



BAB 4

PEMBAHASAN DAN HASIL

4.1 Uraian Umum

Pengaruh adanya pembangunan Bendungan Jragung ini diharapkan dapat memenuhi tujuan dari dibangunnya Bendungan Jragung yang meliputi sebagai penyedia kebutuhan air baku, pengendalian banjir pada Daerah Aliran Sungai Jragung, Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA) dan pengembangan sektor pariwisata.

Berdasarkan tujuan akan pengendalian banjir pada DAS Jragung ini, penelitian ini dilakukan agar dapat memproyeksikan hasil besaran dari banjir yang dapat direduksi atau dikendalikan dengan adanya Bendungan Jragung, maka akan dilakukan sebuah analisa hidrologi untuk mengetahui berapa besarnya debit banjir yang terjadi pada DAS Jragung sebelum adanya Bendungan Jragung dan berapa besarnya debit banjir sesudah adanya Bendungan Jragung sehingga dapat diketahui besaran debit banjir yang tereduksi oleh Bendungan Jragung nantinya pada saat Bendungan Jragung ini sudah rampung dikerjakan dan dapat beroperasi kedepan.

4.2 Analisa Curah Hujan Kawasan

Analisa curah hujan kawasan ini dilakukan dengan menggunakan data pantauan curah hujan pada pos atau stasiun hujan dan menggunakan data karakteristik dari Daerah Aliran Sungai, dengan keluaran yang dihasilkan berupa hujan merata, intensitas curah hujan dan hujan netto akan dijabarkan sebagai berikut.

4.2.1 Data curah hujan

Data curah hujan memiliki peran penting dalam perencanaan pembangunan bendungan. Curah hujan yang berada pada suatu Daerah Aliran Sungai disebut curah hujan wilayah atau daerah yang titiknya tidak berada pada suatu titik. Dalam menentukan curah hujan rata – rata memiliki tiga metode yang meliputi metode Aljabar, metode *Polygon Thiessen* dan metode *Isohyet*. Pada penelitian ini penggunaan data curah hujan yang didapat berupa data curah hujan harian maksimum pada stasiun hujan di area DAS Bendungan Jragung, data curah hujan harian DAS Bendungan Jragung yang didapat dari dua stasiun hujan yang meliputi



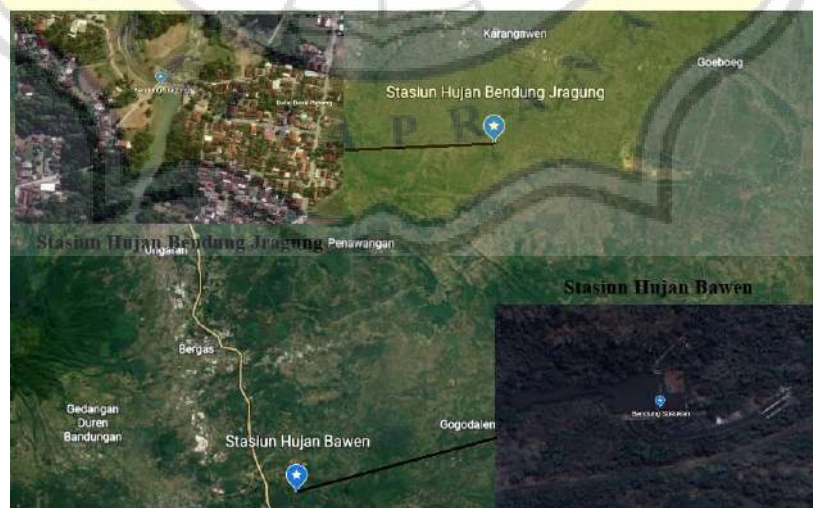
stasiun hujan Bawen dan stasiun hujan Bendung Jragung dari tahun 2005 – 2014 dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Harian

No.	Tahun	Date	Bawen	Bendung Jragung
			(mm)	(mm)
1.	2005	16 Mar 2005	104	0
		03 Ags 2005	68	65
2.	2006	28 Jan 2006	80	76
		20 Apr 2006	13	94
3.	2007	04 Mar 2007	74	0
		04 Des 2007	0	69
4.	2008	1 Mar 2008	75	6
		31 Jan 2008	35	68
5.	2009	25 Mei 2009	108	4
		14 Nov 2009	5	35
6.	2010	06 Feb 2010	144	4
		16 Nov 2010	0	102
7.	2011	04 Mei 2011	99	17
		07 Feb 2011	0	63
8.	2012	16 Jan 2012	40	3
		31 Jan 2012	20	96
9.	2013	18 Nov 2013	50	0
		15 Nov 2013	0	73
10.	2014	04 Feb 2014	105	105
		23 Jan 2014	9	25

(Sumber: PUSDATARU Prov. Jawa Tengah, 2021)

Untuk lokasi dari ke dua stasiun hujan meliputi stasiun hujan Bendung Jragung dan stasiun hujan Bawen dapat dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Letak Stasiun Hujan Bawen dan Bendung Jragung (Sumber: Diolah dari Google Maps diakses pada hari Jumat, 30 Desember 2022 Pukul 19:00 WIB)

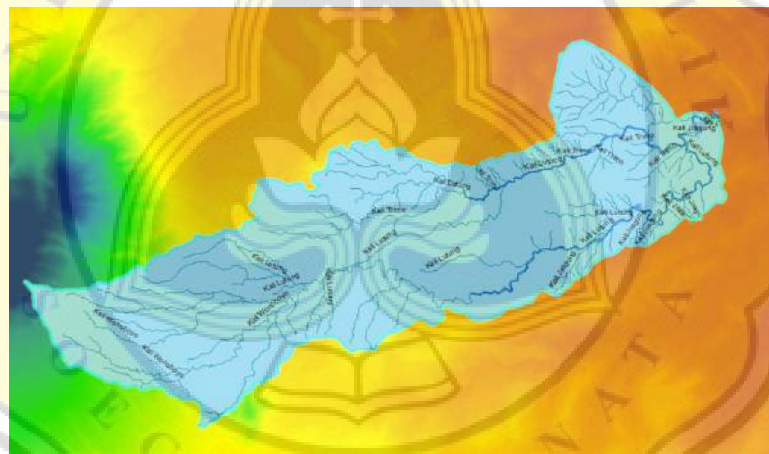


Pada lokasi dari stasiun hujan Bendung Jragung dan stasiun hujan Bawen didapatkan dari letak koordinat dari *Google Earth*, letak koordinat dari stasiun hujan Bendung Jragung dan stasiun hujan Bawen beserta lokasinya dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Letak Koordinat dan Lokasi Stasiun Hujan DAS Jragung

No	Stasiun Hujan	Koordinat	Lokasi
1.	Bendung Jragung	-7.0877 LS	Bendung Jragung, Desa Tlogorejo, Kec. Karangawen, Kab. Demak
		110.5619 BT	
2.	Bawen	-7.2456 LS	Bendung Susukan, Desa Polosiri, Kec. Bawen, Kab. Semarang.
		110.4693 BT	

Pembuatan peta DAS Bendungan Jragung, tampak DAS dalam penelitian ini dibuat menggunakan aplikasi ArcGIS untuk peta mentahannya berupa peta dari DEMNAS dan Rupa Bumi Indonesia (RBI) wilayah Jawa Tengah, hasil tampak DAS Bendungan Jragung dapat dilihat pada Gambar 4.2.



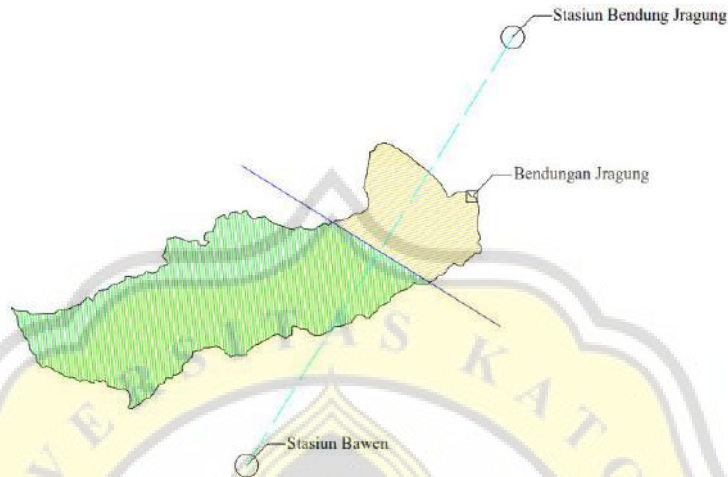
Gambar 4.2 Tampak DAS Bendungan Jragung

Berdasarkan peta DAS Bendungan Jragung ini dapat diketahui luas cakupannya memiliki luas 91,84 Km² dan panjang sungai utama dari Sungai Jragung memiliki panjang 28,54 Km.

Mencari curah hujan rata – rata suatu kawasan atau wilayah pada penelitian ini menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Sebelum mendapatkan rata – rata curah hujan kawasan dilakukan terlebih dahulu dilakukan *plotting* titik lokasi dari stasiun hujan pada peta DAS Bendungan Jragung. Pada penelitian ini dikarenakan kurangnya ketersediaan data hujan harian maka hanya menggunakan dua stasiun hujan yang meliputi stasiun hujan Bendung Jragung dan stasiun hujan Bawen,



pembagian wilayah cakupan stasiun hujan DAS Bendung Jragung dan *plotting* lokasi stasiun hujan Bendung Jragung dan Bawen dilakukan dapat dilihat pada Gambar 4.3.



Gambar 4.3 Pembagian wilayah cakupan stasiun Bawen dan Bendung Jragung. Dari hasil pembagian wilayah cakupan stasiun hujan Bendung Jragung dan Bawen didapatkan luasan masing – masing yang diperlihatkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Luas Cakupan Wilayah Stasiun Hujan Bendung Jragung dan Bawen

Stasiun Hujan	Luas Cakupan (Km ²)
Bawen	70,75
Bendung Jragung	21,09
Total	91,84

Dari data curah hujan harian dan luasan cakupan wilayah stasiun hujan pada DAS Bendungan Jragung berikutnya mencari nilai distribusi curah hujan wilayah tiap tahunnya, tahapan perhitungannya dapat dilihat di bawah ini.

- Perhitungan distribusi curah hujan wilayah pada Stasiun hujan Bawen dan Bendungan Jragung Tahun 2005.

$$\begin{aligned} P &= \frac{A_1P_1+A_2P_2+\dots+A_nP_n}{A_1+A_2+\dots+A_n} \\ &= \frac{70,75.104+21,09.0}{70,75+21,09} \\ &= 80,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Hasil perhitungan distribusi curah hujan wilayah.

Hasil perhitungan distribusi curah hujan wilayah dari tahun 2005 – 2014 pada stasiun hujan Bawen dan Bendungan Jragung dapat dilihat pada Tabel 4.4.



Tabel 4.4 Hasil Distribusi Curah Hujan DAS

Tahun	Tanggal	Stasiun Hujan(mm)		Rata - rata Curah Hujan kawasan	CH Maksimum
		Bendung Jragung	Bawen		
2005	16 Mar 2005	0	104	80,12	80,12
	03 Ags 2005	65	68	67,31	
2006	28 Jan 2006	76	80	79,08	79,08
	20 Apr 2006	94	13	31,60	
2007	04 Mar 2007	0	74	57,01	57,01
	04 Des 2007	69	0	15,85	
2008	01 Mar 2008	6	75	59,15	59,15
	31 Jan 2008	68	35	42,58	
2009	25 Mei 2009	4	108	84,12	84,12
	14 Nov 2009	35	5	11,89	
2010	06 Feb 2010	4	144	111,85	111,85
	16 Nov 2010	102	0	23,42	
2011	04 Mei 2011	17	99	80,17	80,17
	07 Feb 2011	63	0	14,47	
2012	16 Jan 2012	96	20	37,45	37,45
	31 Jan 2012	3	40	31,50	
2013	18 Nov 2013	0	50	38,52	38,52
	15 Nov 2013	73	0	16,76	
2014	04 Feb 2014	105	105	105,00	105
	23 Jan 2014	25	9	12,67	

4.2.2 Uji konsistensi data

Sebelum data curah hujan ini digunakan langkah awal harus melalui pengujian akan kepanggaan atau konsistennya data yang digunakan. Pada tahap ini metode yang digunakan adalah metode *Rescaled Adjusted Partial Sums* (RAPS).

- Perhitungan uji konsistensi metode RAPS data curah hujan maksimum stasiun Bendungan Jragung dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Uji Konsistensi Metode RAPS Pada Stasiun Hujan Bendung Jragung

No	Tahun	xi (mm)	xi - \bar{x}_i	S_k^*	$(xi - \bar{x}_i)^2/n$	S_k^{**}
1	2005	0	-31	-31	94,86	-0,75
2	2006	76	45	14	204,30	0,35
3	2007	0	-31	-16	94,86	-0,40
4	2008	6	-25	-41	61,50	-1,00
5	2009	4	-27	-68	71,82	-1,65
6	2010	4	-27	-95	71,82	-2,31
7	2011	17	-14	-109	19,04	-2,64
8	2012	96	65	-43	425,10	-1,06
9	2013	0	-31	-74	94,86	-1,81
10	2014	105	74	0	550,56	0,00
Total					1688,76	
Rata - rata		31				
Standar Deviasi					41,09	
Maksimum						0,35
Minimum						-2,64



Diambil contoh pada data x_i tahun 2006 pada stasiun Bendung Jragung,

$$x_i = 76 \text{ mm}$$

$$\bar{x}_i = 31 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Data (n)} = 10$$

$$S_k^* = -31 \text{ (Nilai kumulatif pada Tahun 2005)}$$

Langkah 1: mencari nilai $(x_i - \bar{x}_i)$ tiap tahun,

$$\begin{aligned}(x_i - \bar{x}_i) &= (76 - 31) \\ &= 45 \text{ mm}\end{aligned}$$

Langkah 2: mencari nilai komulatif penyimpangan terhadap nilai rerata (S_k^*),

$$\begin{aligned}S_k^* &= \text{komulatif dari data sebelumnya} \\ &= -31 + 45 \\ &= 14 \text{ mm}\end{aligned}$$

Langkah 3: mencari nilai $\frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n}$ setiap tahun,

$$\frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n} = \frac{(45)^2}{10} = 32,761 \text{ mm}$$

Langkah 4: mencari nilai standar deviasi (S),

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n}} \\ &= \sqrt{1688,76} \\ &= 41,09\end{aligned}$$

Langkah 4: mencari nilai RAPS (S_k^{**}),

$$\begin{aligned}S_k^{**} &= \frac{S_k^*}{S} \\ &= \frac{14}{41,09} \\ &= 0,35 \text{ mm}\end{aligned}$$

Langkah 5: mencari nilai S_k^{**} minimum dan maksimalnya,

$$S_k^{**} \text{ Min} = -2,64$$

$$S_k^{**} \text{ Maks} = 0,35$$

Langkah 6: menghitung nilai statistik Q/\sqrt{n} hitung dan R/\sqrt{n} hitung untuk mengetahui batas nilainya dengan persamaan.



$$Q = |S_k^{**} \text{ Maks} |$$

$$= 0,35 \text{ mm}$$

$$R = S_k^{**} \text{ Maks} - S_k^{**} \text{ Min}$$

$$= 0,35 - (- 2,64)$$

$$= 2,99 \text{ mm}$$

$$Q/\sqrt{n} = 0,84 < 1,14 \rightarrow \text{Ok (Nilai syarat didapat pada Tabel 2.2)}$$

$$R/\sqrt{n} = 0,95 < 1,28 \rightarrow \text{Ok (Nilai syarat didapat pada Tabel 2.2)}$$

Maka dari hasil perbandingan nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} antara hitung dan syarat didapatkan nilai hitung lebih kecil dari nilai syarat maka data dianggap konsisten atau panggah.

- b. Perhitungan uji konsistensi metode RAPS data curah hujan maksimum stasiun Bawen dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Hasil Uji Konsistensi Data Metode RAPS Stasiun Hujan Bawen

No	Tahun	xi (mm)	xi - \bar{x}_i	S_k^*	(xi - \bar{x}_i) ² /n	S_k^{**}
1	2005	104	18	18	32,76	0,55
2	2006	80	-6	12	3,48	0,37
3	2007	74	-12	0	14,16	0,01
4	2008	75	-11	-11	11,88	-0,32
5	2009	108	22	12	48,84	0,35
6	2010	144	58	70	337,56	2,13
7	2011	99	13	83	17,16	2,53
8	2012	20	-66	17	434,28	0,51
9	2013	50	-36	-19	128,88	-0,59
10	2014	105	19	0	36,48	0
Total					1065,49	
Standar Deviasi					32,64	
Rata - rata		86				
Maksimum						2,53
Minimum						-0,59

Diambil contoh data xi Tahun 2006 pada stasiun hujan Bawen,

$$\bar{x}_i = 86 \text{ mm}$$

$$x_i = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah data (n)} = 10$$

$$S_k^* = 18 \text{ (Nilai komulatif pada Tahun 2005)}$$

Langkah1: mencari nilai xi - \bar{x}_i tiap tahun,

$$(x_i - \bar{x}_i) = (80 - 86)$$

$$= - 6 \text{ mm}$$



Langkah 2: mencari nilai komulatif penyimpangan terhadap nilai rerata (S_k^*),

$$\begin{aligned} S_k^* &= \text{komulatif dari data sebelumnya} \\ &= 18 + (-6) \\ &= 12 \text{ mm} \end{aligned}$$

Langkah 3: mencari nilai $\frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n}$ setiap tahun,

$$\frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n} = \frac{(-6)^2}{10} = 3,48 \text{ mm}$$

Langkah 4: mencari nilai standar deviasi (S)

$$\begin{aligned} S &= \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n}} \\ &= \sqrt{1065,49} = 32,64 \end{aligned}$$

Langkah 4: mencari nilai RAPS (S_k^{**}),

$$\begin{aligned} S_k^{**} &= \frac{S_k^*}{S} \\ &= \frac{12}{32,64} = 0,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Langkah 5: mencari nilai S_k^{**} minimal dan maksimalnya,

$$\begin{aligned} S_k^{**} \text{ Min} &= -0,59 \text{ mm} \\ S_k^{**} \text{ Maks} &= 2,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

Langkah 6: menghitung nilai statistik Q/\sqrt{n} hitung dan R/\sqrt{n} hitung untuk mengetahui batas nilainya dengan persamaan.

$$\begin{aligned} Q &= |S_k^{**} \text{ Maks}| \\ &= 2,53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= S_k^{**} \text{ Maks} - S_k^{**} \text{ Min} \\ &= 2,53 - (-0,59) = 3,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Q/\sqrt{n} = 0,80 < 1,14 \rightarrow \text{Ok (Nilai syarat didapat pada Tabel 2.2)}$$

$$R/\sqrt{n} = 0,99 < 1,28 \rightarrow \text{Ok (Nilai syarat didapat pada Tabel 2.2)}$$

Maka dari hasil perbandingan nilai Q/\sqrt{n} dan R/\sqrt{n} antara hitung dan syarat didapatkan nilai hitung lebih kecil dari nilai syarat maka data dianggap konsisten. Hasil uji konsistensi data dari data curah hujan maksimum pada stasiun hujan Bendung Jragung dan stasiun hujan Bawen dilihat pada Tabel 4.7.



Tabel 4.7 Hasil Pengujian Konsistensi Data Stasiun Hujan Metode RAPS

No	Nama Stasiun	Q /√n		R /√n		Ket
		Syarat	Hitung	Syarat	Hitung	
1.	Bendung Jragung	1,14	0,84	1,28	0,95	Data Panggah
2.	Bawen	1,14	0,80	1,28	0,99	Data Panggah

4.3 Analisa Curah Hujan Rancangan

Analisa curah hujan rancangan merupakan sebuah hujan terbesar yang mungkin dapat terjadi pada suatu daerah atau wilayah tertentu dengan beberapa periode ulang tertentu. Adapun beberapa tahapan analisisnya dapat dilihat di bawah ini.

4.3.1 Analisis frekuensi

Analisa frekuensi digunakan perhitungan distribusi probabilitas dimana keluarannya data hujan atau data debit untuk mendapat nilai hujan rencana atau debit rencana, distribusi probabilitas yang digunakan dalam perhitungan meliputi Gumbel, Normal, Log Normal dan Log *Pearson Type III*. Setiap distribusi probabilitasnya memiliki syarat yang berfungsi penentu mana yang akan digunakan dengan cara membandingkan hasil parameter dengan syarat tersebut.

a. Pilih distribusi

Pemilihan distribusi ditentukan dari hasil perhitungan parameter distribusi dengan syarat parameter distribusinya.

Hasil dari analisis distribusi metode Gumbel dan Normal dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Hasil Distribusi Metode Gumbel dan Normal

No	xi (mm)	(xi - \bar{x}) ²	(xi - \bar{x}) ³	(xi - \bar{x}) ⁴
1	80,12	47,21	35648,29	2228,43
2	79,08	34,04	91366,61	1158,84
3	57,01	263,74	-8835887,74	69560,39
4	59,15	198,58	-2710551,51	39435,51
5	84,12	118,17	-39491,67	13964,53
6	111,85	1490,24	-261890953,28	2220830,08
7	80,17	47,92	33528,07	2296,72
8	37,45	1281,24	-1924141449,32	1641572,17
9	38,52	1206,09	-1591672857,85	1454659,31
10	105,00	1008,26	-736946077,70	1016584,56
Jumlah	732,47	5695,50	-6883095126,10	6462290,55
Rata - rata	73,25			
Standar Deviasi		25,16		

Langkah 1: mencari nilai \bar{x} (Rata – rata data hujan),

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = 73,25 \text{ mm}$$



Langkah 2: mencari nilai standar deviasi (S),

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \frac{(x_i - \bar{x}_i)^2}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{(5695,50)}{10-1}} = 25,16$$

Langkah 3: mencari koefisien *skewness* (Cs),

$$C_s = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_i)^3}{(n-1) \times (n-2) \times S^3}$$

$$= \frac{10 \times (-6883095126,10)}{(10-1) \times (10-2) \times 5695,50^3}$$

$$= -0,03$$

Langkah 4: mencari koefisien kurtosis (Ck),

$$C_k = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}_i)^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4}$$

$$= \frac{10^2 \times 6462290,55}{(10-1) \times (10-2) \times (10-3) \times 5695,50^4}$$

$$= -0,82$$

Langkah 5: mencari koefisien keragaman (Cv),

$$C_v = \frac{S}{\bar{x}_i}$$

$$= \frac{25,16}{73,25} = 0,34$$

Hasil dari analisa distribusi metode Log Normal dan Log *Pearson Type III* dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Hasil Distribusi Metode Log Normal dan Log *Pearson Type III*

No	Xi (mm)	log xi	log(xi - \bar{x}_i) ²	log(xi - \bar{x}_i) ³	log(xi - \bar{x}_i) ⁴
1	80,12	1,90	0,00	0,00	0,00
2	79,08	1,90	0,00	0,00	0,00
3	57,01	1,76	0,01	0,00	0,00
4	59,15	1,77	0,00	0,00	0,00
5	84,12	1,92	0,01	0,00	0,00
6	111,85	2,05	0,04	0,01	0,00
7	80,17	1,90	0,00	0,00	0,00
8	37,45	1,57	0,07	-0,02	0,00
9	38,52	1,59	0,06	-0,02	0,00
10	105,00	2,02	0,03	0,01	0,00
Jumlah	732,47	18,39	0,24	-0,02	0,01
Rerata	73,25	1,84	0,02	0,00	0,00
Standar Deviasi	0,16				



Langkah 1: menghitung rata – rata nilai log xi

$$\bar{X} \log xi = \frac{\sum_{i=1}^n \log xi}{n} = 1,84 \text{ mm}$$

Langkah 2: menghitung nilai S log xi,

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

$$= \sqrt{\frac{(18,39)^2}{10-1}} = 0,16$$

Langkah 3: mencari koefisien *skewness* (Cs),

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (\log xi - \bar{X} \log xi)^3}{(n-1) \times (n-2) \times S \log xi^3}$$

$$= \frac{10 \times \sum_{i=1}^n (-0,00)^3}{(10-1) \times (10-2) \times 0,16^3} = -0,60$$

Langkah 4: mencari koefisien kurtosis (Ck),

$$Ck = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (\log xi - \bar{X} \log xi)^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S \log xi^4}$$

$$= \frac{10^2 \times (0,00)^4}{(10-1) \times (10-2) \times (10-3) \times 0,16^4} = 0,34$$

Langkah 5: mencari koefisien keragaman (Cv),

$$Cv = \frac{S \log xi}{\bar{X} \log xi}$$

$$= \frac{0,16}{1,84} = 0,09$$

- b. Membandingkan hasil parameter distribusi dengan syarat parameter distribusi. Hasil perbandingan antara hasil parameter distribusi dengan syarat parameter distribusi yang nilai syaratnya didapat pada Tabel 2.3 dan untuk hasil perbandingannya dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Perbandingan Hasil Parameter dan Syarat Distribusi

No	Tipe Distribusi	Syarat Distribusi	Parameter Distribusi	Keterangan
1	Normal	Cs = 0 Ck ≈ 3	Cs = - 0,03 Ck = - 0,82	Tidak Mendekati
2	Gumbel	Cs ≈ 1,1396 Ck ≈ 5,4002	Cs ≈ - 0,03 Ck ≈ - 0,82	Tidak Mendekati
3	Log Normal	Cs/Cv ≈ 3	Cs/Cv ≈ - 6,69	Tidak Mendekati
4	Log <i>Pearson Type III</i>	Selain nilai syarat distribusi yang lain		

Maka dari perbandingan antar hasil parameter distribusi dan syarat parameter distribusi dapat disimpulkan distribusi yang digunakan Log *Pearson Type III*.



c. Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang

Hasil perhitungan parameter distribusi *Log Pearson Type III* yang dinilai paling relevan untuk digunakan dalam mencari nilai hujan rencana dengan mengambil contoh perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang 2 Tahun.

Dengan,

$$\text{Nilai Rerata } (\bar{X} \log xi) = 1,84 \text{ mm}$$

$$\text{Standar Deviasi } (S \log xi) = 0,16$$

$$\text{Ktr 2 Tahun} = 0 \text{ (Lampiran Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss)}$$

Maka,

$$R_i = 10^{(\bar{X} \log xi + S \log xi \times Ktr)}$$

$$R_2 = 10^{(1,84 + 0,16 \times 0)}$$

$$= 68,99 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 dan 1000 Tahun maka dihasilkan nilai pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Hasil Analisa Curah Hujan Rencana Dengan Periode Ulang

R ₂ (mm)	R ₅ (mm)	R ₁₀ (mm)	R ₂₀ (mm)	R ₅₀ (mm)	R ₁₀₀ (mm)	R ₂₀₀ (mm)	R ₅₀₀ (mm)	R ₁₀₀₀ (mm)
68,99	94,76	111,91	128,22	149,71	166,42	182,92	204,88	221,80

4.3.2 Uji kesesuaian distribusi frekuensi

Uji kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk mengoreksi apakah persamaan dari distribusi probabilitas yang telah dipilih dapat mewakili sampel data yang dianalisis. Uji kesesuaian distribusi frekuensi ini dilakukan menggunakan dua metode meliputi metode Chi – kuadrat dan metode Smirnov – Kolmogorov.

a. Metode Smirnov – Kolmogorov.

Metode Smirnov – Kolmogorov dapat dianalisa berikut ini pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Uji Smirnov – Kolmogorov

No	log xi	P (log xi)	f(t)	P' (log xi)	ΔP
1	2,05	0,09	1,28	-0,01	0,10
2	2,02	0,18	1,11	0,41	-0,23
3	1,92	0,27	0,52	1,27	-1,00
4	1,90	0,36	0,40	1,31	-0,94
5	1,90	0,45	0,40	1,31	-0,85
6	1,90	0,55	0,36	1,32	-0,77
7	1,77	0,64	-0,41	7,83	-7,20
8	1,76	0,73	-0,50	8,12	-7,39



Tabel 4.13 Uji Smirnov – Kolmogorov (Lanjutan)

No	log xi	P (log xi)	f(t)	P' (log xi)	ΔP
9	1,59	0,82	-1,54	11,10	-10,29
10	1,57	0,91	-1,62	11,32	-10,41
Jumlah	18,39				
Rerata	1,84				
Standar Deviasi	0,16				

Dengan,

$$\text{Jumlah data (n)} = 10$$

$$\text{Derajat Kepercayaan (a)} = 5\%$$

Langkah 1: menentukan peluang teoritis data – data yang diurutkan dengan rumus Weibull, diambil contoh pada data nomor 1,

$$\begin{aligned} P(\log xi) &= \frac{i}{n+1} \\ &= \frac{1}{10+1} \\ &= 0,09 \end{aligned}$$

Langkah 2: menghitung selisih antara peluang teoritis dengan empiris,

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{\log xi - \bar{X} \log xi}{S \log xi} \\ &= \frac{2,05 - 1,84}{0,16} \\ &= 1,28 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P'(\log xi) &= 1 - 1,01 \text{ (Tabel nilai peluang teoritis)} \\ &= - 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P &= P(\log xi) - P'(\log xi) \\ &= 0,09 - (- 0,01) \\ &= 0,101 \end{aligned}$$

Langkah 3: mencari nilai ΔP Maksimal (D_{max}),

$$\Delta \text{Maksimal} < \Delta \text{Kritis}$$

$$0,101 < 0,41 \text{ (Tabel 2.6)}$$

Maka diisyaratkan ΔMaksimal lebih kecil dari ΔKritis maka distribusi diterima.

b. Metode Chi – Kuadrat.

Metode Chi – Kuadrat dapat dianalisa berikut ini.

Langkah 1: mengurutkan data dari terbesar ke terkecil,



Hasil pengurutan data dari terbesar ke terkecil dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.14 Hasil Pengurutan Data log xi

No	xi (mm)	log xi
1	111,85	2,05
2	105	2,02
3	84,12	1,92
4	80,17	1,90
5	80,12	1,90
6	79,08	1,90
7	59,15	1,77
8	57,01	1,76
9	38,52	1,59
10	37,45	1,57
Jumlah		18,84
Rerata		1,84
Standar Deviasi		0,16

Langkah 2: Menentukan Jumlah Kelas (K),

$$\begin{aligned}K &= 1 + 3,3 \log n \\ &= 1 + 3,3 \log 10 \\ &= 4,3 \rightarrow 5 \text{ Kelas}\end{aligned}$$

Langkah 3: Mencari derajat kebebasan (dk) dan mencari nilai (X^2 Kritis),

$$\begin{aligned}dk &= K - (P + 1) \\ &= 5 - (2 + 1) = 2\end{aligned}$$

Dengan derajat kepercayaan 5% diterima, nilai untuk X^2 Kritis = 5,991 (lampiran) dengan Dk = 2 dan diambil contoh pada kelas 1.

Langkah 4: menghitung peluang batas kelas (P),

$$\begin{aligned}P &= \frac{K_i}{K} \\ &= \frac{1}{5} = 0,20\end{aligned}$$

Langkah 5: menghitung tahun rencana (Tr),

$$\begin{aligned}Tr &= \frac{1}{P} \\ &= \frac{1}{0,20} = 5\end{aligned}$$

Langkah 6: mencari nilai kala ulang Ktr,

Kelas 1 dengan Tr = 5 maka nilai Ktrnya 0,84 (Lampiran tabel *gauss*)

Langkah 7: menghitung nilai Rtr,



$$\begin{aligned} R_{tr} &= 10^{(\bar{X} \log xi - K_{tr} \times S \log xi)} \\ &= 10^{(1,84 - 0,84 \times 0,16)} \\ &= 94,76 \text{ mm} \end{aligned}$$

Langkah 8: mencari nilai X^2 ,

Hasil perhitungan nilai Chi Hitung (X^2) dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.15 Hasil Chi Hitung (X^2)

P	Tr	Ktr	Rtr	Nilai Batas Tiap Kelas		Ef	Of	$((Ef-Of)^2)/Ef$
				>	<			
0,20	5,00	0,84	94,76	>	94,76	2	2	0
0,40	2,50	0,25	75,82	-	94,76	2	4	2
0,60	1,67	-0,25	62,71	-	75,82	2	1	0,5
0,67	1,50	-0,44	58,39	-	62,71	2	1	0,5
				<	58,39	2	2	0
Jumlah						10	10	3

$$\begin{aligned} X^2 &= \sum \frac{(Ef-Of)^2}{Ef} \\ &= \frac{(2-2)^2}{2} \\ &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Langkah 9: Membandingkan nilai X^2 hitung dengan X^2 kritis,

$$\begin{aligned} \text{Syarat} &= X^2 < X_{cr}^2 \\ &= 3 < 5,991 \rightarrow \text{Ok!} \end{aligned}$$

Didapat nilai X^2 hitung lebih kecil dari nilai X^2 kritis maka distribusi diterima.

4.4 Kalibrasi Debit

Kalibrasi debit digunakan untuk mencari parameter model yang dapat digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintetik dengan cara membandingkan debit banjir yang tertinggi selama kurun waktu penelitian Tahun 2005 hingga Tahun 2014 dan didapatkan debit tertinggi pada 4 Februari 2014 sebesar 48 m³/detik dengan hasil perhitungan analisis hidrograf satuan sintetik menggunakan curah hujan pada 4 Februari 2014 sebesar 105 mm serta menggunakan daerah aliran sungai pada pengambilan data debit ketika melakukan analisis yang didapatkan dari aplikasi ArcGIS mulai dari luasan hingga jarak sesuai dengan parameter yang dibutuhkan dalam analisis. Untuk mengetahui hasil kalibrasi dilakukan analisis mulai dari perhitungan intensitas curah hujan, hujan netto, hingga hidrograf satuan sintetik.



Dalam perhitungan HSS pada kalibrasi dilakukan pengaturan pada parameter yang tidak terikat pada data langsung seperti koefisien C_t dan C_p pada HSS Snyder.

4.4.1 Pola distribusi curah hujan jam - jaman

Untuk mengetahui pola distribusi curah hujan jam – jaman yang digunakan pada kalibrasi, digunakan curah hujan pada saat terjadi puncak banjir yang terjadi pada 4 Februari 2014 yaitu sebesar 105 mm. Dalam perhitungan ini dicari intensitas curah hujan selama 5 jam sehingga rumus. Hasil perhitungan intensitas curah hujan selama 5 jam dengan metode Mononobe dapat dilihat Tabel 4.15.

Dengan,

$$R_5 = 105 \text{ mm}$$

$$t = 1 \text{ jam}$$

Sehingga, intensitas curah hujan.

$$\begin{aligned} I &= \frac{R_5}{5} \left[\frac{5}{t} \right]^{2/3} \\ &= \frac{105}{5} \left[\frac{5}{1} \right]^{2/3} \\ &= 61,40 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Tabel 4.16 Intensitas Curah Hujan 5 Jam

Jam ke- (T)	Intensitas (R5)
1	61,40
2	38,68
3	29,52
4	24,37
5	21

4.4.2 Distribusi curah hujan

Untuk mengetahui distribusi curah hujan digunakan hasil dari pola distribusi hujan jam – jaman, berikut perhitungan distribusi curah hujan jam ke – 2. Berikut perhitungan mengenai sebaran atau distribusi curah hujan dan asumsi selama 5 jam yang akan digunakan untuk kalibrasi.

$$\begin{aligned} R_t &= (t \times I) - ((t - 1) \times (I_{i-1})) \\ &= (2 \times 38,68) - ((2 - 1) \times (61,40)) \\ &= 15,96 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil distribusi sebaran hujan 5 jam dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.17 Hasil Distribusi Sebaran Hujan 5 Jam Kalibrasi

jam ke -	Sebaran	distribusi sebaran hujan
1	61,40437	61,40
2	38,68233	15,96
3	29,52014	11,20
4	24,36834	8,91
5	21	7,53
Total		105

Untuk mengetahui distribusi curah hujan sudah sesuai, dapat dilihat total distribusi sebaran hujan sama dengan data hujan yang digunakan yaitu 105 mm.

4.4.3 Hujan netto untuk kalibrasi

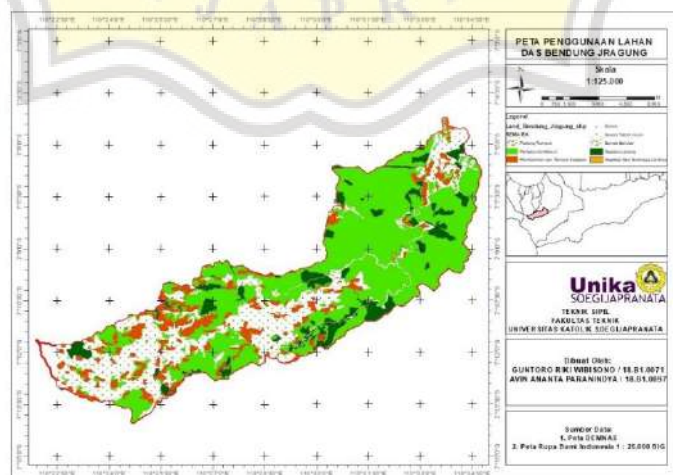
Hasil perhitungan distribusi curah hujan digunakan untuk menghitung hujan netto yang dapat mengetahui hasil limpasan dari daerah tersebut menggunakan koefisien daerah aliran sungai Bendung Jragung. Sebelum menghitung hujan netto diperlukan koefisien pengaliran dengan daerah heterogen sesuai dengan pembagian tata guna lahan dalam daerah aliran sungai. Contoh perhitungan diambil tata guna lahan pedesaan.

Dengan,

$$A = 13,37 \text{ Km}^2$$

$$C = 0,9$$

Langkah 1: Mencari persentase atau bobot dari luas tata guna lahan terhadap luas daerah aliran sungai yang sudah dicari melalui peta tata guna lahan melalui aplikasi ArcGIS. Gambar peta tata guna lahan yang dibuat di ArcGIS dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Peta Tata Guna Lahan Bendung Jragung



$$\begin{aligned}\text{Persentase} &= (A/A_{\text{total}}) \times 100 \\ &= (13,37/129) \times 100 \\ &= 10,37 \%\end{aligned}$$

Langkah 2. Mencari koefisien akhir

$$\begin{aligned}C_{\text{gabungan}} &= (\text{persentase} \times C_{\text{TGL}})/100 \\ &= (10,37 \times 0,9)/100 = 0,09\end{aligned}$$

Langkah 3: Untuk langkah terakhir hasil dari koefisien akhir dari setiap tata guna lahan dijumlah keseluruhan.

Hasil perhitungan koefisien C kalibrasi berdasarkan tata guna lahan dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.18 Hasil Pencarian Nilai Koefisien C Kalibrasi

Tata guna lahan	Luas (Km ²)	Persentase (%)	C	C akhir
Permukiman	13,37	10,37	0,9	0,09
Hutan Tanah bergelombang	67,42	52,26	0,5	0,26
Lahan Terbuka	36,13	28,00	0,2	0,06
Hutan Tanah Datar	10,76	8,34	0,3	0,03
Lain lain	1,33	1,03	0,45	0,00
Total	129	100,00	C pakai	0,44

Selanjutnya dari hasil koefisien pengaliran dihitung hujan netto. Untuk contoh perhitungan digunakan jam ke 1. Hujan netto kalibrasi dapat dilihat Tabel 4.18.

Dengan,

$$R = 61,40 \text{ mm/jam}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned}R_n &= C \times R \\ &= 0,44 \times 61,40 \\ &= 27,03 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tabel 4.19 Hujan Netto Kalibrasi

Jam ke -	Sebaran (mm/jam)	Distribusi sebaran hujan	C	Hujan netto (mm)
1	61,40	61,40	0,44	27,03
2	38,68	15,96	0,44	7,03
3	29,52	11,20	0,44	4,93
4	24,37	8,91	0,44	3,92
5	21	7,53	0,44	3,31
Total		105		



4.4.4 Parameter model

Untuk menemukan parameter model digunakan perhitungan hidrograf satuan sintetik dengan mengatur koefisien C_t dan C_p menggunakan parameter Daerah Aliran Sungai Bendung Jragung. berikut perhitungan sebelum dan sesudah. Perhitungan sebelum dikalibrasi menggunakan koefisien C_t dan C_p perkiraan yang umum digunakan serta menggunakan parameter daerah aliran sungai pada pengambilan debit tertinggi pada lapangan.

Dengan,

$$\begin{aligned} L &= 43,95 \text{ km} & C_t &= 3 & A &= 129 \text{ km}^2 \\ L_c &= 24,68 \text{ km} & C_p &= 0,5 \end{aligned}$$

Langkah 1: Perhitungan durasi puncak (t_p),

$$\begin{aligned} t_p &= 0,75 \times C_t (L \times L_c)^{0,3} \\ &= 0,75 \times 3 (43,95 \times 24,68)^{0,3} \\ &= 18,31 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan durasi hujan (t_r),

$$\begin{aligned} t_r &= \frac{t_p}{5,5} \\ &= \frac{18,31}{5,5} \\ &= 3,33 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan debit maksimum hidrograf satuan (q_p),

$$\begin{aligned} q_p &= 2,75 \frac{C_p A}{t_p} \\ &= 2,75 \frac{0,5 \cdot 129}{18,31} \\ &= 0,075 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan debit puncak (Q_p),

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 0,075 \times 129 \\ &= 9,69 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Langkah 5: Perhitungan waktu puncak (T_p),

$$T_p = 0,5 \times t_r + t_p$$



$$\begin{aligned} &= 0,5 \times 3,22 + 17,70 \\ &= 19,98 \text{ jam} \end{aligned}$$

Perhitungan bilangan Alexejev untuk menentukan lengkung hidrograf, diasumsikan tinggi hujan 1 mm karena akan dikalikan dengan hujan netto.

Langkah 1: Perhitungan λ ,

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Q_p \times T_p}{h \times A} \\ &= \frac{9,69 \times 19,98}{1 \times 129} = 1,5 \end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan a ,

$$\begin{aligned} a &= 1,32\lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \\ &= 1,32 \times 0,15^2 + 0,15 \times 0,15 + 0,045 \\ &= 3,24 \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan X dengan $t = 1$ jam,

$$\begin{aligned} X &= \frac{t}{T_p} \\ &= \frac{1}{19,31} = 0,05 \end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan lamda (γ),

$$\begin{aligned} \gamma &= 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \\ &= 10^{-3,24 \frac{(1-0,05)^2}{0,05}} = 0,00 \end{aligned}$$

Langkah 5: Perhitungan qt,

$$\begin{aligned} Y &= \frac{qt}{Q_p} \\ 0,00 &= \frac{qt}{1,02} \\ qt &= 0,00 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Langkah 6: Perhitungan Q,

$$\begin{aligned} Q &= \sum R_n \times qt \\ &= \sum 27,03 \times 0,00 = 0,00 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Tabel perhitungan hasil Alexejev dan HSS sebelum kalibrasi dapat dilihat pada Tabel 4.19 dan Tabel 4.20.



Tabel 4.20 Perhitungan Alexejev

t	$x=t/T_p$	Y	$qt=Y*Q$
1	0.0501	0.0000	0.0000
2	0.1001	0.0000	0.0000
3	0.1502	0.0000	0.0000
4	0.2002	0.0000	0.0000
5	0.2503	0.0000	0.0000
6	0.3003	0.0000	0.0001
7	0.3504	0.0001	0.0012
8	0.4004	0.0012	0.0120
9	0.4505	0.0067	0.0652
10	0.5005	0.0243	0.2352
11	0.5506	0.0648	0.6275
12	0.6006	0.1379	1.3361
13	0.6507	0.2469	2.3911
14	0.7008	0.3854	3.7332
15	0.7508	0.5395	5.2258
16	0.8009	0.6911	6.6940
17	0.8509	0.8229	7.9706
18	0.9010	0.9220	8.9300
19	0.9510	0.9814	9.5049
20	1.0011	1.0000	9.6853
21	1.0511	0.9816	9.5074
22	1.1012	0.9330	9.0364
23	1.1512	0.8622	8.3511
24	1.2013	0.7775	7.5307

Tabel 4.21 Perhitungan HSS Sebelum dikalibrasi

t	qt	Hujan Netto (mm/jam)					Q
		27,0333	7,0265	4,9289	3,9239	3,3136	
0	0	0					
1	0,0000	0,0000	0,0000				0,0000
2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000			0,0000
3	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000		0,0000
4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
6	0,0001	0,0014	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0023
7	0,0012	0,0328	0,0085	0,0060	0,0048	0,0040	0,0561
8	0,0120	0,3231	0,0840	0,0589	0,0469	0,0396	0,5525
9	0,0652	1,7628	0,4582	0,3214	0,2559	0,2161	3,0143
10	0,2352	6,3569	1,6523	1,1590	0,9227	0,7792	10,8702
11	0,6275	16,9640	4,4093	3,0930	2,4624	2,0794	29,0081
12	1,3361	36,1190	9,3881	6,5855	5,2427	4,4273	61,7626
13	2,3911	64,6396	16,8012	11,7856	9,3825	7,9232	110,5321
14	3,7332	100,9217	26,2317	18,4009	14,6489	12,3705	172,5738
15	5,2258	141,2698	36,7190	25,7575	20,5055	17,3161	241,5680
16	6,6940	180,9607	47,0355	32,9943	26,2667	22,1812	309,4385
17	7,9706	215,4709	56,0054	39,2865	31,2759	26,4113	368,4501
18	8,9300	241,4075	62,7469	44,0155	35,0407	29,5905	412,8011
19	9,5049	256,9485	66,7863	46,8490	37,2964	31,4954	439,3757
20	9,6853	261,8269	68,0543	47,7385	38,0046	32,0934	447,7177
21	9,5074	257,0155	66,8037	46,8613	37,3062	31,5036	439,4903
22	9,0364	244,2832	63,4943	44,5398	35,4581	29,9430	417,7183



Tabel 4.22 Perhitungan HSS Sebelum dikalibrasi (Lanjutan)

t	qt	Hujan Netto (mm/jam)					Q
		27,0333	7,0265	4,9289	3,9239	3,3136	
23	8,3511	225,7586	58,6794	41,1622	32,7692	27,6723	386,0418
24	7,5307	203,5798	52,9147	37,1184	29,5499	24,9538	348,1166
						Max	447,7177

Dari hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik sebelum dilakukan kalibrasi debit tertinggi terjadi pada jam ke 20 sebesar 447,72 mm³/det, jika dibandingkan dengan debit tertinggi yang terjadi pada lapangan yaitu sebesar 48 mm³/det terlampaui cukup jauh sehingga perlu dilakukan kalibrasi dengan cara mengatur koefisien bebas yaitu C_t dan C_p. Perhitungan setelah didapatkan nilai – nilai hasil kalibrasi dapat digunakan untuk perhitungan berikutnya.

Dengan,

$$L = 43,95 \text{ km} \quad C_t = 0,6$$

$$L_c = 24,68 \text{ km} \quad C_p = 0,01$$

$$A = 129 \text{ km}^2$$

Langkah 1: Perhitungan durasi puncak (t_p),

$$\begin{aligned} t_p &= 0,75 C_t (L \times L_c)^{0,3} \\ &= 0,75 \times 0,6 (43,95 \times 24,68)^{0,3} \\ &= 3,66 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan durasi hujan (t_r),

$$\begin{aligned} t_r &= \frac{t_p}{5,5} \\ &= \frac{3,66}{5,5} = 0,67 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan waktu puncak (T_p),

$$\begin{aligned} T_p &= 0,5 t_r + t_p \\ &= 0,5 \times 0,67 + 3,66 = 4,00 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan debit maksimum hidrograf satuan (q_p),

$$\begin{aligned} q_p &= 2,75 \frac{C_p A}{t_p} \\ &= 2,75 \frac{0,01 \times 129}{3,66} \\ &= 0,01 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$



Langkah 4: Perhitungan debit puncak (Q_p),

$$\begin{aligned} Q_p &= qp \times A \\ &= 0,01 \times 129 \\ &= 1,04 \text{ m}^3/\text{det}/\text{cm} \end{aligned}$$

Perhitungan bilangan Alexejev untuk menentukan lengkung hidrograf, diasumsikan tinggi hujan 1 mm karena akan dikalikan dengan hujan netto.

Langkah 1: Perhitungan lamda (λ),

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{Q_p T_p}{hA} \\ &= \frac{1,04 \times 4,00}{1.129} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan a ,

$$\begin{aligned} a &= 1,32\lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \\ &= 1,32 \times 0,03^2 + 0,15 \times 0,03 + 0,045 \\ &= 0,05 \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan X dengan $t = 1$ jam,

$$\begin{aligned} X &= \frac{t}{T_p} \\ &= \frac{1}{4,00} = 0,25 \end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan γ ,

$$\begin{aligned} \gamma &= 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \\ &= 10^{-0,05 \frac{(1-0,25)^2}{0,25}} \\ &= 0,77 \end{aligned}$$

Langkah 5: Perhitungan debit maksimum hidrograf satuan (qt),

$$\begin{aligned} Y &= \frac{qt}{Q_p} \\ 0,77 &= \frac{qt}{1,04} \\ qt &= 0,80 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$



Langkah 6: Perhitungan debit (Q),

$$\begin{aligned}
 Q &= \sum R_n \times qt \\
 &= \sum 27,03 \times 0,82 \\
 &= 21,67 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Tabel perhitungan hasil Axelejev dan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder sesudah menggunakan hasil nilai kalibrasi dapat dilihat pada Tabel 4.21 dan Tabel 4.22.

Tabel 4.23 Perhitungan Axelejev

t	$x=t/T_p$	γ	$qt = \gamma * Q$
1	0,25	0,77	0,80
2	0,50	0,94	0,99
3	0,75	0,99	1,03
4	1,00	1,00	1,04
5	1,25	0,99	1,04
6	1,50	0,98	1,02
7	1,75	0,96	1,01
8	2,00	0,94	0,98
9	2,25	0,92	0,96
10	2,50	0,90	0,94
11	2,75	0,88	0,92
12	3,00	0,85	0,89
13	3,25	0,83	0,87
14	3,50	0,81	0,85
15	3,75	0,79	0,82
16	4,00	0,77	0,80
17	4,25	0,75	0,78
18	4,50	0,72	0,76
19	4,76	0,70	0,74
20	5,01	0,69	0,72
21	5,26	0,67	0,70
22	5,51	0,65	0,68
23	5,76	0,63	0,66
24	6,01	0,61	0,64

Tabel 4.24 Perhitungan HSS Setelah dikalibrasi

t	qt	Hujan Netto (mm/jam)					Q
		27,03	7,03	4,93	3,92	3,31	
0	0	0					
1	0,80	21,67	0,00				21,67
2	0,99	26,63	6,92	0,00			33,56
3	1,03	27,97	7,27	5,10	0,00		40,34
4	1,04	28,25	7,34	5,15	4,10	0,00	44,84
5	1,04	28,08	7,30	5,12	4,08	3,44	48,01
6	1,02	27,69	7,20	5,05	4,02	3,39	47,35
7	1,01	27,19	7,07	4,96	3,95	3,33	46,50
8	0,98	26,62	6,92	4,85	3,86	3,26	45,52
9	0,96	26,02	6,76	4,74	3,78	3,19	44,49
10	0,94	25,39	6,60	4,63	3,69	3,11	43,42



Tabel 4.25 Perhitungan HSS Setelah dikalibrasi (Lanjutan)

t	qt	Hujan Netto (mm/jam)					Q
		27,03	7,03	4,93	3,92	3,31	
11	0,92	24,76	6,44	4,51	3,59	3,04	42,34
12	0,89	24,13	6,27	4,40	3,50	2,96	41,26
13	0,87	23,50	6,11	4,28	3,41	2,88	40,18
14	0,85	22,87	5,94	4,17	3,32	2,80	39,11
15	0,82	22,26	5,78	4,06	3,23	2,73	38,06
16	0,80	21,65	5,63	3,95	3,14	2,65	37,02
17	0,78	21,06	5,47	3,84	3,06	2,58	36,01
18	0,76	20,48	5,32	3,73	2,97	2,51	35,01
19	0,74	19,91	5,17	3,63	2,89	2,44	34,04
20	0,72	19,35	5,03	3,53	2,81	2,37	33,09
21	0,70	18,81	4,89	3,43	2,73	2,31	32,17
22	0,68	18,28	4,75	3,33	2,65	2,24	31,26
23	0,66	17,77	4,62	3,24	2,58	2,18	30,38
24	0,64	17,26	4,49	3,15	2,51	2,12	29,52

Setelah dilakukan kalibrasi hasil debit tertinggi pada perhitungan HSS sebesar $48,01 \text{ mm}^3/\text{det}$ yang terjadi pada jam ke 5, jika dibandingkan dengan debit tertinggi pada lapangan yaitu sebesar $48 \text{ mm}^3/\text{det}$ hasil perbandingan terlampaui dekat dengan selisih $0,01 \text{ mm}^3/\text{det}$ dan didapat nilai $C_t = 0,01$ dan $C_p = 0,6$ hasil kalibrasi, berdasarkan hasil parameter model yang didapatkan maka perhitungan hidrograf satuan sintetik dapat menggunakan angka parameter tersebut.

4.5 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik

Setelah dilakukan kalibrasi dan menghasilkan parameter melalui koefisien C_t dan C_p yaitu dengan C_t sebesar 0,6 dan C_p 0,01 maka koefisien tersebut dapat digunakan dalam perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder. Untuk perhitungan HSS Snyder dilakukan beberapa analisis yang sama seperti kalibrasi yaitu perhitungan intensitas curah hujan, Hidrograf Satuan Sintetik Snyder, dan hujan netto.

4.5.1 Pola distribusi curah hujan jam - jaman

Untuk menghitung intensitas curah hujan pada perhitungan hidrograf satuan sintetik perlu dilakukan dahulu analisis mulai dari uji konsistensi data hingga uji distribusi probabilitas guna mengetahui kestabilan dan keabsahan dari data yang digunakan. Pada perhitungan intensitas digunakan hasil dari analisis distribusi probabilitas yang dikalikan dengan koefisien kala ulang. Curah hujan maksimum dianggap 1.

Dengan,

$$R_5 = 1 \text{ mm} \quad t = 1 \text{ jam}$$



Sehingga, intensitas curah hujan.

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{R_5}{5} \left[\frac{5}{t} \right]^{2/3} \\
 &= \frac{1}{5} \left[\frac{5}{1} \right]^{2/3} \\
 &= 0,585 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

Tabel perhitungan intensitas curah hujan selama 5 jam dapat dilihat Tabel 4.23.

Tabel 4.26 Perhitungan Intensitas Selama 5 Jam.

Jam ke- (T)	Intensitas (R5)
1	0.585
2	0.368
3	0.281
4	0.232
5	0.200

4.5.2 Distribusi curah hujan

Untuk mengetahui distribusi curah hujan digunakan hasil dari pola distribusi hujan jam – jaman, berikut perhitungan distribusi curah hujan jam ke – 2 pada kala ulang 2 tahun.

$$\begin{aligned}
 R_t &= (t \times I) - ((t - 1) \times (I_{i-1})) \\
 &= (2 \times 25,41) - ((2 - 1) \times (40,34)) \\
 &= 10,49 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil distribusi curah hujan yang menggunakan pola distribusi hujan jam – jaman dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.27 Distribusi Curah Hujan Pola Distribusi Hujan Jam – Jaman.

Jam ke-	I/Rt	Tahun Kala Ulang								
		2 Tahun	5 Tahun	10 Tahun	20 Tahun	50 Tahun	100 Tahun	200 Tahun	500 Tahun	1000 Tahun
1	I	40,34	55,42	65,44	74,98	87,55	97,33	106,97	119,81	129,71
	Rt	40,34	55,42	65,44	74,98	87,55	97,33	106,97	119,81	129,71
2	I	25,41	34,91	41,23	47,24	55,15	61,31	67,39	75,48	81,71
	Rt	10,49	14,40	17,01	19,49	22,76	25,30	27,80	31,14	33,71
3	I	19,39	26,64	31,46	36,05	42,09	46,79	51,43	57,60	62,36
	Rt	7,36	10,10	11,93	13,67	15,96	17,75	19,50	21,85	23,65
4	I	16,01	21,99	25,97	29,76	34,75	38,62	42,45	47,55	51,48
	Rt	5,86	8,04	9,50	10,88	12,71	14,13	15,53	17,39	18,83
5	I	13,80	18,95	22,38	25,64	29,94	33,28	36,58	40,98	44,36
	Rt	4,95	6,79	8,02	9,19	10,73	11,93	13,11	14,69	15,90



4.5.3 Hujan netto hidrograf satuan sintetik

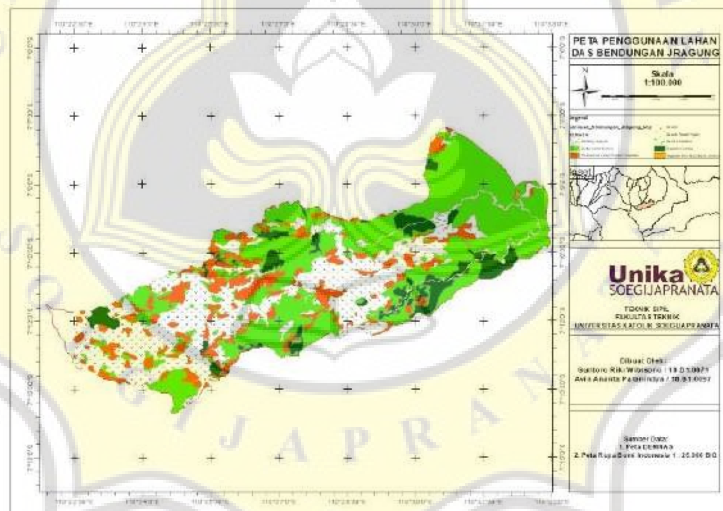
Hasil perhitungan distribusi curah hujan digunakan untuk menghitung hujan netto yang dapat mengetahui hasil limpasan dari daerah tersebut menggunakan koefisien daerah aliran sungai. Sebelum menghitung hujan netto diperlukan koefisien pengaliran dengan daerah heterogen sesuai dengan pembagian tata guna lahan dalam daerah aliran sungai. Sebagai contoh perhitungan diambil tata guna lahan perdesaan.

Dengan,

$$\text{Luas Cakupan (A)} = 13,77 \text{ Km}^2$$

$$\text{Nilai Koefisien (C)} = 0,9$$

Langkah 1: Mencari persentase atau bobot dari luas tata guna lahan terhadap luas daerah aliran sungai yang sudah dicari melalui peta tata guna lahan melalui aplikasi ArcGIS. Peta tataguna lahan dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5 Peta Tata Guna Lahan Bendungan Jragung.

$$\begin{aligned} \text{Persentase} &= (A/A_{\text{total}}) \times 100 \\ &= (13,77/92) \times 100 \\ &= 14,97 \% \end{aligned}$$

Langkah 2: Mencari koefisien akhir

$$\begin{aligned} C_{\text{gabungan}} &= (\text{persentase} \times C)/100 \\ &= (14,97 \times 0,9)/100 \\ &= 0,13 \end{aligned}$$



Langkah 3: Untuk langkah terakhir hasil dari koefisien akhir dari setiap tata guna dijumlah keseluruhan dan hasil tersebut digunakan untuk perhitungan hujan netto dengan besar koefisien 0,40. Hasil perhitungan koefisien C Hidrograf Satuan Sintetik dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4.28 Koefisien C Hidrograf Satuan Sintetik.

Tata guna lahan	Luas	Persentase	C	C akhir
Permukiman	13,77	14,97	0,9	0,13
Hutan Tanah bergelombang	16,92	18,39	0,5	0,09
Lahan Terbuka	27,64	30,04	0,2	0,06
Hutan Tanah Datar	31,9	34,67	0,3	0,10
lain lain	1,77	1,92	0,45	0,01
Total	92	100	C pakai	0,40

Selanjutnya dari hasil koefisien pengaliran dihitung hujan netto. Untuk contoh perhitungan digunakan jam ke 1 pada kala ulang 2 tahun.

Dengan:

$$R = 40,34 \text{ mm/jam}$$

Sehingga,

$$R_n = C \times R \\ = 0,40 \times 40,34 = 16,11 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan curah hujan netto yang akan digunakan untuk analisis Hidrograf Satuan Sintetik dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4.29 Hujan Netto Hidrograf Satuan Sintetik.

Tahun kala ulang	C	Jam ke-				
		1	2	3	4	5
2	0,40	16,11	4,19	2,94	2,34	1,98
5	0,40	22,14	5,75	4,04	3,21	2,71
10	0,40	26,14	6,79	4,77	3,79	3,20
20	0,40	29,95	7,78	5,46	4,35	3,67
50	0,40	34,97	9,09	6,38	5,08	4,29
100	0,40	38,87	10,10	7,09	5,64	4,77
200	0,40	42,73	11,11	7,79	6,20	5,24
500	0,40	47,86	12,44	8,73	6,95	5,87
1000	0,40	51,81	13,47	9,45	7,52	6,35

4.5.3 Analisis hidrograf satuan sintetik

Untuk analisis hidrograf satuan sintetik menggunakan metode Snyder dibutuhkan hasil perhitungan dari hujan netto setiap kala ulang, sehingga hasil dari hidrograf satuan sintetik akan berupa debit banjir setiap kala ulang mulai dari 2 tahun, 5 tahun,



10 tahun, 20 tahun, 50 tahun, 100 tahun, 200 tahun, 500 tahun, hingga 1000 tahun.

Berikut contoh perhitungan kala ulang 2 tahun.

Dengan,

$$L = 28,54 \text{ km} \quad C_t = 0,6 \quad A = 92 \text{ km}^2$$

$$L_c = 14,03 \text{ km} \quad C_p = 0,01$$

Langkah 1: Perhitungan durasi puncak t_p ,

$$\begin{aligned} t_p &= 0,75 C_t (L \times L_c)^{0,3} \\ &= 0,75 \times 0,6 (28,54 \times 14,03)^{0,3} \\ &= 2,72 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan durasi hujan t_r ,

$$\begin{aligned} t_r &= \frac{t_p}{5,5} \\ &= \frac{2,72}{5,5} \\ &= 0,49 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan waktu puncak (T_p)

$$\begin{aligned} T_p &= 0,5 t_r + t_p \\ &= 0,5 \times 0,49 + 2,72 \\ &= 2,96 \text{ jam} \end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan debit puncak hidrograf satuan (q_p),

$$\begin{aligned} q_p &= 2,75 \frac{C_p A}{t_p} \\ &= 2,75 \frac{0,01 \cdot 92}{2,72} \\ &= 0,01 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan debit puncak (Q_p),

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \times A \\ &= 0,01 \times 92 \\ &= 1,00 \text{ jam} \end{aligned}$$

Perhitungan bilangan Alexejev untuk menentukan lengkung hidrograf, diasumsikan tinggi hujan 1 mm karena akan dikalikan dengan hujan netto.



Langkah 1: Perhitungan λ ,

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{Q_p \cdot T_p}{hA} \\ &= \frac{1,00 \times 2,96}{1,92} \\ &= 0,032\end{aligned}$$

Langkah 2: Perhitungan a ,

$$\begin{aligned}a &= 1,32\lambda^2 + 0,15\lambda + 0,045 \\ &= 1,32 \times 0,032^2 + 0,15 \times 0,032 + 0,045 = 0,05\end{aligned}$$

Langkah 3: Perhitungan X dengan $t = 1$ jam,

$$\begin{aligned}X &= \frac{t}{T_p} \\ &= \frac{1}{2,96} \\ &= 0,34\end{aligned}$$

Langkah 4: Perhitungan γ ,

$$\begin{aligned}\gamma &= 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}} \\ &= 10^{-0,05 \frac{(1-0,34)^2}{0,34}} \\ &= 0,86\end{aligned}$$

Langkah 5: Perhitungan debit puncak hidrograf satuan (qt),

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{qt}{Q_p} \\ 0,86 &= \frac{qt}{1,00} \\ qt &= 0,86 \text{ m}^3/\text{det}\end{aligned}$$

Langkah 6: perhitungan debit (Q),

$$\begin{aligned}Q &= \sum R_n \cdot qt \\ &= \sum 16,11 \times 0,86 \\ &= 13,89 \text{ m}^3/\text{det}\end{aligned}$$

Tabel perhitungan Alexejev yang digunakan dalam perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder dapat dilihat pada Tabel 4.37.



Tabel 4.30 Perhitungan Alexejev

t	$x=t/T_p$	γ	$qt = \gamma * Q$
1	0,34	0,86	0,86
2	0,67	0,98	0,99
3	1,01	1,00	1,00
4	1,35	0,99	0,99
5	1,69	0,97	0,97
6	2,02	0,94	0,95
7	2,36	0,91	0,92
8	2,70	0,88	0,89
9	3,04	0,85	0,86
10	3,37	0,82	0,83
11	3,71	0,79	0,80
12	4,05	0,76	0,77
13	4,39	0,73	0,74
14	4,72	0,71	0,71
15	5,06	0,68	0,68
16	5,40	0,66	0,66
17	5,74	0,63	0,63
18	6,07	0,61	0,61
19	6,41	0,58	0,59
20	6,75	0,56	0,56
21	7,09	0,54	0,54
22	7,42	0,52	0,52
23	7,76	0,50	0,50
24	8,10	0,48	0,48

Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder dengan kala ulang 2 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.28.

Tabel 4.31 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 2 Tahun

t	qt	Q akibat hujan					Q
		16,11	4,19	2,94	2,34	1,98	
0	0,00	0,00					0,00
1	0,78	12,54	0,00				12,54
2	0,90	14,52	3,77	0,00			18,29
3	0,92	14,86	3,86	2,71	0,00		21,44
4	0,92	14,76	3,84	2,69	2,14	0,00	23,43
5	0,90	14,48	3,76	2,64	2,10	1,77	24,76
6	0,88	14,12	3,67	2,57	2,05	1,73	24,14
7	0,85	13,72	3,57	2,50	1,99	1,68	23,45
8	0,83	13,30	3,46	2,42	1,93	1,63	22,74
9	0,80	12,87	3,35	2,35	1,87	1,58	22,01
10	0,77	12,45	3,24	2,27	1,81	1,53	21,29
11	0,75	12,03	3,13	2,19	1,75	1,47	20,57
12	0,72	11,62	3,02	2,12	1,69	1,42	19,87
13	0,70	11,22	2,92	2,05	1,63	1,37	19,18
14	0,67	10,83	2,81	1,97	1,57	1,33	18,51
15	0,65	10,44	2,71	1,90	1,52	1,28	17,86
16	0,63	10,07	2,62	1,84	1,46	1,23	17,23
17	0,60	9,72	2,53	1,77	1,41	1,19	16,61
18	0,58	9,37	2,44	1,71	1,36	1,15	16,02



Tabel 4.32 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 2 Tahun (Lanjutan)

		Q akibat hujan					
t	qt	16,11	4,19	2,94	2,34	1,98	Q
19	0,56	9,03	2,35	1,65	1,31	1,11	15,45
20	0,54	8,71	2,26	1,59	1,26	1,07	14,89
21	0,52	8,40	2,18	1,53	1,22	1,03	14,36
22	0,50	8,09	2,10	1,48	1,17	0,99	13,84
23	0,48	7,80	2,03	1,42	1,13	0,96	13,34
24	0,47	7,52	1,95	1,37	1,09	0,92	12,85

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 2 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar $26,79 \text{ m}^3/\text{det}$ dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar $13,29 \text{ m}^3/\text{det}$ dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 2 tahun sebesar $473,76 \text{ m}^3/\text{det}$.

Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder dengan kala ulang 5 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.33 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 5 Tahun

		Q akibat hujan					
t	qt	22,14	5,75	4,04	3,21	2,71	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	19,08	0,00				19,08
2	0,99	21,84	5,68	0,00			27,51
3	1,00	22,24	5,78	4,06	0,00		32,08
4	0,99	22,01	5,72	4,01	3,19	0,00	34,93
5	0,97	21,52	5,59	3,92	3,12	2,64	36,80
6	0,95	20,92	5,44	3,81	3,04	2,56	35,78
7	0,92	20,27	5,27	3,70	2,94	2,49	34,67
8	0,89	19,60	5,10	3,57	2,85	2,40	33,52
9	0,86	18,93	4,92	3,45	2,75	2,32	32,37
10	0,83	18,26	4,75	3,33	2,65	2,24	31,23
11	0,80	17,61	4,58	3,21	2,56	2,16	30,11
12	0,77	16,96	4,41	3,09	2,46	2,08	29,01
13	0,74	16,34	4,25	2,98	2,37	2,00	27,94
14	0,71	15,73	4,09	2,87	2,28	1,93	26,90
15	0,68	15,14	3,94	2,76	2,20	1,86	25,89
16	0,66	14,57	3,79	2,66	2,12	1,79	24,92
17	0,63	14,02	3,64	2,56	2,04	1,72	23,98
18	0,61	13,49	3,51	2,46	1,96	1,65	23,07
19	0,59	12,98	3,37	2,37	1,88	1,59	22,19
20	0,56	12,48	3,24	2,28	1,81	1,53	21,34
21	0,54	12,00	3,12	2,19	1,74	1,47	20,53
22	0,52	11,54	3,00	2,10	1,68	1,41	19,74
23	0,50	11,10	2,89	2,02	1,61	1,36	18,98
24	0,48	10,67	2,77	1,95	1,55	1,31	18,25



Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 5 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 36,80 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 18,25 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 5 tahun sebesar 650,79 m³/det.

Kala ulang 10 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.34 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 10 Tahun

		Q akibat hujan						
t	qt	26,14	6,79	4,77	3,79	3,20	Q	
0	0,00	0,00					0,00	
1	0,86	22,53	0,00				22,53	
2	0,99	25,79	6,70	0,00			32,49	
3	1,00	26,27	6,83	4,79	0,00		37,88	
4	0,99	25,99	6,75	4,74	3,77	0,00	41,25	
5	0,97	25,41	6,61	4,63	3,69	3,12	43,46	
6	0,95	24,71	6,42	4,50	3,59	3,03	42,25	
7	0,92	23,94	6,22	4,37	3,48	2,93	40,94	
8	0,89	23,15	6,02	4,22	3,36	2,84	39,59	
9	0,86	22,36	5,81	4,08	3,24	2,74	38,23	
10	0,83	21,57	5,61	3,93	3,13	2,64	36,88	
11	0,80	20,79	5,40	3,79	3,02	2,55	35,55	
12	0,77	20,03	5,21	3,65	2,91	2,46	34,26	
13	0,74	19,29	5,01	3,52	2,80	2,36	32,99	
14	0,71	18,58	4,83	3,39	2,70	2,28	31,77	
15	0,68	17,88	4,65	3,26	2,60	2,19	30,58	
16	0,66	17,21	4,47	3,14	2,50	2,11	29,43	
17	0,63	16,56	4,30	3,02	2,40	2,03	28,31	
18	0,61	15,93	4,14	2,90	2,31	1,95	27,24	
19	0,59	15,32	3,98	2,79	2,22	1,88	26,20	
20	0,56	14,74	3,83	2,69	2,14	1,81	25,20	
21	0,54	14,18	3,68	2,58	2,06	1,74	24,24	
22	0,52	13,63	3,54	2,49	1,98	1,67	23,31	
23	0,50	13,11	3,41	2,39	1,90	1,61	22,42	
24	0,48	12,61	3,28	2,30	1,83	1,55	21,56	

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 10 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 43,46 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 21,56 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 10 tahun sebesar 768,54 m³/det.

Kala ulang 20 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.35 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 20 Tahun

		Q akibat hujan					
t	qt	29,95	7,78	5,46	4,35	3,67	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	25,81	0,00				25,81



Tabel 4.36 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 20 Tahun (Lanjutan)

		Q akibat hujan					
t	qt	29,95	7,78	5,46	4,35	3,67	Q
2	0,99	29,54	7,68	0,00			37,22
3	1,00	30,10	7,82	5,49	0,00		43,40
4	0,99	29,78	7,74	5,43	4,32	0,00	47,27
5	0,97	29,12	7,57	5,31	4,23	3,57	49,79
6	0,95	28,31	7,36	5,16	4,11	3,47	48,41
7	0,92	27,43	7,13	5,00	3,98	3,36	46,91
8	0,89	26,53	6,89	4,84	3,85	3,25	45,36
9	0,86	25,61	6,66	4,67	3,72	3,14	43,80
10	0,83	24,71	6,42	4,51	3,59	3,03	42,25
11	0,80	23,82	6,19	4,34	3,46	2,92	40,73
12	0,77	22,95	5,97	4,18	3,33	2,81	39,25
13	0,74	22,11	5,75	4,03	3,21	2,71	37,80
14	0,71	21,28	5,53	3,88	3,09	2,61	36,40
15	0,68	20,49	5,33	3,74	2,97	2,51	35,03
16	0,66	19,72	5,12	3,59	2,86	2,42	33,71
17	0,63	18,97	4,93	3,46	2,75	2,33	32,44
18	0,61	18,25	4,74	3,33	2,65	2,24	31,21
19	0,59	17,56	4,56	3,20	2,55	2,15	30,02
20	0,56	16,89	4,39	3,08	2,45	2,07	28,88
21	0,54	16,24	4,22	2,96	2,36	1,99	27,77
22	0,52	15,62	4,06	2,85	2,27	1,91	26,71
23	0,50	15,02	3,90	2,74	2,18	1,84	25,68
24	0,48	14,44	3,75	2,63	2,10	1,77	24,70

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 20 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 49,79 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 24,70 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 20 tahun sebesar 880,56 m³/det.

Kala ulang 50 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.37 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 50 Tahun

		Q akibat hujan					
t	qt	34,97	9,09	6,38	5,08	4,29	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	30,14	0,00				30,14
2	0,99	34,50	8,97	0,00			43,46
3	1,00	35,14	9,13	6,41	0,00		50,68
4	0,99	34,77	9,04	6,34	5,05	0,00	55,19
5	0,97	34,00	8,84	6,20	4,93	4,17	58,14
6	0,95	33,05	8,59	6,03	4,80	4,05	56,52
7	0,92	32,03	8,33	5,84	4,65	3,93	54,77
8	0,89	30,97	8,05	5,65	4,50	3,80	52,96
9	0,86	29,91	7,77	5,45	4,34	3,67	51,14
10	0,83	28,85	7,50	5,26	4,19	3,54	49,34
11	0,80	27,81	7,23	5,07	4,04	3,41	47,56



Tabel 4.38 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 50 Tahun (Lanjutan)

		Q akibat hujan					
t	qt	34,97	9,09	6,38	5,08	4,29	Q
12	0,77	26,80	6,97	4,89	3,89	3,28	45,83
13	0,74	25,81	6,71	4,71	3,75	3,16	44,14
14	0,71	24,85	6,46	4,53	3,61	3,05	42,50
15	0,68	23,92	6,22	4,36	3,47	2,93	40,90
16	0,66	23,02	5,98	4,20	3,34	2,82	39,37
17	0,63	22,15	5,76	4,04	3,22	2,72	37,88
18	0,61	21,31	5,54	3,89	3,09	2,61	36,44
19	0,59	20,50	5,33	3,74	2,98	2,51	35,05
20	0,56	19,72	5,13	3,60	2,86	2,42	33,72
21	0,54	18,96	4,93	3,46	2,75	2,32	32,43
22	0,52	18,24	4,74	3,33	2,65	2,24	31,19
23	0,50	17,54	4,56	3,20	2,55	2,15	29,99
24	0,48	16,86	4,38	3,07	2,45	2,07	28,84

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 50 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 58,14 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 28,84 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 50 tahun sebesar 1028,16 m³/det.

Perhitungan HSS Snyder dengan kala ulang 100 tahun dilihat pada Tabel 4.33.

Tabel 4.39 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 100 Tahun

		Q akibat hujan					
t	qt	38,87	10,10	7,09	5,64	4,77	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	33,51	0,00				33,51
2	0,99	38,35	9,97	0,00			48,32
3	1,00	39,06	10,15	7,12	0,00		56,34
4	0,99	38,65	10,05	7,05	5,61	0,00	61,35
5	0,97	37,79	9,82	6,89	5,49	4,63	64,63
6	0,95	36,74	9,55	6,70	5,33	4,50	62,83
7	0,92	35,60	9,25	6,49	5,17	4,36	60,88
8	0,89	34,43	8,95	6,28	5,00	4,22	58,87
9	0,86	33,25	8,64	6,06	4,83	4,08	56,85
10	0,83	32,07	8,34	5,85	4,66	3,93	54,84
11	0,80	30,92	8,04	5,64	4,49	3,79	52,87
12	0,77	29,79	7,74	5,43	4,32	3,65	50,94
13	0,74	28,69	7,46	5,23	4,16	3,52	49,06
14	0,71	27,63	7,18	5,04	4,01	3,39	47,24
15	0,68	26,59	6,91	4,85	3,86	3,26	45,47
16	0,66	25,59	6,65	4,67	3,71	3,14	43,76
17	0,63	24,62	6,40	4,49	3,57	3,02	42,11
18	0,61	23,69	6,16	4,32	3,44	2,90	40,51
19	0,59	22,79	5,92	4,15	3,31	2,79	38,97
20	0,56	21,92	5,70	4,00	3,18	2,69	37,48



Tabel 4.40 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 100 Tahun (Lanjutan)

Q akibat hujan							
t	qt	38,87	10,10	7,09	5,64	4,77	Q
21	0,54	21,08	5,48	3,84	3,06	2,58	36,05
22	0,52	20,27	5,27	3,70	2,94	2,49	34,67
23	0,50	19,50	5,07	3,55	2,83	2,39	33,34
24	0,48	18,75	4,87	3,42	2,72	2,30	32,06

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 100 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 64,63 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 32,06 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 100 tahun sebesar 1142,93 m³/det.

Perhitungan HSS Snyder dengan kala ulang 200 tahun dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4.41 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 200 Tahun

Q akibat hujan							
t	qt	42,73	11,11	7,79	6,20	5,24	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	36,83	0,00				36,83
2	0,99	42,15	10,96	0,00			53,10
3	1,00	42,93	11,16	7,83	0,00		61,92
4	0,99	42,48	11,04	7,74	6,17	0,00	67,43
5	0,97	41,54	10,80	7,57	6,03	5,09	71,03
6	0,95	40,39	10,50	7,36	5,86	4,95	69,06
7	0,92	39,13	10,17	7,14	5,68	4,80	66,92
8	0,89	37,84	9,84	6,90	5,49	4,64	64,71
9	0,86	36,54	9,50	6,66	5,30	4,48	62,48
10	0,83	35,25	9,16	6,43	5,12	4,32	60,28
11	0,80	33,98	8,83	6,20	4,93	4,17	58,11
12	0,77	32,74	8,51	5,97	4,75	4,01	55,99
13	0,74	31,54	8,20	5,75	4,58	3,87	53,93
14	0,71	30,36	7,89	5,54	4,41	3,72	51,92
15	0,68	29,23	7,60	5,33	4,24	3,58	49,98
16	0,66	28,13	7,31	5,13	4,08	3,45	48,10
17	0,63	27,06	7,03	4,93	3,93	3,32	46,28
18	0,61	26,04	6,77	4,75	3,78	3,19	44,52
19	0,59	25,05	6,51	4,57	3,64	3,07	42,83
20	0,56	24,09	6,26	4,39	3,50	2,95	41,19
21	0,54	23,17	6,02	4,22	3,36	2,84	39,62
22	0,52	22,28	5,79	4,06	3,23	2,73	38,10
23	0,50	21,43	5,57	3,91	3,11	2,63	36,64
24	0,48	20,60	5,36	3,76	2,99	2,53	35,23

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 200 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 71,03 m³/det dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar 35,23



m^3/det dan untuk total *flow* dari debit banjir kala ulang 200 tahun sebesar $1256,19 m^3/det$.

Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Snyder dengan kala ulang 500 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.42 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 500 Tahun

Q akibat hujan							
t	qt	47,86	12,44	8,73	6,95	5,87	Q
0	0,00	0,00					0,00
1	0,86	41,25	0,00				41,25
2	0,99	47,21	12,27	0,00			59,48
3	1,00	48,09	12,50	8,77	0,00		69,35
4	0,99	47,58	12,37	8,67	6,91	0,00	75,52
5	0,97	46,53	12,09	8,48	6,75	5,70	79,56
6	0,95	45,23	11,76	8,25	6,57	5,54	77,35
7	0,92	43,83	11,39	7,99	6,36	5,37	74,95
8	0,89	42,38	11,02	7,73	6,15	5,20	72,48
9	0,86	40,93	10,64	7,46	5,94	5,02	69,99
10	0,83	39,48	10,26	7,20	5,73	4,84	67,52
11	0,80	38,06	9,89	6,94	5,52	4,67	65,09
12	0,77	36,67	9,53	6,69	5,32	4,50	62,71
13	0,74	35,32	9,18	6,44	5,13	4,33	60,40
14	0,71	34,01	8,84	6,20	4,94	4,17	58,15
15	0,68	32,74	8,51	5,97	4,75	4,01	55,98
16	0,66	31,50	8,19	5,74	4,57	3,86	53,87
17	0,63	30,31	7,88	5,53	4,40	3,72	51,83
18	0,61	29,16	7,58	5,32	4,23	3,57	49,87
19	0,59	28,05	7,29	5,11	4,07	3,44	47,97
20	0,56	26,98	7,01	4,92	3,92	3,31	46,14
21	0,54	25,95	6,75	4,73	3,77	3,18	44,38
22	0,52	24,96	6,49	4,55	3,62	3,06	42,68
23	0,50	24,00	6,24	4,38	3,48	2,94	41,04
24	0,48	23,08	6,00	4,21	3,35	2,83	39,46

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 500 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar $79,56 m^3/det$ dengan aliran dasar atau *base flow* sebesar $39,46 m^3/det$ dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 500 tahun sebesar $1407,02 m^3/det$.

Perhitungan HSS Snyder dengan kala ulang 500 tahun dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.43 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 1000 Tahun

Q akibat hujan							
t	qt	51,81	13,47	9,45	7,52	6,35	Q
0	0,00	0,00					0,00

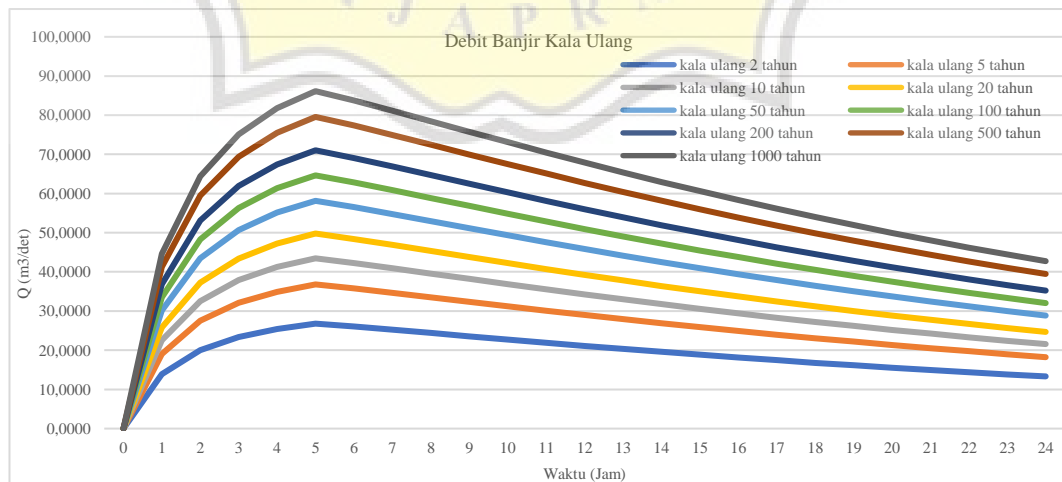


Tabel 4.44 Perhitungan HSS Snyder Kala Ulang 1000 Tahun (Lanjutan)

		Q akibat hujan					
t	qt	51,81	13,47	9,45	7,52	6,35	Q
1	0,86	44,66	0,00				44,66
2	0,99	51,11	13,28	0,00			64,39
3	1,00	52,06	13,53	9,49	0,00		75,08
4	0,99	51,51	13,39	9,39	7,48	0,00	81,76
5	0,97	50,37	13,09	9,18	7,31	6,17	86,13
6	0,95	48,97	12,73	8,93	7,11	6,00	83,74
7	0,92	47,45	12,33	8,65	6,89	5,82	81,14
8	0,89	45,89	11,93	8,37	6,66	5,62	78,46
9	0,86	44,31	11,52	8,08	6,43	5,43	75,77
10	0,83	42,75	11,11	7,79	6,20	5,24	73,09
11	0,80	41,21	10,71	7,51	5,98	5,05	70,46
12	0,77	39,70	10,32	7,24	5,76	4,87	67,89
13	0,74	38,24	9,94	6,97	5,55	4,69	65,39
14	0,71	36,82	9,57	6,71	5,34	4,51	62,96
15	0,68	35,44	9,21	6,46	5,14	4,34	60,60
16	0,66	34,11	8,86	6,22	4,95	4,18	58,32
17	0,63	32,82	8,53	5,98	4,76	4,02	56,12
18	0,61	31,57	8,21	5,76	4,58	3,87	53,99
19	0,59	30,37	7,89	5,54	4,41	3,72	51,93
20	0,56	29,21	7,59	5,33	4,24	3,58	49,95
21	0,54	28,10	7,30	5,12	4,08	3,44	48,04
22	0,52	27,02	7,02	4,93	3,92	3,31	46,20
23	0,50	25,98	6,75	4,74	3,77	3,18	44,43
24	0,48	24,98	6,49	4,56	3,63	3,06	42,72

Dari hasil perhitungan debit rancangan dengan kala ulang 1000 tahun didapatkan aliran langsung terbesar atau *direct flow* yang diakibatkan oleh hujan terjadi pada jam ke lima sebesar 86,13 m³/det dengan *base flow* sebesar 42,72 m³/det dan total *flow* dari debit banjir kala ulang 1000 tahun sebesar 1523,25 m³/det.

Grafik debit banjir rancangan dengan kala ulang dapat dilihat pada Gambar 4.6.



Gambar 4.6 Grafik Hasil Debit Banjir Kala Ulang HSS Snyder.



Dari hasil grafik debit banjir kala ulang didapatkan hasil debit tertinggi pada kala ulang 1000 tahun yaitu pada jam ke 5 sebesar 86,13 m³/det.

4.6 Analisis Debit Melalui Waduk

Dalam analisis debit melalui waduk digunakan hasil debit yang dihasilkan dari hidrograf satuan sintetik sebagai *inflow* yang masuk dalam waduk sehingga hasil debit tersebut digunakan untuk dasar perhitungan analisis debit melalui waduk dengan *output* dari analisis berupa *outflow* atau aliran yang keluar melalui waduk.

4.6.1 Kapasitas pengaliran melalui pelimpah

Untuk mengetahui kapasitas pengaliran melalui pelimpah digunakan persamaan.

$$Q = C \times B \times H^{3/2}$$

$$\text{Elevasi puncak pelimpah} = +115 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka air waduk} = +118,65 \text{ m}$$

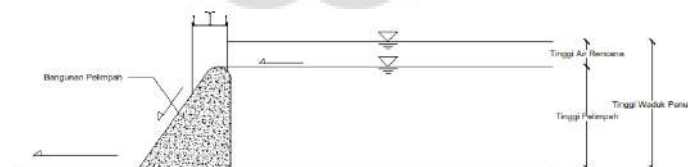
$$\begin{aligned} \text{Tinggi air rencana (H)} &= 118,65 - 115 \\ &= 3,65 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien Limpasan (C)} = 2,02 \text{ (Didapat dari angka kisaran)}$$

$$\text{Direncanakan lebar pelimpah} = 30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q &= C \times B \times H^{3/2} \\ &= 2,02 \times 30 \times 3,65^{3/2} \\ &= 442,38 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Untuk memperjelas digunakan ilustrasi tinggi muka air pada Gambar 4.7.



Gambar 4.7 Ilustrasi tinggi muka air dengan pelimpah.

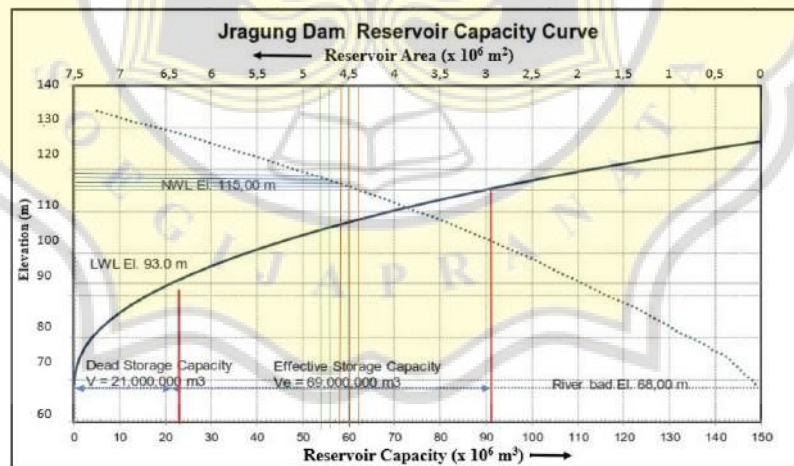


Tabel tinggi air rencana, debit dan *storage* dapat dilihat pada Tabel 4.37.

Tabel 4.45 Hubungan Debit Terhadap Air Rencana.

Elevasi (m)	H (m)	Debit (Q) (m/det)
+115	0	0
+115,25	0,25	15,15
+115,5	0,50	30,3
+115,75	0,75	45,45
+116	1,00	60,6
+116,25	1,25	75,75
+116,5	1,50	90,9
+116,75	1,75	106,05
+117	2,00	121,2
+117,25	2,25	136,35
+117,5	2,50	151,5
+117,75	2,75	166,65
+118	3,00	181,8
+118,25	3,25	196,95
+118,5	3,50	212,1
+118,65	3,65	221,19

Perhitungan untuk mengetahui hubungan H, S, Q pada pelimpah dengan delta t = 3600 detik. Langkah yang harus dilakukan, pertama mencari luas pada setiap ketinggian elevasi melalui grafik hubungan kapasitas dengan luas waduk, gambar Jragung Dam reservoir capacity curve dapat dilihat pada Gambar 4.8.



Gambar 4.8 Jragung Dam Reservoir Capacity Curve

Setelah mengetahui luas setiap elevasi dapat diketahui *volume* terhadap ketinggian (H). Contoh perhitungan pada elevasi +115.25.

$$\begin{aligned} \text{Volume terhadap H} &= \text{Luas} \times H \\ &= 4425000 \times 0,25 \\ &= 1106250 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



Untuk hasil semua elevasi diperlihatkan pada tabel 4.38.

Tabel 4.46 Hubungan *Volume* Terhadap Ketinggian (H)

Elevasi (m)	H (m)	Luas (m ²)	<i>Volume</i> (S) (m ³)
+115	0	4400000	0.00
+115,25	0,25	4425000	1106250
+115,5	0,5	4450000	2225000.00
+115,75	0,75	4475000	3393750
+116	1	4500000	4500000
+116,25	1,25	4525000	5656250
+116,5	1,5	4550000	6825000
+116,75	1,75	4575000	8006250
+117	2	4600000	9200000
+117,25	2,25	4625000	10406250
+117,5	2,5	4650000	11625000
+117,75	2,75	4675000	12856250
+118	3	4700000	14100000
+118,25	3,25	4725000	15356250
+118,5	3,5	4750000	16625000
+118,65	3,65	4765000	17392250

Pada elevasi = + 115,25 m, dimana ketinggian air di atas pelimpah = 0,25 m dan debit = 15,15 m³/det,

Maka nilai,

$$\left(\frac{2S}{\Delta t} + Q\right) = \left(\frac{2 \cdot 110625}{3600} + 15,15\right) = 76,6083 \text{ m}^3/\text{det}$$

Hasil perhitungan disajikan berikutnya pada Tabel 4.39.

Tabel 4.47 Hubungan Persamaan $(2S/\text{delta } t) + Q$

Elevasi (m)	H (m)	Debit (Q) (m ³ /detik)	<i>Volume</i> (S) (m ³)	$(2S/\text{delta } t) + Q$
+115	0	0	0	0
+115,25	0,25	15,15	110625	76,6083
+115,5	0,50	30,3	222500	153,9111
+115,75	0,75	45,45	339375	233,9917
+116	1,00	60,6	450000	310,6
+116,25	1,25	75,75	565625	389,9861
+116,5	1,50	90,9	682500	470,0667
+116,75	1,75	106,05	800625	550,8417
+117	2,00	121,2	920000	632,3111
+117,25	2,25	136,35	1040625	714,4750
+117,5	2,50	151,5	1162500	797,3333
+117,75	2,75	166,65	1285625	880,8861
+118	3,00	181,8	1410000	965,1333
+118,25	3,25	196,95	1535625	1050,0750
+118,5	3,50	212,1	1662500	1135,7111
+118,65	3,65	221,19	17392250	98835511



Selanjutnya dilakukan perhitungan berdasarkan debit masuk (*inflow*) yang didapat dari hidrograf satuan sintetik, lalu untuk debit keluar (*outflow*) yaitu aliran yang keluar dari waduk yang merupakan hasil dari perhitungan penelusuran debit melalui pelimpah. Penelusuran banjir dilakukan ketika kondisi waduk PMF (*probability maximum flood*) yang disajikan pada tiap tahun kala ulang,

Pada kala ulang 2 tahun jam ke-1 dengan $t = 3600$ det,

Maka,

$$I_0 + I_1 = 0 + 13,889 = 13,889 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) = (I_0 + I_1) + \left(\frac{2S_0}{\Delta t} - Q_0\right) = 13,889 + 0 = 13,889 \text{ m}^3/\text{det}$$

Untuk mendapatkan debit *outflow* dilakukan dengan interpolasi linier.

Dengan,

$$\begin{aligned} x_1 &= 0 & y_2 &= 15,15 \\ y_1 &= 0 & x &= 13,889 \\ y &= x + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)} \cdot (x - x_1) & x_2 &= 76,608 \\ \text{Outflow} &= 13,889 + \frac{(15,15 - 0)}{(76,608 - 0)} \times (13,889 - 0) \\ &= 2,7466 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned} \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) &= \left(\frac{2S_2}{\Delta t} - Q_2\right) - 2Q_2 \\ &= 13,889 - 2(2,7466) = 8,396 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan H setiap *outflow* dilakukan dengan interpolasi linier.

Dengan,

$$\begin{aligned} x_1 &= 0 & y_2 &= 0,25 \\ y_1 &= 0 & x &= 2,7466 \\ y &= x + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)} \cdot (x - x_1) & x_2 &= 15,15 \\ H &= 2,7466 + \frac{(0,25 - 0)}{(15,15 - 0)} \times (2,7466 - 0) \\ &= 0,0453 \text{ m} \end{aligned}$$



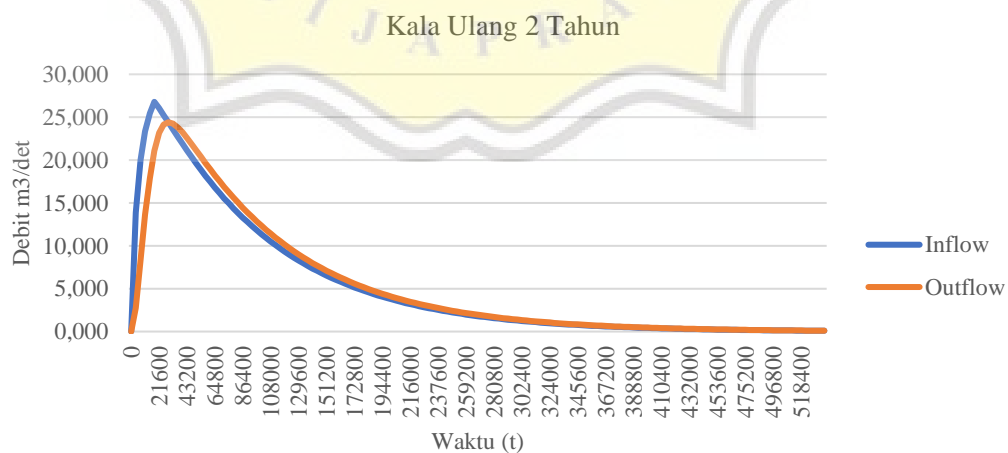
Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dengan langkah sama, hasil perhitungan disajikan sesuai dengan kala ulang dan bentuk grafiknya.

Tabel perhitungan dengan kala ulang 2 Tahun dapat dilihat pada Tabel 4.40.

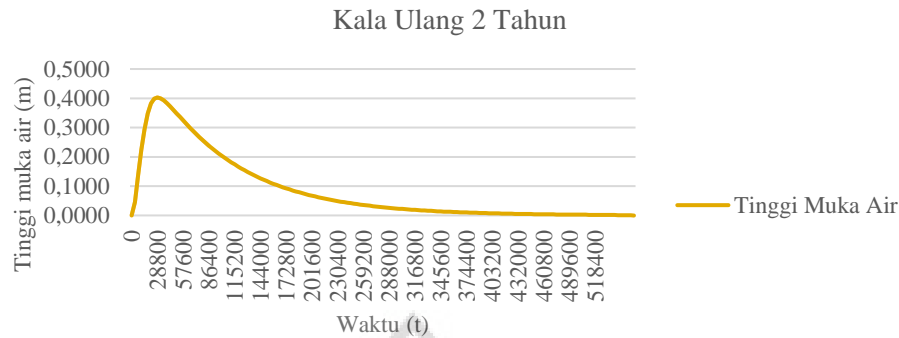
Tabel 4.48 Kala Ulang 2 Tahun

Indeks	Det	Inflow	I_j+I_{j+1}	$(2_{s_j}/\text{delta } t)-Q_1$	$(2_{s_{j+1}}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.0000	
1	3600	13.889	13.889	8.396	13.889	2.7466	0.0453
2	7200	20.028	33.916	25.577	42.312	8.3675	0.1381
3	10800	23.353	43.380	41.683	68.957	13.6369	0.2250
4	14400	25.430	48.783	54.734	90.466	17.8658	0.2948
5	18000	26.788	52.218	64.759	106.952	21.0969	0.3481
6	21600	26.045	52.833	71.228	117.591	23.1820	0.3825
7	25200	25.237	51.282	74.218	122.509	24.1458	0.3984
8	28800	24.404	49.641	75.038	123.859	24.4102	0.4028
9	32400	23.566	47.969	74.521	123.008	24.2434	0.4001
10	36000	22.734	46.299	73.191	120.820	23.8147	0.3930
11	39600	21.916	44.650	71.379	117.840	23.2308	0.3833
12	43200	21.116	43.032	69.294	114.411	22.5587	0.3723
13	46800	20.338	41.454	67.066	110.748	21.8408	0.3604
14	50400	19.581	39.919	64.779	106.985	21.1034	0.3482
15	54000	18.848	38.430	62.482	103.209	20.3632	0.3360
16	57600	18.139	36.988	60.209	99.470	19.6305	0.3239
17	61200	17.454	35.593	57.979	95.802	18.9115	0.3121
18	64800	16.791	34.245	55.803	92.224	18.2103	0.3005
19	68400	16.153	32.944	53.689	88.747	17.5290	0.2893
20	72000	15.536	31.689	51.641	85.378	16.8687	0.2784
21	75600	14.942	30.479	49.659	82.119	16.2300	0.2678
22	79200	14.370	29.312	47.745	78.972	15.6131	0.2576
23	82800	13.819	28.189	45.901	75.934	15.0166	0.2478
24	86400	13.288	27.106	44.131	73.007	14.4378	0.2382

Grafik hubungan inflow dan outflow pada kala ulang 2 tahun dilihat Gambar 4.9.



Gambar 4.9 Grafik Inflow dan Outflow Kala Ulang 2 Tahun



Gambar 4.10 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 2 Tahun

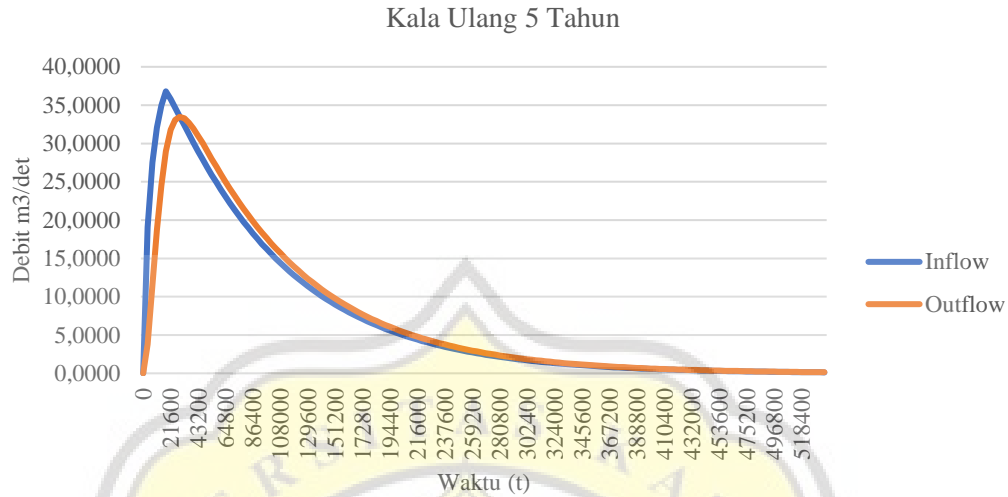
Dihasilkan simulasi kala ulang 2 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 8,88% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 26,7884 m³/det sedangkan pada kolom *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 24,410 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,4028 m.

Tabel perhitungan dengan kala ulang 5 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.41.

Tabel 4.49 Kala Ulang 5 Tahun

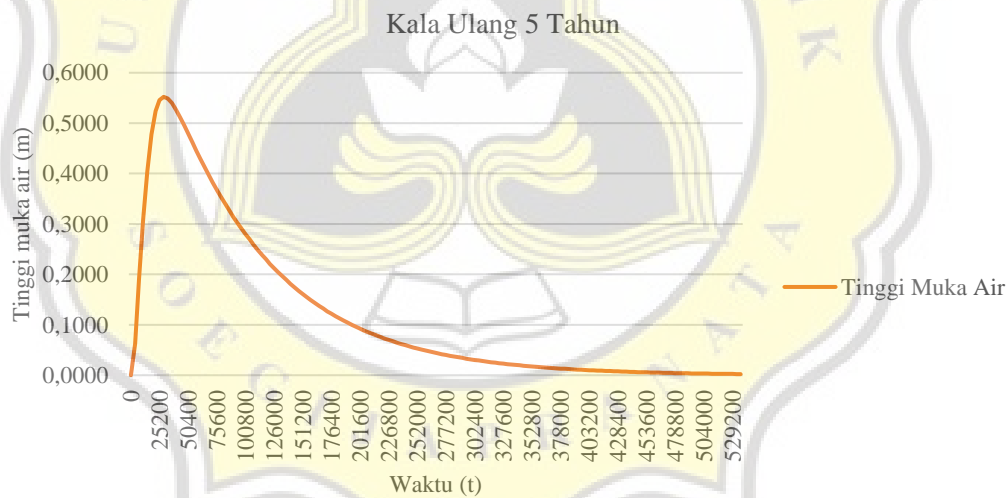
Indeks	det	Inflow	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\text{delta } t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	19.0786	19.0786	11.5326	19.0786	3.7730	0.0623
2	7200	27.5112	46.5898	35.1339	58.1224	11.4942	0.1897
3	10800	32.0789	59.5901	57.3233	94.7240	18.7004	0.3086
4	14400	34.9322	67.0111	75.3274	124.3344	24.5035	0.4043
5	18000	36.7984	71.7306	89.1442	147.0580	28.9569	0.4778
6	21600	35.7765	72.5750	98.1648	161.7192	31.7772	0.5244
7	25200	34.6674	70.4440	102.4477	168.6088	33.0806	0.5459
8	28800	33.5229	68.1903	103.7091	170.6380	33.4645	0.5522
9	32400	32.3712	65.8941	103.0658	169.6032	33.2687	0.5490
10	36000	31.2287	63.5999	101.2398	166.6657	32.7130	0.5398
11	39600	30.1053	61.3340	98.6961	162.5738	31.9388	0.5270
12	43200	29.0069	59.1122	95.7338	157.8084	31.0373	0.5122
13	46800	27.9373	56.9442	92.5613	152.6780	30.0583	0.4960
14	50400	26.8984	54.8357	89.3503	147.3970	29.0233	0.4789
15	54000	25.8915	52.7899	86.1540	142.1402	27.9931	0.4619
16	57600	24.9172	50.8087	83.0059	136.9627	26.9784	0.4452
17	61200	23.9754	48.8926	79.9267	131.8985	25.9859	0.4288
18	64800	23.0659	47.0413	76.9288	126.9680	25.0196	0.4129
19	68400	22.1883	45.2542	74.0193	122.1829	24.0818	0.3974
20	72000	21.3418	43.5301	71.2019	117.5493	23.1737	0.3824
21	75600	20.5259	41.8677	68.4780	113.0696	22.2958	0.3679
22	79200	19.7396	40.2655	65.8476	108.7435	21.4479	0.3539
23	82800	18.9822	38.7218	63.3097	104.5695	20.6299	0.3404
24	86400	18.2529	37.2351	60.8625	100.5447	19.8411	0.3274

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 5 tahun dilihat Gambar 4.11.



Gambar 4.11 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 5 Tahun

Grafik tinggi muka air kala ulang 5 tahun dilihat Gambar 4.12.



Gambar 4.12 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 5 Tahun

Dihasilkan simulasi dengan kala ulang 5 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,06% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 36,7984 m³/det sedangkan pada kolom *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 33,4645 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,5522 m.

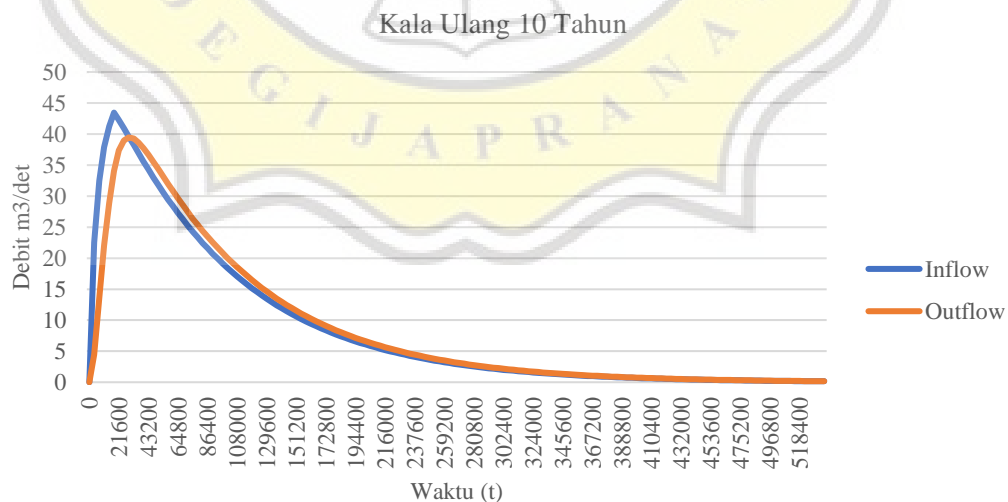
Tabel perhitungan dengan kala ulang 10 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.42.



Tabel 4.50 Kala Ulang 10 Tahun

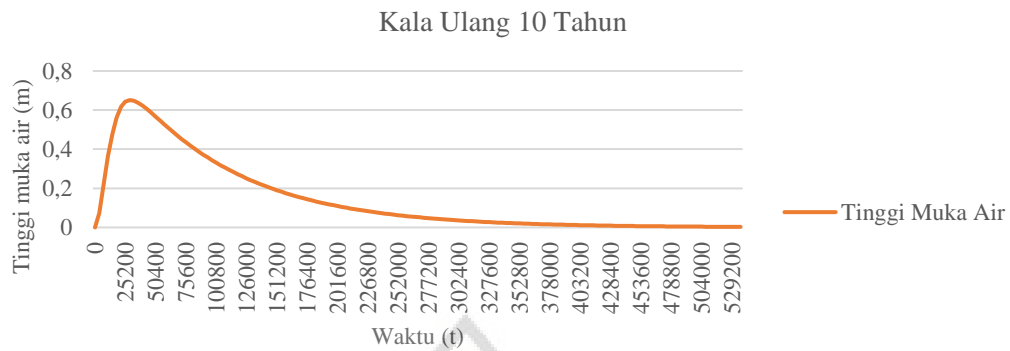
Indeks	Det	Inflow	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\text{delta } t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	22.5304	22.5304	13.6192	22.5304	4.4556	0.0735
2	7200	32.4888	55.0192	41.4907	68.6385	13.5739	0.2240
3	10800	37.8829	70.3717	67.7440	111.8624	22.0592	0.3640
4	14400	41.2525	79.1354	89.0356	146.8794	28.9219	0.4773
5	18000	43.4563	84.7088	105.6401	173.7444	34.0521	0.5619
6	21600	42.2496	85.7059	116.5818	191.3460	37.3821	0.6169
7	25200	40.9398	83.1894	121.8192	199.7712	38.9760	0.6432
8	28800	39.5882	80.5280	123.4205	202.3472	39.4634	0.6512
9	32400	38.2281	77.8163	122.7302	201.2368	39.2533	0.6477
10	36000	36.8789	75.1070	120.6170	197.8372	38.6101	0.6371
11	39600	35.5523	72.4312	117.6399	193.0481	37.7041	0.6222
12	43200	34.2551	69.8074	114.1582	187.4473	36.6445	0.6047
13	46800	32.9919	67.2471	110.4024	181.4053	35.5015	0.5858
14	50400	31.7651	64.7570	106.5197	175.1594	34.3198	0.5663
15	54000	30.5761	62.3412	102.6044	168.8609	33.1283	0.5467
16	57600	29.4255	60.0015	98.7161	162.6059	31.9449	0.5271
17	61200	28.3133	57.7387	94.8923	156.4548	30.7812	0.5079
18	64800	27.2392	55.5525	91.2035	150.4448	29.6207	0.4888
19	68400	26.2028	53.4420	87.6773	144.6455	28.4841	0.4700
20	72000	25.2032	51.4059	84.2952	139.0832	27.3940	0.4520
21	75600	24.2396	49.4428	81.0452	133.7380	26.3464	0.4348
22	79200	23.3111	47.5507	77.9185	128.5958	25.3386	0.4181
23	82800	22.4167	45.7278	74.9091	123.6463	24.3686	0.4021
24	86400	21.5553	43.9720	72.0116	118.8811	23.4347	0.3867

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 10 tahun dilihat Gambar 4.13.



Gambar 4.13 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 10 Tahun

Grafik tinggi muka air kala ulang 10 tahun dilihat Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 10 Tahun

Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 10 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,19% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 43,4563 m³/det sedangkan *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 39,4634 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,6512 m.

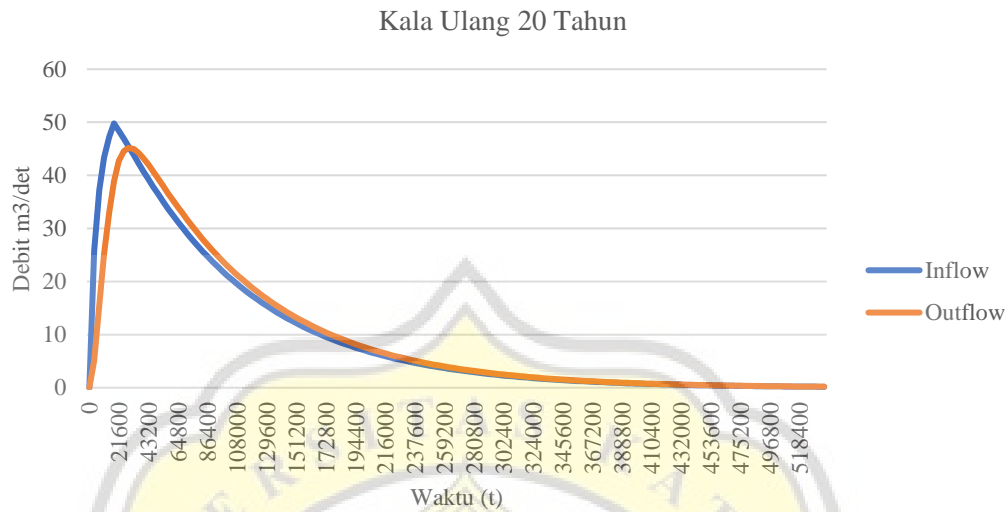
Tabel perhitungan dengan kala ulang 20 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4.51 Kala Ulang 20 Tahun

Indeks	Det	Inflow	I _j +I _{j+1}	(2 _{sj} /delta t)-Q1	(2 _{sj+1} /delta t)+Q _{j+1}	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	25.8144	25.8144	15.6043	25.8144	5.1050	0.0842
2	7200	37.2242	63.0386	47.5455	78.6430	15.5488	0.2566
3	10800	43.4046	80.6288	77.6622	128.1743	25.2560	0.4168
4	14400	47.2653	90.6699	102.2756	168.3321	33.0282	0.5450
5	18000	49.7904	97.0557	121.5457	199.3313	38.8928	0.6418
6	21600	48.4077	98.1981	134.2348	219.7438	42.7545	0.7055
7	25200	46.9071	95.3148	140.3303	229.5496	44.6096	0.7361
8	28800	45.3584	92.2655	142.2240	232.5958	45.1859	0.7456
9	32400	43.8001	89.1585	141.4697	231.3825	44.9564	0.7419
10	36000	42.2543	86.0544	139.0712	227.5241	44.2264	0.7298
11	39600	40.7342	82.9885	135.6744	222.0597	43.1927	0.7128
12	43200	39.2481	79.9823	131.6941	215.6567	41.9813	0.6928
13	46800	37.8007	77.0488	127.3962	208.7429	40.6733	0.6712
14	50400	36.3951	74.1958	122.9510	201.5920	39.3205	0.6489
15	54000	35.0328	71.4278	118.4671	194.3789	37.9559	0.6263
16	57600	33.7144	68.7472	114.0134	187.2143	36.6004	0.6040
17	61200	32.4401	66.1545	109.6332	180.1679	35.2674	0.5820
18	64800	31.2095	63.6496	105.3531	173.2828	33.9648	0.5605
19	68400	30.0220	61.2315	101.1894	166.5846	32.6976	0.5396
20	72000	28.8767	58.8987	97.1509	160.0881	31.4686	0.5193
21	75600	27.7727	56.6494	93.2437	153.8003	30.2783	0.4996
22	79200	26.7088	54.4815	89.5499	147.7252	29.0877	0.4800
23	82800	25.6840	52.3929	86.0339	141.9427	27.9544	0.4613
24	86400	24.6972	50.3812	82.6730	136.4151	26.8711	0.4434

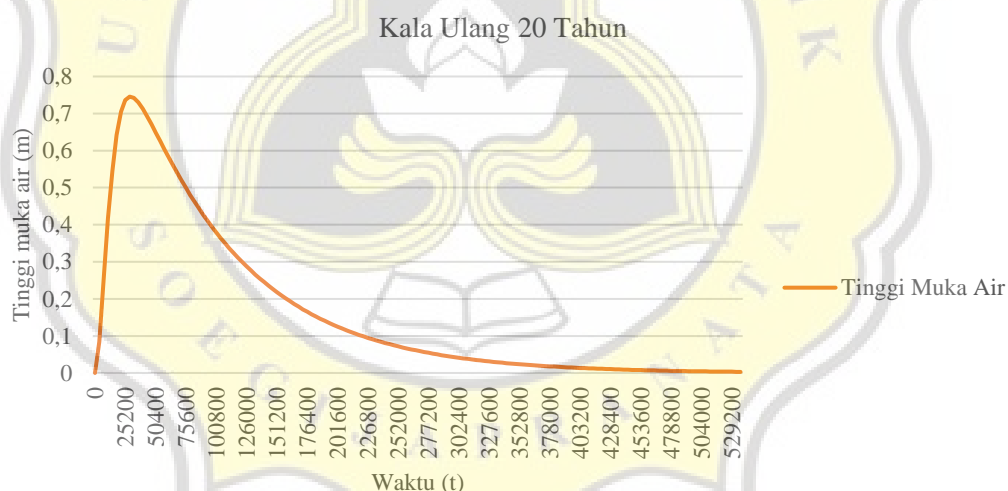


Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 20 tahun dilihat Gambar 4.15.



Gambar 4.15 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 20 Tahun

Grafik tinggi muka air kala ulang 20 tahun dilihat Gambar 4.16.



Gambar 4.16 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 20 Tahun.

Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 20 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,25% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 49,7904 m³/det sedangkan pada kolom *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 45,1859 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,7456.

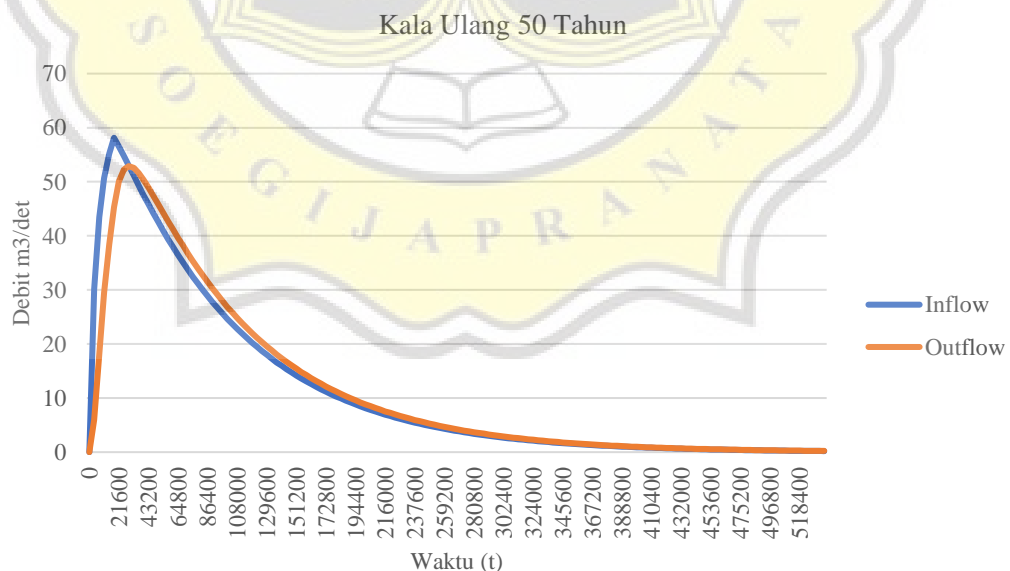
Tabel perhitungan dengan kala ulang 50 Tahun dapat dilihat pada Tabel 4.44.



Tabel 4.52 Kala Ulang 50 Tahun

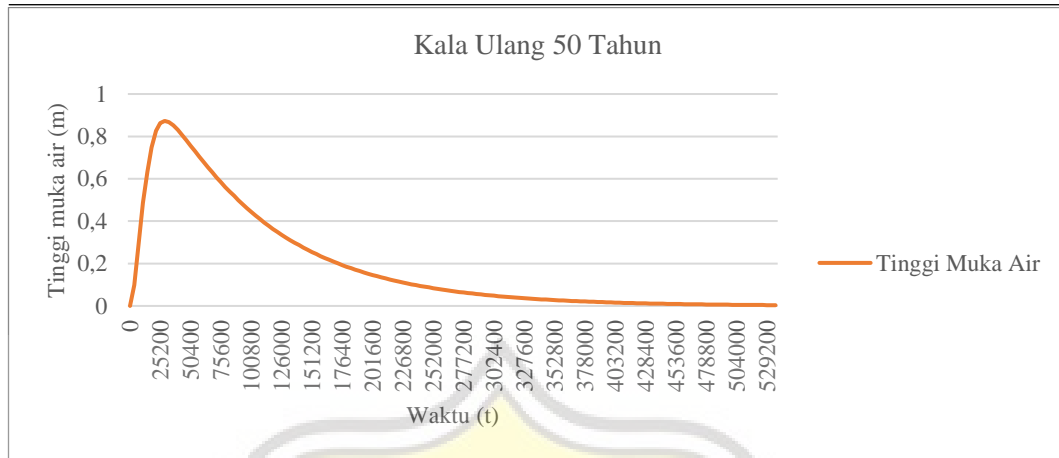
Indeks	det	Inflow	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\text{delta } t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	30.1413	30.1413	18.2199	30.1413	5.9607	0.098
2	7200	43.4636	73.6049	55.5604	91.8247	18.1321	0.299
3	10800	50.6798	94.1434	90.7529	149.7038	29.4754	0.486
4	14400	55.1877	105.8675	119.8605	196.6204	38.3799	0.633
5	18000	58.1360	113.3236	142.5897	233.1842	45.2972	0.747
6	21600	56.5216	114.6576	157.1493	257.2473	50.0490	0.826
7	25200	54.7694	111.2910	163.9152	268.4403	52.2625	0.862
8	28800	52.9612	107.7306	165.8529	271.6458	52.8964	0.873
9	32400	51.1417	104.1028	164.8313	269.9557	52.5622	0.867
10	36000	49.3367	100.4784	162.0228	265.3096	51.6434	0.852
11	39600	47.5619	96.8986	158.1612	258.9214	50.3801	0.831
12	43200	45.8266	93.3885	153.7052	251.5498	48.9223	0.807
13	46800	44.1367	89.9633	148.9411	243.6685	47.3637	0.782
14	50400	42.4954	86.6321	144.0477	235.5733	45.7628	0.755
15	54000	40.9048	83.4002	139.0239	227.4479	44.2120	0.730
16	57600	39.3654	80.2702	133.9552	219.2941	42.6694	0.704
17	61200	37.8775	77.2430	128.9225	211.1982	41.1378	0.679
18	64800	36.4407	74.3182	123.9760	203.2408	39.6324	0.654
19	68400	35.0541	71.4948	119.1459	195.4708	38.1624	0.630
20	72000	33.7169	68.7710	114.4501	187.9169	36.7334	0.606
21	75600	32.4278	66.1447	109.8985	180.5948	35.3481	0.583
22	79200	31.1856	63.6134	105.4956	173.5119	34.0082	0.561
23	82800	29.9891	61.1747	101.2426	166.6703	32.7138	0.540
24	86400	28.8368	58.8259	97.1387	160.0685	31.4649	0.519

Grafik inflow dan outflow pada kala ulang 50 Tahun dilihat Gambar 4.17.



Gambar 4.17 Grafik Inflow dan Outflow Kala Ulang 50 Tahun

Grafik tinggi muka air kala ulang 50 tahun dilihat Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 50 Tahun

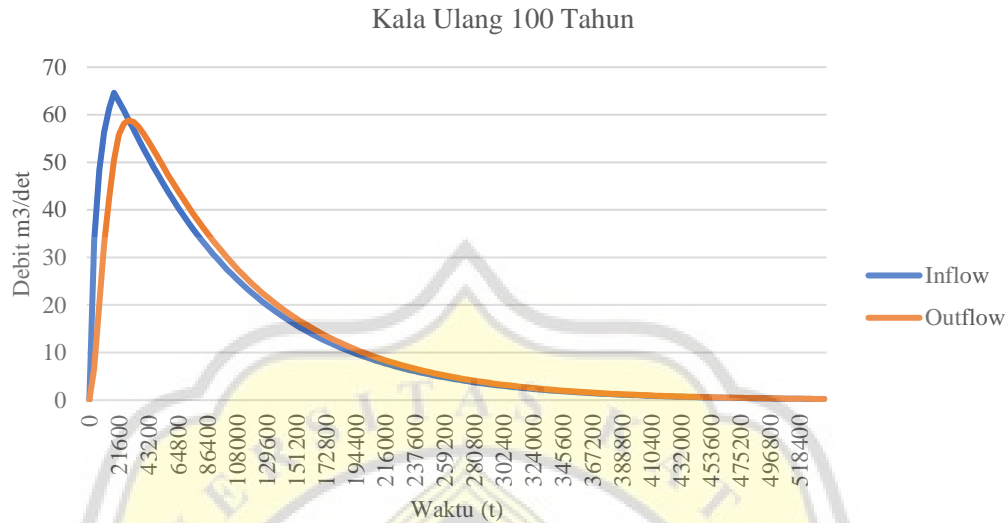
Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 50 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,01% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 58,136 m³/det sedangkan *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 52,8964 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,873 m.

Tabel perhitungan dengan kala ulang 100 Tahun dapat dilihat pada Tabel 4.50.

Tabel 4.53 Kala Ulang 100 Tahun

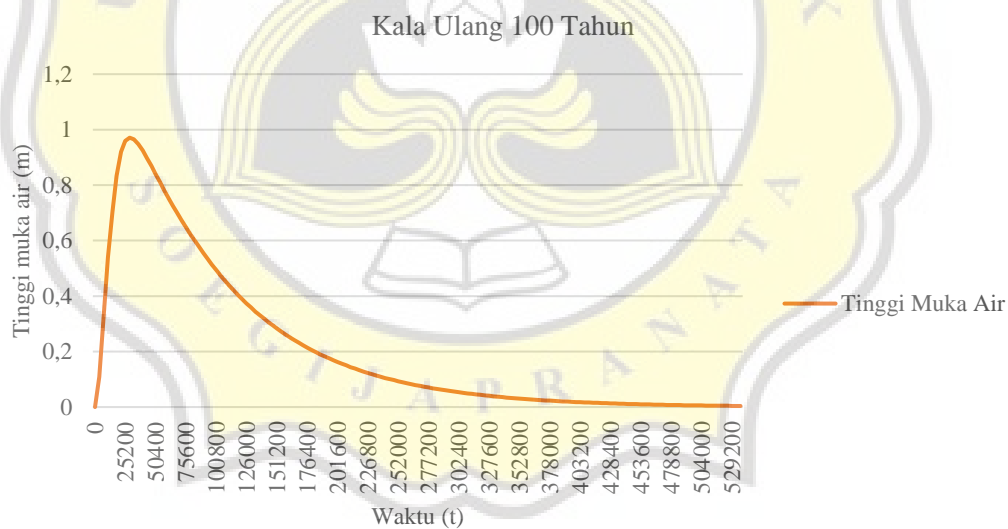
Indeks	Det	<i>Inflow</i>	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\Delta t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\Delta t)+Q_{j+1}$	<i>Outflow</i>	H
1	4	5	6	7	8	9	
0	0	0	0	0	0	0	
1	3600	33.5060	33.5060	20.2538	33.5060	6.6261	0.109
2	7200	48.3155	81.8215	61.7931	102.0752	20.1411	0.332
3	10800	56.3373	104.6528	101.1031	166.4458	32.6714	0.539
4	14400	61.3483	117.6856	133.6410	218.7887	42.5738	0.703
5	18000	64.6258	125.9741	158.5806	259.6151	50.5173	0.834
6	21600	62.8312	127.4569	174.5524	286.0375	55.7425	0.920
7	25200	60.8834	123.7145	181.9449	298.2670	58.1610	0.960
8	28800	58.8733	119.7566	184.0210	301.7015	58.8402	0.971
9	32400	56.8507	115.7239	182.8383	299.7450	58.4533	0.965
10	36000	54.8442	111.6949	179.6879	294.5333	57.4227	0.948
11	39600	52.8713	107.7155	175.3781	287.4035	56.0127	0.924
12	43200	50.9423	103.8136	170.4143	279.1917	54.3887	0.898
13	46800	49.0637	100.0060	165.1121	270.4203	52.6541	0.869
14	50400	47.2393	96.3030	159.6686	261.4151	50.8732	0.839
15	54000	45.4710	92.7103	154.2064	252.3789	49.0862	0.810
16	57600	43.7599	89.2309	148.8014	243.4373	47.3180	0.781
17	61200	42.1059	85.8657	143.4999	234.6671	45.5836	0.752
18	64800	40.5086	82.6145	138.1949	226.1144	43.9597	0.725
19	68400	38.9673	79.4759	132.9461	217.6708	42.3623	0.699
20	72000	37.4807	76.4480	127.8010	209.3941	40.7965	0.673
21	75600	36.0477	73.5285	122.7879	201.3295	39.2708	0.648
22	79200	34.6669	70.7147	117.9223	193.5025	37.7901	0.624
23	82800	33.3368	68.0037	113.2126	185.9261	36.3567	0.600
24	86400	32.0559	65.3927	108.6617	178.6052	34.9717	0.577

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 100 tahun dilihat Gambar 4.19.



Gambar 4.19 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 100 Tahun

Grafik tinggi muka air pada kala ulang 100 tahun dilihat Gambar 4.20.



Gambar 4.20 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 100 Tahun

Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 100 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 8,95% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 64,6258 m³/det sedangkan *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 58,8402 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 0,971 m.

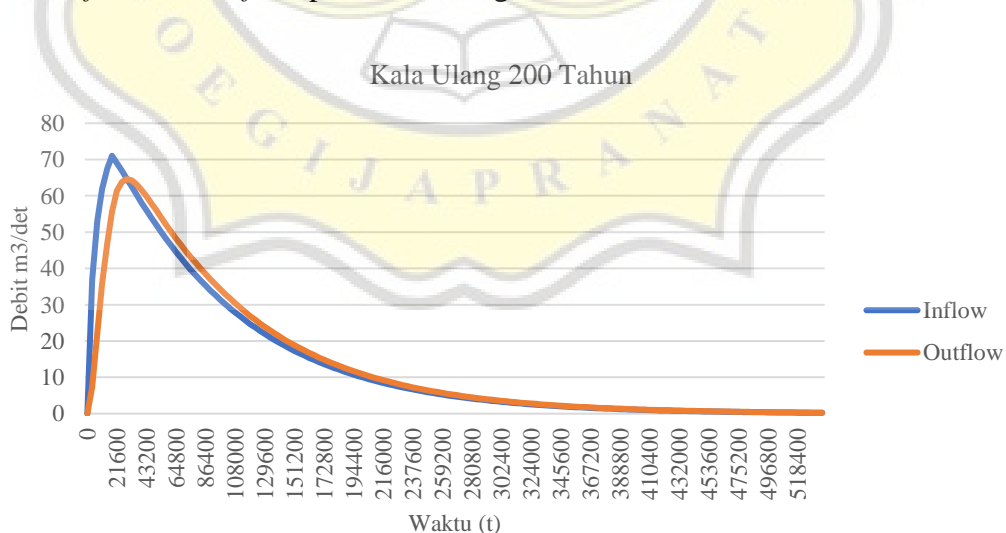


Tabel perhitungan dengan kala ulang 200 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.46.

Tabel 4.54 Kala Ulang 200 Tahun

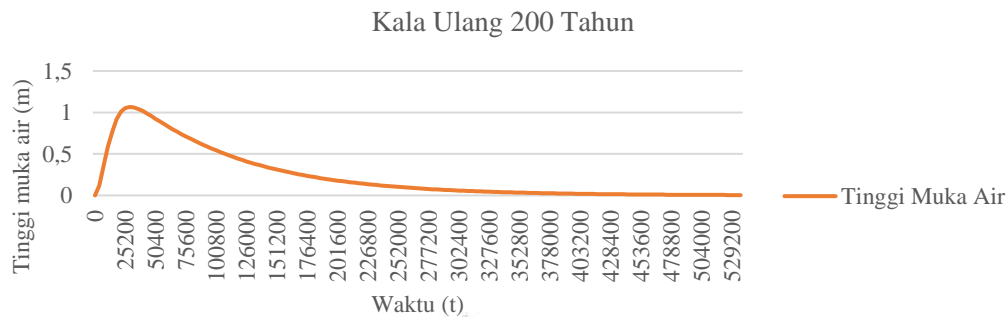
indeks	Det	Inflow	I_j+I_{j+1}	$(2_{sj}/\text{delta } t)-Q_1$	$(2_{sj+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	36.8264	36.8264	22.2609	36.8264	7.2827	0.120
2	7200	53.1034	89.9298	67.9436	112.1907	22.1235	0.365
3	10800	61.9202	115.0236	111.3733	182.9672	35.7970	0.591
4	14400	67.4278	129.3480	147.1596	240.7213	46.7808	0.772
5	18000	71.0301	138.4579	174.2985	285.6175	55.6595	0.918
6	21600	69.0576	140.0877	191.7411	314.3862	61.3226	1.012
7	25200	66.9168	135.9744	199.9828	327.7154	63.8663	1.054
8	28800	64.7075	131.6243	202.3891	331.6071	64.6090	1.066
9	32400	62.4844	127.1919	201.1364	329.5811	64.2223	1.060
10	36000	60.2792	122.7636	197.6237	323.9000	63.1382	1.042
11	39600	58.1107	118.3899	192.7473	316.0136	61.6331	1.017
12	43200	55.9906	114.1013	187.1324	306.8486	59.8581	0.988
13	46800	53.9258	109.9164	181.2085	297.0488	57.9201	0.956
14	50400	51.9206	105.8464	175.1674	287.0549	55.9437	0.923
15	54000	49.9771	101.8977	169.1288	277.0651	53.9682	0.891
16	57600	48.0964	98.0735	163.1668	267.2022	52.0177	0.858
17	61200	46.2785	94.3748	157.3272	257.5417	50.1072	0.827
18	64800	44.5229	90.8014	151.6372	248.1286	48.2457	0.796
19	68400	42.8288	87.3518	146.1124	238.9889	46.4383	0.766
20	72000	41.1950	84.0238	140.6950	230.1362	44.7206	0.738
21	75600	39.6200	80.8150	135.3327	221.5100	43.0887	0.711
22	79200	38.1023	77.7223	130.0768	213.0550	41.4891	0.685
23	82800	36.6404	74.7427	124.9573	204.8195	39.9311	0.659
24	86400	35.2325	71.8729	119.9910	196.8303	38.4196	0.634

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 200 tahun dilihat Gambar 4.21.



Gambar 4.21 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 200 Tahun

Grafik tinggi muka air pada kala ulang 200 tahun dilihat Gambar 4.22.



Gambar 4.22 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 200 Tahun

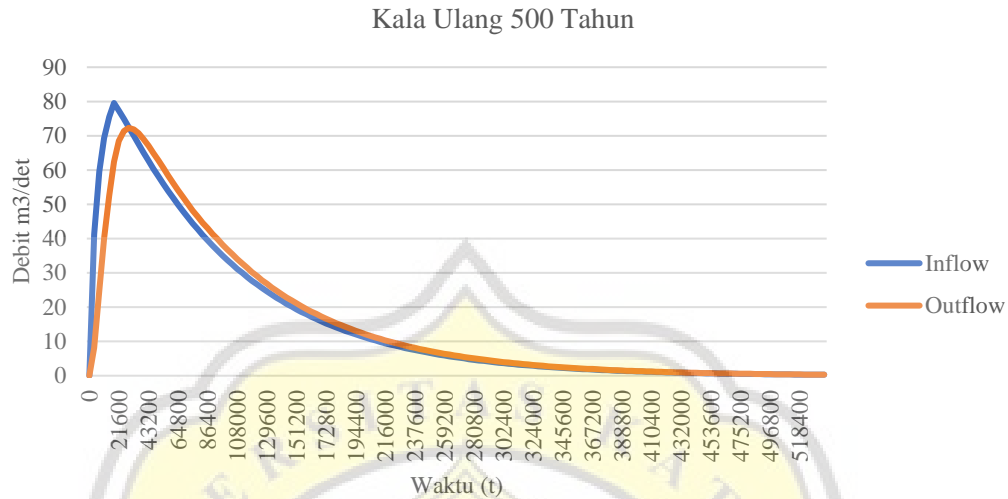
Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 200 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,04% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 71,0301 m³/det sedangkan pada kolom *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 64,609 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 1,066 m.

Tabel perhitungan dengan kala ulang 500 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.47.

Tabel 4.55 Kala Ulang 500 Tahun

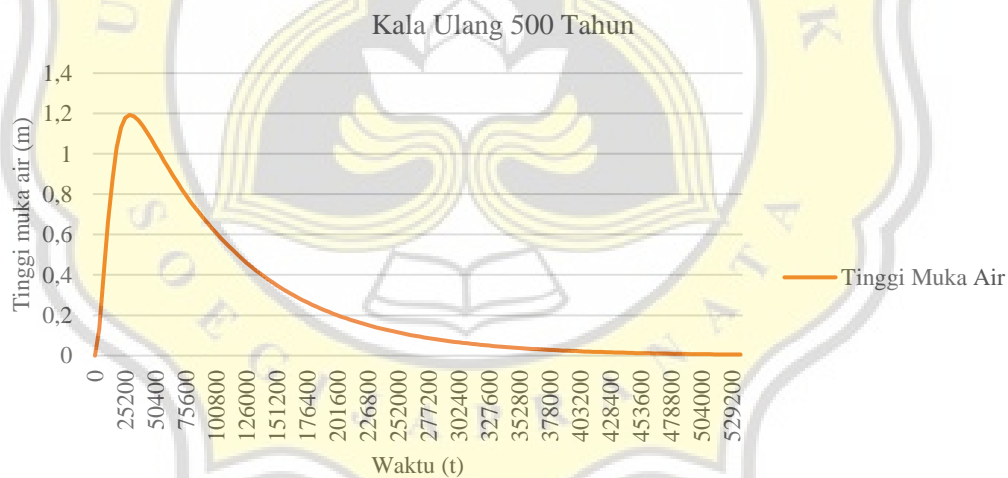
Indeks	Det	<i>Inflow</i>	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\text{delta } t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	<i>Outflow</i>	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	41.2480	41.2480	24.9336	41.2480	8.1572	0.135
2	7200	59.4794	100.7273	76.1340	125.6609	24.7635	0.409
3	10800	69.3547	128.8340	125.0497	204.9681	39.9592	0.659
4	14400	75.5236	144.8783	164.8145	269.9280	52.5567	0.867
5	18000	79.5584	155.0819	195.1482	319.8965	62.3741	1.029
6	21600	77.3491	156.9074	215.0329	352.0556	68.5114	1.131
7	25200	74.9512	152.3003	224.4793	367.3332	71.4269	1.179
8	28800	72.4767	147.4279	227.3075	371.9072	72.2998	1.193
9	32400	69.9867	142.4634	225.9866	369.7709	71.8921	1.186
10	36000	67.5167	137.5034	222.1030	363.4900	70.6935	1.167
11	39600	65.0878	132.6045	216.6726	354.7075	69.0175	1.139
12	43200	62.7131	127.8010	210.3447	344.4736	67.0644	1.107
13	46800	60.4005	123.1136	203.5338	333.4584	64.9623	1.072
14	50400	58.1545	118.5549	196.5037	322.0888	62.7925	1.036
15	54000	55.9777	114.1321	189.4222	310.6359	60.6068	1.000
16	57600	53.8711	109.8488	182.5518	299.2709	58.3596	0.963
17	61200	51.8349	105.7060	175.8946	288.2578	56.1816	0.927
18	64800	49.8686	101.7036	169.4510	277.5981	54.0736	0.892
19	68400	47.9711	97.8397	163.2203	267.2907	52.0352	0.859
20	72000	46.1411	94.1122	157.2008	257.3325	50.0659	0.826
21	75600	44.3770	90.5181	151.3895	247.7189	48.1647	0.795
22	79200	42.6771	87.0541	145.7828	238.4437	46.3304	0.765
23	82800	41.0397	83.7168	140.2993	229.4996	44.6002	0.736
24	86400	39.4628	80.5024	134.8924	220.8017	42.9547	0.709

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 500 tahun dilihat Gambar 4.23.



Gambar 4.23 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 500 Tahun

Grafik tinggi muka air pada kala ulang 500 tahun dilihat Gambar 4.24.



Gambar 4.24 Grafik Tinggi Muka Air Kala Ulang 500 Tahun

Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 500 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,12% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar 79,5584 m³/det sedangkan *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar 72,2998 m³/det terjadi pada jam ke delapan dengan tinggi muka air 1,193 m.

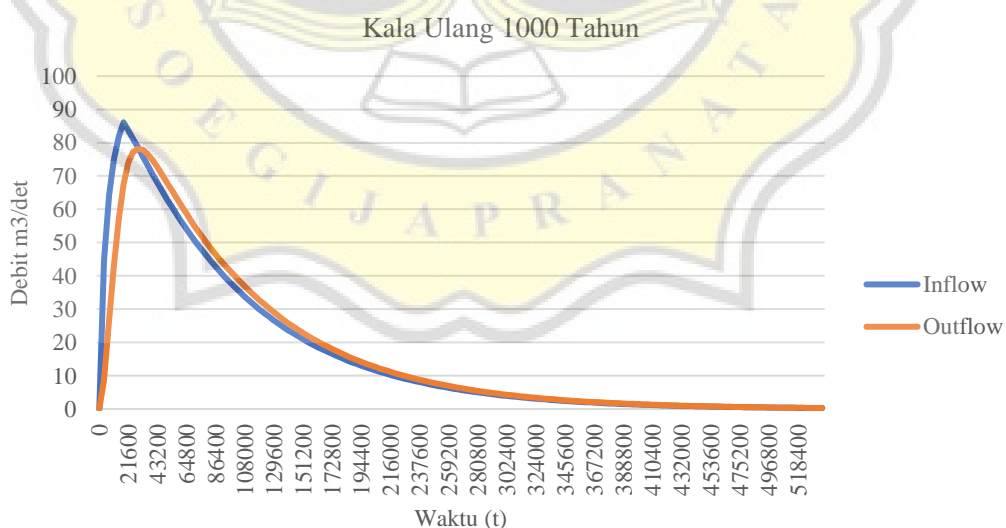
Tabel perhitungan dengan kala ulang 1000 tahun dapat dilihat pada Tabel 4.48.



Tabel 4.56 Kala Ulang 1000 Tahun

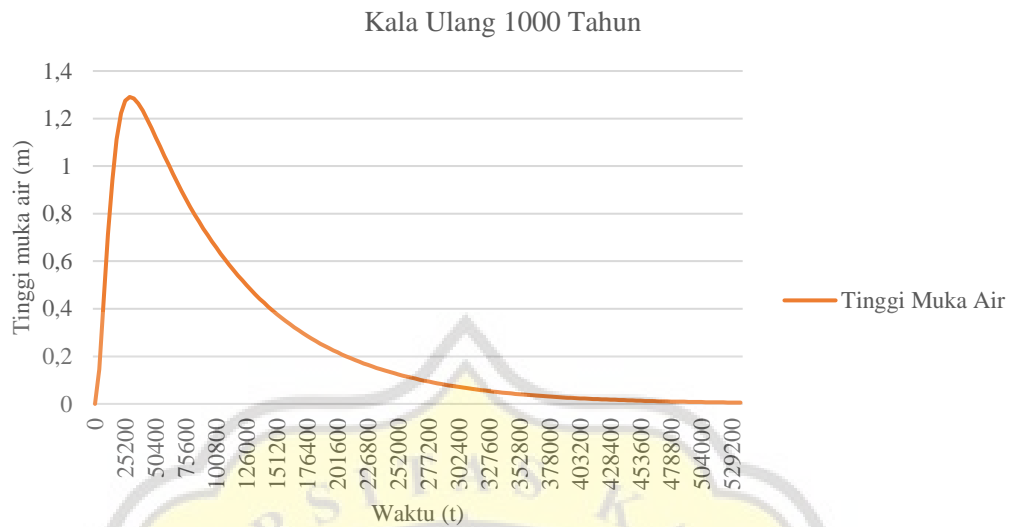
indeks	det	inflow	I_j+I_{j+1}	$(2s_j/\text{delta } t)-Q_1$	$(2s_{j+1}/\text{delta } t)+Q_{j+1}$	Outflow	H
0	0	0	0	0	0	0	0
1	3600	44.6553	44.6553	26.9933	44.6553	8.8310	0.146
2	7200	64.3927	109.0480	82.4457	136.0413	26.7978	0.442
3	10800	75.0838	139.4765	135.5889	221.9222	43.1666	0.712
4	14400	81.7623	156.8461	178.4196	292.4351	57.0077	0.941
5	18000	86.1304	167.8927	211.4817	346.3123	67.4153	1.112
6	21600	83.7386	169.8690	233.1466	381.3507	74.1020	1.223
7	25200	81.1426	164.8812	243.4585	398.0279	77.2847	1.275
8	28800	78.4637	159.6063	246.6163	403.0648	78.2243	1.291
9	32400	75.7680	154.2317	245.2382	400.8480	77.8049	1.284
10	36000	73.0940	148.8620	241.0436	394.1002	76.5283	1.263
11	39600	70.4645	143.5585	235.1392	384.6020	74.7314	1.233
12	43200	67.8936	138.3581	228.2908	373.4973	72.6033	1.198
13	46800	65.3899	133.2836	220.9185	361.5743	70.3279	1.161
14	50400	62.9584	128.3483	213.3085	349.2668	67.9792	1.122
15	54000	60.6018	123.5602	205.6425	336.8687	65.6131	1.083
16	57600	58.3212	118.9229	198.0351	324.5654	63.2652	1.044
17	61200	56.1168	114.4380	190.5582	312.4731	60.9575	1.006
18	64800	53.9881	110.1049	183.2558	300.6631	58.7036	0.969
19	68400	51.9338	105.9219	176.4506	289.1777	56.3635	0.930
20	72000	49.9526	101.8865	169.8977	278.3371	54.2197	0.895
21	75600	48.0428	97.9955	163.5845	267.8931	52.1543	0.861
22	79200	46.2025	94.2453	157.5014	257.8298	50.1642	0.828
23	82800	44.4298	90.6323	151.6403	248.1337	48.2467	0.796
24	86400	42.7226	87.1524	145.9938	238.7927	46.3994	0.766

Grafik *inflow* dan *outflow* pada kala ulang 1000 tahun dilihat Gambar 4.25.



Gambar 4.25 Grafik *Inflow* dan *Outflow* Kala Ulang 1000 Tahun

Grafik tinggi muka air pada kala ulang 1000 tahun dilihat Gambar 4.26.



Gambar 4.26 Grafik Kala Ulang 1000 Tahun

Dari yang dihasilkan simulasi dengan kala ulang 1000 tahun setelah adanya waduk didapatkan potensi penurunan debit puncak sebesar 9,18% dengan besar debit *inflow* maksimum terjadi pada jam ke lima sebesar $86,13 \text{ m}^3/\text{det}$ sedangkan *outflow* debit banjir tertinggi dikeluarkan oleh waduk sebesar $78,224 \text{ m}^3/\text{det}$ terjadi pada jam ke enam dengan tinggi muka air 1,291 m.

Berdasarkan hasil perhitungan debit melalui waduk, ketinggian yang paling tinggi terjadi pada kala ulang 1000 tahun dengan ketinggian 1,291 m maka *freeboard* atau tinggi jagaan aman tidak melebihi, dengan beda selisih yaitu 2,359 m.