

## BAB IV

### HASIL ANALISIS DAN PERENCANAAN

#### 4.1 Hasil Analisis Hidrologi

##### 4.1.1 Analisis Data Hujan

Data curah hujan yang dikumpulkan bersumber dari Stasiun Kretek dan Stasiun Sapuran. Dari sekian banyak data yang dikumpulkan.

Tabel 4.1 Data curah hujan bulanan (mm/bulan) Stasiun Kretek

Tahun	Bulan (mm/bulan)												Jumlah	Rerata
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des		
2004	379.00	480.00	578.00	585.00	334.00	133.00	28.00	82.00	83.00	652.00	678.00	668.00	4680	390.0
2005	372.00	437.00	504.00	433.00	152.00	152.00	209.00	7.00	244.00	961.00	630.00	386.00	4487	373.9
2006	432.00	462.00	127.00	477.00	390.00	49.00	24.00	0.00	231.00	910.00	607.00	486.00	4195	349.6
2007	256.00	594.00	450.00	186.00	145.00	0.00	0.00	0.00	0.00	188.00	572.00	777.00	3168	264.0
2008	318.00	634.00	553.00	290.00	178.00	39.00	9.00	0.00	0.00	190.00	634.00	749.00	3594	299.5
2009	330.0	574.0	483.0	186.0	138.0	40.0	0.0	0.0	37.0	208.0	569.0	732.0	3297	274.8
2010	363.00	573.00	480.00	205.00	159.00	19.00	0.00	4.00	10.00	205.00	536.00	718.00	3272	272.7
2011	254.00	586.00	450.00	222.00	171.00	0.00	0.00	0.00	0.00	203.00	570.00	769.00	3225	268.8
2012	279.00	609.00	576.00	234.00	196.00	0.00	0.00	0.00	0.00	204.00	604.00	769.00	3471	289.3
2013	374.00	598.00	457.00	189.00	166.00	18.00	0.00	0.00	0.00	188.00	579.00	785.00	3354	279.5

Sumber: Data Perencanaan, 2018

Tabel 4.2 Data curah hujan bulanan (mm/hari) Stasiun Sapuran

Tahun	Bulan (mm/bulan)												Jumlah	Rerata
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des		
2004	375.00	322.00	553.60	685.00	267.00	151.00	12.00	79.00	64.00	563.00	556.00	231.00	3859	321.6
2005	458.00	492.00	138.00	478.00	389.00	73.00	58.00	106.00	0.00	391.00	426.00	561.00	3570	297.5
2006	455.00	462.00	127.00	477.00	390.00	49.00	24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	561.00	2545	212.1
2007	268.00	594.00	409.00	0.00	127.00	0.00	0.00	0.00	0.00	182.00	570.00	768.00	2918	243.2
2008	366.00	603.00	407.00	176.00	123.00	7.00	0.00	0.00	0.00	182.00	700.00	771.00	3335	277.9
2009	410.0	565.0	412.0	203.0	161.0	0.0	0.0	0.0	83.0	235.0	579.0	704.0	3352	279.3
2010	363.00	573.00	480.00	205.00	159.00	19.00	0.00	4.00	10.00	205.00	536.00	718.00	3272	272.7
2011	512.00	449.00	281.00	146.00	148.00	24.00	0.00	0.00	100.00	289.00	573.00	667.00	3189	265.8
2012	535.00	562.00	388.00	247.00	128.00	28.00	0.00	0.00	82.00	236.00	547.00	728.00	3481	290.1
2013	467.00	519.00	407.00	223.00	107.00	24.00	0.00	0.00	102.00	267.00	645.00	744.00	3505	292.1

Sumber: Data Perencanaan, 2018

#### 4.1.2 Uji Konsistensi Data

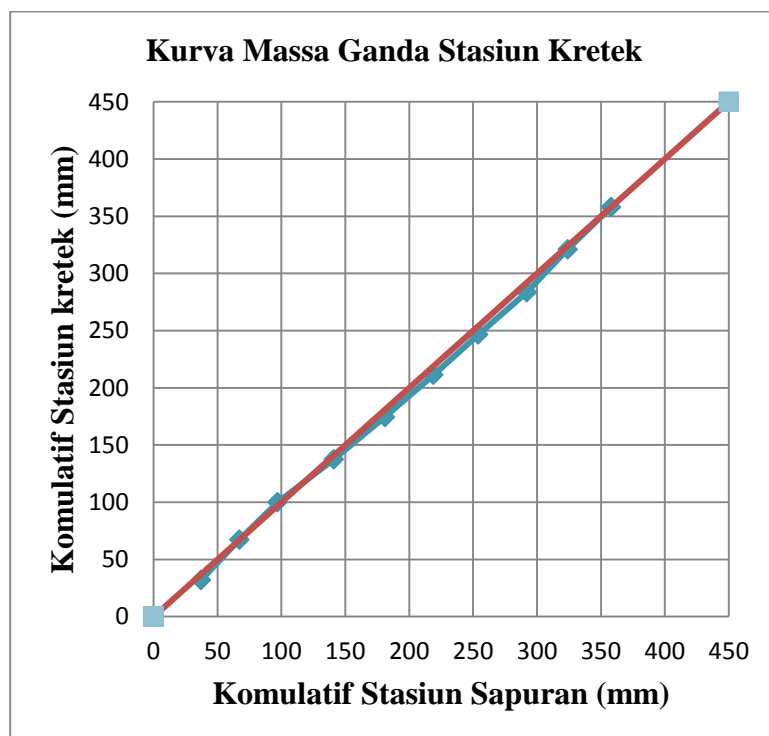
Uji konsistensi data hujan dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui apakah data yang digunakan memenuhi syarat layak atau tidak, selain itu data hujan tersebut harus dilihat kualitas data hujannya. Cara menguji konsistensi data hujan, yaitu dengan Lengkung Kurva Massa Ganda (*Double Massa Curve*).

Dalam hal ini, pengujian konsistensi data dilakukan antara rata-rata penjumlahan curah hujan maksimum dari Stasiun Sapuran (sumbu x) terhadap penjumlahan data stasiun Kretek (sumbu y).

Tabel 4.3 Uji konsistensi Data Hujan maksimum Stasiun Kretek terhadap Stasiun Sapuran

No.	Tahun	Stasiun Hujan Kretek	Kumulatif Stasiun Kretek	Stasiun Hujan Sapuran	Kumulatif Stasiun Sapuran
1	2004	31,9	31,9	37,0	37,0
2	2005	35,2	67,2	30,0	67,0
3	2006	32,8	99,9	30,0	97,0
4	2007	37,7	137,6	44,0	141,0
5	2008	36,9	174,5	40,0	181,0
6	2009	36,9	211,4	38,0	219,0
7	2010	35,2	246,6	35,0	254,0
8	2011	36,9	283,5	38,0	292,0
9	2012	37,7	321,1	32,0	324,0
10	2013	36,9	358,0	34,0	358,0

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.1 Uji konsistensi data hujan stasiun Kretek terhadap Stasiun Sapuran

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari gambar 4.1. dapat dilihat bahwa hubungan antara rata-rata stasiun Kretek dan stasiun Sapuran tidak terjadi patahan pola terhadap garis lurus. Sehingga dapat disimpulkan bahwa data dari stasiun Kretek dan Sapuran memenuhi syarat.

#### 4.1.3 Uji Abnormalitas Data

Data yang telah homogen kemudian perlu diuji lagi dengan uji abnormalitas. Uji ini digunakan untuk mengetahui apakah data maksimum dan minimum dari rangkaian data yang ada layak digunakan atau tidak. Uji yang digunakan adalah uji Inlier-Outlier. Dimana data yang menyimpang dari dua batas ambang, yaitu ambang bawah ( $X_L$ ) dan ambang atas ( $X_H$ ) akan dihilangkan.

Langkah-langkah untuk menghitung uji abnormalitas data dengan menggunakan metode *Inlier-Outlier* adalah sebagai berikut:

- Data-data yang akan diuji adalah data hujan maksimum. Tujuan dari uji abnormalitas data adalah untuk menghilangkan data-data yang menyimpang dari dua batas ambang, yaitu ambang bawah ( $X_L$ ) dan ambang atas ( $X_H$ ). Contoh perhitungan untuk uji ini adalah sebagai berikut:
  - Data yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah data tahun 2004 pada Stasiun Kretek dengan tinggi hujan sebesar 39,00 mm
  - Kemudian dihitung nilai log dari data tersebut,  $\log 39,00 = 1,5911$
  - Hitung nilai standart deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai  $\log x$ , dalam perhitungan ini diperoleh standart deviasi sebesar 0,025 dan rata-rata dari keseluruhan nilai  $\log x$  sebesar 1,640.
  - Dari Tabel 2.5 (nilai  $K_n$  untuk uji *Inlier-Outlier*), untuk jumlah data ( $n$ ) sebesar 10 diperoleh nilai  $K_n$  sebesar 2,036.
  - Nilai batas ambang atas ( $X_H$ ) =  $\text{Exp} . (X_{\text{rerata}} + (K_n . S))$   
 $= \text{Exp} . (1,640 + (2,036 \times 0,025))$   
 $= 49,08$

Tabel 4.4. Uji *inlier-outlier* data Stasiun Kretek

No	Tahun	Hujan (mm)	log x	Keterangan	
1	2004	39,00	1,5911		Nilai ambang atas, $X_h$
2	2005	43,00	1,6335	$X_h =$	<b>49,08</b>
3	2006	40,00	1,6021		
4	2007	46,00	1,6628		Nilai ambang bawah, $X_i$
5	2008	45,00	1,6532	$X_i =$	<b>38,80</b>
6	2009	45,00	1,6532		
7	2010	43,00	1,6335		
8	2011	45,00	1,6532		
9	2012	46,00	1,6628		
10	2013	45,00	1,6532		
	Stdev.	=	0,025		
	Mean	=	1,640		
	Kn	=	2,036		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari perhitungan di atas diperoleh nilai batas ambang atas ( $X_H$ ) sebesar 49,08 dan nilai batas ambang bawah ( $X_L$ ) sebesar 38,80. Karena data hujan yang diuji pada Stasiun Kretek masih berada dalam nilai batas ambang atas dan nilai batas ambang bawah, maka data hujan yang ada dapat digunakan secara keseluruhan.

Tabel 4.5. Uji *inlier-outlier* data Stasiun Sapuran

No	Tahun	Hujan (mm)	log x	Keterangan	
1	2004	37,00	1,5682		Nilai ambang atas, $X_h$
2	2005	30,00	1,4771	$X_h =$	<b>45,86</b>
3	2006	30,00	1,4771		
4	2007	44,00	1,6435		Nilai ambang bawah, $X_i$
5	2008	40,00	1,6021	$X_i =$	<b>27,56</b>
6	2009	38,00	1,5798		
7	2010	35,00	1,5441		
8	2011	38,00	1,5798		
9	2012	32,00	1,5051		
10	2013	34,00	1,5315		
	Stdev.	=	0,054		
	Mean	=	1,551		
	Kn	=	2,036		

Sumber: Sumber Perhitungan, 2018

Dari perhitungan di atas diperoleh nilai batas ambang atas ( $X_H$ ) sebesar 45,86 dan nilai batas ambang bawah ( $X_L$ ) sebesar 27,56. Karena data hujan yang diuji pada Stasiun Sapuran masih berada dalam nilai batas ambang atas dan nilai batas ambang bawah, maka data hujan yang ada dapat digunakan secara keseluruhan.

#### 4.1.4 Evapotranspirasi Potensial

Data klimatologi diperoleh dari Stasiun Sempor, yang kemudian akan diolah untuk mengetahui besarnya evapotranspirasi potensial. Metode yang digunakan adalah Penman Modifikasi. Data-data yang dibutuhkan untuk menghitung besarnya evapotranspirasi potensial adalah:

1. Suhu rata-rata bulanan (T)
2. Kelembaban relatif bulanan ( $R_H$ )
3. Kecepatan angin rata-rata (U)
4. Kecerahan matahari rata-rata ( $n/N$ )

Contoh perhitungan untuk memperoleh besarnya evapotranspirasi potensial metode Penman Modifikasi adalah sebagai berikut:

- Misalnya data yang dipakai adalah data klimatologi pada bulan Januari, dengan nilai suhu rata-rata (T) sebesar  $27,3^0$  C, nilai kelembaban relatif ( $R_H$ ) 82%, kecepatan angin rata-rata (U) 1,22 m/dt, dengan kecerahan matahari ( $n/N$ ) 43%
- Dari data suhu rata-rata bulan Januari didapatkan nilai tekanan uap jenuh ( $e_a$ ), w, (1-w), dan f(t) dari Tabel 2.1 Dengan cara interpolasi diperoleh:

$$\begin{aligned} \text{Tekanan uap jenuh } (e_a) &= 36,30 \text{ mmbar} \\ w &= 0,763 \\ (1-w) &= 0,237 \\ f(t) &= 16,160 \end{aligned}$$

- Menghitung besarnya tekanan uap nyata ( $e_d$ ):

$$\begin{aligned} e_d &= e_a \times R_H \\ &= 36,30 \times 0,82 \\ &= 29,762 \end{aligned}$$

- Menentukan besarnya nilai f( $e_d$ ):

$$\begin{aligned} f(e_d) &= 0,34 - (0,044 \times (e_d)^{0,5}) \\ &= 0,34 - (0,044 \times (29,762)^{0,5}) \\ &= 0,1 \text{ mmbar} \end{aligned}$$

- Menghitung selisih nilai dari tekanan uap jenuh ( $e_a$ ) dan tekanan uap nyata ( $e_d$ ):

$$\begin{aligned} (e_a - e_d) &= (36,30 - 29,762) \\ &= 6,533 \text{ mmbar} \end{aligned}$$

- Mencari nilai angot ( $R_a$ ) berdasarkan letak lintang dari lokasi studi, nilai ini dapat dicari pada tabel besaran radiasi matahari (Tabel 2.2). Dengan cara interpolasi didapatkan besarnya nilai angot ( $R_a$ ) untuk bulan Januari sebesar 16,027 mm/hari

- Menghitung nilai radiasi gelombang pendek ( $R_s$ ):

$$\begin{aligned} R_s &= (0,25 + (0,54 \times (n/N))) \times R_a \\ &= (0,25 + (0,54 \times (0,43))) \times 16,067 \\ &= 7,728 \end{aligned}$$

- Menghitung besarnya nilai  $f(n/N)$ :

$$\begin{aligned} f(n/N) &= 0,1 + (0,9 \times ((n/N)/100)) \\ &= 0,1 + (0,9 \times 0,43) \\ &= 0,487 \end{aligned}$$

- Menghitung nilai  $f(U)$ :

$$\begin{aligned} f(U) &= 0,27 \times (1 + (0,864 \times U)) \\ &= 0,27 \times (1 + (0,864 \times 1,22)) \\ &= 0,55 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

- Menghitung radiasi gelombang panjang ( $R_{n1}$ ):

$$\begin{aligned} R_{n1} &= f(t) \times f(e_d) \times f(n/N) \\ &= 16,160 \times 0,1 \times 0,487 \\ &= 0,787 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

- Dari Tabel 2.3 diperoleh angka koreksi ( $C$ ) untuk bulan Januari sebesar 0,1 yang nantinya akan digunakan untuk menghitung evapotranspirasi potensial.

- Menghitung besarnya evapotranspirasi potensial ( $ET_0$ ):

$$\begin{aligned} ET_0 &= C \times [w \times ((0,75 \times R_s) - R_{n1})] + [(1-w) \times f(U) \times (e_a - e_d)] \\ &= 0,1 \times [0,763 \times ((0,75 \times 7,728) - 0,787)] + [0,237 \times 0,555 \times 6,533] \\ &= 5,149 \text{ m/hari} \end{aligned}$$

- Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.6 Hasil perhitungan evapotranspirasi potensial dengan Metode Penman Modifikasi

NO.	URAIAN	SATUAN	BULAN											
			Jan	Peb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nop	Des
<b>I DATA</b>														
1	Temperatur (t)	C	27,3	26,5	26,5	26,6	26,6	26,0	25,7	25,2	25,4	26,1	26,0	26,3
2	Kecepatan Angin (U)	m/detik	1,22	1,02	1,65	1,64	1,41	1,32	1,58	2,37	2,84	2,61	1,79	1,77
3	Kelembaban Udara (RH)	%	82	87	86	87	87	84	82	80	81	83	86	86
4	Penyinaran Matahari (n/N)	%	43	32	31	40	41	32	41	51	42	31	32	27
<b>II ANALISA DATA</b>														
1	Tekanan Uap Jenuh (ea)	mbar	36,30	34,63	34,63	34,83	34,83	33,62	33,03	32,06	32,45	33,82	33,62	34,22
2	w		0,763	0,755	0,755	0,756	0,756	0,750	0,747	0,742	0,744	0,751	0,750	0,753
3	(1 - w)		0,237	0,245	0,245	0,244	0,244	0,250	0,253	0,258	0,256	0,249	0,250	0,247
4	f(t)		16,160	16,000	16,000	16,020	16,020	15,900	15,825	15,700	15,750	15,920	15,900	15,960
5	ed = ea . RH	mbar	29,762	30,124	29,778	30,302	30,302	28,241	27,081	25,648	26,285	28,071	28,913	29,429
6	(ea - ed)	mbar	6,533	4,501	4,848	4,528	4,528	5,379	5,945	6,412	6,166	5,749	4,707	4,791
7	Nilai Angot (Ra)	mm/hari	16,027	16,076	15,524	14,473	13,173	12,497	12,797	13,773	14,924	14,924	15,952	15,927
8	$R_s = (0,25 + (0,54 \times n/N)) \times R_a$	mm/hari	7,728	6,797	6,480	6,744	6,210	5,284	6,032	7,236	7,116	6,229	6,744	6,304
9	$f(ed) = (0,34 - (0,044 \times ed^{0,5}))$	mbar	0,100	0,099	0,100	0,098	0,098	0,106	0,111	0,117	0,114	0,107	0,103	0,101
10	$f(n/N) = 0,1 + (0,9 \times (n/N))$		0,487	0,388	0,379	0,460	0,469	0,388	0,469	0,559	0,478	0,379	0,388	0,343
11	$f(u) = 0,27 \times (1 + (0,864 \times U))$	m/detik	0,555	0,508	0,655	0,653	0,599	0,578	0,639	0,823	0,933	0,879	0,688	0,683
12	$R_{n1} = f(t) \times f(ed) \times f(n/N)$	mm/hari	0,787	0,612	0,606	0,721	0,735	0,655	0,824	1,028	0,861	0,645	0,638	0,555
13	$R_n = (0,75 \times R_s) - R_{n1}$	mm/hari	5,010	4,486	4,254	4,338	3,922	3,308	3,700	4,399	4,475	4,027	4,420	4,173
14	Koefisien Bulanan Penman ( C )		1,100	1,100	1,000	0,900	0,900	0,900	0,900	1,000	1,100	1,100	1,100	1,100
15	Evapotranspirasi Potensial Penman (E <sub>t0</sub> )	mm/hari	5,149	4,342	3,990	3,600	3,264	2,932	3,352	4,625	5,282	4,711	4,537	4,346
	$E_{t0} = C \times ((w \times R_n) + (1-w) \times f(u) \times (ea-ed))$	mm/bln	159,625	121,573	123,678	108,004	101,194	87,965	103,913	138,755	163,735	141,324	140,639	130,374

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

#### 4.1.5 Perhitungan Debit dengan Metode F.J. Mock

Metode F.J. Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran yang terjadi disungai, yaitu neraca air yang berada di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah.

Pada studi ini terdapat 3 alternatif *site* yang masing-masing alternatif memiliki luas DAS yang berbeda-beda

- Luas DAS Alternatif 1 = 75,48 km<sup>2</sup>
- Luas DAS Alternatif 2 = 77,51 km<sup>2</sup>
- Luas DAS Alternatif 3 = 94,78 km<sup>2</sup>

Contoh perhitungan dibawah ini menggunakan alternatif 1 untuk memperoleh besarnya debit sungai Metode F.J.Mock pada bulan Januari 2004 adalah sebagai berikut:

##### 1. Data Meteorologi

a. Curah Hujan (P) = 377 mm/bln

b. Hari Hujan = 23 hari

##### 2. Evapotranspirasi terbatas (Et)

a. Evapotranspirasi Potensia (ET<sub>0</sub>) = 159,625 mm/bulan

b. Permukaan lahan terbuka (m) = 30%

c.  $E = ET_0 \times (m/20) \times (18-h)$   
 $= 159,625 \times (0,3/20) \times (18-23)$   
 $= 11,972$

d. (Et) =  $Et_0 - E$   
 $= 159,625 - 11,972$   
 $= 171,60 \text{ mm/bln}$

##### 3. Keseimbangan Air

a.  $\Delta s = P - Et$   
 $= 377 - 171,60$   
 $= 205,40 \text{ mm/bln}$

##### b. Kandungan Air Tanah (SMS)

Jika:  $P > Et$  maka  $SMS = 0$

$P < Et$  maka  $SMS = \Delta s - PF$

$SMS = 0$

##### c. Kapasitas kelembaban tanah akhir (SMC)

Jika:  $SS = 0$  maka kapasitas kelembaban air tanah (SMC) = 150

$SS \neq 0$  maka kapasitas kelembaban air tanah = kandungan air



tanah (SS)

Kapasitas kelembaban tanah = 200 mm/bln

d. Kelebihan air (WS)

$$\begin{aligned} WS &= \Delta s - SS \\ &= 205,40 - 0 \\ &= 205,40 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

4. Aliran Penyimpanan Air Tanah

a. Faktor infiltrasi (i) diambil 0,4

b. Faktor resesi air tanah (k) diambil 0,7

c. Infiltrasi (I)

$$\begin{aligned} I &= i \times WS \\ &= 0,4 \times 205,40 \\ &= 82,16 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

d. Volume air tanah (G)

$$\begin{aligned} G &= 0,5 (1+k) \times I \\ &= 0,5 (1 + 0,7) \times 82,16 \\ &= 69,84 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

e. Penyimpanan volume air tanah awal terkoreksi (L)

$$\begin{aligned} L &= k \times V_{(n-1)} \\ &= 0,7 \times 69,84 \\ &= 188,89 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

f. Total volume penyimpanan air tanah ( $V_n$ )

$$\begin{aligned} V_n &= G + L \\ &= 69,84 + 188,89 \\ &= 258,72 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

g. Perubahan volume aliran dalam tanah ( $\Delta V_n$ )

$$\begin{aligned} \Delta V_n &= V_n - V_{(n-1)} \\ &= 258,72 - 200 \\ &= 58,72 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

h. Aliran dasar ( $B_F$ )

$$\begin{aligned} B_F &= I - \Delta V_n \\ &= 82,16 - 58,72 \\ &= 23,44 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

## i. Limpasan Langsung (DR)

$$\begin{aligned} DR &= WS + \text{Aliran Permukaan} - I \\ &= 205,40 + 0 - 82,16 \\ &= 123,24 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

## j. Total Limpasan

$$\begin{aligned} T_{Ro} &= BF + DR \\ &= 23,44 + 123,24 \\ &= 146,68 \text{ mm/bln} \end{aligned}$$

## 5. Debit Aliran Sungai

Diketahui data-data sebagai berikut:

- Luas DAS = 75,48 km<sup>2</sup>
- Jumlah hari = 31 hari

Maka untuk debit tersedia bulan Januari tahun 2004 dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{A \cdot T_{Ro}}{31 \text{ hari (detik)}} \\ &= \frac{75,48 \times 10^6 \times 146,68 \times 10^{-3}}{31 \times 24 \times 3600} \\ &= 4,13 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan detail debit sungai pada tahun 2005-2013 dengan metode F.J. Mock dapat dilihat pada lampiran, sedangkan rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Perhitungan Debit F.J.Mock Tahun 2004

No.	Uraian	Sat.	Ket.	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	Mei	Juni	Juli	Ags.	Sep.	Okt.	Nop.	Des.	Tahun
<i>Data Meteorologi :</i>																
1	Hujan bulanan (P)	mm/bln	data	377,00	401,00	565,80	635,00	300,50	142,00	20,00	80,50	73,50	607,50	617,00	449,50	4.269,30
2	Jumlah hari hujan (n)	hari	data	23	20	24	24	17	7	3	6	9	22	27	17	197
<i>Evapotranspirasi aktual (Ea) :</i>																
3	Evapotranspirasi Potensial (Eto)	mm/bln	data	159,62	121,57	123,68	108,00	101,19	87,97	103,91	138,76	163,74	141,32	140,64	130,37	1.520,78
4	Permukaan lahan terbuka (m)	%	asumsi	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	40,00	50,00	50,00	50,00	50,00	30,00	30,00	450,00
5	m/20 (18 - n)	%	hitung	(7,50)	(2,25)	(8,25)	(9,00)	1,50	22,00	38,75	30,00	22,50	(10,00)	(12,75)	1,50	
6	E = Eto. (m/20 (18 - n))	mm/bln	(3) x (5)	(11,97)	(2,74)	(10,20)	(9,72)	1,52	19,35	40,27	41,63	36,84	(14,13)	(17,93)	1,96	74,86
7	Ea = Eto - E	mm/bln	(3) - (6)	171,60	124,31	133,88	117,72	99,68	68,61	63,65	97,13	126,89	155,46	158,57	128,42	1.445,92
<i>Keseimbangan air :</i>																
8	S = P - Ea	mm/bln	(1) - (7)	205,40	276,69	431,92	517,28	200,82	73,39	(43,65)	(16,63)	(53,39)	452,04	458,43	321,08	
9	Aliran hujan lebat	mm/bln	PF x (1)	-	-	-	-	-	-	1,00	4,03	3,68	-	-	-	
10	Kandungan air tanah	mm/bln	(8) - (9)	-	-	-	-	-	-	(44,65)	(20,65)	(57,07)	-	-	-	
11	Kapasitas kelembaban tanah	mm/bln	SMC+(10)	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	200,00	155,35	134,70	77,63	200,00	200,00	200,00	
12	Kelebihan air	mm/bln	(8) - (10)	205,40	276,69	431,92	517,28	200,82	73,39	-	-	-	329,67	458,43	321,08	2.814,68
<i>Limasan &amp; penyimpanan air tanah:</i>																
13	Faktor i	0,4														
14	Faktor k	0,7														
15	Infiltrasi l	mm/bln	(12) x (13)	82,16	110,68	172,77	206,91	80,33	29,35	-	-	-	131,87	183,37	128,43	1.125,87
16	0,5 (1 + k)l		hitung	69,84	94,08	146,85	175,87	68,28	24,95	-	-	-	112,09	155,87	109,17	
17	k . V <sub>(n-1)</sub>		hitung	188,89	181,11	192,63	237,64	289,46	250,42	192,76	134,93	94,45	66,12	124,74	196,43	
18	Volume penyimpanan (Vn)	mm/bln	(16) + (17)	258,72	275,18	339,48	413,51	357,74	275,37	192,76	134,93	94,45	178,20	280,61	305,59	
19	DV <sub>n</sub> = V <sub>n</sub> - V <sub>(n-1)</sub>	mm/bln	hitung	58,72	16,46	64,30	74,03	(55,77)	(82,37)	(82,61)	(57,83)	(40,48)	83,75	102,40	24,98	105,59
20	Aliran dasar (BF)	mm/bln	(15) - (19)	23,44	94,22	108,47	132,88	136,10	111,72	82,61	57,83	40,48	48,12	80,97	103,45	1.020,28
21	Limasan langsung (DR)	mm/bln	(12) - (15)	123,24	166,01	259,15	310,37	120,49	44,03	-	-	-	197,80	275,06	192,65	1.688,81
22	Limasan (R)	mm/bln	(20)+(21)+(9)	146,68	260,23	367,62	443,25	256,60	155,76	83,61	61,85	44,15	245,92	356,03	296,10	2.717,79
23	Debit bulanan	m <sup>3</sup> /det	(22).A/bln	4,13	8,12	11,47	13,83	8,01	4,86	2,61	1,93	1,38	7,67	11,11	9,24	84,35
24	Catchment area (A) km <sup>2</sup>	75,48	data													

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.8 Rekapitulasi Debit Bulanan Metode F.J.Mock Alternatif Site 1

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
2004	4,13	8,12	11,47	13,83	8,01	4,86	2,61	1,93	1,38	7,67	11,11	9,24
2005	5,39	9,25	6,66	9,54	6,42	3,33	3,04	1,59	1,05	10,82	9,92	9,55
2006	5,75	9,37	3,02	9,46	8,50	2,78	1,93	1,32	1,11	4,44	4,68	9,30
2007	2,10	11,81	9,41	3,26	3,13	1,69	1,18	0,83	0,58	0,41	4,99	13,81
2008	0,60	13,67	11,43	6,79	4,43	2,48	1,72	1,20	0,84	0,59	7,23	13,95
2009	0,61	12,75	10,66	5,85	4,16	2,30	1,59	1,11	0,87	0,54	6,79	13,10
2010	0,89	12,61	11,28	6,12	4,41	2,36	1,63	1,15	0,82	0,56	4,63	12,81
2011	1,37	11,51	8,75	5,11	3,97	2,06	1,43	1,00	0,78	0,49	6,92	13,00
2012	1,85	12,92	11,31	6,82	4,60	2,46	1,71	1,20	0,90	0,59	6,38	13,60
2013	1,57	12,57	10,38	6,04	3,97	2,28	1,57	1,10	0,85	0,54	7,44	14,07
Rerata	2,37	11,46	9,44	7,28	5,16	2,66	1,84	1,24	0,92	2,66	7,01	12,24

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.9 Rekapitulasi Debit Bulanan Metode F.J.Mock Alternatif Site 2

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
2004	4,24	8,34	11,78	14,20	8,22	4,99	2,68	1,98	1,41	7,88	11,41	9,49
2005	5,53	9,50	6,84	9,79	6,59	3,42	3,13	1,64	1,08	11,11	10,19	9,81
2006	5,90	9,62	3,10	9,71	8,72	2,85	1,98	1,36	1,14	4,55	4,80	9,55
2007	2,16	12,13	9,66	3,35	3,21	1,73	1,21	0,85	0,59	0,42	5,12	14,18
2008	0,61	14,04	11,73	6,97	4,55	2,55	1,77	1,23	0,86	0,60	7,43	14,32
2009	0,63	13,09	10,95	6,01	4,27	2,36	1,63	1,14	0,90	0,56	6,98	13,45
2010	0,92	12,95	11,59	6,28	4,53	2,43	1,68	1,18	0,84	0,58	4,75	13,15
2011	1,41	11,82	8,98	5,25	4,07	2,12	1,47	1,03	0,80	0,50	7,11	13,35
2012	1,90	13,27	11,61	7,00	4,72	2,53	1,76	1,23	0,93	0,60	6,55	13,96
2013	1,62	12,91	10,66	6,20	4,07	2,34	1,61	1,13	0,87	0,55	7,64	14,45
Rerata	2,44	11,77	9,69	7,48	5,30	2,73	1,89	1,28	0,94	2,74	7,20	12,57

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.10 Rekapitulasi Debit Bulanan Metode F.J.Mock Alternatif Site 3

Tahun	Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agust	Sep	Okt	Nop	Des
2004	5,19	10,20	14,40	17,37	10,05	6,10	3,28	2,42	1,73	9,63	13,95	11,60
2005	6,76	11,61	8,36	11,98	8,06	4,19	3,82	2,00	1,32	13,58	12,46	11,99
2006	7,22	11,77	3,79	11,88	10,67	3,49	2,42	1,66	1,39	5,57	5,87	11,68
2007	2,64	14,84	11,82	4,10	3,93	2,12	1,48	1,04	0,73	0,51	6,26	17,34
2008	0,70	17,16	14,35	8,52	5,57	3,12	2,16	1,51	1,05	0,74	9,08	17,51
2009	0,77	16,01	13,39	7,35	5,23	2,89	1,99	1,40	1,09	0,68	8,53	16,45
2010	1,12	15,84	14,17	7,68	5,54	2,97	2,05	1,44	1,02	0,70	5,81	16,08
2011	1,72	14,45	10,99	6,42	4,98	2,59	1,80	1,26	0,98	0,62	8,69	16,32
2012	2,32	16,23	14,20	8,56	5,78	3,10	2,15	1,50	1,13	0,74	8,01	17,07
2013	1,98	15,79	13,03	7,58	4,98	2,86	1,97	1,38	1,07	0,68	9,34	17,67
Rerata	2,98	14,39	11,85	9,14	6,48	3,34	2,31	1,56	1,15	3,34	8,80	15,37

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.6 Kurva Durasi Aliran (*Flow Duration Curve*)

Untuk mendapatkan debit andalan sungai, maka nilai debit menurut bulan dan tahun pengamatannya yang diperoleh, harus diurut dari yang terbesar sampai yang terkecil. Kemudian dihitung tingkat keandalan debit tersebut dapat terjadi.

Dalam studi ini dihitung besarnya debit andalan dengan tingkat keandalan 80%, 90%, dan 97% dengan persamaan Weibull. Berikut contoh perhitungannya.

$$\begin{aligned}
 P_w &= \frac{m}{n+1} \times 100\% \\
 &= \frac{1}{10+1} \times 100\% \\
 &= 0,83\%
 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.9

Tabel 4.11 Perhitungan Debit Andalan Dengan Metode *Flow Duration Curve Site 1*

m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)
1	14,072	0,83%	41	6,819	33,88%	81	1,849	66,94%
2	13,945	1,65%	42	6,793	34,71%	82	1,719	67,77%
3	13,829	2,48%	43	6,788	35,54%	83	1,710	68,60%
4	13,806	3,31%	44	6,660	36,36%	84	1,687	69,42%
5	13,670	4,13%	45	6,416	37,19%	85	1,634	70,25%
6	13,596	4,96%	46	6,379	38,02%	86	1,595	71,07%
7	13,096	5,79%	47	6,120	38,84%	87	1,588	71,90%
8	12,996	6,61%	48	6,040	39,67%	88	1,574	72,73%
9	12,924	7,44%	49	5,852	40,50%	89	1,571	73,55%
10	12,808	8,26%	50	5,746	41,32%	90	1,432	74,38%
11	12,748	9,09%	51	5,387	42,15%	91	1,378	75,21%
12	12,614	9,92%	52	5,114	42,98%	92	1,370	76,03%
13	12,571	10,74%	53	4,988	43,80%	93	1,325	76,86%
14	11,814	11,57%	54	4,860	44,63%	94	1,199	77,69%
15	11,511	12,40%	55	4,676	45,45%	95	1,197	78,51%
16	11,470	13,22%	56	4,629	46,28%	96	1,181	79,34%
17	11,427	14,05%	57	4,600	47,11%	97	1,150	80,17%
18	11,307	14,88%	58	4,435	47,93%	98	1,111	80,99%
19	11,282	15,70%	59	4,432	48,76%	99	1,107	81,82%
20	11,108	16,53%	60	4,408	49,59%	100	1,100	82,64%
21	10,816	17,36%	61	4,162	50,41%	101	1,055	83,47%
22	10,660	18,18%	62	4,134	51,24%	102	1,002	84,30%
23	10,380	19,01%	63	3,968	52,07%	103	0,902	85,12%
24	9,921	19,83%	64	3,968	52,89%	104	0,893	85,95%
25	9,549	20,66%	65	3,334	53,72%	105	0,872	86,78%
26	9,537	21,49%	66	3,263	54,55%	106	0,849	87,60%
27	9,458	22,31%	67	3,127	55,37%	107	0,839	88,43%
28	9,411	23,14%	68	3,044	56,20%	108	0,827	89,26%
29	9,372	23,97%	69	3,020	57,02%	109	0,816	90,08%
30	9,304	24,79%	70	2,780	57,85%	110	0,780	90,91%
31	9,246	25,62%	71	2,609	58,68%	111	0,615	91,74%
32	9,238	26,45%	72	2,482	59,50%	112	0,587	92,56%
33	8,748	27,27%	73	2,465	60,33%	113	0,587	93,39%
34	8,496	28,10%	74	2,364	61,16%	114	0,579	94,21%
35	8,119	28,93%	75	2,300	61,98%	115	0,560	95,04%
36	8,006	29,75%	76	2,277	62,81%	116	0,545	95,87%
37	7,673	30,58%	77	2,104	63,64%	117	0,539	96,69%
38	7,441	31,40%	78	2,064	64,46%	118	0,491	97,52%
39	7,234	32,23%	79	1,930	65,29%	119	0,405	98,35%
40	6,923	33,06%	80	1,930	66,12%	120	0,060	99,17%

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.12 Perhitungan Debit Andalan Dengan Metode *Flow Duration Curve Site 2*

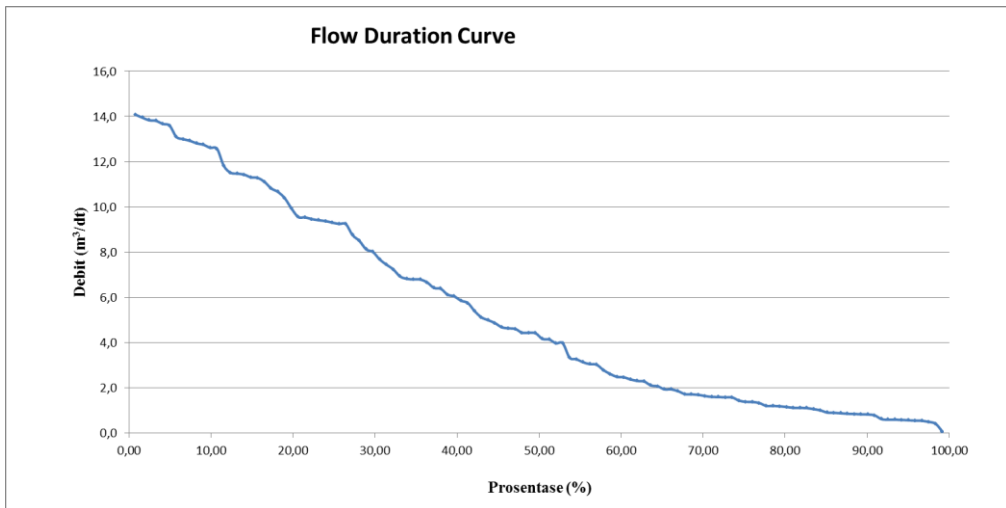
m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)
1	14,450	0,83%	41	7,002	33,88%	81	1,899	66,94%
2	14,320	1,65%	42	6,975	34,71%	82	1,766	67,77%
3	14,201	2,48%	43	6,970	35,54%	83	1,756	68,60%
4	14,177	3,31%	44	6,839	36,36%	84	1,732	69,42%
5	14,037	4,13%	45	6,589	37,19%	85	1,678	70,25%
6	13,962	4,96%	46	6,551	38,02%	86	1,638	71,07%
7	13,449	5,79%	47	6,284	38,84%	87	1,631	71,90%
8	13,345	6,61%	48	6,202	39,67%	88	1,616	72,73%
9	13,272	7,44%	49	6,010	40,50%	89	1,613	73,55%
10	13,153	8,26%	50	5,901	41,32%	90	1,471	74,38%
11	13,091	9,09%	51	5,532	42,15%	91	1,415	75,21%
12	12,953	9,92%	52	5,252	42,98%	92	1,407	76,03%
13	12,909	10,74%	53	5,122	43,80%	93	1,360	76,86%
14	12,132	11,57%	54	4,990	44,63%	94	1,231	77,69%
15	11,820	12,40%	55	4,801	45,45%	95	1,229	78,51%
16	11,778	13,22%	56	4,753	46,28%	96	1,213	79,34%
17	11,734	14,05%	57	4,723	47,11%	97	1,181	80,17%
18	11,611	14,88%	58	4,555	47,93%	98	1,141	80,99%
19	11,585	15,70%	59	4,551	48,76%	99	1,137	81,82%
20	11,407	16,53%	60	4,527	49,59%	100	1,129	82,64%
21	11,107	17,36%	61	4,274	50,41%	101	1,083	83,47%
22	10,947	18,18%	62	4,245	51,24%	102	1,029	84,30%
23	10,659	19,01%	63	4,075	52,07%	103	0,926	85,12%
24	10,187	19,83%	64	4,074	52,89%	104	0,917	85,95%
25	9,806	20,66%	65	3,423	53,72%	105	0,895	86,78%
26	9,793	21,49%	66	3,350	54,55%	106	0,872	87,60%
27	9,712	22,31%	67	3,211	55,37%	107	0,862	88,43%
28	9,664	23,14%	68	3,126	56,20%	108	0,849	89,26%
29	9,624	23,97%	69	3,101	57,02%	109	0,838	90,08%
30	9,555	24,79%	70	2,854	57,85%	110	0,801	90,91%
31	9,495	25,62%	71	2,679	58,68%	111	0,631	91,74%
32	9,487	26,45%	72	2,549	59,50%	112	0,603	92,56%
33	8,984	27,27%	73	2,531	60,33%	113	0,602	93,39%
34	8,724	28,10%	74	2,427	61,16%	114	0,594	94,21%
35	8,338	28,93%	75	2,361	61,98%	115	0,576	95,04%
36	8,221	29,75%	76	2,339	62,81%	116	0,559	95,87%
37	7,879	30,58%	77	2,160	63,64%	117	0,553	96,69%
38	7,641	31,40%	78	2,120	64,46%	118	0,504	97,52%
39	7,429	32,23%	79	1,982	65,29%	119	0,416	98,35%
40	7,109	33,06%	80	1,982	66,12%	120	0,060	99,17%

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

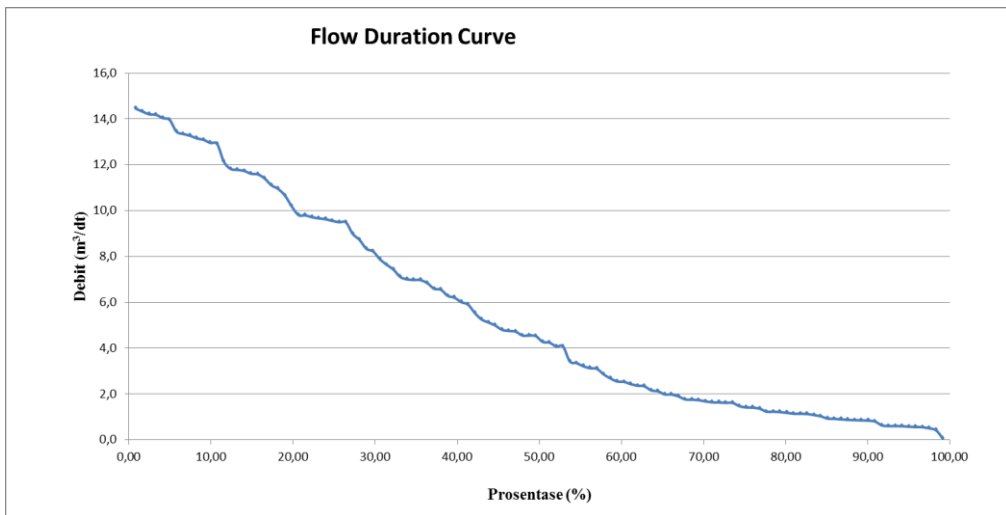
Tabel 4.13 Perhitungan Debit Andalan Dengan Metode *Flow Duration Curve Site 3*

m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)	m	Q (m3/detik)	P (%)
1	17,670	0,83%	41	8,562	33,88%	81	2,322	66,94%
2	17,511	1,65%	42	8,529	34,71%	82	2,159	67,77%
3	17,366	2,48%	43	8,523	35,54%	83	2,147	68,60%
4	17,336	3,31%	44	8,363	36,36%	84	2,118	69,42%
5	17,165	4,13%	45	8,057	37,19%	85	2,052	70,25%
6	17,073	4,96%	46	8,011	38,02%	86	2,003	71,07%
7	16,445	5,79%	47	7,684	38,84%	87	1,994	71,90%
8	16,319	6,61%	48	7,584	39,67%	88	1,977	72,73%
9	16,229	7,44%	49	7,349	40,50%	89	1,973	73,55%
10	16,083	8,26%	50	7,216	41,32%	90	1,798	74,38%
11	16,008	9,09%	51	6,765	42,15%	91	1,730	75,21%
12	15,839	9,92%	52	6,422	42,98%	92	1,720	76,03%
13	15,785	10,74%	53	6,264	43,80%	93	1,663	76,86%
14	14,835	11,57%	54	6,102	44,63%	94	1,505	77,69%
15	14,454	12,40%	55	5,871	45,45%	95	1,503	78,51%
16	14,403	13,22%	56	5,812	46,28%	96	1,483	79,34%
17	14,349	14,05%	57	5,776	47,11%	97	1,444	80,17%
18	14,198	14,88%	58	5,569	47,93%	98	1,396	80,99%
19	14,166	15,70%	59	5,565	48,76%	99	1,391	81,82%
20	13,948	16,53%	60	5,536	49,59%	100	1,381	82,64%
21	13,582	17,36%	61	5,226	50,41%	101	1,324	83,47%
22	13,386	18,18%	62	5,191	51,24%	102	1,259	84,30%
23	13,034	19,01%	63	4,982	52,07%	103	1,133	85,12%
24	12,457	19,83%	64	4,982	52,89%	104	1,121	85,95%
25	11,991	20,66%	65	4,186	53,72%	105	1,095	86,78%
26	11,975	21,49%	66	4,097	54,55%	106	1,067	87,60%
27	11,876	22,31%	67	3,926	55,37%	107	1,054	88,43%
28	11,817	23,14%	68	3,823	56,20%	108	1,038	89,26%
29	11,769	23,97%	69	3,792	57,02%	109	1,025	90,08%
30	11,683	24,79%	70	3,490	57,85%	110	0,979	90,91%
31	11,611	25,62%	71	3,276	58,68%	111	0,772	91,74%
32	11,601	26,45%	72	3,117	59,50%	112	0,738	92,56%
33	10,985	27,27%	73	3,095	60,33%	113	0,737	93,39%
34	10,668	28,10%	74	2,968	61,16%	114	0,727	94,21%
35	10,195	28,93%	75	2,888	61,98%	115	0,704	95,04%
36	10,053	29,75%	76	2,860	62,81%	116	0,684	95,87%
37	9,635	30,58%	77	2,641	63,64%	117	0,677	96,69%
38	9,344	31,40%	78	2,592	64,46%	118	0,617	97,52%
39	9,084	32,23%	79	2,423	65,29%	119	0,509	98,35%
40	8,693	33,06%	80	2,423	66,12%	120	0,060	99,17%

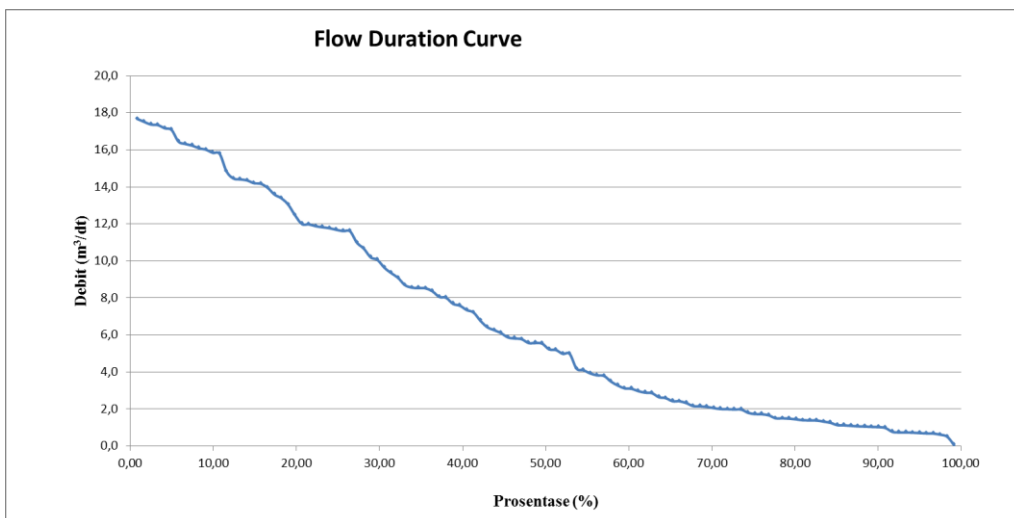
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



*Gambar 4.2* Kurva Durasi Aliran Sungai Alternatif 1  
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



*Gambar 4.3* Kurva Durasi Aliran Sungai Alternatif 2  
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



*Gambar 4.4* Kurva Durasi Aliran Sungai Alternatif 3  
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Tabel 4.14 Debit Andalan Terurut Alternatif 1

No.	Probabilitas (%)	Debit Sungai (m <sup>3</sup> /dt)	Keterangan
1	10.00%	12.610	Tersedia 10% dalam setahun
2	20.00%	9.846	Tersedia 20% dalam setahun
3	26.00%	9.243	Tersedia 26% dalam setahun (Debit Air Cukup)
4	30.00%	7.906	Tersedia 30% dalam setahun
5	40.00%	5.965	Tersedia 40% dalam setahun
6	51.00%	4.142	Tersedia 51% dalam setahun (Debit Air Normal)
7	60.00%	2.472	Tersedia 60% dalam setahun
8	70.00%	1.650	Tersedia 70% dalam setahun
9	75.30%	1.377	Tersedia 75% dalam setahun (Debit Air Rendah)
10	80.00%	1.156	Tersedia 80% dalam setahun
11	90.00%	0.817	Tersedia 90% dalam setahun (Debit Andalan)
12	97.00%	0.521	Tersedia 97% dalam setahun (Debit Air Kering)

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Tabel 4.15 Debit Andalan Terurut Alternatif 2

No.	Probabilitas (%)	Debit Sungai (m <sup>3</sup> /dt)	Keterangan
1	10.00%	12.949	Tersedia 10% dalam setahun
2	20.00%	10.111	Tersedia 20% dalam setahun
3	26.00%	9.491	Tersedia 26% dalam setahun (Debit Air Cukup)
4	30.00%	8.119	Tersedia 30% dalam setahun
5	40.00%	6.125	Tersedia 40% dalam setahun
6	51.00%	4.253	Tersedia 51% dalam setahun (Debit Air Normal)
7	60.00%	2.538	Tersedia 60% dalam setahun
8	70.00%	1.694	Tersedia 70% dalam setahun
9	75.30%	1.414	Tersedia 75% dalam setahun (Debit Air Rendah)
10	80.00%	1.187	Tersedia 80% dalam setahun
11	90.00%	0.839	Tersedia 90% dalam setahun (Debit Andalan)
12	97.00%	0.535	Tersedia 97% dalam setahun (Debit Air Kering)

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Tabel 4.16 Debit Andalan Terurut Alternatif 3

No.	Probabilitas (%)	Debit Sungai (m <sup>3</sup> /dt)	Keterangan
1	10.00%	15.834	Tersedia 10% dalam setahun
2	20.00%	12.364	Tersedia 20% dalam setahun
3	26.00%	11.606	Tersedia 26% dalam setahun (Debit Air Cukup)
4	30.00%	9.928	Tersedia 30% dalam setahun
5	40.00%	7.490	Tersedia 40% dalam setahun
6	51.00%	5.201	Tersedia 51% dalam setahun (Debit Air Normal)
7	60.00%	3.104	Tersedia 60% dalam setahun
8	70.00%	2.072	Tersedia 70% dalam setahun
9	75.30%	1.729	Tersedia 75% dalam setahun (Debit Air Rendah)
10	80.00%	1.452	Tersedia 80% dalam setahun
11	90.00%	1.026	Tersedia 90% dalam setahun (Debit Andalan)
12	97.00%	0.655	Tersedia 97% dalam setahun (Debit Air Kering)

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

#### 4.1.7 Analisa Frekuensi

Analisa ini digunakan untuk memilih salah satu dan beberapa macam sebaran yang paling sesuai dengan sifat-sifat statistik data yang bersangkutan. Sifat-sifat data statistik yang digunakan dalam metode ini mempertimbangkan dengan kondisi lapangan.

##### a) Distribusi Log Pearson III

Penggunaan metode Log Pearson Type III ini mempertimbangkan bahwa metode ini lebih fleksibel dan dapat digunakan untuk semua sebaran data serta umum dipakai. Secara garis besar, langkah perhitungan dengan metode ini adalah sebagai berikut:

1. Ubah data debit  $n$  buah  $X_1, X_2, \dots, X_n$  menjadi  $\text{Log } X_1, \text{Log } X_2, \dots, \text{Log } X_n$   
Misal dipakai data curah hujan maksimum tahun 2007 sebesar 45,00 mm. kemudian ditentukan nilai  $\text{Log } X$  data tersebut.

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= \text{Log } 45,00 \\ &= 1,653\end{aligned}$$

2. Hitung harga rata-rata

Dari hasil perhitungan selama periode 2004-2013, didapatkan  $\overline{\text{Log } x} = 1,584$

3. Hitung standar deviasi

Standar deviasi dapat dihitung menggunakan rumus:

$$S. \text{Log } x = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } x \overline{\text{Log } x})^2}{(n-1)}} = 0,051$$

4. Hitung koefisien kepengcengan ( $C_s$ )

Koefisien kepengcengan ( $C_s$ ) dapat dihitung menggunakan rumus:

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log } x \overline{\text{Log } x})^2}{(n-1)(n-2)(S)^3} = -1,104$$

Nilai  $C_s = -1,894$  sesuai dengan persyaratan dalam pedoman pemilihan metode frekuensi untuk metode Log Pearson Type III, yaitu  $C_s \neq 0$ .

Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut.

Tabel 4.17 Data Perhitungan Log Pearson Type III

No.	Tahun	Curah Hujan (Xi) (mm)	Log Xi	Log Xi - Log X <sub>rt</sub>	(Log Xi - Log X <sub>rt</sub> ) <sup>2</sup>	(Log Xi - Log X <sub>rt</sub> ) <sup>3</sup>	Probability
1	2007	45,00	1,653	0,07	0,0048	0,00033	10,0000
2	2008	42,00	1,623	0,04	0,0015	0,00006	20,0000
3	2009	41,50	1,618	0,03	0,0012	0,00004	30,0000
4	2011	41,50	1,618	0,03	0,0012	0,00004	40,0000
5	2012	39,00	1,591	0,01	0,0001	0,00000	50,0000
6	2013	38,50	1,585	0,00	0,0000	0,00000	60,0000
7	2004	37,00	1,568	-0,02	0,0002	0,00000	70,0000
8	2010	36,50	1,562	-0,02	0,0005	-0,00001	80,0000
9	2005	35,50	1,550	-0,03	0,0011	-0,00004	90,0000
10	2006	29,50	1,470	-0,11	0,0130	-0,00149	100,0000
<b>Jumlah</b>			15,840	0,000	0,024	-0,001	
<b>Rerata</b>			1,584				
<b>Maksimum</b>			1,653				
<b>Minimum</b>			1,470				
<b>Standar Deviasi (Stdev)</b>			0,051				
<b>Skewness (Cs)</b>			-1,104				
<b>Koefisien Kurtosis (Ck)</b>			1,990				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

#### 5. Menghitung curah hujan rancangan

Sebagai contoh perhitungan diambil data untuk hujan rancangan dengan kala ulang 1,01 tahun sebagai berikut:

Data yang diketahui:

$$\overline{\text{Log } x} = 1,584$$

$$\text{Sd Log } X = 0,0512$$

$$C_s = -1,104$$

$$T_r = 25, \text{ maka } Pr = \frac{100\%}{25} = 4\%$$

Untuk nilai  $C_s = -1,104$  dan nilai  $Pr = 99,01\%$ , dari Tabel 2.6 didapat nilai  $G = -3,089$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= \overline{\text{Log } X} + K \times \text{SdLog } X \\ &= 1,584 + (-3,089) \times 0,051 \\ &= 1,426 \end{aligned}$$

#### 6. Menghitung antilog dari logaritma XT untuk mendapatkan curah hujan rancangan

Hujan Rancangan

$$\begin{aligned} X_{\text{rancangan}} &= 10^{\text{Log } X} \\ &= 10^{1,426} \end{aligned}$$

$$= 26,65 \text{ m}^3/\text{det}$$

Untuk perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut.

Tabel 4.18 Hasil Perhitungan Hujan Rancangan

No.	Periode Ulang ( tahun )	Probabilitas	G (tabel)	Log X	Xt (mm)
1	1,01	99,01	-3,089	1,426	26,65
2	2	50,00	0,181	1,593	39,19
3	5	20,00	0,848	1,627	42,40
4	10	10,00	1,106	1,641	43,71
5	20	5,00	1,275	1,649	44,59
6	25	4,00	1,322	1,652	44,84
7	50	2,00	1,433	1,657	45,43
8	100	1,00	1,515	1,662	45,87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

### b) Distribusi Gumbel

Perhitungan hujan rancangan metode Gumbel menggunakan parameter statistik yang telah dihitung pada poin sebelumnya yaitu rerata dan standar deviasi. Namun, agar lebih mudah dalam menelaah probabilitas kejadian data maka data yang ada diurutkan dari yang terbesar hingga terkecil. Berikut ini disajikan pada tabel 4.19

Tabel 4.19 Parameter Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Xt	Probability (%)
1	2007	45,00	9,09
2	2008	42,00	18,18
3	2009	41,50	27,27
4	2011	41,50	36,36
5	2012	39,00	45,45
6	2013	38,50	54,55
7	2004	37,00	63,64
8	2010	36,50	72,73
9	2005	35,50	81,82
10	2006	29,50	90,91
Xt rerata	=	38,600	
Sd	=	4,332	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

- Selanjutnya, dihitung nilai hujan rancangan dengan periode ulang yang sama dengan metode Gumbel yaitu (1,01),2,5,10,25,50 dan 100 tahun. Serta dihitung pula nilai probabilitas dengan pembagian antara 100 dengan periode ulang. Seperti contoh pada periode 1,01 maka  $100/1,01 = 99\%$
- Menghitung Yt, dengan rumus  $(-\ln(-\ln(\text{Tr}-1)))/\text{Tr}$ ; dengan Tr merupakan periode ulang. Sehingga, diambil contoh pada periode ulang 1,01 tahun  $(-\ln(-\ln(1,01-1)))/1,01 = -1,529$
- Kemudian, dengan melihat tabel distribusi gumbel sesuai dengan jumlah data =

- 10, dapat ditentukan nilai  $Y_n$  dan  $S_n$ , sehingga  $Y_n = 0,4952$  dan  $S_n = 0,9496$
4. Menghitung nilai  $K$ , nilai  $K = (Y_t - Y_n) / S_n$ , pada periode ulang 1,01 maka  $(-1,529 - 0,4952) / 0,9496 = -2,132$
  5. Selanjutnya dapat dihitung nilai hujan rancangan, periode ulang 1,01 tahun didapat nilai dengan mengoperasikan  $X_{rerata} + K \cdot S_d = 38,60 + (-2,132) \cdot 4,332 = 29,364 \text{ mm}$

Untuk perhitungan selanjutnya akan ditabelkan pada Tabel 4.13 berikut

Tabel 4.20 Hujan rancangan Distribusi Gumbel

Tr	Pr	Yt	Sd	Yn	Sn	K	Xt
1,01	99	-1,529	4,332	0,4952	0,9496	-2,132	29,364
2	50	0,367	4,332	0,4952	0,9496	-0,136	38,013
5	20	1,500	4,332	0,4952	0,9496	1,058	43,184
10	10	2,250	4,332	0,4952	0,9496	1,848	46,607
20	5	2,970	4,332	0,4952	0,9496	2,606	49,891
25	4	3,199	4,332	0,4952	0,9496	2,847	50,933
50	2	3,902	4,332	0,4952	0,9496	3,588	54,141
100	1	4,600	4,332	0,4952	0,9496	4,323	57,327

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Kemudian dapat dibandingkan hasil hujan rancangan dari Distribusi Log Pearson III dan Distribusi Gumbel pada Tabel 4.21 berikut ini

Tabel 4.21 Hasil Perbandingan Hujan Rancangan

No.	Periode Ulang (tahun)	Probabilitas	Distribusi Log Pearson III (mm)	Distribusi Gumbel (mm)
1	1,01	99,01	26,65	29,36
2	2	50,00	39,19	38,01
3	5	20,00	42,40	43,18
4	10	10,00	43,71	46,61
5	20	5,00	44,59	49,89
6	25	4,00	44,84	50,93
7	50	2,00	45,43	54,14
8	100	1,00	45,87	57,33

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.8 Uji Kesesuaian Distribusi

##### 4.1.8.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat didasarkan pada perbedaan nilai ordinat teoritis atau frekuensi harapan dengan ordinat empiris. Untuk mengetahui hasil dari uji ini maka digunakan Persamaan (2-19) untuk menghitung  $X^2$  hitung beserta dengan banyaknya kelas distribusi yang menggunakan Persamaan (2-20).

##### a) Distribusi Log Pearson III

Dalam perhitungan uji chi-kuadrat ini, data pengamatan diurutkan dari besar ke kecil. Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut.

Tabel 4.22 Data hujan maksimum terurut

No	Tahun	Curah Hujan Maks (mm)	Log X
1	2007	45,000	1,6532125
2	2008	42,000	1,6232493
3	2009	41,500	1,6180481
4	2011	41,500	1,6180481
5	2012	39,000	1,5910646
6	2013	38,500	1,5854607
7	2004	37,000	1,5682017
8	2010	36,500	1,5622929
9	2005	35,500	1,5502284
10	2006	29,500	1,469822

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Pengelompokkan data:

$$\begin{aligned}
 k &= 1 + 3,22 \log n \\
 &= 1 + 3,22 \log 10 \\
 &= 4
 \end{aligned}$$

Menghitung batas kelas dengan sebaran peluang:

$$\frac{100\%}{4} = 25\%$$

Sebagai contoh perhitungan akan menggunakan nilai  $Pr = 25\%$

Untuk  $Pr = 25\%$  dan  $Cs = -1,104$  didapatkan nilai  $K = -0,590$  (didapat dari Tabel 2.6)

$$\begin{aligned}
 \text{Log X} &= \overline{\text{Log X}} + K \times Sd\text{Log X} \\
 &= 1,584 + (1,554) \times 0,0512 \\
 &= 1,554
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X &= 10^{\text{Log X}} \\
 &= 10^{1,554} \\
 &= 35,788
 \end{aligned}$$

Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut.

Tabel 4.23 Uji Simpangan Vertikal-1

P (%)	K	Log X	X
75	-0,590	1,554	35,788
50	0,181	1,593	39,193
25	0,737	1,622	41,849

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.24 Hasil Perhitungan Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson III

No	Batas Kelas	Jumlah Data		Ef - Of	(Ef - Of) <sup>2</sup> / Ef
		Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)		
1	0,00 - 35,788	2,5	2	0,5	0,100
2	35,788 - 39,193	2,5	4	1,5	0,900
3	39,193 - 41,849	2,5	2	0,5	0,100
4	41,849 - ~	2,5	2	0,5	0,100
	Jumlah	10	10	$\chi^2$	1,2

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

Banyak data = 10

Banyak kelas (k) = 4

Derajat Bebas (n) = k - h - 1; h=2  
= 1

Dari Tabel 2.7, untuk  $\alpha = 5\%$  diperoleh  $x^2_{cr} = 3,841$  dan untuk  $\alpha = 1\%$  diperoleh  $x^2_{cr} = 6,635$ .

Expected Frequency (Ef)

$$Ef = \frac{n}{k} = \frac{10}{4} = 2,5$$

Observed Frequency (Of)

Nilai *Observed Frequency* ini didapat dari perhitungan probabilitas distribusi teoritis dengan memakai interval probabilitas.

Dari Tabel 2.7, untuk  $\alpha = 5\%$  diperoleh  $x^2_{cr} = 5,99$  dan didapat  $x^2_{hitung} = 1,2$ . Sehingga  $x^2_{hitung} < x^2_{cr} \rightarrow 2,0 < 5,99$  maka hipotesa **dapat diterima**.

#### b) Distribusi Gumbel

Dengan jumlah data (n) = 10, maka didapatkan nilai

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

$$Y_t = -\ln(-\ln(T-1)/T)$$

$$K = (Y_t - Y_n) / S_n = (Y_t - 0,4952) / 0,9496$$

Sehingga hasil perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel berikut

Tabel 4.25 Kelas Distribusi Gumbel

Pr (%)	Tr	Yt	Yn	Sn	K	Xt
25,000	4,00	1,246	0,4952	0,9496	0,79	42,025
50,000	2,00	0,367	0,4952	0,9496	-0,14	38,013
75,000	1,33	-0,327	0,4952	0,9496	-0,87	34,851

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.26 Hasil perhitungan Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel

No.	Batas Kelas	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequency (Of)	Ef - Of	( Ef - Of ) <sup>2</sup>
1	0 - 34,851	2,500	1	1,500	2,250
2	34,851- 38,013	2,500	3	0,500	0,250
3	38,013 - 42,025	2,500	5	2,500	6,250
4	42,025 - ~	2,500	1	1,500	2,250
Jumlah		10,00	10,00		11,00

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari Tabel 2.7, untuk  $\alpha = 5\%$  diperoleh  $x^2_{cr} = 5,99$  dan didapat  $x^2_{hitung} = 11,0$ .  
Sehingga  $x^2_{hitung} < x^2_{cr} \rightarrow 11,0 > 5,99$  maka hipotesa **ditolak**.

#### 4.1.8.2 Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji Smirnov-Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan *non-parametric*, kerana pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

##### a) Distribusi Log Pearson III

Contoh perhitungan menggunakan data tahun 2007 dengan besar curah hujan maksimum 45,00 mm adalah sebagai berikut. Sebelumnya, data hujan disusun dari besar ke kecil, kemudian menghitung peluang empiris berdasarkan rumus Weibull.

Tabel 4.27 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Log Pearson III

No	Tahun	$X_i$	$P(X_i)$	$\log X_i$	G	$P(X_m)$	$[P(X_i) - P(X_m)]$
1	2007	45,00	9,09	1,653	1,352	0,471	8,620
2	2008	42,00	18,18	1,623	0,767	23,121	4,939
3	2009	41,50	27,27	1,618	0,666	28,192	0,919
4	2011	41,50	36,36	1,618	0,666	28,192	8,172
5	2012	39,00	45,45	1,591	0,139	51,884	6,429
6	2013	38,50	54,55	1,585	0,029	56,804	2,259
7	2004	37,00	63,64	1,568	-0,308	65,838	2,202
8	2010	36,50	72,73	1,562	-0,423	69,580	3,147
9	2005	35,50	81,82	1,550	-0,659	78,563	3,255
10	2006	29,50	90,91	1,470	-2,229	96,186	5,277
D Maks							0,086
D Kritis							0,41

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{m}{n+1} \\
 &= \frac{1}{11+1} \\
 &= 0,0909 \\
 &= 9,091\%
 \end{aligned}$$



Mencari nilai Log dari nilai CHmaks

$$\text{Log } 45,00 = 1,653$$

Mencari nilai K dengan persamaan

$$\begin{aligned} G &= \frac{\text{Log}X - \overline{\text{Log}X}}{Sd} \\ &= \frac{1,653 - 1,584}{0,051} \\ &= 1,352 \end{aligned}$$

Menghitung selisih Pe dan Pt dengan persamaan

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{maks}} &= [P_e - P_t] \\ &= [9,091 - 0,571] \\ &= 8,620 \end{aligned}$$

Didapat nilai  $D_{\text{maks}} = 0,086$  kemudian dicocokkan dengan  $D_{\text{cr}}$  (Tabel 2.8) diketahui untuk  $\alpha = 5\%$  diperoleh nilai  $D_{\text{cr}} = 0,41$ , sehingga  $D_{\text{maks}} < D_{\text{cr}} \rightarrow 0,086 < 0,41$  maka **hipotesa diterima.**

#### b) Distribusi Gumbel

Selanjutnya untuk perhitungan uji Smirnov Kolmogrof distribusi Gumbel berikut adalah

tahap-tahap perhitungannya.

1. Untuk perhitungan Smirnov Kolmogrof pada Distribusi Gumbel, akan diuji dengan mengurutkan data hujan dari terbesar hingga terkecil terlebih dahulu.
2. Kemudian, menghitung probabilitas teoritis dengan rumus  $1/n+1 \times 100\%$ . Diambil contoh pada Tahun 2007, dengan jumlah data 10, maka  $1/10+1 \times 100\% = 9,09\%$ .
3. Mencari nilai K dalam hal ini diambil pada Tahun 2007 dan parameter statistik yang telah dihitung pada perhitungan distribusi gumbel, untuk rerata = 90,90 dan  $Sd = 11,61$ . Sehingga,  $\frac{X - X_{\text{rerata}}}{Sd} = \frac{45,00 - 38,60}{11,61} = 1,477$
4. Mencari nilai  $Y_t$ , dengan  $K \cdot S_n + Y_n$ ; nilai  $S_n$  dan  $Y_n$  didapat dari Tabel Distribusi Gumbel untuk jumlah data = 10, nilai  $S_n = 0,9496$  dan  $Y_n = 0,4952$ . Sehingga,  $1,477 \cdot 0,9496 + 0,4952 = 1,898$
5. Mencari nilai Probabilitas (%), dengan nilai  $1 - e^{-e^{-Yt}} = 1 - e^{-e^{-1,898}} = 173,090\%$

6. Kemudian probabilitas teoritis dan empiris dicari selisihnya  $[P(X_i) - P(X_m)] = 9,09\% - 173,090\% = 163,999\%$ .
7. Setelah itu melihat tabel untuk Level of Significant = 5% dan jumlah data = 10, maka didapatkan D kritis = 0,41. Nilai D kritis ini nantinya akan dibandingkan dengan nilai D maksimum ( $[P(X_i) - P(X_m)]$ )

Untuk perhitungan uji Smirnov Kolmogorof Distribusi Gumbel yang lebih jelas dapat dilihat Tabel 4.28 berikut.

Tabel 4.28 Uji Smirnov Kolmogorov Distribusi Gumbel

No	Tahun	$X_i$	$P(X_i)$	$k$	$Y_t$	$P_t$	$[P(X_i) - P(X_m)]$
1	2007	45,00	9,09	1,477	1,898	173,090	163,999
2	2008	42,00	18,18	0,785	1,240	28,137	9,955
3	2009	41,50	27,27	0,669	1,131	20,630	6,643
4	2011	41,50	36,36	0,669	1,131	20,630	15,734
5	2012	39,00	45,45	0,092	0,583	3,877	41,578
6	2013	38,50	54,55	-0,023	0,473	2,620	51,925
7	2004	37,00	63,64	-0,369	0,144	0,481	63,155
8	2010	36,50	72,73	-0,485	0,035	0,099	72,628
9	2005	35,50	81,82	-0,716	-0,184	0,394	81,424
10	2006	29,50	90,91	-2,101	-1,500	0,983	89,926
D maks					1,640		
D kritis					0,41		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Kesimpulan dari dua uji kesesuaian distribusi Chi-Square dan Smirnov-Kolmogorov ini dapat disajikan pada tabel berikut ini

Tabel 4.29 Rekapitulasi Uji Distribusi Probabilitas Chi-Square dan Smirnov Kolmogorov

distribusi	parameter statistik	uji chi-square	uji smirnov kolmogorov
Log Pearson III	diterima	diterima	diterima
Gumbel	tidak diterima	tidak diterima	tidak diterima

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari hasil rekapitulasi tersebut maka ditentukan distribusi yang digunakan adalah **Distribusi Gumbel** dengan pertimbangan hasil hujan rancangan Distribusi Gumbel lebih bisa mendekati dengan kondisi di lokasi, ditinjau dari selisih antara kala ulang setiap perhitungannya. Akan tetapi hasil dari Distribusi Log Pearson III lebih bisa diterima, ditinjau dari parameter statistik, uji chi-square, dan uji smirnov kolmogorof.

#### 4.1.9. Distribusi Hujan

Sebaran hujan jam-jaman dipakai model Mononobe, dengan rumus:

$$R_t = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3}$$

Dimana:

$R_t$  = Intensitas hujan rata-rata dalam T jam

$R_{24}$  = Curah hujan efektif dalam satu hari

t = Waktu mulai hujan

T = Waktu konsentrasi hujan

Untuk daerah di Indonesia rata-rata  $t = 6$  jam, maka:

$$T = 1 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.1)^{2/3} = 0,5503.R_{24}$$

$$T = 2 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.2)^{2/3} = 0,3467.R_{24}$$

$$T = 3 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.3)^{2/3} = 0,2646.R_{24}$$

$$T = 4 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.4)^{2/3} = 0,2184.R_{24}$$

$$T = 5 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.5)^{2/3} = 0,1882.R_{24}$$

$$T = 6 \text{ Jam} \quad R_1 = R_{24}/6.(6.6)^{2/3} = 0,1667.R_{24}$$

Curah hujan jam-jaman

Rumus  $R_t = (t \times R_t) - ((t-1)(R_{t-1}))$

Dengan  $R_t =$  prosentase intensitas

$$\begin{aligned} 1 \text{ jam} : R_1 &= (1 \times 0,5503R_{24}) - ((1-1) \times R_0) \\ &= 0,5503R_{24} - 0 \\ &= 0,5503 \times 100\% = 55,03\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ jam} : R_2 &= (2 \times 0,3467R_{24}) - ((2-1) \times 0,5503R_{24}) \\ &= 0,6934R_{24} - 0,5503R_{24} \\ &= 0,1430 \times 100\% = 14,30\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ jam} : R_3 &= (3 \times 0,2646R_{24}) - ((3-1) \times 0,3647R_{24}) \\ &= 0,7937R_{24} - 0,6934R_{24} \\ &= 0,1003 \times 100\% = 10,03\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4 \text{ jam} : R_4 &= (4 \times 0,2184R_{24}) - ((4-1) \times 0,2646R_{24}) \\ &= 0,8736R_{24} - 0,7937R_{24} \\ &= 0,0799 \times 100\% = 7,99\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5 \text{ jam} : R_5 &= (5 \times 0,1882R_{24}) - ((5-1) \times 0,2184R_{24}) \\ &= 0,941R_{24} - 0,8736R_{24} \\ &= 0,0675 \times 100\% = 6,75\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6 \text{ jam} : R_6 &= (6 \times 0,1667R_{24}) - ((6-1) \times 0,1882R_{24}) \\ &= R_{24} - 0,941R_{24} \\ &= 0,059 \times 100\% = 5,90\% \end{aligned}$$

Untuk perhitungan lebih jelas dapat dilihat pada tabel 4.30

Tabel 4.30 Perhitungan distribusi hujan jam-jaman

Jam ke- (t)	Distribusi hujan (Rt)		Curah hujan		Rasio (%)	Komulatif [%]
	1 jam-an		jam ke-			
1	0,55	R24	0,55	R24	55,03	55,03
2	0,35	R24	0,14	R24	14,30	69,34
3	0,26	R24	0,10	R24	10,03	79,37
4	0,22	R24	0,08	R24	7,99	87,36
5	0,19	R24	0,07	R24	6,75	94,10
6	0,17	R24	0,06	R24	5,90	100,00
<b>Jumlah</b>			1,000		100	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan: Curah hujan rancangan 2 tahun = 38,013 mm/hari

Koefisien Pengaliran (k) = 0,75

Maka: CH Efektif = k. R<sub>25</sub>  
 = 0,75 x 38,013  
 = 28,510 mm/hari

Curah hujan tiap jam:

Jam ke-1 = CH efektif x ratio x 0,01  
 = 15,689 mm/jam

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan:

Tabel 4.31 Curah Hujan Tiap Jam

No	Jam ke	Rasio	Hujan Jam-jaman ( mm )					
			2	5	10	25	50	100
<b>Hujan Rancangan (mm)</b>			38,013	43,184	46,607	50,933	54,141	57,327
<b>Koefisien Pengaliran</b>			0,750	0,750	0,750	0,750	0,750	0,750
<b>Hujan Efektif (mm)</b>			28,510	32,388	34,955	38,199	40,606	42,995
1	1,0	0,550	15,689	17,824	19,237	21,022	22,346	23,661
2	2,0	0,143	4,078	4,633	5,000	5,464	5,808	6,150
3	3,0	0,100	2,861	3,250	3,507	3,833	4,074	4,314
4	4,0	0,080	2,277	2,587	2,792	3,051	3,244	3,434
5	5,0	0,067	1,923	2,185	2,358	2,577	2,739	2,900
6	6,0	0,059	1,681	1,910	2,061	2,252	2,394	2,535

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.1.10 Analisis Debit Banjir

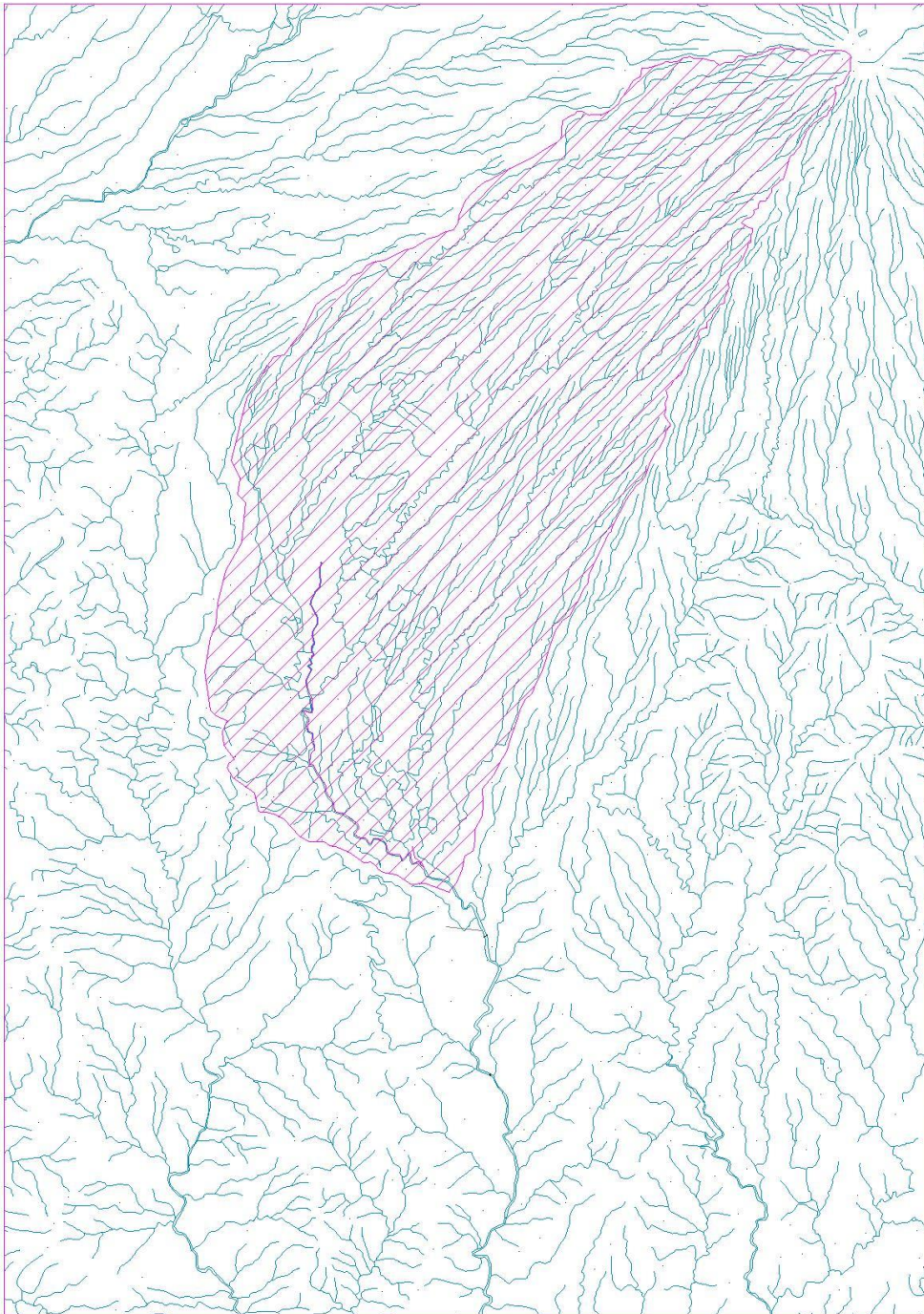
Tujuan analisis debit banjir adalah untuk memperoleh debit puncak yang akan digunakan sebagai parameter desain rencana bangunan utama berupa bendung atau embung dan penempatan bangunan pembangkit.

Pada perhitungan debit banjir ini terdapat 3 *site* yang berbeda

## 1. Alternatif 1

- **Parameter DAS :**

Luas	: 75,48 km <sup>2</sup>
Panjang sungai	: 20,04 m
Koefisien karakteristik fisik DAS ( $\alpha$ )	: 2,50
Hujan satuan	: 1,00 mm



*Gambar 4.5* Peta Batas DAS Alternatif 1  
Sumber: Perencanaan Penulis, 2018

- **Aliran dasar**

Aliran dasar dapat diperoleh dari perhitungan debit menggunakan metode F.J . Mock. Pada Tabel 4.8 didapatkan minimum debit sebesar 0,41 m<sup>3</sup>/dt.

- **Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu**

Persamaan untuk menentukan HSS Nakayasu

- $tg = 0,4 + 0,058 L = 1,562 \text{ jam}$
- $T_{0,3} = \alpha \cdot tg = 3,9 \text{ jam}$
- $Tr = 0,75 \cdot tg = 1,172 \text{ jam}$
- $Tp = tg + (0,8 \times Tr) = 3 \text{ jam}$
- $Qp = \frac{C.A.Ro}{3,6 (0,3Tp + T_{0,3})} = 3,860 \text{ m}^3/\text{dt}$

Tabel 4.32 Lengkung Hidrograf HSS Nakayasu Alternatif 1

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	$Qp \cdot (t/Tp)^{2,4}$	0	0	Tp	3
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Qp \cdot 0,3^{(t-Tp)/T_{0,3}}$	Tp	4	Tp + T <sub>0,3</sub>	7
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Qp \cdot 0,3^{(t-Tp+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}}$	Tp + T <sub>0,3</sub>	8	Tp + T <sub>0,3</sub> + 1,5T <sub>0,3</sub>	13
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Qp \cdot 0,3^{(t-Tp+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}}$	Tp + T <sub>0,3</sub> + 1,5T <sub>0,3</sub>	14	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.33 Tabulasi Perhitungan HSS Nakayasu Alternatif 1

<b>T (jam)</b>	<b>Q (m<sup>3</sup>/dt/mm)</b>	<b>Keterangan</b>
0,00	0,000	
1,00	0,500	<b>Qa</b>
2,00	2,637	
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>Qp</b>
4,00	2,836	
5,00	2,084	<b>Qd1</b>
6,00	1,531	
7,00	1,125	
8,00	0,974	
9,00	0,793	
10,00	0,645	<b>Qd2</b>
11,00	0,526	
12,00	0,428	
13,00	0,348	
14,00	0,310	
15,00	0,266	
16,00	0,228	
17,00	0,195	
18,00	0,167	
19,00	0,144	<b>Qd3</b>
20,00	0,123	
21,00	0,105	
22,00	0,090	
23,00	0,077	
24,00	0,066	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.34 Hidrograf Banjir Rancangan Q 2 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		15,689	4,078	2,861	1,923	1,923	1,681		
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	7,839						0,405	8,244
2,00	2,637	41,375	10,754					0,405	52,535
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>60,559</b>	<b>15,741</b>	<b>11,042</b>				<b>0,405</b>	<b>87,746</b>
4,00	2,836	44,494	11,565	8,113	5,454			0,405	70,030
5,00	2,084	32,691	8,497	5,960	4,007	4,007		0,405	55,567
6,00	1,531	24,019	6,243	4,379	2,944	2,944	2,573	0,405	43,507
7,00	1,125	17,647	4,587	3,218	2,163	2,163	1,891	0,405	32,073
8,00	0,974	15,274	3,970	2,785	1,872	1,872	1,637	0,405	27,815
9,00	0,793	12,437	3,233	2,268	1,524	1,524	1,333	0,405	22,723
10,00	0,645	10,126	2,632	1,846	1,241	1,241	1,085	0,405	18,577
11,00	0,526	8,245	2,143	1,503	1,011	1,011	0,883	0,405	15,201
12,00	0,428	6,714	1,745	1,224	0,823	0,823	0,719	0,405	12,453
13,00	0,348	5,466	1,421	0,997	0,670	0,670	0,586	0,405	10,215
14,00	0,310	4,866	1,265	0,887	0,596	0,596	0,521	0,405	9,138
15,00	0,266	4,171	1,084	0,761	0,511	0,511	0,447	0,405	7,890
16,00	0,228	3,575	0,929	0,652	0,438	0,438	0,383	0,405	6,821
17,00	0,195	3,065	0,797	0,559	0,376	0,376	0,328	0,405	5,905
18,00	0,167	2,627	0,683	0,479	0,322	0,322	0,281	0,405	5,119
19,00	0,144	2,252	0,585	0,411	0,276	0,276	0,241	0,405	4,446
20,00	0,123	1,930	0,502	0,352	0,237	0,237	0,207	0,405	3,868
21,00	0,105	1,654	0,430	0,302	0,203	0,203	0,177	0,405	3,374
22,00	0,090	1,418	0,369	0,259	0,174	0,174	0,152	0,405	2,950
23,00	0,077	1,215	0,316	0,222	0,149	0,149	0,130	0,405	2,586
24,00	0,066	1,042	0,271	0,190	0,128	0,128	0,112	0,405	2,275

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Tabel 4.35 Hidrograf Banjir Rancangan Q 5 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		17,824	4,633	3,250	2,587	2,185	1,910		
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	8,906						0,405	9,311
2,00	2,637	47,004	12,217					0,405	59,626
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>68,796</b>	<b>17,882</b>	<b>12,544</b>				<b>0,405</b>	<b>99,627</b>
4,00	2,836	50,546	13,138	9,216	7,337			0,405	80,642
5,00	2,084	37,137	9,653	6,771	5,391	4,552		0,405	63,909
6,00	1,531	27,286	7,092	4,975	3,961	3,345	2,924	0,405	49,986
7,00	1,125	20,047	5,211	3,655	2,910	2,457	2,148	0,405	36,833
8,00	0,974	17,352	4,510	3,164	2,519	2,127	1,859	0,405	31,935
9,00	0,793	14,128	3,672	2,576	2,051	1,732	1,514	0,405	26,078
10,00	0,645	11,504	2,990	2,097	1,670	1,410	1,233	0,405	21,309
11,00	0,526	9,367	2,435	1,708	1,360	1,148	1,004	0,405	17,426
12,00	0,428	7,627	1,982	1,391	1,107	0,935	0,817	0,405	14,264
13,00	0,348	6,210	1,614	1,132	0,901	0,761	0,665	0,405	11,689
14,00	0,310	5,528	1,437	1,008	0,802	0,678	0,592	0,405	10,450
15,00	0,266	4,738	1,232	0,864	0,688	0,581	0,508	0,405	9,015
16,00	0,228	4,062	1,056	0,741	0,590	0,498	0,435	0,405	7,785
17,00	0,195	3,481	0,905	0,635	0,505	0,427	0,373	0,405	6,731
18,00	0,167	2,984	0,776	0,544	0,433	0,366	0,320	0,405	5,828
19,00	0,144	2,558	0,665	0,466	0,371	0,314	0,274	0,405	5,053
20,00	0,123	2,193	0,570	0,400	0,318	0,269	0,235	0,405	4,389
21,00	0,105	1,879	0,488	0,343	0,273	0,230	0,201	0,405	3,820
22,00	0,090	1,611	0,419	0,294	0,234	0,197	0,173	0,405	3,332
23,00	0,077	1,381	0,359	0,252	0,200	0,169	0,148	0,405	2,914
24,00	0,066	1,184	0,308	0,216	0,172	0,145	0,127	0,405	2,556

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.36 Hidrograf Banjir Rancangan Q 10 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		19,237	5,000	3,507	2,792	2,358	2,061		
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	9,611						0,405	10,017
2,00	2,637	50,730	13,186					0,405	64,321
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>74,250</b>	<b>19,299</b>	<b>13,538</b>				<b>0,405</b>	<b>107,493</b>
4,00	2,836	54,553	14,180	9,947	7,918			0,405	87,003
5,00	2,084	40,081	10,418	7,308	5,818	4,913		0,405	68,943
6,00	1,531	29,449	7,654	5,369	4,275	3,610	3,155	0,405	53,917
7,00	1,125	21,637	5,624	3,945	3,141	2,652	2,318	0,405	39,721
8,00	0,974	18,727	4,868	3,415	2,718	2,296	2,007	0,405	34,435
9,00	0,793	15,248	3,963	2,780	2,213	1,869	1,634	0,405	28,113
10,00	0,645	12,416	3,227	2,264	1,802	1,522	1,330	0,405	22,966
11,00	0,526	10,109	2,628	1,843	1,467	1,239	1,083	0,405	18,775
12,00	0,428	8,231	2,140	1,501	1,195	1,009	0,882	0,405	15,362
13,00	0,348	6,702	1,742	1,222	0,973	0,822	0,718	0,405	12,584
14,00	0,310	5,966	1,551	1,088	0,866	0,731	0,639	0,405	11,247
15,00	0,266	5,114	1,329	0,932	0,742	0,627	0,548	0,405	9,698
16,00	0,228	4,384	1,139	0,799	0,636	0,537	0,470	0,405	8,371
17,00	0,195	3,757	0,977	0,685	0,545	0,461	0,403	0,405	7,233
18,00	0,167	3,221	0,837	0,587	0,467	0,395	0,345	0,405	6,257
19,00	0,144	2,761	0,718	0,503	0,401	0,338	0,296	0,405	5,421
20,00	0,123	2,366	0,615	0,431	0,343	0,290	0,254	0,405	4,705
21,00	0,105	2,028	0,527	0,370	0,294	0,249	0,217	0,405	4,091
22,00	0,090	1,739	0,452	0,317	0,252	0,213	0,186	0,405	3,564
23,00	0,077	1,490	0,387	0,272	0,216	0,183	0,160	0,405	3,113
24,00	0,066	1,277	0,332	0,233	0,185	0,157	0,137	0,405	2,726

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.37 Hidrograf Banjir Rancangan Q 25 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
	m <sup>3</sup> /det/mm	21,022	5,464	3,833	3,051	2,577	2,252	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	10,504						0,405	10,909
2,00	2,637	55,438	14,409					0,405	70,252
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>81,141</b>	<b>21,090</b>	<b>14,794</b>				<b>0,405</b>	<b>117,431</b>
4,00	2,836	59,616	15,496	10,870	8,653			0,405	95,040
5,00	2,084	43,801	11,385	7,986	6,358	5,369		0,405	75,304
6,00	1,531	32,182	8,365	5,868	4,671	3,945	3,448	0,405	58,883
7,00	1,125	23,645	6,146	4,311	3,432	2,898	2,533	0,405	43,370
8,00	0,974	20,465	5,319	3,731	2,971	2,509	2,193	0,405	37,593
9,00	0,793	16,664	4,331	3,038	2,419	2,043	1,785	0,405	30,685
10,00	0,645	13,568	3,527	2,474	1,969	1,663	1,454	0,405	25,060
11,00	0,526	11,048	2,871	2,014	1,604	1,354	1,184	0,405	20,480
12,00	0,428	8,995	2,338	1,640	1,306	1,103	0,964	0,405	16,751
13,00	0,348	7,324	1,904	1,335	1,063	0,898	0,785	0,405	13,714
14,00	0,310	6,520	1,695	1,189	0,946	0,799	0,699	0,405	12,253
15,00	0,266	5,589	1,453	1,019	0,811	0,685	0,599	0,405	10,560
16,00	0,228	4,790	1,245	0,873	0,695	0,587	0,513	0,405	9,110
17,00	0,195	4,106	1,067	0,749	0,596	0,503	0,440	0,405	7,866
18,00	0,167	3,520	0,915	0,642	0,511	0,431	0,377	0,405	6,801
19,00	0,144	3,017	0,784	0,550	0,438	0,370	0,323	0,405	5,887
20,00	0,123	2,586	0,672	0,471	0,375	0,317	0,277	0,405	5,104
21,00	0,105	2,217	0,576	0,404	0,322	0,272	0,237	0,405	4,433
22,00	0,090	1,900	0,494	0,346	0,276	0,233	0,204	0,405	3,857
23,00	0,077	1,629	0,423	0,297	0,236	0,200	0,174	0,405	3,364
24,00	0,066	1,396	0,363	0,255	0,203	0,171	0,150	0,405	2,942

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.38 Hidrograf Banjir Rancangan Q 50 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

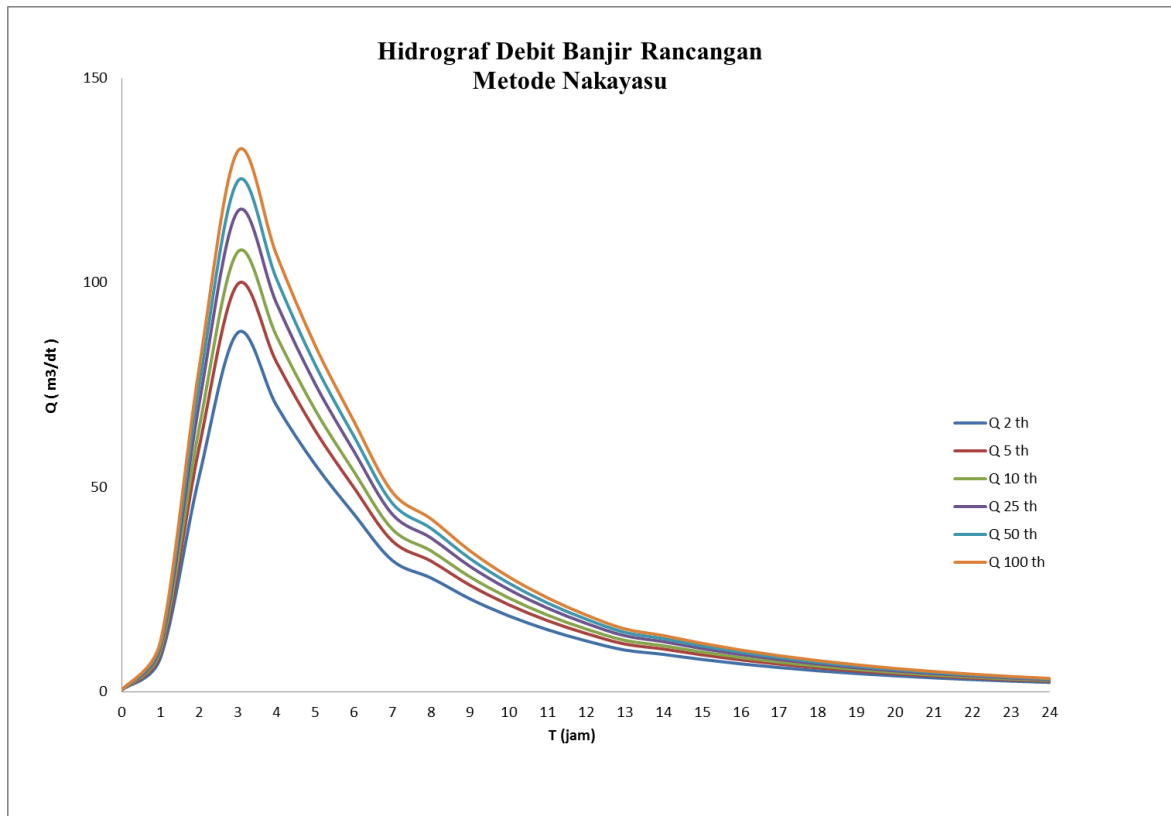
T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	11,165						0,405	11,570
2,00	2,637	58,931	15,317					0,405	74,653
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>86,254</b>	<b>22,419</b>	<b>15,726</b>				<b>0,405</b>	<b>124,804</b>
4,00	2,836	63,372	16,472	11,555	9,199			0,405	101,002
5,00	2,084	46,561	12,102	8,489	6,758	5,707		0,405	80,023
6,00	1,531	34,209	8,892	6,237	4,966	4,193	3,665	0,405	62,568
7,00	1,125	25,134	6,533	4,583	3,648	3,081	2,693	0,405	46,077
8,00	0,974	21,755	5,655	3,967	3,158	2,667	2,331	0,405	39,936
9,00	0,793	17,714	4,604	3,230	2,571	2,171	1,898	0,405	32,593
10,00	0,645	14,423	3,749	2,630	2,094	1,768	1,545	0,405	26,613
11,00	0,526	11,744	3,052	2,141	1,705	1,439	1,258	0,405	21,745
12,00	0,428	9,562	2,485	1,743	1,388	1,172	1,025	0,405	17,780
13,00	0,348	7,786	2,024	1,420	1,130	0,954	0,834	0,405	14,553
14,00	0,310	6,931	1,801	1,264	1,006	0,850	0,743	0,405	12,999
15,00	0,266	5,941	1,544	1,083	0,862	0,728	0,637	0,405	11,200
16,00	0,228	5,092	1,324	0,928	0,739	0,624	0,546	0,405	9,658
17,00	0,195	4,365	1,135	0,796	0,634	0,535	0,468	0,405	8,337
18,00	0,167	3,741	0,972	0,682	0,543	0,459	0,401	0,405	7,204
19,00	0,144	3,207	0,834	0,585	0,465	0,393	0,344	0,405	6,232
20,00	0,123	2,749	0,714	0,501	0,399	0,337	0,295	0,405	5,400
21,00	0,105	2,356	0,612	0,430	0,342	0,289	0,252	0,405	4,687
22,00	0,090	2,020	0,525	0,368	0,293	0,248	0,216	0,405	4,075
23,00	0,077	1,731	0,450	0,316	0,251	0,212	0,185	0,405	3,551
24,00	0,066	1,484	0,386	0,271	0,215	0,182	0,159	0,405	3,101

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.39 Hidrograf Banjir Rancangan Q 100 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 1

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
	m <sup>3</sup> /det/mm	23,661	6,150	4,314	3,434	2,900	2,535	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0,00	0,000							0,405	0,405
1,00	0,500	11,822						0,405	12,227
2,00	2,637	62,398	16,218					0,405	79,021
<b>3,00</b>	<b>3,860</b>	<b>91,328</b>	<b>23,738</b>	<b>16,652</b>				<b>0,405</b>	<b>132,123</b>
4,00	2,836	67,101	17,441	12,234	9,740			0,405	106,921
5,00	2,084	49,300	12,814	8,989	7,156	6,043		0,405	84,707
6,00	1,531	36,222	9,415	6,604	5,258	4,440	3,881	0,405	66,225
7,00	1,125	26,613	6,917	4,852	3,863	3,262	2,851	0,405	48,764
8,00	0,974	23,035	5,987	4,200	3,344	2,823	2,468	0,405	42,262
9,00	0,793	18,756	4,875	3,420	2,722	2,299	2,010	0,405	34,486
10,00	0,645	15,271	3,969	2,784	2,217	1,872	1,636	0,405	28,155
11,00	0,526	12,434	3,232	2,267	1,805	1,524	1,332	0,405	23,000
12,00	0,428	10,125	2,632	1,846	1,470	1,241	1,085	0,405	18,803
13,00	0,348	8,244	2,143	1,503	1,197	1,010	0,883	0,405	15,385
14,00	0,310	7,339	1,907	1,338	1,065	0,900	0,786	0,405	13,740
15,00	0,266	6,290	1,635	1,147	0,913	0,771	0,674	0,405	11,835
16,00	0,228	5,392	1,401	0,983	0,783	0,661	0,578	0,405	10,203
17,00	0,195	4,622	1,201	0,843	0,671	0,566	0,495	0,405	8,803
18,00	0,167	3,961	1,030	0,722	0,575	0,486	0,424	0,405	7,604
19,00	0,144	3,396	0,883	0,619	0,493	0,416	0,364	0,405	6,575
20,00	0,123	2,911	0,757	0,531	0,422	0,357	0,312	0,405	5,694
21,00	0,105	2,495	0,648	0,455	0,362	0,306	0,267	0,405	4,938
22,00	0,090	2,138	0,556	0,390	0,310	0,262	0,229	0,405	4,291
23,00	0,077	1,833	0,476	0,334	0,266	0,225	0,196	0,405	3,736
24,00	0,066	1,571	0,408	0,286	0,228	0,193	0,168	0,405	3,260

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

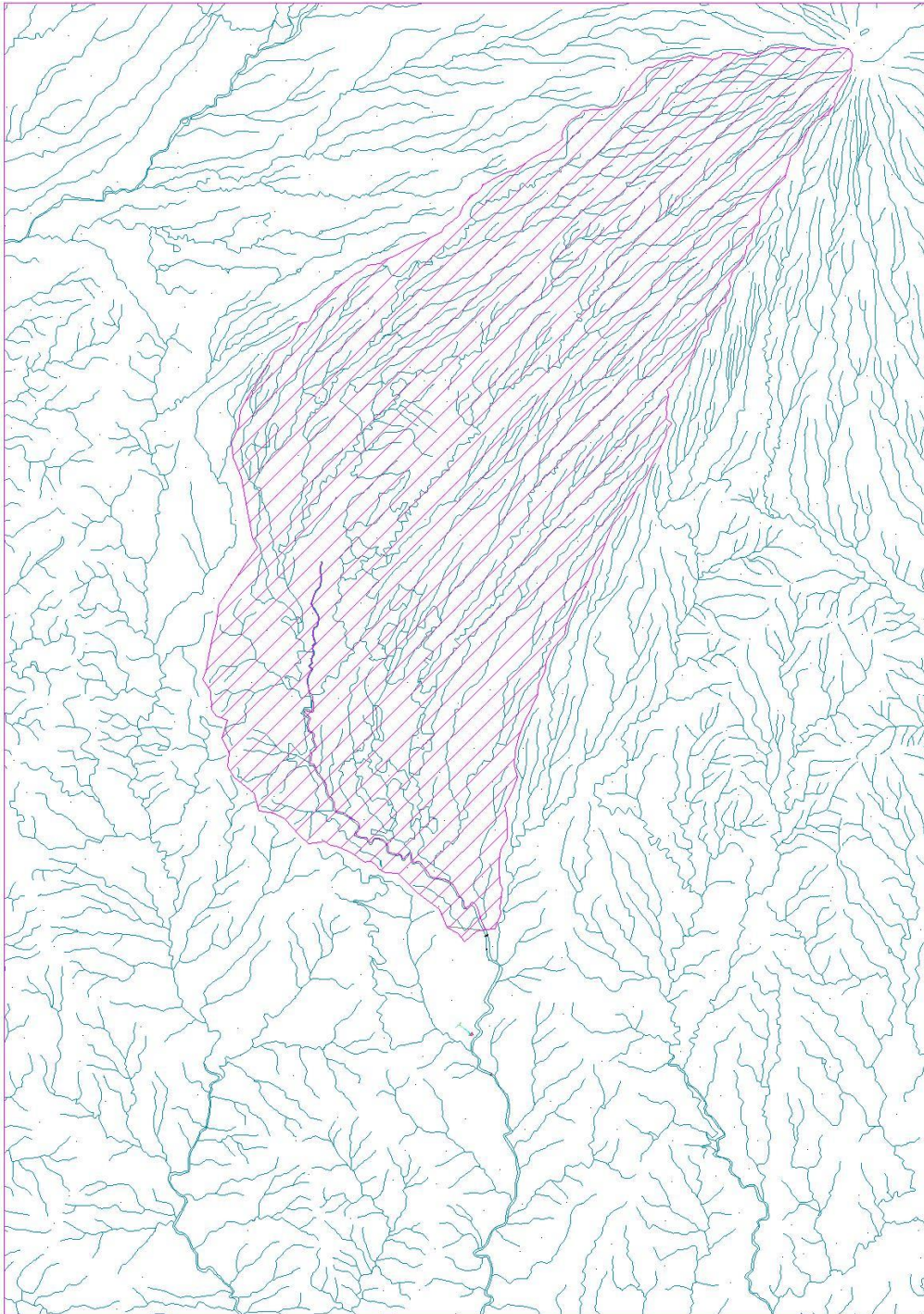


*Gambar 4.6* Hidrograf Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Alternatif 1  
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

## 2. Alternatif 2

- **Parameter DAS :**

Luas	: 77,51 km <sup>2</sup>
Panjang sungai	: 24,76 m
Koefisien karakteristik fisik DAS ( $\alpha$ )	: 2,00
Hujan satuan	: 1,00 mm



*Gambar 4.7* Peta Batas DAS Alternatif 2  
 Sumber: Perencanaan Penulis, 2018

- **Aliran dasar**

Aliran dasar dapat diperoleh dari perhitungan debit menggunakan metode F.J . Mock. Pada Tabel 4.9 didapatkan minimum debit sebesar 0,42 m<sup>3</sup>/dt.

- **Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu**

Persamaan untuk menentukan HSS Nakayasu

$$- \quad t_g \quad = 0,4 + 0,058 L \quad = 1,836 \text{ jam}$$

$$\begin{aligned}
 - T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g &&= 3,7 \text{ jam} \\
 - T_r &= 0,75 \cdot t_g &&= 1,377 \text{ jam} \\
 - T_p &= t_g + (0,8 \times T_r) &&= 3 \text{ jam} \\
 - Q_p &= \frac{C.A.Ro}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} &&= 4,633 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.40 Lengkung Hidrograf HSS Nakayasu Alternatif 2

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	0	0	$T_p$	3
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$	$T_p$	4	$T_p + T_{0,3}$	7
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}}$	$T_p + T_{0,3}$	8	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	12
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}}$	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	13	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.41 Tabulasi Perhitungan HSS Nakayasu Alternatif 2

T (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Keterangan
0,00	0,000	
1,00	0,356	<b>Qa</b>
2,00	1,879	
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>Qp</b>
4,00	3,338	
5,00	2,405	
6,00	1,733	<b>Qd1</b>
7,00	1,248	
8,00	1,047	
9,00	0,841	<b>Qd2</b>
10,00	0,676	
11,00	0,543	
12,00	0,437	
13,00	0,368	
14,00	0,313	
15,00	0,265	
16,00	0,225	
17,00	0,191	
18,00	0,162	<b>Qd3</b>
19,00	0,138	
20,00	0,117	
21,00	0,099	
22,00	0,084	
23,00	0,071	
24,00	0,061	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Tabel 4.42 Hidrograf Banjir Rancangan Q 2 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		15,689	4,078	2,861	1,923	1,923	1,681		
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	5,586						0,416	6,002
2,00	1,879	29,483	7,663					0,416	37,562
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>72,687</b>	<b>18,893</b>	<b>13,253</b>				<b>0,416</b>	<b>105,248</b>
4,00	3,338	52,368	13,611	9,548	6,419			0,416	82,362
5,00	2,405	37,729	9,807	6,879	4,625	4,625		0,416	64,080
6,00	1,733	27,182	7,065	4,956	3,332	3,332	2,912	0,416	49,195
7,00	1,248	19,584	5,090	3,571	2,400	2,400	2,098	0,416	35,560
8,00	1,047	16,424	4,269	2,995	2,013	2,013	1,760	0,416	29,890
9,00	0,841	13,199	3,431	2,407	1,618	1,618	1,414	0,416	24,103
10,00	0,676	10,608	2,757	1,934	1,300	1,300	1,137	0,416	19,452
11,00	0,543	8,525	2,216	1,554	1,045	1,045	0,913	0,416	15,715
12,00	0,437	6,851	1,781	1,249	0,840	0,840	0,734	0,416	12,711
13,00	0,368	5,778	1,502	1,053	0,708	0,708	0,619	0,416	10,785
14,00	0,313	4,904	1,275	0,894	0,601	0,601	0,525	0,416	9,217
15,00	0,265	4,163	1,082	0,759	0,510	0,510	0,446	0,416	7,886
16,00	0,225	3,533	0,918	0,644	0,433	0,433	0,379	0,416	6,757
17,00	0,191	2,999	0,780	0,547	0,368	0,368	0,321	0,416	5,798
18,00	0,162	2,546	0,662	0,464	0,312	0,312	0,273	0,416	4,984
19,00	0,138	2,161	0,562	0,394	0,265	0,265	0,232	0,416	4,293
20,00	0,117	1,834	0,477	0,334	0,225	0,225	0,197	0,416	3,707
21,00	0,099	1,557	0,405	0,284	0,191	0,191	0,167	0,416	3,210
22,00	0,084	1,321	0,343	0,241	0,162	0,162	0,142	0,416	2,787
23,00	0,071	1,122	0,292	0,204	0,137	0,137	0,120	0,416	2,429
24,00	0,061	0,952	0,247	0,174	0,117	0,117	0,102	0,416	2,124

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.43 Hidrograf Banjir Rancangan Q 5 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
	m <sup>3</sup> /det/mm	17,824	4,633	3,250	2,587	2,185	1,910	m <sup>3</sup> /det	m <sup>3</sup> /det
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	6,346						0,416	6,762
2,00	1,879	33,493	8,706					0,416	42,614
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>82,574</b>	<b>21,463</b>	<b>15,056</b>				<b>0,416</b>	<b>119,508</b>
4,00	3,338	59,491	15,463	10,847	8,635			0,416	94,852
5,00	2,405	42,861	11,140	7,815	6,221	5,254		0,416	73,707
6,00	1,733	30,880	8,026	5,630	4,482	3,785	3,309	0,416	56,528
7,00	1,248	22,248	5,783	4,056	3,229	2,727	2,384	0,416	40,842
8,00	1,047	18,658	4,850	3,402	2,708	2,287	1,999	0,416	34,320
9,00	0,841	14,995	3,897	2,734	2,177	1,838	1,607	0,416	27,663
10,00	0,676	12,051	3,132	2,197	1,749	1,477	1,291	0,416	22,314
11,00	0,543	9,685	2,517	1,766	1,406	1,187	1,038	0,416	18,014
12,00	0,437	7,783	2,023	1,419	1,130	0,954	0,834	0,416	14,559
13,00	0,368	6,564	1,706	1,197	0,953	0,805	0,703	0,416	12,343
14,00	0,313	5,571	1,448	1,016	0,809	0,683	0,597	0,416	10,540
15,00	0,265	4,729	1,229	0,862	0,686	0,580	0,507	0,416	9,009
16,00	0,225	4,014	1,043	0,732	0,583	0,492	0,430	0,416	7,710
17,00	0,191	3,407	0,886	0,621	0,495	0,418	0,365	0,416	6,607
18,00	0,162	2,892	0,752	0,527	0,420	0,354	0,310	0,416	5,671
19,00	0,138	2,455	0,638	0,448	0,356	0,301	0,263	0,416	4,876
20,00	0,117	2,084	0,542	0,380	0,302	0,255	0,223	0,416	4,202
21,00	0,099	1,769	0,460	0,322	0,257	0,217	0,189	0,416	3,629
22,00	0,084	1,501	0,390	0,274	0,218	0,184	0,161	0,416	3,144
23,00	0,071	1,274	0,331	0,232	0,185	0,156	0,137	0,416	2,731
24,00	0,061	1,081	0,281	0,197	0,157	0,133	0,116	0,416	2,381

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.44 Hidrograf Banjir Rancangan Q 10 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		19,237	5,000	3,507	2,792	2,358	2,061		
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	6,849						0,416	7,265
2,00	1,879	36,148	9,396					0,416	45,960
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>89,120</b>	<b>23,164</b>	<b>16,249</b>				<b>0,416</b>	<b>128,949</b>
4,00	3,338	64,207	16,689	11,707	9,320			0,416	102,339
5,00	2,405	46,259	12,024	8,434	6,715	5,670		0,416	79,517
6,00	1,733	33,328	8,663	6,077	4,838	4,085	3,571	0,416	60,976
7,00	1,248	24,011	6,241	4,378	3,485	2,943	2,573	0,416	44,047
8,00	1,047	20,137	5,234	3,672	2,923	2,468	2,158	0,416	37,008
9,00	0,841	16,184	4,206	2,951	2,349	1,984	1,734	0,416	29,824
10,00	0,676	13,006	3,381	2,371	1,888	1,594	1,394	0,416	24,050
11,00	0,543	10,453	2,717	1,906	1,517	1,281	1,120	0,416	19,409
12,00	0,437	8,400	2,183	1,532	1,219	1,030	0,900	0,416	15,680
13,00	0,368	7,084	1,841	1,292	1,028	0,868	0,759	0,416	13,289
14,00	0,313	6,013	1,563	1,096	0,873	0,737	0,644	0,416	11,343
15,00	0,265	5,104	1,327	0,931	0,741	0,626	0,547	0,416	9,690
16,00	0,225	4,332	1,126	0,790	0,629	0,531	0,464	0,416	8,288
17,00	0,191	3,677	0,956	0,670	0,534	0,451	0,394	0,416	7,098
18,00	0,162	3,121	0,811	0,569	0,453	0,383	0,334	0,416	6,088
19,00	0,138	2,649	0,689	0,483	0,385	0,325	0,284	0,416	5,230
20,00	0,117	2,249	0,584	0,410	0,326	0,276	0,241	0,416	4,502
21,00	0,099	1,909	0,496	0,348	0,277	0,234	0,205	0,416	3,884
22,00	0,084	1,620	0,421	0,295	0,235	0,199	0,174	0,416	3,360
23,00	0,071	1,375	0,357	0,251	0,200	0,169	0,147	0,416	2,915
24,00	0,061	1,167	0,303	0,213	0,169	0,143	0,125	0,416	2,537

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.45 Hidrograf Banjir Rancangan Q 25 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		21,022	5,464	3,833	3,051	2,577	2,252		
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	7,484						0,416	7,900
2,00	1,879	39,503	10,268					0,416	50,186
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>97,391</b>	<b>25,314</b>	<b>17,757</b>				<b>0,416</b>	<b>140,878</b>
4,00	3,338	70,166	18,238	12,793	10,185			0,416	111,798
5,00	2,405	50,552	13,140	9,217	7,338	6,196		0,416	86,859
6,00	1,733	36,421	9,467	6,641	5,287	4,464	3,902	0,416	66,597
7,00	1,248	26,240	6,820	4,784	3,809	3,216	2,811	0,416	48,097
8,00	1,047	22,006	5,720	4,012	3,194	2,697	2,358	0,416	40,404
9,00	0,841	17,686	4,597	3,225	2,567	2,168	1,895	0,416	32,553
10,00	0,676	14,213	3,694	2,591	2,063	1,742	1,523	0,416	26,243
11,00	0,543	11,423	2,969	2,083	1,658	1,400	1,224	0,416	21,172
12,00	0,437	9,180	2,386	1,674	1,332	1,125	0,984	0,416	17,097
13,00	0,368	7,742	2,012	1,412	1,124	0,949	0,829	0,416	14,484
14,00	0,313	6,571	1,708	1,198	0,954	0,805	0,704	0,416	12,357
15,00	0,265	5,578	1,450	1,017	0,810	0,684	0,598	0,416	10,551
16,00	0,225	4,734	1,231	0,863	0,687	0,580	0,507	0,416	9,019
17,00	0,191	4,018	1,044	0,733	0,583	0,493	0,431	0,416	7,718
18,00	0,162	3,411	0,887	0,622	0,495	0,418	0,365	0,416	6,614
19,00	0,138	2,895	0,753	0,528	0,420	0,355	0,310	0,416	5,677
20,00	0,117	2,457	0,639	0,448	0,357	0,301	0,263	0,416	4,881
21,00	0,099	2,086	0,542	0,380	0,303	0,256	0,223	0,416	4,206
22,00	0,084	1,770	0,460	0,323	0,257	0,217	0,190	0,416	3,633
23,00	0,071	1,503	0,391	0,274	0,218	0,184	0,161	0,416	3,147
24,00	0,061	1,276	0,332	0,233	0,185	0,156	0,137	0,416	2,734

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.46 Hidrograf Banjir Rancangan Q 50 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

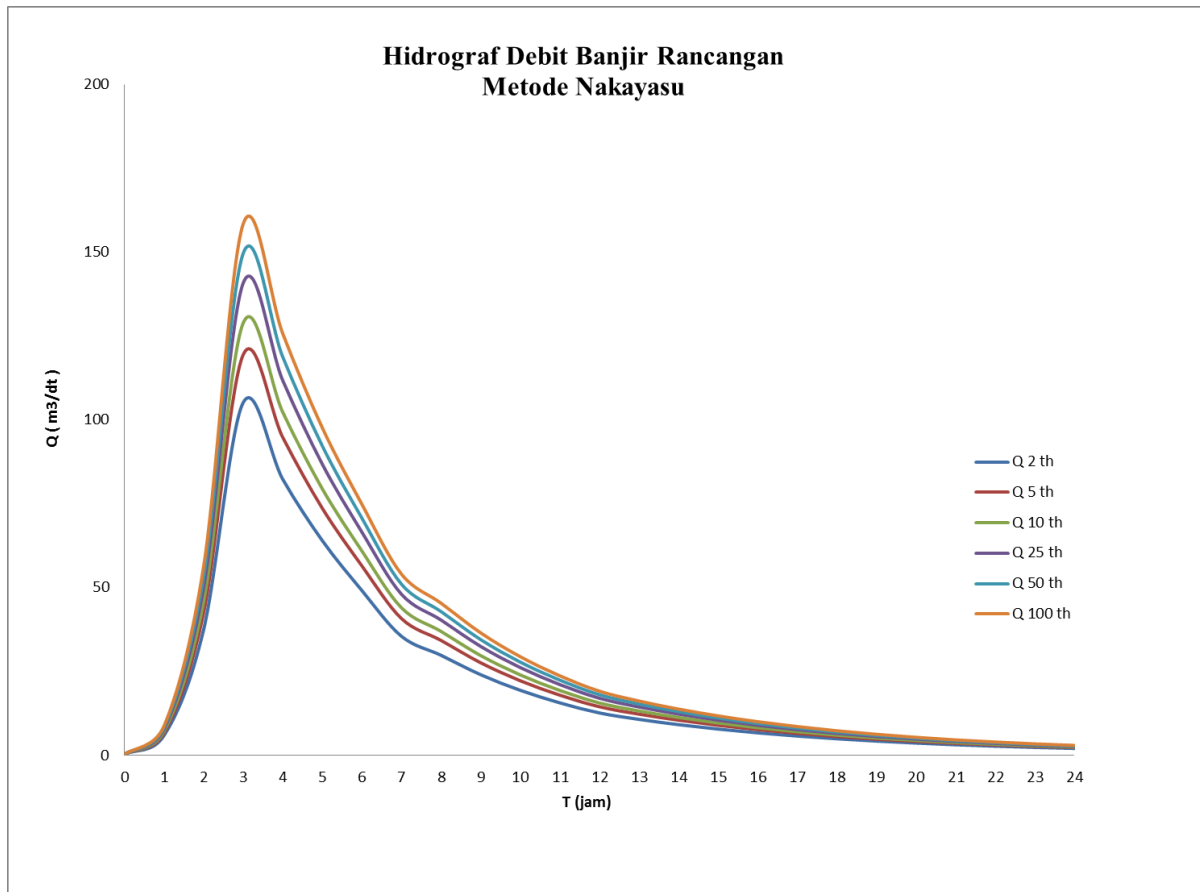
T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	7,956						0,416	8,372
2,00	1,879	41,992	10,915					0,416	53,322
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>103,527</b>	<b>26,909</b>	<b>18,876</b>				<b>0,416</b>	<b>149,727</b>
4,00	3,338	74,587	19,387	13,599	10,826			0,416	118,815
5,00	2,405	53,737	13,967	9,798	7,800	6,587		0,416	92,305
6,00	1,733	38,715	10,063	7,059	5,620	4,746	4,148	0,416	70,766
7,00	1,248	27,893	7,250	5,086	4,049	3,419	2,989	0,416	51,101
8,00	1,047	23,393	6,080	4,265	3,395	2,867	2,506	0,416	42,923
9,00	0,841	18,800	4,886	3,428	2,729	2,304	2,014	0,416	34,578
10,00	0,676	15,109	3,927	2,755	2,193	1,852	1,619	0,416	27,870
11,00	0,543	12,142	3,156	2,214	1,762	1,488	1,301	0,416	22,480
12,00	0,437	9,758	2,536	1,779	1,416	1,196	1,046	0,416	18,148
13,00	0,368	8,230	2,139	1,500	1,195	1,009	0,882	0,416	15,370
14,00	0,313	6,985	1,816	1,274	1,014	0,856	0,748	0,416	13,109
15,00	0,265	5,929	1,541	1,081	0,861	0,727	0,635	0,416	11,190
16,00	0,225	5,033	1,308	0,918	0,730	0,617	0,539	0,416	9,561
17,00	0,191	4,272	1,110	0,779	0,620	0,524	0,458	0,416	8,178
18,00	0,162	3,626	0,942	0,661	0,526	0,444	0,388	0,416	7,004
19,00	0,138	3,078	0,800	0,561	0,447	0,377	0,330	0,416	6,008
20,00	0,117	2,612	0,679	0,476	0,379	0,320	0,280	0,416	5,163
21,00	0,099	2,217	0,576	0,404	0,322	0,272	0,238	0,416	4,445
22,00	0,084	1,882	0,489	0,343	0,273	0,231	0,202	0,416	3,836
23,00	0,071	1,597	0,415	0,291	0,232	0,196	0,171	0,416	3,319
24,00	0,061	1,356	0,352	0,247	0,197	0,166	0,145	0,416	2,880

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.47 Hidrograf Banjir Rancangan Q 100 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 2

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
0,00	0,000							0,416	0,416
1,00	0,356	8,424						0,416	8,840
2,00	1,879	44,462	11,557					0,416	56,435
<b>3,00</b>	<b>4,633</b>	<b>109,617</b>	<b>28,492</b>	<b>19,986</b>				<b>0,416</b>	<b>158,511</b>
4,00	3,338	78,975	20,527	14,399	11,463			0,416	125,781
5,00	2,405	56,898	14,789	10,374	8,259	6,974		0,416	97,711
6,00	1,733	40,993	10,655	7,474	5,950	5,025	4,392	0,416	74,905
7,00	1,248	29,534	7,676	5,385	4,287	3,620	3,164	0,416	54,082
8,00	1,047	24,769	6,438	4,516	3,595	3,036	2,654	0,416	45,424
9,00	0,841	19,906	5,174	3,629	2,889	2,440	2,133	0,416	36,587
10,00	0,676	15,998	4,158	2,917	2,322	1,961	1,714	0,416	29,486
11,00	0,543	12,857	3,342	2,344	1,866	1,576	1,378	0,416	23,778
12,00	0,437	10,332	2,686	1,884	1,500	1,266	1,107	0,416	19,191
13,00	0,368	8,714	2,265	1,589	1,265	1,068	0,934	0,416	16,250
14,00	0,313	7,396	1,922	1,349	1,074	0,907	0,792	0,416	13,856
15,00	0,265	6,278	1,632	1,145	0,911	0,770	0,673	0,416	11,824
16,00	0,225	5,329	1,385	0,972	0,773	0,653	0,571	0,416	10,099
17,00	0,191	4,523	1,176	0,825	0,657	0,554	0,485	0,416	8,635
18,00	0,162	3,839	0,998	0,700	0,557	0,471	0,411	0,416	7,392
19,00	0,138	3,259	0,847	0,594	0,473	0,399	0,349	0,416	6,337
20,00	0,117	2,766	0,719	0,504	0,401	0,339	0,296	0,416	5,442
21,00	0,099	2,348	0,610	0,428	0,341	0,288	0,252	0,416	4,682
22,00	0,084	1,993	0,518	0,363	0,289	0,244	0,214	0,416	4,037
23,00	0,071	1,691	0,440	0,308	0,246	0,207	0,181	0,416	3,489
24,00	0,061	1,436	0,373	0,262	0,208	0,176	0,154	0,416	3,025

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

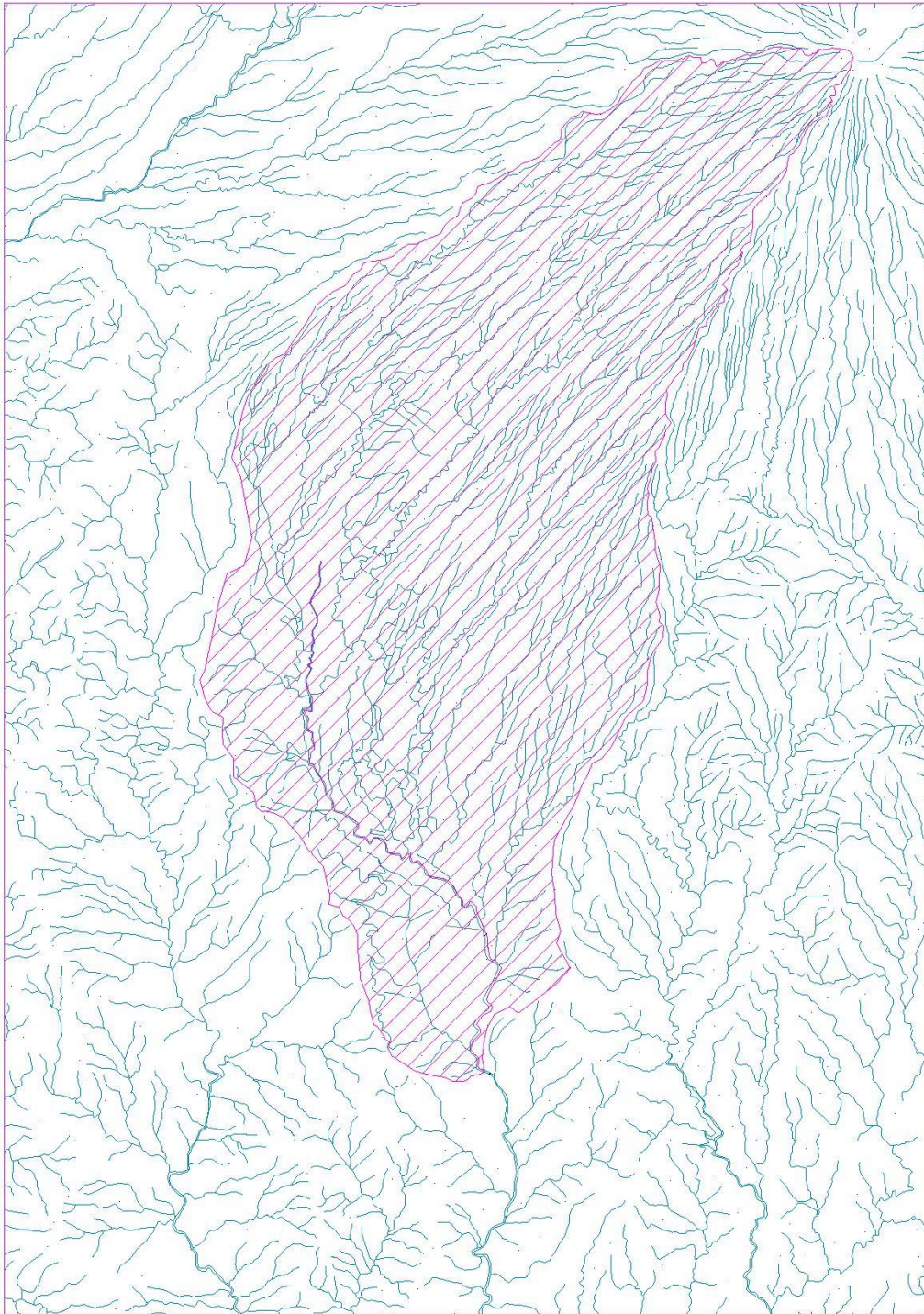


*Gambar 4.8* Hidrograf Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Alternatif 2  
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

### 3. Alternatif 3

- **Parameter DAS :**

Luas	: 94,78 km <sup>2</sup>
Panjang sungai	: 32,84 m
Koefisien karakteristik fisik DAS ( $\alpha$ )	: 1,50
Hujan satuan	: 1,00 mm



*Gambar 4.9* Peta Batas DAS Alternatif 3  
Sumber: Perencanaan Penulis, 2018

- **Aliran dasar**

Aliran dasar dapat diperoleh dari perhitungan debit menggunakan metode F.J . Mock.  
Pada Tabel 4.10 didapatkan minimum debit sebesar 0,51 m<sup>3</sup>/dt.



- **Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu**

Persamaan untuk menentukan HSS Nakayasu

$$\begin{aligned}
 - \text{tg} &= 0,4 + 0,058 L &= 2,305 \text{ jam} \\
 - T_{0,3} &= \alpha \cdot \text{tg} &= 3,5 \text{ jam} \\
 - \text{Tr} &= 0,75 \cdot \text{tg} &= 1,729 \text{ jam} \\
 - \text{Tp} &= \text{tg} + (0,8 \times \text{Tr}) &= 4 \text{ jam} \\
 - \text{Qp} &= \frac{C \cdot A \cdot R \cdot o}{3,6 (0,3 \text{Tp} + T_{0,3})} &= 5,175 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.48 Lengkung Hidrograf HSS Nakayasu Alternatif 3

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	0	0	Tp	4
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}}$	Tp	5	Tp + T <sub>0,3</sub>	7
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}}$	Tp + T <sub>0,3</sub>	8	Tp + T <sub>0,3</sub> + 1,5T <sub>0,3</sub>	12
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}}$	Tp + T <sub>0,3</sub> + 1,5T <sub>0,3</sub>	13	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.49 Tabulasi Perhitungan HSS Nakayasu Alternatif 3

T (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt/mm)	Keterangan
0,00	0,000	
1,00	0,252	
2,00	1,328	Qa
3,00	3,515	
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>Qp</b>
5,00	3,653	
6,00	2,579	Qd1
7,00	1,820	
8,00	1,419	
9,00	1,125	
10,00	0,892	Qd2
11,00	0,707	
12,00	0,561	
13,00	0,462	
14,00	0,388	
15,00	0,326	
16,00	0,274	
17,00	0,230	
18,00	0,193	
19,00	0,163	Qd3
20,00	0,137	
21,00	0,115	
22,00	0,096	
23,00	0,081	
24,00	0,068	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.50 Hidrograf Banjir Rancangan Q 2 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		15,689	4,078	2,861	1,923	1,923	1,681		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	3,949						0,509	4,457
2,00	1,328	20,841	5,417					0,509	26,767
3,00	3,515	55,150	14,335	10,055				0,509	80,049
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>81,189</b>	<b>21,103</b>	<b>14,803</b>	<b>9,952</b>			<b>0,509</b>	<b>127,555</b>
5,00	3,653	57,314	14,897	10,450	7,025	7,025		0,509	97,220
6,00	2,579	40,460	10,516	7,377	4,959	4,959	4,335	0,509	73,115
7,00	1,820	28,562	7,424	5,208	3,501	3,501	3,060	0,509	51,764
8,00	1,419	22,266	5,787	4,060	2,729	2,729	2,386	0,509	40,466
9,00	1,125	17,653	4,588	3,219	2,164	2,164	1,891	0,509	32,187
10,00	0,892	13,996	3,638	2,552	1,716	1,716	1,500	0,509	25,624
11,00	0,707	11,096	2,884	2,023	1,360	1,360	1,189	0,509	20,421
12,00	0,561	8,797	2,287	1,604	1,078	1,078	0,943	0,509	16,295
13,00	0,462	7,251	1,885	1,322	0,889	0,889	0,777	0,509	13,520
14,00	0,388	6,092	1,583	1,111	0,747	0,747	0,653	0,509	11,441
15,00	0,326	5,118	1,330	0,933	0,627	0,627	0,548	0,509	9,694
16,00	0,274	4,300	1,118	0,784	0,527	0,527	0,461	0,509	8,226
17,00	0,230	3,613	0,939	0,659	0,443	0,443	0,387	0,509	6,993
18,00	0,193	3,036	0,789	0,554	0,372	0,372	0,325	0,509	5,957
19,00	0,163	2,551	0,663	0,465	0,313	0,313	0,273	0,509	5,086
20,00	0,137	2,143	0,557	0,391	0,263	0,263	0,230	0,509	4,354
21,00	0,115	1,801	0,468	0,328	0,221	0,221	0,193	0,509	3,740
22,00	0,096	1,513	0,393	0,276	0,185	0,185	0,162	0,509	3,224
23,00	0,081	1,271	0,330	0,232	0,156	0,156	0,136	0,509	2,790
24,00	0,068	1,068	0,278	0,195	0,131	0,131	0,114	0,509	2,425

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.51 Hidrograf Banjir Rancangan Q 5 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub> 17,824	R <sub>2</sub> 4,633	R <sub>3</sub> 3,250	R <sub>4</sub> 2,587	R <sub>5</sub> 2,185	R <sub>6</sub> 1,910		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	4,486						0,509	4,994
2,00	1,328	23,676	6,154					0,509	30,339
3,00	3,515	62,652	16,285	11,423				0,509	90,868
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>92,232</b>	<b>23,973</b>	<b>16,817</b>	<b>13,388</b>			<b>0,509</b>	<b>146,918</b>
5,00	3,653	65,110	16,923	11,871	9,451	7,981		0,509	111,845
6,00	2,579	45,963	11,947	8,380	6,672	5,634	4,925	0,509	84,029
7,00	1,820	32,447	8,434	5,916	4,710	3,977	3,476	0,509	59,468
8,00	1,419	25,295	6,575	4,612	3,672	3,100	2,710	0,509	46,472
9,00	1,125	20,054	5,212	3,656	2,911	2,458	2,149	0,509	36,949
10,00	0,892	15,899	4,133	2,899	2,308	1,949	1,704	0,509	29,400
11,00	0,707	12,605	3,276	2,298	1,830	1,545	1,351	0,509	23,414
12,00	0,561	9,994	2,598	1,822	1,451	1,225	1,071	0,509	18,668
13,00	0,462	8,237	2,141	1,502	1,196	1,010	0,883	0,509	15,476
14,00	0,388	6,921	1,799	1,262	1,005	0,848	0,742	0,509	13,084
15,00	0,326	5,815	1,511	1,060	0,844	0,713	0,623	0,509	11,075
16,00	0,274	4,885	1,270	0,891	0,709	0,599	0,523	0,509	9,386
17,00	0,230	4,105	1,067	0,748	0,596	0,503	0,440	0,509	7,967
18,00	0,193	3,449	0,896	0,629	0,501	0,423	0,370	0,509	6,775
19,00	0,163	2,898	0,753	0,528	0,421	0,355	0,310	0,509	5,774
20,00	0,137	2,435	0,633	0,444	0,353	0,298	0,261	0,509	4,933
21,00	0,115	2,046	0,532	0,373	0,297	0,251	0,219	0,509	4,226
22,00	0,096	1,719	0,447	0,313	0,249	0,211	0,184	0,509	3,632
23,00	0,081	1,444	0,375	0,263	0,210	0,177	0,155	0,509	3,133
24,00	0,068	1,213	0,315	0,221	0,176	0,149	0,130	0,509	2,713

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.52 Hidrograf Banjir Rancangan Q 10 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		19,237	5,000	3,507	2,792	2,358	2,061		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	4,841						0,509	5,350
2,00	1,328	25,553	6,642					0,509	32,704
3,00	3,515	67,619	17,576	12,329				0,509	98,032
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>99,544</b>	<b>25,874</b>	<b>18,150</b>	<b>14,449</b>			<b>0,509</b>	<b>158,525</b>
5,00	3,653	70,271	18,265	12,812	10,200	8,613		0,509	120,671
6,00	2,579	49,607	12,894	9,045	7,200	6,081	5,315	0,509	90,650
7,00	1,820	35,019	9,102	6,385	5,083	4,292	3,752	0,509	64,142
8,00	1,419	27,300	7,096	4,978	3,963	3,346	2,925	0,509	50,116
9,00	1,125	21,644	5,626	3,946	3,142	2,653	2,319	0,509	39,838
10,00	0,892	17,160	4,460	3,129	2,491	2,103	1,839	0,509	31,690
11,00	0,707	13,605	3,536	2,481	1,975	1,668	1,458	0,509	25,230
12,00	0,561	10,786	2,804	1,967	1,566	1,322	1,156	0,509	20,108
13,00	0,462	8,890	2,311	1,621	1,290	1,090	0,952	0,509	16,662
14,00	0,388	7,469	1,941	1,362	1,084	0,916	0,800	0,509	14,081
15,00	0,326	6,276	1,631	1,144	0,911	0,769	0,672	0,509	11,912
16,00	0,274	5,273	1,371	0,961	0,765	0,646	0,565	0,509	10,090
17,00	0,230	4,430	1,151	0,808	0,643	0,543	0,475	0,509	8,559
18,00	0,193	3,722	0,967	0,679	0,540	0,456	0,399	0,509	7,272
19,00	0,163	3,127	0,813	0,570	0,454	0,383	0,335	0,509	6,191
20,00	0,137	2,628	0,683	0,479	0,381	0,322	0,282	0,509	5,283
21,00	0,115	2,208	0,574	0,403	0,320	0,271	0,237	0,509	4,520
22,00	0,096	1,855	0,482	0,338	0,269	0,227	0,199	0,509	3,879
23,00	0,081	1,559	0,405	0,284	0,226	0,191	0,167	0,509	3,341
24,00	0,068	1,309	0,340	0,239	0,190	0,161	0,140	0,509	2,888

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.53 Hidrograf Banjir Rancangan Q 25 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		21,022	5,464	3,833	3,051	2,577	2,252		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	5,291						0,509	5,799
2,00	1,328	27,925	7,258					0,509	35,692
3,00	3,515	73,894	19,207	13,473				0,509	107,083
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>108,783</b>	<b>28,275</b>	<b>19,834</b>	<b>15,790</b>			<b>0,509</b>	<b>173,190</b>
5,00	3,653	76,793	19,960	14,002	11,147	9,413		0,509	131,823
6,00	2,579	54,211	14,090	9,884	7,869	6,645	5,808	0,509	99,016
7,00	1,820	38,269	9,947	6,978	5,555	4,691	4,100	0,509	70,048
8,00	1,419	29,834	7,754	5,439	4,330	3,657	3,196	0,509	54,720
9,00	1,125	23,653	6,148	4,313	3,433	2,899	2,534	0,509	43,488
10,00	0,892	18,752	4,874	3,419	2,722	2,299	2,009	0,509	34,584
11,00	0,707	14,867	3,864	2,711	2,158	1,822	1,593	0,509	27,524
12,00	0,561	11,787	3,064	2,149	1,711	1,445	1,263	0,509	21,927
13,00	0,462	9,715	2,525	1,771	1,410	1,191	1,041	0,509	18,162
14,00	0,388	8,162	2,122	1,488	1,185	1,001	0,875	0,509	15,341
15,00	0,326	6,858	1,783	1,250	0,995	0,841	0,735	0,509	12,970
16,00	0,274	5,762	1,498	1,051	0,836	0,706	0,617	0,509	10,979
17,00	0,230	4,841	1,258	0,883	0,703	0,593	0,519	0,509	9,306
18,00	0,193	4,068	1,057	0,742	0,590	0,499	0,436	0,509	7,900
19,00	0,163	3,418	0,888	0,623	0,496	0,419	0,366	0,509	6,719
20,00	0,137	2,871	0,746	0,524	0,417	0,352	0,308	0,509	5,726
21,00	0,115	2,413	0,627	0,440	0,350	0,296	0,258	0,509	4,893
22,00	0,096	2,027	0,527	0,370	0,294	0,248	0,217	0,509	4,192
23,00	0,081	1,703	0,443	0,311	0,247	0,209	0,182	0,509	3,603
24,00	0,068	1,431	0,372	0,261	0,208	0,175	0,153	0,509	3,109

Sumber:Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.54 Hidrograf Banjir Rancangan Q 50 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

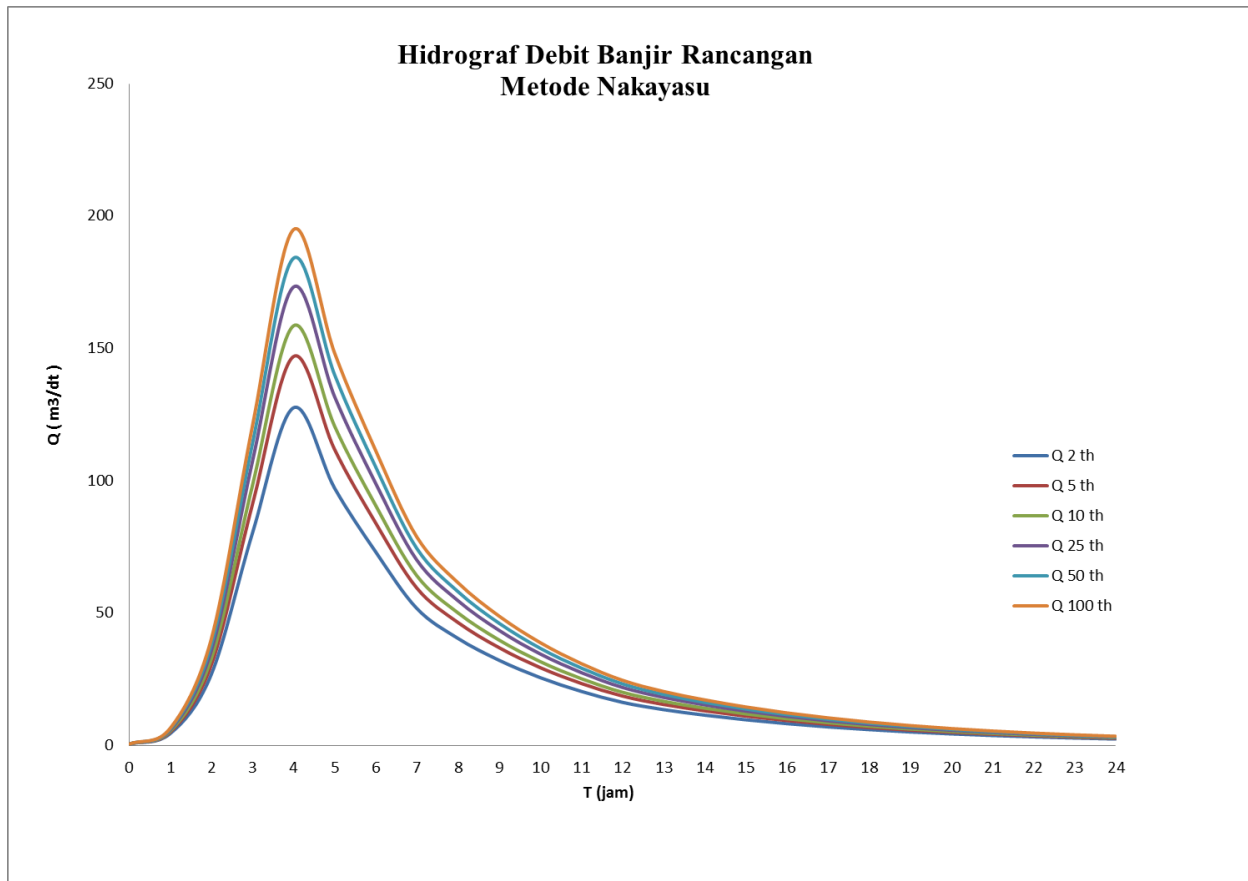
T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	5,624						0,509	6,133
2,00	1,328	29,684	7,716					0,509	37,908
3,00	3,515	78,550	20,417	14,322				0,509	113,797
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>115,636</b>	<b>30,056</b>	<b>21,084</b>	<b>16,785</b>			<b>0,509</b>	<b>184,070</b>
5,00	3,653	81,631	21,218	14,884	11,849	10,006		0,509	140,096
6,00	2,579	57,626	14,978	10,507	8,365	7,064	6,174	0,509	105,222
7,00	1,820	40,680	10,574	7,417	5,905	4,986	4,359	0,509	74,429
8,00	1,419	31,713	8,243	5,782	4,603	3,887	3,398	0,509	58,135
9,00	1,125	25,143	6,535	4,584	3,650	3,082	2,694	0,509	46,196
10,00	0,892	19,934	5,181	3,634	2,893	2,443	2,136	0,509	36,731
11,00	0,707	15,804	4,108	2,882	2,294	1,937	1,693	0,509	29,226
12,00	0,561	12,530	3,257	2,285	1,819	1,536	1,342	0,509	23,276
13,00	0,462	10,327	2,684	1,883	1,499	1,266	1,106	0,509	19,274
14,00	0,388	8,677	2,255	1,582	1,259	1,064	0,930	0,509	16,275
15,00	0,326	7,290	1,895	1,329	1,058	0,894	0,781	0,509	13,756
16,00	0,274	6,125	1,592	1,117	0,889	0,751	0,656	0,509	11,639
17,00	0,230	5,146	1,338	0,938	0,747	0,631	0,551	0,509	9,860
18,00	0,193	4,324	1,124	0,788	0,628	0,530	0,463	0,509	8,366
19,00	0,163	3,633	0,944	0,662	0,527	0,445	0,389	0,509	7,110
20,00	0,137	3,052	0,793	0,557	0,443	0,374	0,327	0,509	6,055
21,00	0,115	2,565	0,667	0,468	0,372	0,314	0,275	0,509	5,169
22,00	0,096	2,155	0,560	0,393	0,313	0,264	0,231	0,509	4,424
23,00	0,081	1,810	0,471	0,330	0,263	0,222	0,194	0,509	3,798
24,00	0,068	1,521	0,395	0,277	0,221	0,186	0,163	0,509	3,273

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.55 Hidrograf Banjir Rancangan Q 100 th Metode HSS Nakayasu Alternatif 3

T	U(t,1) m <sup>3</sup> /det/mm	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow m <sup>3</sup> /det	Q m <sup>3</sup> /det
		R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>		
		23,661	6,150	4,314	3,434	2,900	2,535		
0,00	0,000							0,509	0,509
1,00	0,252	5,955						0,509	6,464
2,00	1,328	31,431	8,170					0,509	40,109
3,00	3,515	83,171	21,618	15,164				0,509	120,462
<b>4,00</b>	<b>5,175</b>	<b>122,439</b>	<b>31,825</b>	<b>22,324</b>	<b>17,772</b>			<b>0,509</b>	<b>194,869</b>
5,00	3,653	86,434	22,466	15,759	12,546	10,595		0,509	148,308
6,00	2,579	61,016	15,859	11,125	8,857	7,479	6,538	0,509	111,383
7,00	1,820	43,073	11,196	7,854	6,252	5,280	4,615	0,509	78,778
8,00	1,419	33,579	8,728	6,122	4,874	4,116	3,598	0,509	61,525
9,00	1,125	26,622	6,920	4,854	3,864	3,263	2,852	0,509	48,884
10,00	0,892	21,106	5,486	3,848	3,064	2,587	2,261	0,509	38,862
11,00	0,707	16,734	4,349	3,051	2,429	2,051	1,793	0,509	30,916
12,00	0,561	13,267	3,448	2,419	1,926	1,626	1,421	0,509	24,616
13,00	0,462	10,935	2,842	1,994	1,587	1,340	1,172	0,509	20,378
14,00	0,388	9,187	2,388	1,675	1,334	1,126	0,984	0,509	17,203
15,00	0,326	7,719	2,006	1,407	1,120	0,946	0,827	0,509	14,535
16,00	0,274	6,486	1,686	1,182	0,941	0,795	0,695	0,509	12,294
17,00	0,230	5,449	1,416	0,994	0,791	0,668	0,584	0,509	10,410
18,00	0,193	4,578	1,190	0,835	0,665	0,561	0,491	0,509	8,828
19,00	0,163	3,847	1,000	0,701	0,558	0,472	0,412	0,509	7,498
20,00	0,137	3,232	0,840	0,589	0,469	0,396	0,346	0,509	6,381
21,00	0,115	2,716	0,706	0,495	0,394	0,333	0,291	0,509	5,443
22,00	0,096	2,282	0,593	0,416	0,331	0,280	0,244	0,509	4,654
23,00	0,081	1,917	0,498	0,350	0,278	0,235	0,205	0,509	3,992
24,00	0,068	1,611	0,419	0,294	0,234	0,197	0,173	0,509	3,435

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.10 Hidrograf Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu Alternatif 3  
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.56 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu

Kala Ulang	Q (m <sup>3</sup> /dt)		
	Alternatif Site 1 A = 75,48 m L = 20,04 m	Alternatif Site 2 A = 77,51 m L = 24,76 m	Alternatif Site 3 A = 94,78 m L = 32,84 m
Q 2 th	87,746	105,248	127,555
Q 5 th	99,627	119,508	146,918
Q 10 th	107,493	128,949	158,525
Q 25 th	117,431	140,878	173,190
Q 50 th	124,804	149,727	184,070
Q 100 th	132,123	158,511	194,869

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

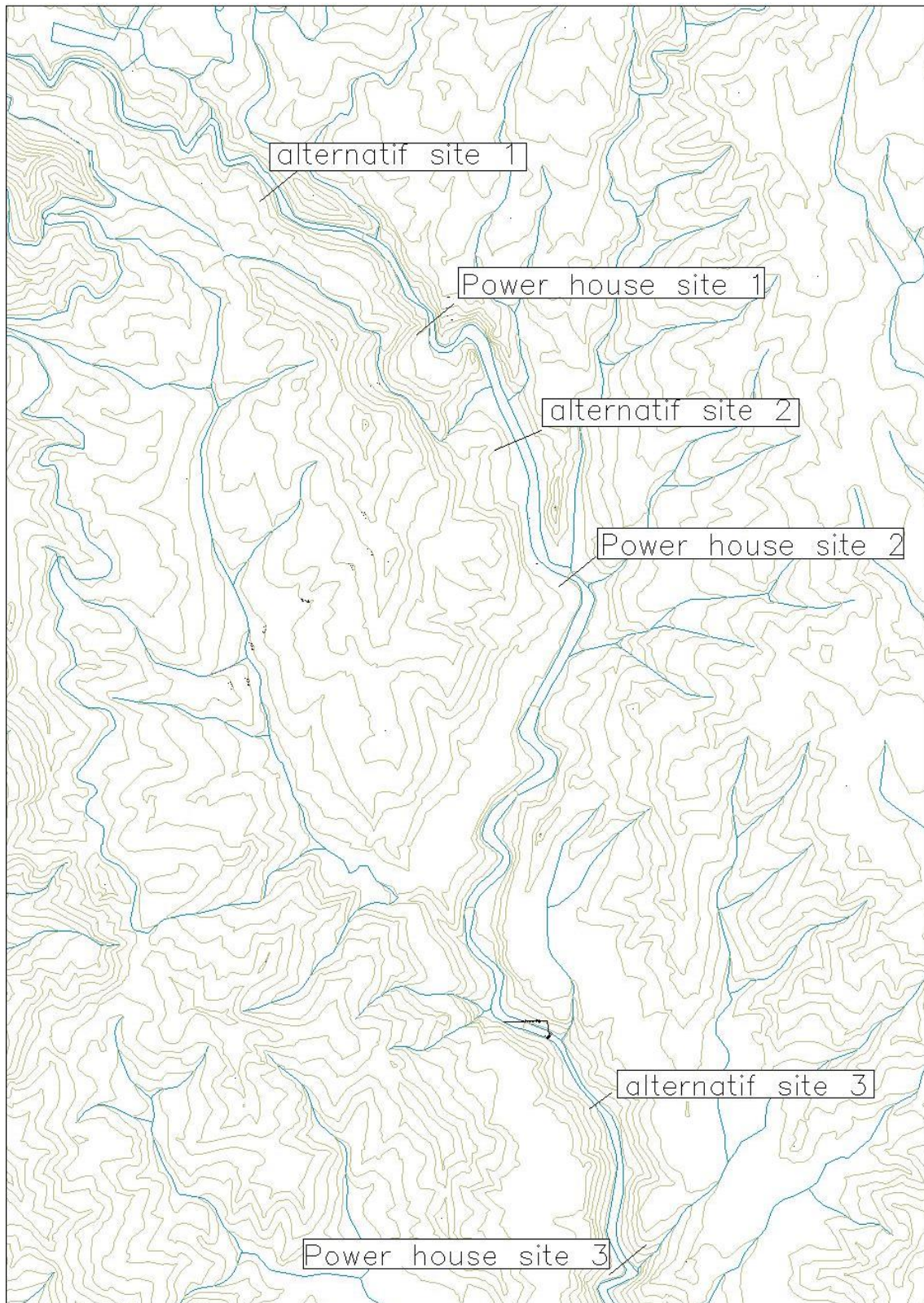
## 4.2 Penentuan Alternatif Site dan Optimasi Debit Pembangkit

### 4.2.1 Penentuan Site

Dalam studi ini terdapat beberapa site rencana PLTM, alternatif site tersebut digunakan untuk memilih lokasi yang paling optimal untuk dibangun PLTM. Pada studi ini terdapat tiga site dengan karakteristiknya masing-masing.



Dari ketiga site tersebut akan dibandingkan kekurangannya dan kelebihan masing-masing. Site yang terpilih akan dilanjutkan ke perhitungan perencanaan yang lebih detail. Berikut gambar lokasi ketiga site tersebut.



*Gambar 4.11* Lokasi Site Rencana PLTM Kepil  
Sumber: Hasil Perencanaan, 2018

Dari ketiga site tersebut, berikut tabel karakteristik masing-masing site

Tabel 4.57 Karakteristik Umum Alternatif Site

Alternatif	Karakteristik
Alternatif 1	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ letak estimasi elevasi dasar bendung +500 dengan perkiraan power house pada elevasi +475</li> <li>▪ Tinggi jatuh kotor antara bangunan pengambilan dengan power house adalah 25 m</li> <li>▪ panjang saluran pembawa dari bendung hingga bak penenang adalah 237,157 m</li> <li>▪ panjang pipa pesat diperkirakan 34,36 m</li> </ul>
Alternatif 2	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ letak estimasi elevasi dasar bendung +470 dengan perkiraan power house pada elevasi +462</li> <li>▪ Tinggi jatuh kotor antara bangunan pengambilan dengan power house adalah 8 m</li> <li>▪ panjang saluran pembawa dari bendung hingga bak penenang adalah 136,33 m</li> <li>▪ panjang pipa pesat diperkirakan 17,65 m</li> </ul>
Alternatif 3	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ letak estimasi elevasi dasar bendung +412,5 dengan perkiraan power house pada elevasi +400</li> <li>▪ Tinggi jatuh kotor antara bangunan pengambilan dengan power house adalah 12,5 m</li> <li>▪ panjang saluran pembawa dari bendung hingga bak penenang adalah 151,509 km</li> <li>▪ panjang pipa pesat diperkirakan 19,00 m</li> </ul>

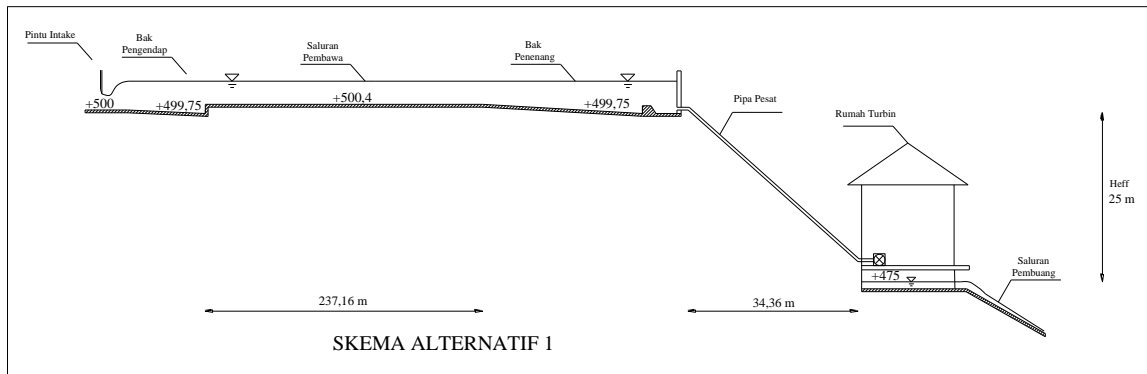
Sumber: Perencanaan Penulis, 2018

Pada Tabel 4.57 telah dipaparkan karakteristik dari masing-masing alternatif site. Terdapat perbedaan yang harus dikaji, sehingga dapat dipilih alternatif site yang terbaik untuk perencanaan PLTM Kepil.

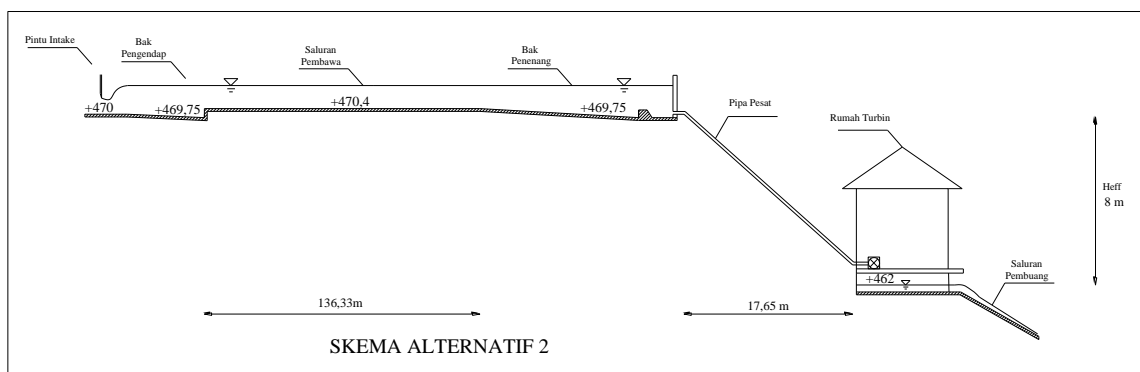
Tabel 4.58 Spesifikasi Umum Site A, B, dan C

Deskripsi	Satuan	Alternatif 1	Alternatif 2	alternatif 3
Luas DAS	Meter <sup>2</sup>	75,48	77,51	94,78
Panjang Sungai	Meter	20,04	24,76	32,84
Tinggi bendung	Meter	4,00	4,00	4,00
Elevasi crest bendung	+ dpl	504,00	471,00	416,50
Panjang headrace	Meter	237,175	136,33	151,509
Panjang penstock	Meter	34,36	17,65	19,00
Elevasi power house	+ dpl	475,00	462,00	400,00
Tinggi jatuh	Meter	25,00	8,00	12,50
Debit Rencana (Q <sub>97</sub> )	m <sup>3</sup> /detik	0,521	0,535	0,655
Daya yang Dihasilkan	kW	98,37	32,32	61,84

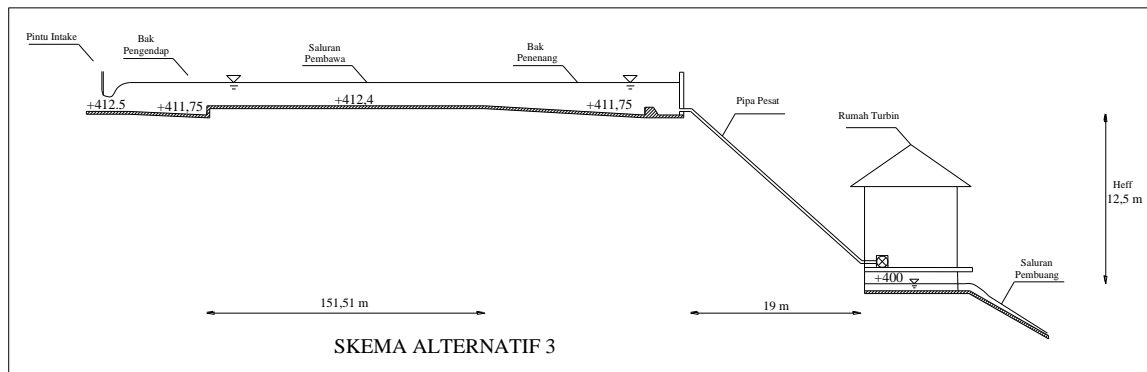
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.12 Skema Alternatif Site 1  
Sumber: Perhitungan penulis, 2018



Gambar 4.13 Skema Alternatif Site 2  
Sumber: Perhitungan penulis, 2018



Gambar 4.14 Skema Alternatif Site 3  
Sumber: Perhitungan penulis, 2018

Dari Tabel 4.58 **Dipilih alternatif 1 sebagai site perencanaan** karena tinggi jatuh yang didapatkan lebih tinggi dan hasil daya yang dihasilkan dari alternatif site 1 lebih besar dibandingkan dengan kedua alternatif site yang lainnya. Serta daya tersebut bisa dimanfaatkan secara optimal oleh warga disekitar lokasi PLTM.

#### 4.2.2 Penentuan Debit Pembangkit

Untuk mendapatkan debit yang paling cocok untuk perencanaan PLTM Kepil maka diperlukan kajian yang menjadi penent debit andalan dan debit banjir rancangan. Hal ini bertujuan agar debit yang terpilih tidak menyalahi ketentuan dan dapat mendukung operasi PLTM secara optimal.

Debit andalan nantinya digunakan secara penuh sebagai dasar untuk mendesain bangunan-bangunan komponen PLTM Kepil, seperti bangunan pengambilan, bak pengendap, saluran pembawa, bak penenang, pipa pesat, sampai dengan pemilihan turbin. Sedangkan debit banjir rancangan digunakan sebagai dasar untuk mendesain bendung.

Untuk memilih debit pembangkit akan dilakukan simulasi perhitungan dengan meninjau beberapa hal yaitu presentase debit pembangkit yang biasa digunakan di Indonesia, energi yang dihasilkan serta faktor kapasitas.

Untuk penentuan debit andalan dengan meninjau probabilitas debit, digunakan probabilitas yang biasa digunakan di Indonesia yaitu 45 – 65% (JICA). Untuk diterapkan pada PLTM Kepil, maka diambil probabilitas antara 51 – 97% sebagai pertimbangan pemilihan debit. Agar dapat memilih debit yang paling tepat diantara rentang probabilitas 51 – 97% maka diperlukan simulasi perhitungan daya dan energi yang dihasilkan serta dihitung pula perkiraan nilai faktor kapasitas pembangkit. Parameter yang digunakan adalah debit, tinggi jatuh, dan efisiensi. Adapun langkah-langkah perhitungan secara singkat sebagai berikut.

$Q_{rencana}$  : 4,142 m<sup>3</sup>/dt (diambil probabilitas 51%)

Tinggi jatuh : 25 meter (perkiraan topografi)

Efisiensi : 0,8

- Menghitung nilai daya dengan

$$\begin{aligned} P &= Q \times H \times \text{efisiensi} \times 9,81 \\ &= 4,142 \times 25 \times 0,8 \times 9,81 \\ &= 772,03 \text{ kW} \end{aligned}$$

- Nilai energi produksi tahunan perkalian antara daya dihasilkan atau 772,03 kW dengan jumlah jam operasi dalam sehari dan jumlah hari beroperasi pada debit tersebut. Dengan operasi pada saat debit dibawah dari probabilitas 51%, maka energi yang dihasilkan dianggap nol, dan ketika debit diatas probabilitas 51% maka tetap menggunakan debit pada probabilitas 51%. Pada debit probabilitas 51% didapatkan nilai energi produksi tahunan yang dihasilkan sebesar 3353686,94 kWh (dalam satu tahun) atau 3,35 GWh

Untuk perhitungan lebih jelas maka dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 4.59 Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 51% (Debit Air Normal)

No	Bulan	Hari	Q prob (m <sup>3</sup> /dt)	Q pakai (m <sup>3</sup> /dt)	Heff (meter)	$\eta$ turbin	$\eta$ generator	Daya (kW)	Energi (kWh/tahun)
1	Januari	31	1,681	0	25	0,93	0,95	0	-
2	Februari	28	12,109	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	603.107,79
3	Maret	31	10,490	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	667.726,48
4	April	30	6,380	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	646.186,92
5	Mei	31	4,418	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	667.726,48
6	Juni	30	2,403	2,071	25	0,8	0,95	386,0137	277.929,86
7	Juli	31	1,664	0	25	0,93	0,95	0	-
8	Agustus	31	1,168	0	25	0,93	0,95	0	-
9	September	30	0,858	0	25	0,93	0,95	0	-
10	Oktober	31	0,571	0	25	0,93	0,95	0	-
11	November	30	6,843	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	646.186,92
12	Desember	31	13,035	4,142	25	0,93	0,95	897,4818	667.726,48
TOTAL									4.176.590,92

Sumber: Hasil Perhitungan , 2018

Tabel 4.60 Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 75% (Debit Air Rendah)

No	Bulan	Hari	Q prob (m <sup>3</sup> /dt)	Q pakai (m <sup>3</sup> /dt)	Heff (meter)	$\eta$ turbin	$\eta$ generator	Daya (kW)	Energi (kWh/tahun)
1	Januari	31	0,823	0,6885	25	0,8	0,95	128,3295	95.477,16
2	Februari	28	9,341	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	200.502,03
3	Maret	31	8,226	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	221.984,40
4	April	30	5,668	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	214.823,61
5	Mei	31	3,968	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	221.984,40
6	Juni	30	2,224	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	214.823,61
7	Juli	31	1,536	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	221.984,40
8	Agustus	31	1,075	0,6885	25	0,8	0,95	128,3295	95.477,16
9	September	30	0,807	0,6885	25	0,8	0,95	128,3295	92.397,25
10	Oktober	31	0,527	0	25	0,93	0,95	0	-
11	November	30	4,910	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	214.823,61
12	Desember	31	9,488	1,377	25	0,93	0,95	298,3661	221.984,40
TOTAL									2.016.262,01

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.61 Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 90% (Debit Andalan)

No	Bulan	Hari	Q prob (m <sup>3</sup> /dt)	Q pakai (m <sup>3</sup> /dt)	Heff (meter)	$\eta$ turbin	$\eta$ generator	Daya (kW)	Energi (kWh/tahun)
1	Januari	31	0,115	0,000	25	0,93	0,95	0	-
2	Februari	28	8,232	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	119.002,42
3	Maret	31	3,384	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	131.752,68
4	April	30	3,448	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	127.502,60
5	Mei	31	3,211	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	131.752,68
6	Juni	30	1,725	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	127.502,60
7	Juli	31	1,206	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	131.752,68
8	Agustus	31	0,844	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	131.752,68
9	September	30	0,599	0,409	25	0,8	0,95	76,16641	54.839,81
10	Oktober	31	0,414	0,409	25	0,8	0,95	76,16641	56.667,81
11	November	30	4,634	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	127.502,60
12	Desember	31	9,245	0,817	25	0,93	0,95	177,0869	131.752,68
TOTAL									1.271.781,24

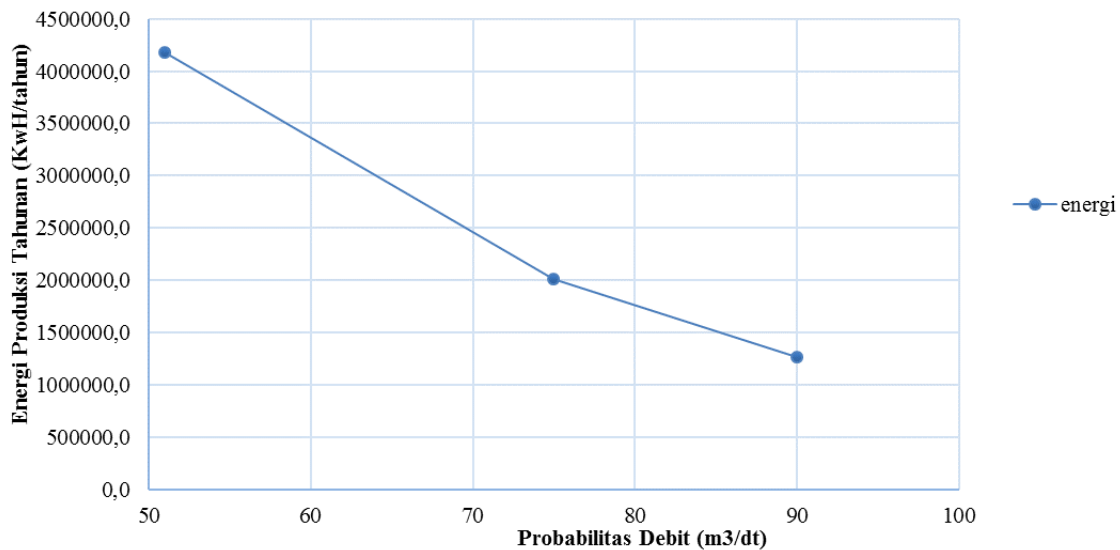
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Table 4.62 Perhitungan Daya, Energi, dan Faktor Kapasitas

No	Keandalan Debit	Debit Rencana	Tinggi Jatuh	Kapasitas Terpasang	Energi Produksi Tahunan	Capacity Factor
	%	m <sup>3</sup> /detik	meter	kW	kWh/tahun	%
1	51	4,142	25	812,660	4.176.590,92	58,6690
2	75	1,377	25	270,167	2.016.262,01	85,1942
3	90	0,817	25	160,350	1.271.781,24	90,5396

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

### Hubungan Probabilitas Debit Pembangkitan dengan Energi Produksi Tahunan



Gambar 4.15 Hubungan Probabilitas Debit Pembangkit dengan Energi Produksi Tahunan  
Sumber: Hasil Pehitungan, 2018

Dari hasil perhitungan nilai energi produksi dan kapasitas terpasang debit pembangkit 75% dengan mengacu berdasarkan Peraturan Menteri ESDM No. 12 Tahun 2017 tentang Pemanfaatan Sumber Energi Terbarukan untuk Penyediaan Listrik nilai faktor kapasitas paling tidak 65%. Maka, dipilih debit dengan keandalan yang memenuhi faktor kapasitas minimum 65% serta memiliki daya dan energi terbesar. Sehingga berdasarkan produksi energi yang dihasilkan dan faktor kapasitas dipilih debit pembangkitan maksimum sebesar = 1,377 m<sup>3</sup>/dt dan debit pembangkitan minimum sebesar = 0,688 m<sup>3</sup>/dt.

Dari tabel 4.60 Menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 11 bulan. Untuk 1 bulan selebihnya merupakan kondisi dimana system mengalami *shut down*. Dan untuk probabilitas 75% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 298,37 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 2.016.262 kWh/tahun.

### 4.3 Perencanaan Konstruksi Hidrolik

#### 4.3.1 Bendung

Bangunan bendung direncanakan dengan tinggi 4 m dan lebar sungai rencana 10 m, dengan lebar pintu pembilas 1,5 m, menggunakan 1 pilar sebesar 0,5 m.

Mercu yang digunakan pada studi ini menggunakan mercu tipe bulat karena memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Pada sungai, ini akan memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. (KP-02 Bangunan Utama, 2015, p.50)

Berikut data-data yang diperlukan untuk perhitungan bendung:

Elevasi dasar bendung	= +500,00 dpl
Elevasi puncak bendung	= +504,00 dpl
$K_a$	= 0,1 (pangkal tembok bulat)
$K_p$	= 0,01 (pilar berujung bulat)
$g$	= 9,81 m <sup>2</sup> /dt

- Tinggi mercu

Perencanaan tinggi mercu sebesar 4 m

- Lebar efektif mercu bendung

$$\begin{aligned} B &= b - p - \sum t \\ &= 10 - 0,5 - 1,5 \\ &= 8,00 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1 \\ &= 8,00 - 2 (1 \cdot 0,01 + 0,1) H_1 \\ &= 8,00 - 0,22 H_1 \end{aligned}$$

- Tinggi muka air di atas mercu bendung (Q50)

$$\begin{aligned} Q_d &= C_d \cdot 2/3 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5} \\ 124,804 &= 1,238 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot 9,81} \cdot (8,00 - 0,22 H_1) H_1^{1,5} \end{aligned}$$

$$59,13 = (8,00 - 0,22 H_1) H_1^{1,5}$$

Dengan cara coba-coba diperoleh  $H_1 = 3,953$  m

Maka bisa dihitung:

$$\begin{aligned} B_e &= B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1 \\ &= 8,00 - 2 (1 \cdot 0,01 + 0,1) 3,953 \end{aligned}$$



$$= 7,13 \text{ m}$$

$$V = Q/A$$

$$= Q / (Be (P+H_1))$$

$$= 126,586 / (7,13 (4 + 3,953))$$

$$= 2,232 \text{ m/detik}$$

$$h_d = H_1 - (V^2/2g)$$

$$= 3,953 - (2,232^2 / 2 \cdot 9,81)$$

$$= 3,699 \text{ m}$$

Nilai  $h_d$  yang tertinggi kira-kira 45 kaki (14,021 m) , pada bagian hulu dari mercu.  
(Ven Te Chow, 1959, p.365)

Mengacu pada paramater Ven Te Chow, maka nilai  $h_d$  pada perhitungan dapat digunakan.

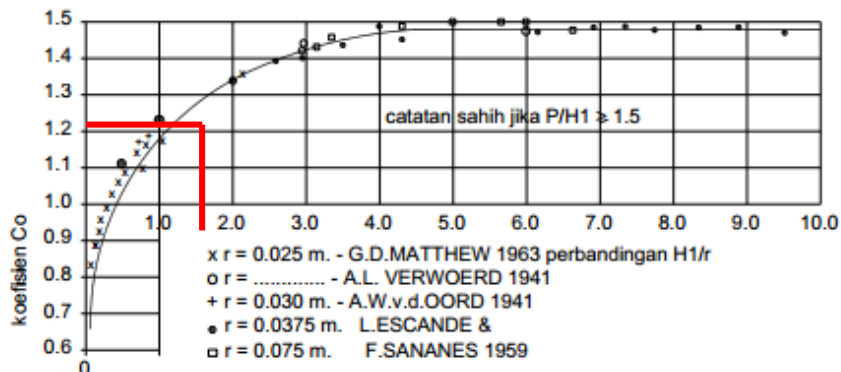
- Koreksi penentuan nilai  $C_d$

$$\text{Nilai } H_1/r = 3,953/2,5$$

$$= 1,58$$

$$\text{Nilai } P/H_1 = 4/4,0143$$

$$= 0,99$$

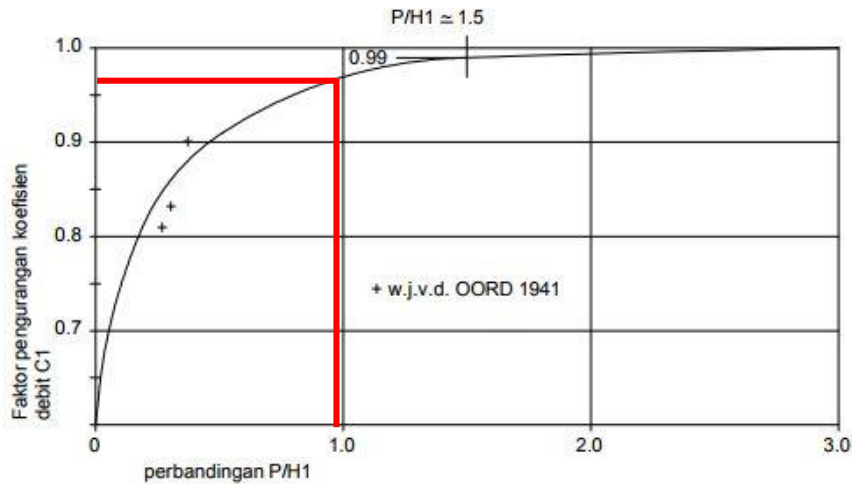


Gambar 4.16 Penentuan koefisien  $C_0$

Sumber: KP-02 Bangunan Utama,2015

Dari gambar 4.16 Diperoleh nilai  $C_0 = 1,29$





Gambar 4.17 Penentuan koefisien  $C_1$

Sumber: KP-02 Bangunan Utama, 2015

Dari gambar 4.17 Diperoleh nilai  $C_1 = 0,96$

Koefisien  $C_2$  karena grafik pada umumnya diperuntukan untuk mercu ogee dan perencanaan ini menggunakan mercu bulat, maka  $C_2$  dianggap = 1

$$\begin{aligned} C_d &= C_0 \times C_1 \times C_2 \\ &= 1,29 \times 0,96 \times 1 \\ &= 1,238 \end{aligned}$$

Maka,  $Q$  hitung didapatkan:

$$\begin{aligned} Q_d &= C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_e \cdot H_1^{1,5} \\ &= 1,238 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot 9,81} \cdot (8,00 - 0,22 \cdot 3,953) \cdot 3,953^{1,5} \\ &= 126,588 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Kesimpulan  $Q$  hitung  $>$   $Q$  rencana maka hipotesa **dapat diterima**.

#### 4.3.2 Fluktuasi Air Sungai

Tinggi muka air sungai adalah elevasi permukaan air pada suatu penampang sungai yang telah ditentukan titik koordinatnya. Fluktuasi air sungai menunjukkan perubahan kecepatan aliran dan debit sungai. Namun dalam studi ini fluktuasi sungai dihitung untuk mencari tinggi permukaan sungai yang telah diketahui debatnya, data yang dibutuhkan:

- Data debit didapatkan dari tabel 4.8
- Elevasi dasar = +500,00 dpl
- Lebar sungai = 10 m
- Kemiringan talud (z) = 1:1,5
- Koefisien manning = 0,025 (pasangan batu)

- Slope = 0,001 (direncanakan)

Menghitung tinggi muka air di saluran pada bulan Januari

$$\begin{aligned}
 Q &= V \cdot A \\
 &= \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A \\
 &= \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot h \cdot z) \\
 &= \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h \cdot z}{b+2h\sqrt{1+Z^2}}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot h \cdot z) \\
 2,373 &= \frac{1}{0,014} \cdot \left(\frac{10 \cdot h \cdot 1,5}{10+2h\sqrt{1+1,5^2}}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,001^{\frac{1}{2}} \cdot (10 \cdot h \cdot 1,5)
 \end{aligned}$$

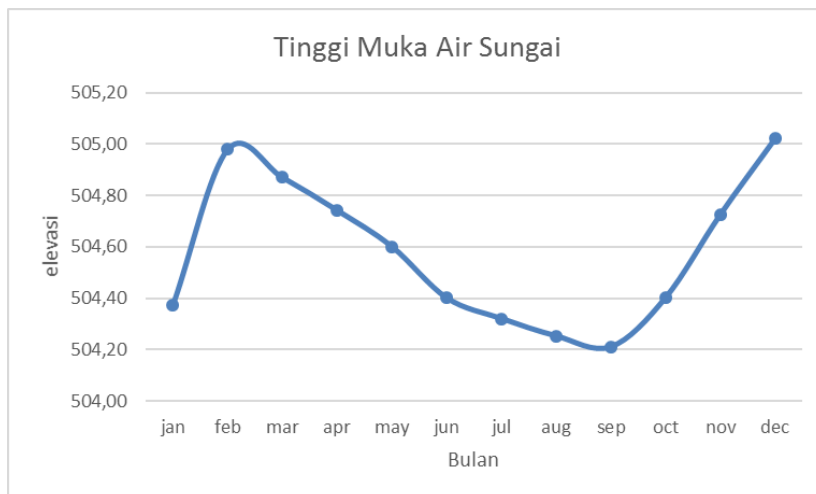
Dengan cara coba-coba maka didapatkan kedalaman air, h = 0,37 m.

Hasil lengkap bulan-bulan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.63 Fluktuasi Muka Air Sungai

Bulan	b (m)	h (m)	z	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	n	S m	V (m/dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Elevasi (dpl)
Januari	10,00	0,37	1,00	3,87	11,494	0,337	0,025	0,001	0,61	2,373	504,37
Februari	10,00	0,98	1,00	10,76	13,919	0,773	0,025	0,001	1,07	11,460	504,98
Maret	10,00	0,87	1,00	9,45	13,478	0,701	0,025	0,001	1,00	9,436	504,87
April	10,00	0,74	1,00	7,97	12,967	0,614	0,025	0,001	0,91	7,282	504,74
Mei	10,00	0,60	1,00	6,36	12,401	0,513	0,025	0,001	0,81	5,158	504,60
Juni	10,00	0,40	1,00	4,17	11,602	0,359	0,025	0,001	0,64	2,661	504,40
Juli	10,00	0,32	1,00	3,30	11,280	0,293	0,025	0,001	0,56	1,842	504,32
Agustus	10,00	0,25	1,00	2,59	11,009	0,235	0,025	0,001	0,48	1,244	504,25
September	10,00	0,21	1,00	2,14	10,839	0,198	0,025	0,001	0,43	0,918	504,21
Oktober	10,00	0,40	1,00	4,17	11,603	0,359	0,025	0,001	0,64	2,664	504,40
Nopember	10,00	0,72	1,00	7,77	12,898	0,602	0,025	0,001	0,90	7,009	504,72
Desember	10,00	1,02	1,00	11,24	14,081	0,799	0,025	0,001	1,09	12,242	505,02

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.18 Grafik Tinggi Muka Air Sungai  
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

### 4.3.3 Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan. Bangunan pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung.

Bangunan pengambilan terletak disisi kanan sungai. Direncanakan dengan konstruksi bangunan dari pasangan beton dilengkapi dengan satu buah pintu baja tipe *sluice gate*. Berikut adalah data yang diperlukan untuk perhitungan *intake*:

- Debit desain = 1,377 m<sup>3</sup>/dt ( $Q_{75}$ )
- Elevasi dasar = +500,50 dpl
- Lebar *intake* = 1,50 meter
- Tinggi ambang rencana = 0,50 meter
- Kekasaran Manning = 0,014 (pasangan beton)
- Slope (S) = 0,001 (desain)
- Saringan/ *Trashrack* = 2,00 m x 1,50 m

### 4.3.4 Pola Operasi Pintu *Intake*

Pada analisis ini dicari rating curve dari pintu jenis *sluice gate* dengan menggunakan persamaan 2-63. Adapun langkah perhitungan operasi pintu intake dapat dilihat pada perhitungan berikut ini:

- Faktor aliran tenggelam (K) diasumsi 0,80
- Perhitungan Q (bebas)

Nilai koefisien debit ( $\mu$ ) dicari dari hubungan  $h_1/a$

$$h_1/a = 0,1/0,25 = 0,40$$

dari gambar 2.6 Didapat nilai  $\mu$  sebesar 0,541

$$\begin{aligned} Q &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \\ &= 0,80 \cdot 0,541 \cdot 0,10 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,10} \\ &= 0,091 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

- Perhitungan Q (tenggelam)

Nilai koefisien debit ( $\mu$ ) dicari dari hubungan  $h_1/a$

$$h_1/a = 0,3/0,25 = 1,20$$

dari gambar 2.6 Didapat nilai  $\mu$  sebesar 0,543

$$\begin{aligned} Q &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \\ &= 0,80 \cdot 0,543 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,10} \\ &= 0,395 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

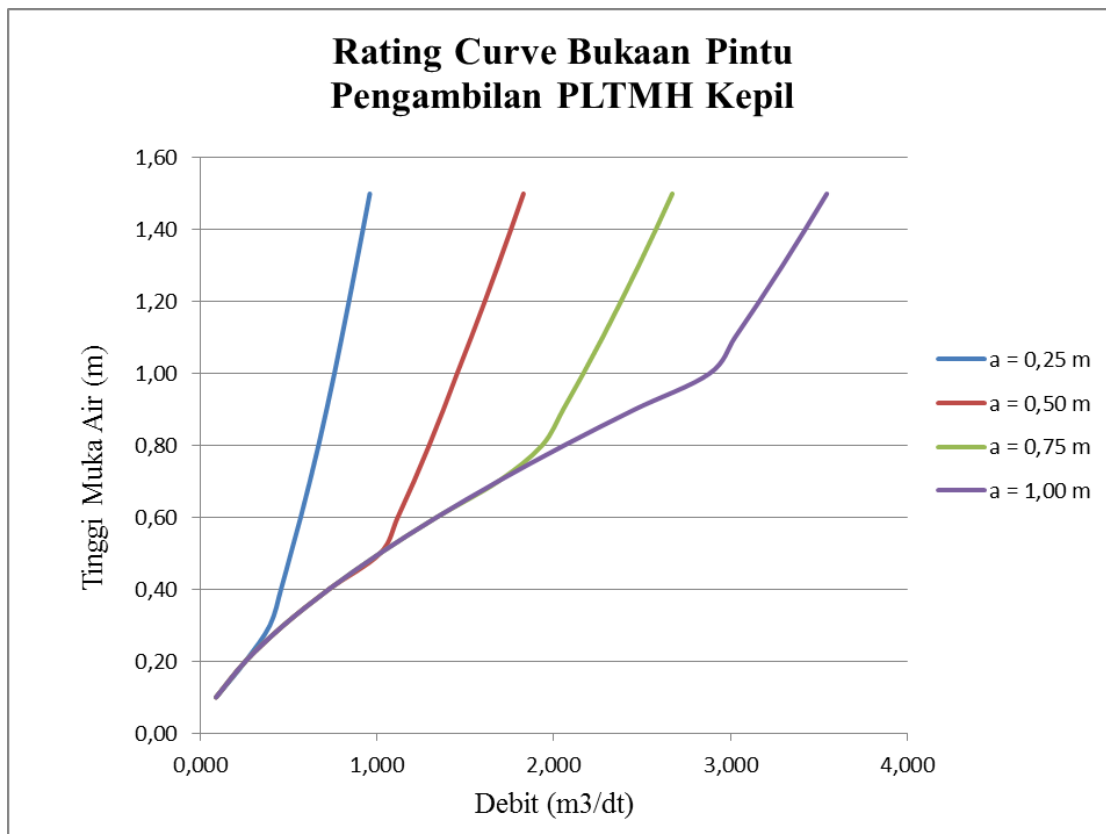
Hasil lengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4.64 Operasi Pintu Pengambilan

Tinggi Air di Hulu Pintu (h1)	Tinggi Bukaannya Pintu (m)															
	0,25				0,50				0,75				1,00			
	h1/a	$\mu$	K	Q	h1/a	$\mu$	K	Q	h1/a	$\mu$	K	Q	h1/a	$\mu$	K	Q
M	m3/dt				m/dt				m/dt				m/dt			
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	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,400	0,541	0,800	0,091	0,200	0,541	0,800	0,091	0,133	0,541	0,800	0,091	0,100	0,541	0,800	0,091
0,20	0,800	0,541	0,800	0,257	0,400	0,541	0,800	0,257	0,267	0,541	0,800	0,257	0,200	0,541	0,800	0,257
0,30	1,200	0,543	0,800	0,395	0,600	0,541	0,800	0,473	0,400	0,541	0,800	0,473	0,300	0,541	0,800	0,473
0,40	1,600	0,545	0,800	0,458	0,800	0,541	0,800	0,727	0,533	0,541	0,800	0,727	0,400	0,541	0,800	0,727
0,50	2,000	0,547	0,800	0,514	1,000	0,542	0,800	1,019	0,667	0,541	0,800	1,017	0,500	0,541	0,800	1,017
0,60	2,400	0,553	0,800	0,569	1,200	0,543	0,800	1,118	0,800	0,541	0,800	1,336	0,600	0,541	0,800	1,336
0,70	2,800	0,559	0,800	0,621	1,400	0,544	0,800	1,210	0,933	0,542	0,800	1,686	0,700	0,541	0,800	1,684
0,80	3,200	0,564	0,800	0,670	1,600	0,545	0,800	1,296	1,067	0,542	0,800	1,934	0,800	0,541	0,800	2,058
0,90	3,600	0,568	0,800	0,716	1,800	0,546	0,800	1,377	1,200	0,543	0,800	2,054	0,900	0,542	0,800	2,457
1,00	4,000	0,572	0,800	0,760	2,000	0,547	0,800	1,454	1,333	0,544	0,800	2,167	1,000	0,542	0,800	2,881
1,10	4,400	0,575	0,800	0,802	2,200	0,550	0,800	1,533	1,467	0,544	0,800	2,276	1,100	0,543	0,800	3,024
1,20	4,800	0,578	0,800	0,842	2,400	0,553	0,800	1,610	1,600	0,545	0,800	2,380	1,200	0,543	0,800	3,162
1,30	5,200	0,582	0,800	0,882	2,600	0,556	0,800	1,685	1,733	0,546	0,800	2,480	1,300	0,544	0,800	3,294
1,40	5,600	0,586	0,800	0,921	2,800	0,559	0,800	1,758	1,867	0,546	0,800	2,577	1,400	0,544	0,800	3,421
1,50	6,000	0,590	0,800	0,960	3,000	0,562	0,800	1,829	2,000	0,547	0,800	2,671	1,500	0,545	0,800	3,545

Keterangan  Aliran bebas  Aliran tenggelam

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.19 Rating Curve Bukaannya Pintu Pengambilan PLTM Kepil  
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

#### 4.3.5 Bak Pengendap (*Sand Trap*)

Bak pengendap berfungsi untuk mengendapkan sedimen yang ikut masuk bersama aliran air.

- Menghitung kecepatan kritis butiran dengan persamaan

$$v_c = a\sqrt{d}$$

Dengan:

$$a = 44 \text{ (untuk } 0,1 \text{ mm} < d < 1 \text{ mm)}$$

$d$  = diameter butir 0,5 mm

maka,

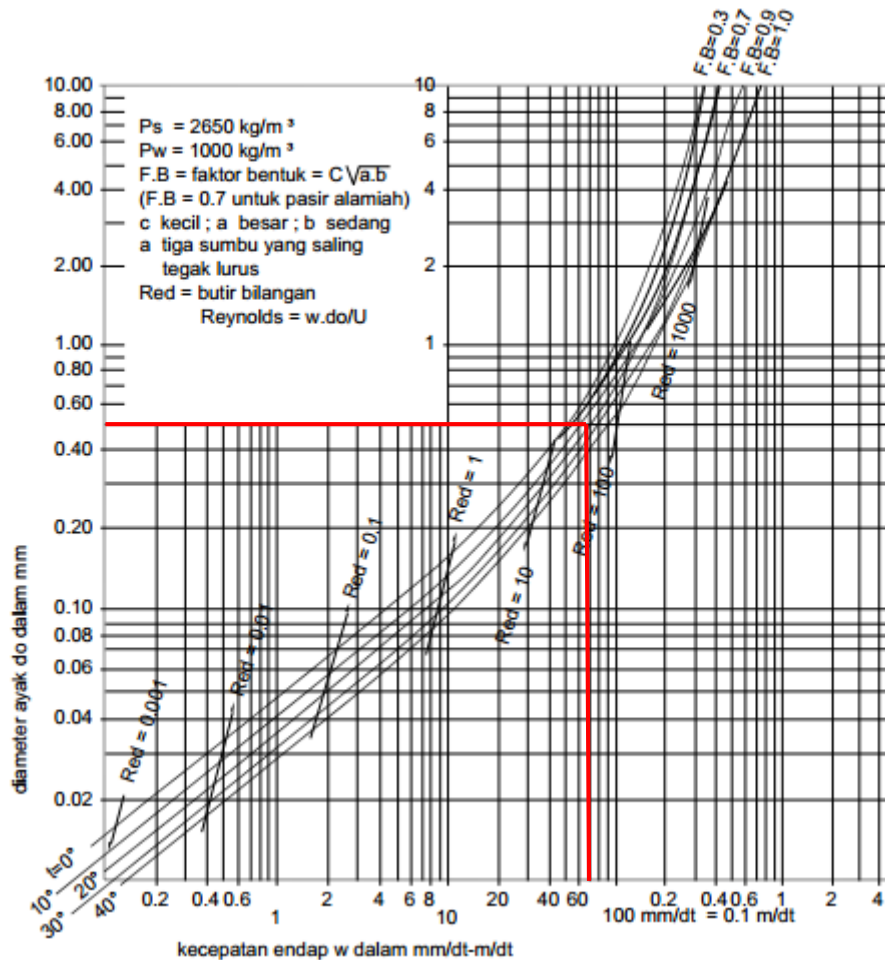
$$v_c = 44\sqrt{0,5}$$

$$= 31,11 \text{ cm/dt}$$

- Menentukan kecepatan dalam bak yang harus lebih kecil daripada kecepatan kritis butiran yaitu  $v = 30 \text{ cm/dt}$
- Menentukan kecepatan endap sedimen

$$\text{Suhu} = 20^\circ\text{C}$$

$$\text{Diameter butiran} = 0,5\text{mm}$$



Gambar 4.20 Hubungan Antara Diameter Saringan dan Kecepatan Endap Sedimen  
 Sumber: KP-02 Bangunan Utama, 2015

Dari gambar 4.18 didapatkan kecepatan endap sedimen ( $\omega$ ) sebesar 70 mm/dt

- Menghitung waktu untuk butir tiba di dasar bak (t) dengan persamaan berikut:

Tinggi air dalam bak (direncanakan) = 150 cm

Kecepatan endap sedimen ( $\omega$ ) = 7 cm/dt

Maka,

$$t = \frac{h}{\omega}$$

$$= \frac{150}{7}$$

$$= 21,428 \text{ detik}$$

- Menghitung panjang bak (L)

$$L = v \cdot t$$

$$= 30 \cdot 21,428$$

$$= 642,34 \text{ cm. Direncanakan } 7 \text{ m}$$

- Menghitung lebar bak (B)

Menggunakan debit andalan  $Q_{75} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$

$$Q = B \cdot h \cdot v$$

$$B = \frac{Q}{h \cdot v}$$

$$= \frac{1,377 \cdot 10^6}{150 \cdot 30}$$

$$= 306 \text{ cm. Direncanakan } 3 \text{ m}$$

#### 4.3.6 Saluran Pembawa Air (*Headrace*)

Saluran pembawa air untuk studi ini menggunakan saluran terbuka. Dalam studi ini dipilih penampang persegi dengan menggunakan beton.

Dimensi yang digunakan antara lain:

- Q pembangkit =  $1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Q desain (1,1 Qp) =  $1,514 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar saluran =  $1,5 \text{ m}$
- Koefisien manning =  $0,014$  (beton)
- Slope =  $0,002$  (direncanakan)

Menghitung tinggi muka air di saluran

$$Q = V \cdot A$$

$$= \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A$$

$$= \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot h)$$

$$= \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b+2h}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot h)$$

$$1,514 = \frac{1}{0,014} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot h}{1,5+2h}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,002^{\frac{1}{2}} \cdot (1,5 \cdot h)$$

Dengan cara coba-coba maka didapatkan kedalaman air,  $h = 0,47 \text{ m}$ .

- Menghitung kecepatan air disaluran

$$V = \frac{Q}{(b \cdot h)}$$

$$= \frac{1,514}{(1,5 \cdot 0,47)}$$

$$= 1,47 \text{ m/dt}$$

#### 4.3.7 Bak Penenang (*Forebay*)

Bak penenang berfungsi untuk mengontrol sedimen agar tidak masuk ke pipa penstock dan untuk mengontrol debit agar stabil. Bak penenang dilengkapi dengan *trashrack*.

Data yang diperlukan:

$$\text{Elevasi Dasar} = + 499,75 \text{ dpl}$$

$$\text{Debit andalan (Qp)} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$B \text{ (direncanakan)} = 5 \text{ m}$$

$$L \text{ (direncanakan)} = 10 \text{ m}$$

- Menghitung tinggi kritis muka air kritis pada bak penenang

$$\begin{aligned} h_c &= \left( \frac{(\alpha \times Q^2)}{(g+B^2)} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= \left( \frac{(1,1 \times 1,377^2)}{(9,81+500^2)} \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= 0,020 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung muka air efektif

$$\begin{aligned} V_{sc} &= 30 \times Q \\ &= 30 \times 1,377 \\ &= 41,310 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sc} &= B \times L \times d_{sc} \\ 41,310 &= 5 \times 10 \times d_{sc} \\ d_{sc} &= 0,826 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung kecepatan aliran

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{B \times d_{sc}} \\ &= \frac{1,377}{5 \times 0,826} \\ &= 0,333 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

#### 4.3.8 Pipa Pesat (*Penstock Pipe*)

Pipa pesat (*penstock pipe*) adalah pipa yang direncanakan untuk dapat menahan tekanan tinggi dan berfungsi untuk mengalirkan air dari bak penenang menuju turbin.

Perencanaan pipa pesat mencakup diameter pipa dan tebal pipa.

Parameter-parameter yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Debit rencana (Q) = 1,377 m<sup>3</sup>/dt



- Tinggi jatuh ( $H_{\text{gross}}$ ) = 25 m
- Panjang pipa (L) = 34,56 m
- Jumlah pipa = 1 buah
- Jenis pipa = pipa lingkaran dari baja (*welded steel*)
- Koefisien kekasaran (n) = 0,012
- g = 9,81 m<sup>2</sup>/dt
- Diameter pipa pesat

Dalam menghitung diameter pipa pesat digunakan beberapa persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \text{Diameter (Warnick, 1984)} &= 0,72 \cdot Q^{0,5} \\ &= 0,72 \cdot 1,377^{0,5} \\ &= 0,845 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter (USBR, 1986)} &= \frac{1,517 \cdot Q^{0,5}}{H^{0,25}} \\ &= \frac{1,517 \cdot 1,377^{0,5}}{25^{0,25}} \\ &= 0,796 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter (Fahlbusch, 1987)} &= \frac{1,12 \cdot Q^{0,45}}{H^{0,12}} \\ &= \frac{1,12 \cdot 1,377^{0,45}}{25^{0,12}} \\ &= 0,879 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter (Sakaria, 1987)} &= 3,55 \times \left( \frac{Q^2}{2g \cdot H} \right)^{1/4} \\ &= 3,55 \times \left( \frac{1,377^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 25} \right)^{1/4} \\ &= 0,885 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter (ESHA, 2004)} &= 2,69 \times \left( \frac{n^2 \cdot Q^2 \cdot L}{H} \right)^{0,1875} \\ &= 2,69 \times \left( \frac{0,012^2 \cdot 1,377^2 \cdot 25}{25} \right)^{0,1875} \\ &= 0,614 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\text{Diameter (RETscreen, Canada, 2005)} = \frac{\left( \frac{Q}{n} \right)^{0,43}}{H^{0,14}}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk nilai n adalah 1 (jumlah penstock)} &= \frac{\left( \frac{1,377}{1} \right)^{0,43}}{25^{0,14}} \\ &= 0,731 \text{ meter} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diameter pipa pesat, berikut adalah rekapitulasi perhitungan beserta rerata dan diameter pipa pesat yang terpilih.

Tabel 4.65 Rekapitulasi Analisis Perhitungan Diameter Pipa

no	analisis	D (meter)
1	warnick	0.845
2	USBR	0.796
3	fahlbusch	0.879
4	sarkaria	0.885
5	ESHA	0.614
6	RETscreen	0.731
	Max	0.885
	Min	0.614
	rerata	0.792
	digunakan	1.000

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan diameter rata-rata pipa pesat yaitu 0,795. Namun untuk memudahkan maka diameter direncanakan 1,00 meter.

- Tebal pipa

Dalam menghitung diameter pipa pesat digunakan beberapa persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \text{Tebal pipa (ASME)} &= (2,5 D) + 1,2 \\ &= (2,5 \cdot 1) + 1,2 \\ &= 3,70 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pipa (USBR)} &= (D + 500) / 400 \\ &= (1000 + 500) / 400 \\ &= 3,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pipa (PG\&E)} &= D / 288 \\ &= 1000 / 288 \\ &= 6,472 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tebal pipa tersebut sudah ditambah dengan jagaan korosi 3 mm. Ketebalan pipa yang tersedia minimal 8mm – 22mm (*Manual on Design Fabrication and Maintenance of Steel Penstock*), maka ketebalan pipa yang diambil sebesar 8 mm.

- Tumpuan pipa pesat

Untuk menyokong pipa pesat maka dibutuhkan tumpuan. Jarak antar tumpuan pipa pesat dipengaruhi oleh beban pipa pesat dan beban air yang akan melalui pipa pesat. Untuk itu agar didapatkan panjang antar tumpuan, terlebih dulu akan dihitung berat satuan pipa yang berisi penuh air sebagai berikut ( $\rho_{\text{baja}} = 7860 \text{ kg/m}^3$ )

$$\begin{aligned} \text{Berat pipa (W}_{\text{pipa}}) &= \pi \cdot d \times t \text{ (tebal)} \times \rho_{\text{baja}} \\ &= 3,14 \cdot 1,0 \times 0,008 \times 7860 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 197,62 \text{ kg/m} \\
\text{Berat air (W}_{\text{air}}) &= 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot \rho_{\text{air}} \\
&= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 1,0^2 \cdot 1000 \\
&= 785,71 \text{ kg/m} \\
W_{\text{pipa}} + W_{\text{air}} &= 197,62 + 785,71 \\
&= 983,34 \text{ kg/m} \\
\text{Jarak antar tumpuan (L)} &= 182,61 \times \frac{\sqrt[3]{(D+0,0147)^4 - D^4}}{P} \\
&= 182,61 \times \frac{\sqrt[3]{(1,0+0,0147)^4 - 1,0^4}}{983,34} \\
&= 7,193 \text{ meter}
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan didapatkan jarak antar tumpuan sebesar 7,193 meter. Namun untuk memudahkan dan lebih aman maka digunakan jarak antar tumpuan sebesar 7,0 meter.

#### 4.3.9 Kehilangan Tinggi (*Head Loss*)

Kehilangan tinggi tekan aliran adalah menurunnya besaran energi akibat gesekan maupun kontraksi yang terjadi selama proses pengaliran. Perhitungan *head loss* dibutuhkan untuk mengetahui tinggi jatuh efektif pada PLTM.

a) Kehilangan pada pemasukan saluran pengambilan

$$\begin{aligned}
\text{Debit rencana} &= 1,377 \text{ m}^3/\text{dt} \\
\text{Lebar intake} &= 1,5 \text{ m} \\
\text{Tinggi intake} &= 2,0 \text{ m} \\
f &= 0,1 \text{ (Gambar 2.8, bentuk inlet round)}
\end{aligned}$$

maka,

$$\begin{aligned}
\text{kecepatan aliran} &= \frac{Q}{A} \\
&= \frac{1,377}{1,5 \cdot 2} \\
&= 0,459 \text{ m/dt} \\
\text{Kehilangan tinggi} &= f \times \frac{v^2}{2g} \\
&= 0,1 \times \frac{0,459^2}{2 \cdot 9,81} \\
&= 0,00107 \text{ m}
\end{aligned}$$

b) kehilangan pada saringan bangunan pengambilan (*trashrack*)

$$\begin{aligned}
\text{ketebalan jeruji (t)} &= 0,12 \text{ m} \\
\text{jarak antar jeruji (b)} &= 0,07 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\text{sudut} = 60^0$$

$$\text{lebar trashrack} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi trashrack} = 2,0 \text{ m}$$

maka,

$$\begin{aligned} \text{kecepatan aliran} &= Q \times \frac{b+t}{b} \times \frac{1}{A} \times \frac{1}{\sin \alpha} \\ &= 1,377 \times \frac{0,07+0,12}{0,07} \times \frac{1}{(1,5 \cdot 2)} \times \frac{1}{\sin 60} \\ &= 0,62 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan nilai kehilangan tinggi diambil nilai  $K = 2,4$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tinggi} &= K \times \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V_0^2}{2g} \times \sin \alpha \\ &= 2,4 \times \left(\frac{0,07}{1,5}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0,62^2}{2 \cdot 9,81} \times \sin 60 \\ &= 0,00158 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Kehilangan tinggi pada pintu pengambilan

$$\text{kecepatan izin maksimum} = 2 \text{ m/dt}$$

sehingga kehilangan tinggi pada pintu pengambilan diestimasi adalah

$$\begin{aligned} \text{kehilangan tinggi} &= \frac{v^2}{2g} \\ &= \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,20387 \text{ m} \end{aligned}$$

d) Kehilangan tinggi pada pelebaran ke bak pengendap

$$B \text{ intake} = 1,5 \text{ m}$$

$$H \text{ intake} = 2,0 \text{ m}$$

$$V \text{ intake} = 0,459 \text{ m/dt}$$

$$B \text{ bak pengendap} = 3,0 \text{ m}$$

$$H \text{ bak pengendap} = 1,5 \text{ m}$$

Dengan data-data tersebut kehilangan tinggi pada pelebaran bak pengendap adalah

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang intake} &= b \times h \\ &= 1,5 \times 2,0 \\ &= 3,0 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang bak pengendap} &= b \times h \\ &= 3,0 \times 1,5 \\ &= 4,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien } (\xi) &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{3}{4,5}\right)^2 \\ &= 0,12 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tinggi} &= \xi \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 0,12 \times \frac{0,459^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,00129 \text{ m} \end{aligned}$$

e) Kehilangan tinggi pada penyempitan ke saluran pembawa

$$A \text{ bak pengendap} = 4,5 \text{ m}$$

$$V \text{ bak pengendap} = 0,3 \text{ m/dt}$$

$$B \text{ saluran pembawa} = 1,5 \text{ m}$$

$$H \text{ saluran pembawa} = 0,47 \text{ m}$$

Dengan data-data tersebut kehilangan tinggi pada penyempitan ke saluran pembawa adalah

$$\text{Luas penampang bak pengendap} = 4,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang saluran pembawa} &= b \times h \\ &= 1,5 \times 1,16 \\ &= 0,701 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien } (\xi) &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{4,5}{1,16}\right)^2 \\ &= 30,790 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kehilangan tinggi} &= \xi \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 30,790 \times \frac{0,300^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,14124 \text{ m} \end{aligned}$$

f) Kehilangan tinggi pada pelebaran ke bak penenang

$$A \text{ saluran pembawa} = 0,701 \text{ m}$$

$$V \text{ saluran pembawa} = 1,305 \text{ m/dt}$$

$$B \text{ bak penenang} = 5,0 \text{ m}$$

$$H \text{ bak penenang} = 0,456 \text{ m}$$

Dengan data-data tersebut kehilangan tinggi pada pelebaran bak pengendap adalah

$$\text{Luas penampang saluran pembawa} = 0,701 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang bak penenang} &= b \times h \\ &= 5,0 \times 0,456 \\ &= 2,281 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien } (\xi) &= \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \\ &= \left(1 - \frac{0,701}{2,281}\right)^2 \\ &= 0,479\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= \xi \times \frac{v^2}{2g} \\ &= 0,479 \times \frac{1,305^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,04167 \text{ m}\end{aligned}$$

g) kehilangan pada saringan bangunan pengambilan (*trashrack*)

$$\text{ketebalan jeruji (t)} = 0,12 \text{ m}$$

$$\text{jarak antar jeruji (b)} = 0,07 \text{ m}$$

$$\text{sudut} = 60^0$$

$$\text{lebar } trashrack = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi } trashrack = 1,0 \text{ m}$$

maka,

$$\begin{aligned}\text{kecepatan aliran} &= Q \times \frac{b+t}{b} \times \frac{1}{A} \times \frac{1}{\sin \alpha} \\ &= 1,377 \times \frac{0,07+0,12}{0,07} \times \frac{1}{(1 \cdot 1)} \times \frac{1}{\sin 60} \\ &= 1,861 \text{ m/dt}\end{aligned}$$

Untuk mendapatkan nilai kehilangan tinggi diambil nilai  $K = 2,4$

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= K \times \left(\frac{b}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{v_0^2}{2g} \times \sin \alpha \\ &= 2,4 \times \left(\frac{0,07}{1}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1,861^2}{2 \cdot 9,81} \times \sin 60 \\ &= 0,01418 \text{ m}\end{aligned}$$

h) Kehilangan tinggi pada pipa pesat (*penstock*)

kehilangan tinggi tekan pada pipa pesat pada umumnya cukup besar, beberapa kehilangan yang terjadi pada pipa pesat adalah karena pemasukan pipa pesat, belokan, gesekan, dan beberapa sebab lain yang menyebabkan kehilangan tinggi.

Data yang diperlukan:

$$\text{Debit rencana} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diameter pipa pesat} = 1,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 K_e &= 0,5 \text{ (jenis inlet)} \\
 K_v &= 0,2 \text{ (jenis gate)} \\
 \alpha_1 = \alpha_2 &= 45^0 \\
 \xi &= 0,363 \text{ (hasil interpolasi Gambar 2.12)} \\
 \text{Panjang pipa pesat} &= 140 \text{ m} \\
 g &= 9,81 \text{ m}^2/\text{dt} \\
 n &= 0,012 \text{ (welded steel)}
 \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi pada pemasukan pipa pesat

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan aliran} &= \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \\
 &= \frac{4 \cdot 1,377}{\pi \cdot 1,0^2} \\
 &= 1,753 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= K_e \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 0,5 \times \frac{1,753^2}{2 \cdot 9,81} \\
 &= 0,07834 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi pada belokan 1 dan 2 pipa pesat

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= \xi \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 0,363 \times \frac{1,753^2}{2 \cdot 9,81} \\
 &= 0,05687 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi gesekan pipa pesat

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{124,5 \times n^2}{d^{1/3}} \\
 &= \frac{124,5 \times 0,012^2}{0,6^{1/3}} \\
 &= 0,0537
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= f \times \frac{L}{d} \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 0,0537 \times \frac{34,65}{1,0} \times \frac{1,753^2}{2 \cdot 9,81} \\
 &= 0,29197 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kehilangan pada katup (*inlet valve*)

$$\text{Kehilangan tinggi} = K_v \times \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0,2 \times \frac{1,753^2}{2 \cdot 9,81}$$

$$= 0,03133 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan kehilangan tinggi, berikut adalah rekapitulasi kehilangan tinggi sebelum pipa pesat dan setelah pipa pesat

Tabel 4.66 Rekapitulasi Kehilangan Tinggi pada PLTM Kepil

no	letak kehilangan	kehilangan (meter)
1	pemasukan saluran pengambilan	0,00107
2	<i>trashrack</i>	0,00158
3	pintu pengambilan	0,20387
4	pelebaran ke bak pengendap	0,00129
5	penyempitan <i>headrace</i>	0,14124
6	pelebaran bak penenang	0,04167
7	<i>trashrack</i>	0,01418
8	<i>inlet penstock</i>	0,07834
9	belokan 1 <i>penstock</i>	0,05687
10	belokan 2 <i>penstock</i>	0,05687
11	gesekan sepanjang <i>penstock</i>	0,29197
12	katup ( <i>inlet valve</i> )	0,03133
jumlah		0,92028

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Sehingga, berdasarkan kehilangan tinggi. Tinggi jatuh efektif adalah  $25 - 0,92028 = 24,07972$  meter  $\approx 24,08$  meter.

#### 4.3.10 Saluran Pembuang (*Tail Race*)

Saluran pembuang berfungsi untuk mengalirkan debit kembali ke sungai. Saluran pembuang direncanakan berbentuk persegi menggunakan pasangan batu.

Dimensi yang digunakan antara lain:

$$Q \text{ pembangkit} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q \text{ desain (1,1 } Q_p) = 1,514 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_{\text{eff}} = 24,08 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

- Menghitung tinggi muka air di saluran

$$Q = V \cdot A$$

$$= \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{b \cdot h}{b+2h} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot (b \cdot h)$$

$$1,515 = \frac{1}{0,017} \cdot \left( \frac{1 \cdot h}{1+2h} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,002^{\frac{1}{2}} \cdot (1 \cdot h)$$

Dengan cara coba-coba maka didapatkan kedalaman air,  $h = 1,00$  m.



- Menghitung kecepatan air disaluran

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{Q}{(b \cdot h)} \\
 &= \frac{1,515}{(1 \cdot 1,16)} \\
 &= 1,51 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

#### 4.4 Analisa Mekanikal Elektrikal

##### 4.4.1 Turbin Air

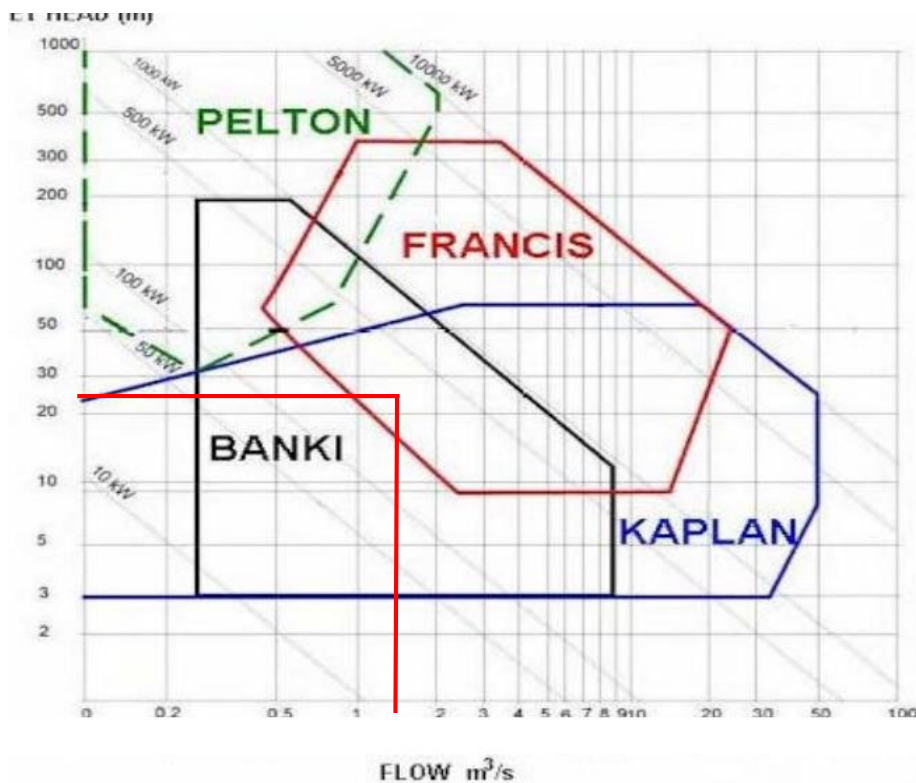
Turbin air adalah turbin dengan air sebagai fluida kerja. Air yang mengalir dari tempat yang lebih tinggi menuju tempat yang lebih rendah, hal ini air memiliki energi potensial. Dalam proses aliran dalam pipa, energi potensial tersebut berangsur-angsur berubah menjadi energi mekanis, dimana air memutar roda turbin. Roda turbin dihubungkan dengan generator yang mengubah energi mekanis menjadi energi listrik.

- Pemilihan turbin

Dalam pemilihan turbin, penentuan dilakukan dengan parameter debit dan tinggi jatuh efektif.

$$\text{Debit (Q}_{97}\text{)} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Tinggi jatuh efektif (H}_{\text{eff}}\text{)} = 24,08 \text{ m}$$



Gambar 4.21 Penentuan Tipe Turbin Berdasarkan Tinggi Jatuh dan Debit Desain  
Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Berdasarkan hasil analisis turbin menggunakan grafik diatas, yang paling cocok berdasarkan tinggi jatuh dan debit, turbin yang direkomendasikan adalah **turbin Francis**.

- Kecepatan putar turbin dan generator

Data yang diperlukan:

$$\text{Debit} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$H_{\text{eff}} = 24,08 \text{ m}$$

Kecepatan putar turbin Francis ditentukan berdasarkan persamaan-persamaan berikut:

1. Kecepatan spesifik

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{1,924}{H^{0,512}} \\ &= \frac{1,924}{24,08^{0,512}} \\ &= 0,377 \end{aligned}$$

2. Kecepatan putar turbin

$$\begin{aligned} N &= \frac{N_s \times (9,81 \times H)^{3/4}}{Q^{0,5}} \\ &= \frac{0,377 \times (9,81 \times 24,08)^{3/4}}{1,377^{0,5}} \\ &= 19,378 \text{ t/s} \end{aligned}$$

#### 4.4.2 Generator

Generator merupakan suatu alat yang dapat mengubah energi gerak menjadi energi listrik. Generator yang dipakai pada PLTM pada umumnya adalah 3 fasa dengan frekuensi 50 hz. Perhitungan kecepatan generator dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$P_{\text{turbin}} = 256,792 \text{ (perhitungan daya dan energi)}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan spesifik maksimum} &= \frac{23000}{(H+30)} + 40 \\ &= \frac{23000}{(24,08+30)} + 40 \\ &= 458,181 \text{ m-kW} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan putaran} &= \frac{(N_s \cdot H_{\text{eff}}^5)}{\sqrt{P}} \\ &= \frac{(458,181 \cdot 24,08^5)}{\sqrt{260,22}} \\ &= 1515,06 \text{ min}^{-1} \end{aligned}$$

$$\text{Kecepatan putaran} = \frac{120 \times f}{p}$$

$$1515,06 = \frac{120 \times f}{p}$$

$$P = 3,960$$

Untuk pemilihan generator, akan direncanakan dengan meninjau jumlah kutub yang telah dihitung dengan tabel berikut

Tabel 4.67 Pemilihan generator

Kutub	50Hz (rpm)
4	1500
6	1000
8	750
10	600
12	500

Sumber: IEEJ Standart JEC-4001 Hydro turbine and pump turbine

Berdasarkan tabel 4.69 Maka didapat spesifikasi untuk generator PLTM Kepil adalah sebagai berikut

- Jumlah kutub = 4
- Frekuensi = 50 Hz
- Kecepatan putar = 1500 rpm

#### 4.4.3 Daya dan Energi

Keuntungan proyek PLTM ditentukan dari besar daya yang dibangkitkan dan jumlah energi yang dibangkitkan tiap tahun. Besarnya daya yang dibangkitkan dalam PLTM Kepil sebagai berikut:

$$\text{Debit} = 1,377 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Tinggi jatuh efektif (H}_{\text{eff}}) = 24,08 \text{ m}$$

$$\text{Efisiensi turbin } (\eta_t) = 0,93$$

$$\text{Efisiensi generator } (\eta_g) = 0,95$$

Daya listrik yang dibangkitkan dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned} P_{\text{turbin}} &= 9,81 \times \eta_t \times Q \times H_{\text{eff}} \\ &= 9,81 \times 0,93 \times 1,377 \times 24,08 \\ &= 260,22 \text{ kW} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{generator}} &= 9,81 \times \eta_g \times \eta_t \times Q \times H_{\text{eff}} \\ &= 9,81 \times 0,95 \times 0,80 \times 1,377 \times 24,08 \\ &= 247,21 \text{ kW} \end{aligned}$$

Perhitungan produksi energi tahunan dilakukan dengan memperhitungkan daya yang dihasilkan per satuan waktu dalam kurun waktu satu tahun. Contoh perhitungan banyaknya energi yang dihasilkan pembangkit dalam satu tahun sebagai berikut:

$$E = P \times t \times n$$

Bulan Januari:

Q pakai = 1,377 m<sup>3</sup>/dt

P = 247,21 kW

n = 31 hari

t = 24 jam

E = 183925,05 kWh

Untuk perhitungan energi total dihasilkan disajikan pada tabel berikut:

Tabel 4.68 Daya dan Energi yang Dihasilkan

No	Bulan	Hari	Q prob (m <sup>3</sup> /dt)	Q pakai (m <sup>3</sup> /dt)	Heff (meter)	$\eta$ turbin	$\eta$ generator	Daya (kW)	Energi (kWh/tahun)
1	Januari	31	0,823	0,6885	24,08	0,8	0,95	123,61	91.962,53
2	Februari	28	9,341	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	193.121,30
3	Maret	31	8,226	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	213.812,87
4	April	30	5,668	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	206.915,68
5	Mei	31	3,968	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	213.812,87
6	Juni	30	2,224	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	206.915,68
7	Juli	31	1,536	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	213.812,87
8	Agustus	31	1,075	0,6885	24,08	0,8	0,95	123,61	91.962,53
9	September	30	0,807	0,6885	24,08	0,8	0,95	123,61	88.995,99
10	Oktober	31	0,527	0	24,08	0,93	0,95	0	-
11	November	30	4,910	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	206.915,68
12	Desember	31	9,488	1,377	24,08	0,93	0,95	287,38	213.812,87
RERATA								222,49	
TOTAL									1.942.040,87

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel 4.68 Menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 11 bulan. Untuk 1 bulan selebihnya merupakan kondisi dimana system mengalami *shut down*. Dan didapatkan hasil daya rerata sebesar 222,49 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 1.942.040,87 kWh/tahun atau sebesar 1,942 GWh/tahun.

#### 4.5 Jumlah Rumah yang Dapat Terlayani

Bedasarkan ketersediaan daya yang dibangkitkan melalui PLTM Kepil maka dapat dihitung berapa rumah yang akan menerima suplai daya listrik baru. Menurut Peraturan Menteri ESDM no. 28 Tahun 2016, golongan tarif listrik terendah untuk keperluan rumah tangga yaitu sebesar 450 W. Maka dapat dihitung jumlah rumah yang dapat disuplai oleh PLTM Kepil dengan asumsi satu rumah memperoleh daya 450W,

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah rumah} &= \text{daya hasil pembangkitan} / \text{kebutuhan minimum listrik} \\
 &= 222490 \text{ W} / 450 \text{ W} \\
 &= 494 \text{ Rumah}
 \end{aligned}$$