

## BAB IV

### ANALISIS HIDROLOGI

#### 4.1. Tinjauan Umum

Dalam merencanakan bangunan air, analisis awal yang 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. Tampungan 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 karena penetapan dari hujan rata – rata dan evapotranspirasi 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 aliaran sungai.

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

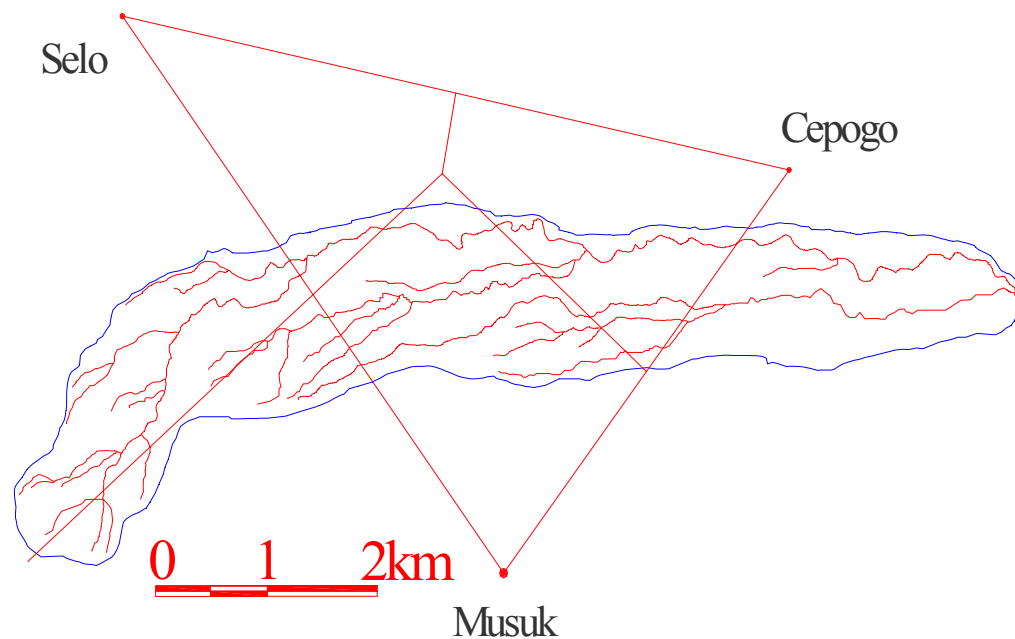
- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai ( DAS ) beserta luasnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan sungai.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
- e. Menghitung 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 Gandul sebesar 10,71 km<sup>2</sup>. Untuk peta daerah aliran sungai (DAS) dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Peta DAS Embung Paras

### 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 Selo, Musuk & Cepogo.

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 Gandul

No Sta.	Nama Stasiun	Luas DPA( Km <sup>2</sup> )	Bobot ( % )
09007c	Selo	2,861	26,71
09013a	Musuk	3,836	35,82
09012A	Cepogo	4,013	37,47
	Luas Total	10,71	100

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

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

Persamaan :

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

di mana :

$\bar{R}$  = 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* (Soemarto, 1999)

No	Tahun	Sta Selo	Sta. Musuk	Sta. Cepogo	Rh Rencana
	Bobot	26.71	35.82	37.47	
1	1990	77	68	75	73
2	1991	60	65	70	66
3	1992	52	80	114	85
4	1993	60	65	81	70
5	1994	50	65	150	93
6	1995	106	65	105	91
7	1996	63	65	176	106
8	1997	56	65	92	73
9	1998	67	125	125	110
10	1999	73	65	84	74
11	2000	67	70	66	68
12	2001	56	68	90	73
13	2002	90	65	70	74
14	2003	75	145	175	138
15	2004	80	125	145	120
16	2005	100	90	105	98

#### 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,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.

Di mana :

$X_i$  = 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	Rh rencana	(xi-x)	(xi-x)2	(xi-x)3	(xi-x)4
1	1990	73	-15,25	232,56	-3546,58	54085,32
2	1991	66	-22,25	495,06	-11015,14	245086,88
3	1992	85	-3,25	10,56	-34,33	111,57
4	1993	70	-18,25	333,06	-6078,39	110930,63
5	1994	93	4,75	22,56	107,17	509,07
6	1995	91	2,75	7,56	20,80	57,19
7	1996	106	17,75	315,06	5592,36	99264,38
8	1997	73	-15,25	232,56	-3546,58	54085,32
9	1998	110	21,75	473,06	10289,11	223788,13
10	1999	74	-14,25	203,06	-2893,64	41234,38
11	2000	68	-20,25	410,06	-8303,77	168151,25
12	2001	73	-15,25	232,56	-3546,58	54085,32
13	2002	74	-14,25	203,06	-2893,64	41234,38
14	2003	138	49,75	2475,06	123134,36	6125934,38
15	2004	120	31,75	1008,06	32005,98	1016190,00
16	2005	98	9,75	95,06	926,86	9036,88
Jumlah		1412	0	6749	138371	8243785
Rerata		88,25				

Macam pengukuran dispersi antara lain sebagai berikut :

### 1. Deviasi Standart (S)

Perhitungan deviasi standar digunakan persamaan sebagai berikut :

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

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

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

$$S = \sqrt{\frac{6749}{16 - 1}}$$

$$S = 21,21$$

### 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

$$CS = \frac{16 \times (138371)}{(16-1)(16-2) 21,21^3}$$

$$CS = 1,1049$$

### 3. Koefisien *Kurtosis* (CK)

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

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

Di mana :

CK = Koefisien *Kurtosis*

$X_i$  = Nilai variat ke i

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

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

$$CK = \frac{\frac{1}{16} \times (8243785)}{21,21^4}$$

$$CK = 2,55$$

### 4. Koefisien Variasi (CV)

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

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

Di mana :

CV = Koefisien variasi

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

S = Standart deviasi

$$CV = \frac{21,21}{88,25} = 0,24$$

#### 4.4.2. Analisis Jenis Sebaran

##### 1. Metode Gumbel Tipe I

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

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

Di mana

$$\bar{X} = 88,25$$

$$S = 21,21$$

$$Y_n = 0,5157 \text{ (Tabel 2.1)}$$

$$S_n = 1,0316 \text{ (Tabel 2.2)}$$

$$Y_T = -\ln \left[ -\ln \frac{T-1}{T} \right] \text{ (Tabel 2.3)}$$

Tabel 4.4 Distrbusi Sebaran Metode Gumbel Tipe I (Soewarno, 1995)

No	Periode	X	S	Yt	Yn	Sn	Xt
1	2	88.25	21.21	0.3665	0.5157	1.0316	85.18
2	5	88.25	21.21	1.4999	0.5157	1.0316	108.49
3	10	88.25	21.21	2.2502	0.5157	1.0316	123.91
4	25	88.25	21.21	3.1985	0.5157	1.0316	143.41
5	50	88.25	21.21	3.9019	0.5157	1.0316	157.87
6	100	88.25	21.21	4.6001	0.5157	1.0316	172.23
7	200	88.25	21.21	5.296	0.5157	1.0316	186.53
8	1000	88.25	21.21	6.919	0.5157	1.0316	219.90

##### 2. Metode Log Pearson III

Menghitung curah hujan dengan Metode Log Pearson III :

Tabel 4.5 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Tipe III (Soewarno, 1995)

Tahun	x	Log X	Logxi - Log Xrt	(Logxi-LogXrt)^2	(Log xi - Log xrt)^3	(Log xi - Log xrt)^4
1990	73	1,863	-0,072	0,0051	-0,00037	0,00003
1991	66	1,820	-0,115	0,0133	-0,00154	0,00018
1992	85	1,929	-0,006	0,0000	0,00000	0,00000
1993	70	1,845	-0,090	0,0081	-0,00073	0,00007
1994	93	1,968	0,034	0,0011	0,00004	0,00000
1995	91	1,959	0,024	0,0006	0,00001	0,00000
1996	106	2,025	0,090	0,0082	0,00074	0,00007
1997	73	1,863	-0,072	0,0051	-0,00037	0,00003
1998	110	2,041	0,106	0,0113	0,00121	0,00013
1999	74	1,869	-0,066	0,0043	-0,00028	0,00002
2000	68	1,833	-0,102	0,0105	-0,00108	0,00011
2001	73	1,863	-0,072	0,0051	-0,00037	0,00003
2002	74	1,869	-0,066	0,0043	-0,00028	0,00002
2003	138	2,140	0,205	0,0420	0,00860	0,00176
2004	120	2,079	0,144	0,0208	0,00300	0,00043
2005	98	1,991	0,056	0,0032	0,00018	0,00001
Jumlah	1412	30,960	0,000	0,1431	0,00876	0,00287
Rerata	88,25	1,935				

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

Di mana : Y = nilai logaritma dari x

$$\bar{Y} = \text{rata - rata hitung nilai Y atau } \overline{\log(X)} = \frac{\sum \log(X)}{n} = 1,935$$

$$S = \text{deviasi standar menjadi } \overline{S \log(X)} = \sqrt{\frac{\sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^2}{n-1}} = 0,0977$$

$$\text{Nilai kemecengan } CS = \frac{n \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log(X)})^3} = 0,716, \text{ didapat k (Tabel 2.4)}$$

$$\text{Koefisien kurtosis } CK = \frac{\frac{1}{n} \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^4}{(\overline{S \log(X)})^4} = 1,969$$

Tabel 4.6 Distribusi Sebaran Metode Log Pearson Tipe III (Soewarno, 1995)

No	Periode	Peluang	S Log x	Log xrt	Cs	k	Y = Log x	x
1	2	50	0.0977	1.935	0.716	-0.1160	1.9237	83.882
2	5	20	0.0977	1.935	0.716	0.7900	2.0122	102.845
3	10	10	0.0977	1.935	0.716	1.3330	2.0652	116.207
4	25	4	0.0977	1.935	0.716	1.9670	2.1272	134.022
5	50	2	0.0977	1.935	0.716	2.4070	2.1702	147.967
6	100	1	0.0977	1.935	0.716	2.8240	2.2109	162.519
7	200	0.5	0.0977	1.935	0.716	3.2230	2.2499	177.782
8	1000	0.1	0.0977	1.935	0.716	4.1050	2.3361	216.800

### 3. Metode Log Normal

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

Dimana : Y = nilai logaritma dari x

$$\bar{Y} = \text{rata - rata hitung nilai Y atau } \overline{\log(X)} = \frac{\sum \log(X)}{n} = 1,935$$

$$S = \text{deviasi standar menjadi } \overline{S \log(X)} = \sqrt{\frac{\sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^2}{n-1}} = 0,0977$$

$$\text{Nilai kemecengan } CS = \frac{n \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S \log(X)})^3} = 0,716, \text{ didapat k (Tabel 2.5)}$$



$$CK = \frac{\frac{1}{n} \sum (\log(X) - \overline{\log(X)})^4}{(\overline{S \log(X)})^4} = 1,969$$

Koefisien kurtosis

Tabel 4.7 Distrbusi Sebaran Metode Log Normal 3 Parameter (Soewarno, 1995)

No	Periode	Peluang	Xrt	S	CS	k	Y
1	2	50	88,25	21,21	0,716	-0,118856	85,72906
2	5	80	88,25	21,21	0,716	0,7449	104,0493
3	10	90	88,25	21,21	0,716	1,3156	116,1539
4	25	95	88,25	21,21	0,716	1,8501	127,4906
5	50	98	88,25	21,21	0,716	2,5294	141,8986
6	100	99	88,25	21,21	0,716	3,0333	152,5863

Tabel 4.8 Curah hujan Rancangan DAS Sungai Gandul

Periode (th)	Gumbel Tipe I	Log Pearson Tipe III	Log Normal
2	85.18	83.88	84.588
5	106.49	102.84	104.049
10	123.91	116.21	116.154
25	143.41	134.02	127.491
50	157.87	147.97	141.899
100	172.23	162.58	152.586
200	186.53	177.78	-
1000	219.90	216.80	-

Tabel 4.9 Syarat Pemilihan Jenis Distribusi (Soewarno, 1995)

No.	Jenis	Syarat	Hasil Hitungan	Keterangan
1	Distribusi Log Normal	CS=0 CS=3CV+CV^3	CS=0.716 CK=1.969	Tidak memenuhi Tidak memenuhi
2	Distribusi Gumbel Tipe I	CS<1.1396 CK<4.002	CS=1.1049 CK=2.55	Memenuhi Memenuhi
3	Distribusi Log Pearson Tipe III	CS=0 Ck=21.2	CS=0.716 CK=1.969	Tidak memenuhi Memenuhi

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 :

$$K = 1 + 3.322 \log n = 1 + 3.322 \log 16 = 5$$

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

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

$$E_i = \frac{n}{K} = \frac{16}{5} = 3.2$$

$$\Delta X = (X_{\text{maks}} - X_{\text{min}}) / G - 1 = (138 - 66) / 4 - 1 = 24$$

$$X_{\text{awal}} = X_{\text{min}} - \frac{1}{2} \Delta X = (66 - 12) = 54$$

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*

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-1

$E_i$  = 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  $X_h^2$  hitungan  $< X_h^2$  Tabel (Soewarno, 1995). Perhitungan nilai  $X_h^2$  disajikan pada Tabel 4.10 berikut :

Tabel 4.10 Chi Square Distribusi Sebaran Data Curah Hujan Stasiun BMG Metode Distribusi Log Pearson III (Soewarno, 1995)

No.	Probabilitas (%)	Jumlah Data		Oi - Ei	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>		
1	54<x<78	6	3.2	2.8	2.45
2	78<x<102	4	3.2	0.8	0.2
3	102<x<126	4	3.2	0.8	0.2
4	126<x<150	2	3.2	-1.2	0.45
5	>150	0	3.2	-3.2	3.2
		16	16		6.5

*Chi-Square* Hitung ( $Xh^2$ ) = 6.5

n = 16

K = 5

Derajat Kebebasan (DK) = 3

DK = Derajat Signifikasi Alpha (%) = 5

*Chi-Square* Kritis ( $Xh^{2cr}$ ) = 7.815

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

Dari pengujian yang dilakukan dengan menggunakan metode *chi square* didapat bahwa  $(Xh^2) = 6,5$ ; 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):

$$X_{rt} = 88,25$$

$$S = 21,21$$

Tabel 4.11 Uji Kecocokan Sebaran dengan *Smirnov-Kolmogorov* (Soewarno, 1995)

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
73	1	0.059	0.941	-0.719	0.067	0.933	0.008
66	2	0.118	0.882	-1.049	0.133	0.867	0.016
85	3	0.176	0.824	-0.153	0.200	0.800	0.024
70	4	0.235	0.765	-0.860	0.267	0.733	0.031
93	5	0.294	0.706	0.224	0.333	0.667	0.039
91	6	0.353	0.647	0.130	0.400	0.600	0.047
106	7	0.412	0.588	0.837	0.467	0.533	0.055
73	8	0.471	0.529	-0.719	0.533	0.467	0.063
110	9	0.529	0.471	1.025	0.600	0.400	0.071
74	10	0.588	0.412	-0.672	0.667	0.333	0.078
68	11	0.647	0.353	-0.955	0.733	0.267	0.086
73	12	0.706	0.294	-0.719	0.800	0.200	0.094
74	13	0.765	0.235	-0.672	0.867	0.133	0.102
138	14	0.824	0.176	2.346	0.933	0.067	0.110
120	15	0.882	0.118	1.497	1.000	0.000	0.118
98	16	0.941	0.059	0.413	1.067	-0.067	0.125

Dari perhitungan nilai D, Tabel 4.11, menunjukkan nilai  $D_{\max} = 0,125$ , data pada peringkat  $m = 16$ . dengan menggunakan data pada Tabel 2.11, untuk derajat kepercayaan 5 % maka diperoleh  $D_0 = 0,34$  untuk  $N=16$ . Karena nilai  $D_{\max}$  lebih kecil dari nilai  $D_0$  ( $0,125 < 0,34$ ) 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 (Soemarto, 1999)

t (jam)	R24							
	R 2	R 5	R 10	R 25	R 50	R 100	R 200	R 1000
1	85.18	106.49	123.91	143.41	157.87	172.23	186.53	219.9
2	29.53	36.92	42.96	49.72	54.73	59.71	64.67	76.24
3	18.60	23.26	27.06	31.32	34.48	37.61	40.74	48.03
4	14.20	17.75	20.65	23.90	26.31	28.71	31.09	36.65
5	11.72	14.65	17.05	19.73	21.72	23.70	25.66	30.25
6	10.10	12.63	14.69	17.00	18.72	20.42	22.12	26.07
7	8.94	11.18	13.01	15.06	16.58	18.08	19.58	23.09
8	8.07	10.09	11.74	13.59	14.96	16.32	17.67	20.83
9	7.38	9.23	10.74	12.43	13.68	14.93	16.17	19.06
10	6.83	8.53	9.93	11.49	12.65	13.80	14.95	17.62
11	6.36	7.95	9.25	10.71	11.79	12.86	13.93	16.42
12	5.97	7.46	8.69	10.05	11.07	12.07	13.07	15.41
13	5.63	7.04	8.20	9.49	10.44	11.39	12.34	14.54
14	5.34	6.68	7.77	8.99	9.90	10.80	11.70	13.79
15	5.08	6.36	7.40	8.56	9.42	10.28	11.13	13.12
16	4.86	6.07	7.06	8.17	9.00	9.82	10.63	12.53
17	4.65	5.81	6.77	7.83	8.62	9.40	10.18	12.01
18	4.47	5.58	6.50	7.52	8.28	9.03	9.78	11.53
19	4.30	5.38	6.25	7.24	7.97	8.69	9.42	11.10
20	4.15	5.18	6.03	6.98	7.69	8.39	9.08	10.71
21	4.01	5.01	5.83	6.75	7.43	8.10	8.78	10.35
22	3.88	4.85	5.64	6.53	7.19	7.84	8.50	10.02
23	3.76	4.70	5.47	6.33	6.97	7.60	8.24	9.71
24	3.65	4.56	5.31	6.15	6.77	7.38	8.00	9.43
24	3.55	4.44	5.16	5.98	6.58	7.18	7.77	9.16

#### 4.4.5. Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dalam perhitungan debit banjir rencana dalam perencanaan embung 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 ( $m^3/det$ )

$$I = \text{intensitas curah hujan selama konsentrasi (mm/jam)} = \frac{R_{24}}{24} \times \left[ \frac{24}{T} \right]^{2/3}$$

A = luas daerah aliran ( $km^2$ )

C = koefisien *run off*

$$T = \frac{L}{W}$$

T = Waktu konsentrasi ( jam )

$$W = 72 \left( \frac{H}{L} \right)^{0,6} \text{ (Km/ jam)}$$

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

L = jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (Km) =  
11,6985 Km

A = luas DAS (Km<sup>2</sup>) = 10.71 Km<sup>2</sup>

H = beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (Km) = 1,735 Km

Tabel 4.13 Perhitungan Debit Metode Rasional (Sosrodarsono&Takeda, 1984)

No.	Periode Ulang	A	R24	L	H	C	W	T	I	Qt
	tahun	Km <sup>2</sup>	mm	Km	Km		Km/jam	jam	mm/jam	m <sup>3</sup> /det
1	2	10.710	85.18	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	46.224	110.10
2	5	10.710	106.49	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	57.788	137.65
3	10	10.710	123.91	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	67.242	160.16
4	25	10.710	143.41	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	77.824	185.37
5	50	10.710	157.87	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	85.671	204.06
6	100	10.710	172.23	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	93.463	222.62
7	200	10.710	186.53	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	101.223	241.10
8	1000	10.710	219.9	11.6985	1.735	0.8	22.910	0.511	119.332	284.24

## 2. Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode *Melchior*.

Perhitungan debit banjir dengan metode *Melchior* tidak kami lakukan mengingat luas DAS Sungai Gandul < 100 Km<sup>2</sup>, yaitu sekitar 10,71 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) :

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

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

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

$$q_n = \frac{Rn}{240} \frac{67,65}{t+1,45}$$

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

di mana :

$Q_n$  = debit banjir ( $m^3/det$ ) 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 ( $m^3/det.km^2$ )

$A$  = luas daerah aliran ( $km^2$ ) sampai 100  $km^2$

$t$  = 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 ( $A$ ) = 10,71  $km^2$

Panjang Sungai ( $L$ ) = 11,6985 km

Kemiringan Sungai ( $I$ ) = 0,148

**dicoba  $t$  = 2 jam**

$$\beta = \frac{120 + ((t+1)(t+9))A}{120 + A} = 3,6219$$

$$q_n = \frac{67,65}{t+1,45} = 19,6087 \text{ m}^3/det.km^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta.q + 7} = 0,9475$$

$$Q_n = \alpha.\beta.q_n.A = 720,6791 \text{ m}^3/det$$

$$t = 0,125.L.Q_n^{-0,125}.I^{-0,25} = 1,036 \text{ jam}$$

**dicoba  $t$  = 1,037 jam**

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9}.A}{120 + A} = 2,5929$$

$$q_n = \frac{67,65}{t+1,45} = 27,2049 \text{ det.km}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta.q + 7} = 0,9472$$

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A = 715,557 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$t = 0,125 \cdot L \cdot Q^{-0,125} \cdot I^{-0,25} = 1,037 \text{ jam didapat } t = 1,037 \text{ jam}$$

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \cdot \frac{R_n}{240} = 1,01 R_n$$

Tabel 4.14 Perhitungan Debit Metode *Weduwen* (Loebis, 1987)

No.	Periode	Rn (mm)	Q (m3/det)
1	2	85.18	86.03
2	5	106.49	107.55
3	10	123.91	125.15
4	25	143.41	144.84
5	50	157.87	159.45
6	100	172.23	173.95
7	200	186.53	188.40
8	1000	219.90	222.10

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

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

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

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

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

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

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

a. Untuk  $t < 2$  jam

$$R_n = \frac{tR_{24}}{t + 1 - 0,0008 \times (260 - R_{24})(2 - t)^2}$$

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

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

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

$$R_n = 0,707R_{24}\sqrt{t + 1}$$

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



Perhitungan debit banjir rencana dengan periode ulang T tahun menggunakan metode *Haspers* disajikan dalam Tabel 4.16

Tabel 4.15 Perhitungan Debit Banjir Dengan Metode *Hasper* (Loebis, 1987)

No.	Periode	R24	A	L	l	t	Rn	qn	Koef. Red	Koef. Alir	Qt
	tahun	mm	Km2	Km				M3/det.km			m3/det
1	2	85.18	10.71	11.6985	0.267	1.063	46.669	12.96	0.765	0.590	76.95
2	5	106.49	10.71	11.6985	0.267	1.063	57.898	16.08	0.765	0.590	96.02
3	10	123.91	10.71	11.6985	0.267	1.063	66.950	18.60	0.765	0.590	111.42
4	25	143.41	10.71	11.6985	0.267	1.063	76.950	21.38	0.765	0.590	128.66
5	50	157.87	10.71	11.6985	0.267	1.063	84.277	23.41	0.765	0.590	141.39
6	100	172.23	10.71	11.6985	0.267	1.063	91.480	25.41	0.765	0.590	153.98
7	200	186.53	10.71	11.6985	0.267	1.063	98.581	27.38	0.765	0.590	166.48
8	1000	219.90	10.71	11.6985	0.267	1.063	114.878	31.91	0.765	0.590	195.46

### 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 Gandul. 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 Gandul 10,710 km<sup>2</sup>.

#### • APBAR

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

$$\text{Arf} = 1,025$$

$$\text{PBAR} = 138 \text{ mm}$$

$$\text{APBAR} = \text{PBAR} \times \text{Arf} = 141,45 \text{ mm}$$

#### • SIMS

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

$$\text{Didapat SIMS} = 0,267$$

• **LAKE**

Nilai ini harus berada  $0 \leq \text{lake} \leq 0,25$

$$\text{LAKE} = \frac{\text{luas DAS hulu}}{\text{luas DAS}} = \frac{2.567}{10.71} = 0,24$$

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

$$\bar{X} = (8,00) \times (10^{-6}) (10,71)^{0,99} (141,45)^{2,445} (0,267)^{0,117} (1 + 0,24)^{-0,85}$$

$$X = 87,16 \text{ m}^3/\text{det}$$

Batas kesalahan

$$\frac{87,16}{1,59} \leq 87,16 \leq 1,59 \times 87,16$$

$$54,82 \leq \bar{X} \leq 138,58$$

Tabel 4.16 Perkiraan Debit Puncak Banjir Tahunan Rata – Rata DAS Sungai Gandul

Dengan Metode Manual Jawa Sumatra

No.	Periode Ulang	C	Debit (m3/det)	Batas (m3/det)
1	2	1	87.16	54.82 - 138.58
2	5	1.28	111.56	70.16 - 177.38
3	10	1.56	135.97	85.5 - 216.19
4	25	1.89	164.73	103.6 - 261.92
5	50	2.35	204.83	124.8 - 325.67
6	100	2.78	242.30	152.39 - 385.26
7	200	3.27	285.01	179.25 - 453.17
8	1000	4.68	407.91	256.55 - 648.58

## 6. 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) :

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

$$\text{Luas DAS (A)} = 10.71 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama (L)} = 11,6985 \text{ km}$$

$$\text{Panjang sungai semua tingkat} = 42,8213 \text{ km}$$

$$\text{Panjang sungai tingkat 1 (satu)} = 21,2769 \text{ km}$$

$$\text{Jumlah sungai tingkat 1(satu)} = 25$$

$$\text{Jumlah sungai semua tingkat} = 35$$

$$\text{Jumlah pertemuan sungai (JN)} = 23$$

Kelandaian sungai (S)

Perhitungan kemiringan dasar sungai :

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

$$S = (2585-850)/11,6985$$

$$S = 0,148$$

Indeks kerapatan sungai ( D )

$$D = \frac{42,8213}{10,71}$$

$$= 3,9982 \text{ km/km}^2$$

dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

$$SF = \frac{21,2769}{42,8213}$$

$$= 0,4969 \text{ km/km}^2$$

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)

$$W_u = 1,33 \text{ km}$$

$$W_i = 1 \text{ km}$$

$$WF = \frac{1,33}{1} = 1,33$$

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)

$$Au = 2,861 \text{ km}^2$$

$$\begin{aligned} RUA &= \frac{Au}{A} \\ &= \frac{2,861}{10,71} \\ &= 0,267 \text{ km}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} SIM &= WF \cdot RUA \\ &= 1,33 \times 0,267 = 0,355 \end{aligned}$$

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

$$SN = \frac{25}{35} = 0,714$$

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

$$\begin{aligned} TR &= 0,43 \cdot \left[ \frac{L}{100 \cdot SF} \right]^3 + 1,06665 \cdot SIM + 1,2775 \\ &= 0,43 \cdot \left[ \frac{11,6985}{100 \cdot 0,4969} \right]^3 + 1,06665 \cdot 0,355 + 1,2775 \\ &= 1,662 \text{ jam} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} Q_P &= 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot T_R^{-0,0986} \cdot JN^{0,2381} \\ &= 0,1836 \cdot 10,71^{0,5886} \cdot 1,662^{-0,0986} \cdot 23^{0,2381} \\ &= 1,487 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 TB &= 27,4132 \cdot T_R^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574} \\
 &= 27,4132 \times 1,662^{0,1457} \times 0,148^{-0,0986} \times 0,714^{0,7344} \times 0,267^{0,2574} \\
 &= 18,68 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

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

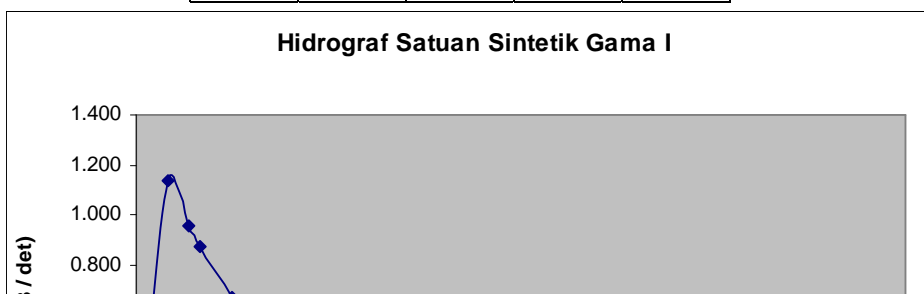
$$\begin{aligned}
 k &= 0,5617 \times A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \times SF^{-1,0897} \times D^{0,0452} \\
 &= 0,5617 \times 10,71^{0,1798} \times 0,148^{-0,1446} \times 0,4959^{-1,0897} \times 3,9982^{0,0452} \\
 &= 3,76
 \end{aligned}$$

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

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

Tabel 4.17 Perhitungan Resesi Unit Hidrograf (Soedibyo, 1993)

t (jam)	Qp	k (jam)	t / k	Qt
0	1.487	3.760	0.000	0.000
1	1.487	3.760	-0.266	1.140
1.662	1.487	3.760	-0.442	0.956
2	1.487	3.760	-0.532	0.874
3	1.487	3.760	-0.798	0.670
4	1.487	3.760	-1.064	0.513
5	1.487	3.760	-1.330	0.393
6	1.487	3.760	-1.596	0.302
7	1.487	3.760	-1.862	0.231
8	1.487	3.760	-2.128	0.177
9	1.487	3.760	-2.394	0.136
10	1.487	3.760	-2.660	0.104
11	1.487	3.760	-2.926	0.080
12	1.487	3.760	-3.191	0.061
13	1.487	3.760	-3.457	0.047
14	1.487	3.760	-3.723	0.036
15	1.487	3.760	-3.989	0.028
16	1.487	3.760	-4.255	0.021
17	1.487	3.760	-4.521	0.016
18	1.487	3.760	-4.787	0.012
19	1.487	3.760	-5.053	0.010
20	1.487	3.760	-5.319	0.007
21	1.487	3.760	-5.585	0.006
22	1.487	3.760	-5.851	0.004
23	1.487	3.760	-6.117	0.003
24	1.487	3.760	-6.383	0.003



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

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

$$\begin{aligned} QB &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \\ &= 0,4751 \times 10,71^{0,6444} \times 3,9982^{0,9430} \\ &= 8,08 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

8) Menghitung indeks infiltrasi berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Phi &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{A}{SN}\right)^4 \\ &= 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot 10,71^2 + 1,6985 \times 10^{-13} \left(\frac{10,71}{0,714}\right)^4 \\ &= 10,489 \end{aligned}$$

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

Jam	2		5		10		25		50		100		200		1000	
	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re	I	Re
1	29.530	19.040	36.918	26.428	42.957	32.467	49.717	39.227	54.730	44.240	59.709	49.219	64.666	54.176	76.235	65.745

2	18.603	8.113	23.257	12.767	27.061	16.571	31.320	20.830	34.478	23.988	37.614	27.124	40.737	30.247	48.025	37.535
3	14.197	3.707	17.748	7.258	20.652	10.162	23.902	13.412	26.312	15.822	28.705	18.215	31.088	20.598	36.650	26.160
4	11.719	1.229	14.651	4.161	17.048	6.558	19.730	9.240	21.720	11.230	23.695	13.205	25.663	15.173	30.254	19.764
5	10.099	-0.391	12.626	2.136	14.691	4.201	17.003	6.513	18.718	8.228	20.420	9.930	22.116	11.626	26.072	15.582
6	8.943	-1.547	11.181	0.691	13.010	2.520	15.057	4.567	16.575	6.085	18.083	7.593	19.584	9.094	23.088	12.598
7	8.070	-2.420	10.089	-0.401	11.739	1.249	13.587	3.097	14.957	4.467	16.317	5.827	17.672	7.182	20.833	10.343
8	7.383	-3.107	9.230	-1.260	10.739	0.249	12.429	1.939	13.683	3.193	14.927	4.437	16.167	5.677	19.059	8.569

Tabel 4.19 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 2 Tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman								Qb	Q
		19.040	8.113	3.707	1.229	-0.391	-1.547	-2.420	-3.107		





	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	30.121	0.000							8.080	38.201
1.662	0.956	25.259	14.551	0.000						8.080	47.890
2	0.874	23.087	12.202	8.273	0.000					8.080	51.642
3	0.670	17.696	11.153	6.937	4.742	0.000				8.080	48.608
4	0.513	13.563	8.548	6.341	3.977	2.434	0.000			8.080	42.943
5	0.393	10.396	6.552	4.860	3.635	2.041	0.787	0.000		8.080	36.351
6	0.302	7.968	5.022	3.725	2.786	1.866	0.660	-0.457	0.000	8.080	29.650
7	0.231	6.107	3.849	2.855	2.135	1.430	0.603	-0.383	-1.437	8.080	23.241
8	0.177	4.681	2.950	2.188	1.637	1.096	0.463	-0.350	-1.205	8.080	19.540
9	0.136	3.588	2.261	1.677	1.255	0.840	0.354	-0.269	-1.101	8.080	16.686
10	0.104	2.750	1.733	1.286	0.962	0.644	0.272	-0.206	-0.844	8.080	14.676
11	0.080	2.108	1.328	0.985	0.737	0.494	0.208	-0.158	-0.647	8.080	13.136
12	0.061	1.616	1.018	0.755	0.565	0.378	0.160	-0.121	-0.496	8.080	11.955
13	0.047	1.238	0.780	0.579	0.433	0.290	0.122	-0.093	-0.380	8.080	11.050
14	0.036	0.949	0.598	0.444	0.332	0.222	0.094	-0.071	-0.291	8.080	10.357
15	0.028	0.727	0.459	0.340	0.254	0.170	0.072	-0.054	-0.223	8.080	9.825
16	0.021	0.558	0.351	0.261	0.195	0.131	0.055	-0.042	-0.171	8.080	9.417
17	0.016	0.427	0.269	0.200	0.149	0.100	0.042	-0.032	-0.131	8.080	9.105
18	0.012	0.328	0.206	0.153	0.115	0.077	0.032	-0.025	-0.101	8.080	8.866
19	0.010	0.251	0.158	0.117	0.088	0.059	0.025	-0.019	-0.077	8.080	8.682
20	0.007	0.192	0.121	0.090	0.067	0.045	0.019	-0.014	-0.059	8.080	8.542
21	0.006	0.148	0.093	0.069	0.052	0.035	0.015	-0.011	-0.045	8.080	8.434
22	0.004	0.113	0.071	0.053	0.040	0.026	0.011	-0.008	-0.035	8.080	8.351
23	0.003	0.087	0.055	0.041	0.030	0.020	0.009	-0.006	-0.027	8.080	8.288
24	0.003	0.066	0.042	0.031	0.023	0.016	0.007	-0.005	-0.020	8.080	8.239
		0.000	0.032	0.024	0.018	0.012	0.005	-0.004	-0.016	8.080	8.151
			0.000	0.018	0.014	0.009	0.004	-0.003	-0.012	8.080	8.110
				0.000	0.010	0.007	0.003	-0.002	-0.009	8.080	8.089
					0.000	0.005	0.002	-0.002	-0.007	8.080	8.079
						0.000	0.002	-0.001	-0.005	8.080	8.075
							0.000	-0.001	-0.004	8.080	8.075
								0.000	-0.003	8.080	8.077
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.21 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman	Qb	Q
---------	----	----------------------------	----	---

		32.467	16.571	10.162	6.558	4.201	2.520	1.249	0.249		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	37.004	0.000							8.080	45.084
1.662	0.956	31.030	18.887	0.000						8.080	57.998
2	0.874	28.363	15.838	11.582	0.000					8.080	63.862
3	0.670	21.739	14.476	9.712	7.474	0.000				8.080	61.482
4	0.513	16.663	11.096	8.877	6.267	4.788	0.000			8.080	55.771
5	0.393	12.771	8.505	6.804	5.729	4.015	2.872	0.000		8.080	48.776
6	0.302	9.789	6.519	5.215	4.391	3.670	2.408	1.424	0.000	8.080	41.495
7	0.231	7.503	4.996	3.997	3.365	2.813	2.201	1.194	0.284	8.080	34.434
8	0.177	5.751	3.829	3.064	2.579	2.156	1.687	1.091	0.238	8.080	28.476
9	0.136	4.408	2.935	2.348	1.977	1.653	1.293	0.836	0.218	8.080	23.748
10	0.104	3.378	2.250	1.800	1.515	1.267	0.991	0.641	0.167	8.080	20.089
11	0.080	2.589	1.724	1.380	1.162	0.971	0.760	0.491	0.128	8.080	17.285
12	0.061	1.985	1.322	1.057	0.890	0.744	0.582	0.377	0.098	8.080	15.135
13	0.047	1.521	1.013	0.810	0.682	0.570	0.446	0.289	0.075	8.080	13.488
14	0.036	1.166	0.776	0.621	0.523	0.437	0.342	0.221	0.058	8.080	12.225
15	0.028	0.894	0.595	0.476	0.401	0.335	0.262	0.170	0.044	8.080	11.257
16	0.021	0.685	0.456	0.365	0.307	0.257	0.201	0.130	0.034	8.080	10.515
17	0.016	0.525	0.350	0.280	0.236	0.197	0.154	0.100	0.026	8.080	9.946
18	0.012	0.402	0.268	0.214	0.181	0.151	0.118	0.076	0.020	8.080	9.510
19	0.010	0.308	0.205	0.164	0.138	0.116	0.090	0.059	0.015	8.080	9.176
20	0.007	0.236	0.157	0.126	0.106	0.089	0.069	0.045	0.012	8.080	8.920
21	0.006	0.181	0.121	0.097	0.081	0.068	0.053	0.034	0.009	8.080	8.724
22	0.004	0.139	0.092	0.074	0.062	0.052	0.041	0.026	0.007	8.080	8.574
23	0.003	0.106	0.071	0.057	0.048	0.040	0.031	0.020	0.005	8.080	8.458
24	0.003	0.082	0.054	0.043	0.037	0.031	0.024	0.015	0.004	8.080	8.370
		0.000	0.042	0.033	0.028	0.023	0.018	0.012	0.003	8.080	8.240
			0.000	0.026	0.022	0.018	0.014	0.009	0.002	8.080	8.171
				0.000	0.016	0.014	0.011	0.007	0.002	8.080	8.130
					0.000	0.011	0.008	0.005	0.001	8.080	8.106
						0.000	0.006	0.004	0.001	8.080	8.091
							0.000	0.003	0.001	8.080	8.084
								0.000	0.001	8.080	8.081
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.22 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 25 tahun

t	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman	Qb	Q
---	----	----------------------------	----	---

(jam)		39.227	20.830	13.412	9.240	6.513	4.567	3.097	1.939		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	44.709	0.000							8.080	52.789
1.662	0.956	37.492	23.741	0.000						8.080	69.312
2	0.874	34.268	19.908	15.286	0.000					8.080	77.543
3	0.670	26.266	18.197	12.818	10.532	0.000				8.080	75.892
4	0.513	20.132	13.947	11.716	8.831	7.423	0.000			8.080	70.130
5	0.393	15.431	10.690	8.980	8.072	6.225	5.205	0.000		8.080	62.683
6	0.302	11.827	8.194	6.883	6.187	5.690	4.365	3.529	0.000	8.080	54.755
7	0.231	9.065	6.280	5.276	4.742	4.361	3.990	2.960	2.210	8.080	46.964
8	0.177	6.948	4.814	4.044	3.635	3.343	3.058	2.705	1.854	8.080	38.480
9	0.136	5.326	3.690	3.099	2.786	2.562	2.344	2.073	1.694	8.080	31.654
10	0.104	4.082	2.828	2.376	2.135	1.964	1.797	1.589	1.299	8.080	26.149
11	0.080	3.129	2.168	1.821	1.637	1.505	1.377	1.218	0.995	8.080	21.929
12	0.061	2.398	1.661	1.396	1.254	1.154	1.055	0.934	0.763	8.080	18.695
13	0.047	1.838	1.273	1.070	0.962	0.884	0.809	0.716	0.585	8.080	16.216
14	0.036	1.409	0.976	0.820	0.737	0.678	0.620	0.548	0.448	8.080	14.316
15	0.028	1.080	0.748	0.628	0.565	0.519	0.475	0.420	0.344	8.080	12.860
16	0.021	0.828	0.573	0.482	0.433	0.398	0.364	0.322	0.263	8.080	11.744
17	0.016	0.634	0.439	0.369	0.332	0.305	0.279	0.247	0.202	8.080	10.888
18	0.012	0.486	0.337	0.283	0.254	0.234	0.214	0.189	0.155	8.080	10.232
19	0.010	0.373	0.258	0.217	0.195	0.179	0.164	0.145	0.119	8.080	9.730
20	0.007	0.286	0.198	0.166	0.149	0.137	0.126	0.111	0.091	8.080	9.344
21	0.006	0.219	0.152	0.127	0.115	0.105	0.096	0.085	0.070	8.080	9.049
22	0.004	0.168	0.116	0.098	0.088	0.081	0.074	0.065	0.053	8.080	8.823
23	0.003	0.129	0.089	0.075	0.067	0.062	0.057	0.050	0.041	8.080	8.649
24	0.003	0.099	0.068	0.057	0.052	0.047	0.043	0.038	0.031	8.080	8.516
		0.000	0.052	0.044	0.040	0.036	0.033	0.029	0.024	8.080	8.339
			0.000	0.034	0.030	0.028	0.025	0.023	0.018	8.080	8.238
				0.000	0.023	0.021	0.020	0.017	0.014	8.080	8.176
					0.000	0.016	0.015	0.013	0.011	8.080	8.135
						0.000	0.011	0.010	0.008	8.080	8.110
							0.000	0.008	0.006	8.080	8.094
								0.000	0.005	8.080	8.085
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 50 tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman								Qb	Q
---------	----	----------------------------	--	--	--	--	--	--	--	----	---

		44.240	23.988	15.822	11.230	8.228	6.085	4.467	3.193		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	50.423	0.000							8.080	58.503
1.662	0.956	42.283	27.340	0.000						8.080	77.703
2	0.874	38.648	22.927	18.033	0.000					8.080	90.687
3	0.670	29.622	20.955	15.122	12.799	0.000				8.080	86.578
4	0.513	22.705	16.062	13.822	10.733	9.377	0.000			8.080	80.778
5	0.393	17.402	12.311	10.594	9.810	7.863	6.936	0.000		8.080	72.997
6	0.302	13.339	9.436	8.120	7.519	7.187	5.816	5.091	0.000	8.080	64.588
7	0.231	10.224	7.232	6.224	5.763	5.509	5.316	4.269	3.639	8.080	56.256
8	0.177	7.836	5.543	4.770	4.417	4.222	4.075	3.902	3.051	8.080	45.897
9	0.136	6.006	4.249	3.656	3.386	3.236	3.123	2.991	2.789	8.080	37.516
10	0.104	4.604	3.257	2.802	2.595	2.481	2.394	2.292	2.138	8.080	30.642
11	0.080	3.528	2.496	2.148	1.989	1.901	1.835	1.757	1.638	8.080	25.373
12	0.061	2.704	1.913	1.646	1.525	1.457	1.406	1.347	1.256	8.080	21.335
13	0.047	2.073	1.466	1.262	1.169	1.117	1.078	1.032	0.963	8.080	18.239
14	0.036	1.589	1.124	0.967	0.896	0.856	0.826	0.791	0.738	8.080	15.867
15	0.028	1.218	0.861	0.741	0.686	0.656	0.633	0.606	0.565	8.080	14.048
16	0.021	0.933	0.660	0.568	0.526	0.503	0.485	0.465	0.433	8.080	12.655
17	0.016	0.715	0.506	0.436	0.403	0.386	0.372	0.356	0.332	8.080	11.586
18	0.012	0.548	0.388	0.334	0.309	0.295	0.285	0.273	0.255	8.080	10.767
19	0.010	0.420	0.297	0.256	0.237	0.226	0.219	0.209	0.195	8.080	10.140
20	0.007	0.322	0.228	0.196	0.182	0.174	0.168	0.160	0.150	8.080	9.659
21	0.006	0.247	0.175	0.150	0.139	0.133	0.128	0.123	0.115	8.080	9.290
22	0.004	0.189	0.134	0.115	0.107	0.102	0.098	0.094	0.088	8.080	9.008
23	0.003	0.145	0.103	0.088	0.082	0.078	0.075	0.072	0.067	8.080	8.791
24	0.003	0.111	0.079	0.068	0.063	0.060	0.058	0.055	0.052	8.080	8.625
		0.000	0.060	0.052	0.048	0.046	0.044	0.042	0.040	8.080	8.412
			0.000	0.040	0.037	0.035	0.034	0.033	0.030	8.080	8.289
				0.000	0.028	0.027	0.026	0.025	0.023	8.080	8.209
					0.000	0.021	0.020	0.019	0.018	8.080	8.158
						0.000	0.015	0.015	0.014	8.080	8.124
							0.000	0.011	0.010	8.080	8.102
								0.000	0.008	8.080	8.088
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.24 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 100 tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman	Qb	Q
---------	----	----------------------------	----	---

		49.219	27.124	18.215	13.205	9.930	7.593	5.827	4.437		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	56.097	0.000							8.080	64.177
1.662	0.956	47.041	30.915	0.000						8.080	86.035
2	0.874	42.997	25.924	20.760	0.000					8.080	97.761
3	0.670	32.956	23.695	17.409	15.051	0.000				8.080	97.191
4	0.513	25.260	18.162	15.912	12.621	11.318	0.000			8.080	91.352
5	0.393	19.361	13.920	12.196	11.536	9.491	8.654	0.000		8.080	83.238
6	0.302	14.839	10.670	9.348	8.842	8.675	7.257	6.641	0.000	8.080	74.352
7	0.231	11.374	8.178	7.165	6.777	6.649	6.633	5.569	5.057	8.080	65.483
8	0.177	8.718	6.268	5.492	5.195	5.096	5.084	5.090	4.241	8.080	53.264
9	0.136	6.682	4.804	4.209	3.981	3.906	3.897	3.902	3.876	8.080	43.338
10	0.104	5.122	3.682	3.226	3.052	2.994	2.987	2.990	2.971	8.080	35.104
11	0.080	3.926	2.822	2.473	2.339	2.295	2.289	2.292	2.277	8.080	28.793
12	0.061	3.009	2.163	1.895	1.793	1.759	1.755	1.757	1.745	8.080	23.956
13	0.047	2.306	1.658	1.453	1.374	1.348	1.345	1.347	1.338	8.080	20.249
14	0.036	1.768	1.271	1.114	1.053	1.033	1.031	1.032	1.025	8.080	17.407
15	0.028	1.355	0.974	0.853	0.807	0.792	0.790	0.791	0.786	8.080	15.229
16	0.021	1.038	0.747	0.654	0.619	0.607	0.606	0.606	0.602	8.080	13.559
17	0.016	0.796	0.572	0.501	0.474	0.465	0.464	0.465	0.462	8.080	12.280
18	0.012	0.610	0.439	0.384	0.364	0.357	0.356	0.356	0.354	8.080	11.299
19	0.010	0.468	0.336	0.295	0.279	0.273	0.273	0.273	0.271	8.080	10.547
20	0.007	0.358	0.258	0.226	0.214	0.210	0.209	0.209	0.208	8.080	9.971
21	0.006	0.275	0.198	0.173	0.164	0.161	0.160	0.160	0.159	8.080	9.529
22	0.004	0.211	0.151	0.133	0.125	0.123	0.123	0.123	0.122	8.080	9.191
23	0.003	0.161	0.116	0.102	0.096	0.094	0.094	0.094	0.094	8.080	8.932
24	0.003	0.124	0.089	0.078	0.074	0.072	0.072	0.072	0.072	8.080	8.733
		0.000	0.068	0.060	0.056	0.055	0.055	0.055	0.055	8.080	8.485
			0.000	0.046	0.043	0.042	0.042	0.042	0.042	8.080	8.339
				0.000	0.033	0.033	0.032	0.033	0.032	8.080	8.243
					0.000	0.025	0.025	0.025	0.025	8.080	8.180
						0.000	0.019	0.019	0.019	8.080	8.137
							0.000	0.015	0.015	8.080	8.109
								0.000	0.011	8.080	8.091
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.25 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 200 tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman	Qb	Q
---------	----	----------------------------	----	---

		54.176	30.247	20.598	15.173	11.626	9.094	7.182	5.677		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	61.747	0.000							8.080	69.827
1.662	0.956	51.779	34.474	0.000						8.080	94.333
2	0.874	47.327	28.909	23.477	0.000					8.080	107.793
3	0.670	36.275	26.423	19.687	17.293	0.000				8.080	107.759
4	0.513	27.804	20.253	17.994	14.501	13.250	0.000			8.080	101.883
5	0.393	21.311	15.523	13.792	13.255	11.111	10.365	0.000		8.080	93.437
6	0.302	16.334	11.898	10.571	10.159	10.156	8.692	8.185	0.000	8.080	84.076
7	0.231	12.520	9.120	8.103	7.787	7.784	7.945	6.864	6.470	8.080	74.671
8	0.177	9.596	6.990	6.210	5.968	5.966	6.089	6.274	5.425	8.080	60.600
9	0.136	7.355	5.358	4.760	4.575	4.573	4.667	4.809	4.959	8.080	49.135
10	0.104	5.637	4.106	3.648	3.506	3.505	3.577	3.686	3.801	8.080	39.548
11	0.080	4.321	3.147	2.796	2.687	2.687	2.742	2.825	2.913	8.080	32.199
12	0.061	3.312	2.412	2.143	2.060	2.059	2.102	2.165	2.233	8.080	26.567
13	0.047	2.538	1.849	1.643	1.579	1.578	1.611	1.660	1.711	8.080	22.250
14	0.036	1.946	1.417	1.259	1.210	1.210	1.235	1.272	1.312	8.080	18.941
15	0.028	1.491	1.086	0.965	0.928	0.927	0.946	0.975	1.005	8.080	16.404
16	0.021	1.143	0.833	0.740	0.711	0.711	0.725	0.747	0.771	8.080	14.460
17	0.016	0.876	0.638	0.567	0.545	0.545	0.556	0.573	0.591	8.080	12.970
18	0.012	0.672	0.489	0.435	0.418	0.418	0.426	0.439	0.453	8.080	11.828
19	0.010	0.515	0.375	0.333	0.320	0.320	0.327	0.337	0.347	8.080	10.953
20	0.007	0.394	0.287	0.255	0.245	0.245	0.250	0.258	0.266	8.080	10.282
21	0.006	0.302	0.220	0.196	0.188	0.188	0.192	0.198	0.204	8.080	9.768
22	0.004	0.232	0.169	0.150	0.144	0.144	0.147	0.152	0.156	8.080	9.374
23	0.003	0.178	0.129	0.115	0.110	0.110	0.113	0.116	0.120	8.080	9.072
24	0.003	0.136	0.099	0.088	0.085	0.085	0.086	0.089	0.092	8.080	8.840
		0.000	0.076	0.068	0.065	0.065	0.066	0.068	0.070	8.080	8.558
			0.000	0.052	0.050	0.050	0.051	0.052	0.054	8.080	8.388
				0.000	0.038	0.038	0.039	0.040	0.041	8.080	8.277
					0.000	0.029	0.030	0.031	0.032	8.080	8.201
						0.000	0.023	0.024	0.024	8.080	8.151
							0.000	0.018	0.019	8.080	8.117
								0.000	0.014	8.080	8.094
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.26 Perhitungan Hidrograf Banjir Periode Ulang 1000 tahun

t (jam)	UH	Distribusi Hujan Jam-Jaman	Qb	Q
---------	----	----------------------------	----	---

		65.745	37.535	26.160	19.764	15.582	12.598	10.343	8.569		
	m3/det	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	mm/jam	m3/det	m3/det
0	0.000	0.000								8.080	8.080
1	1.140	74.933	0.000							8.080	83.013
1.662	0.956	62.836	42.780	0.000						8.080	113.696
2	0.874	57.434	35.874	29.816	0.000					8.080	131.203
3	0.670	44.021	32.790	25.002	22.526	0.000				8.080	132.419
4	0.513	33.741	25.133	22.853	18.889	17.760	0.000			8.080	126.455
5	0.393	25.862	19.263	17.516	17.265	14.892	14.359	0.000		8.080	117.237
6	0.302	19.822	14.765	13.426	13.233	13.612	12.041	11.789	0.000	8.080	106.767
7	0.231	15.193	11.317	10.290	10.143	10.433	11.005	9.886	9.766	8.080	96.114
8	0.177	11.645	8.674	7.887	7.774	7.997	8.435	9.036	8.190	8.080	77.718
9	0.136	8.926	6.648	6.045	5.959	6.129	6.465	6.926	7.486	8.080	62.664
10	0.104	6.841	5.096	4.634	4.567	4.698	4.956	5.308	5.737	8.080	49.917
11	0.080	5.244	3.906	3.552	3.501	3.601	3.798	4.069	4.398	8.080	40.147
12	0.061	4.019	2.994	2.722	2.683	2.760	2.911	3.118	3.371	8.080	32.658
13	0.047	3.081	2.295	2.086	2.057	2.115	2.231	2.390	2.583	8.080	26.919
14	0.036	2.361	1.759	1.599	1.576	1.621	1.710	1.832	1.980	8.080	22.519
15	0.028	1.810	1.348	1.226	1.208	1.243	1.311	1.404	1.518	8.080	19.147
16	0.021	1.387	1.033	0.939	0.926	0.953	1.005	1.076	1.163	8.080	16.563
17	0.016	1.063	0.792	0.720	0.710	0.730	0.770	0.825	0.892	8.080	14.582
18	0.012	0.815	0.607	0.552	0.544	0.560	0.590	0.632	0.683	8.080	13.063
19	0.010	0.625	0.465	0.423	0.417	0.429	0.452	0.485	0.524	8.080	11.900
20	0.007	0.479	0.357	0.324	0.320	0.329	0.347	0.371	0.401	8.080	11.008
21	0.006	0.367	0.273	0.249	0.245	0.252	0.266	0.285	0.308	8.080	10.324
22	0.004	0.281	0.209	0.190	0.188	0.193	0.204	0.218	0.236	8.080	9.800
23	0.003	0.216	0.161	0.146	0.144	0.148	0.156	0.167	0.181	8.080	9.398
24	0.003	0.165	0.123	0.112	0.110	0.113	0.120	0.128	0.139	8.080	9.090
		0.000	0.094	0.086	0.085	0.087	0.092	0.098	0.106	8.080	8.728
			0.000	0.066	0.065	0.067	0.070	0.075	0.081	8.080	8.504
				0.000	0.050	0.051	0.054	0.058	0.062	8.080	8.355
					0.000	0.039	0.041	0.044	0.048	8.080	8.253
						0.000	0.032	0.034	0.037	8.080	8.182
							0.000	0.026	0.028	8.080	8.134
								0.000	0.022	8.080	8.102
									0.000	8.080	8.080

Tabel 4.27 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan

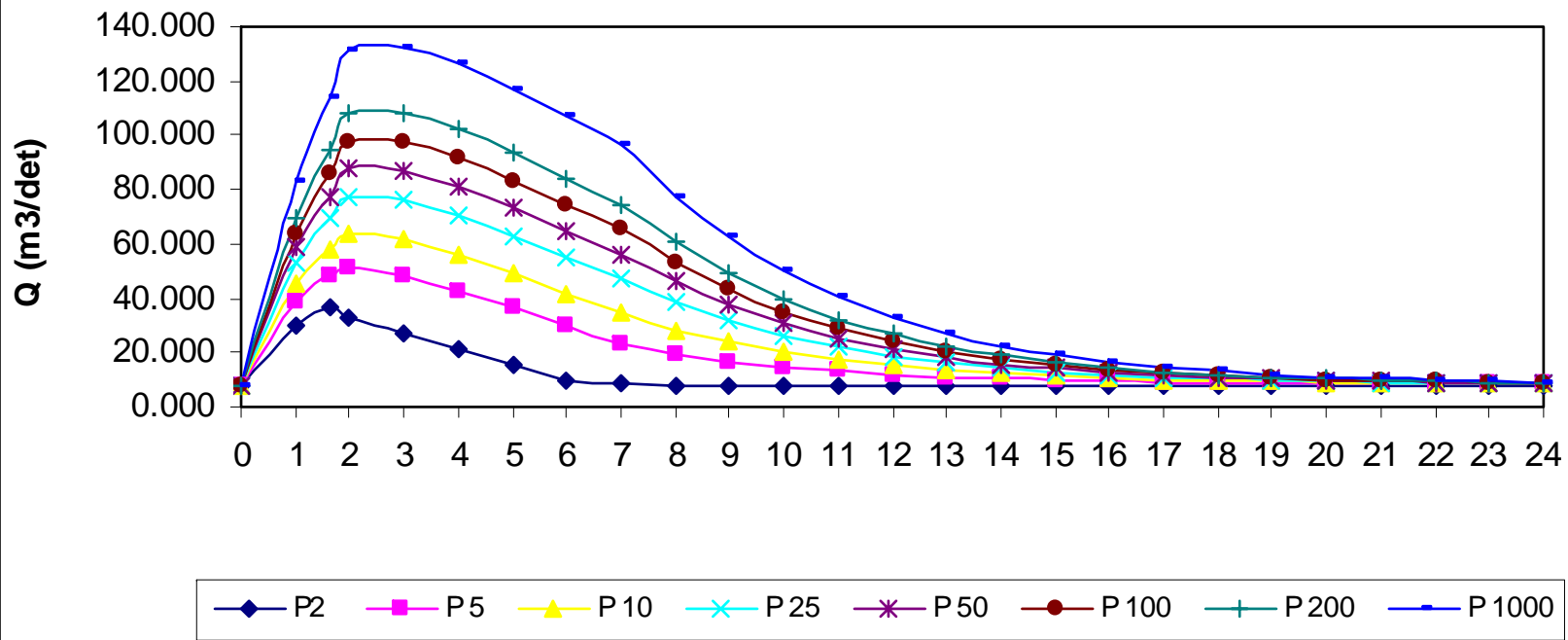
t	Periode Ulang
---	---------------

(jam)	2	5	10	25	50	100	200	1000
0	8.080	8.080	8.080	8.080	8.080	8.080	8.080	8.080
1	29.781	38.201	45.084	52.789	58.503	64.177	69.827	83.013
1.662	36.692	47.890	57.998	69.312	77.703	86.035	94.333	113.696
2	32.860	51.642	63.862	77.543	90.687	97.761	107.793	131.203
3	27.251	48.608	61.482	75.892	86.578	97.191	107.759	132.419
4	21.153	42.943	55.771	70.130	80.778	91.352	101.883	126.455
5	15.159	36.351	48.776	62.683	72.997	83.238	93.437	117.237
6	9.547	29.650	41.495	54.755	64.588	74.352	84.076	106.767
7	8.608	23.241	34.434	46.964	56.256	65.483	74.671	96.114
8	8.047	19.540	28.476	38.480	45.897	53.264	60.600	77.718
9	8.054	16.686	23.748	31.654	37.516	43.338	49.135	62.664
10	8.060	14.676	20.089	26.149	30.642	35.104	39.548	49.917
11	8.065	13.136	17.285	21.929	25.373	28.793	32.199	40.147
12	8.068	11.955	15.135	18.695	21.335	23.956	26.567	32.658
13	8.071	11.050	13.488	16.216	18.239	20.249	22.250	26.919
14	8.073	10.357	12.225	14.316	15.867	17.407	18.941	22.519
15	8.075	9.825	11.257	12.860	14.048	15.229	16.404	19.147
16	8.076	9.417	10.515	11.744	12.655	13.559	14.460	16.563
17	8.077	9.105	9.946	10.888	11.586	12.280	12.970	14.582
18	8.078	8.866	9.510	10.232	10.767	11.299	11.828	13.063
19	8.078	8.682	9.176	9.730	10.140	10.547	10.953	11.900
20	8.079	8.542	8.920	9.344	9.659	9.971	10.282	11.008
21	8.079	8.434	8.724	9.049	9.290	9.529	9.768	10.324
22	8.079	8.351	8.574	8.823	9.008	9.191	9.374	9.800
23	8.079	8.288	8.458	8.649	8.791	8.932	9.072	9.398
24	8.043	8.239	8.370	8.516	8.625	8.733	8.840	9.090

Dari rekapitulasi hidrograf banjir rancangan di atas, diambil nilai yang maksimum yaitu pada jam ke-2. Dari rekapitulasi banjir rancangan di atas, dibuat grafik hidrograf banjir untuk DPS Sungai Gandul seperti pada gambar 4.4 sebagai berikut :



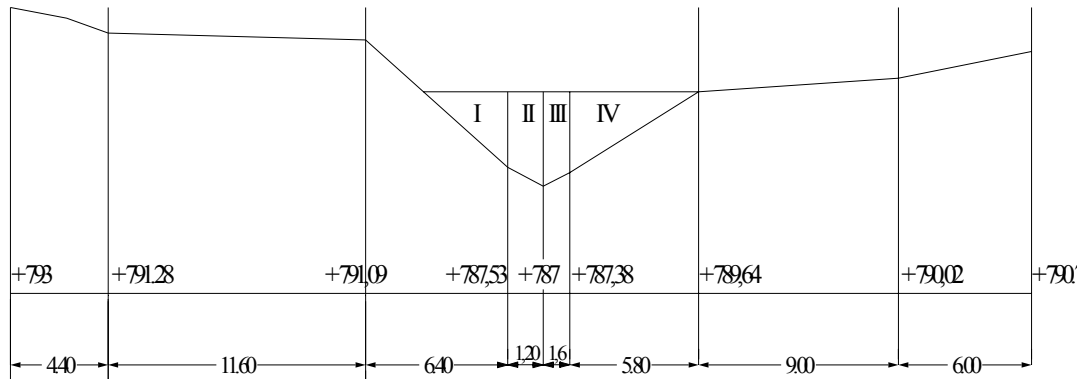
### Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rancangan



Gambar 4.3.. Hidrograf Banjir DPS Sungai Gandul

## 7. 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 4.4 Potongan Melintang Sungai Pada As Tubuh Embung

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

$$I = (788,49 - 786,09) / 200 = 0,012$$

2. Menentukan besaran koefisien manning berdasarkan kondisi dasar sungai, ditentukan  $n = 0,013$
3. Menghitung luasampang aliran :

$$\begin{aligned} A &= I + II + III + IV \\ &= 15,903 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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

$$P = 13,700 \text{ m}$$

5. Menghitung jari-jari hidraulis :

$$R = \frac{A}{P} = \frac{15,903}{13,700} = 1,16$$

6. Menghitung debit aliran :

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} A = \frac{1}{0,013} \cdot 1,16^{2/3} \cdot 0,012^{1/2} \cdot 15,903$$

$$= 89,207 \text{ m}^3/\text{det}$$

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 I	
2	110,10	86,03	76,95	87,16	32,86	89,207
5	137,65	107,55	96,02	111,56	51,64	
10	160,16	125,15	111,42	135,97	63,86	
25	185,37	144,84	128,66	164,73	77,54	
50	204,06	159,45	141,39	204,83	90,69	
100	222,62	173,95	153,98	242,30	97,76	
200	241,10	188,40	166,48	285,01	107,79	
1000	284,24	222,10	195,46	407,91	131,20	

Dari hasil perhitungan debit dengan lima metode yang berbeda, maka dapat diketahui bahwa terjadi perbedaan antara hasil perhitungan dari kelima metode tersebut. 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 **204.06 m<sup>3</sup>/det**, **159.45 m<sup>3</sup>/det**; **141.39 m<sup>3</sup>/det**; **204,83 m<sup>3</sup>/det**; **90,687 m<sup>3</sup>/det**

Hasil perhitungan metode *passing capacity*, digunakan untuk menentukan debit banjir rencana yang akan dipakai. Berdasarkan hasil perhitungan metode *passing capacity*, maka dipakai debit maksimum dengan periode ulang 50 tahun metode HSS Gamma I sebesar **90,687m<sup>3</sup>/det**, yang selanjutnya menjadi acuan dalam perhitungan perencanaan teknis penampang

## 4.5. Analisis Kebutuhan Air

### 4.5.1 Kebutuhan Air Irigasi

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air bagi tanaman (*Consumptive Use*), yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (*evapotranspirasi*), *perkolasi*, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman.

Rumus :

$$I_r = ET_c + P - P_e + W$$

di mana :

$I_r$  = kebutuhan air (mm/hari)

$E$  = evaporasi (mm/hari)

$T$  = transpirasi (mm)

$P$  = perkolasi (mm)

$B$  = infiltrasi (mm)

$W$  = tinggi genangan (mm)

$Re$  = Hujan efektif (mm/hari)

2. Kebutuhan air untuk irigasi, yaitu kebutuhan air yang digunakan untuk menentukan pola tanaman untuk menentukan tingkat efisiensi saluran irigasi sehingga didapat kebutuhan air untuk masing-masing jaringan.

Perhitungan kebutuhan air irigasi ini dimaksudkan untuk menentukan besarnya debit yang akan dipakai untuk mengairi daerah irigasi. Setelah sebelumnya diketahui besarnya efisiensi irigasi. Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulut dari bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan penyadapan liar.

#### 4.5.1.1. Kebutuhan Air Untuk Tanaman

##### 1. Evapotranspirasi

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metoda Penman yang dimodifikasi oleh *Nedeco/Prosida* seperti diuraikan dalam PSA – 010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari. Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek (*abeldo* = 0,25). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan *Penman x crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Data-data yang digunakan dalam perhitungan evapotranspirasi disajikan dalam Tabel dibawah ini :

Tabel 4.29 Suhu Udara (Badan Meterologi dan Geofisika Semarang, 2005)

Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1995	28.6	27.8	28.8	28.9	28.8	27.7	27.3	27.3	28.2	28.5	28.1	27.3
1996	28.7	27.7	29.1	29.1	28.7	27.5	27.2	27.2	28.1	28.4	28.1	26.8
1997	28.6	28.1	28.9	29.3	28.7	27.4	27.1	27.1	27.9	28.1	28	26.5
1998	28.4	28.2	28.8	29.1	28.5	27.2	27	27.2	27.8	27.9	28	26.3
1999	28.5	28.1	28.9	29.2	28.3	27.1	26.8	27.1	27.6	27.8	27.9	26.1
2000	28.7	27.9	28.6	29.3	28.6	27	26.6	26.9	27.5	27.6	27.6	25.8
2001	28.9	28	28.7	29.4	28.7	27.4	26.4	27	28.2	27.7	27.8	25.9
2002	28.5	28.2	28.8	29.2	28.8	27.6	27	27.5	28.4	28	28.1	25.9
2003	28.7	28.4	29	29.4	28.9	27.7	27.1	27.7	28.5	28.2	28.3	26.3
2004	28.6	28.3	29.2	29.2	28.9	27.8	27.3	27.6	28.4	28.3	28.4	26.4
Jumlah	286.2	280.7	288.8	292.1	286.9	274.4	269.8	272.6	280.6	280.5	280.3	263.3
Rata-rata	28.62	28.07	28.88	29.21	28.69	27.44	26.98	27.26	28.06	28.05	28.03	26.33

Tabel 4.30 Kelembaban Udara  
(Badan Meterologi dan Geofisika Semarang, 2005)

Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1995	92	91	95	96	94	93	94	92	93	92	91	90
1996	94.5	91.3	94.2	95.9	93.4	92.5	93.3	92.7	94.7	93.5	91.2	92.4
1997	95.9	93.6	95.5	94.5	92.9	91.6	92.2	93.6	93.6	92.5	93.6	92.9
1998	94	92	94	94	94	92	92	91	92	91	93	94
1999	93	90	95	95	95	91	93	92	90	93	91	95
2000	94	92	95	96	95	92	94	94	92	94	92	93
2001	93	91	94	94	94	94	91	93	93	93	94	94
2002	92	92	96	96	93	93	92	92	92	92	93	94
2003	96	90	94	95	94	92	91	93	91	94	90	93
2004	95	89	96	97	95	93	94	94	93	95	91	94
Jumlah	939.4	911.9	948.7	953.4	940.3	924.1	926.5	927.3	924.3	930	919.8	932.3
Rata-rata	93.94	91.19	94.87	95.34	94.03	92.41	92.65	92.73	92.43	93	91.98	93.23

Tabel 4.31 Kecepatan Angin  
(Badan Meterologi dan Geofisika Semarang, 2005)

Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1995	0.43	0.29	0.39	0.89	0.92	0.83	0.38	1.1	1.79	1.58	1.3	0.72
1996	0.37	0.27	0.47	0.85	0.84	0.91	0.47	1.21	1.82	1.58	1.34	0.72
1997	0.42	0.39	0.51	0.67	0.71	0.77	0.74	1.29	1.93	1.64	0.96	0.58
1998	0.33	0.37	0.42	1.12	1.1	0.69	0.61	1.52	1.9	1.63	1.24	0.83
1999	0.55	0.35	0.67	1.09	1.1	0.77	0.61	1.42	1.79	1.64	1.13	0.83
2000	0.55	0.46	0.64	1.2	1.1	0.88	0.74	1.38	1.9	1.6	1.27	0.8
2001	0.45	0.26	0.66	1.18	1.15	0.33	0.24	0.9	1.44	1.36	1.13	0.86
2002	0.23	0.49	0.59	1.12	1	0.49	0.34	1.08	1.43	1.23	0.88	0.5
2003	0.42	0.28	0.31	0.87	0.92	0.45	0.43	1.08	1.38	1.36	0.81	0.51
2004	0.55	0.44	0.34	0.61	0.86	0.78	1.54	2.22	2.82	2.08	1.44	1.05
Jumlah	4.3	3.6	5	9.6	9.7	6.9	6.1	13.2	18.2	15.7	11.5	7.4
Rata-rata	0.43	0.36	0.5	0.96	0.97	0.69	0.61	1.32	1.82	1.57	1.15	0.74

Tabel 4.32 Penyinaran Matahari 12 Jam (%)  
(Badan Meteorologi dan Geofisika Semarang, 2005)

Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1995	51	45	64	76	81	78	90	87	90	86	68	63
1996	54	52	62	81	79	69	86	88	90	79	61	59
1997	56	56	59	83	81	76	89	84	90	77	64	63
1998	58	57	66	84	82	78	90	87	90	86	73	61
1999	61	55	56	71	81	82	83	83	82	82	68	64
2000	59	59	61	82	80	75	88	87	87	83	68	57
2001	57	56	58	77	82	78	90	85	90	81	70	64
2002	52	56	61	71	78	73	89	88	89	79	61	66
2003	54	62	60	79	82	77	89	87	90	86	60	54
2004	63	67	78	114	122	114	124	124	128	115	104	73
Jumlah	565	565	625	818	848	800	918	900	926	854	697	624
Rata-rata	56.5	56.5	62.5	81.8	84.8	80	91.8	90	92.6	85.4	69.7	62.4

Rumus evapotranspirasi *Penman* yang telah dimodifikasi adalah sebagai berikut :

$$E_{to} = \frac{1}{L^{-1} x \delta + \Delta (H_{sh}^{ne} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + A}$$

di mana :

$E_{to}$  = indeks evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hr)

$$\begin{aligned} H_{sh}^{ne} &= \text{jaringan radiasi gelombang pendek (Longley/day)} \\ &= \{ 1,75 \{ 0,29 \cos \Omega + 0,52 r \times 10^{-2} \} \} \times \alpha a^h_{sh} \times 10^{-2} \\ &= \{ a_{ah} \times f(r) \} \times \alpha a^h_{sh} \times 10^{-2} \\ &= a_{ah} \times f(r) \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,25 \text{ (albeldo)}$$

$$\begin{aligned} Ra &= \alpha a^h \times 10^{-2} \\ &= \text{radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)} \\ &= \text{jaringan radiasi gelombang panjang (Longley/day)} \\ &= 0,97 \alpha Tai^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{ed} x \{ 1 - 8/10(1-r) \}) \end{aligned}$$

$$H_{lo}^{ne} = f(Tai) x f(Tdp) x f(m)$$

- $f(T_{ai}) = \alpha T_{ai}^4$   
 = efek dari temperatur radiasi gelombang panjang  
 $m = 8(1 - r)$   
 $f(m) = 1 - m/10$   
 $r =$  lama penyinaran matahari relatif  
 $Eq =$  evaporasi terhitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)  
 $= 0,35(0,50 + 0,54 \mu_2) \times (e_a - e_d)$   
 $= f(\mu_2) \times PZ^{wa} e_a - PZ^{wa} e_d$   
 $\mu_2 =$  kecepatan angin pada ketinggian 2m diatas tanah  
 $PZ^{wa} = e_a =$  tekanan uap jenuh (mmHg)  
 $= e_d =$  tekanan uap yang terjadi (mmHg)  
 $L =$  panas laten dari penguapan (*Longley/minutes*)  
 $\Delta =$  kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/ $^{\circ}C$ )  
 $\delta =$  konstata Bowen (0,49 mmHg/ $^{\circ}C$ )

catatan : 1 *Longley/day* = 1 kal/cm<sup>2</sup>hari

Setelah semua besaran diketahui harganya, kemudian dihitung besarnya Eto.



Tabel 4.33 Perhitungan Evapotranspirasi Cara Penman

No	Perhitungan	Unit	Bulan											
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	Suhu Udara	°C	28.62	28.07	28.88	29.21	28.69	27.44	26.98	27.26	28.06	28.5	28.3	26.33
2	Kelembaban Relatif	%	93.94	91.19	94.87	95.34	94.03	92.41	92.65	92.73	92.43	93	91.98	93.23
3	Kecepatan Angin	m/det	0.43	0.36	0.5	0.96	0.97	0.69	0.61	1.32	1.82	1.57	1.15	0.74
4	Penyinaran Matahari 12 jam	%	56.5	56.5	62.5	81.8	84.8	80	91.8	90	92.6	85.4	69.8	62.4
5	Lintang	Derajat LS	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75
<b>Perhitungan</b>														
6	Tabel 1 & (1) f (Tai) x 10 <sup>-2</sup>		9.27	9.2	9.31	9.35	9.29	9.25	9.2	9.24	9.33	9.39	9.36	9.12
7	Tabel 2 & (1) L-1 x 10 <sup>-2</sup>		2.89	2.71	2.84	2.88	2.81	2.76	2.7	2.74	2.87	2.92	2.9	2.6
8	Tabel 2 & (1) Pzwa Sa	mmHg	27.69	26.9	28.16	28.66	27.85	27.37	26.74	27.21	28.49	29.17	28.83	25.74
9	Tabel 4 & (1)		2.1	2.07	2.13	2.16	2.11	2.09	2.06	2.08	2.15	2.18	2.17	2.01
10	(2) x (8)	mmHg	26.0	24.5	26.7	27.3	26.2	25.3	24.8	25.2	26.3	27.1	26.5	24.0
11	Tabel 5 & (10)		0.085	0.09	0.085	0.084	0.085	0.086	0.088	0.086	0.085	0.084	0.085	0.093
12	(8) - (10)	mmHg	1.68	2.37	1.44	1.34	1.66	2.08	1.97	1.98	2.16	2.04	2.31	1.74
13	Tabel 6 & (3)		0.132	0.132	0.142	0.178	0.178	0.151	0.151	0.206	0.253	0.234	0.197	0.151
14	(12) x (13)		0.221	0.313	0.205	0.238	0.296	0.314	0.297	0.408	0.546	0.478	0.455	0.263
15	Tabel 7 & (5)		9.084	9.142	8.9	8.32	7.64	7.25	7.37	7.95	8.59	8.99	9.08	9.06
16	Tabel 8 & (4)		0.463	0.463	0.452	0.529	0.548	0.529	0.569	0.568	0.571	0.587	0.49	0.458
17	(15) x (16)		4.206	4.233	4.023	4.401	4.187	3.835	4.194	4.516	4.905	5.277	4.449	4.149
18	(6) x (1 - (4))		4.032	4.002	3.491	1.702	1.412	1.850	0.754	0.924	0.690	1.371	2.827	3.429
19	1 - ((18)/10)		0.597	0.600	0.651	0.830	0.859	0.815	0.925	0.908	0.931	0.863	0.717	0.657
20	(6) x (11) x (19)		0.470	0.497	0.515	0.652	0.678	0.648	0.749	0.721	0.738	0.681	0.571	0.557
21	(17) - (20)		3.736	3.736	3.508	3.750	3.509	3.187	3.445	3.794	4.167	4.597	3.878	3.592
22	(7) x (21)		10.796	10.125	9.962	10.799	9.859	8.796	9.302	10.397	11.958	13.422	11.248	9.340
23	(14) + (22)		11.018	10.438	10.167	11.036	10.155	9.110	9.598	10.804	12.504	13.900	11.703	9.603
24	(23) / (9) = Eto	mm/hari	5.246	5.042	4.773	5.109	4.813	4.359	4.659	5.194	5.816	6.376	5.393	4.777
<b>Evapotranspirasi (Eto)</b>		mm/bulan	162.64091	141.186	147.972	153.283	149.197	130.759	144.44	161.023	174.471	197.655	161.794	148.1023

## 2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

- a. Berdasarkan kemiringan :
  1. lahan datar = 1 mm/hari
  2. lahan miring  $> 5\%$  = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan Tekstur :
  1. berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
  2. sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
  3. ringan = 3 – 6 mm/hari

Dari pedoman diatas, harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah Irigasi diambil sebesar 2 mm/hari.

## 3. Koefisien Tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (Kc) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan *Nedeco/Prosida*. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada Tabel 2.9 Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut Nedeco/Prosida (Bab II Studi Pustaka).

## 4. Koefisien Curah Hujan Efektif

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan Tabel 2.10 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi (Bab II Studi Pustaka).

Sedangkan untuk tanaman palawija besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode curah hujan bulanan yang dihubungkan dengan curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan berdasarkan Tabel 2.11 Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rata-rata Bulanan dan Curah Hujan Mean Bulanan (Bab II Studi Pustaka).

## 5. Kebutuhan Air Untuk Pengolahan Lahan

### a. Pengolahan Lahan Untuk Padi

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan Tabel koefisien Van De Goor dan Zijlstra pada Tabel 2.12 Koefisien kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan (Bab II Studi Pustaka).

### b. Pengolahan Lahan Untuk Palawija

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu **3,33** mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemian yang baru tumbuh.

## 6. Kebutuhan Air Untuk Pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan kebutuhan air untuk pemberian pupuk pada tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk.

Perhitungan angka kebutuhan air untuk tanaman padi disajikan pada Tabel 4.34 dan tanaman palawija Tabel 4.35.

KEBUTUHAN TANAMAN PADI			OKT	NOV	DES	JAN	FEB	MAR	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	
EVAPOTRANSPIRASI (Eto)			6.376	5.393	4.777	5.246	5.042	4.773	5.109	4.813	4.359	4.659	5.194	5.816	
Evaporasi Terbuka (Eo) = 1,1*Eto			7.014	5.932	5.255	5.771	5.547	5.251	5.620	5.294	4.795	5.125	5.714	6.397	
PERKOLASI (P)			2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Eo+P			9.014	7.932	7.255	7.771	7.547	7.251	7.620	7.294	6.795	7.125	7.714	8.397	
Rh 20% Kering (mm/hr)			0.645	7.367	5.387	9.258	8.071	7.290	7.633	6.290	0.000	0.000	0.000	0.000	
Faktor Hujan dengan 2 gol (FH) tiap 2 mingguan	1	0.18	Hujan EFEKTIF Re= hujan * FH	0.116	1.326	0.970	1.666	1.453	1.312	1.374	1.132	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	0.53		0.342	3.904	2.855	4.907	4.278	3.864	4.046	3.334	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	0.55		0.355	4.052	2.963	5.092	4.439	4.010	4.198	3.460	0.000	0.000	0.000	0.000
	4	0.4		0.258	2.947	2.155	3.703	3.229	2.916	3.053	2.516	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	0.4		0.258	2.947	2.155	3.703	3.229	2.916	3.053	2.516	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0.4		0.258	2.947	2.155	3.703	3.229	2.916	3.053	2.516	0.000	0.000	0.000	0.000
	7	0.4		0.258	2.947	2.155	3.703	3.229	2.916	3.053	2.516	0.000	0.000	0.000	0.000
	8	0.2		0.129	1.473	1.077	1.852	1.614	1.458	1.527	1.258	0.000	0.000	0.000	0.000
KOEFSIEN TANAMAN (Kt)	1	1.2	Evapotranspirasi Etc = Eo * Kt	0.774	8.840	6.465	11.110	9.686	8.748	9.160	7.548	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	1.27		0.819	9.356	6.842	11.758	10.251	9.259	9.694	7.989	0.000	0.000	0.000	0.000
	3	1.33		0.858	9.798	7.165	12.313	10.735	9.696	10.152	8.366	0.000	0.000	0.000	0.000
	4	1.3		0.839	9.577	7.003	12.035	10.493	9.477	9.923	8.177	0.000	0.000	0.000	0.000
	5	1.15		0.742	8.472	6.195	10.647	9.282	8.384	8.778	7.234	0.000	0.000	0.000	0.000
	6	0		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
<b>PENGOLAHAN TANAH</b>															
Kebutuhan Air 250 mm selama 30 hari															
Minggu I	Lp (Tabel Zylstra)		13.611	12.946	12.453	12.817	12.638	12.451	12.696	12.476	12.177	12.375	12.771	13.238	
	Lp - Re1		13.495	11.620	11.483	11.151	11.185	11.139	11.322	11.344	12.177	12.375	12.771	13.238	
	(Lp - Re1)*0.120		1.619	1.394	1.378	1.338	1.342	1.337	1.359	1.361	1.461	1.485	1.533	1.589	
Minggu II	Lp		13.611	12.946	12.453	12.817	12.638	12.451	12.696	12.476	12.177	12.375	12.771	13.238	
	Lp - Re2		13.269	9.042	9.598	7.910	8.360	8.587	8.650	9.142	12.177	12.375	12.771	13.238	
	(Lp - Re2)*0.120		1.592	1.085	1.152	0.949	1.003	1.030	1.038	1.097	1.461	1.485	1.533	1.589	
<b>PERTUMBUHAN</b>															
Kebutuhan Air W = 3,33 mm/hr															



M = Eo + p	Eto + P		mm/hari	8.376	7.393	6.777	7.246	7.042	6.773	7.109	6.813	6.359	6.659	7.194	7.816
Re terkoreksi	H.E.B. terkoreksi / (30/31)		mm/hari	0.658	7.514	5.495	9.443	8.233	7.436	7.786	6.416	0.000	0.000	0.000	0.000
KOEFSISIEN TANAMAN Palawija (Kt)	1	0.5	Evapotranspirasi Etc = Eto * Kt	3.188	2.697	2.389	2.623	2.521	2.387	2.555	2.406	2.179	2.330	2.597	2.908
	2	0.59		3.762	3.182	2.819	3.095	2.975	2.816	3.015	2.840	2.572	2.749	3.065	3.431
	3	0.96		6.121	5.177	4.586	5.037	4.841	4.582	4.905	4.620	4.184	4.473	4.987	5.583
	4	1.05		6.695	5.663	5.016	5.509	5.294	5.012	5.365	5.053	4.577	4.892	5.454	6.106
	5	1.02		6.503	5.501	4.873	5.351	5.143	4.869	5.212	4.909	4.446	4.753	5.298	5.932
	6	0.95		6.057	5.123	4.539	4.984	4.790	4.535	4.854	4.572	4.141	4.426	4.935	5.525
<b>PENGOLAHAN TANAH</b>															
Kebutuhan Air 50 mm selama 15 hari															
Lp				3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
Lp - Re				2.672	-4.184	-2.165	-6.113	-4.903	-4.106	-4.456	-3.086	3.330	3.330	3.330	3.330
(Lp - Re)*0.120				0.32063	-0.5021	-0.2598	-0.7336	-0.5883	-0.4927	-0.5347	-0.3703	0.3996	0.3996	0.3996	0.3996
<b>PERTUMBUHAN</b>															
Minggu I	Etc1 - Re			2.530	-4.817	-3.106	-6.820	-5.712	-5.049	-5.231	-4.010	2.179	2.330	2.597	2.908
	(Etc1 - Re)*0.120			0.304	-0.578	-0.373	-0.818	-0.685	-0.606	-0.628	-0.481	0.262	0.280	0.312	0.349
Minggu II	Etc2 - Re			3.104	-4.332	-2.676	-6.348	-5.258	-4.620	-4.771	-3.577	2.572	2.749	3.065	3.431
	(Etc2 - Re)*0.120			0.372	-0.520	-0.321	-0.762	-0.631	-0.554	-0.573	-0.429	0.309	0.330	0.368	0.412
Minggu III	Etc3 - Re			5.463	-2.337	-0.908	-4.407	-3.392	-2.854	-2.881	-1.796	4.184	4.473	4.987	5.583
	(Etc3 - Re)*0.120			0.656	-0.280	-0.109	-0.529	-0.407	-0.342	-0.346	-0.215	0.502	0.537	0.598	0.670
Minggu IV	Etc4 - Re			6.037	-1.851	-0.478	-3.934	-2.938	-2.424	-2.421	-1.363	4.577	4.892	5.454	6.106
	(Etc4 - Re)*0.120			0.724	-0.222	-0.057	-0.472	-0.353	-0.291	-0.291	-0.164	0.549	0.587	0.654	0.733
Minggu V	Etc5 - Re			5.845	-2.013	-0.622	-4.092	-3.090	-2.567	-2.574	-1.507	4.446	4.753	5.298	5.932
	(Etc5 - Re)*0.120			0.701	-0.242	-0.075	-0.491	-0.371	-0.308	-0.309	-0.181	0.533	0.570	0.636	0.712
Minggu VI	Etc6 - Re			5.399	-2.391	-0.956	-4.459	-3.443	-2.902	-2.932	-1.844	4.141	4.426	4.935	5.525
	(Etc6 - Re)*0.120			0.648	-0.287	-0.115	-0.535	-0.413	-0.348	-0.352	-0.221	0.497	0.531	0.592	0.663

#### 4.5.1.2. Kebutuhan Air Untuk Irigasi

Suatu daerah irigasi pada umumnya mempunyai pola tanam tertentu, tetapi bila tidak ada pola yang biasa pada daerah tersebut direkomendasikan pola tanaman padi-padi-palawija. Rencana pola dan tata tanam dimaksudkan untuk meningkatkan efisiensi penggunaan air, serta menambah intensitas luas tanam.

Setelah diperoleh kebutuhan air untuk pengolahan lahan dan pertumbuhan, kemudian dicari besarnya kebutuhan air untuk irigasi berdasarkan pola tanam dan rencana tata tanam dari daerah yang bersangkutan.

Rencana pola tanam untuk jaringan Irigasi Kersulo adalah sebagai berikut :

Padi (100%) – Padi (100%) – Palawija (100%)

- Masa Tanam Padi I  
Pengolahan tanah dan pembibitan padi mulai Oktober I s/d Oktober II.  
Pertumbuhan padi sampai panen mulai November I s/d Januari II.
- Masa Tanam Padi II  
Pengolahan tanah dan pembibitan padi mulai Februari I s/d Februari II.  
Pertumbuhan padi sampai panen mulai Maret I s/d Mei II.
- Masa Tanam Palawija  
Pengolahan tanah palawija mulai Juni I.  
Pertumbuhan palawija mulai Juni II s/d September I.  
Pengeringan mulai September II s/d Oktober I.

Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan penyadapan liar. Besarnya angka efisiensi tergantung pada penelitian lapangan pada daerah irigasi. Pada perencanaan jaringan irigasi, tingkat efisiensi ditentukan menurut kriteria standar perencanaan yaitu sebagai berikut :

- Kehilangan air pada saluran primer adalah 10 – 15 %, diambil 10%  
Faktor koefisien =  $100/90 = 1,11$
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 20 – 25 %, diambil 20%  
Faktor koefisien =  $100/80 = 1,25$ .

Hasil perhitungan pola tanam dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36 Pola Tanam Perhitungan Secara Teoritis

Uraian	Okt		Nov		Des		Jan		Feb		Mrt		Apr		Mei		Jun		Jul		Ags		Sep		
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
Masa Tanam I Padi (100%)	LP	LP	PD-1	PD-1	PD-1	PD-1	PD-1	PD-1																	
Masa Tanam II Padi (100%)									LP	LP	PD-2	PD-2	PD-2	PD-2	PD-2	PD-2									
Masa Tanam III Palawija (100%)																	LP	PLW	PLW	PLW	PLW	PLW	PLW	PLW	
Kebutuhan Air (lt/det/ha)	1.62	1.59	1.21	1.41	1.24	0.82	1.07	0.02	1.34	1.00	1.21	1.40	1.49	1.06	0.81	0.09	0.40	0.26	0.33	0.54	0.65	0.64	0.66	0.00	
S = Sawah	1.62	1.59	1.21	1.41	1.24	0.82	1.07	0.02	1.34	1.00	1.21	1.40	1.49	1.06	0.81	0.09	0.40	0.26	0.33	0.54	0.65	0.64	0.66	0.00	
T = Sekunder = S * 1,25	2.02	1.99	1.52	1.76	1.55	1.03	1.34	0.02	1.68	1.25	1.51	1.75	1.86	1.33	1.01	0.11	0.50	0.33	0.41	0.67	0.82	0.79	0.83	0.00	
S = Primer = T * 1,11	2.25	2.21	1.68	1.95	1.72	1.14	1.49	0.02	1.86	1.39	1.68	1.94	2.07	1.48	1.12	0.12	0.55	0.36	0.46	0.74	0.91	0.88	0.92		
Luas Areal	55.8 Ha																								
Q Kebutuhan (m/det)	0.09	0.09	0.07	0.08	0.07	0.05	0.06	0.00	0.07	0.06	0.07	0.08	0.08	0.06	0.04	0.00	0.02	0.01	0.02	0.03	0.04	0.04	0.04	0.00	



#### 4.5.2. Kebutuhan Air Baku

Data yang digunakan dalam menganalisis pertumbuhan penduduk Kabupaten Boyolali adalah sebagai berikut :

Tabel 4.37 Jumlah Penduduk Desa Sumbung, Jelok, Paras dan Mliwis tahun 2005  
(Hasil Sensus Penduduk 2005 (BPS))

DESA	PENDUDUK	KK	PERSON/KK
SUMBUNG	3625	836	4,3
JELOK	5339	1399	3,8
PARAS	950	230	4,1
MLIWIS	5432	1522	3,6
JUMLAH	15346	3987	

Jumlah penduduk yang direncanakan mendapat pelayanan air baku pada tahun 2005 sebanyak 15346 jiwa dengan pertumbuhan rata-rata 0,06 % pertahun.

Dengan formula penambahan penduduk :

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

di mana :

$P_t$  = Jumlah penduduk t tahun mendatang

$P_o$  = Jumlah penduduk saat ini

$a$  = pertambahan rata-rata penduduk tiap tahun

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

$$P_o = 15346 \text{ jiwa}$$

$$a = 0,06 \%$$

$$P_t = 15346 (1 + 0.0006)^{20}$$

$$P = 15532 \text{ jiwa}$$

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

Tabel 4.38 Penentuan Tingkat Layanan Air Baku  
(Dirjen Cipta Karya)

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

Kebutuhan air baku untuk 4 desa, proyeksi penduduk tahun 2025 dengan efisiensi pengaliran 90 % adalah :

$$\begin{aligned}
 15532 \text{ orang} \times 0,06 \text{ m}^3 / 0,90 &= 1035,47 \text{ m}^3 / \text{hari} \\
 &= 0,012 \text{ m}^3 / \text{detik} \\
 &= 12 \text{ liter/ detik}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3. Hasil Perhitungan Kebutuhan Air di Embung Paras

Dari analisis perhitungan kebutuhan air untuk irigasi dan kebutuhan air baku, diperoleh kebutuhan air di Embung Paras yang dapat dilihat pada Tabel 4.39.

Tabel 4.39 Kebutuhan Air di Embung Paras (Hasil Perhitungan)

Bulan	Periode	Air Irigasi	Air Baku	Total
		m3/dt	m3/dt	m3/dt
Januari	I	0.06	0.012	0.072
	II	0.00	0.012	0.013
Febuari	I	0.07	0.012	0.087
	II	0.06	0.012	0.068
Maret	I	0.07	0.012	0.079
	II	0.08	0.012	0.090
April	I	0.08	0.012	0.095
	II	0.06	0.012	0.071
Mei	I	0.04	0.012	0.057
	II	0.00	0.012	0.017
Juni	I	0.02	0.012	0.034
	II	0.01	0.012	0.027
Juli	I	0.02	0.012	0.030
	II	0.03	0.012	0.042
Agustus	I	0.04	0.012	0.049
	II	0.04	0.012	0.047
September	I	0.04	0.012	0.049

	II	0.00	0.012	0.012
Oktober	I	0.09	0.012	0.102
	II	0.09	0.012	0.101
November	I	0.07	0.012	0.080
	II	0.08	0.012	0.091
Desember	I	0.07	0.012	0.081
	II	0.05	0.012	0.058

#### 4.6. Analisis Debit Andalan

Perhitungan debit andalan adalah debit yang berhubungan dengan probabilitas atau nilai kemungkinan terjadinya. Debit andalan merupakan debit yang kemungkinannya sama atau melampaui yang diharapkan. Debit andalan yang dimaksud disini adalah debit yang mengalir pada suatu penampang sungai dalam suatu daerah aliran sungai (DAS)

Perhitungan debit andalan meliputi :

##### 1. Data Curah Hujan

Tabel 4.40. Curah Hujan Bulanan

Tahun	Bulan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1990	R	375	300	119	323	75	35	63	0	20	35	0	0
	HH	11	9	10	6	15	7	12	0	5	13	0	0
1991	R	309	265	155	179	12	0	0	0	0	25	224	439
	HH	22	18	15	12	6	0	0	0	0	13	12	18
1992	R	0	455	233	395	95	85	9	119	51	87	432	0
	HH	0	13	20	18	12	12	5	6	4	3	17	0
1993	R	287	226	226	229	195	0	0	0	0	20	221	167
	HH	17	13	17	17	15	0	0	0	0	3	15	13
1994	R	563	760	679	407	0	0	0	0	0	0	140	195
	HH	20	22	20	16	0	0	0	0	0	0	18	25
1995	R	445	341	413	224	110	283	62	0	10	135	636	0
	HH	21	18	25	16	7	11	8	0	2	3	25	0
1996	R	603	582	304	68	90	0	0	258	58	252	330	0
	HH	25	18	21	10	3	0	0	13	8	15	17	0
1997	R	64	457	144	25	98	0	0	0	0	0	155	229
	HH	26	20	15	11	7	0	0	0	0	0	27	25
1998	R	455	499	482	10	399	125	157	72	122	175	157	331
	HH	24	21	18	8	13	10	9	12	10	18	20	14
1999	R	628	405	192	80	159	12	61	30	0	268	131	324
	HH	22	21	9	8	15	2	5	3	0	12	8	15

2000	R	223	248	265	40	52	0	0	35	0	86	79	107
	HH	12	15	16	21	5	0	0	9	0	18	15	18
2001	R	174	304	362	164	61	66	43	0	0	390	417	113
	HH	18	18	26	19	8	4	8	0	0	19	18	21
2002	R	311	155	271	731	286	0	180	0	0	360	302	491
	HH	21	14	20	20	15	0	5	0	0	25	22	13
2003	R	1120	533	418	398	380	0	0	0	0	0	294	511
	HH	26	21	20	15	12	0	0	0	0	0	24	12
2004	R	420	357	437	616	93	97	272	135	37	204	249	308
	HH	25	19	22	26	4	9	15	10	3	13	20	21
2005	R	550	335	220	455	200	0	0	0	0	0	150	493
	HH	17	22	14	17	12	0	0	0	0	0	17	23

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

$$m = 0,20 \times N = 0,20 \times 16 = 3,2 \sim 4 \text{ ( N = jumlah data )}$$

## 2. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metoda Penman.

$$dE / Eto = ( m / 20 ) \times ( 18 - n )$$

$$dE = ( m / 20 ) \times ( 18 - n ) \times Eto$$

$$Etl = Eto - dE$$

di mana :

dE = selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

Eto = evapotranspirasi potensial.

Etl = evapotranspirasi terbatas

m = prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

Diambil prosentase lahan 30% karena lahan digunakan untuk pertanian.

### 3. 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

$R_s$  = curah hujan bulanan minimum dari 3 stasiun yang ditinjau.

$E_{t1}$  = 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)*. 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

### 4. 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

I = koefisien infiltrasi

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.

## 5. 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 =  $D(ro) + B(n)$

Luas DAS Embung Paras adalah 10,71 Km<sup>2</sup>.

Hasil perhitungan debit andalan dapat dilihat pada Tabel 4.41



NO	URAIAN	JAN	FEB	MRT	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
1	Curah Hujan (mm/bln)	287	226	226	299	195	0	0	0	0	20	221	167
2	Hari Hujan (hari) (n)	17	13	17	17	15	0	0	0	0	3	15	13
<b>LIMITED TRANSPIRATION</b>													
3	Evapotranspirasi (Eto)	162.641	141.186	147.972	153.283	149.197	130.759	144.440	161.023	174.471	197.655	161.794	148.102
4	Exposed Surface (%) (m)	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	$dE/Eto = (m/20)*(18 - n)$	0.015	0.075	0.015	0.015	0.045	0.270	0.270	0.270	0.270	0.225	0.045	0.075
6	$dE = (5)*(3)$	2.439	10.589	2.220	2.299	6.714	35.305	38.999	43.476	47.107	44.472	7.821	11.108
7	$Et1 = Eto - dE$	174.839	149.657	145.752	150.984	142.483	95.454	105.441	117.547	127.364	153.182	164.221	136.995
<b>WATER BALANCE</b>													
8	$Rs - Et1=(S) = (1) - (7)$	112.161	76.343	80.248	0.000	52.517	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	56.779	30.005
9	Run Off Storm (5% * (1))	14.350	11.300	11.300	14.950	9.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	11.050	8.350
10	Soil Storage (IS)	97.811	65.043	68.948	-14.950	42.767	0.000	0.000	0.000	0.000	-1.000	45.729	21.655
11	Soil Moisture = IS + SMC	197.811	165.043	168.948	85.050	142.767	100.000	100.000	100.000	100.000	99.000	145.729	121.655
12	Water Surplus (Ws) = (8) - (10)	14.350	11.300	11.300	14.950	9.750	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	11.050	8.350
<b>RUN OFF dan WATER STORAGE</b>													
13	Infiltrasi = $I*(12)$ , $I = 0.3$	4.305	3.390	3.390	4.485	2.925	0.000	0.000	0.000	0.000	0.300	3.315	2.505
14	$0.5*(k+1)*(12)$ , $k = 0.9$	4.090	3.221	3.221	4.261	2.779	0.000	0.000	0.000	0.000	0.285	3.149	2.380
15	$k*V(n - 1)$	495	449	407	369	336	305	275	247	222	200	180	165
16	Storage Vol.(Vn) = (13)+(14)	499.090	452.401	410.382	373.604	339.023	305.120	274.608	247.147	222.433	200.474	183.576	167.598
17	$dVn = Vn - V(n-1)$	-50.910	-46.688	-42.020	-36.777	-34.582	-33.902	-30.512	-27.461	-24.715	-21.958	-16.898	-15.978
18	Base Flow = (13) - (16)	55.215	50.078	45.410	41.262	37.507	33.902	30.512	27.461	24.715	22.258	20.213	18.483
19	Direct Run Off = (12) - (13)	10.045	7.910	7.910	10.465	6.825	0.000	0.000	0.000	0.000	0.700	7.735	5.845
20	Run Off = (18) + (19)	65.260	57.988	53.320	51.727	44.332	33.902	30.512	27.461	24.715	22.958	27.948	24.328
21	Luas Tangkapan (km <sup>2</sup> )	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710	10.710
22	Debit (m3/det)	0.261	0.232	0.213	0.207	0.177	0.136	0.122	0.110	0.099	0.092	0.112	0.097
23	Debit (l/det)	260.953	231.876	213.207	206.840	177.267	135.563	122.007	109.806	98.826	91.802	111.755	97.279

Tabel 4.41 Perhitungan Debit Andalan

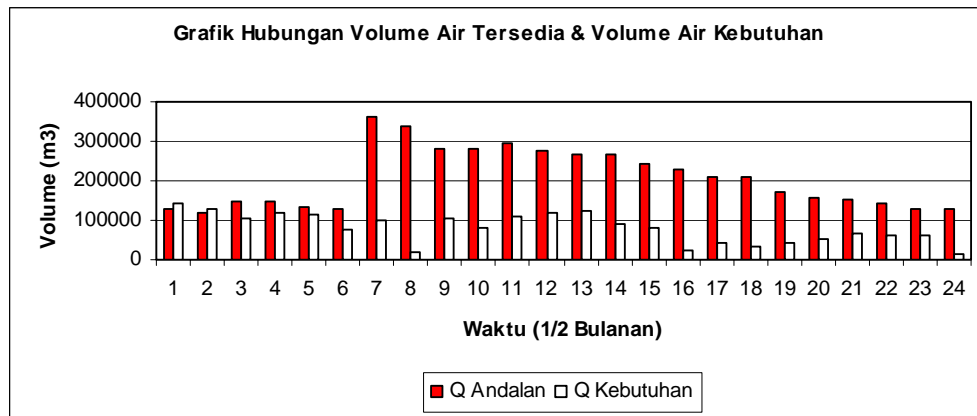


#### 4.7. Neraca Air

Bangunan Embung sebagai penyimpan air mempunyai fungsi yang sangat baik dalam mencukupi kebutuhan akan air, khususnya pada saat musim kemarau. Air Kali Gandul ini selain direncanakan untuk memenuhi kebutuhan air baku dan air irigasi bagi masyarakat Cepogo. Dari alternatif lokasi bangunan atau embung yang terbaik, dicari debit air yang tersedia dan kebutuhan air yang diperlukan sehingga dapat dibuat neraca air, di mana nilai kebutuhan dapat dipenuhi dari debit yang tersedia.

Tabel 4.42 Ketersediaan Air (Hasil Perhitungan)

No	Bulan	Periode	Air Irigasi	Air Baku	Volume				Selisih
					Kebutuhan Air ( Outflow )		Debit Andalan ( Inflow )		Inflow - Outflow
					m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
1	Oktober	I	0.09	0.012	0.10	141504.75	0.09	127900.82	-13603.93
2		II	0.09	0.012	0.10	130701.15	0.09	119907.02	-10794.14
3	November	I	0.07	0.012	0.08	103359.06	0.11	145672.95	42313.90
4		II	0.08	0.012	0.09	117423.23	0.11	145672.95	28249.72
5	Desember	I	0.07	0.012	0.08	112301.53	0.10	135282.88	22981.35
6		II	0.05	0.012	0.06	74982.41	0.10	126827.70	51845.29
7	Januari	I	0.06	0.012	0.07	99375.21	0.26	360741.82	261366.61
8		II	0.00	0.012	0.01	16839.71	0.26	338195.46	321355.75
9	Februari	I	0.07	0.012	0.09	105109.06	0.23	280477.16	175368.10
10		II	0.06	0.012	0.07	82228.02	0.23	280477.16	198249.14
11	Maret	I	0.07	0.012	0.08	109790.32	0.21	294737.14	184946.82
12		II	0.08	0.012	0.09	116846.84	0.21	276316.07	159469.23
13	April	I	0.08	0.012	0.10	123411.06	0.21	268064.81	144653.75
14		II	0.06	0.012	0.07	92526.00	0.21	268064.81	175538.81
15	Mei	I	0.04	0.012	0.06	78771.92	0.18	245054.05	166282.13
16		II	0.00	0.012	0.02	21990.53	0.18	229738.17	207747.64
17	Juni	I	0.02	0.012	0.03	44449.79	0.16	207741.21	163291.42
18		II	0.01	0.012	0.03	34464.21	0.16	207741.21	173277.00
19	Juli	I	0.02	0.012	0.03	42035.29	0.12	170025.36	127990.07
20		II	0.03	0.012	0.04	54368.68	0.12	159398.77	105030.09
21	Agustus	I	0.04	0.012	0.05	67074.04	0.11	153022.82	85948.78
22		II	0.04	0.012	0.05	61529.63	0.11	143458.89	81929.27
23	September	I	0.04	0.012	0.05	63497.35	0.10	129113.00	65615.66
24		II	0.00	0.012	0.01	15552.00	0.10	129113.00	113561.00



Gambar 4.5 Grafik Hubungan Volume Air Tersedia dan Volume Air Kebutuhan Tanpa Embung

Dari hasil perhitungan Q Tersedia dan Q Kebutuhan yang ada di lokasi perencanaan Embung Paras terjadi kekurangan air maksimum pada bulan Oktober periode I yaitu sebesar  $13603.93\text{m}^3$ .

#### 4.8 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) :

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

di mana:

$V_x$  = volume pada kontur ( $\text{m}^3$ )

$Z$  = beda tinggi antar kontur (m)

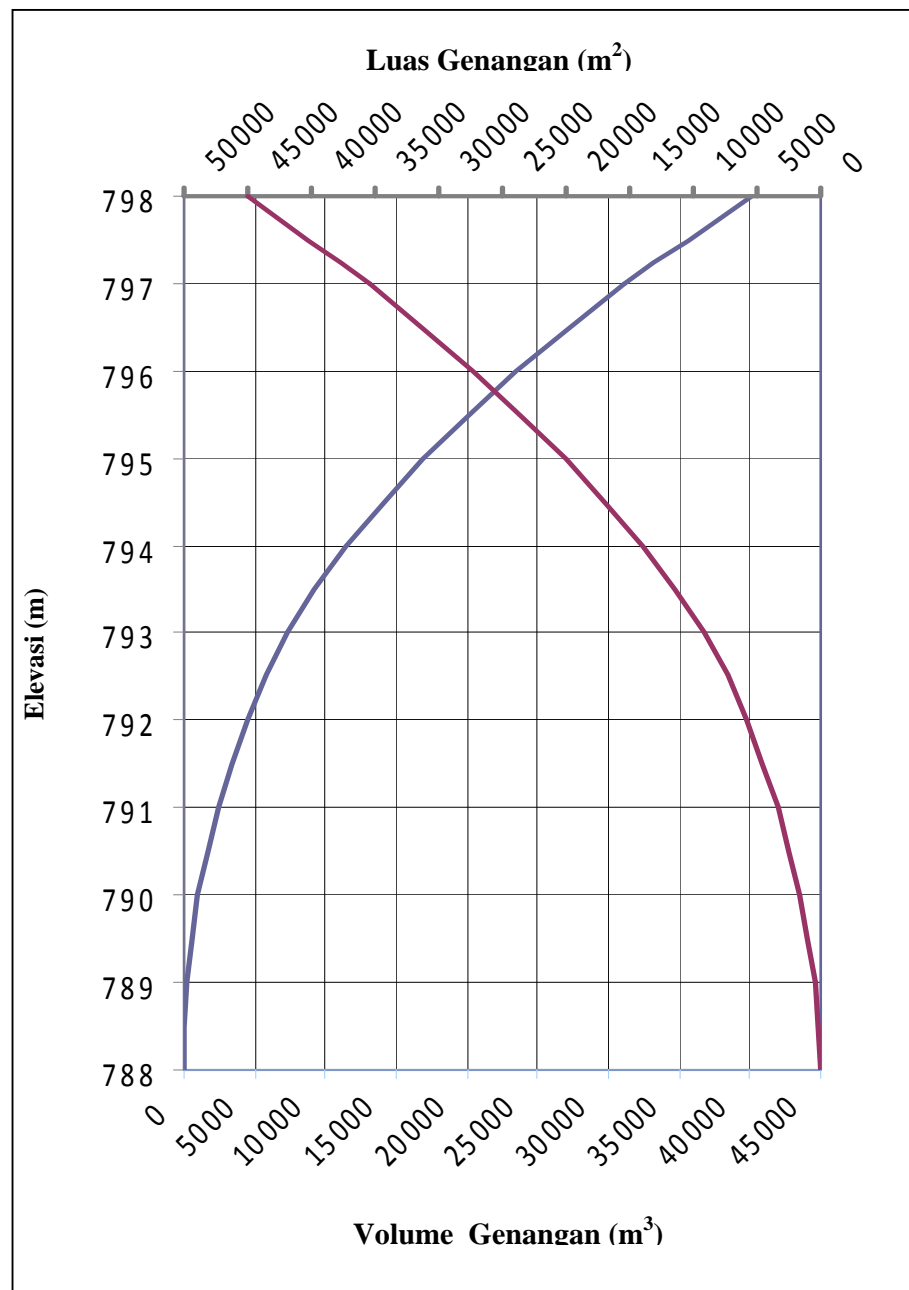
$F_y$  = luas pada kontur Y ( $\text{m}^2$ )

$F_x$  = luas pada kontur X ( $\text{m}^2$ )

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 4.43 Pehitungan Volume Embung Terhadap Elevasi Dan Luas Permukaan

No.	Elevasi	Luas Genangan (m <sup>2</sup> )	Luas Komulatif (m <sup>2</sup> )	Volume Genangan (m <sup>3</sup> )	Volume Komulatif (m <sup>3</sup> )
1.	788	0.000	0	0	0
2.	789	487.67	487.67	162.56	162.56
3.	790	1187.13	1674.79	811.89	974.44
4.	791	1663.95	3338.75	1418.85	2393.29
5.	792	2476.85	5815.60	2056.97	4450.26
6.	793	3393.39	9208.99	2923.12	7373.39
7.	794	4746.72	13955.71	4051.18	11424.56
8.	795	6044.02	19999.73	5382.32	16806.89
9.	796	7277.23	27276.96	6651.09	23457.98
10.	797	8193.01	35469.97	7730.60	31188.57
11.	798	9567.77	45037.74	8871.51	40060.08



Keterangan : — Volume Genangan  
— Luas Genangan

Gambar 4.6 Grafik Korelasi Antara Elevasi, Volume Tampung Dengan Luas Genangan

#### 4.9 Perhitungan Volume Tampungan Embung

Kapasitas tampung yang diperlukan untuk sebuah embung adalah :

$$V_n = V_u + V_e + V_i + V_s$$

di mana :

$V_n$  = volume tampungan embung total ( $m^3$ )

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

$V_e$  = volume penguapan dari kolam embung ( $m^3$ )

$V_i$  = jumlah resapan melalui dasar, dinding, dan tubuh embung ( $m^3$ )

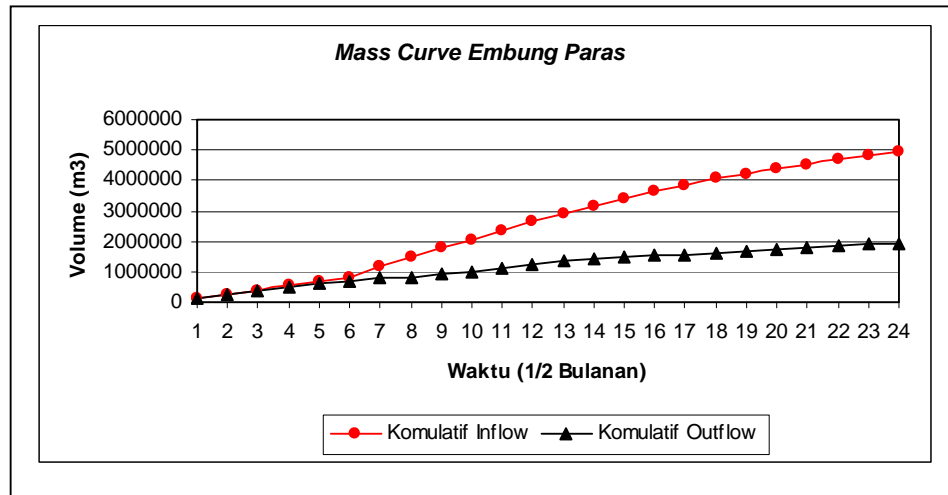
$V_s$  = ruangan yang disediakan untuk sedimen ( $m^3$ )

##### 4.9.1 Volume Tampungan Untuk Melayani Kebutuhan

Penentuan volume tampungan embung dapat digambarkan pada *mass curve* kapasitas tampungan. Volume tampungan merupakan selisih maksimum yang terjadi antara komulatif kebutuhan terhadap komulatif *inflow*. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 4. 44 sebagai berikut :

No	Bulan	Periode	Air Irigasi	Air Baku	Volume				Selisih	Volume Kumulatif		Selisih Kumulatif
					Kebutuhan Air ( Outflow )		Debit Andalan ( Inflow )		Inflow - Outflow	Kumulatif Outflow	Kumulatif Inflow	Inflow - Outflow
					m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
1	Oktober	I	0.09	0.012	0.10	141504.75	0.09	127900.82	-13603.93	141504.75	127900.82	-13603.93
2		II	0.09	0.012	0.10	130701.15	0.09	119907.02	-10794.14	272205.91	247807.84	-24398.07
3	November	I	0.07	0.012	0.08	103359.06	0.11	145672.95	42313.90	375564.97	393480.79	17915.83
4		II	0.08	0.012	0.09	117423.23	0.11	145672.95	28249.72	492988.20	539153.75	46165.55
5	Desember	I	0.07	0.012	0.08	112301.53	0.10	135282.88	22981.35	605289.73	674436.63	69146.90
6		II	0.05	0.012	0.06	74982.41	0.10	126827.70	51845.29	680272.14	801264.34	120992.20
7	Januari	I	0.06	0.012	0.07	99375.21	0.26	360741.82	261366.61	779647.35	1162006.16	382358.81
8		II	0.00	0.012	0.01	16839.71	0.26	338195.46	321355.75	796487.05	1500201.61	703714.56
9	Febuari	I	0.07	0.012	0.09	105109.06	0.23	280477.16	175368.10	901596.11	1780678.77	879082.66
10		II	0.06	0.012	0.07	82228.02	0.23	280477.16	198249.14	983824.13	2061155.93	1077331.80
11	Maret	I	0.07	0.012	0.08	109790.32	0.21	294737.14	184946.82	1093614.45	2355893.07	1262278.62
12		II	0.08	0.012	0.09	116846.84	0.21	276316.07	159469.23	1210461.29	2632209.14	1421747.85
13	April	I	0.08	0.012	0.10	123411.06	0.21	268064.81	144653.75	1333872.35	2900273.95	1566401.60
14		II	0.06	0.012	0.07	92526.00	0.21	268064.81	175538.81	1426398.36	3168338.77	1741940.41
15	Mei	I	0.04	0.012	0.06	78771.92	0.18	245054.05	166282.13	1505170.27	3413392.82	1908222.54
16		II	0.00	0.012	0.02	21990.53	0.18	229738.17	207747.64	1527160.80	3643130.99	2115970.19
17	Juni	I	0.02	0.012	0.03	44449.79	0.16	207741.21	163291.42	1571610.59	3850872.20	2279261.60
18		II	0.01	0.012	0.03	34464.21	0.16	207741.21	173277.00	1606074.81	4058613.41	2452538.60
19	Juli	I	0.02	0.012	0.03	42035.29	0.12	170025.36	127990.07	1648110.10	4228638.76	2580528.67
20		II	0.03	0.012	0.04	54368.68	0.12	159398.77	105030.09	1702478.78	4388037.54	2685558.76
21	Agustus	I	0.04	0.012	0.05	67074.04	0.11	153022.82	85948.78	1769552.81	4541060.36	2771507.54
22		II	0.04	0.012	0.05	61529.63	0.11	143458.89	81929.27	1831082.44	4684519.25	2853436.81
23	September	I	0.04	0.012	0.05	63497.35	0.10	129113.00	65615.66	1894579.79	4813632.26	2919052.47
24		II	0.00	0.012	0.01	15552.00	0.10	129113.00	113561.00	1910131.79	4942745.26	113561.00

Tabel 4.44 Perhitungan Volume Tampungan

Gambar 4.7 *Mass Curve Embung Paras*

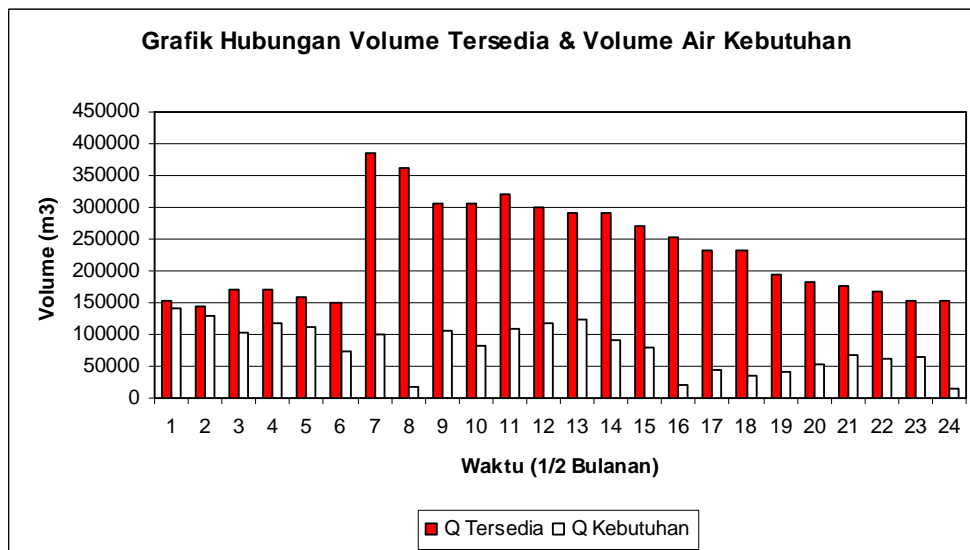
Dari grafik *Mass Curve Komulatif Inflow* dan *Kumulatif Outflow* dapat diketahui puncak kekurangan air terjadi pada bulan Oktober sebesar 24398,07 m<sup>3</sup>. Nilai ini merupakan volume tampungan efektif embung untuk melayani berbagai kebutuhan.

Berdasarkan perhitungan di atas maka dapat disimpulkan bahwa sebelum adanya embung terjadi kekurangan air sebesar 13603.9 m<sup>3</sup>. Sedangkan setelah adanya embung maka kekurangan air tersebut dapat dipenuhi dengan adanya volume tampungan efektif embung sebesar 24398,07 m<sup>3</sup>. Adapun perhitungan yang dihasilkan adalah sebagai berikut:

Tabel 4.45 Ketersediaan Air Setelah Ada Embung (Hasil Perhitungan)

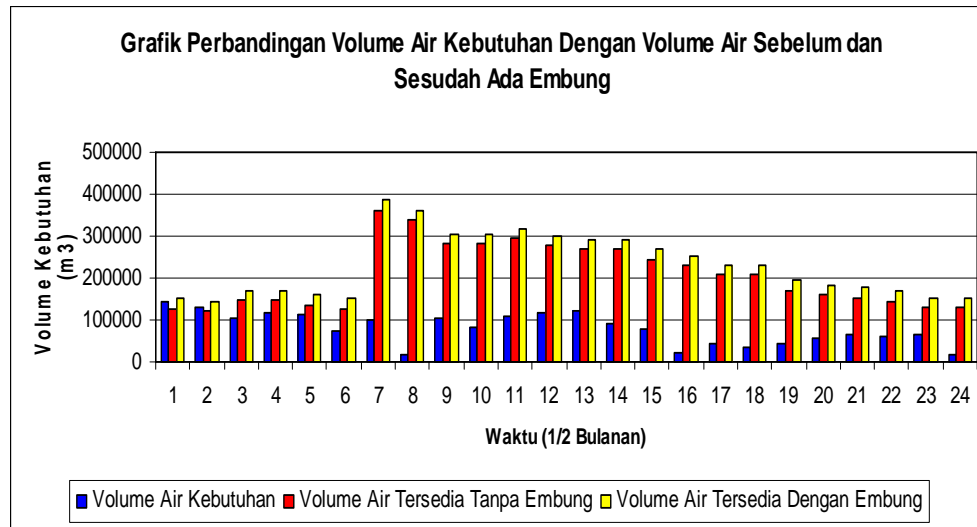
No	Bulan	Periode	Air Irigasi	Air Baku	Volume					Selisih
					Kebutuhan Air		Debit Andalan		Volume	Inflow - Outflow
					( Outflow )		( Inflow )		Tampungan Embung	
					m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dt	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	
1	Oktober	I	0.09	0.012	0.10	141504.75	0.09	127900.82	24398.07	10794.14
2		II	0.09	0.012	0.10	130701.15	0.09	119907.02	24398.07	13603.93
3	November	I	0.07	0.012	0.08	103359.06	0.11	145672.95	24398.07	66711.97
4		II	0.08	0.012	0.09	117423.23	0.11	145672.95	24398.07	52647.79
5	Desember	I	0.07	0.012	0.08	112301.53	0.10	135282.88	24398.07	47379.42

6		II	0.05	0.012	0.06	74982.41	0.10	126827.70	24398.07	76243.36
7	Januari	I	0.06	0.012	0.07	99375.21	0.26	360741.82	24398.07	285764.68
8		II	0.00	0.012	0.01	16839.71	0.26	338195.46	24398.07	345753.82
9	Febuari	I	0.07	0.012	0.09	105109.06	0.23	280477.16	24398.07	199766.17
10		II	0.06	0.012	0.07	82228.02	0.23	280477.16	24398.07	222647.21
11	Maret	I	0.07	0.012	0.08	109790.32	0.21	294737.14	24398.07	209344.89
12		II	0.08	0.012	0.09	116846.84	0.21	276316.07	24398.07	183867.30
13	April	I	0.08	0.012	0.10	123411.06	0.21	268064.81	24398.07	169051.82
14		II	0.06	0.012	0.07	92526.00	0.21	268064.81	24398.07	199936.88
15	Mei	I	0.04	0.012	0.06	78771.92	0.18	245054.05	24398.07	190680.20
16		II	0.00	0.012	0.02	21990.53	0.18	229738.17	24398.07	232145.71
17	Juni	I	0.02	0.012	0.03	44449.79	0.16	207741.21	24398.07	187689.49
18		II	0.01	0.012	0.03	34464.21	0.16	207741.21	24398.07	197675.07
19	Juli	I	0.02	0.012	0.03	42035.29	0.12	170025.36	24398.07	152388.14
20		II	0.03	0.012	0.04	54368.68	0.12	159398.77	24398.07	129428.16
21	Agustus	I	0.04	0.012	0.05	67074.04	0.11	153022.82	24398.07	110346.85
22		II	0.04	0.012	0.05	61529.63	0.11	143458.89	24398.07	106327.34
23	September	I	0.04	0.012	0.05	63497.35	0.10	129113.00	24398.07	90013.73
24		II	0.00	0.012	0.01	15552.00	0.10	129113.00	24398.07	137959.07



Gambar 4.8 Grafik Hubungan Volume Air Tersedia dan Volume Air Kebutuhan  
Setelah Ada Embung





Gambar 4.9 Grafik Perbandingan Volume Air Kebutuhan Dengan Volume Air Sebelum dan Sesudah Ada Embung

#### 4.9.2 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 :

$$E_a = 0,35(e_a - e_d) (1 - 0,01V)$$

di mana :

$e_a$  = 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 4.46

Tabel 4.46 Volume Kehilangan Air Akibat Evaporasi (Hasil Perhitungan)

Bulan	Luas	JAN	FEB	MRT	APR	MEI	JUN	JUL	AGT	SEP	OKT	NOV	DES
Tekanan uap jenuh (ea) mm/Hg		27.69	26.9	28.16	28.66	27.85	27.37	26.74	27.21	28.49	29.17	28.83	25.74
Tekanan uap sebenarnya (ed) mm/Hg		26.01	24.53	26.72	27.32	26.19	25.29	24.77	25.23	26.33	27.13	26.52	24.00
Kec angin 2 m di atas tanah (V) m/dt		0.43	0.36	0.5	0.96	0.97	0.69	0.61	1.32	1.82	1.57	1.15	0.74
Evaporasi (Ea) mm/hari		0.58	0.83	0.50	0.46	0.58	0.72	0.68	0.68	0.74	0.70	0.80	0.61
Evaporasi (Ea) m/hari		0.00058	0.00083	0.00050	0.00046	0.00058	0.00072	0.00068	0.00068	0.00074	0.00070	0.00080	0.00061
Penyinaran Matahari ( S ) %		56.5	56.5	62.5	81.8	84.8	80	91.8	90	92.6	85.4	69.7	62.4
Jumlah Hari ( 1 Bulan )		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
Evaporasi tiap bulan dalam m <sup>3</sup>													
Elevasi Dasar ( m )	788	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Elevasi Tengah ( m )	793.5	4964.5	50.85	64.91	48.39	56.40	75.21	86.03	96.59	94.63	102.21	92.45	83.04
Elevasi Puncak ( m )	799	20362.00	208.56	266.23	198.47	231.33	308.47	352.87	396.17	388.14	419.21	379.20	340.59
Total Kehilangan Air Selama 1 Tahun		<b>908.86</b>											

#### 4.9.3 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 :

$$V_i = \text{Jumlah resapan tahunan ( m}^3 \text{)}$$

$$V_u = \text{volume hidup untuk melayani berbagai kebutuhan (m}^3\text{)}$$

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 )

$$V_i = 0,25 \times 24398,07 = 6099,52 \text{ m}^3$$

Dari perhitungan diperoleh volume air akibat rembesan sebesar 6099,52 m<sup>3</sup>

#### 4.9.4 Volume yang Disediakan Untuk Sedimen

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

$$\text{Luas DAS} = 10,71 \text{ km}^2$$

$$\text{Curah hujan (R)} = 157,87 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien kekasaran manning (n)} = 0,02$$

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

$$\text{Faktor CP} = 0,20$$

$$\begin{aligned} \text{Intensitas hujan maksimum selama 30 menit (I}_{30}\text{)} &= \frac{R}{77,178 + 1,010R} \\ &= \frac{157,87}{77,178 + 1,01(157,87)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,667 \\
 \text{Energi kinetik curah hujan (E)} &= 14,374 R^{1,075} \\
 &= 14,374 (157,87^{1,075}) \\
 &= 3317,032 \\
 \text{Indeks erosivitas hujan (E I}_{30}\text{)} &= E \times I_{30} \times 10^{-2} \\
 &= 3317,032 \times 0,667 \times 10^{-2} \\
 &= 22,125 \\
 \text{LS} &= L/100 (0,0136 + 0,0965 S + 0,0139 S^2) \\
 &= 11698,5/100 (0,0136 + 0,0965 1,48 + 0,0139 1,48^2) \\
 &= 21,861 \\
 \text{Erosi potensial} &= R \times K \times \text{LS} \times A \\
 &= 157,87 \times 0,4 \times 21,861 \times 10,71 \\
 &= 14784,92 \\
 \text{Erosi aktual} &= \text{Erosi Potensial} \times CP \\
 &= 14784,92 \times 0,2 = 2956,98 \\
 \text{SDR} &= \frac{S (1 - 0,8683 A^{-0,2018})}{2 (S + 50n)} + 0,8683 A^{-0,2018} \\
 &= \frac{1,48 (1 - 0,8683 \times 10,71^{-0,2018})}{2 (0,148 + 50 \times 0,02)} + 0,8683 \times 10,71^{-0,2018} \\
 &= 0,836 \\
 \text{S-Pot} &= \text{Erosi Aktual} \times \text{SDR} \quad (\text{sedimen potensial}) \\
 &= 2956,98 \times 0,836 \\
 &= 2471,46 \\
 \text{Dari hasil perhitungan di atas diperoleh :} \\
 V_n &= V_u + V_e + V_i + V_s \\
 V_n &= 24398,07 + 908,86 + 6099,52 + 2471,46 \\
 &= 33877,91 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

#### 4.10 Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah

Salah satu manfaat dari pembangunan bendung adalah untuk pengendalian banjir untuk itu perlu dilakukan penelusuran banjir untuk menentukan debit *outflow* 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:

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

$$Cd = ,7 - 2,2 \text{ m}^{1/2}/\text{det} \text{ diambil } 2,2 \text{ m}^{1/2}/\text{det} = 1,483$$

$$B = 20 \text{ m}$$

$$Q = 87,584 \times H^{3/4}$$

Puncak optimal embung diperoleh pada saat debit *inflow* sama dengan debit *outflow* yang dihitung dengan perhitungan penelusuran banjir (*flood routing*). Perhitungan *flood routing* dilakukan dengan menggunakan Tabel 4.47 Cara pengisian Tabel tersebut adalah sebagai berikut (Kodoatie, 2000) :

Kolom 1	=	Jam
Kolom 2	=	t
Kolom 3	=	Q <i>inflow</i>
Kolom 4	=	Q <i>inflow</i> rata - rata
Kolom 5	=	Kolom 4 * t
Kolom 6	=	Asumsi elevasi
Kolom 7	=	Q <i>outflow</i>
Kolom 8	=	Q <i>outflow</i> 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 4.47 Perhitungan *Flood Routing* (Kodoatie,2000)

jam	t	Q-Inflow	Q-rerata	Qrerata*t	Asumsi Elevasi	Q-Outflow	Q-Outrerata	Q-Outrerata*t	Storage Normal	Storage Banjir	Storage Kumulatif	Elevasi	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
0		8.080			797.320	0.000			33877.910		33877.910	797.320	
	3600		33.291	119849.022			32.067	115439.711			4409.310		
1		58.503			797.980	64.133						38287.220	797.980
	2383		68.103	162289.161			67.360	160518.311			1770.849		
1.662		77.703			798.070	70.586						40058.069	798.070
	1217		82.695	100639.681			80.067	97441.351			3198.331		
2		90.687			798.350	89.547						43256.400	798.350
	3600		87.133	313677.473			87.245	314082.827			-405.354		
3		86.578			798.280	84.943						42851.046	798.280
	3600		83.678	301241.888			83.944	302197.505			-955.616		
4		80.778			798.250	82.944						41895.430	798.250
	3600		76.887	276794.407			77.118	277623.769			-829.362		
5		72.997			798.080	71.291					41066.067	798.080	
	3600		68.792	247651.556			68.799	247677.086		-25.530			
6		64.588			798.010	66.307					41040.537	798.010	
	3600		60.422	217517.730			61.122	220039.257		-2521.528			
7		56.256			797.870	55.937					38519.009	797.870	
	3600		51.076	183875.203			51.222	184400.151		-524.948			
8		45.897			797.750	46.508					37994.061	797.750	
	3600		41.707	150144.470			41.886	150788.960		-644.490			
9		37.516			797.640	37.264					37349.571	797.640	
	3600		34.079	122684.806			34.577	124476.894		-1792.088			
10		30.642			797.580	31.890					35557.483	797.580	
	3600		28.008	100827.307			28.047	100968.434		-141.127			
11		25.373			797.500	24.204					35416.356	797.500	
	3600		23.354	84074.151			23.180	83449.348		624.803			

12		21.335			797.480	22.157		
	3600		19.787	71233.331			20.007	72025.713
13		18.239			797.440	17.857		
	3600		17.053	61391.206			17.293	62254.916
14		15.867			797.430	16.729		
	3600		14.958	53847.494			14.952	53826.696
15		14.048			797.400	13.175		
	3600		13.352	48065.453			13.175	47429.087
16		12.655			797.400	13.175		
	3600		12.120	43633.681			12.547	45169.163
17		11.586			797.390	11.919		
	3600		11.177	40236.854			11.269	40566.821
18		10.767			797.380	10.618		
	3600		10.454	37633.281			10.618	38224.403
19		10.140			797.380	10.618		
	3600		9.899	35637.717			9.226	33212.954
20		9.659			797.360	7.834		
	3600		9.474	34108.173			9.226	33212.954
21		9.290			797.380	10.618		
	3600		9.149	32935.821			9.226	33212.954
22		9.008			797.360	7.834		
	3600		8.899	32037.246			9.226	33212.954
23		8.791			797.380	10.618		
	3600		8.708	31348.513			8.466	30476.385
24		8.625			797.350	6.313		

	36041.159	797.480
-792.382		
	35248.777	797.440
-863.710		
	34385.067	797.430
20.799		
	34405.866	797.580
636.365		
	35042.231	797.400
-1535.482		
	33506.749	797.390
-329.967		
	33176.782	797.380
-591.122		
	32585.660	797.380
2424.763		
	35010.423	797.360
895.219		
	35905.642	797.380
-277.133		
	35628.509	797.490
-1175.708		
	34452.801	797.380
872.129		
	35324.930	797.350

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 43256.400 m<sup>3</sup> dengan elevasi maksimum 798.350 m.

Gambar 4.10 Grafik Penelusuran Baniir Lewat Pelimpah

