi hujan jam jaman						Qb	Q
		166.86	101.24	74.78	59.90	50.17	43.23		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.00	0.00						6.09	6.09
1	5.21	868.96	0.00					6.09	880.26
2	3.57	595.49	527.21	0.00				6.09	1132.36
3	2.45	408.07	361.29	389.41	0.00			6.09	1167.31
4	1.68	279.65	247.58	266.86	311.93	0.00		6.09	1113.78
5	1.15	191.63	169.67	182.87	213.76	261.26	0.00	6.09	1026.42
6	0.79	131.32	116.26	125.32	146.48	179.04	225.11	6.09	930.42
7	0.54	89.99	79.68	85.87	100.38	122.69	154.27	6.09	639.51
8	0.37	61.67	54.60	58.85	68.79	84.08	105.71	6.09	440.16
9	0.25	42.27	37.42	40.33	47.14	57.61	72.45	6.09	303.56
10	0.17	28.97	25.64	27.64	32.30	39.48	49.64	6.09	209.94
11	0.12	19.84	17.58	18.94	22.14	27.06	34.02	6.09	145.78
12	0.08	13.60	12.04	12.98	15.17	18.54	23.31	6.09	101.82
13	0.06	9.33	8.25	8.89	10.40	12.71	15.98	6.09	71.70
14	0.04	6.39	5.66	6.09	7.12	8.71	10.95	6.09	51.05
15	0.03	4.37	3.88	4.18	4.88	5.97	7.50	6.09	36.90
16	0.02	3.00	2.65	2.86	3.35	4.09	5.14	6.09	27.20
17	0.01	2.05	1.82	1.96	2.29	2.80	3.52	6.09	20.56
18	0.01	1.40	1.25	1.35	1.57	1.92	2.42	6.09	16.00
19	0.01	0.97	0.85	0.92	1.08	1.31	1.66	6.09	12.88
20	0.00	0.67	0.59	0.63	0.74	0.90	1.13	6.09	10.75
21	0.00	0.45	0.40	0.43	0.50	0.62	0.78	6.09	9.28
22	0.00	0.32	0.27	0.30	0.35	0.42	0.53	6.09	8.28
23	0.00	0.22	0.19	0.20	0.24	0.29	0.36	6.09	7.60
24	0.00	0.15	0.13	0.14	0.16	0.20	0.25	6.09	7.13
		0.00	0.09	0.10	0.11	0.14	0.17	6.09	6.70
			0.00	0.07	0.08	0.10	0.12	6.09	6.45
				0.00	0.05	0.07	0.08	6.09	6.29
					0.00	0.05	0.06	6.09	6.19
						0.00	0.04	6.09	6.13
							0.0000	6.09	6.09

Tabel 4.27 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan

t (jam)	Periode Ulang							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
0	6,09	6,09	6,09	6,09	6,09	6,09	6,09	6,09
1	216,10	330,98	407,03	503,15	574,45	645,22	715,75	880,26
2	258,83	409,92	509,95	636,37	730,14	823,22	915,99	1132,36
3	249,40	408,17	513,28	646,12	744,66	842,46	939,95	1167,31
4	221,18	375,57	477,78	606,96	702,78	797,89	892,69	1113,78
5	187,61	332,70	428,75	550,14	640,19	729,57	818,66	1026,42
6	154,45	288,67	377,52	489,83	573,12	655,81	738,22	930,42
7	107,76	199,74	260,63	337,58	394,66	451,33	507,80	639,51
8	75,76	138,79	180,52	233,26	272,37	311,20	349,90	440,16
9	53,83	97,03	125,63	161,77	188,57	215,18	241,70	303,56
10	38,81	68,41	88,01	112,77	131,14	149,38	167,55	209,94
11	28,51	48,80	62,22	79,20	91,78	104,28	116,73	145,78
12	21,45	35,36	44,56	56,19	64,81	73,38	81,91	101,82
13	16,62	26,14	32,45	40,43	46,34	52,21	58,06	71,70
14	13,31	19,83	24,16	29,62	33,67	37,70	41,70	51,05
15	11,03	15,51	18,47	22,21	24,99	27,74	30,49	36,90
16	9,48	12,54	14,58	17,14	19,04	20,93	22,81	27,20
17	8,41	10,51	11,90	13,66	14,97	16,26	17,55	20,56
18	7,68	9,12	10,07	11,28	12,17	13,05	13,94	16,00
19	7,18	8,17	8,82	9,64	10,26	10,86	11,47	12,88
20	6,84	7,51	7,96	8,53	8,95	9,37	9,78	10,75
21	6,60	7,07	7,37	7,76	8,05	8,33	8,62	9,28
22	6,44	6,76	6,97	7,24	7,43	7,63	7,83	8,28
23	6,33	6,55	6,70	6,88	7,01	7,15	7,28	7,60
24	6,25	6,40	6,51	6,63	6,73	6,82	6,91	7,13



Gambar 4.3 Hidrograf Banjir DPS Sungai Kreo

Tabel 4.28 Rekapitulasi Debit Banjir Rencana

Periode Ulang	Debit Q (m <sup>3</sup> /det)					Passing Capacity
	Rasional	Weduwen	Hasper	Jawa-Sumatera	HSS Gamma 1	
2	94.64	386.49	395.73	141.17	249.40	118.55
5	136.56	557.66	568.20	180.70	408.17	
10	164.31	670.98	681.44	220.23	513.28	
25	199.38	814.19	823.53	266.81	646.12	
50	225.39	920.43	928.18	331.75	744.66	
100	251.21	1025.87	1031.43	392.45	842.46	
200	276.95	1130.97	1133.73	461.63	939.95	
1000	336.97	1376.09	1369.99	660.68	1167.31	

Dari hasil perhitungan debit dengan empat metode yang berbeda, maka dapat diketahui bahwa terjadi perbedaan antara hasil perhitungan dari keempat metode tersebut namun antara metode Hasper, Weduwen dan debit Jawa-Sumatera hasil perhitungan debitnya saling mendekati. Berdasarkan pertimbangan keamanan dan efisiensi serta ketidakpastian besarnya debit banjir yang terjadi di daerah tersebut, maka antara metoda Rasional, Weduwen, Hasper, Jawa-Sumatera, dan HSS Gamma I, dipakai debit maksimum dengan periode ulang 50 tahun sebesar **225,43 m<sup>3</sup>/det; 920,43 m<sup>3</sup>/det; 928,18 m<sup>3</sup>/det; 331,75,17 m<sup>3</sup>/det; 744,66 m<sup>3</sup>/det;**

Berdasarkan pertimbangan keamanan dan efisiensi serta ketidakpastian besarnya debit banjir yang terjadi di daerah tersebut, maka antara metode-metode yang ada, dipakai debit maksimum dengan metoda Rasional pada periode ulang 50 tahun sebesar **225,43 m<sup>3</sup>/det** di mana di antara keempat metode di atas paling dekat dengan hasil dari metode Passing Capacity

#### 4.4.6. Perhitungan Hubungan Elevasi Dengan Volume Embung

Perhitungan ini didasarkan pada data peta topografi dengan skala 1 : 5000 dan beda tinggi kontur 1m. Cari luas permukaan genangan air waduk yang dibatasi garis kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan dengan menggunakan persamaan pendekatan volume sebagai berikut (Soedibyo, 1993) :

$$V_x = \frac{1}{3} \times Z \times (F_y + F_x + \sqrt{F_y \times F_x})$$

dimana:

$V_x$  = volume pada kontur ( $m^3$ )

$Z$  = beda tinggi antar kontur (m)

$F_y$  = luas pada kontur Y ( $m^2$ )

$F_x$  = luas pada kontur X ( $m^2$ )

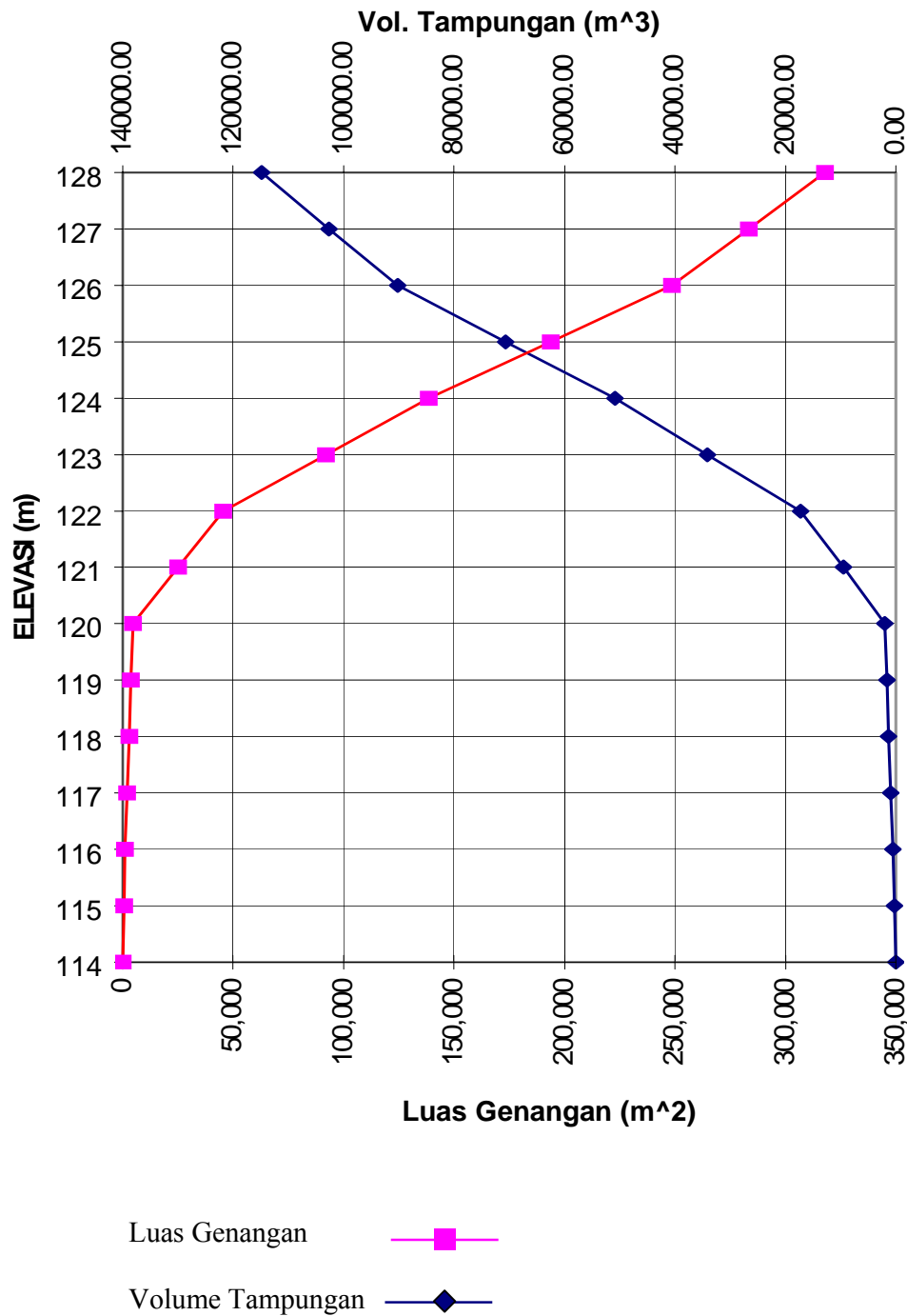
Dari perhitungan tersebut diatas, kemudian dibuat grafik hubungan antara elevasi, volume embung. Dari grafik tersebut dapat dicari luas dari volume setiap elevasi tertentu dari embung.

Tabel 4.29 Perhitungan Volume Embung Terhadap Elevasi Dan Luas Permukaan

No.	Elevasi (m)	Luas Genangan (m2)	Volume (m3)	Vol Kumulatif (m3)
1	114	40.29	20.14	20.14
2	115	580.17	310.23	330.37
3	116	1120.06	850.12	1180.49
4	117	2054.30	1587.18	2767.67
5	118	2988.53	2521.41	5289.08
6	119	3843.21	3415.87	8704.95
7	120	4697.88	4270.54	12975.49
8	121	25107.45	14902.67	27878.15
9	122	45517.02	35312.24	63190.39
10	123	92096.74	68806.88	131997.27
11	124	138676.46	115386.60	247383.87
12	125	193713.86	166195.16	413579.03
13	126	248751.25	221232.55	634811.58
14	127	283261.36	102612.20	737423.77
15	128	317771.47	114851.74	852275.52



## Grafik Hubungan Luas Genangan dan Volume Tampungan



Gambar 4.4 Grafik Korelasi Antara Elevasi, Volume Tampungan Dengan Luas Genangan

---



---

#### 4.4.7. Analisis Data *Outflow* pada Embung Sungai Kreo

##### 4.4.7.1. Penguapan pada Embung

Penguapan atau evaporasi dipengaruhi oleh suhu air, suhu udara (atmosfir), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari dan lain-lain yang saling berhubungan satu dengan lain.

Dalam menghitung evaporasi dipakai persamaan empiris Penman (Soedibyo, 1993) :

$$E = 0.35(e_a - e_d) \left( 1 + \frac{V}{100} \right)$$

$$(e_a - e_d) = \gamma(t - t_w)$$

di mana :

E = evaporasi (mm/hr)

$e_a$  = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

$e_d$  = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

V = kecepatan angin ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mile/hr)

T = suhu bola kering (C°)

$T_w$  = suhu bola basah (C°)

$\gamma$  = konstanta pizometer = 0.66 jika e dalam millibar dan t dalam c°. dan kecepatan angin minimal 3 m/det, jika e dalam mm Hg,  $\gamma = 0,485$ .

Diketahui data sebagai berikut ( BMG Jateng, 2005 ) :

- Temperatur bulanan rata-rata = 27.76°
  - Suhu bola kering = 28.56°
  - Suhu bola basah = 28.12°
  - Kecepatan angin rata-rata = 1.03 m/dt  
(1.03 x 60 x 60 x 24) : 1.600 m/mile = 55.62 mile/hr
  - Kelembaban udara relative rata-rata = 76.3 %
- $$(e_a - e_d) = 0.485 (28.56 - 28.12) = 0.216 \text{ mm / jam}$$
- $$= 5.04 \text{ mm/hr}$$

$$\text{Jadi } E = 0.35 \times 5.04 \times (1 + 55.62/100) = 2.74 \text{ mm/hr}$$

$$E = 2.74 \text{ mm/hr} = 2.74 \times 10^{-3} \text{ m/hr}$$

$$= 2.74 / (60 \times 60 \times 24) = 3.17 \times 10^{-5} \text{ mm/dt}$$

$$E = 3.17 \cdot 10^{-8} \text{ m/dt}$$

Bila luas permukaan embung pada elevasi + 126 m

$$= 248751.25 \text{ m}^2, \text{ maka :}$$

$$E = 3.17 \times 10^{-8} \times 248751.25 = 7.88 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$E = 7.88 \text{ lt/dt}$$

Tabel 4.30 Penguapan pada embung

Bulan	Luas	JAN	FEB	MRT	APR	MAY	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
Tekanan uap jenuh (e <sub>s</sub> ) mmHg	469788	2769	269	2816	2866	2785	2737	2674	2721	2849	2917	2883	2574
Tekanan uap sebenarnya (e) mmHg		2601	2453	2672	2732	2619	2529	2477	2523	2633	2713	2652	24
Kecampuran 2 md atas tanah (V) m/dt		043	036	05	096	097	069	061	132	182	157	115	074
Evaporasi (E <sub>a</sub> ) mm/hr		058	083	05	046	058	072	068	068	074	07	08	061
Evaporasi (E <sub>a</sub> ) m/hr		00008	00008	00005	000046	000058	000072	000068	000068	000074	00007	00008	000061
Penyiraman M <sub>h</sub> (S) %		565	565	625	81.8	84.8	80	91.8	90	926	854	697	624
Jumlah-hari (1 Bulan)		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

#### 4.4.7.2. Rembesan (filtrasi) Bawah Permukaan

Lapisan tanah keras dan relatif kedap air pada lokasi embung berada pada kedalaman – 5.00 m. Dalam perhitungan neraca air embung, rembesan yang terjadi atas dasar data-data referensi yang sudah ada diasumsikan sebesar  $2.5 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{dt}$ .

#### 4.4.7.3. Perkolasi (Rembesan Ke Bawah Akibat Grafitasi)

Perkolasi merupakan rembesan ke bawah yang terjadi akibat adanya grafitasi, besarnya berkisar 1 – 2 mm/dt. Perkolasi yang terjadi pada Embung Sungai Kreo diasumsikan sebesar 1.5 mm/dt, hal ini dengan dasar bahwa pada kedalaman – 5.00 m lapisan tanah disekitar embung merupakan tanah keras yang relative kedap air sehingga mengurangi laju

perkolasi. Dalam perhitungan, nantinya digabung bersama-sama dengan rembesan yang melalui tubuh embung.

#### 4.4.8. Kebutuhan Air Baku

Air baku dari embung digunakan untuk memenuhi kebutuhan air bagi penduduk, kebun, dan hewan ternak di beberapa kecamatan di kota Semarang. Penentuan kebutuhan air baku dapat dilihat pada tabel 4.32 dan 4.33

Tabel 4.31 Kategori kebutuhan air non domestik

.Uraian	Kategori Kota berdasarkan jumlah jiwa				
	>1 jt		>1 jt		>1 jt
	Metro		Metro		Metro
Konsumsi unit sambungan rumah (SR) lt/org/hr	190	Konsumsi unit sambungan rumah (SR) lt/org/hr	190	Konsumsi unit sambungan rumah (SR) lt/org/hr	190
Konsumsi unit hidran umum (HU) lt/org/hr	30	Konsumsi unit hidran umum (HU) lt/org/hr	30	Konsumsi unit hidran umum (HU) lt/org/hr	30
Konsumsi unit non domestik (%)	20-30	Konsumsi unit non domestik (%)	20-30	Konsumsi unit non domestik (%)	20-30
Kehilangan air (%)	20-30	Kehilangan air (%)	20-30	Kehilangan air (%)	20-30
Faktor harian maksimum	1.1	Faktor harian maksimum	1.1	Faktor harian maksimum	1.1
Faktor jam puncak	1.5	Faktor jam puncak	1.5	Faktor jam puncak	1.5
Jumlah jiwa per SR	5	Jumlah jiwa per SR	5	Jumlah jiwa per SR	5
Jumlah jiwa per HU	100	Jumlah jiwa per HU	100	Jumlah jiwa per HU	100

Sisa tekan dipenyediaan distribusi	10	Sisa tekan dipenyediaan distribusi	10	Sisa tekan dipenyediaan distribusi	10
Jam operasi	24	Jam operasi	24	Jam operasi	24
Volume reservoir (% <i>max day demand</i> )	20	Volume reservoir (% <i>max day demand</i> )	20	Volume reservoir (% <i>max day demand</i> )	20
SR : HR	50 : 50 – 80 : 20	SR : HR	50 : 50 – 80 : 20	SR : HR	50 : 50 – 80 : 20
Cakupan Pelayanan (%)	90*)	Cakupan Pelayanan (%)	90*)	Cakupan Pelayanan (%)	90*)

Sumber : Dirjen Cipta Karya, 2000

\*) 60 % perpipaan 30 % non perpipaan

\*\*\*) 25 % perpipaan 45 % non perpipaan

Tabel 4.32 Kebutuhan air bersih kategori V

Sektor	Nilai	Satuan
Sekolah	5	lt/dtk/murid
Rumah sakit	200	lt/hr/bed
Puskesmas	1200	lt/hr
Hotel/losmen	90	lt/hr/bed
Industri	10	lt/hr

Sumber : Dirjen Cipta Karya, 2000

Tabel 4.33 Jumlah Penduduk Kecamatan Gunungpati, Mijen tahun 2004

Kecamatan	PENDUDUK
Tugu	25.549
Ngaliyan	99.489
Semarang Barat	155.354
Semarang Utara	124.741
Semarang Tengah	77.248
Semarang Selatan	85.704
Semarang Timur	83.661
JUMLAH	651.746

Sumber : Hasil Sensus Penduduk 2005 (BPS)

Jumlah penduduk yang direncanakan mendapat pelayanan air baku pada tahun 2004 sebanyak 105.726 jiwa dengan pertumbuhan rata-rata 1.45 % pertahun. Dengan formula penambahan penduduk :

$$P_t = P_o (1 + a)^t$$

dimana :

$P_t$  = Jumlah penduduk t tahun mendatang

$P_o$  = Jumlah penduduk saat ini

$a$  = penambahan rata-rata penduduk tiap tahun

Dari data penduduk Desa tersebut selanjutnya dapat dianalisis kebutuhan air baku sebagai berikut :

$$P_o = 651.746 \text{ jiwa}$$

$$a = 1,45 \%$$

$$P_t = 651.746 (1 + 0.0145)^{20}$$

$$P_t = 869.200 \text{ jiwa}$$

Penentuan tingkat layanan air baku mengacu pada Kriteria Dirjen Cipta Karya, Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 4.34 Penentuan Tingkat Layanan Air Baku

Jumlah penduduk (jiwa)	Tingkat Pelayanan (liter/orang/hari)
> 1.000.000	120
500.000 - 1.000.000	100
100.000 - 500.000	90
20.000 - 100.000	80
10.000 - 20.000	60
< 10.000	30

(Dirjen Cipta Karya)

Kebutuhan air baku rencana Embung Sungai Kreo adalah sebagai berikut

Tabel 4.35 Analisa Kebutuhan Air Baku Sektor Domestik

Jenis fasilitas	Proyeksi jumlah jiwa	Tingkat pelayanan (%)	Jumlah jiwa terlayani	Konsumsi rata-rata (lt/jiwa/hr)	Jumlah pemakaian (lt/hr)
Rumah tangga	869.200	70	98.702	100	60.844.000
Hidran Umum	869.200	70	98.702	30	18.253.200

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.36 Kebutuhan air untuk kebun

	Jumlah	Jumlah konsumsi rata-rata (lt/hr)	Jumlah pemakaian (lt/hr)
Kebun (m <sup>2</sup> )	8.771.600	5	43.858.000

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.37 Perhitungan kebutuhan air

No	Fasilitas	Kebutuhan air (lt/hr)	Kebutuhan air (lt/dtk)
1	Rumah tangga	60.844.000	704,213
2	Hidran Umum	18.253.200	211,264
3	Kebun	43.858.000	507,62
4	Kebutuhan penduduk hilir ( 20% x 1+2+3)	24.591.040	248,619
5	Jumlah	147.546.240	1.707,711
6	Losses (20%)	29.509.248	341.542
7	Total kebutuhan	177.055.488	2.049,253

Sumber : Hasil Perhitungan

Kebutuhan air baku adalah sebesar 2.049,253 l/dt.



#### 4.5. Analisis debit Andalan

Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan besarnya debit air yang berguna untuk air baku. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari NRECA berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Perhitungan debit andalan meliputi (Soedibyo, 1993) :

##### 1. Data Curah Hujan

.Perhitungan debit andalan meliputi (Soedibyo, 1993) :

Tabel 4.38. Curah Hujan Bulanan

No	Jan	Febr	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agust	Septe	Oktob	Nov	Des
1	624	153	243	231	164	0	107	29	0	226	182	256
2	537	168	736	188	70	2	0	2	0	82	136	415
3	671	299	273	279	3	3	15	0	0	0	66	302
4	464	452	215	368	138	8	0	0	0	11	237	308
5	379	0	295	0	150	29	35	23	90	361	169	614
6	1233	139	100	209	242	48	0	0	5	380	290	114
7	576	546	293	373	159	72	194	65	57	79	161	431
8	999	144	389	182	9	83	33	135	33	81	176	620
9	556	413	265	136	86	92	24	0	7	78	242	368
10	233	157	374	205	293	102	35	155	131	253	153	314
11	398	525	40	224	153	118	62	100	315	89	221	381
12	404	932	504	254	194	122	156	85	28	127	301	229
13	576	351	415	247	187	188	135	8	119	130	289	241
14	185	532	224	174	177	192	19	43	76	193	234	277
15	737	343	255	411	63	209	5	38	132	51	68	241

R = curah hujan bulanan minimum (mm)

HH = jumlah hari hujan rata-rata ( mm )

Dari perhitungan debit andalan digunakan curah hujan 20 % tak terpenuhi pada data ke-m dimana :

$$m = (0,20 * N) + 1 = (0,20 * 15) + 1 = 4 \text{ ( N = jumlah data )}$$

## 2. Evapotranspirasi Potensial

Perhitungan ini digunakan untuk memasukan simulasi operasi waduk dalam pemanfaatan air. Metode yang digunakan adalah metode F.J Mock yang dikembangkan secara khusus untuk perhitungan sungai yang ada di Indonesia. Dasar dari pendekatan metode ini adalah mempertimbangkan beberapa faktor. Faktor tersebut adalah curah hujan, evapotranspirasi, keseimbangan air di permukaan tanah dan kandungan air tanah. Hasil dari perhitungan faktor – faktor inilah yang digunakan sebagai acuan.

### a) Evapotranspirasi Terbatas

Evaporasi Terbatas adalah evapotranspirasi aktual dengan mempertimbangkan kondisi vegetasi dan permukaan tanah serta frekuensi curah hujan.

$$E = E_p \times \left( \frac{d}{30} \right) \times m$$

$E_p$  = evapotranspirasi potensial

$D$  = Jumlah hari kering tanpa hujan dalam 1 bulan

$m$  = prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi

= 0 % untuk lahan dengan hutan yang lebat

= 0 % pada akhir musim hujan, dan bertambah 10 % setiap bulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

Diambil prosentase lahan 0% karena lahan sengan hutan yang lebat.

Berdasarkan frekuensi curah hujan di Indonesia dan sifat infiltrasi dan penguapan dari tanah permukaan di dapat korelasi:

$$d = 1.5(18 - n)$$

$n$  = jumlah hari hujan dalam sebulan

sehingga dari kedua rumus tersebut didapat persamaan sebagai berikut:

$$\frac{E}{E_p} = \left(\frac{m}{20}\right)(18 - n) \text{ dan } E_t = E_p - E$$

Et = evapotranspirasi terbatas

### b) Keseimbangan air pada permukaan tanah

Rumus tentang air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = R_s - E_{t1}$$

$$SMC(n) = SMC(n-1) + IS(n)$$

$$WS = S - IS$$

di mana :

S = kandungan air tanah

R<sub>s</sub> = curah hujan bulanan minimum dari 3 stasiun yang ditinjau.

E<sub>t1</sub> = evapotranspirasi terbatas

IS = tampungan awal / *Soil Storage* (mm)

IS (n) = tampungan awal / *Soil Storage* bulan ke-n (mm)

SMC = kelembaban tanah/ *Soil Storage Moisture* (mm) diambil antara 50 - 250 mm. Jika porositas tanah atas tersebut makin besar, maka *soil moisture capacity* akan makin besar pula.

SMC (n) = kelembaban tanah bulan ke – n

SMC (n-1) = kelembaban tanah bulan ke – (n-1)

WS = *water surplus* / volume air berlebih

### c) Limpasan (*run off*) dan tampungan air tanah (*ground water storage*)

$$V(n) = k.V(n-1) + 0,5.(1-k). I(n)$$

$$dV_n = V(n) - V(n-1)$$

di mana :

---



---

$V(n)$	= volume air tanah bulan ke-n
$V(n-1)$	= volume air tanah bulan ke-(n-1)
$k$	= faktor resesi aliran air tanah diambil antara 0-1,0
$I$	= koefisien infiltrasi diambil antara 0-1,0

Harga  $k$  yang tinggi akan memberikan *resesi* yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lulus air. Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran.

#### d) Aliran Sungai

Aliran dasar , $B(n)$ = infiltrasi ( $I$ ) – perubahan volume air dalam tanah ( $dV_{(n)}$ )

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

$D(ro)$  =  $WS - I$

Aliran sungai = aliran permukaan + aliran dasar

Run off =  $D(ro) + B(n)$

Debit =  $\frac{\text{aliranSungai} \times \text{luasDAS}}{\text{satuBulan}(\text{detik})}$

Luas DAS Sungai Kreo adalah **46.627 Km<sup>2</sup>**.

Hasil perhitungan debit andalan dapat dilihat pada tabel 4.39

Tabel 4.39 Perhitungan Debit Bulanan Dengan Cara F.J MOCK

No.	Uraian	Ket.	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Augs	Sept	Okt	Nov
1	Curah Hujan ( mm )	P	464	452	215	368	138	8	0	0	0	11	237
2	Hari Hujan	n	17	16	14	14	10	2	0	0	0	3	12
3	jumlah hari		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30
4	Suhu	°C	25.80	25.85	25.32	26.25	26.43	26.12	25.54	26.05	25.61	26.32	26.42
5	Penyinaran matahari	%	38.25	25.30	42.31	50.53	41.72	34.23	31.57	51.23	41.33	45.31	54.03
6	Kelembaban Relatif ( h )	%	86.53	86.54	86.51	86.73	86.74	87.32	89.41	85.02	85.73	85.41	84.91
7	Kecepatan Angin	mm/hari	0.40	0.46	0.37	0.33	0.22	0.27	0.26	0.45	0.35	0.42	0.40
	<b>Evapotranspirasi Potensial</b>												
8	Radiasi Matahari	mm/hari	15.20	15.40	15.20	14.30	13.20	12.50	12.70	13.60	14.70	15.20	15.20
9	A	mmHg/°F	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
10	B	mm/hari	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20	16.20
11	ea	mmHg	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20	25.20
12	ed	h X ea	21.81	21.81	21.80	21.86	21.86	22.00	22.53	21.43	21.60	21.52	21.40
13	F1 ( T:S )		0.29	0.24	0.31	0.35	0.31	0.28	0.27	0.35	0.31	0.32	0.36
14	F2(T:h)		1.59	1.59	1.59	1.59	1.59	1.57	1.51	1.64	1.62	1.63	1.64
15	F3(T:h)		0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.28	0.23	0.32	0.31	0.32	0.33
16	Koefisien Refleksi		0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
17	E1		3.80	3.15	4.02	4.20	3.46	2.95	2.88	4.03	3.84	4.18	4.65
18	E2		0.71	0.52	0.77	0.88	0.75	0.64	0.58	0.92	0.76	0.83	0.96
19	E3	k=0.5	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.12	0.16	0.16	0.16	0.16
20	Ep(mm/hari)		3.24	2.78	3.40	3.46	2.85	2.45	2.42	3.27	3.23	3.52	3.85
21	Epm		100.53	77.72	105.47	103.85	88.49	73.46	74.88	101.36	96.91	108.97	115.53
	<b>Evapotranspirasi Terbatas ( Et )</b>												
22	expose Surface	%	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00	30.00
23	Jumlah hari hujan		17.00	16.00	14.00	14.00	10.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.00	12.00
24	$\square E/E_{pm}=(m/20)$		1.50	3.00	6.00	6.00	12.00	24.00	27.00	27.00	27.00	22.50	9.00
25	$\square E$		150.80	233.17	632.80	623.12	1061.86	1763.01	2021.84	2736.77	2616.67	2451.77	1039.80
26	Eactual		-50.27	-155.44	-527.34	-519.27	-973.37	-1689.55	-1946.96	-2635.41	-2519.75	-2342.80	-924.27
27	P-Ea		514.27	607.44	742.34	887.27	1111.37	1697.55	1946.96	2635.41	2519.75	2353.80	1161.27
28	SMS		514.27	807.44	942.34	1087.27	1311.37	1897.55	2146.96	2835.41	2719.75	2553.80	1361.27
29	SMC		200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00	200.00
30	Soil Storage		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	Water Surplus		514.27	607.44	742.34	887.27	1111.37	1697.55	1946.96	2635.41	2519.75	2353.80	1161.27
	<b>Total Run Off</b>												
32	Koefisien infiltrasi		0.35	0.30	0.35	0.30	0.30	0.35	0.25	0.40	0.30	0.40	0.35
33	Infiltrasi		179.99	182.23	259.82	266.18	333.41	594.14	486.74	1054.16	755.93	941.52	406.44
34	Konstanta Resesi Aliran		0.80	0.80	0.75	0.85	0.80	0.90	0.75	0.90	0.80	0.90	0.75
35	faktor persentasi		0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
36	$1/2*(1+K)*Infiltrasi$		161.99	164.01	227.34	246.22	300.07	564.44	425.90	1001.46	680.33	894.44	355.64
37	K X (Gsom)		1773.16	1548.13	1284.10	1284.73	1224.75	1372.34	1452.58	1690.63	2153.67	2550.60	2583.79
38	Groundwater Storage	2216.455	1935.16	1712.14	1511.44	1530.94	1524.83	1936.78	1878.48	2692.09	2834.00	3445.05	2939.42
39	$\square GS$		161.99	164.01	227.34	246.22	300.07	564.44	425.90	1001.46	680.33	894.44	355.64
40	Base Flow		18.00	18.22	32.48	19.96	33.34	29.71	60.84	52.71	75.59	47.08	50.81
41	Direct Runoff		334.27	425.21	482.52	621.09	777.96	1103.41	1460.22	1581.25	1763.83	1412.28	754.83
42	storm run off : p> 200		0.00	45.20	0.00	36.80	13.80	0.80	0.00	0.00	0.00	1.10	23.70
43	Total Run Off	mm/bulan	352.27	488.63	515.00	677.85	825.10	1133.92	1521.06	1633.96	1839.42	1460.46	829.33
44	catchment area	km2	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62	46.62
45	stream flow	m3/dt	4.40	5.51	6.43	8.19	10.30	13.70	18.99	20.40	22.23	1.99	10.02

#### 4.5.1 Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan

Dari perhitungan debit andalan sungai Kreo dengan cara F.J Mock, debit terkecil berada pada bulan Oktober, sebesar  $1,99 \text{ m}^3/\text{dt}$ .

Pelaksanaan pembangunan Embung Sungai Kreo ini ditujukan untuk menunjang kebutuhan air di musim kemarau.. Dengan asumsi yang ada maka embung akan selalu terisi selama musim penghujan dan baru bekerja optimal pada 6 (enam) bulan musim kemarau.

Kebutuhan air sepanjang tahun sebesar tahun sebesar  $2,049 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Sedangkan debit yang tersedia sebesar  $1,99 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Sehingga masih terjadi kekurangan air sebesar  $0,079 \text{ m}^3/\text{dt}$

Suplai air yang dibutuhkan selama musim kemarau dapat dilihat pada tabel 4.40

Tabel 4.40 Suplai Air yang dibutuhkan Embung Sungai Kreo

Volume tampungan =	Debit x bln x hr x jam x 3600	
Volume tampungan =	$0,059 \times 1 \times 30 \times 24 \times 3600$	= $152.928 \text{ m}^3$

Berdasarkan perhitungan tersebut, diketahui bahwa dengan adanya Embung Sungai Kreo diharapkan mampu memberikan debit tambahan sebesar  $59 \text{ lt/dt}$  khususnya pada musim kemarau,

#### 4.5.2 Volume Resapan Embung

Besarnya volume kehilangan air akibat resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh embung tergantung dari sifat lulus air material dasar dan dinding kolam. Sedangkan sifat ini tergantung pada jenis butiran tanah atau struktur batu pembentuk dasar dan dinding kolam. Perhitungan resapan air ini menggunakan

Rumus praktis untuk menentukan besarnya volume resapan air kolam embung, sebagai berikut :

$$V_i = K.V_u$$

di mana :

$V_i$  = Jumlah resapan tahunan (  $m^3$  )

$V_u$  = volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan ( $m^3$ )

$K$  = factor yang nilainya tergantung dari sifat lulus air material dasar dan dinding kolam embung.

$K$  = 10%, bila dasar dan dinding kolam embung praktis rapat air (  $k \leq 10^{-5}$  cm/d) termasuk penggunaan lapisan buatan (selimut lempung, geomembran, “*rubber sheet*”, semen tanah).

$K$  = 25%, bila dasar dan dinding kolam embung bersifat semi lulus air (  $k = 10^{-3} - 10^{-4}$  cm/d )

$$V_i = 0.25 * 152.928 = 38.232 m^3$$

Dari perhitungan diperoleh volume air akibat rembesan sebesar  $38.232 m^3$

#### 4.5.3 Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan

Untuk mengetahui besarnya volume penguapan yang terjadi pada muka embung dihitung dengan rumus :

$$V_e = E_a \times S \times A_g \times d$$

di mana :

$V_e$  = volume air yang menguap tiap bulan ( $m^3$ )

$E_a$  = evaporasi hasil perhitungan (mm/hari)

$S$  = penyinaran matahari hasil pengamatan (%)

$A_g$  = luas permukaan kolam embung pada setengah tinggi tubuh embung ( $m^2$ )

$d$  = jumlah hari dalam satu bulan

Untuk memperoleh nilai evaporasi dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$E_a = 0,35(ea - ed) (1 - 0,01V)$$

di mana :

$ea$  = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

$e_d$  = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

$V$  = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah

Perhitungan volume air yang menguap dapat dilihat pada tabel 4.41.

Tabel 4.41 Volume Kehilangan Air Oleh Penguapan

Bulan	Luas	JAN	FEB	MRT	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES	
Tekanan uap jenuh ( $e_a$ ) mm/Hg	0	27.69	26.90	28.16	28.66	27.85	27.37	26.74	27.21	28.49	29.17	28.83	25.74	
Tekanan uap sebenarnya ( $e_d$ ) mm/Hg		21.81	21.81	21.80	21.86	21.86	22.00	22.53	21.43	21.60	21.52	21.40	21.18	
Kec angin 2 m di atas tanah ( $V$ ) m/dt		0.4012	0.46	0.37	0.33	0.22	0.27	0.26	0.45	0.35	0.42	0.40	0.28	
Evaporasi ( $E_a$ ) mm/hari		2.05	1.77	2.22	2.37	2.09	1.87	1.47	2.02	2.40	2.67	2.59	1.59	
Evaporasi ( $E_a$ ) m/hari		0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	
Penyinaran Matahari ( $S$ ) %		38.25	25.30	42.31	50.53	41.72	34.23	31.57	51.23	41.33	45.31	54.03	37.35	
Jumlah Hari (1 Bulan)		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
Evaporasi tiap bulan dalam $m^3$														
Elevasi Dasar (m)	114	2427	5.90	3.05	7.06	8.73	6.57	4.67	3.49	7.77	7.23	9.09	10.19	4.48
Elevasi Tengah (m)	120	4697.88	1142.67	590.36	1366.46	1690.34	1271.38	903.48	675.50	1503.80	1398.94	1758.70	1972.99	866.52
Elevasi Puncak (m)	126	248751.25	60504.22	31259.15	72353.83	89502.77	67319.41	47838.73	35767.66	79625.92	74073.28	93122.50	104469.40	45881.91
Total Kehilangan Air Selama 1 Tahun														15141.14426

#### 4.5.4 Volume yang Disediakan Untuk Sedimen

Perkiraan laju sedimentasi dalam studi ini dimaksudkan untuk memperoleh angka sedimentasi dalam satuan  $m^3$ /tahun, guna memberikan perkiraan angka yang lebih pasti untuk penentuan ruang sedimen. Data atau parameter yang digunakan dalam analisis sedimentasi adalah sebagai berikut :

$$\text{Luas DAS} = 46,62 \text{ km}^2$$

$$\text{Curah hujan (R)} = 342,17 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien kekasaran manning (n)} = 0,045$$

$$\text{Indeks erodibilitas tanah (K)} = 0,4$$

$$\text{Faktor } CP = 0,2 \text{ (Tabel 2.17 Faktor } CP)$$

$$\text{Intensitas hujan maksimum selama 30 menit (I}_{30}) = \frac{R}{77,178 + 1,010R}$$

$$= \frac{1342,17}{77,178 + 1,01(342,17)}$$

$$= 0,809$$

$$\text{Energi kinetik curah hujan (E)} = 14,374 R^{1,075}$$

$$= 14,374 (342,17)^{1,075}$$



$$\begin{aligned}
 &= 7618,82 \\
 \text{Indeks erosivitas hujan (E I}_{30}\text{)} &= E \times I_{30} \times 10^{-2} \\
 &= 7618,82 \times 0,809 \times 10^{-2} \\
 &= 61,63 \\
 \text{LS} &= L/100 (0,0136 + 0,0965 S + 0,0139 S^2) \\
 &= 18000/100 (0,0136 + 0,0965 *10,17 + 0,0139 *10,17^2) \\
 &= 43,8048 \\
 \text{Erosi potensial} &= R \times K \times \text{LS} \times A \\
 &= 342,17 \times 0,4 \times 43,8048 \times 46,62 \\
 &= 31444,76 \\
 \text{Erosi aktual} &= \text{Erosi Potensial} \times CP \\
 &= 31444,76 \times 0,2 = 6288,95 \\
 \text{SDR} &= \frac{S (1 - 0,8683 A^{-0,2018})}{2 (S + 50n)} + 0,8683 A^{-0,2018} \\
 &= \frac{10,17 (1 - 0,8683 \times 46,62^{-0,2018})}{2 (10,17 + 50 \times 0,045)} + 0,8683 \times 46,62^{-0,2018} \\
 &= 0,6456 \\
 \text{S-Pot} &= \text{Erosi Aktual} \times \text{SDR} \quad (\text{sedimen potensial}) \\
 &= 6288,95 \times 0,6456 \\
 &= 4060,14 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas diperoleh :

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_u + V_e + V_i + V_s \\
 V_n &= 152.928 + 38.232 + 30.204,95 + 4.060,14 \\
 &= 225.425,09 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

#### 4.6. Neraca Air

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkan untuk air baku akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap bulan dan jumlah penduduk yang dilayani, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka jumlah penduduk yang dilayani adalah tetap karena

---

---

jumlah penduduk yang dilayani dengan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan rencana. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut:

- Jumlah penduduk yang dilayani dikurangi
- Daerah layanan air baku tetap tetapi ada suplesi debit dari waduk lain.
- Rotasi teknis/golongan.

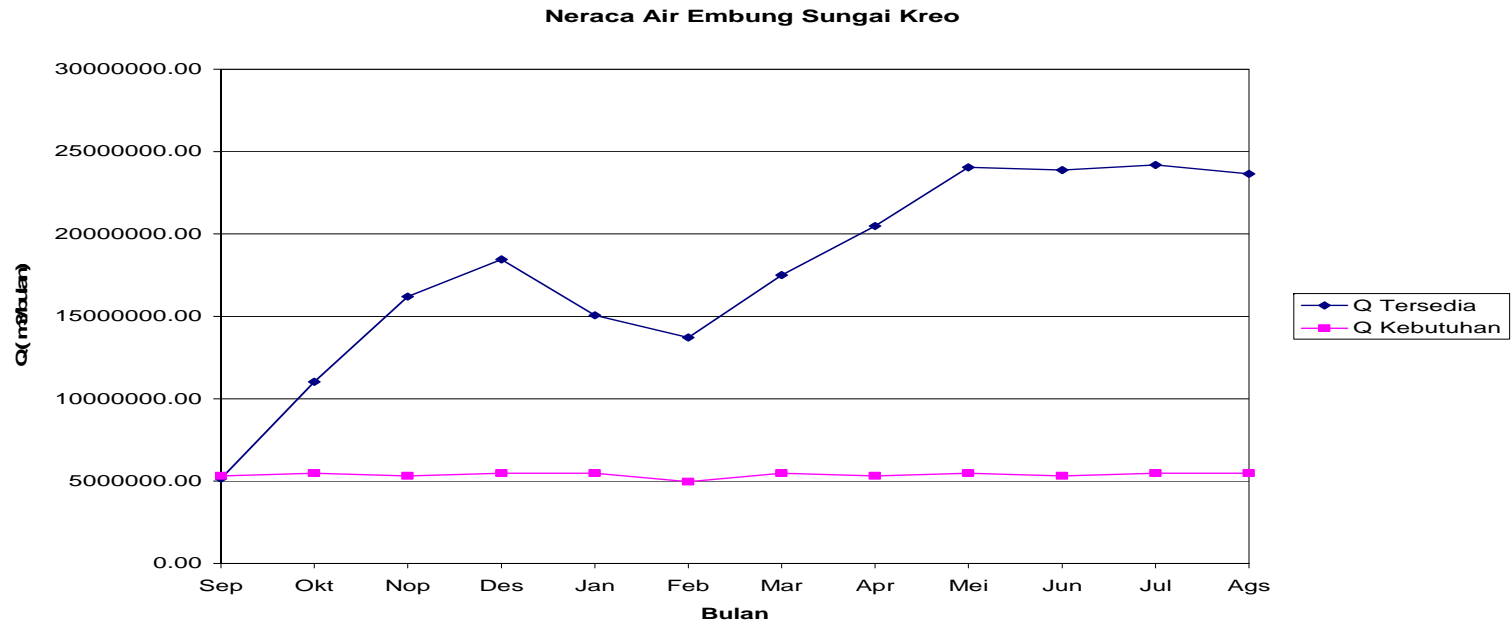
Hasil analisis neraca air disajikan dalam Tabel 4.42

Tabel 4.42 Perhitungan Neraca Air

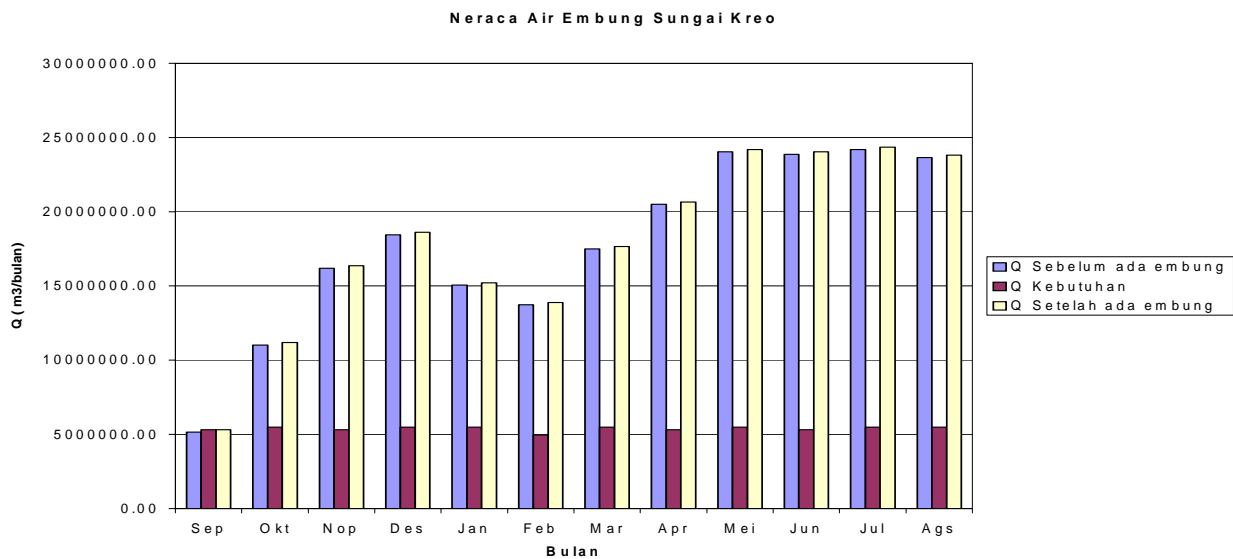
PERIODE		Bulan										
		Sep	Okt	Nop	Des	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul
Debit	(m <sup>3</sup> /bulan)	5158080.00	9714275.51	10665033.96	7565829.52	2098169.79	4161783.77	8732408.69	8488265.47	8859367.90	5329624.35	5634375.95
Q Kebutuhan	(m <sup>3</sup> /bulan)	5311008	5488720.128	5311664.64	5488720.128	5488720.128	4957553.664	5488720.128	5311664.64	5488720.128	5311664.64	5488720.128
Evaporasi	(m <sup>3</sup> /bulan)	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00	3348.00
Rembesan	(m <sup>3</sup> /bulan)	147.21	1362.98	382.86	499.05	559.83	430.97	434.02	353.40	67.42	21.12	0.00
Q Tersedia	(m <sup>3</sup> /bulan)	5158080.00	9557952.31	14730555.17	16980989.19	13586591.80	12255747.62	16026823.68	19022587.00	22566588.85	22404077.65	22723419.84
Kebutuhan Tot	(m <sup>3</sup> /bulan)	5314480.21	5624713.10	5715047.50	5988219.17	6044279.95	5401984.63	5922154.69	5645021.04	5921355.55	5315033.76	5492068.13
Defisit	(m <sup>3</sup> /bulan)	-156323.21	406521.20	941519.67	11488422.01	8093963.85	7294414.99	10534321.53	13707220.96	17074453.30	17089043.89	17231351.71
Jumlah hari		30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31

Rembesan = Filtrasi, asumsi dari referensi  $2,5 \times 10^{-6}$  m/dt

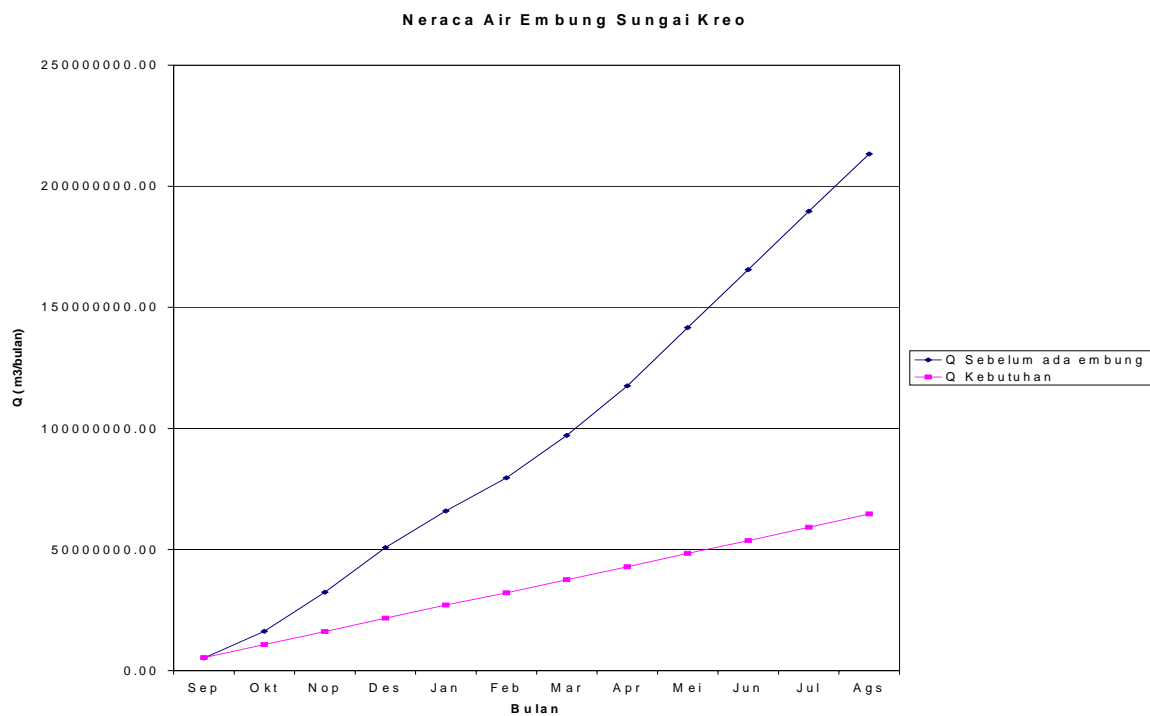
Surplus = ( Q tersedia ) – ( Q kebutuhan + Evaporasi + Rembesan)



Gambar 4.5 Neraca Air Embung Sungai Kreo



Gambar 4.6 Neraca Air sebelum dan sesudah adanya embung Sungai Kreo



Gambar 4.7 Neraca Air Komulatif Embung Sungai Kreo

---



---

#### 4.7 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Salah satu manfaat dari pembangunan bendung adalah untuk pengendalian banjir untuk itu perlu dilakukan penelusuran banjir untuk menentukan debit out flow untuk mendesain *spillway* dan tampungan banjir dalam waduk (Soemarto, 1999).

Data – data yang diperlukan pada penelusuran banjir lewat waduk adalah:

- Hubungan volume tampungan dengan elevasi waduk.
- Hubungan debit keluar dengan elevasi muka air di waduk serta hubungan debit keluar dengan tampungan.
- Hidrograf inflow, I.
- Nilai awal dari tampungan S, inflow I, debit keluar pada t = 0.

Digunakan pelimpah (*spillway*) ambang lebar dengan elevasi dan volume sebagai berikut:

$$Q = \frac{2}{3} \times Cd \times B \times \sqrt{2g} \times H^{\frac{3}{2}}$$

$$Cd = 1.7 - 2.2 \text{ m}^{1/2}/\text{det} \text{ diambil } 2.2 \text{ m}^{1/2}/\text{det.} \quad B = 40 \text{ m}$$

$$Q = 259,86 \times H^{3/2}$$

Perhitungan debit *spillway* dengan variasi tinggi air muka banjir yang melimpah diatas *spillway* disajikan dalam Tabel 4.43

Tabel 4.43 Perhitungan Debit Spillway (Soediby, 1993)

H	$Q=324,826 \cdot H^{3/2}$	H	$Q=324,86 \cdot H^{3/2}$
0	0.000	0.8	185.941
0.05	2.905	0.85	203.642
0.1	8.217	0.9	221.872
0.15	15.097	0.95	240.616
0.2	23.243	1	259.860
0.25	32.483	1.05	279.591
0.3	42.699	1.1	299.798
0.35	53.807	1.15	320.469
0.4	65.740	1.2	341.595
0.45	78.444	1.25	363.165
0.5	91.874	1.3	385.172
0.55	105.995	1.35	407.606
0.6	120.772	1.4	430.459
0.65	136.179	1.45	453.724
0.7	152.190	1.5	477.393
0.75	168.784	1.55	501.461

Puncak optimal embung diperoleh pada saat debit inflow sama dengan debit outflow yang dihitung dengan perhitungan penelusuran banjir ( flood routing ). Perhitungan flood routing dapat dilihat pada tabel 4.44 . Cara pengisian tabel tersebut adalah sebagai berikut (Kodoatie, 2000)

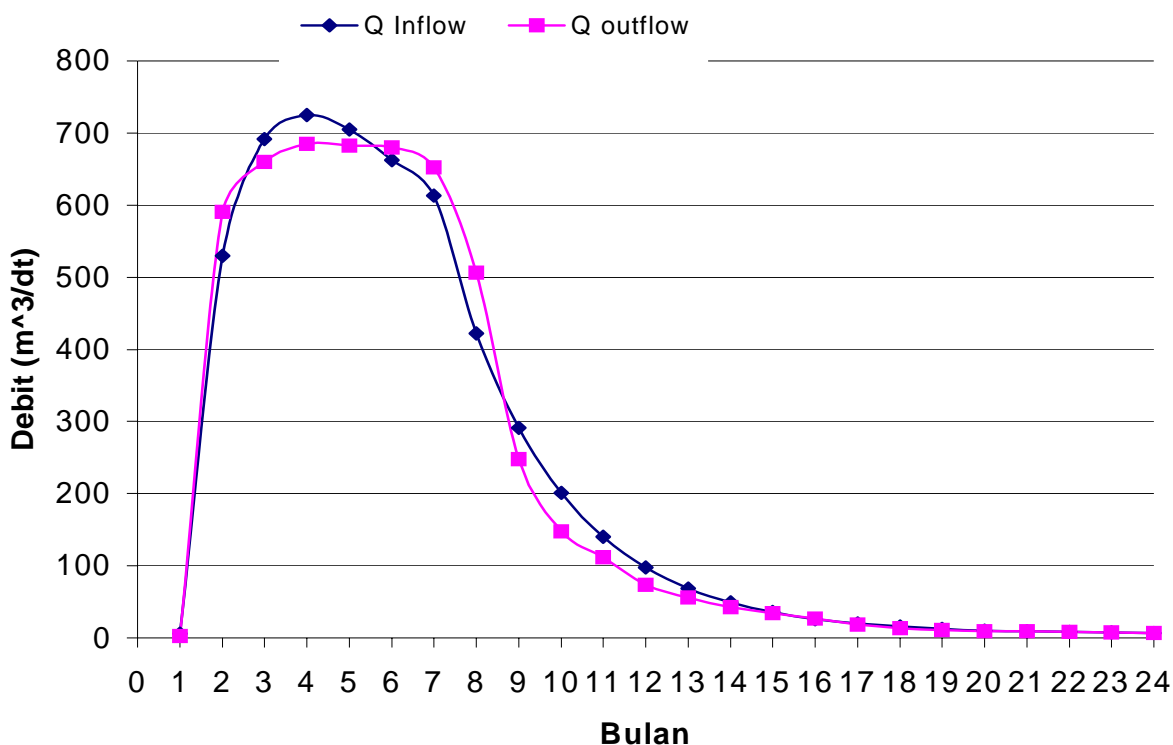
- Kolom 1 = Jam
- Kolom 2 = t
- Kolom 3 =  $Q_{inflow}$
- Kolom 4 =  $Q_{inflow}$  rata - rata
- Kolom 5 = Kolom 4 \* t
- Kolom 6 = Asumsi elevasi
- Kolom 7 =  $Q_{outflow}$
- Kolom 8 =  $Q_{outflow}$  rata - rata
- Kolom 9 = Kolom 8 \* t
- Kolom 10 = Storage normal
- Kolom 11 = Storage banjir ( kolom 5 – kolom 9 )
- Kolom 12 = Storage kumulatif
- Kolom 13 = Elevasi muka air berdasarkan storage kumulatif

Tabel 4.44 Perhitungan Flood Routing (Kodoatie, 2000)

jam	t	Q-Inflow	Q-rerata	Qrerata*t	Asumsi Elevasi	Q-Outflow	Q-Outrerata	Storage	Storage Norml	Storage Banjir	Storage Kumul	Elevasi
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0		0			<b>124.000</b>	0						
	3600		2.97	10692			1.452661562	5229.581622	189,030.00	5,462.42	194,492.42	125.079
1		5.94			<b>125.050</b>	2.905323123						
	<b>3600</b>		<b>267.9083</b>	<b>964469.9</b>			<b>264.4124928</b>	<b>951884.9743</b>	189,030.00	<b>12,584.97</b>	<b>207,077.39</b>	126.695
2		529.88			<b>126.600</b>	525.9196626						
	3600		610.8202	2198953			607.2801137	2186208.409	189,030.00	12,744.39	219,821.78	127.078
3		691.76			<b>126.915</b>	688.6405649						
	3600		708.5367	2550732			698.1231557	2513243.36	189,030.00	37,488.85	257,310.63	127.311
4		725.31			<b>126.950</b>	707.6057465						
	3600		715.0393	2574141			710.3307932	2557190.856	189,030.00	16,950.51	274,261.14	127.411
5		704.77			<b>126.960</b>	713.05584						
	3600		683.4844	2460544			690.116632	2484419.875	189,030.00	(23,876.20)	250,384.94	127.2
6		662.20			<b>126.875</b>	667.177424						
	3600		637.4873	2294954			596.5485433	2147574.756	189,030.00	147,379.63	397,764.57	127.704
7		612.77			<b>126.600</b>	525.9196626						
	3600		517.2823	1862216			501.656483	1805963.339	189,030.00	56,253.09	454,017.67	127.902
8		421.79			<b>126.500</b>	477.3933034						
	3600		356.352	1282867			368.6266517	1327055.946	189,030.00	(44,188.86)	409,828.81	127.168
9		290.91			<b>126.000</b>	259.86						
	3600		246.0723	885860.3			240.8661788	867118.2438	189,030.00	18,742.05	428,570.86	127.167
10		201.23			<b>125.900</b>	221.8723576						
	3600		170.501	613803.8			203.9065188	734063.4676	189,030.00	(120,259.69)	308,311.17	126.431
11		139.77			<b>125.800</b>	185.9406799						
	3600		118.7103	427357.2			153.3563471	552082.8495	189,030.00	(124,725.60)	183,585.57	125.571
12		97.65			<b>125.600</b>	120.7720143						
	3600		83.21785	299584.3			93.25598605	335721.5498	189,030.00	(36,137.29)	147,448.28	125.18
13		68.79			<b>125.400</b>	65.73995782						
	3600		58.89979	212039.2			54.21965648	195190.7633	189,030.00	16,848.49	164,296.77	125.169
14		49.01			<b>125.300</b>	42.69935514						
	3600		42.23605	152049.8			38.57508331	138870.2999	189,030.00	13,179.48	177,476.25	125.199
15		35.46			<b>125.260</b>	34.45081148						
	3600		30.81221	110923.9			30.63277157	110277.9777	189,030.00	645.97	178,122.22	125.162
16		26.17			<b>125.220</b>	26.81473167						
	3600		22.98367	82741.22			22.51452277	81052.28197	189,030.00	1,688.94	179,811.16	125.121
17		19.80			<b>125.170</b>	18.21431387						
	3600		17.62029	63433.04			15.91330656	57287.9036	189,030.00	6,145.13	185,956.29	125.124
18		15.44			<b>125.140</b>	13.61229924						
	3600		13.94209	50191.53			12.20723829	43946.05786	189,030.00	6,245.48	192,201.77	125.137
19		12.45			<b>125.120</b>	10.80217735						
	3600		11.42238	41120.58			10.14130832	36508.70996	189,030.00	4,611.87	196,813.64	125.151
20		10.40			<b>125.110</b>	9.480439298						
	3600		9.698764	34915.55			9.160943504	32979.39661	189,030.00	1,936.15	198,749.79	125.156
21		9.00			<b>125.105</b>	8.841447709						
	3600		8.516439	30659.18			8.529471218	30706.09639	189,030.00	(46.92)	198,702.87	125.151
22		8.03			<b>125.100</b>	8.217494728						
	3600		7.706536	27743.53			7.913223343	28487.60403	189,030.00	(744.07)	197,958.80	125.142
23		7.38			<b>125.095</b>	7.608951958						
	3600		7.153515	25752.65			7.312585979	26325.30953	189,030.00	(572.66)	197,386.14	125.134
24		6.93			<b>125.090</b>	7.01622						



Penelusuran banjir lewat pelimpah erat kaitannya dengan penentuan tinggi puncak bendungan. Sedangkan elevasi muka air waduk maksimum tergantung dari dimensi dan tipe pelimpah. Berdasarkan perhitungan flood routing di atas didapat storage maksimum yang terjadi adalah sebesar  $454,017.67 \text{ m}^3$  dengan elevasi maksimum  $127.9 \text{ m}$ , sehingga elevasi waduk = elevasi muka air banjir + tinggi jagaan =  $127.9 \text{ m} + 2$  (diambil 2 meter untuk memberi keamanan akibat gelombang air yang ditimbulkan oleh angin) =  $129,90 \text{ m} \approx 130 \text{ m}$ .



Gambar 4.8 Grafik Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah