

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

Dalam perencanaan Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro (PLTM) Warkapi berdasarkan metodologi penelitian, maka diperlukan analisa hidrologi untuk mengetahui curah hujan rancangan yang digunakan untuk menentukan debit banjir rancangan. Penentuan metode yang digunakan tergantung pada hasil uji, parameter dan juga karakteristik lokasi studi. Adapun data yang digunakan dalam perhitungan debit banjir rancangan yaitu data hujan harian maksimum tahunan dari stasiun hujan Rendani dengan koordinat $0^{\circ}53'31''$ LS dan $134^{\circ}02'57''$ BT dan stasiun hujan Ransiki dengan koordinat $1^{\circ}30'07''$ LS dan $134^{\circ}10'53''$ BT. Adapun jarak dari lokasi studi dengan stasiun hujan Rendani yaitu 33 km dengan waktu tempuh 1 sampai 1,5 jam Dan jarak dari lokasi studi dengan stasiun hujan Ransiki yaitu 145 km dengan waktu tempuh 3 sampai 3,5 jam sebagai berikut:

Tabel 4.1
Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)		Jumlah Curah Hujan (mm/hari)	Rerata Curah Hujan (mm/hari)
		Rendani	Ransiki		
1	2007	113	83.1	196.1	98.05
2	2008	76.2	61.5	137.7	68.85
3	2009	98.6	92.5	191.1	95.55
4	2010	92.4	90.7	183.1	91.55
5	2011	123.1	69.5	192.6	96.3
6	2012	215.2	76.9	292.1	146.05
7	2013	164.4	113.4	277.8	138.9
8	2014	115.7	90.7	206.4	103.2
9	2015	144.2	90.7	234.9	117.45
10	2016	140.7	112.3	253	126.5

Sumber: Data Perhitungan (2018)

4.1.1. Uji Homogenitas Data

Data-data hujan yang ada sebelum digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan, perlu diuji dulu kualitas dari data tersebut dengan menggunakan uji homogenitas data. Adapun dalam pengujian homogenitas data ini menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) seperti yang dijelaskan pada tinjauan pustaka. Adapun metode lain yang dapat digunakan yaitu kurva massa ganda, namun kurva massa ganda memiliki syarat untuk digunakan terhadap data yang berasal dari lebih dari tiga stasiun hujan. Sedangkan metode RAPS dapat menentukan suatu data terdapat kesalahan atau tidak yang menyebabkan data tersebut tidak valid hanya dengan satu stasiun hujan saja. Langkah-langkah perhitungan uji RAPS adalah sebagai berikut:

- Data hujan harian maksimum tahunan 10 tahun terakhir dicari nilai reratanya. Untuk menghitung nilai reratanya berikut perhitungannya.

$$\bar{x} = \frac{98.05 + 68.85 + 95.55 + 91.55 + 96.3 + 146.05 + 138.9 + 103.2 + 117.45 + 126.5}{10} = 108.24 \text{ mm/hari}$$

- Setelah menghitung debit rerata, dilanjutkan menghitung Sk^* , dalam hal ini diambil contoh pada tahun 2007.

$$Sk^* = x_n - \bar{x}$$

$$Sk^* = 98.05 - 108.24 = -10.19$$

Hasil dari Sk^* memungkinkan negatif (-), sehingga nilai Sk^* harus diabsolut

- Setelah didapat maka diperlukan menghitung D_y^2 , diambil contoh pada tahun 2007.

$$D_y^2 = \frac{Sk^2}{n}$$

$$D_y^2 = \frac{10.19^2}{10} = 10.384$$

- Selanjutnya menghitung nilai D_y ,

$$D_y = \sqrt{\sum D_y^2}$$

$$D_y = \sqrt{(10.384 + 155.157 + 16.104 + 27.856 + 14.256 + 142.960 + 94.004 + 2.540 + 8.482 + 33.343)} \\ = 22.474$$

- Menghitung Sk^{**} , diambil contoh pada tahun 2007.

$$Sk^{**} = \frac{Sk^*}{D_y} \\ = \frac{10.19}{22.474} = 0.453$$

- Setelah perhitungan diatas, maka dapat ditentukan Sk^{**} maksimum dan san Sk^{**} minimum dengan nilai 1.753 dan 0.224
- Selanjutnya nilai Sk^{**} maksimum disebut juga nilai Q, $Q = 1.753$

- Dicari nilai $R = Sk^{**\text{maksimum}} - Sk^{**\text{minimum}} = 1.753 - 0.224 = 1.528$
- Selanjutnya menghitung nilai $Q/(n^{0.5}) = 1.753/(10^{0.5}) = 0.554$
- Selanjutnya menghitung nilai $R/(n^{0.5}) = 1.528/(10^{0.5}) = 0.483$
- Hasil $Q/(n^{0.5})$ dan $R/(n^{0.5})$ perhitungan dibandingkan dengan nilai pembanding pada tabel 2.1

Tabel 4.2
Perhitungan Uji RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*)

NO	Tahun	Curah Hujan Maksimum (mm/hari)	Sk*	[Sk*]	Dy2	Dy	Sk**
1	2007	98.05	-10.190	10.190	10.384		0.453
2	2008	68.85	-39.390	39.390	155.157		1.753
3	2009	95.55	-12.690	12.690	16.104		0.565
4	2010	91.55	-16.690	16.690	27.856		0.743
5	2011	96.3	-11.940	11.940	14.256		0.531
6	2012	146.05	37.810	37.810	142.960	22.474	1.682
7	2013	138.9	30.660	30.660	94.004		1.364
8	2014	103.2	-5.040	5.040	2.540		0.224
9	2015	117.45	9.210	9.210	8.482		0.410
10	2016	126.5	18.260	18.260	33.343		0.812
Rerata		108.240	-	19.188	-	Max	1.753
Jumlah					505.085	Min	0.224
n	=	10					
Q	=	1.753					
R	=	1.528					
$Q/(n^{0.5})$ (P _{95%})	=	0.554	<		1.14	Diterima	
$R/(n^{0.5})$ (P _{95%})	=	0.483	<		1.28	Diterima	

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

4.1.2. Uji Abnormalitas Data

Data-data hujan yang telah melalui pengujian homogenitas data, maka perlu pengujian lagi agar data tersebut dapat digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan, pengujian tersebut yaitu pengujian abnormalitas data. Dalam pengujian abnormalitas sesuai dengan tinjauan pustaka menggunakan metode *Inlier-Outlier*. menggunakan uji abnormalitas yang bertujuan untuk mengetahui data maksimum dan data minimum dari rangkaian data hujan tersebut layak atau tidak digunakan. Berikut ini perhitungan uji abnormalitas data menggunakan metode *Inlier-Outlier*.

- Data diurutkan dari yang terbesar hingga terkecil besarnya curah hujan, yang disajikan pada Tabel 4.3

Tabel 4.3
Data Hujan Terurut

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)
1	2008	68.85
2	2010	91.55
3	2009	95.55
4	2011	96.3
5	2007	98.05
6	2014	103.2
7	2015	117.45
8	2016	126.5
9	2013	138.9
10	2012	146.05

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

- Menghitung nilai Log dari data curah hujan tiap tahunnya. Diambil contoh perhitungan pada tahun 2008.

$$\text{Log } X = \text{Log } (68.85) = 1.838$$

- Menghitung nilai rerata dari nilai Log data hujan tiap tahunnya.

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} = \frac{1.838 + 1.962 + 1.980 + 1.984 + 1.991 + 2.014 + 2.070 + 2.102 + 2.143 + 2.165}{10} = 2.025$$

- Menghitung nilai simpangan baku dari nilai Log data hujan tiap tahunnya.

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

$$= \sqrt{\frac{0.085}{10-1}} = 0.097$$

- Mencari nilai Kn dari tabel 2.2. dimana nilai Kn = 2.036
- Menghitung nilai Ambang Atas (X_H)

$$X_H = 10^{(\text{Xrerata} + Kn \cdot Sd)}$$

$$= 10^{(2.025 + 2.036 \times 0.097)}$$

$$= 167.082 \text{ mm/hari}$$

- Menghitung nilai Ambang Bawah (X_L)

$$X_L = 10^{(\text{Xrerata} - Kn \cdot Sd)}$$

$$= 10^{(2.025 - 2.036 \times 0.097)}$$

$$= 67.082 \text{ mm/hari}$$

- Dengan didapatkan nilai ambang atas dan nilai ambang bawah maka data hujan dapat di uji.

- Untuk batas atas : dapat dibandingkan nilai batas atas dengan nilai yang memiliki probabilitas terendah. Apabila data lebih kecil dari batas atas maka data diterima, berlaku sebaliknya.
- Untuk batas bawah : dapat dibandingkan nilai batas bawah dengan nilai yang memiliki probabilitas tertinggi. Apabila data lebih besar dari batas bawah maka data diterima, berlaku sebaliknya.

Untuk perhitungan lebih jelas dapat melihat tabel 4.4

Tabel 4.4
Perhitungan Uji *Inlier-Outlier*

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)	Log X	LogX - LogXrerata	(LogX - LogXrerata) ²
1	2008	68.85	1.838	-0.187	0.03492
2	2010	91.55	1.962	-0.063	0.00398
3	2009	95.55	1.980	-0.045	0.00198
4	2011	96.3	1.984	-0.041	0.00169
5	2007	98.05	1.991	-0.033	0.00111
6	2014	103.2	2.014	-0.011	0.00012
7	2015	117.45	2.070	0.045	0.00203
8	2016	126.5	2.102	0.077	0.00598
9	2013	138.9	2.143	0.118	0.01391
10	2012	146.05	2.165	0.140	0.01953
Jumlah		20.248	0.000	0.085	
Standar Deviasi		0.097			
Rerata		2.025			
Kn		2.036			
N		10			
X _H		167.082			
X _L		67.082			

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

Sehingga, dari hasil perhitungan uji outlier **tidak ada data yang melewati batas atas dan batas bawah** sehingga uji outlier keseluruhan data **diterima**.

4.1.3. Perhitungan Parameter Statistik

Sebagai parameter penentu untuk memilih suatu metode yang akan digunakan maka diperlukan parameter statistik. Parameter statistik tersebut meliputi rerata, standar deviasi, nilai maksimum data, nilai minimum data, kepencengan dan kurtosis. Adapun langkah perhitungan yang dilakukan untuk analisis sebagai berikut:

- Menghitung nilai rerata

$$\bar{x} = \frac{98.05 + 68.85 + 95.55 + 91.55 + 96.3 + 146.05 + 138.9 + 103.2 + 117.45 + 126.5}{10} = 108.24 \text{ mm/hari}$$

- Menentukan nilai maksimum dan minimum dapat langsung dilihat dari data.

Nilai Maksimum = 146.05 mm/hari

Nilai Minimum = 68.85 mm/hari

- Sebelum menghitung standar deviasi maka dilakukan perhitungan $(xi - \bar{x})^2$, dalam hal ini diambil contoh pada tahun 2012. (Nilai curah hujan pada tahun tersebut – nilai rerata)² sehingga didapat $(126.05 - 108.24)^2 = 163,84$
- Menghitung nilai simpangan baku dari nilai Log data hujan tiap tahunnya.

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

$$= \sqrt{\frac{5050.849}{10-1}} = 23.690$$

- Kemudian dilanjutkan untuk menghitung kepencenggan atau Cs.

$$Cs = \frac{n^2 M_{3c}}{(n-1)(n-2)Sd^3} = \frac{10^2 19046.740}{(10-1)(10-2)23.690^3} = 0.199$$

- Dilanjutkan untuk menghitung kurtosis atau Ck.

$$Ck = \frac{n^3 M_{4c}}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^3} = \frac{10^3 5588434.696}{(10-1)(10-2)(10-3)23.690^4} = 35.206$$

Untuk perhitungan yang lebih jelas dapat melihat tabel 4.5 dan 4.6 berikut.

Tabel 4.5

Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)	$(xi - x_{rerata})^2$	$(xi - x_{rerata})^3$	$(xi - x_{rerata})^4$
1	2012	146.05	1429.596	54053.029	2043745.009
2	2013	138.9	940.036	28821.491	883666.929
3	2016	126.5	333.428	6088.388	111173.964
4	2015	117.45	84.824	781.230	7195.128
5	2014	103.2	25.402	-128.024	645.241
6	2007	98.05	103.836	-1058.090	10781.936
7	2011	96.3	142.564	-1702.209	20324.380
8	2009	95.55	161.036	-2043.548	25932.626
9	2010	91.55	278.556	-4649.101	77593.501
10	2008	68.85	1551.572	-61116.425	2407375.981
Jumlah		1082.4	5050.849	19046.740	5588434.696
Rerata		108.24			
Maksimum		146.05			
Minimum		68.85			
Sd		23.690			
Cs		0.199			
Ck		-0.467			
Cv		35.206			

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

Tabel 4.6
Syarat Pemilihan Distribusi

Parameter	Distribusi		
	Normal	Gumbel I	Log Pearson III
Koefisien Variansi (Cv)	Nilai Perhitungan		35.206
	Syarat	Bebas	Bebas
	Keterangan	Terpenuhi	Terpenuhi
Koefisien Skewness (Cs)	Nilai Perhitungan		0.199
	Syarat	0.000	1.14
	Keterangan	Tidak Terpenuhi	Tidak Terpenuhi
Koefisien Kurtosis (Ck)	Nilai Perhitungan		-0.467
	Syarat	3	5.400
	Keterangan	Tidak Terpenuhi	Tidak Terpenuhi

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

Dari perhitungan didapatkan bahwa distribusi normal dan distribusi log normal kurang cocok untuk digunakan, sedangkan log pearson III karena tidak ada batasan, maka dapat digunakan. Dalam perhitungan menggunakan distribusi gumbel sebagai pembanding.

4.1.4. Analisa Curah Hujan Rancangan

4.1.4.1. Distribusi Gumbel I

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 4.7

Tabel 4.7

Parameter Distribusi Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)
1	2012	146.05
2	2013	138.9
3	2016	126.5
4	2015	117.45
5	2014	103.2
6	2007	98.05
7	2011	96.3
8	2009	95.55
9	2010	91.55
10	2008	68.85
Rerata		108.24
Sd		23.690

Sumber: Perhitungan Penulis (2018)

- Selanjutnya, dihitung nilai hujan rancangan dengan periode ulang yang sama dengan metode Gumbel I yaitu 2,5,10,20,25,50 dan 100 tahun. Serta dihitung pula nilai probabilitas dengan pembagian antara 100 dengan kala ulang. Seperti contoh pada kala ulang 2 tahun maka $100/2 = 50\%$

- Menghitung Y_t dengan rumus:

$$Y_t = \left(-\frac{\ln(-\ln(Tr - 1))}{Tr} \right)$$

dengan Tr merupakan kala ulang. Sehingga, diambil contoh pada kala ulang 2 tahun

$$Y_t = \left(-\frac{\ln(-\ln(2 - 1))}{2} \right) \\ = 0.3665$$

- 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 $S_n = 0.9496$
- Menghitung nilai K , nilai $K = (Y_t - Y_n)/S_n$, pada kala ulang 2 maka $(0.3665 - 0.4952)/0.9496 = -3.2104$
- Selanjutnya dapat dihitung nilai hujan rancangan, kala ulang 2 tahun didapat nilai dengan mengoperasikan $X_{rera} + K \cdot S_d = 108.24 + (-3.2104) \cdot 23.690 = 105.03$ mm/hari

Untuk perhitungan selanjutnya akan ditampilkan pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8
Hujan Rancangan Distribusi Gumbel

Tr (tahun)	Y_T	K	$S_d \cdot K$	$R_{rancangan}$ (mm/hari)
2	0.3665	-0.1355	-3.2104	105.03
5	1.4999	1.0581	25.0654	133.31
10	2.2504	1.8483	43.7864	152.03
20	2.9702	2.6064	61.7440	169.98
25	3.1985	2.8468	67.4404	175.68
50	3.9019	3.5876	84.9883	193.23
100	4.6001	4.3228	102.4066	210.65

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.1.4.2.Distribusi Log Pearson III

Perhitungan hujan rancangan menggunakan metode Log Pearson III menggunakan parameter rerata, standar deviasi, dan skewness. perhitungan parameter statistik untuk distribusi Log Pearson III juga telah dilakukan pada beberapa poin sebelumnya. Untuk lebih jelas parameter tersebut ditampilkan pada Tabel 4.9 berikut.

Tabel 4.9
Parameter Statistik Log Pearson III

Tahun	Curah Hujan (mm/hari)	Log X	[Log x-log x rerata]	[Log x-log x rerata] ³
2012	146.05	2.165	0.140	0.00272828
2013	138.9	2.143	0.118	0.00164023
2016	126.5	2.102	0.077	0.00046227
2015	117.45	2.070	0.045	0.00009163
2014	103.2	2.014	-0.011	-0.00000136
2007	98.05	1.991	-0.033	-0.00003700
2011	96.3	1.984	-0.041	-0.00006965
2009	95.55	1.980	-0.045	-0.00008835
2010	91.55	1.962	-0.063	-0.00025137
2008	68.85	1.838	-0.187	-0.00652510
Jumlah		20.248	-	-0.00205041
Rerata		2.025		
Standar Deviasi		0.097		
Cs		-0.309		

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

- Selanjutnya, periode ulang yang ditentukan untuk perhitungan hujan rancangan sama seperti sebelumnya menggunakan periode 2,5,10,20,25,50 dan 100 tahun. Serta dihitung pula nilai probabilitas dengan pembagian antara 100 dengan kala ulang. Seperti contoh pada periode 2 maka $100/2 = 50\%$
- Kemudian, mencari nilai G pada tabel Log Pearson III, dengan periode ulang 2 dan kepencengangan (Cs) = -0.309 maka didapat nilai G = 0.0514.
- Setelah didapatkan nilai G, dapat dihitung nilai $\log(x) = \text{log}(x) \text{ rerata} + G.s = 2.025 + 0.0514).0.097 = 2.0298$.
- Kemudian setelah didapatkan nilai log pada periode ulang 2 maka di anti-log dengan $10^{2.0298}$ sehingga curah hujan rancangan 2 tahun adalah 107.096 mm

Untuk perhitungan selanjutnya akan ditampilkan pada Tabel 4.10

Tabel 4.10
Hujan Rancangan Distribusi Log Pearson III

Kala Ulang (Tahun)	Probabilitas (%)	G	G x sd	Log R _{rancangan}	R _{rancangan} (mm/hari)
2	50	0.0514	0.0050	2.0298	107.096
5	20	0.8531	0.0830	2.1078	128.174
10	10	1.2439	0.1211	2.1458	139.907
20	5	1.5525	0.1511	2.1759	149.923
25	4	1.6399	0.1596	2.1844	152.891
50	2	1.8846	0.1834	2.2082	161.507
100	1	2.0972	0.2041	2.2289	169.391

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil perhitungan hujan rencana maka didapatkan rekapitulasi perhitungan untuk metode gumbel dan Log Pearson III seperti yang ditampilkan pada tabel 4.11. berikut

Tabel 4.11
Rekapitulasi Perhitungan Curah Hujan Rancangan

No.	Kala Ulang	Probabilitas (%)	Curah Hujan Rancangan (mm/hari)	
			Gumbel I	Log Pearson III
1	2	50	105.03	107.096
2	5	20	133.31	128.174
3	10	10	152.03	139.907
4	20	5	169.98	149.923
5	25	4	175.68	152.891
6	50	2	193.23	161.507
7	100	1	210.65	169.391

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.1.5. Uji Kesesuaian Distribusi

4.1.5.1.Uji Smirnov Kolmogorof

Pada uji Smirnov Kolmogorof akan diuji diterima atau tidaknya suatu distribusi. Dalam hal ini langkah-langkah perhitungan akan dijabarkan dari masing-masing distribusi, mulai dari Distribusi Gumbel dan Distribusi Log Pearson III. Berikut ini merupakan langkah-langkah untuk distribusi Gumbel.

- Untuk perhitungan Smirnov Kolmogorof pada Distribusi Gumbel, akan diuji dengan mengurutkan data hujan dari terbesar hingga terkecil terlebih dahulu.
- Kemudian, menghitung probabilitas teoritis dengan rumus $1/n+1 \times 100\%$. Diambil contoh pada Tahun 2012, dengan jumlah data 10, maka $1/10+1 \times 100\% = 9,09\%$.
- Mencari nilai K dalam hal ini diambil pada Tahun 2012 dan parameter statistik yang telah dihitung pada perhitungan distribusi gumbel, untuk rerata = 108.24 dan Sd = 23.690. Sehingga, $\frac{X-X_{rerata}}{Sd} = \frac{146.05 - 108.24}{23.690} = 1.5960$
- Mencari nilai Yt, dengan $K.Sn + Y_n$; nilai Sn dan Yn didapat dari Tabel Distribusi Gumbel untuk jumlah data = 10, nilai Sn = 0.9496 dan Yn = 0.4952. Sehingga, $1.5960 \cdot 0.9496 + 0.4952 = 2.011$
- Mencari nilai Probabilitas (%), dengan nilai $1-e^{-e^{-Yt}} = 1-e^{-e^{-2.011}} = 12.531$
- Kemudian probabilitas teoritis dan empiris dicari selisihnya $[P(X_i) - P_t] = 9,09\% - 12.531\% = 3.440\%$
- Setelah itu melihat tabel untuk level of significant = 5% dan jumlah data = 10, maka didapatkan D kritis = 40.9%. Nilai D kritis ini nantinya akan dibandingkan dengan nilai Dmaksimum $[P(X_i) - P_t]$

Untuk perhitungan uji Smirnov Kolmogorof Distribusi Gumbel yang lebih jelas dapat dilihat Tabel 4.12 berikut.

Tabel 4.12

Uji Smirnov Kolmogorof Distribusi Gumbel I

No.	Tahun	Curah Hujan (Xi) (mm/hari)	P(Xi) (%)	k	Yt	Pt (%)	[P(Xi)-Pt] (%)
1	2012	146.05	9.09	1.5960	2.011	12.531	3.440
2	2013	138.9	18.18	1.2942	1.724	16.332	1.850
3	2016	126.5	27.27	0.7708	1.227	25.407	1.865
4	2015	117.45	36.36	0.3888	0.864	34.381	1.982
5	2014	103.2	45.45	-0.2128	0.293	52.569	7.114
6	2007	98.05	54.55	-0.4301	0.087	60.025	5.480
7	2011	96.3	63.64	-0.5040	0.017	62.602	1.034
8	2009	95.55	72.73	-0.5357	-0.013	63.708	9.019
9	2010	91.55	81.82	-0.7045	-0.174	69.573	12.245
10	2008	68.85	90.91	-1.6627	-1.084	94.796	3.887
D maks							12.245
D Kritis							40.9

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil perhitungan D maksimum (0.1245) < D kritis (0.409), sehingga dapat disimpulkan **Hipotesa Distribusi Gumbel Diterima**

Kemudian berikut ini untuk contoh langkah-langkah perhitungan uji Smirnov Kolmogorof pada Distribusi Log Pearson III.

- Untuk perhitungan Smirnov Kolmogorof pada Distribusi Log Pearson III, akan diuji dengan mengurutkan data hujan dari terbesar hingga terkecil terlebih dahulu.
- Kemudian, menghitung probabilitas teoritis dengan rumus $1/n+1 \times 100\%$. Diambil contoh pada Tahun 2012, dengan jumlah data 10, maka $1/10+1 \times 100\% = 9.09\%$.
- Kemudian, data diubah ke log, pada tahun 2012 data hujan adalah 146.05 sehingga ketika di $\log(146.05)$ menjadi 2.165
- Nilai rerata menggunakan hasil perhitungan yang telah dilakukan pada perhitungan distribusi log normal, rerata = 2.025 dan Sd = 0.0973
- Kemudian menghitung nilai G, dengan nilai $\frac{\log(X)-\log(X_{rerata})}{Sd} = \frac{2.165 - 2.025}{0.0973} = 1.436$
- Setelah didapatkan nilai G, maka dilanjutkan pada perhitungan interpolasi $G=1.436$ dengan melihat tabel Log Pearson III untuk mendapatkan probabilitas empiris. Dengan Cs=-0.3089 untuk tabel Log Pearson III.

Tabel 4.13

Nilai Koefisien Log Pearson III

Cs	99	95	90	80	70	60	50	40	30	20
-0.309	-2.551	-1.728	-1.310	-0.823	-0.485	-0.204	0.051	0.300	0.559	0.853
Cs	10	5	4	2	1	0.5	0.2	0.1	0.05	0.01
-0.309	1.244	1.552	1.640	1.885	2.097	2.286	2.507	2.657	2.795	3.078

Sumber: Data Perhitungan (2018)

- Pada nilai $G = 1.436$ dapat diinterpolasi untuk probabilitas diantara 10 dan 5, dengan G diantara 1.244 dan 1.552. $\frac{1.436-1.244}{1.552-1.244} \times (10-5)+5 = 6.893\%$
- Kemudian probabilitas teoritis dan empiris dicari selisihnya $[P(X_i) - P_t] = 9.09\% - 6.893\% = 2.198\%.$
- Setelah itu melihat tabel untuk level of significant = 5% dan jumlah data = 10, maka didapatkan $D_{kritis} = 40.9\%$. Nilai D_{kritis} ini nantinya akan dibandingkan dengan nilai $D_{maksimum} [P(X_i) - P_t]$

Untuk perhitungan uji Smirnov Kolmogorof Distribusi Log Pearson III yang lebih jelas dapat dilihat Tabel 4.14 berikut.

Tabel 4.14
Uji Smirnov Kolmogorof Distribusi Log Pearson III

No	Tahun	Curah Hujan (mm/hari)	Log X	P(X _i) (%)	G	P _t (%)	[P(X _i)-P _t] (%)
1	2012	146.05	2.165	9.091	1.436	6.893	2.198
2	2013	138.9	2.143	18.182	1.212	10.825	7.357
3	2016	126.5	2.102	27.273	0.794	21.996	5.276
4	2015	117.45	2.070	36.364	0.463	33.711	2.653
5	2014	103.2	2.014	45.455	-0.114	56.473	11.018
6	2007	98.05	1.991	54.545	-0.342	64.927	10.381
7	2011	96.3	1.984	63.636	-0.423	67.789	4.153
8	2009	95.55	1.980	72.727	-0.458	69.032	3.695
9	2010	91.55	1.962	81.818	-0.648	74.837	6.982
10	2008	68.85	1.838	90.909	-1.920	95.934	5.025
Jumlah		20.248			D max		11.018
Rerata		2.025			D Kritis		40.9
Standar Deviasi		0.0973					
Skew		-0.3089					

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil perhitungan $D_{maksimum} (0.110) < D_{kritis} (0.409)$, sehingga dapat disimpulkan **Hipotesa Distribusi Log Pearson III Diterima**

4.1.5.2.Uji Chi Square

Perhitungan uji chi kuadrat akan menentukan suatu hipotesa masing-masing distribusi diterima atau tidak. Perhitungan uji chi kuadrat juga menjadi penentu distribusi mana yang paling cocok untuk dipilih. Langkah-langkah perhitungan uji chi kuadrat adalah sebagai berikut:Dengan jumlah data adalah 10, maka dapat dihitung untuk jumlah kelas yang akan digunakan. Dengan rumus, $1+3,22.\log(n)$ maka $1+3,22 \log (10) = 4,2$ maka dibulatkan kebawah menjadi 4 kelas.

- Dengan jumlah data adalah 10, maka dapat dihitung untuk jumlah kelas yang akan digunakan. Dengan rumus, $1+3,22\log(n)$ maka $1+3,22 \log (10) = 4,2$ maka dibulatkan keatas menjadi 5 kelas.
- Menghitung Expected Frequency (E_f) yaitu dengan membagi jumlah data/jumlah kelas = $10/5 = 2.0$
- Pada perhitungan ini akan dibagi batas-batas kelas dari data dengan probabilitas 20%, 40%, 60% dan 80%.
- Dengan rerata log dan standar deviasi log yang telah dihitung pada poin sebelumnya, rerata log = 2.025 dan sd log = 0,0973. Dan rerata dari nilai tanpa log = 108.24 dengan standar deviasi tanpa log = 23.690. Maka selanjutnya dapat dihitung nilai dengan probabilitas 20%, 40%, 60% dan 80% sesuai cara perhitungan distribusi masing-masing.
- Contoh untuk perhitungan nilai kelas Gumbel adalah pada probabilitas 80%, nilai K adalah -1.023
- Kemudian menghitung nilai batas kelas dengan perhitungan $108.24 + (-1.023) \times 23.690 = 84.014$
- Setelah didapatkan nilai-nilai batas kelas, maka diurutkan interval batas kelas sesuai dengan 5 kelas yang telah ditentukan. Contoh untuk kelas 1 adalah intervalnya 0 – 84.014.
- Dengan *Expected Frekuensi* (E_f) adalah 2.0 dan *Observed Frequency* (O_f) adalah data-data yang termasuk dalam interval masing-masing kelas. Pada kelas 1 O_f bernilai 10
- Setelah didapat (E_f) dan (O_f) dihitung selisihnya $1 - 2 = -1$
- Setelah itu nilai -1 dikuadrat sehingga didapat nilai 1. Begitu seterusnya hingga mendapatkan jumlah dari $(E_f - O_f)^2$ untuk menentukan data diterima atau tidak dengan membandingkan pada nilai X^2 kritis. Untuk jumlah data 10 nilai $X^2 = 3$. Apabila nilai X^2 kritis lebih besar maka hipotesa diterima.

Untuk perhitungan selanjutnya disesuaikan dengan distribusi masing-masing dan secara keseluruhan akan ditampilkan pada Tabel 4.15 sampai 4.19

Tabel 4.15

Hasil Perhitungan Kelas Gumbel I

Prob. (%)	Tr (Tahun)	Yt	K	Y (mm/hari)
80	1.25	-0.476	-1.023	84.01
60	1.667	0.087	-0.429	98.07
40	2.5	0.672	0.186	112.64
20	5	1.500	1.058	133.31

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.16

Hasil Uji Chi kuadrat distribusi Gumbel I

No	Batas Kelas		Jumlah Data		$Ef - Of$	$\frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$
			Of	Ef		
1	0	-	84.014	1	2	-1
2	84.014	-	98.067	4	2	2
3	98.067	-	112.644	1	2	-1
4	112.644	-	133.305	2	2	0
5	133.305	-	~	2	2	0
Jumlah			10	10		3

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Pada uji chi kuadrat untuk Gumbel nilai $(Ef - Of)^2/Ef = 3$ sedangkan nilai X^2 kritis = 3.841 maka karena lebih kecil **Hipotesa Gumbel Diterima.**

Tabel 4.17

Hasil Perhitungan Kelas Log Pearson III

Prob. (%)	G	Log y	Y (mm/hari)
80	-0.823	1.945	88.035
60	-0.204	2.005	101.137
40	0.300	2.054	113.239
20	0.853	2.108	128.174

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.18

Hasil Uji Chi kuadrat distribusi Log Pearson III

No	Batas Kelas		Jumlah Data		$Ef - Of$	$\frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$
			Of	Ef		
1	0	-	88.035	1	2	-1
2	88.035	-	101.137	4	2	2
3	101.137	-	113.239	1	2	-1
4	113.239	-	128.174	2	2	0
5	128.174	-	~	2	2	0
Jumlah			10	10		3

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Pada uji chi kuadrat untuk Log Pearson III nilai $(Ef - Of)^2/Ef = 3$ sedangkan nilai X^2 kritis = 3.841 maka karena lebih kecil **Hipotesa Log Pearson III Diterima.**

Dari hasil beberapa pertimbangan untuk pemilihan distribusi, mulai dari pemilihan distribusi berdasarkan parameter statistik, uji Chi Kuadrate dan uji Smirnov Kolmogorof. Untuk parameter statistik Gumbel tidak memenuhi ketentuan, sedangkan untuk uji Chi Square dan Uji Smirnov Kolmogorof distribusi Gumbel dan Log Pearson III diterima, namun **distribusi Log Pearson III memiliki nilai penyimpangan terkecil**. Sehingga, dari hasil tersebut dipilih **distribusi Log Pearson III untuk digunakan pada perhitungan selanjutnya**.

Tabel 4.19
Rekapitulasi Uji Distribusi

Uji Smirnov Kolmogorof		
Keterangan	Distribusi Gumbel	Distribusi Log Pearson III
D kritis (%)		40.9
D Hitung (%)	12.245	11.018
Kesimpulan	Diterima	Diterima
Uji Chi Square		
Keterangan	Distribusi Gumbel	Distribusi Log Pearson III
X ² kritis		3.841
X ² hitung	3	3
Kesimpulan	Diterima	Diterima

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.2. Perhitungan Koefisien Pengaliran

Koefisien Pengaliran merupakan salah satu data yang diperlukan dalam menghitung distribusi curah hujan. Dalam menentukan koefisien pengaliran yang digunakan yaitu berdasarkan curah hujan dan juga tata guna lahannya.

Adapun dalam menghitung koefisien pengaliran adalah sebagai berikut:

- Menentukan nilai koefisien pengaliran yang dipakai berdasarkan tinjauan pustaka disebutkan rumus perhitungan koefisien pengaliran diatas mempunyai kriteria masing-masing sesuai pada tabel berikut.

Tabel 4.20
Rumus Koefisien Pengaliran Berdasarkan Curah Hujan

No	Daerah	Kondisi Sungai	Curah Hujan	Rumus Koefisien pengaliran
1	Bagian Hulu			1-15.7/Rt ^{3/4}
2	Bagian Tengah	Sungai Biasa		1-5.65/Rt ^{1/2}
3	Bagian Tengah	Sungai di zone lava	Rt > 200 mm	1-7.2/Rt ^{1/2}
4	Bagian Tengah	Sungai di zone lava	Rt < 200 mm	1-3.14/Rt ^{1/3}
5	Bagian Hilir			1-6.6/Rt ^{1/2}

Sumber: Sosrodarsono (1976,p.146)

- Menghitung koefisien pengaliran dengan curah hujan rancangan setiap kala ulang.

Contoh pada kala ulang 2 tahun

$$1 - \frac{15.7}{Rt^{3/4}} = 1 - \frac{15.7}{107.1^{3/4}} = 0.528$$

$$1 - \frac{5.65}{Rt^{1/2}} = 1 - \frac{5.65}{107.1^{1/2}} = 0.454$$

$$1 - \frac{7.2}{Rt^{1/2}} = 1 - \frac{7.2}{107.1^{1/2}} = 0.304$$

$$1 - \frac{3.14}{Rt^{1/3}} = 1 - \frac{3.14}{107.1^{1/3}} = 0.339$$

$$1 - \frac{6.6}{Rt^{1/2}} = 1 - \frac{6.6}{107.1^{1/2}} = 0.362$$

Berdasarkan tabel 4.20 maka rumus yang digunakan untuk menentukan nilai koefisien pengaliran yaitu rumus $1 - \frac{6.6}{Rt^{1/2}}$ karena PLTM Warkapi Terletak dibagian hilir dari DAS Warkapi.

Untuk perhitungan koefisien pengaliran yang dipengaruhi oleh curah hujan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4.21
Koefisien Pengaliran dipengaruhi oleh curah hujan

Rumus	Koefisien Pengaliran (C) dipengaruhi curah hujan						
	2	5	10	20	25	50	100
Hujan Rancangan (mm/hr)	107.10	128.17	139.91	149.92	152.89	161.51	169.39
1 - $\frac{15.7}{Rt^{3/4}}$	0.528	0.588	0.614	0.634	0.639	0.653	0.666
1 - $\frac{5.65}{Rt^{1/2}}$	0.454	0.501	0.522	0.539	0.543	0.555	0.566
1 - $\frac{7.2}{Rt^{1/2}}$	0.304	0.364	0.391	0.412	0.418	0.433	0.447
1 - $\frac{3.14}{Rt^{1/3}}$	0.339	0.377	0.395	0.409	0.413	0.423	0.432
1 - $\frac{6.6}{Rt^{1/2}}$	0.362	0.417	0.442	0.461	0.466	0.481	0.493

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

- Selanjutnya menentukan koefisien pengaliran dipengaruhi oleh tata guna lahan yaitu berdasarkan gambar berikut.



Gambar 4.1 Tampak atas lokasi PLTM Warkapi

Sumber: Hasil Dokumentasi (2017)

Tabel 4.22
Nilai Koefisien Pengaliran Berdasarkan Jenis Daerah

Jenis Daerah	Koefisien Aliran
Daerah pegunungan yang curam	0.75 - 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah bergelombang dan hutan	0.50 - 0.75
Tanah dataran yang ditanami	0.45 - 0.60
Persawahan yang diairi	0.70 - 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai kecil didataran	0.45 - 0.75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya pengalirannya terdiri dari dataran	0.50 - 0.75

Sumber: Sosrodarsono (1976,p.145)

Dari Gambar 4.1 dapat dilihat bahwa lokasi PLTM Warkapi tergolong ke dalam daerah yang bergelombang dan hutan. Sesuai dengan tabel 4.22. nilai koefisien pengaliran pada lokasi PLTM yaitu antara 0.50 - 0.75. maka untuk keperluan desain diambil nilai koefisien pengaliran yang terbesar yaitu 0.75.

- Kemudian menghitung rerata koefisien pengaliran setiap kala ulangnya.
Contoh pada kala ulang 2 tahun.

$$\frac{0.362+0.75}{2} = 0.556$$

Untuk perhitungan rerata koefisien pengaliran ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4.23
Koefisien Pengaliran

Kala Ulang	Koefisien Pengaliran (C)						
	2	5	10	20	25	50	100
Hujan	0.362	0.417	0.442	0.461	0.466	0.481	0.493
Tata Guna Lahan	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Rerata	0.556	0.584	0.596	0.605	0.608	0.615	0.621

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.3. Analisa Distribusi Curah Hujan

Distribusi curah hujan nantinya digunakan untuk perhitungan hidrograf satuan sintetis yang digunakan untuk mendapatkan debit banjir rancangan. Ada beberapa tahap untuk mendapatkan nilai hujan netto jam-jaman, secara garis besar untuk menganalisis distribusi curah hujan diperlukan data curah hujan rancangan, koefisien pengaliran, dan presentase hujan jam-jaman yang telah dihitung pada poin sebelumnya. Dalam perencanaan PLTM

warkapi ini menggunakan metode PSA 007 dalam menghitung distribusi curah hujannya tidak menggunakan metode mononobe. Karena metode PSA memiliki angka yang pasti dalam rasio hujan jam-jamannya dan sesuai dengan curah hujan di Indonesia. Tidak seperti metode mononobe yang dimana nilai rasionalnya dihitung dengan rumus yang berasal dari jepang untuk setiap jamnya. Berikut ini adalah perhitungan distruksi curah hujan menggunakan metode PSA 007.

- Menggunakan data curah hujan rancangan yang telah dipilih setelah dilakukan perhitungan dan pengujian. Curah hujan rancangan yang dipilih adalah hasil perhitungan distribusi Log Pearson III.
- Setelah didapatkan nilai koefisien pengaliran dilanjutkan untuk menghitung hujan efektif dengan mengalikan antara hujan rancangan dengan koefisien pengaliran dari perhitungan sebelumnya.

Contoh pada periode ulang 2 tahun

$$\text{Hujan efektif} = 107.096 \times 0.652 = 69.829 \text{ mm}$$

- Kemudian, hujan efektif digunakan sebagai pengali dengan rasio hujan jam-jaman.

$$\text{Untuk jam ke-1 dengan rasio } (2\%+2\%) \times 69.829 = 2.793 \text{ mm.}$$

Berikut tabel rasio hujan jam-jaman metode PSA 007.

Tabel 4.24
Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007

No	Jam ke-	Distribusi Hujan (%)						
		2 tahun	5 tahun	10 tahun	20 tahun	25 tahun	50 tahun	100 tahun
1	0.5	2	2	2	2	2	2	2
2	1	2	2	2	2	2	2	3
3	1.5	3	3	3	3	3	3	4
4	2	3	4	5	5	5	6	7
5	2.5	12	12	12	13	13	13	13
6	3	61	59	57	56	55	53	52
7	3.5	7	7	7	7	7	8	8
8	4	2	3	4	4	5	6	7
9	4.5	2	2	2	3	3	3	3
10	5	2	2	2	2	2	2	2
11	5.5	2	2	2	2	2	2	1
12	6	2	2	2	1	1	1	1

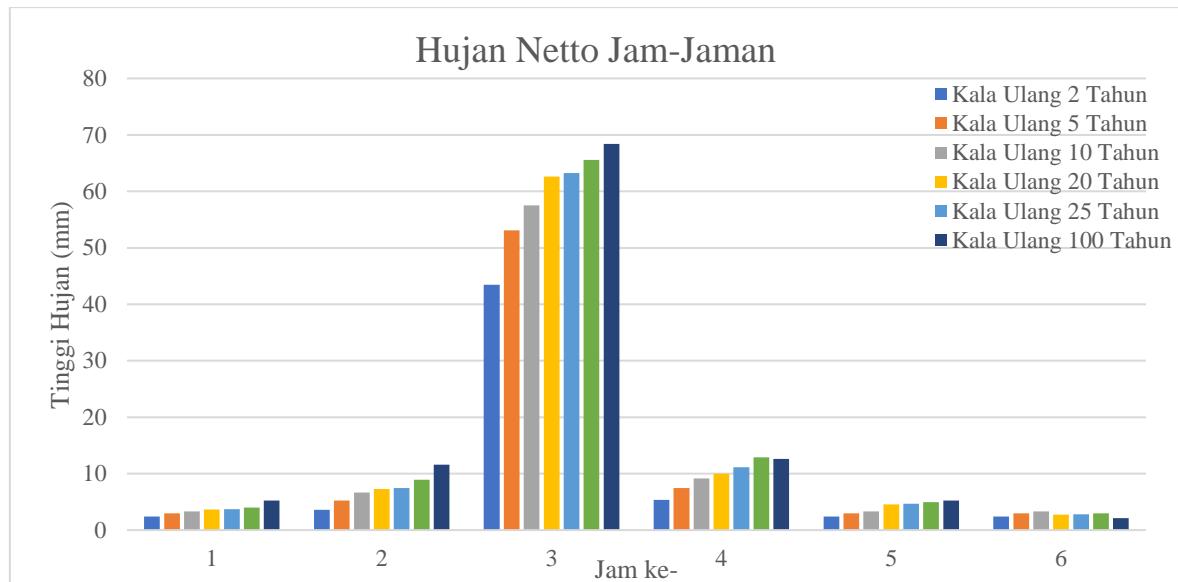
Sumber: Departemen Pekerjaan Umum (1999,p.39)

Untuk perhitungan keseluruhan Distribusi curah hujan disajikan pada tabel berikut.

Tabel 4.25
Distribusi Curah Hujan

No	jam ke -	Hujan jam-jaman						
		2	5	10	20	25	50	100
1	1	2.382	2.992	3.335	3.631	3.719	3.975	5.263
2	2	3.574	5.235	6.671	7.262	7.438	8.944	11.579
3	3	43.478	53.102	57.536	62.636	63.223	65.591	68.424
4	4	5.360	7.479	9.172	9.985	11.157	12.919	12.632
5	5	2.382	2.992	3.335	4.539	4.649	4.969	5.263
6	6	2.382	2.992	3.335	2.723	2.789	2.981	2.105
Hujan Rancangan (mm/hari)		107.096	128.174	139.907	149.923	152.891	161.507	169.391
Koefisien Pengaliran		0.556	0.584	0.596	0.605	0.608	0.615	0.621
Hujan Efektif (mm/hari)		59.559	74.791	83.385	90.776	92.976	99.381	105.267

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.2 Distribusi Curah Hujan
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.4. Analisa Banjir Rancangan

Dalam menganalisa banjir rancangan pada perencanaan PLTM ini menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu. Adapun perhitungan HSS Nakayasu terdapat beberapa parameter-parameter yang perlukan. Berikut data – data DAS Warkapi yang diperlukan dalam perhitungan HSS Nakayasu.

Luas DAS : 104.05 km²

Panjang Sungai Utama : 17.232 km

Parameter α : 3 (Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun)

Ro : 1 mm

Sebelumnya terlebih dahulu menghitung parameter T_g , t_r , T_p , $T_{0,3}$, dan Q_p

- Menghitung T_g , karena panjang alur sungai lebih dari 15 km maka

$$T_g = 0.4 + 0.058 L = 0.4 + 0.058 \times 17.232 = 1.399 \text{ jam}$$

- Menghitung t_r

$$t_r = (0.5 \sim 1) T_g = 0.536 \times 1.399 = 0.751 \text{ jam} \quad (0.536 \text{ dipilih dengan cara dicoba-coba sampai nilai } T_p \text{ menjadi angka bulat})$$

- Menghitung T_p

$$T_p = T_g + 0.8 t_r = 1.399 + 0.8 \times 0.751 = 2 \text{ jam}$$

- Menghitung $T_{0,3}$

$$T_{0,3} = \alpha \times T_g = 3 \times 1.399 = 4.198 \text{ jam}$$

- Menghitung Q_p

$$Q_p = \frac{A.Ro}{3,6(0,3Tp+T_{0,3})} = \frac{17.232 \times 1}{3,6(0,3 \times 2 + 4.198)} = 6.024 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Setelah menghitung parameter hidrograf satuan sintetis Nakayasu dilanjutkan dengan menghitung ordinat hidrograf.

- Pada waktu naik, interval jam adalah $0 < t < T_p$, sehingga $0 < t < 2$ jam. Rumus yang digunakan untuk ordinat hidrograf di interval waktu tersebut adalah $(\frac{t}{T_p})Q_p^{2.4}$

$$\text{Diambil contoh pada jam ke-1} = \left(\frac{1}{2}\right) 6.024^{2.4} = 1.141 \text{ m}^3/\text{dt/mm}$$

- Pada kurva turun selang waktu pertama $T_p < t < (T_p + T_{0,3}) = 2 < t < 6.198$ jam. Rumus yang digunakan untuk ordinat hidrograf di interval waktu tersebut adalah $Q_p \cdot 0,3^{\left(\frac{t-T_p}{T_{0,3}}\right)}$

$$\text{Diambil contoh pada jam ke-4} = 6.024 \times 0.3^{\left(\frac{4-2}{4.198}\right)} = 3.394 \text{ m}^3/\text{dt/mm}$$

- Pada kurva turun selang waktu kedua $(T_p + T_{0,3}) < t < (T_p + T_{0,3} + 1.5T_{0,3}) = 6.198 < t < 12.496$ jam. Rumus yang digunakan untuk ordinat hidrograf di interval waktu tersebut

$$\text{adalah } Q_p \cdot 0,3^{\left(\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)}$$

$$\text{Diambil contoh pada jam ke-9} = 6.024 \times 0.3^{\left(\frac{9-2+0,5 \times 4.198}{1.5 \times 4.198}\right)} = 1.058 \text{ m}^3/\text{dt/mm}$$

- Pada kurva turun selang waktu ketiga $t > (T_p + T_{0,3} + 1.5T_{0,3}) = t > 12.496$ jam. Rumus yang digunakan untuk ordinat hidrograf di interval waktu tersebut adalah $Q_p \cdot 0,3^{\left(\frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right)}$

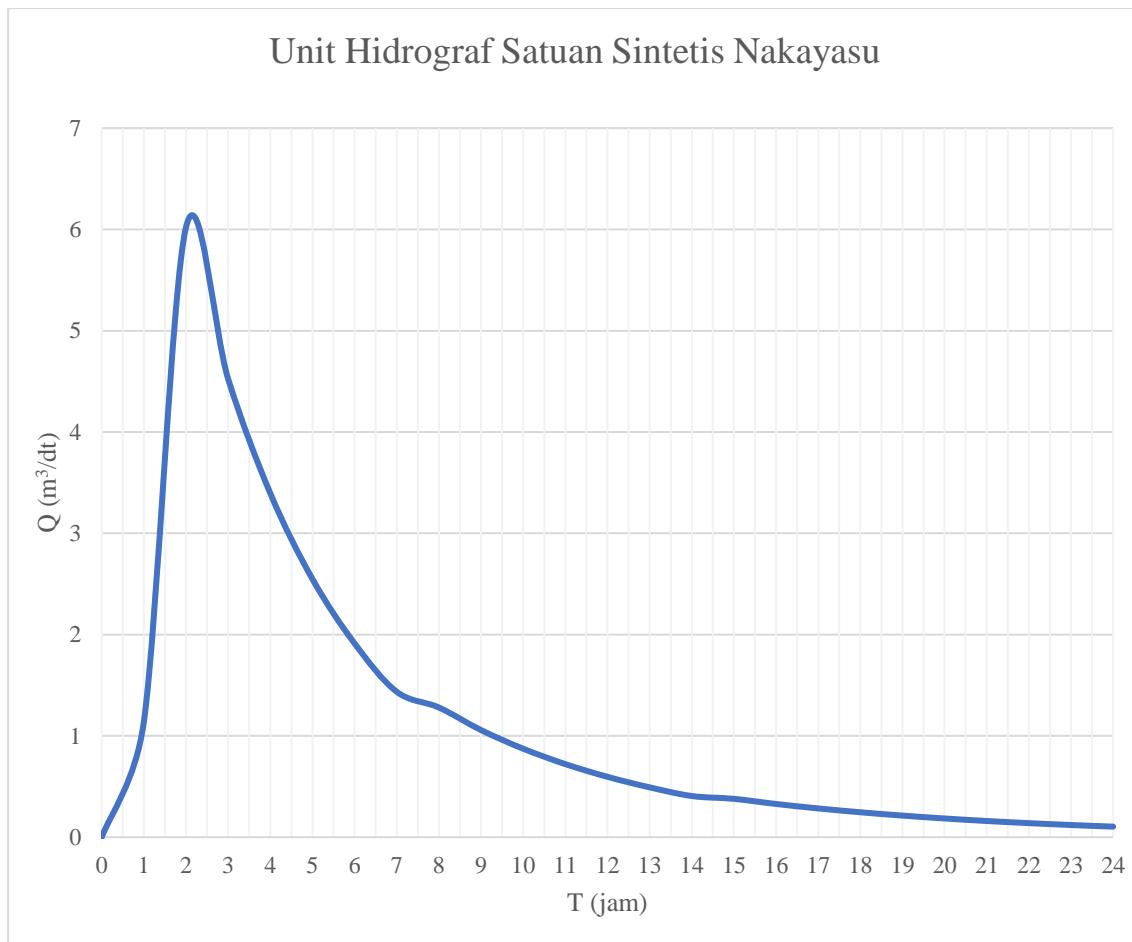
$$\text{Diambil contoh pada jam ke-16} = 6.024 \times 0.3^{\left(\frac{16-2+1,5 \times 4.198}{2 \times 4.198}\right)} = 0.355 \text{ m}^3/\text{dt/mm}$$

Untuk perhitungan lengkapnya di tampilkan pada tabel 4.26.

Tabel 4.26
Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan
0	0.000	
1	1.141	Qa
2	6.024	Qp
3	4.522	
4	3.394	
5	2.548	Qd1
6	1.913	
7	1.436	
8	1.281	
9	1.058	
10	0.874	
11	0.722	Qd2
12	0.596	
13	0.492	
14	0.407	
15	0.379	
16	0.328	
17	0.284	
18	0.246	
19	0.213	
20	0.185	Qd3
21	0.160	
22	0.139	
23	0.120	
24	0.104	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.3 Unit HSS Nakayasu

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Setelah didapatkan unit hidrograf satuan sintetis Nakayasu, maka dapat dihitung debit banjir rancangan dengan periode ulang sesuai dengan curah hujan rancangan yaitu 2, 5, 10, 25, 50, 100 Tahun. Berikut ini langkah perhitungan hingga didapat nilai debit.

- Perhitungan diambil pada periode ulang 2 tahun dan $t=1$ jam. Untuk mendapatkan nilai debit (Q akibat hujan netto) maka dilakukan perkalian antara nilai hujan netto jam ke-1 dengan ordinat hidrograf jam ke-1. Maka $3.335 \times 0.1.141 = 2.719 \text{ m}^3/\text{detik}$.
- Menghitung baseflow, $0,4751 \times (\text{luas DAS} = 104.05 \text{ km}^2)^{0.6444} \times (\text{panjang sungai/luas DAS})^{0.9435}$ sehingga didapatkan baseflow sebesar $5.855 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Selanjutnya, seluruh nilai perkalian hujan netto jam ke-2 hingga ke-6 dengan ordinat hidrograf dijumlahkan serta dijumlahkan juga dengan nilai baseflow. Diambil contoh pada jam ke-1, $2.719 + 0 + 0 + 0 + 0 + 5.855 = 8.574 \text{ m}^3/\text{detik}$

Untuk perhitungan selanjutnya akan ditampilkan pada Tabel 4.27 sampai Tabel 4.34

Tabel 4.27
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 2 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		m ³ /det/mm	2.382	3.574	43.478	5.360	2.382	2.382	m ³ /det
0	0.000	0.000							5.855
1	1.141	2.719	0.000						5.855
2	6.024	14.350	4.078	0.000					5.855
3	4.522	10.773	21.526	49.620	0.000				5.855
4	3.394	8.087	16.159	261.895	6.118	0.000			5.855
5	2.548	6.071	12.130	196.600	32.288	2.719	0.000	5.855	255.662
6	1.913	4.557	9.106	147.584	24.238	14.350	2.719	5.855	208.409
7	1.436	3.421	6.836	110.788	18.195	10.773	14.350	5.855	170.217
8	1.281	3.051	5.131	83.166	13.659	8.087	10.773	5.855	129.721
9	1.058	2.520	4.576	62.431	10.253	6.071	8.087	5.855	99.793
10	0.874	2.081	3.780	55.674	7.697	4.557	6.071	5.855	85.715
11	0.722	1.719	3.122	45.986	6.864	3.421	4.557	5.855	71.524
12	0.596	1.420	2.579	37.984	5.670	3.051	3.421	5.855	59.978
13	0.492	1.173	2.130	31.374	4.683	2.520	3.051	5.855	50.784
14	0.407	0.969	1.759	25.914	3.868	2.081	2.520	5.855	42.966
15	0.379	0.902	1.453	21.405	3.195	1.719	2.081	5.855	36.610
16	0.328	0.781	1.353	17.680	2.639	1.420	1.719	5.855	31.447
17	0.284	0.677	1.172	16.460	2.180	1.173	1.420	5.855	28.936
18	0.246	0.587	1.016	14.261	2.029	0.969	1.173	5.855	25.889
19	0.213	0.508	0.880	12.356	1.758	0.902	0.969	5.855	23.228
20	0.185	0.440	0.762	10.706	1.523	0.781	0.902	5.855	20.970
21	0.160	0.382	0.661	9.276	1.320	0.677	0.781	5.855	18.951
22	0.139	0.331	0.572	8.036	1.144	0.587	0.677	5.855	17.201
23	0.120	0.286	0.496	6.963	0.991	0.508	0.587	5.855	15.685
24	0.104	0.248	0.430	6.033	0.858	0.440	0.508	5.855	14.372
							max	298.113	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.28
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 5 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		m ³ /det/mm	2.992	5.235	53.102	7.479	2.992	2.992	m ³ /det
0	0.000	0.000						5.855	5.855
1	1.141	3.414	0.000					5.855	9.269
2	6.024	18.021	5.975	0.000				5.855	29.850
3	4.522	13.528	31.536	60.604	0.000			5.855	111.522
4	3.394	10.155	23.674	319.868	8.536	0.000		5.855	368.087
5	2.548	7.623	17.771	240.118	45.052	3.414	0.000	5.855	319.834
6	1.913	5.723	13.341	180.252	33.820	18.021	3.414	5.855	260.425
7	1.436	4.296	10.015	135.312	25.388	13.528	18.021	5.855	212.413
8	1.281	3.831	7.518	101.576	19.058	10.155	13.528	5.855	161.520
9	1.058	3.164	6.704	76.251	14.306	7.623	10.155	5.855	124.059
10	0.874	2.614	5.537	67.998	10.740	5.723	7.623	5.855	106.089
11	0.722	2.159	4.574	56.165	9.577	4.296	5.723	5.855	88.348
12	0.596	1.783	3.778	46.392	7.911	3.831	4.296	5.855	73.844
13	0.492	1.473	3.120	38.319	6.534	3.164	3.831	5.855	62.296
14	0.407	1.217	2.577	31.650	5.397	2.614	3.164	5.855	52.474
15	0.379	1.133	2.129	26.143	4.458	2.159	2.614	5.855	44.489
16	0.328	0.981	1.982	21.593	3.682	1.783	2.159	5.855	38.035
17	0.284	0.850	1.717	20.103	3.041	1.473	1.783	5.855	34.823
18	0.246	0.737	1.488	17.418	2.831	1.217	1.473	5.855	31.018
19	0.213	0.638	1.289	15.091	2.453	1.133	1.217	5.855	27.676
20	0.185	0.553	1.117	13.075	2.126	0.981	1.133	5.855	24.839
21	0.160	0.479	0.968	11.329	1.842	0.850	0.981	5.855	22.303
22	0.139	0.415	0.838	9.815	1.596	0.737	0.850	5.855	20.106
23	0.120	0.360	0.726	8.504	1.382	0.638	0.737	5.855	18.202
24	0.104	0.312	0.629	7.368	1.198	0.553	0.638	5.855	16.553
							max	368.087	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.29
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 10 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		m ³ /det/mm	3.335	6.671	57.536	9.172	3.335	3.335	m ³ /det
0	0.000	0.000							5.855
1	1.141	3.807	0.000						5.855
2	6.024	20.091	7.613	0.000					5.855
3	4.522	15.082	40.183	65.664	0.000				5.855
4	3.394	11.322	30.165	346.577	10.468	0.000			5.855
5	2.548	8.499	22.644	260.169	55.251	3.807	0.000		356.225
6	1.913	6.380	16.998	195.304	41.476	20.091	3.807		289.911
7	1.436	4.789	12.760	146.611	31.135	15.082	20.091		236.324
8	1.281	4.271	9.579	110.058	23.373	11.322	15.082		179.539
9	1.058	3.528	8.542	82.618	17.545	8.499	11.322		137.910
10	0.874	2.914	7.056	73.676	13.171	6.380	8.499		117.551
11	0.722	2.407	5.828	60.855	11.746	4.789	6.380		97.860
12	0.596	1.988	4.814	50.265	9.702	4.271	4.789		81.684
13	0.492	1.642	3.976	41.518	8.013	3.528	4.271		68.803
14	0.407	1.356	3.284	34.293	6.619	2.914	3.528		57.849
15	0.379	1.263	2.713	28.326	5.467	2.407	2.914		48.943
16	0.328	1.094	2.525	23.396	4.516	1.988	2.407		41.781
17	0.284	0.948	2.188	21.782	3.730	1.642	1.988		38.133
18	0.246	0.821	1.896	18.872	3.473	1.356	1.642		33.915
19	0.213	0.712	1.643	16.351	3.009	1.263	1.356		30.188
20	0.185	0.617	1.423	14.167	2.607	1.094	1.263		27.025
21	0.160	0.534	1.233	12.275	2.259	0.948	1.094		24.197
22	0.139	0.463	1.068	10.635	1.957	0.821	0.948		21.747
23	0.120	0.401	0.926	9.214	1.695	0.712	0.821		19.624
24	0.104	0.347	0.802	7.983	1.469	0.617	0.712		17.785
								max	404.387

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.30
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 20 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	3.631	7.262	62.636	9.985	4.539	2.723	m ³ /det	m ³ /det
0	0.000	0.000						5.855	5.855
1	1.141	4.144	0.000					5.855	9.999
2	6.024	21.872	8.288	0.000				5.855	36.015
3	4.522	16.419	43.745	71.484	0.000			5.855	137.503
4	3.394	12.325	32.838	377.297	11.396	0.000		5.855	439.711
5	2.548	9.253	24.651	283.229	60.149	5.180	0.000	5.855	388.316
6	1.913	6.946	18.505	212.615	45.152	27.340	3.108	5.855	319.521
7	1.436	5.214	13.891	159.606	33.895	20.524	16.404	5.855	255.389
8	1.281	4.650	10.428	119.813	25.444	15.407	12.314	5.855	193.911
9	1.058	3.841	9.299	89.941	19.101	11.566	9.244	5.855	148.846
10	0.874	3.172	7.681	80.207	14.338	8.682	6.939	5.855	126.875
11	0.722	2.620	6.344	66.249	12.787	6.517	5.209	5.855	105.582
12	0.596	2.164	5.240	54.721	10.561	5.812	3.910	5.855	88.264
13	0.492	1.788	4.328	45.198	8.724	4.801	3.487	5.855	74.180
14	0.407	1.477	3.575	37.333	7.206	3.965	2.880	5.855	62.290
15	0.379	1.375	2.953	30.836	5.952	3.275	2.379	5.855	52.625
16	0.328	1.191	2.749	25.470	4.916	2.705	1.965	5.855	44.851
17	0.284	1.032	2.382	23.713	4.060	2.235	1.623	5.855	40.900
18	0.246	0.894	2.064	20.545	3.780	1.846	1.341	5.855	36.324
19	0.213	0.775	1.788	17.801	3.275	1.718	1.107	5.855	32.319
20	0.185	0.671	1.549	15.423	2.838	1.489	1.031	5.855	28.856
21	0.160	0.582	1.342	13.363	2.459	1.290	0.893	5.855	25.783
22	0.139	0.504	1.163	11.578	2.130	1.118	0.774	5.855	23.121
23	0.120	0.437	1.008	10.031	1.846	0.968	0.671	5.855	20.814
24	0.104	0.378	0.873	8.691	1.599	0.839	0.581	5.855	18.816
							max	439.711	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.31
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 25 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		m ³ /det/mm	3.719	7.438	63.223	11.157	4.649	2.789	m ³ /det
0	0.000	0.000							5.855
1	1.141	4.244	0.000						5.855
2	6.024	22.402	8.489	0.000					5.855
3	4.522	16.817	44.804	72.155	0.000				5.855
4	3.394	12.624	33.634	380.836	12.733	0.000			5.855
5	2.548	9.477	25.248	285.887	67.206	5.306	0.000	5.855	398.978
6	1.913	7.114	18.953	214.610	50.451	28.003	3.183	5.855	328.168
7	1.436	5.340	14.228	161.103	37.872	21.021	16.802	5.855	262.221
8	1.281	4.762	10.681	120.937	28.430	15.780	12.613	5.855	199.057
9	1.058	3.934	9.525	90.785	21.342	11.846	9.468	5.855	152.754
10	0.874	3.249	7.867	80.959	16.021	8.892	7.107	5.855	129.951
11	0.722	2.684	6.498	66.871	14.287	6.675	5.335	5.855	108.205
12	0.596	2.217	5.367	55.234	11.801	5.953	4.005	5.855	90.431
13	0.492	1.831	4.433	45.622	9.747	4.917	3.572	5.855	75.977
14	0.407	1.512	3.662	37.683	8.051	4.061	2.950	5.855	63.774
15	0.379	1.408	3.025	31.126	6.650	3.355	2.437	5.855	53.854
16	0.328	1.220	2.816	25.709	5.493	2.771	2.013	5.855	45.876
17	0.284	1.057	2.440	23.935	4.537	2.289	1.662	5.855	41.775
18	0.246	0.916	2.114	20.738	4.224	1.890	1.373	5.855	37.110
19	0.213	0.793	1.831	17.968	3.660	1.760	1.134	5.855	33.001
20	0.185	0.687	1.587	15.568	3.171	1.525	1.056	5.855	29.448
21	0.160	0.596	1.375	13.488	2.747	1.321	0.915	5.855	26.296
22	0.139	0.516	1.191	11.686	2.380	1.145	0.793	5.855	23.566
23	0.120	0.447	1.032	10.125	2.062	0.992	0.687	5.855	21.200
24	0.104	0.387	0.894	8.773	1.787	0.859	0.595	5.855	19.150
							max	445.682	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.32
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 50 Tahun

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	3.975	8.944	65.591	12.919	4.969	2.981	m ³ /det	m ³ /det
0	0.000	0.000						5.855	5.855
1	1.141	4.537	0.000					5.855	10.391
2	6.024	23.945	10.208	0.000				5.855	40.008
3	4.522	17.975	53.877	74.857	0.000			5.855	152.565
4	3.394	13.494	40.445	395.099	14.745	0.000		5.855	469.637
5	2.548	10.130	30.361	296.593	77.823	5.671	0.000	5.855	426.432
6	1.913	7.604	22.791	222.647	58.420	29.932	3.403	5.855	350.651
7	1.436	5.708	17.109	167.137	43.855	22.469	17.959	5.855	280.092
8	1.281	5.090	12.843	125.466	32.921	16.867	13.482	5.855	212.524
9	1.058	4.205	11.453	94.185	24.713	12.662	10.120	5.855	163.193
10	0.874	3.473	9.460	83.991	18.552	9.505	7.597	5.855	138.433
11	0.722	2.869	7.814	69.375	16.544	7.135	5.703	5.855	115.294
12	0.596	2.369	6.454	57.303	13.665	6.363	4.281	5.855	96.290
13	0.492	1.957	5.331	47.331	11.287	5.256	3.818	5.855	80.834
14	0.407	1.616	4.403	39.094	9.323	4.341	3.153	5.855	67.786
15	0.379	1.505	3.637	32.291	7.700	3.586	2.605	5.855	57.179
16	0.328	1.304	3.386	26.672	6.360	2.962	2.151	5.855	48.690
17	0.284	1.130	2.934	24.832	5.254	2.446	1.777	5.855	44.227
18	0.246	0.979	2.542	21.515	4.891	2.021	1.468	5.855	39.269
19	0.213	0.848	2.202	18.641	4.238	1.881	1.212	5.855	34.877
20	0.185	0.735	1.908	16.151	3.672	1.630	1.129	5.855	31.078
21	0.160	0.637	1.653	13.993	3.181	1.412	0.978	5.855	27.709
22	0.139	0.552	1.432	12.124	2.756	1.224	0.847	5.855	24.790
23	0.120	0.478	1.241	10.504	2.388	1.060	0.734	5.855	22.260
24	0.104	0.414	1.075	9.101	2.069	0.918	0.636	5.855	20.069
							max	469.637	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.33
Debit Banjir Nakayasu Kala Ulang 100 Tahun

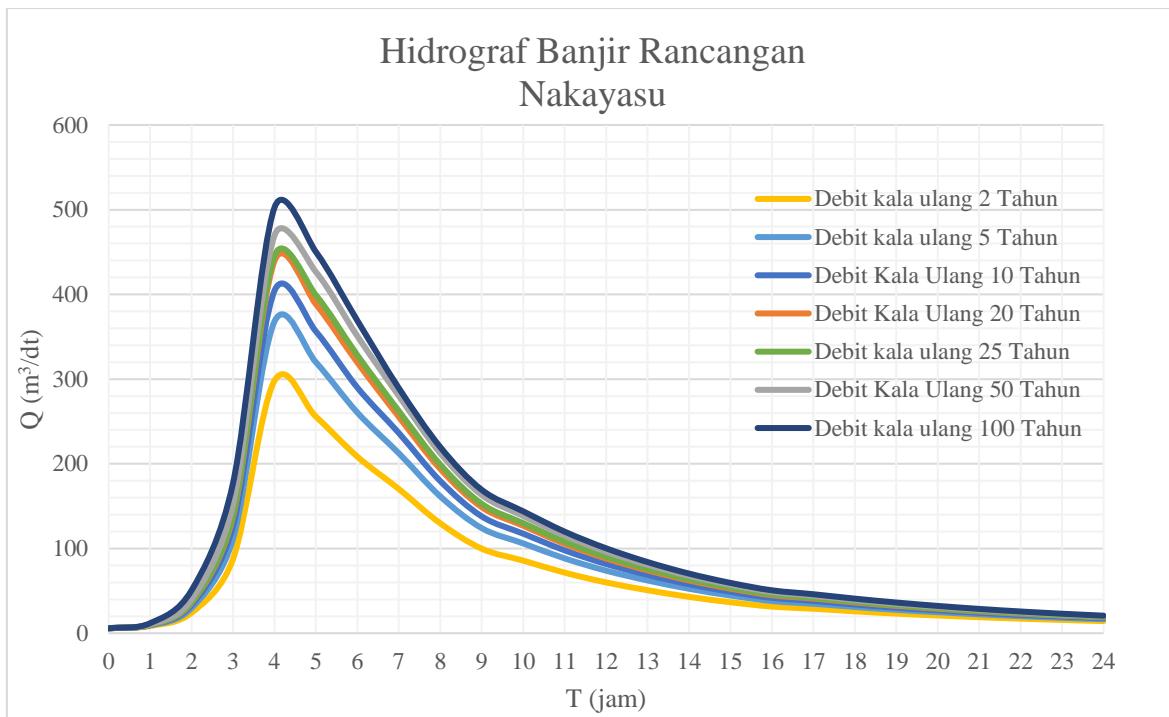
T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	5.263	11.579	68.424	12.632	5.263	2.105	m ³ /det	m ³ /det
0	0.000	0.000						5.855	5.855
1	1.141	6.007	0.000					5.855	11.862
2	6.024	31.705	13.215	0.000				5.855	50.775
3	4.522	23.800	69.751	78.090	0.000			5.855	177.495
4	3.394	17.866	52.360	412.162	14.417	0.000		5.855	502.660
5	2.548	13.412	39.306	309.402	76.091	6.007	0.000	5.855	450.073
6	1.913	10.068	29.506	232.262	57.120	31.705	2.403	5.855	368.919
7	1.436	7.558	22.150	174.355	42.879	23.800	12.682	5.855	289.278
8	1.281	6.740	16.627	130.885	32.189	17.866	9.520	5.855	219.682
9	1.058	5.567	14.828	98.253	24.163	13.412	7.147	5.855	169.224
10	0.874	4.598	12.247	87.619	18.139	10.068	5.365	5.855	143.891
11	0.722	3.798	10.116	72.371	16.176	7.558	4.027	5.855	119.901
12	0.596	3.137	8.356	59.777	13.361	6.740	3.023	5.855	100.249
13	0.492	2.591	6.902	49.375	11.036	5.567	2.696	5.855	84.021
14	0.407	2.140	5.701	40.783	9.115	4.598	2.227	5.855	70.419
15	0.379	1.993	4.709	33.686	7.529	3.798	1.839	5.855	59.408
16	0.328	1.726	4.384	27.824	6.219	3.137	1.519	5.855	50.664
17	0.284	1.496	3.798	25.904	5.137	2.591	1.255	5.855	46.035
18	0.246	1.296	3.291	22.444	4.782	2.140	1.036	5.855	40.844
19	0.213	1.123	2.851	19.446	4.143	1.993	0.856	5.855	36.267
20	0.185	0.973	2.470	16.848	3.590	1.726	0.797	5.855	32.259
21	0.160	0.843	2.140	14.597	3.110	1.496	0.691	5.855	28.732
22	0.139	0.730	1.854	12.648	2.695	1.296	0.598	5.855	25.676
23	0.120	0.633	1.607	10.958	2.335	1.123	0.518	5.855	23.028
24	0.104	0.548	1.392	9.494	2.023	0.973	0.449	5.855	20.734
							max	502.660	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.34.
Rekapitulasi Debit Banjir Nakayasu

T	Debit 2	Debit 5	Debit 10	Debit 20	Debit 25	Debit 50	Debit 100
	Tahun						
	m ³ /det						
0	5.855	5.855	5.855	5.855	5.855	5.855	5.855
1	8.574	9.269	9.661	9.999	10.099	10.391	11.862
2	24.283	29.850	33.559	36.015	36.746	40.008	50.775
3	87.773	111.522	126.784	137.503	139.631	152.565	177.495
4	298.113	368.087	404.387	439.711	445.682	469.637	502.660
5	255.662	319.834	356.225	388.316	398.978	426.432	450.073
6	208.409	260.425	289.911	319.521	328.168	350.651	368.919
7	170.217	212.413	236.324	255.389	262.221	280.092	289.278
8	129.721	161.520	179.539	193.911	199.057	212.524	219.682
9	99.793	124.059	137.910	148.846	152.754	163.193	169.224
10	85.715	106.089	117.551	126.875	129.951	138.433	143.891
11	71.524	88.348	97.860	105.582	108.205	115.294	119.901
12	59.978	73.844	81.684	88.264	90.431	96.290	100.249
13	50.784	62.296	68.803	74.180	75.977	80.834	84.021
14	42.966	52.474	57.849	62.290	63.774	67.786	70.419
15	36.610	44.489	48.943	52.625	53.854	57.179	59.408
16	31.447	38.035	41.781	44.851	45.876	48.690	50.664
17	28.936	34.823	38.133	40.900	41.775	44.227	46.035
18	25.889	31.018	33.915	36.324	37.110	39.269	40.844
19	23.228	27.676	30.188	32.319	33.001	34.877	36.267
20	20.970	24.839	27.025	28.856	29.448	31.078	32.259
21	18.951	22.303	24.197	25.783	26.296	27.709	28.732
22	17.201	20.106	21.747	23.121	23.566	24.790	25.676
23	15.685	18.202	19.624	20.814	21.200	22.260	23.028
24	14.372	16.553	17.785	18.816	19.150	20.069	20.734
max	298.113	368.087	404.387	439.711	445.682	469.637	502.660

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



*Gambar 4.4 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu
Sumber: Perhitungan penulis (2018)*

4.5. Perhitungan Klimatologi

Dalam perhitungan klimatologi pada perencanaan PLTM ini khusunya pada perhitungan evapotranspirasi menggunakan metode Penman dengan parameter yang dijadikan sebagai penentu besarnya penguapan yaitu suhu udara, kelembaban udara, lama penyinaran dan kecepatan angin. Berikut data klimatologi yang di gunakan dalam perencanaan.

Tabel 4.35
Data Klimatologi Rerata 2007-2016

Bulan	Suhu (°C)	Kelembaban (%)	Kecepatan angin (m/dt)	lama penyinaran (jam)
Jan	27.07	85.23	1.23	3.97
Feb	26.86	84.28	1.42	4.39
Mar	26.80	85.57	1.36	3.75
Apr	26.92	86.56	0.93	4.50
Mei	27.26	85.19	1.06	5.00
Jun	27.02	85.33	1.05	4.29
Jul	26.76	85.00	1.16	4.74
Agu	26.47	84.39	0.97	5.09
Sep	26.93	83.92	0.92	5.10
Okt	27.13	83.32	0.92	5.50
Nov	27.49	83.84	1.03	4.69
Des	27.02	85.36	1.12	4.83

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berikut ini adalah perhitungan evapotranspirasi menggunakan metode Penman. Contoh perhitungan pada bulan Januari.

- Letak lintang PLTM berada pada 01°LS dan suhu rerata pada bulan januari $27.07\ ^{\circ}\text{C}$ maka berdasarkan tabel 2.13 tekanan uap jenuh ($\varepsilon\gamma$) pada bulan januari yaitu 35.81 mbar .
- Letak lintang PLTM berada pada 01°LS dan suhu rerata pada bulan januari $27.07\ ^{\circ}\text{C}$ maka berdasarkan tabel 2.13 faktor penimbang (w) pada bulan januari yaitu 0.77
- Letak lintang PLTM berada pada 01°LS dan suhu rerata pada bulan januari $27.07\ ^{\circ}\text{C}$ maka berdasarkan tabel 2.13 penentuan nilai $f(t)$ pada bulan januari yaitu 16.11
- Nilai RH berdasarkan data kelembaban relatif rerata pada bulan Januari yaitu 85.23%
- Untuk mendapatkan nilai εd , maka $\varepsilon d = \varepsilon\gamma \times RH$. sehingga $25.81\text{ mbar} \times 85.23\% = 30.52\text{ mbar}$
- Nilai $f(\varepsilon d) = (0.34 - 0.044) \times \sqrt{\varepsilon d}$, sehingga $= (0.34 - 0.044) \times \sqrt{30.52}$ sehingga didapat 0.097
- $R\gamma$ (Nilai Angot) bergantung pada letak pengamatan, dalam hal ini lokasi pengamatan klimatologi terletak pada 01°LS berdasarkan tabel 2.14. sehingga nilai $R\gamma$ yaitu 15 mm/hari
- Nilai n/N berdasarkan lamanya penyinaran, pada bulan januari nilai n yaitu 3.97 jam , sedangkan nilai N bergantung pada letak lintang wilayah di mana letak wilayahnya yaitu 01°LS , berdasarkan tabel 2.15 maka nilai N yaitu 12 jam , sehingga $3.97\text{ jam}/12\text{ jam} = 0.39$
- R_s didapat dari $(0.25 + 0.54(n/N)) R\gamma$ sehingga, $(0.25 + 0.54 \times 0.39) 15 = 6.427\text{ mm/hari}$
- $F(n/N)$ didapat dari $0.10 + 0.9(n/N)$ sehingga, $0.10 + 0.9 \times 0.39 = 0.397$
- Kecepatan angin (U) didapat dari data hasil pengukuran, data angin rerata pada bulan januari sebesar 1.23 m/dt
- $f(U)$ merupakan fungsi dari $0.27(1 + 0.864 U) = 0.27(1 + 0.864 \times 1.23) = 0.556$
- R_n fungsi dari perkalian antara $f(t)$ $f(\varepsilon d)$ $f(n/N)$ sehingga, $16.11 \times 0.097 \times 0.397 = 0.621\text{ mm/hari}$
- Nilai E_{to}^* didapatkan dari $w(0.75 R_s - R_n) + (1-w)f(U)(\varepsilon\gamma - \varepsilon d)$. Sehingga, $0.77(0.75 \times 6.427 - 0.621) + (1-0.77) 0.556 (38.81 - 30.52) = 3.90\text{ mm/hari}$
- Nilai c didapatkan tergantung pada bulan perhitungan, untuk bulan januari nilai c adalah 1.1
- Sehingga, nilai E_{to} adalah $3.90 \times 1.1 = 4.30\text{ mm/hari}$

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.36 berikut.

Tabel 4.36
Perhitungan Evapotranspirasi Metode Penman

No	Uraian	Satuan	Keterangan	Bulan											
				Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
1	Suhu Rerata	°C	Data	27.07	26.86	26.80	26.92	27.26	27.02	26.76	26.47	26.93	27.13	27.49	27.02
2	$\varepsilon\gamma$ (Tekanan Uap Jenuh)	mbar	Tabel	35.81	35.37	35.25	35.51	36.21	35.71	35.17	34.57	35.52	35.94	36.70	35.71
3	W	-	Tabel	0.77	0.76	0.76	0.76	0.77	0.77	0.76	0.76	0.76	0.77	0.77	0.77
4	f(t)	-	Tabel	16.11	16.07	16.06	16.08	16.15	16.10	16.05	15.99	16.09	16.13	16.20	16.10
5	RH (Kelembaban Relatif)	%	Data	85.23	84.28	85.57	86.56	85.19	85.33	85.00	84.39	83.92	83.32	83.84	85.36
6	εd (Tekanan Uap)	mbar	Hitung	30.52	29.81	30.16	30.73	30.84	30.47	29.90	29.17	29.81	29.95	30.77	30.48
7	f(ed)	-	Hitung	0.097	0.100	0.098	0.096	0.096	0.097	0.099	0.102	0.100	0.099	0.096	0.097
8	$R\gamma$ (Nilai Angot)	mm/hari	Tabel	15	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8
9	n/N (Kecerahan Matahari)	jam/hari	Data	0.331	0.366	0.313	0.375	0.416	0.357	0.395	0.424	0.425	0.458	0.391	0.403
10	Rs (Radiasi Gelombang Pendek)	mm/hari	Hitung	6.427	6.939	6.574	6.923	6.837	6.155	6.530	7.092	7.337	7.663	6.960	6.918
11	f(n/N)	-	Hitung	0.397	0.429	0.381	0.437	0.475	0.421	0.455	0.482	0.483	0.513	0.452	0.462
12	U (Kecepatan Angin)	m/det	Data	1.23	1.42	1.36	0.93	1.06	1.05	1.16	0.97	0.92	0.92	1.03	1.12
13	f(U)	-	Hitung	0.556	0.600	0.588	0.487	0.518	0.516	0.541	0.497	0.484	0.486	0.510	0.532
14	Rn (Radiasi Bersih Gelombang Panjang)	mm/hari	Hitung	0.621	0.689	0.602	0.676	0.733	0.659	0.726	0.789	0.774	0.820	0.702	0.723
15	ET ₀ * (Evapotranspirasi)	mm/hari	Hitung	3.90	4.24	4.01	4.00	4.02	3.66	3.86	4.09	4.27	4.46	4.17	4.07
16	c (Faktor Penyesuaian)	-	Tabel	1.10	1.10	1.10	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10
17	ET ₀ (Evapotranspirasi Potensial)	mm/hari	Hitung	4.30	4.66	4.41	3.60	3.62	3.30	3.47	4.09	4.69	4.90	4.59	4.48

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berdasarkan hasil perhitungan evapotranspirasi dengan menggunakan metode Penman didapatkan nilai evapotranspirasi potensial seperti yang terlihat pada tabel 4.37.

Tabel 4.37
Rekapitulasi Perhitungan Evapotranspirasi

No	Bulan	ET ₀
1	Januari	4.30
2	Februari	4.66
3	Maret	4.41
4	April	3.60
5	Mei	3.62
6	Juni	3.30
7	Juli	3.47
8	Agustus	4.09
9	September	4.69
10	Okttober	4.90
11	November	4.59
12	Desember	4.48

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari pendekatan perhitungan yang telah dilakukan dapat dilihat bahwa nilai evapotranspirasi disekitar lokasi studi berkisar antara 3-5 mm/hari. Hasil perhitungan ini berikutnya akan digunakan untuk perhitungan debit andalan.

4.6. Analisa Debit Andalan

Dalam perencanaan Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro Warkapi, sesuai dengan Metodologi dan rencana studi, maka diperlukan analisis debit andalan yang digunakan untuk penentuan turbin dan bangunan-bangunan PLTM. Adapun data yang digunakan dalam analisis debit andalan adalah data hujan bulanan dan jumlah hari hujan yang akan ditampilkan berikut ini.

Tabel 4.38
Curah Hujan Bulanan

Tahun	Curah Hujan bulanan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
2007	58.1	140.3	254	157.8	218.3	107.8	187.7	110.1	224.5	70.1	60.2	224.5
2008	231.6	160.9	16.9	223	95.2	79.8	76.2	231.6	178.9	148	104.1	91
2009	231.6	152	268.2	95.7	97.7	107.8	164.3	118.9	228.3	95	92.4	222
2010	200.8	120	364.9	238.8	78	129.7	296.5	218.8	227.8	202	55.7	174.4
2011	165.4	80.3	238.7	128.5	401.4	307.7	216.2	245.1	189.8	228.1	204.9	371.2
2012	305.8	312.7	517	523.1	201.3	285	115.9	131.5	143.9	101.7	289.3	142.1
2013	511.9	597.1	478	314.5	129	129.9	241.2	305.4	187.3	110.4	245.4	286.4
2014	331.7	352.1	395.4	540.5	277.9	361.1	275	198.4	292.8	151.2	354.7	330
2015	167.2	456.9	293.65	676.05	226.53	233.85	58.5	68.39	63.8	89	33.4	537.6
2016	419.8	343.9	250.1	297.8	87.1	179.2	367.2	202.6	203.7	139.2	201.4	104.9

Sumber: Data Perencanaan (2018)

Tabel 4.39
Jumlah Hari Hujan

Tahun	Jumlah Hari Hujan Tiap Bulan											
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
2007	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
2008	23	7	5	17	25	11	11	23	23	13	6	10
2009	23	22	23	15	25	14	17	12	22	12	12	25
2010	19	15	24	23	18	21	19	16	19	15	8	18
2011	15	16	21	23	19	23	15	21	22	17	17	20
2012	22	20	24	20	18	17	16	19	20	14	25	20
2013	25	20	22	25	15	21	23	23	24	16	19	21
2014	18	14	21	24	14	20	10	19	16	13	19	24
2015	19	23	21	23	23	15	7	14	7	8	9	24
2016	17	18	20	18	14	18	19	14	17	20	17	16

Sumber: Data Perencanaan (2018)

Dalam perhitungan debit andalan diperlukan analisis yang menunjang sehingga didapatkan nilai debit yang sesuai dengan karakteristik lokasi atau cukup merepresentasikan Sungai di PLTM Warkapi. adapun beberapa tahapan dalam perhitungan debit andalan yaitu perhitungan debit F.J Mock, sampai dengan penentuan Flow Duration Curve.

4.6.1. Simulasi Debit Sungai

4.6.1.1. Perhitungan Debit Metode F.J. Mock

Perhitungan debit menggunakan F.J Mock merupakan pembangkitan data hujan dan evapotranspirasi hasil analisa sebelumnya, dengan melakukan perhitungan debit F.J Mock akan didapatkan pendekatan debit yang terjadi di lokasi pengamatan.

Contoh perhitungan pada bulan januari tahun 2007

- Curah hujan pada bulan januari tahun 2007 adalah 58.1 mm
- Jumlah hari hujan yang terjadi pada bulan januari 11 hari
- Evapotranspirasi potensial pada bulan januari dari hasil perhitungan sebelumnya adalah 4.30 mm/hari, nilai tersebut dikalikan dengan jumlah hari dalam bulan januari yaitu 31 hari. Sehingga, didapatkan nilai $4.30 \times 31 = 133.15$ mm
- Penentuan besarnya nilai presentasi lahan terbuka berdasarkan peta tampak atas dari DAS Warkapi yaitu diperkirakan sebesar 30% dari luas DAS.
- Perhitungan nilai dari persamaan $(m/20) \times (18 - h) = (30\%/20) \times (18 - 58.1) = -0.6$, karena nilai dari persamaan $(m/20) \times (18 - h) < 0$ maka nilainya sama dengan 0
- Perhitungan nilai $E = Eto \times (m/20) \times (18 - h) = 133.15 \times 0 = 0$ mm
- Perhitungan $Et = Eto - E = 133.15 - 0 = 133.15$ m
- Perhitungan nilai keseimbangan air, dengan terlebih dahulu menghitung nilai $Ds = \text{Curah hujan} - \text{Evapotranspirasi} = 58.1 - 133.15 = -75.05$ mm.

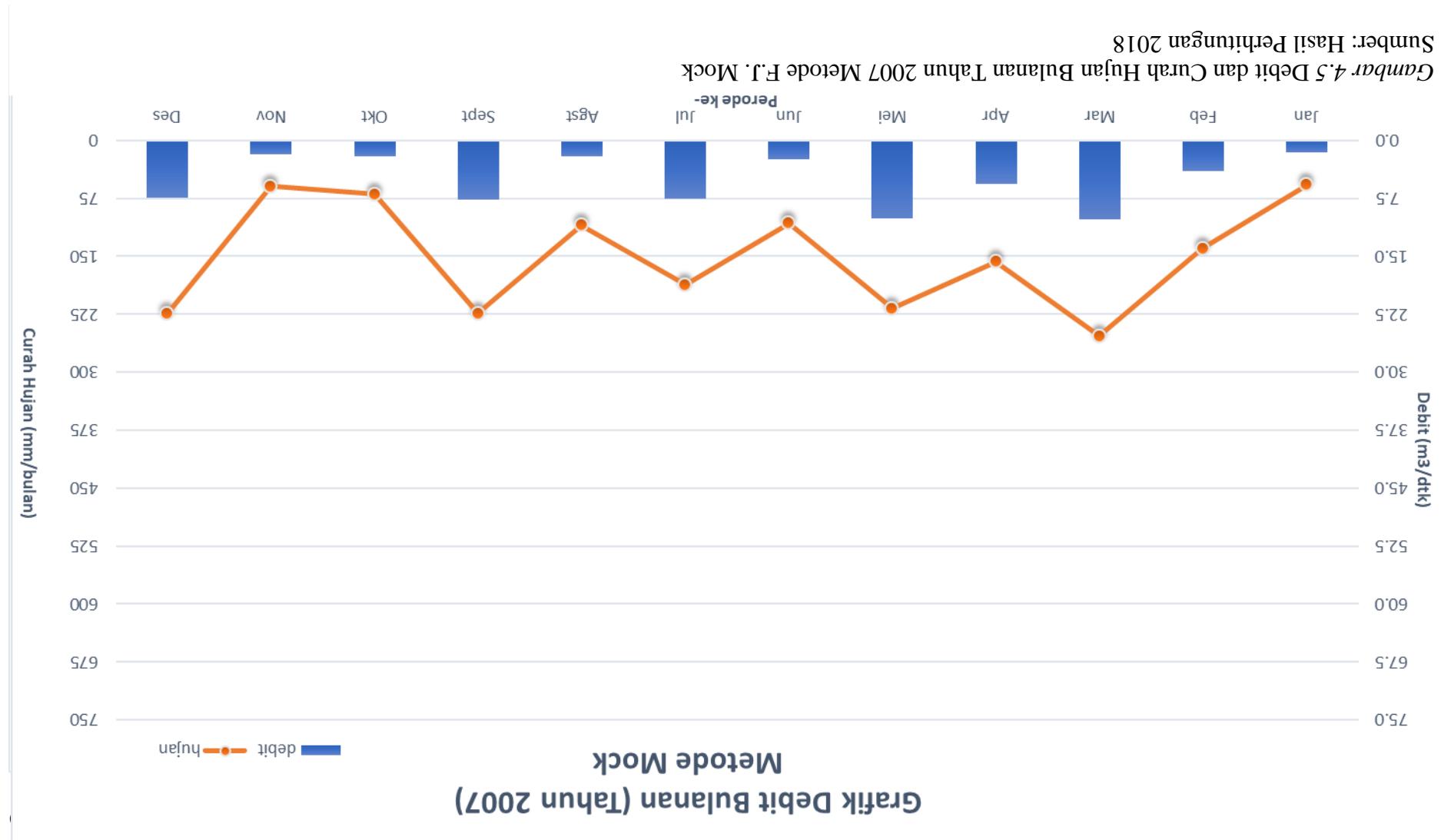
- Kapasitas kelembaban tanah (SMC) = -75.10, ditentukan tergantung dari nilai kandungan air tanah (SS), Apabila nilainya bernilai negatif maka nilainya sama dengan kandungan air tanah (SS). Namun apabila nilainya positif maka nilai SMCnya diambil sama dengan 100 mm.
- Kelebihan air (WS) adalah selisih antara nilai Ds dengan kandungan air tanah. Sehingga, WS adalah $-75.05 - (-75.10) = 0.05$
- Kemudian, perhitungan infiltrasi dihitung dengan perkalian antara kelebihan air dengan koefisien infiltrasi. Dalam hal ini, koefisien infiltrasi diperkirakan sebesar 0.4 dikarenakan lokasi yang terjal, untuk itu nilai $I = 0.05 \times 0.4 = 0.2 \text{ mm}$
- Perhitungan persamaan $0.5 (1+k) \times I$, nilai k diambil 0.5 sehingga $0.5 (1+0.5) \times 0.2 = 0.1$
- Perhitungan nilai $k \times V_{n-1}$, dilakukan untuk mendapatkan nilai volume penyimpanan air. Nilai k = 0.5 sedangkan nilai V_{n-1} diasumsikan sebesar 30. $0.5 \times 30 = 15 \text{ mm}$
- Perhitungan volume penyimpanan dengan cara dijumlahkan dari kedua perhitungan sebelumnya sehingga volume penyimpanan didapatkan 15.01 mm
- Perubahan volume air (DVn) adalah selisih antara volume penyimpanan dengan volume pada bulan sebelumnya, sehingga $15.01 - 30 = -14.99 \text{ mm}$
- Aliran dasar (BF) = infiltrasi (i) – perubahan volume air, sehingga $0.02 - (-14.99) = 15.01 \text{ mm}$
- Aliran langsung (DR) = kelebihan air (WD) – infiltrasi (i) = $0.05 - 0.02 = 0.03 \text{ mm}$
- Aliran (R) = aliran dasar (BF) + aliran langsung (DR) = $15.01 + 0.03 = 15.04 \text{ mm}$
- Debit aliran sungai = $(\text{luas DAS} \times R \times 1000) / (86400 \times n \text{ hari dalam 1 bulan}) = (104.05 \text{ km}^2 \times 58.1 \times 1000) / (86400 \times 31) = 0.58 \text{ m}^3/\text{dt}$

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.40 sampai dengan 4.49.

Tabel 4.40
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2007

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	58.1	140.3	254	157.8	218.3	107.8	187.7	110.1	224.5	70.1	60.2	224.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	6	6	9	7	6	4	16	17	7	13	6	7
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	-75.05	9.79	117.21	49.82	106.17	8.91	80.04	-16.56	83.73	-81.85	-77.57	85.69
9	Kandungan Air Tanah (SS)		mm	-75.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-16.61	0.00	-81.90	-77.62	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	-75.10	100	100	100	100	100	100	-16.612	100	-81.90	-77.621	100
11	Kelebihan Air (WS)	(8) - (9)	mm	0.05	9.79	117.21	49.82	106.17	8.91	80.04	0.05	83.73	0.05	0.05	85.69
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	0.02	3.92	46.89	19.93	42.47	3.56	32.02	0.02	33.49	0.02	0.02	34.27
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	0.01	1.96	23.44	9.96	21.23	1.78	16.01	0.01	16.75	0.01	0.01	17.14
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-	15.00	7.51	4.73	14.09	12.03	16.63	9.21	12.61	6.31	11.53	5.77	2.89
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	15.02	9.47	28.18	24.05	33.26	18.41	25.21	12.62	23.06	11.54	5.78	20.03
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	-14.99	-5.55	18.71	-4.12	9.21	-14.85	6.80	-12.60	10.44	-11.52	-5.76	14.25
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	15.01	20.35	28.18	24.05	33.26	18.41	25.21	13.36	23.06	19.44	17.35	20.03
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	0.03	17.74	70.33	29.89	63.70	5.35	48.03	6.24	50.24	0.03	0.03	51.41
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	15.04	38.09	98.50	53.95	96.96	23.76	73.24	19.60	73.30	19.47	17.38	71.44
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
20	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	0.58	1.64	3.83	2.17	3.77	0.95	2.85	0.76	2.94	0.76	0.70	2.78
21	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
22	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	1.56	3.96	10.25	5.61	10.09	2.47	7.62	2.04	7.63	2.03	1.81	7.43

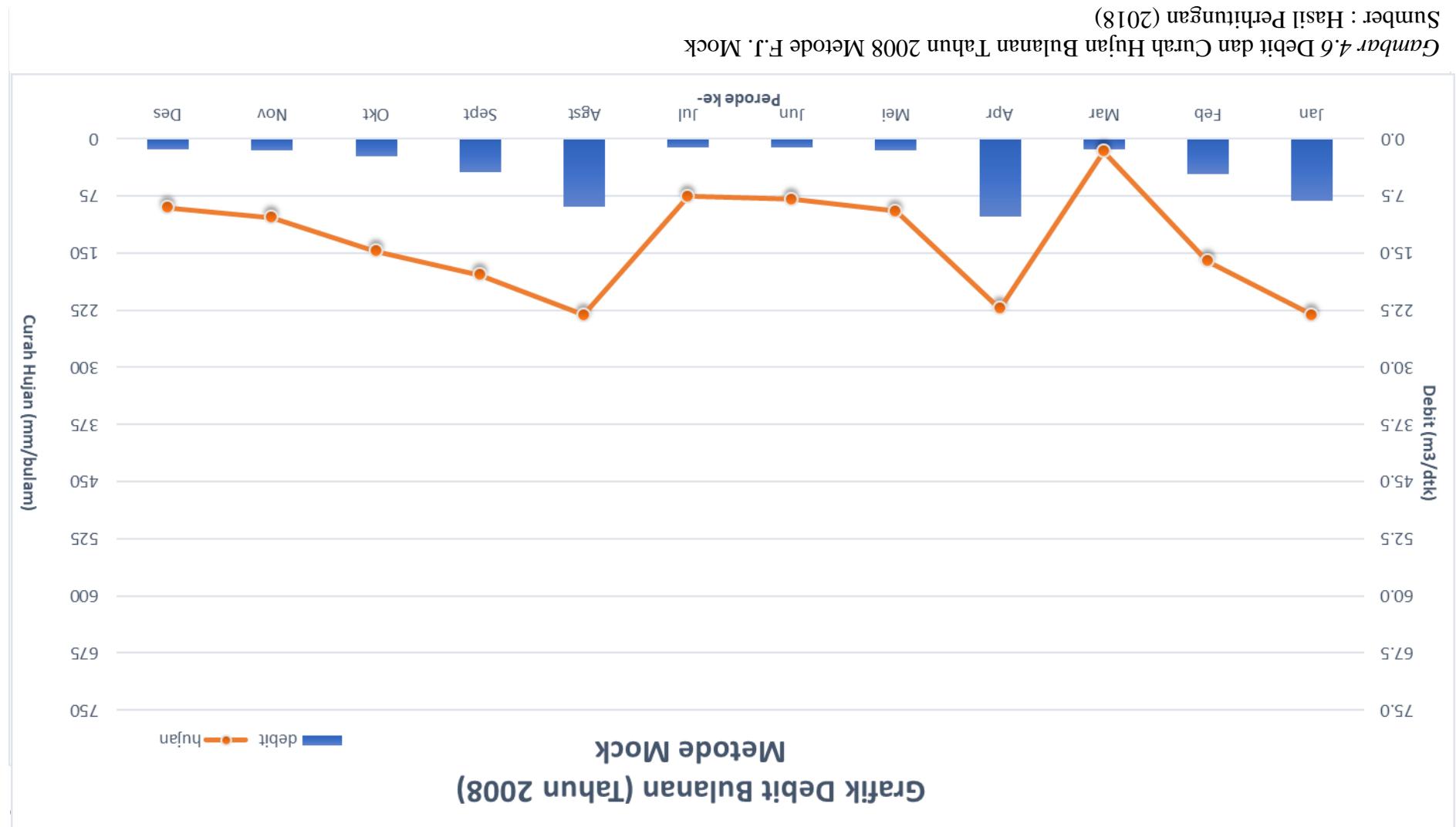
Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Tabel 4.41
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2008

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	231.6	160.9	16.9	223	95.2	79.8	76.2	231.6	178.9	148	104.1	91
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	16	4	3	9	18	6	6	15	16	7	3	5
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	2.257	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	134.53	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	98.45	30.39	-117.63	115.02	-16.93	-19.09	-31.46	104.94	38.13	-3.95	-33.67	-47.81
9	Kandungan Air Tanah (SS)		mm	0.00	0.00	-117.68	0.00	-16.98	-19.14	-31.51	0.00	0.00	-4.00	-33.72	-47.86
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	-117.6783	100	-16.981	-19.139	-31.508	100	100	-4.0016	-33.721	-47.86386
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	98.45	30.39	0.05	115.02	0.05	0.05	0.05	104.94	38.13	0.05	0.05	0.05
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	39.38	12.16	0.02	46.01	0.02	0.02	0.02	41.98	15.25	0.02	0.02	0.02
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	29.53	6.08	0.01	23.00	0.01	0.01	0.01	20.99	7.63	0.01	0.01	0.01
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-	10.01	19.77	12.93	6.47	14.74	7.37	3.69	1.85	11.42	9.52	4.77	2.39
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	39.55	25.85	12.94	29.47	14.75	7.38	3.70	22.84	19.05	9.53	4.78	2.40
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	19.52	-13.70	-12.92	16.54	-14.73	-7.36	-3.68	19.14	-3.79	-9.51	-4.76	-2.38
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	19.86	25.85	12.94	29.47	14.75	11.36	10.54	22.84	19.05	22.46	14.36	13.80
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	59.07	18.24	0.03	69.01	0.03	0.03	0.03	62.96	22.88	0.03	0.03	0.03
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	78.93	44.09	12.97	98.49	14.78	11.39	10.57	85.80	41.93	22.49	14.39	13.83
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
20	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	3.07	1.90	0.50	3.95	0.57	0.46	0.41	3.33	1.68	0.87	0.58	0.54
21	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
22	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	8.21	4.59	1.35	10.25	1.54	1.18	1.10	8.93	4.36	2.34	1.50	1.44

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

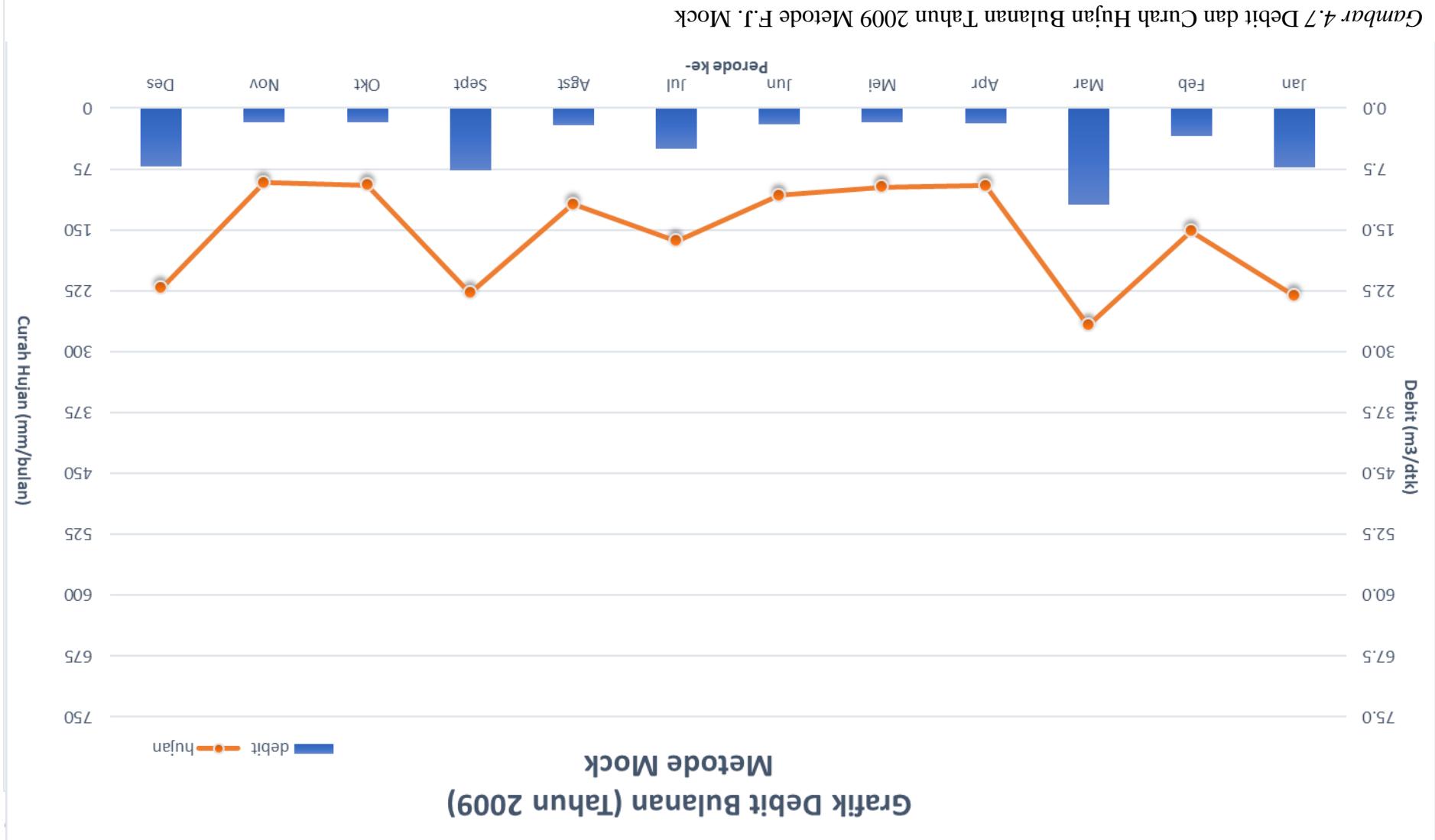


Tabel 4.42
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2009

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	231.6	152	268.2	95.7	97.7	107.8	164.3	118.9	228.3	95	92.4	222
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	19	18	22	14	18	11	14	12	17	12	12	20
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	98.45	21.49	131.41	-12.28	-14.43	8.91	56.64	-7.76	87.53	-56.95	-45.37	83.19
9	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	-12.33	-14.48	0.00	0.00	-7.81	0.00	-57.00	-45.42	0.00
10	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	-12.32856	-14.481	100	100	-7.8116	100	-57.002	-45.421	100
11	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	98.45	21.49	131.41	0.05	0.05	8.91	56.64	0.05	87.53	0.05	0.05	83.19
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
12	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	39.38	8.60	52.57	0.02	0.02	3.56	22.66	0.02	35.01	0.02	0.02	33.27
13	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	29.53	4.30	26.28	0.01	0.01	1.78	11.33	0.01	17.51	0.01	0.01	16.64
14	k * V (n - 1)	Hitungan	-	1.20	15.37	9.83	18.06	9.03	4.52	3.15	7.24	3.63	10.57	5.29	2.65
15	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	30.73	19.67	36.12	18.07	9.04	6.30	14.48	7.25	21.13	10.58	5.30	19.29
16	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	28.34	-11.07	16.45	-18.05	-9.02	-2.74	8.18	-7.23	13.88	-10.56	-5.28	13.99
17	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	11.04	19.67	36.12	18.07	17.36	13.87	14.48	20.53	21.13	16.95	16.44	19.29
18	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	59.07	12.90	78.85	0.03	0.03	5.35	33.99	0.03	52.52	0.03	0.03	49.91
19	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	70.11	32.56	114.96	18.10	17.39	19.21	48.47	20.56	73.65	16.98	16.47	69.20
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
20	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	2.72	1.40	4.47	0.73	0.68	0.77	1.88	0.80	2.96	0.66	0.66	2.69
21	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
22	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	7.30	3.39	11.96	1.88	1.81	2.00	5.04	2.14	7.66	1.77	1.71	7.20

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

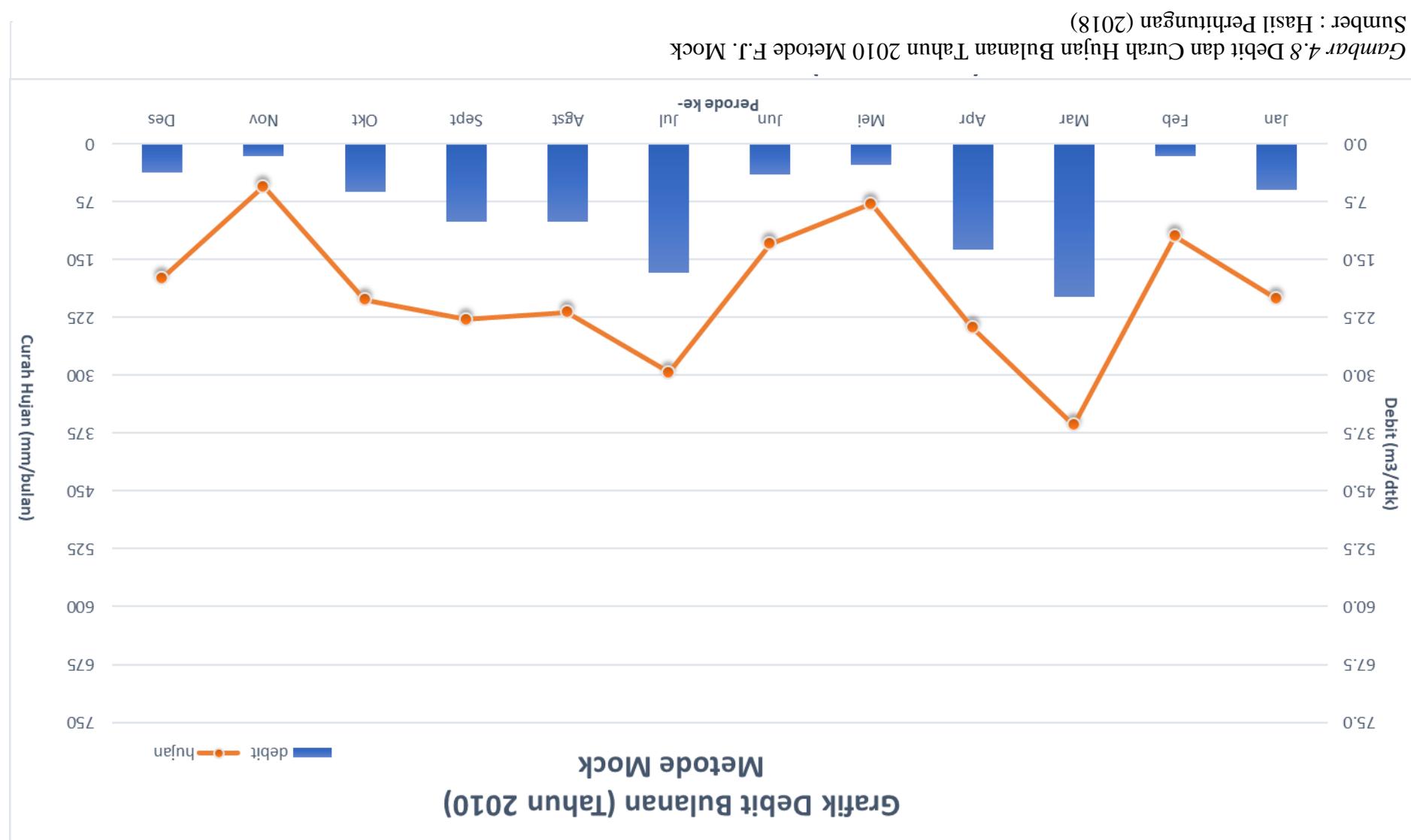
Gambar 4.7 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2009 Metode F.J. Mock
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)



Tabel 4.43
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2010

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	200.8	120	364.9	238.8	78	129.7	296.5	218.8	227.8	202	55.7	174.4
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	19	15	24	22	17	17	18	15	18	13	8	18
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	67.65	-10.51	228.11	130.82	-34.13	30.81	188.84	92.14	87.03	50.05	-82.07	35.59
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	6.00	0.00	0.00	3.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.79	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	-10.56	0.00	0.00	-34.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-82.12	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	-10.55829	100	100	-34.181	100	100	100	100	100	-82.121	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	67.65	0.05	228.11	130.82	0.05	30.81	188.84	92.14	87.03	50.05	0.05	35.59
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	27.06	0.02	91.25	52.33	0.02	12.32	75.54	36.86	34.81	20.02	0.02	14.23
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	20.29	0.01	45.62	26.16	0.01	6.16	37.77	18.43	17.41	10.01	0.01	7.12
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	9.64	14.97	7.49	26.56	26.36	13.19	9.67	23.72	21.07	19.24	14.63	7.32
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	29.94	14.98	53.11	52.72	26.37	19.35	47.44	42.15	38.48	29.25	14.64	14.43
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	10.65	-14.96	38.13	-0.39	-26.35	-7.02	28.09	-5.29	-3.67	-9.23	-14.62	-0.20
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	16.41	14.98	53.11	52.72	26.37	19.35	47.44	42.15	44.37	29.25	14.64	14.43
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	40.59	0.03	136.87	78.49	0.03	18.49	113.31	55.28	52.22	30.03	0.03	21.35
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	57.00	15.01	189.98	131.21	26.40	37.83	160.75	97.43	96.59	59.28	14.67	35.79
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	2.21	0.65	7.38	5.27	1.03	1.52	6.24	3.79	3.88	2.30	0.59	1.39
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	5.93	1.56	19.77	13.65	2.75	3.94	16.73	10.14	10.05	6.17	1.53	3.72

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Tabel 4.44
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2011

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	165.4	80.3	238.7	128.5	401.4	307.7	216.2	245.1	189.8	228.1	204.9	371.2
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	15	15	18	20	19	22	14	20	19	17	14	20
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	32.25	-50.21	101.91	20.52	289.27	208.81	108.54	118.44	49.03	76.15	67.13	232.39
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	4.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	-50.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	-50.25829	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	32.25	0.05	101.91	20.52	289.27	208.81	108.54	118.44	49.03	76.15	67.13	232.39
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	12.90	0.02	40.77	8.21	115.71	83.52	43.42	47.38	19.61	30.46	26.85	92.95
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	9.67	0.01	20.38	4.10	57.85	41.76	21.71	23.69	9.81	15.23	13.43	46.48
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	7.22	8.45	4.23	12.31	8.20	33.03	37.40	29.55	26.62	18.21	16.72	15.07
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	16.89	8.46	24.61	16.41	66.06	74.79	59.10	53.24	36.43	33.44	30.15	61.55
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	2.46	-8.44	16.15	-8.20	49.65	8.73	-15.69	-5.86	-16.81	-2.98	-3.30	31.40
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	10.44	8.46	24.61	16.41	66.06	74.79	59.10	53.24	36.43	33.44	30.15	61.55
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	19.35	0.03	61.15	12.31	173.56	125.29	65.13	71.06	29.42	45.69	40.28	139.43
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	29.79	8.49	85.76	28.72	239.62	200.08	124.23	124.30	65.85	79.13	70.42	200.98
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	1.16	0.36	3.33	1.15	9.31	8.03	4.83	4.83	2.64	3.07	2.83	7.81
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	3.10	0.88	8.92	2.99	24.93	20.82	12.93	12.93	6.85	8.23	7.33	20.91

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.9 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2011 Metode F.J. Mock
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

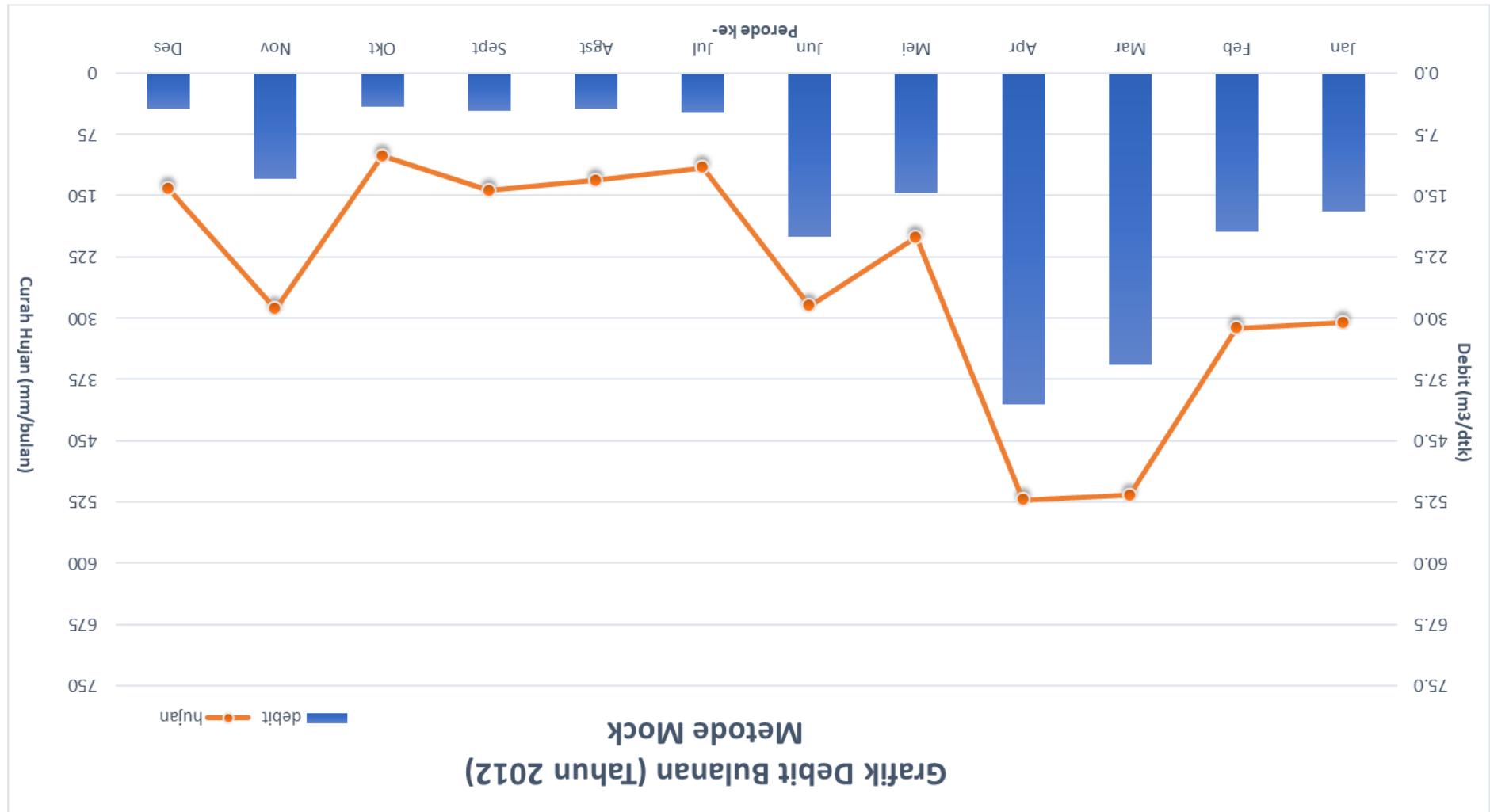


Tabel 4.45
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2012

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des	
I DATA HUJAN																
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	305.8	312.7	517	523.1	201.3	285	115.9	131.5	143.9	101.7	289.3	142.1	
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	20	19	23	20	17	16	16	17	16	13	24	18	
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)																
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
III KESEIMBANGAN AIR																
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	172.65	182.19	380.21	415.12	89.17	186.11	8.24	4.84	3.13	-50.25	151.53	3.29	
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.09	0.00	0.00	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-50.30	0.00	0.00	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	-50.302	100	100	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	172.65	182.19	380.21	415.12	89.17	186.11	8.24	4.84	3.13	0.05	151.53	3.29	3.29
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN																
AIR TANAH																
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	69.06	72.88	152.09	166.05	35.67	74.44	3.30	1.94	1.25	0.02	60.61	1.31	
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	51.79	36.44	76.04	83.02	17.83	37.22	1.65	0.97	0.63	0.01	30.31	0.66	
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	30.78	41.28	38.86	57.45	70.24	44.04	40.63	21.14	11.05	5.84	2.92	16.62	
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	82.57	77.72	114.90	140.48	88.07	81.26	42.28	22.11	11.68	5.85	33.23	17.27	
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	21.02	-4.85	37.18	25.57	-52.40	-6.81	-38.98	-20.17	-10.43	-5.83	27.38	-15.96	
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	59.68	77.72	114.90	140.48	88.07	81.26	42.28	39.65	42.53	39.66	33.23	40.35	
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	103.59	109.32	228.13	249.07	53.50	111.67	4.95	2.90	1.88	0.03	90.92	1.97	
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	163.26	187.04	343.03	389.55	141.57	192.93	47.22	42.55	44.41	39.69	124.15	42.32	
V DEBIT ALIRAN SUNGAI																
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	6.34	8.04	13.33	15.64	5.50	7.74	1.83	1.65	1.78	1.54	4.98	1.64	
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	16.99	19.46	35.69	40.53	14.73	20.07	4.91	4.43	4.62	4.13	12.92	4.40	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

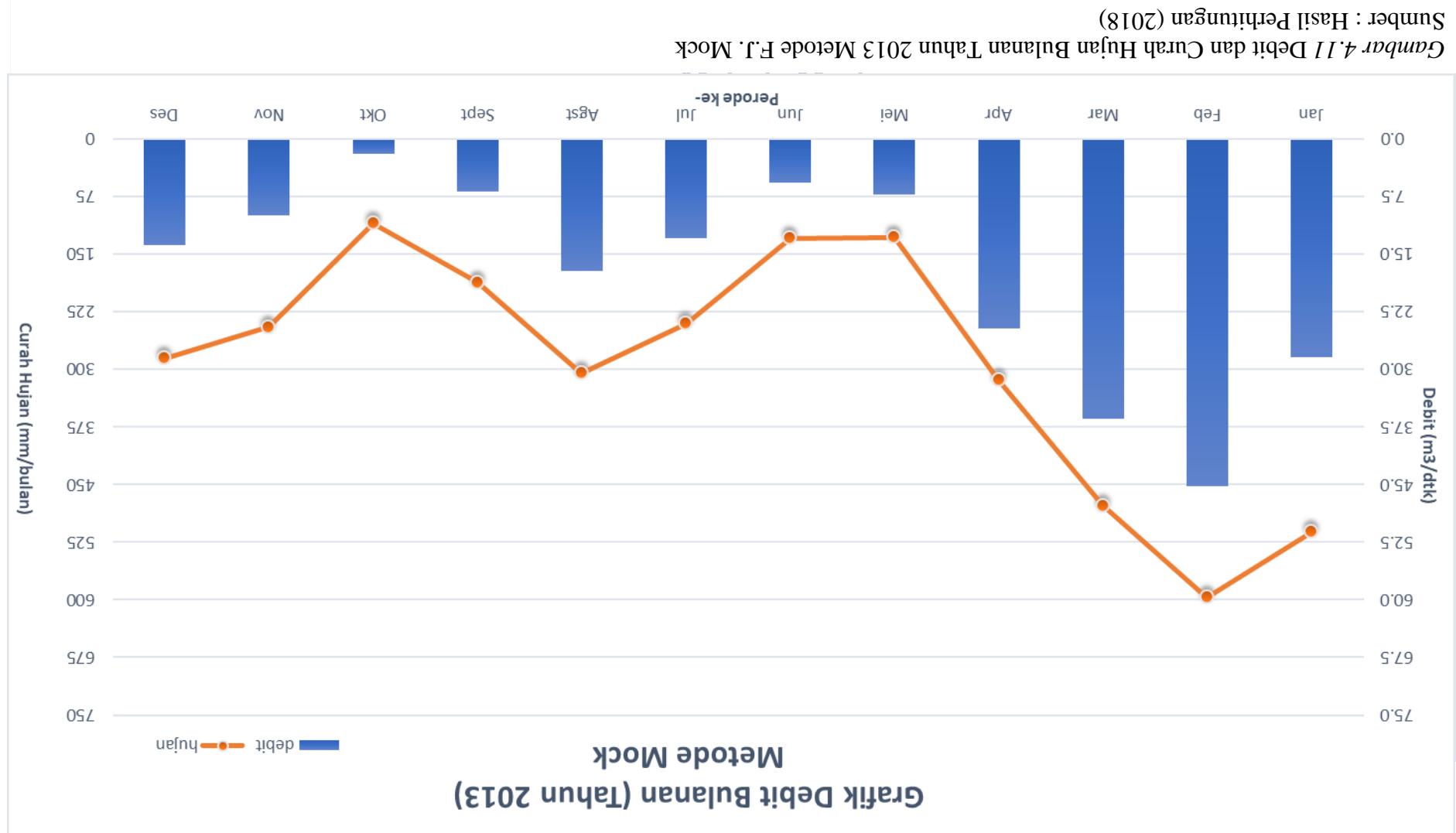
Gambar 4.10 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2012 Metode F.J. Mock
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)



Tabel 4.46
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2013

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des	
I DATA HUJAN																
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	511.9	597.1	478	314.5	129	129.9	241.2	305.4	187.3	110.4	245.4	286.4	
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	23	20	21	23	15	20	23	20	18	14	19	21	
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)																
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
III KESEIMBANGAN AIR																
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	378.75	466.59	341.21	206.52	16.87	31.01	133.54	178.74	46.53	-41.55	107.63	147.59	
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.52	0.00	0.00	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-41.60	0.00	0.00	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	-41.602	100	100	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	378.75	466.59	341.21	206.52	16.87	31.01	133.54	178.74	46.53	0.05	107.63	147.59	
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN																
AIR TANAH																
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	151.50	186.64	136.49	82.61	6.75	12.40	53.42	71.50	18.61	0.02	43.05	59.03	
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	113.62	93.32	68.24	41.30	3.37	6.20	26.71	35.75	9.31	0.01	21.53	29.52	
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	8.64	61.13	77.22	72.73	57.02	30.20	18.20	22.45	29.10	19.20	9.61	15.57	
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	122.26	154.45	145.47	114.04	60.39	36.40	44.91	58.20	38.41	19.21	31.13	45.08	
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	104.99	32.19	-8.98	-31.43	-53.65	-23.99	8.51	13.29	-19.79	-19.19	11.92	13.95	
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	46.51	154.45	145.47	114.04	60.39	36.40	44.91	58.20	38.41	19.21	31.13	45.08	
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	227.25	279.96	204.73	123.91	10.12	18.61	80.13	107.24	27.92	0.03	64.58	88.55	
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	273.76	434.40	350.20	237.95	70.51	55.01	125.03	165.44	66.33	19.24	95.71	133.64	
V DEBIT ALIRAN SUNGAI																
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	10.64	18.68	13.60	9.55	2.74	2.21	4.86	6.43	2.66	0.75	3.84	5.19	
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	28.49	45.20	36.44	24.76	7.34	5.72	13.01	17.21	6.90	2.00	9.96	13.91	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

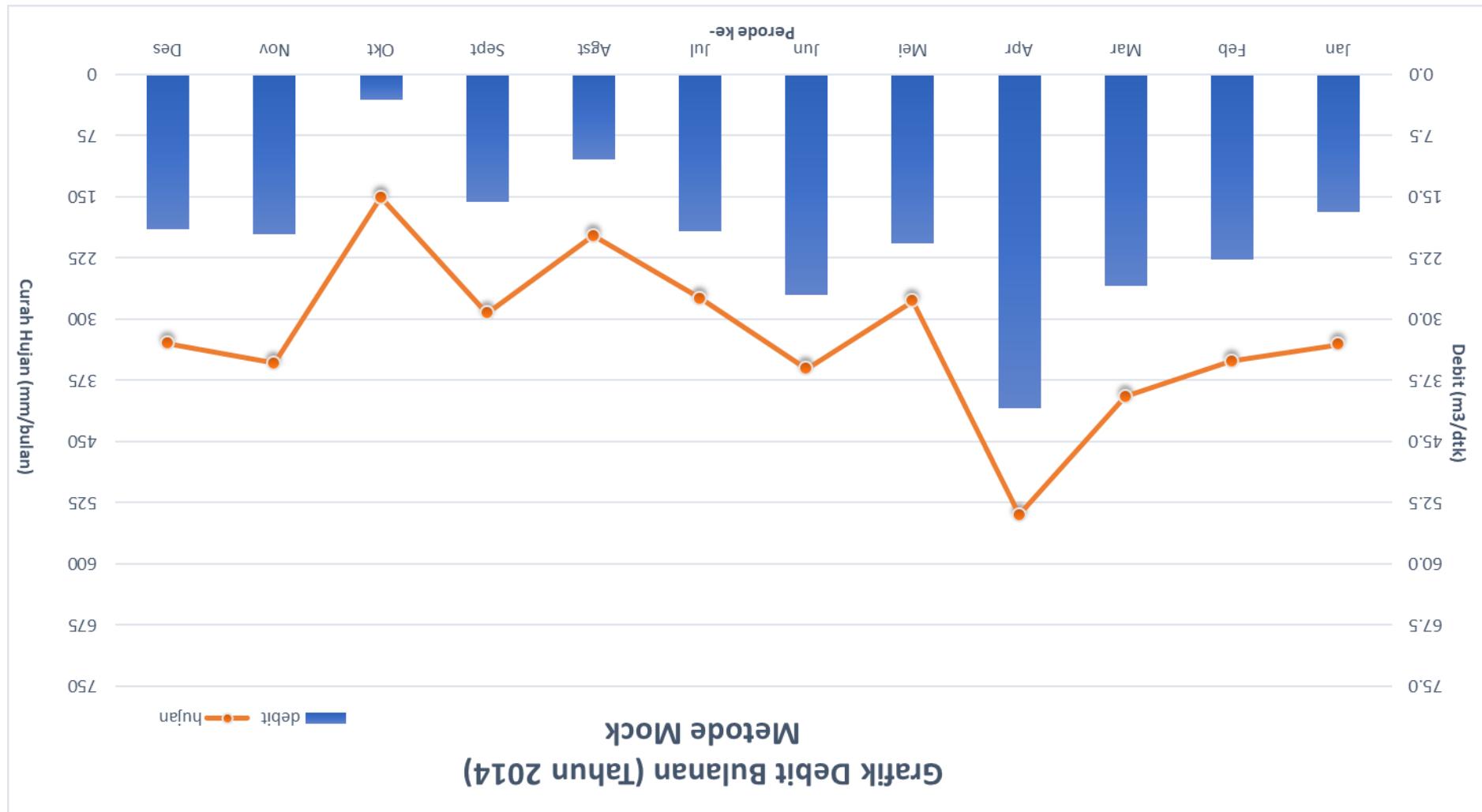


Tabel 4.47
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2014

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des	
I DATA HUJAN																
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	331.7	352.1	395.4	540.5	277.9	361.1	275	198.4	292.8	151.2	354.7	330	
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	18	13	16	22	13	16	10	18	15	12	19	22	
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)																
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81	
III KESEIMBANGAN AIR																
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	198.55	221.59	258.61	432.52	165.77	262.21	167.34	71.74	152.03	-0.75	216.93	191.19	
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.56	0.00	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.80	0.00	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	-0.8016	100	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	198.55	221.59	258.61	432.52	165.77	262.21	167.34	71.74	152.03	0.05	216.93	191.19	
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN																
AIR TANAH																
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	79.42	88.64	103.45	173.01	66.31	104.88	66.94	28.70	60.81	0.02	86.77	76.47	
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	59.56	44.32	51.72	86.50	33.15	52.44	33.47	14.35	30.41	0.01	43.39	38.24	
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	22.54	41.05	42.69	47.20	66.85	50.00	51.22	42.35	28.35	29.38	14.69	29.04	
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	82.11	85.37	94.41	133.71	100.01	102.45	84.69	56.69	58.75	29.39	58.08	67.28	
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	37.02	3.27	9.04	39.30	-33.70	2.44	-17.75	-28.00	2.06	-29.37	28.69	9.20	
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	42.40	85.37	94.41	133.71	100.01	102.45	84.69	56.69	58.75	29.39	58.08	67.28	
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	119.13	132.96	155.17	259.51	99.46	157.33	100.41	43.04	91.22	0.03	130.16	114.71	
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	161.53	218.33	249.58	393.22	199.47	259.77	185.10	99.74	149.97	29.42	188.24	181.99	
V DEBIT ALIRAN SUNGAI																
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	6.28	9.39	9.70	15.79	7.75	10.43	7.19	3.87	6.02	1.14	7.56	7.07	
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	16.81	22.72	25.97	40.92	20.76	27.03	19.26	10.38	15.61	3.06	19.59	18.94	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.12 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2014 Metode F.J. Mock
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)



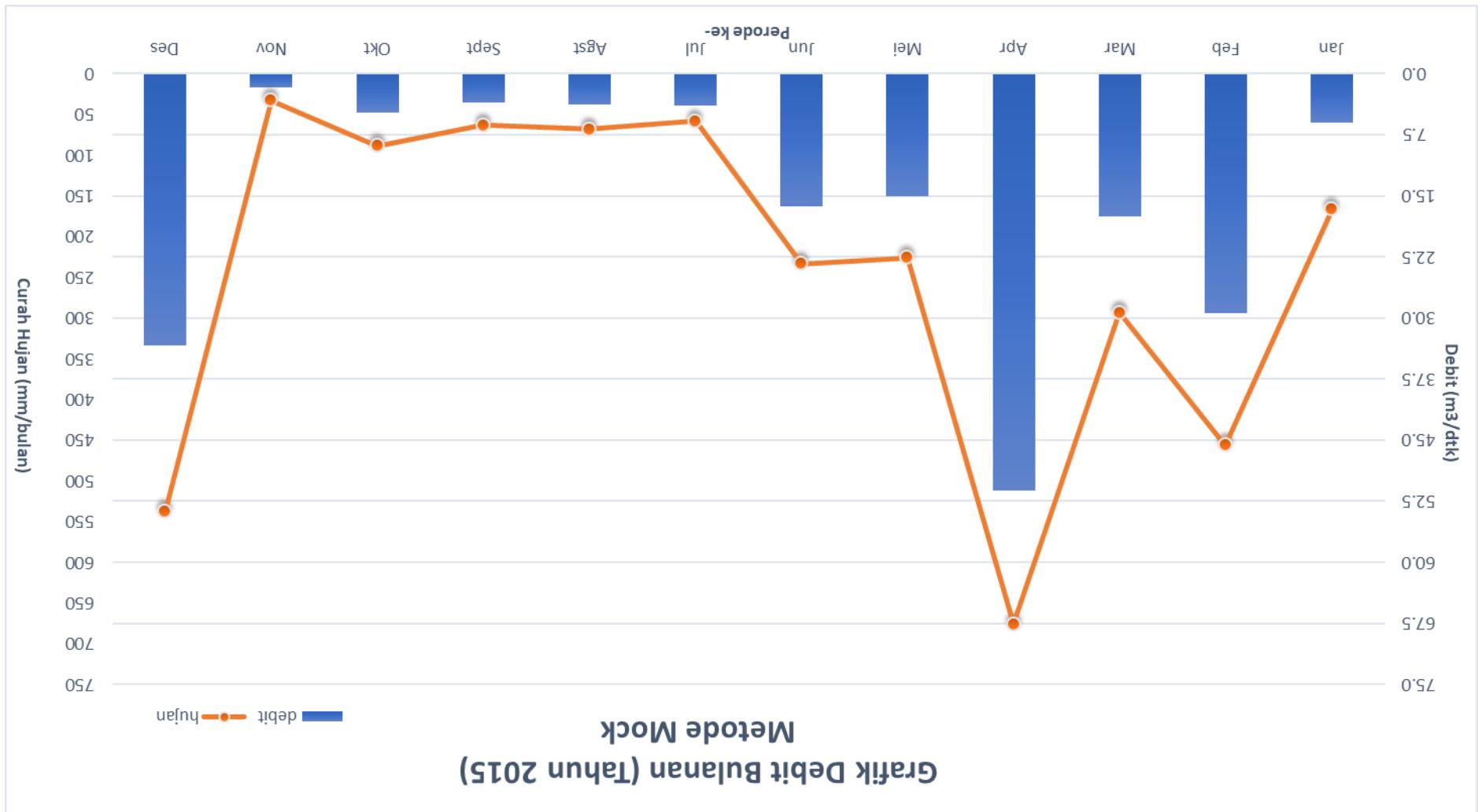
Tabel 4.48
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2015

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	167.2	456.9	293.65	676.05	226.53	233.85	58.5	68.39	63.8	89	33.4	537.6
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	15	18	13	15	12	11	5	9	6	6	8	19
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	34.05	326.39	156.86	568.07	114.40	134.96	-49.16	-58.27	-76.97	-62.95	-104.37	398.79
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.93	3.42	3.19	4.45	1.67	0.00
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-49.21	-58.32	-77.02	-63.00	-104.42	0.00
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	100	100	100	-49.208	-58.322	-77.016	-63.002	-104.42	100
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	34.05	326.39	156.86	568.07	114.40	134.96	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	398.79
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	13.62	130.56	62.75	227.23	45.76	53.98	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	159.51
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	10.21	65.28	31.37	113.61	22.88	26.99	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	79.76
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	33.64	21.93	43.60	37.49	75.55	49.22	38.10	19.06	9.53	4.77	2.39	1.20
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	43.85	87.20	74.98	151.10	98.43	76.21	38.11	19.07	9.54	4.78	2.40	80.96
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	-23.42	43.35	-12.23	76.13	-52.67	-22.22	-38.09	-19.05	-9.52	-4.76	-2.38	78.56
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	37.04	87.20	74.98	151.10	75.72	76.21	38.11	35.90	33.63	45.97	15.93	80.96
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	20.43	195.84	94.12	340.84	68.64	80.98	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	239.27
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	57.47	283.04	169.09	491.94	144.36	157.18	38.14	35.93	33.66	46.00	15.96	320.23
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	2.23	12.17	6.57	19.75	5.61	6.31	1.48	1.40	1.35	1.79	0.64	12.44
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	5.98	29.45	17.59	51.19	15.02	16.36	3.97	3.74	3.50	4.79	1.66	33.32

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Sumbar : Hasil Perhitungan (2018)

Gambar 4.13 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2015 Metode F.J. Mock

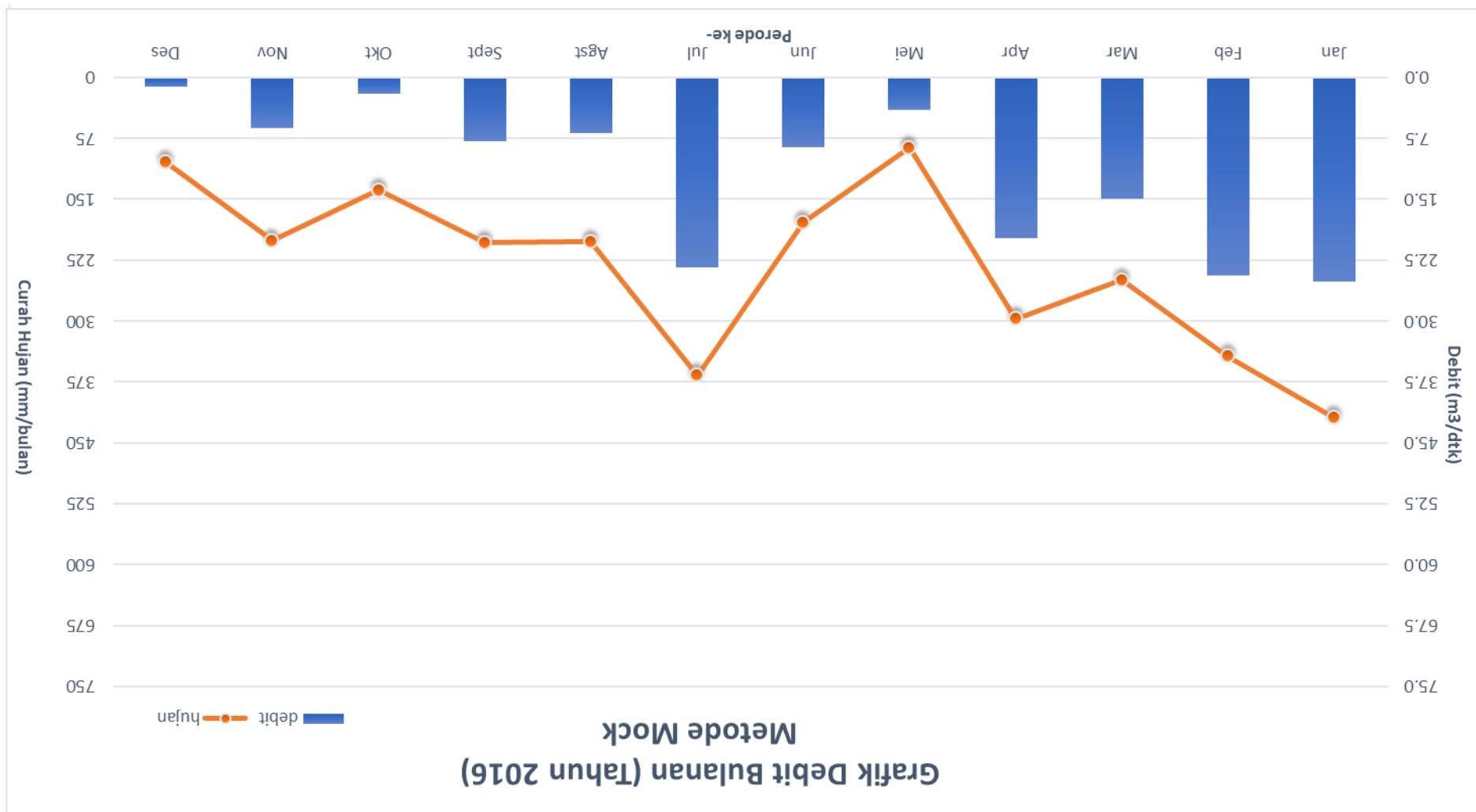


Tabel 4.49
Perhitungan debit metode F.J. Mock tahun 2016

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
I DATA HUJAN															
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	419.8	343.9	250.1	297.8	87.1	179.2	367.2	202.6	203.7	139.2	201.4	104.9
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	16	17	19	15	7	11	19	13	17	16	15	15
II EVAPOTRANSPIRASI TERBATAS (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	Tentukan	%	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	(m/20) * (18 - h)	Hitungan	-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	E = (ETo) * (m/20) * (18 - h)	(3) * (5)	mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	Et = (ETo) - (E)	(3) - (6)	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
III KESEIMBANGAN AIR															
8	Ds = P - Et	(1) - (7)	mm	286.65	213.39	113.31	189.82	-25.03	80.31	259.54	75.94	62.93	-12.75	63.63	-33.91
9	Aliran Permukaan (PF=5%)		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	4.36	0.00	0.00	0.00	0.00	6.96	0.00	5.25
10	Kandungan Air Tanah		mm	0.00	0.00	0.00	0.00	-25.08	0.00	0.00	0.00	0.00	-12.80	0.00	-33.96
11	Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC)	SMC	mm	100	100	100	100	-25.081	100	100	100	100	-12.802	100	-33.96386
12	Kelebihan Air (WS)	(8)- (9)	mm	286.65	213.39	113.31	189.82	0.05	80.31	259.54	75.94	62.93	0.05	63.63	0.05
IV ALIRAN DAN PENYIMPANAN															
AIR TANAH															
13	Infiltrasi (I)	(11) * (i)	mm	114.66	85.36	45.33	75.93	0.02	32.12	103.82	30.38	25.17	0.02	25.45	0.02
14	0.5 (1 + k) In	Hitungan	-	85.99	42.68	22.66	37.96	0.01	16.06	51.91	15.19	12.59	0.01	12.73	0.01
15	k * V (n - 1)	Hitungan	-	40.48	63.24	52.96	37.81	37.89	18.95	17.51	34.71	24.95	18.77	9.39	11.06
16	Volume Penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm	126.47	105.91	75.62	75.77	37.90	35.01	69.41	49.89	37.53	18.78	22.11	11.07
17	Perubahan Volume Air (DVn)	Vn - V(n-1)	mm	45.52	-20.56	-30.29	0.15	-37.88	-2.89	34.40	-19.52	-12.36	-18.76	3.34	-11.05
18	Aliran Dasar (BF)	(12) - (16)	mm	69.14	105.91	75.62	75.77	37.90	35.01	69.41	20.57	37.53	18.78	22.11	11.07
19	Aliran Langsung (DR)	(11) - (12)	mm	171.99	128.04	67.99	113.89	0.03	48.19	155.73	45.56	37.76	0.03	38.18	0.03
20	Aliran (R)	(17) + (18)	mm	241.13	233.95	143.61	189.67	37.93	83.20	225.14	66.13	75.29	18.81	60.29	11.10
V DEBIT ALIRAN SUNGAI															
21	Debit Aliran Sungai	A * (19)	m ³ /dtk	9.37	10.06	5.58	7.61	1.47	3.34	8.75	2.57	3.02	0.73	2.42	0.43
23	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
24	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	25.09	24.34	14.94	19.74	3.95	8.66	23.43	6.88	7.83	1.96	6.27	1.15

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.14 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2016 Metode F.J. Mock
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

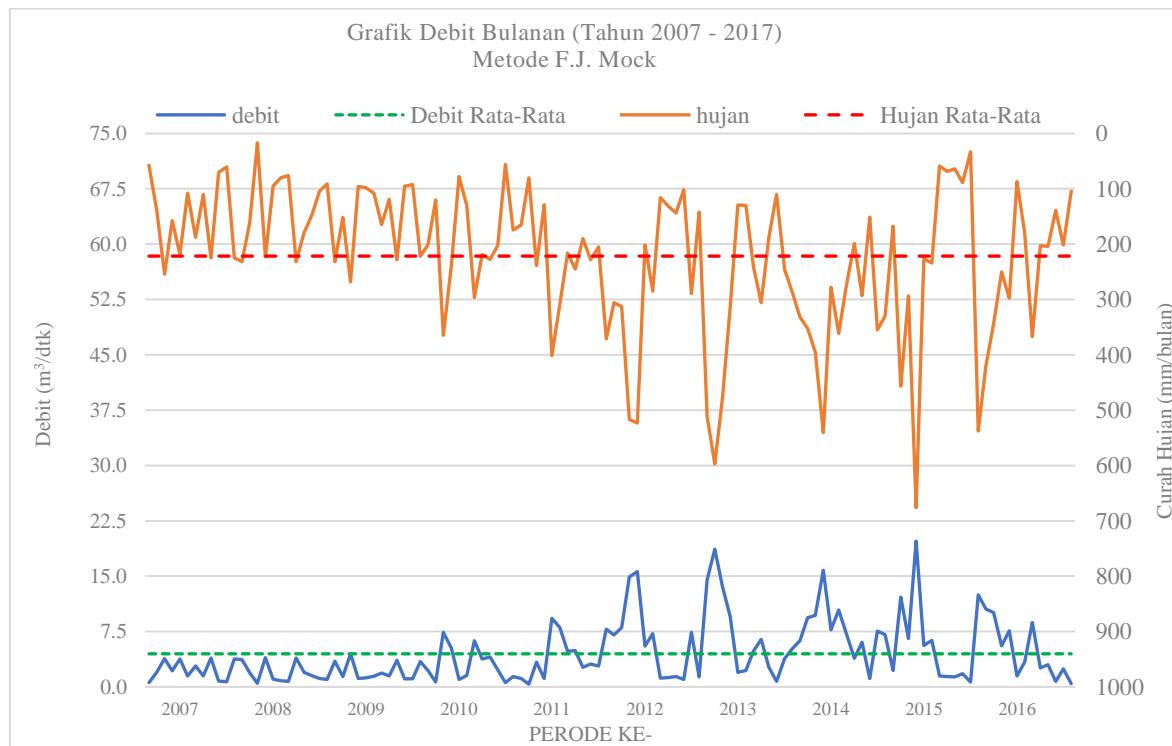


Dari hasil perhitungan menggunakan metode F.J. Mock didapatkan nilai debit secara keseluruhan perhitungan debit dapat dilihat pada tabel 4.50.

Tabel 4.50
Rekapitulasi Debit Metode F.J. Mock Sungai Warkapi

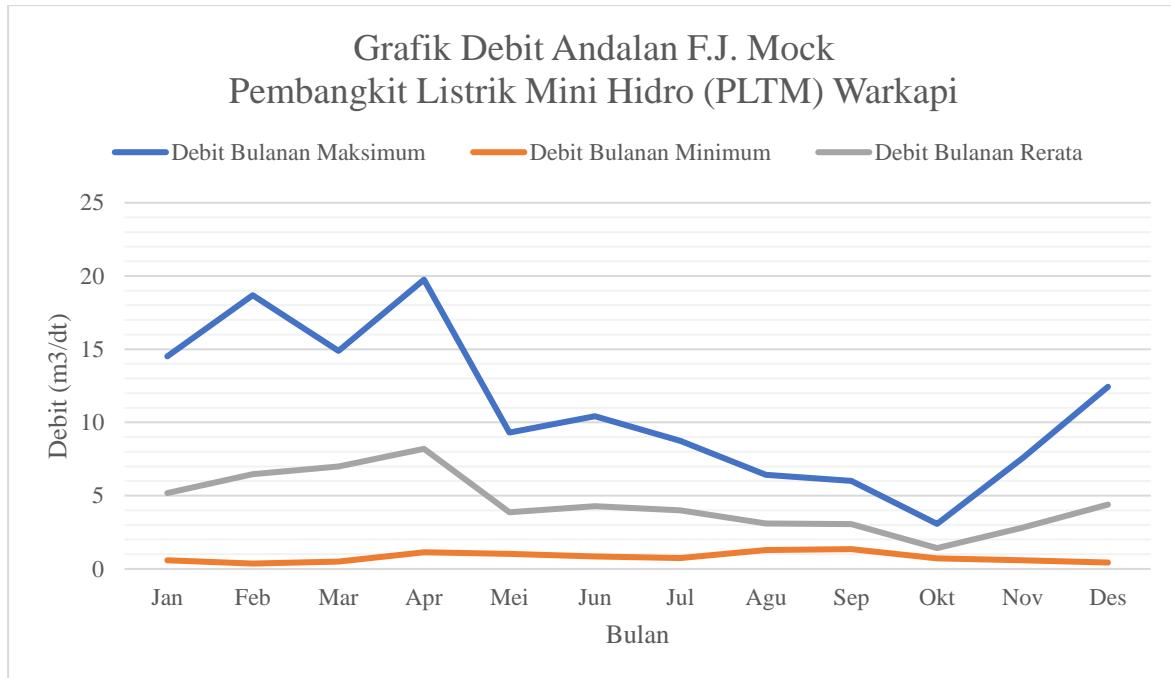
No	Tahun	Debit (m^3/dt)											
		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	2007	0.584	1.638	3.827	2.166	3.767	0.954	2.845	0.761	2.942	0.756	0.698	2.775
2	2008	3.066	1.896	0.504	3.954	0.574	0.457	0.411	3.333	1.683	0.874	0.578	0.537
3	2009	2.724	1.400	4.466	0.727	0.675	0.771	1.883	0.799	2.957	0.659	0.661	2.688
4	2010	2.214	0.646	7.381	5.267	1.026	1.519	6.245	3.785	3.877	2.303	0.589	1.390
5	2011	1.157	0.365	3.332	1.153	9.309	8.032	4.826	4.829	2.643	3.074	2.827	7.808
6	2012	6.343	8.045	13.326	15.638	5.500	7.745	1.835	1.653	1.783	1.542	4.984	1.644
7	2013	10.635	18.684	13.605	9.552	2.739	2.208	4.857	6.427	2.663	0.748	3.842	5.192
8	2014	6.275	9.390	9.696	15.785	7.749	10.428	7.191	3.875	6.020	1.143	7.557	7.070
9	2015	2.233	12.174	6.569	19.748	5.608	6.310	1.482	1.396	1.351	1.787	0.641	12.441
10	2016	9.368	10.062	5.579	7.614	1.473	3.340	8.746	2.569	3.023	0.731	2.420	0.431
Rerata		4.460	6.430	6.828	8.160	3.842	4.176	4.032	2.943	2.894	1.362	2.480	4.198
Maksimum		10.635	18.684	13.605	19.748	9.309	10.428	8.746	6.427	6.020	3.074	7.557	12.441
Minimum		0.584	0.365	0.504	0.727	0.574	0.457	0.411	0.761	1.351	0.659	0.578	0.431

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.15 Grafik Debit Bulanan tahun 2007 – 2016 PLTM Warkapi Metode F.J. Mock
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Untuk melihat fluktuasi debit yang terjadi di Sungai Warkapi dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 4.16 Fluktuasi Debit Sungai Warkapi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.6.1.2. Perhitungan Debit Metode NRECA

Perhitungan debit menggunakan F.J Mock merupakan pembangkitan data hujan dan evapotranspirasi hasil analisa sebelumnya, dengan melakukan perhitungan debit F.J Mock akan didapatkan pendekatan debit yang terjadi di lokasi pengamatan.

Contoh perhitungan pada bulan januari tahun 2007

- Curah hujan pada bulan januari tahun 2007 adalah 29.05 mm
- Jumlah hari hujan yang terjadi pada bulan januari 6 hari
- Evapotranspirasi potensial pada bulan januari dari hasil perhitungan sebelumnya adalah 4.30 mm/hari, nilai tersebut dikalikan dengan jumlah hari dalam bulan januari yaitu 31 hari. Sehingga, didapatkan nilai $4.30 \times 31 = 133.15$ mm
- Nilai tampungan kelengasan awal (w_0), nilainya didapat dengan cara try and error, dan pada percobaan pertama di bulan Januari tahun 2007 diambil 500 mm
- Menghitung rasio tampungan tanah (soil storage ratio – w_i)

$$\begin{aligned}
 \text{Nominal} &= 100 + 0.2 \text{ Ra} \\
 &= 100 + 0.2 (58.1 + 140.3 + 254 + 157.8 + 218.3 + 107.8 + 187.7 + \\
 &\quad 110.1 + 224.5 + 70.1 + 60.2 + 224.5) \\
 &= 462.68 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$w_i = \frac{w_0}{\text{Nominal}} = \frac{500}{462.68} = 1.08$$

- Menghitung rasio P/ETo

$$\frac{P}{ETo} = \frac{58.1}{133.15} = 0.44$$

- Menghitung rasio Et/ETo

Didapatkan dari gambar 2.9

- Menghitung Evapotranspirasi Terbatas

Koefisien Reduksi = 0.9 karena kemiringan lokasi yaitu diantara 0 – 50 m/km

$$\begin{aligned} Et &= \frac{Et}{ETo} \times ETo \times \text{Koefisien Reduksi} \\ &= 0.664 \times 133.15 \times 0.9 \\ &= 79.57 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Neraca Air dengan Curah hujan – Evapotranspirasi Terbatas = 58.1 – 79.57 = -21.47 mm

- Menghitung Rasio Kelengasan Tanah

Jika neraca air bernilai positif, maka rasio tersebut dapat diperoleh dengan memasukkan nilai tampungan kelengasan tanah (Wi). Namun, Jika neraca bernilai negatif, rasio 0. Pada bulan januari tahun 2007 nilai neraca air negatif maka nilai rasionalya 0.

- Menghitung Kelebihan kelengasan

$$\begin{aligned} \text{Kelebihan kelengasan} &= \text{Rasio Kelengasan} \times \text{Neraca Air} \\ &= 0 \times (-21.47) = 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Perubahan Tampungan

$$\begin{aligned} \text{Perubahan Tampungan} &= \text{Neraca Air} - \text{Kelebihan Kelengasan} \\ &= (-21.47) - 0 \\ &= -21.47 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Tampungan Air Tanah

P1 = 0.5 karena pada kedalaman 0-2 meter lapisan tanah bersifat lulus air

$$\begin{aligned} \text{Tampungan Air Tanah} &= P1 \times \text{Kelebihan Kelengasan} \\ &= 0.5 \times 0 \\ &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Tampungan Air Tanah Awal yang harus dicoba-coba dengan nilai awal 200 mm

- Menghitung Tampungan Air Tanah Akhir

$$\begin{aligned} \text{Tamp. Air Tanah Akhir} &= \text{Tamp. Air Tanah} + \text{Tamp. Air Tanah Awal} \\ &= 0 + 200 \text{ mm} = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Aliran Air Tanah

$P_2 = 0.9$ karena pada kedalaman 0-10 meter lapisan tanah bersifat kedap air

$$\begin{aligned} \text{Aliran Air Tanah} &= P_2 \times \text{Tampungan Air Tanah Akhir} \\ &= 0.9 \times 200 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Aliran Langsung

$$\begin{aligned} \text{Aliran Langsung} &= \text{Kelebihan Kelengasan} - \text{Tampungan Air Tanah} \\ &= 0 - 0 = 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menghitung Aliran Total

$$\begin{aligned} \text{Aliran Total} &= \text{Aliran Air Tanah} + \text{Aliran Langsung} \\ &= 180 + 0 = 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

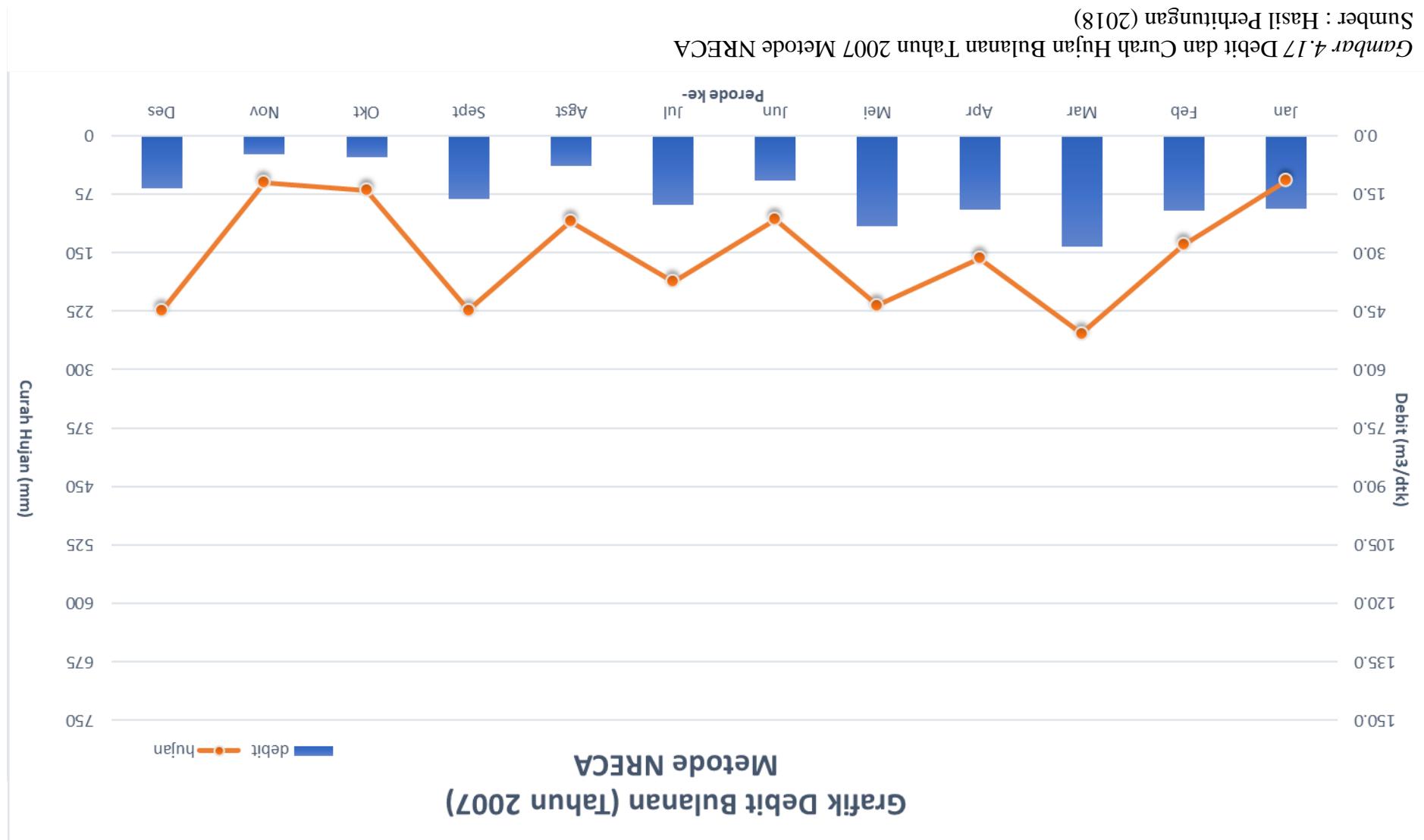
- Debit aliran sungai = $(\text{luas DAS} \times \text{Aliran Total} \times 1000) / (86400 \times n \text{ hari dalam 1 bulan})$ = $(104.05 \text{ km}^2 \times 180 \times 1000) / (86400 \times 31) = 6.99 \text{ m}^3/\text{dt}$

Untuk perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel 4.51 sampai dengan 4.60.

Tabel 4.51
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2007

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	58.1	140.3	254	157.8	218.3	107.8	187.7	110.1	224.5	70.1	60.2	224.5
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	478.53	477.75	473.48	472.07	469.69	469.40	468.08	468.02	466.89	444.55	422.42
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	1.08	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	1.01	0.96	0.91
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	0.44	1.075	1.857	1.461	1.947	1.090	1.743	0.869	1.595	0.461	0.437	1.617
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	0.664	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.922	1.000	0.676	0.664	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	79.57	117.46	123.11	97.18	100.92	89.00	96.89	105.10	126.69	92.45	82.33	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	-21.47	22.84	130.89	60.62	117.38	18.80	90.81	5.00	97.81	-22.35	-22.13	99.57
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.00	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.91
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	0.00	23.62	135.16	62.03	119.76	19.08	92.13	5.05	98.94	0.00	0.00	90.90
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	-21.47	-0.78	-4.26	-1.42	-2.38	-0.28	-1.32	-0.06	-1.13	-22.35	-22.13	8.66
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	0.00	11.81	67.58	31.02	59.88	9.54	46.06	2.53	49.47	0.00	0.00	45.45
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	180.00	160.82	137.98	121.08	102.98	91.73	77.95	69.90	57.97	52.17	46.95
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	200.00	191.81	228.40	169.00	180.96	112.53	137.79	80.48	119.37	57.97	52.17	92.40
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	180.00	172.63	205.56	152.10	162.87	101.27	124.01	72.43	107.44	52.17	46.95	83.16
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	0.00	11.81	67.58	31.02	59.88	9.54	46.06	2.53	49.47	0.00	0.00	45.45
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	180.00	184.44	273.13	183.11	222.75	110.82	170.08	74.96	156.91	52.17	46.95	128.61
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	6.99	7.93	10.61	7.35	8.65	4.45	6.61	2.91	6.30	2.03	1.88	5.00
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	18.73	19.19	28.42	19.05	23.18	11.53	17.70	7.80	16.33	5.43	4.89	13.38

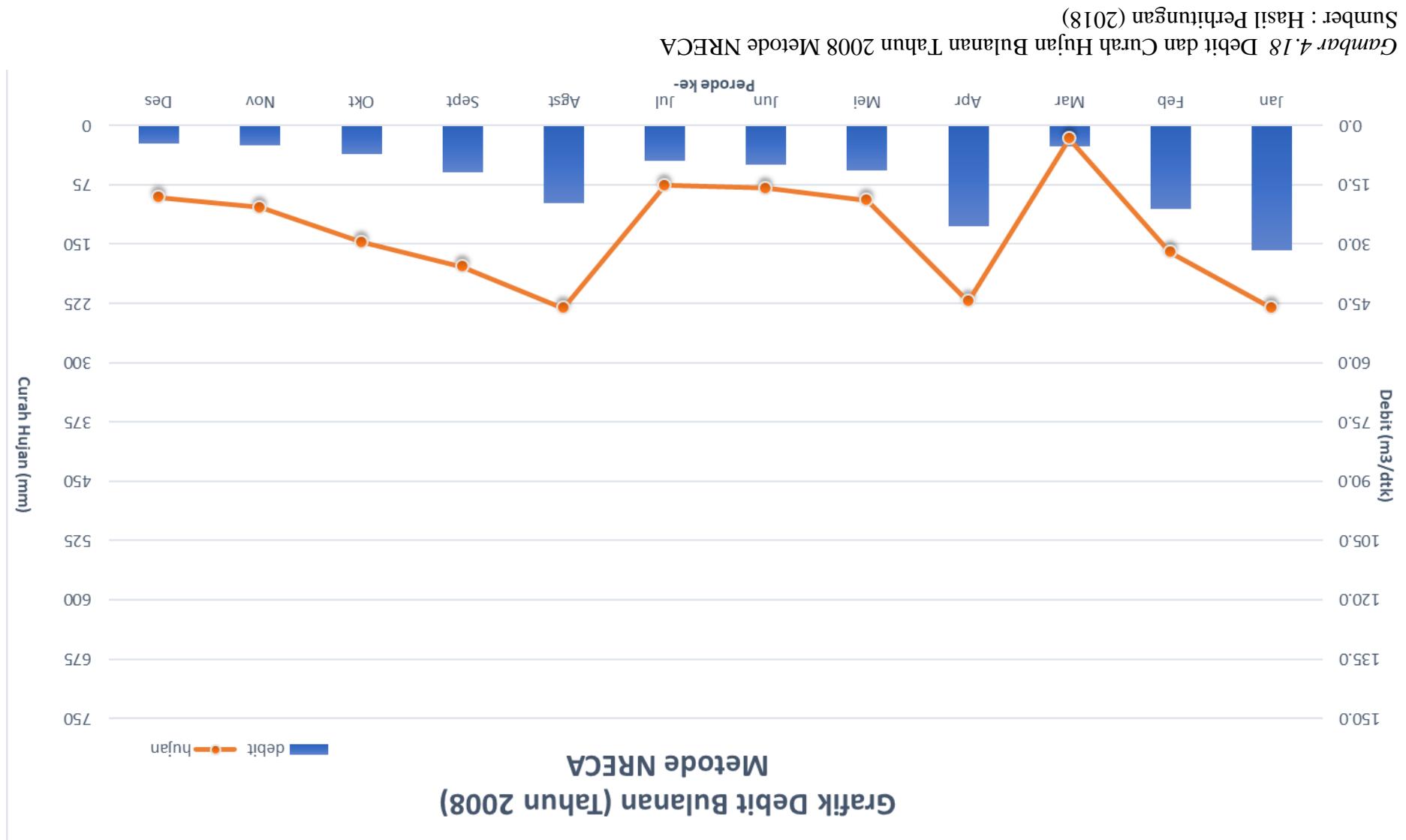
Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Tabel 4. 52
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2008

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	231.6	160.9	16.9	223	95.2	79.8	76.2	231.6	178.9	148	104.1	91
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	481.03	475.58	434.37	432.33	432.30	432.28	428.45	428.17	428.08	428.06	426.02
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	1.17	1.13	1.11	1.02	1.01	1.01	1.01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	1.74	1.233	0.124	2.065	0.849	0.807	0.708	1.828	1.271	0.974	0.756	0.656
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	0.472	1.000	0.910	0.886	0.826	1.000	1.000	0.982	0.856	0.796
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	58.11	97.18	91.83	78.85	80.03	114.00	126.69	134.29	106.14	99.45
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	111.76	43.44	-41.21	125.82	3.37	0.95	-3.83	117.60	52.21	13.71	-2.04	-8.45
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	1.17	1.13	0.00	1.02	1.01	1.01	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	130.74	48.89	0.00	127.86	3.40	0.96	0.00	117.88	52.30	13.73	0.00	0.00
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	-18.97	-5.45	-41.21	-2.04	-0.04	-0.01	-3.83	-0.28	-0.09	-0.02	-2.04	-8.45
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	65.37	24.44	0.00	63.93	1.70	0.48	0.00	58.94	26.15	6.86	0.00	0.00
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	173.46	153.67	138.31	118.08	106.10	95.45	85.90	71.42	61.66	54.81	49.33
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	265.37	197.91	153.67	202.24	119.78	106.58	95.45	144.84	97.57	68.52	54.81	49.33
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	238.83	178.12	138.31	182.01	107.81	95.92	85.90	130.36	87.81	61.67	49.33	44.39
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	65.37	24.44	0.00	63.93	1.70	0.48	0.00	58.94	26.15	6.86	0.00	0.00
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	304.20	202.56	138.31	245.94	109.51	96.40	85.90	189.30	113.96	68.53	49.33	44.39
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	11.82	8.71	5.37	9.87	4.25	3.87	3.34	7.35	4.57	2.66	1.98	1.72
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	31.65	21.08	14.39	25.59	11.39	10.03	8.94	19.70	11.86	7.13	5.13	4.62

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

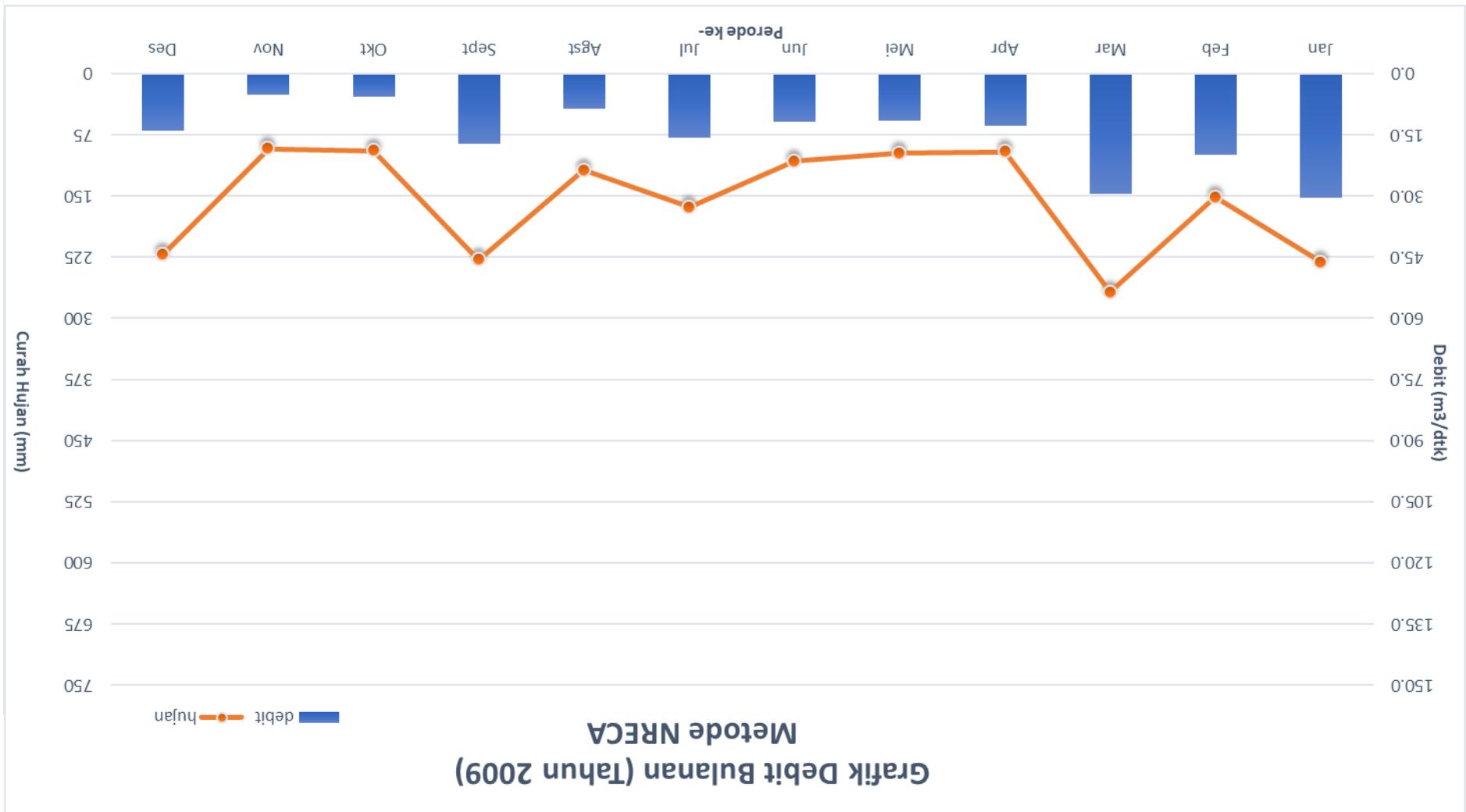


Tabel 4.53
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2009

No	U R A I A N	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	231.6	152	268.2	95.7	97.7	107.8	164.3	118.9	228.3	95	92.4	222
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	494.06	492.66	487.20	487.07	486.95	486.46	484.81	484.62	482.51	471.11	464.07
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.02	0.99	0.98
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	1.74	1.165	1.961	0.886	0.871	1.090	1.526	0.939	1.622	0.625	0.671	1.599
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	0.934	0.922	1.000	1.000	0.964	1.000	0.778	0.802	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	90.77	93.05	89.00	96.89	109.89	126.69	106.40	99.44	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	111.76	34.54	145.09	4.93	4.65	18.80	67.41	9.01	101.61	-11.40	-7.04	97.07
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	1.05	1.04	1.04	1.03	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	0.00	0.00	0.98
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	117.70	35.95	150.56	5.06	4.77	19.28	69.07	9.20	103.72	0.00	0.00	94.88
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	-5.94	-1.40	-5.46	-0.13	-0.12	-0.48	-1.66	-0.19	-2.10	-11.40	-7.04	2.19
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	58.85	17.97	75.28	2.53	2.39	9.64	34.53	4.60	51.86	0.00	0.00	47.44
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	174.11	154.91	131.89	118.45	106.36	94.76	81.83	73.19	60.68	54.62	49.15
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	258.85	192.09	230.18	134.42	120.83	116.00	129.30	86.43	125.05	60.68	54.62	96.59
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	232.97	172.88	207.17	120.98	108.75	104.40	116.37	77.79	112.54	54.62	49.15	86.93
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	58.85	17.97	75.28	2.53	2.39	9.64	34.53	4.60	51.86	0.00	0.00	47.44
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	291.82	190.85	282.45	123.51	111.14	114.04	150.90	82.39	164.40	54.62	49.15	134.37
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	11.34	8.21	10.97	4.96	4.32	4.58	5.86	3.20	6.60	2.12	1.97	5.22
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	30.36	19.86	29.39	12.85	11.56	11.87	15.70	8.57	17.11	5.68	5.11	13.98

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.19 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2009 Metode NRCA
Number : Hasil Perhitungan (2018)

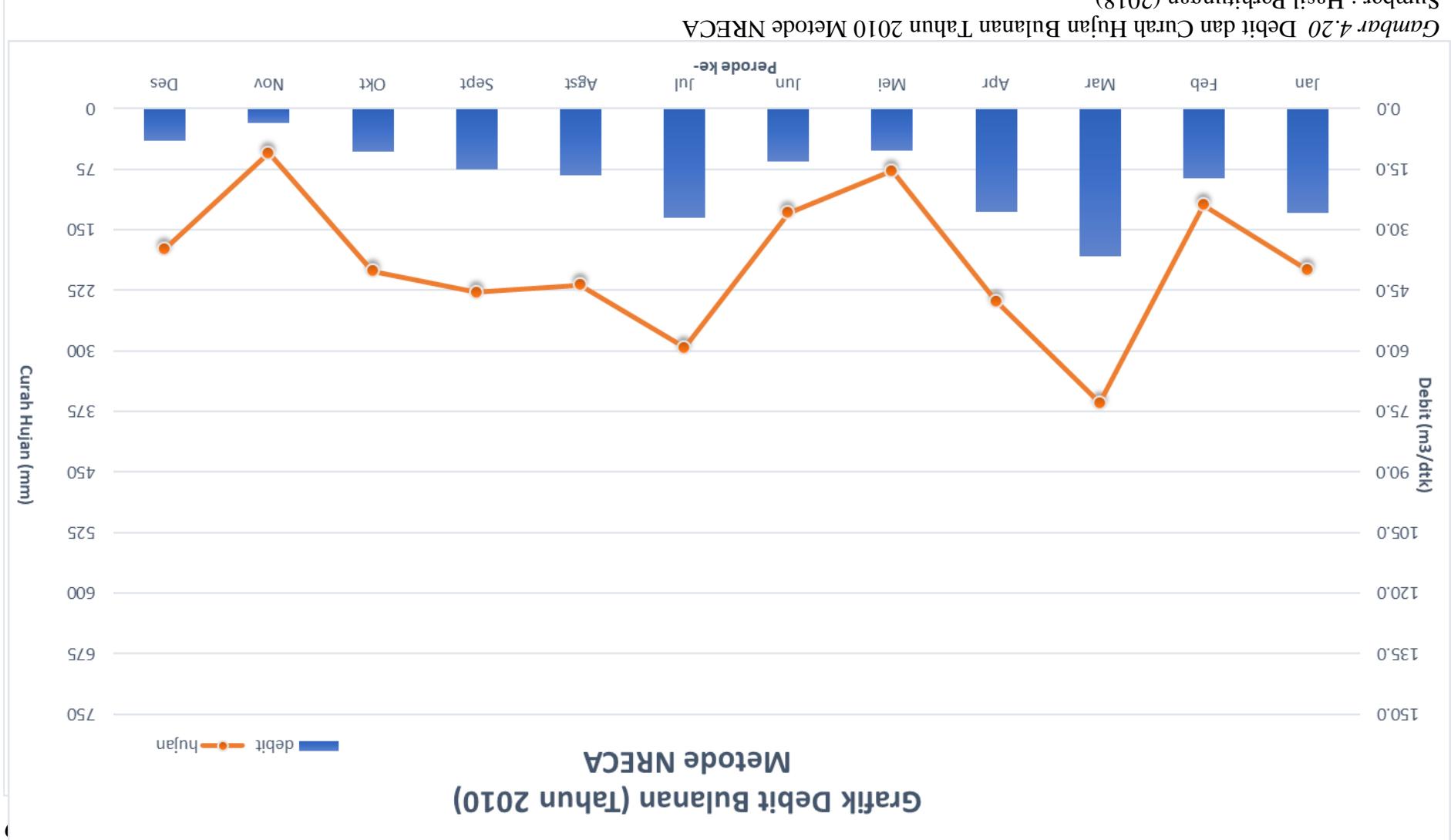


Tabel 4.54
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2010

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	200.8	120	364.9	238.8	78	129.7	296.5	218.8	227.8	202	55.7	174.4
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	508.87	509.63	531.96	539.41	534.65	536.60	545.44	548.44	550.79	552.03	528.37
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.89	0.91	0.91	0.95	0.96	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.98	0.94
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	1.51	0.919	2.668	2.212	0.696	1.312	2.754	1.727	1.618	1.329	0.404	1.256
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	0.952	1.000	1.000	0.820	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.640	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	111.82	123.11	97.18	82.75	89.00	96.89	114.00	126.69	136.76	79.36	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	80.96	8.18	241.79	141.62	-4.75	40.70	199.61	104.80	101.11	65.24	-23.66	49.47
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.89	0.91	0.91	0.95	0.00	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.00	0.94
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	72.10	7.41	219.47	134.17	0.00	38.76	190.76	101.81	98.76	64.00	0.00	46.55
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	8.87	0.77	22.33	7.45	-4.75	1.94	8.85	2.99	2.35	1.24	-23.66	2.92
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	36.05	3.71	109.73	67.09	0.00	19.38	95.38	50.91	49.38	32.00	0.00	23.28
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	176.40	158.38	131.57	111.71	100.54	88.55	70.15	58.05	47.30	39.37	35.44
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	236.05	180.10	268.12	198.66	111.71	119.91	183.93	121.06	107.43	79.30	39.37	58.71
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	212.44	162.09	241.31	178.79	100.54	107.92	165.53	108.95	96.68	71.37	35.44	52.84
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	36.05	3.71	109.73	67.09	0.00	19.38	95.38	50.91	49.38	32.00	0.00	23.28
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	248.49	165.80	351.04	245.88	100.54	127.30	260.91	159.86	146.07	103.37	35.44	76.12
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	9.65	7.13	13.64	9.87	3.91	5.11	10.14	6.21	5.86	4.02	1.42	2.96
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	25.86	17.25	36.53	25.58	10.46	13.25	27.15	16.63	15.20	10.76	3.69	7.92

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.20 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2010 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

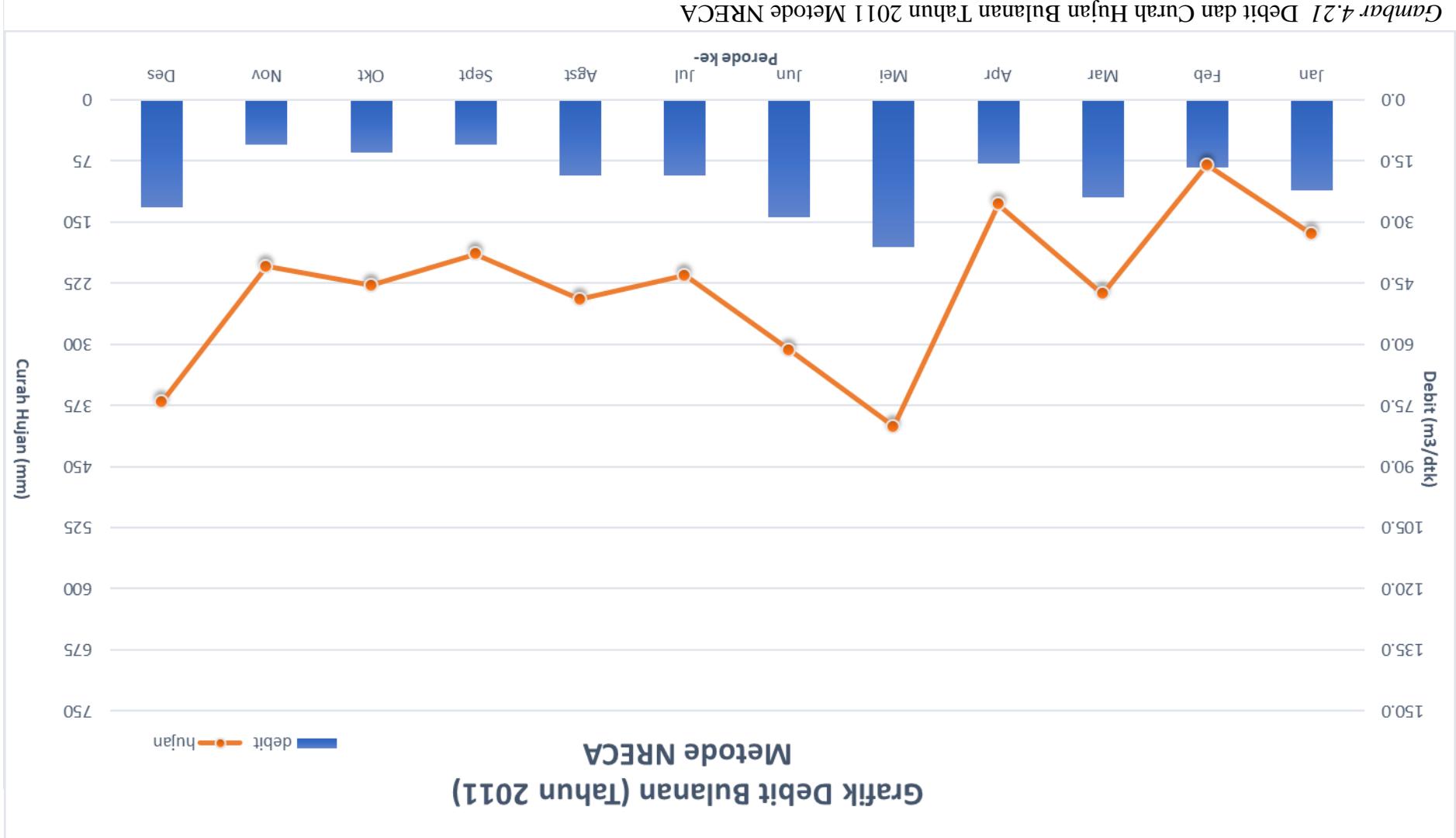


Tabel 4.55
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2011

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	165.4	80.3	238.7	128.5	401.4	307.7	216.2	245.1	189.8	228.1	204.9	371.2
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	510.81	509.36	535.12	540.87	593.40	614.11	621.64	628.40	631.01	634.41	637.01
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.76	0.78	0.78	0.82	0.83	0.91	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	1.24	0.615	1.745	1.190	3.580	3.112	2.008	1.935	1.348	1.501	1.487	2.674
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	0.696	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	81.75	123.11	97.18	100.92	89.00	96.89	114.00	126.69	136.76	123.99	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	45.56	-1.45	115.59	31.32	300.48	218.70	119.31	131.10	63.11	91.34	80.91	246.27
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.76	0.00	0.78	0.82	0.83	0.91	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	34.76	0.00	89.83	25.57	247.95	197.99	111.78	124.34	60.50	87.94	78.31	239.34
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	10.81	-1.45	25.77	5.75	52.53	20.71	7.53	6.77	2.61	3.41	2.60	6.93
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	17.38	0.00	44.91	12.78	123.98	99.00	55.89	62.17	30.25	43.97	39.15	119.67
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	178.26	160.44	139.90	124.63	99.77	79.89	66.32	53.47	45.10	36.19	28.65
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	217.38	178.26	205.35	152.69	248.61	198.77	135.79	128.49	83.72	89.06	75.34	148.32
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	195.64	160.44	184.81	137.42	223.75	178.89	122.21	115.64	75.35	80.16	67.81	133.49
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	17.38	0.00	44.91	12.78	123.98	99.00	55.89	62.17	30.25	43.97	39.15	119.67
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	213.02	160.44	229.73	150.20	347.72	277.89	178.10	177.81	105.60	124.13	106.96	253.16
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	8.28	6.90	8.92	6.03	13.51	11.16	6.92	6.91	4.24	4.82	4.29	9.83
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	22.17	16.69	23.90	15.63	36.18	28.92	18.53	18.50	10.99	12.92	11.13	26.34

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.21 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2011 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

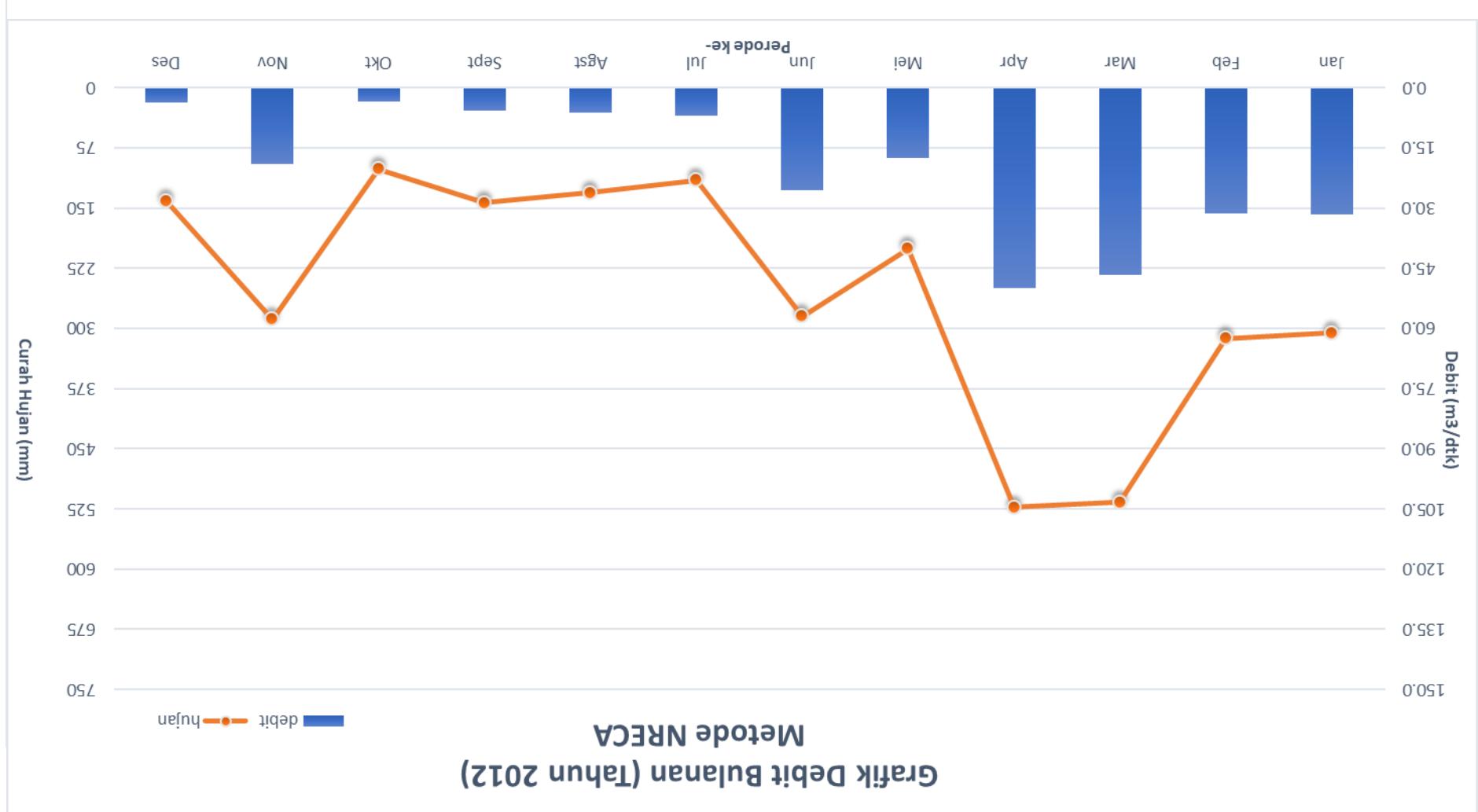


Tabel 4.56
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2012

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	305.8	312.7	517	523.1	201.3	285	115.9	131.5	143.9	101.7	289.3	142.1
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	555.71	598.97	662.36	693.09	696.01	700.91	701.25	701.56	701.86	693.88	698.51
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.70	0.78	0.84	0.93	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98	0.97	0.98
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	2.30	2.396	3.780	4.844	1.795	2.882	1.077	1.038	1.022	0.669	2.100	1.024
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.802	1.000	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	97.18	100.92	89.00	96.89	114.00	126.69	109.68	123.99	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	185.96	195.24	393.89	425.92	100.38	196.00	19.01	17.50	17.21	-7.98	165.31	17.17
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.70	0.78	0.84	0.93	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.00	0.97	0.98
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	130.25	151.99	330.50	395.19	97.46	191.10	18.66	17.20	16.91	0.00	160.68	16.80
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	55.71	43.25	63.40	30.73	2.92	4.90	0.34	0.31	0.30	-7.98	4.63	0.37
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	65.13	75.99	165.25	197.60	48.73	95.55	9.33	8.60	8.46	0.00	80.34	8.40
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	173.49	148.54	117.16	85.68	72.24	55.46	48.98	43.23	38.06	34.25	22.79
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	265.13	249.48	313.79	314.76	134.42	167.79	64.80	57.58	51.68	38.06	114.59	31.19
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	238.61	224.53	282.41	283.28	120.97	151.01	58.32	51.82	46.51	34.25	103.13	28.07
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	65.13	75.99	165.25	197.60	48.73	95.55	9.33	8.60	8.46	0.00	80.34	8.40
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	303.74	300.53	447.66	480.88	169.70	246.56	67.65	60.42	54.97	34.25	183.47	36.47
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	11.80	12.93	17.39	19.30	6.59	9.90	2.63	2.35	2.21	1.33	7.37	1.42
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	31.60	31.27	46.58	50.04	17.66	25.66	7.04	6.29	5.72	3.56	19.09	3.80

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.22 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2012 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)



Tabel 4.57
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2013

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	511.9	597.1	478	314.5	129	129.9	241.2	305.4	187.3	110.4	245.4	286.4
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	649.24	743.15	771.35	781.03	781.94	783.23	787.53	792.22	793.35	789.15	791.88
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.62	0.80	0.92	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	3.84	4.575	3.495	2.913	1.150	1.314	2.240	2.411	1.331	0.727	1.781	2.063
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.838	1.000	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	97.18	100.92	89.00	96.89	114.00	126.69	114.60	123.99	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	392.06	479.64	354.89	217.32	28.08	40.90	144.31	191.40	60.61	-4.20	121.41	161.47
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.62	0.80	0.92	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98	0.98
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	242.82	385.73	326.69	207.64	27.17	39.62	140.00	186.72	59.48	0.00	118.68	158.38
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	149.24	93.91	28.20	9.68	0.91	1.28	4.30	4.69	1.13	-4.20	2.73	3.08
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	121.41	192.87	163.35	103.82	13.58	19.81	70.00	93.36	29.74	0.00	59.34	79.19
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	167.86	131.79	102.27	81.66	72.14	62.94	49.65	35.35	28.84	25.96	17.43
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	321.41	360.73	295.13	206.09	95.25	91.95	132.95	143.01	65.09	28.84	85.29	96.62
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	289.27	324.65	265.62	185.48	85.72	82.75	119.65	128.71	58.58	25.96	76.76	86.96
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	121.41	192.87	163.35	103.82	13.58	19.81	70.00	93.36	29.74	0.00	59.34	79.19
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	410.68	517.52	428.96	289.31	99.31	102.56	189.65	222.07	88.32	25.96	136.10	166.15
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	15.95	22.26	16.66	11.61	3.86	4.12	7.37	8.63	3.55	1.01	5.46	6.45
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	42.73	53.85	44.63	30.10	10.33	10.67	19.73	23.11	9.19	2.70	14.16	17.29

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.23 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2013 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

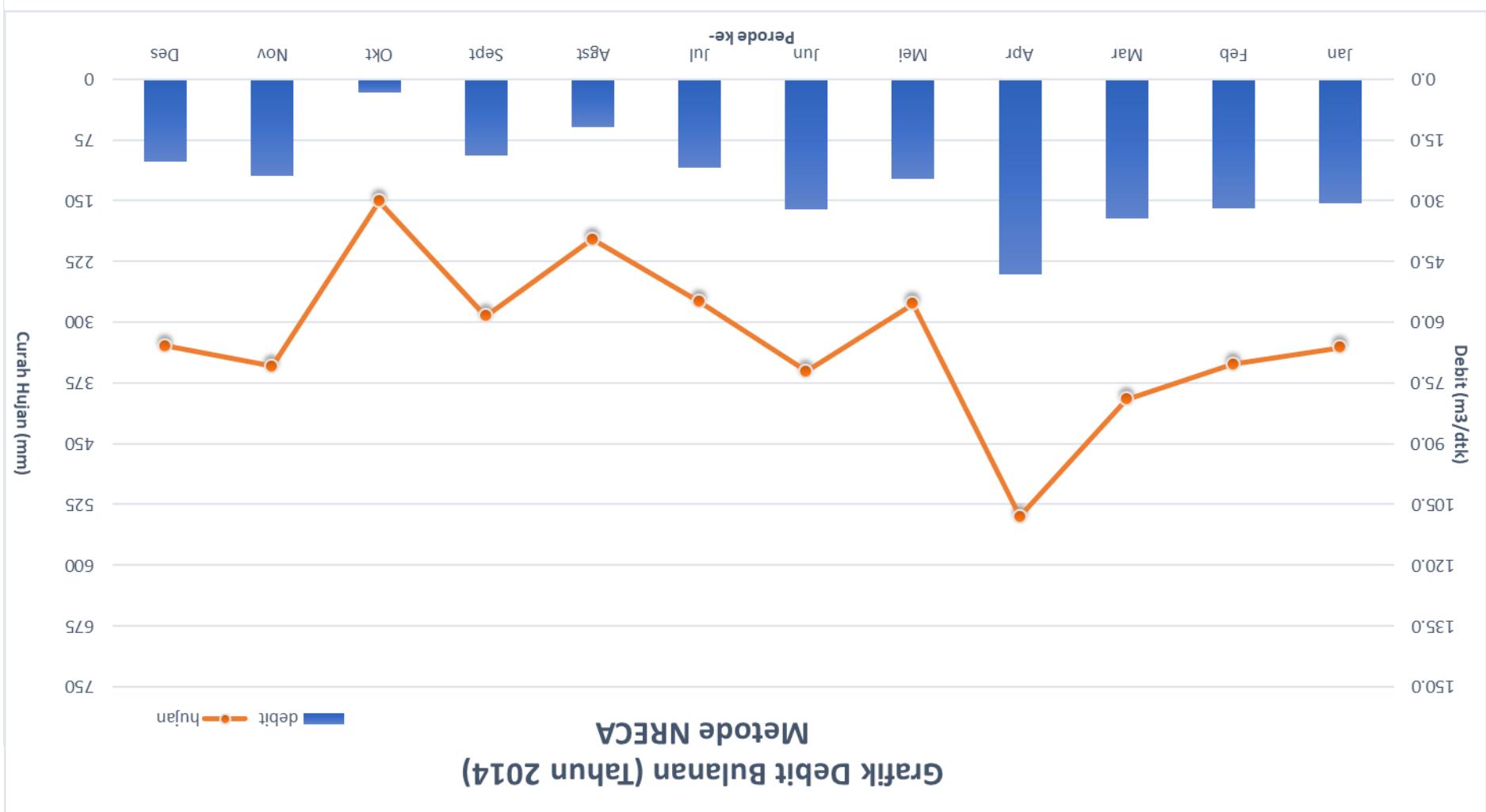


Tabel 4.58
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2014

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	331.7	352.1	395.4	540.5	277.9	361.1	275	198.4	292.8	151.2	354.7	330
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	590.40	666.21	730.51	802.51	816.64	833.96	841.76	844.71	849.93	850.30	856.08
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.57	0.68	0.76	0.84	0.92	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	2.49	2.698	2.891	5.006	2.478	3.652	2.554	1.566	2.080	0.995	2.575	2.377
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	97.18	100.92	89.00	96.89	114.00	126.69	136.76	123.99	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	211.86	234.64	272.29	443.32	176.98	272.10	178.11	84.40	166.11	14.44	230.71	205.07
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.57	0.68	0.76	0.84	0.92	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.97	0.98
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	121.46	158.84	207.99	371.32	162.85	254.78	170.31	81.46	160.88	14.08	224.92	201.29
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	90.40	75.80	64.30	72.00	14.13	17.32	7.80	2.94	5.23	0.37	5.78	3.78
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	60.73	79.42	104.00	185.66	81.42	127.39	85.15	40.73	80.44	7.04	112.46	100.64
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	173.93	148.59	123.33	92.43	75.05	54.80	40.81	32.65	21.35	18.51	5.41
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	260.73	253.35	252.59	308.99	173.86	202.44	139.96	81.54	113.10	28.38	130.97	106.05
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	234.66	228.01	227.33	278.09	156.47	182.19	125.96	73.39	101.79	25.54	117.87	95.45
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	60.73	79.42	104.00	185.66	81.42	127.39	85.15	40.73	80.44	7.04	112.46	100.64
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	295.39	307.43	331.33	463.75	237.90	309.58	211.12	114.12	182.23	32.58	230.33	196.09
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	11.48	13.22	12.87	18.62	9.24	12.43	8.20	4.43	7.32	1.27	9.25	7.62
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E ⁶)		m ³	30.74	31.99	34.48	48.25	24.75	32.21	21.97	11.87	18.96	3.39	23.97	20.40

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.24 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2014 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

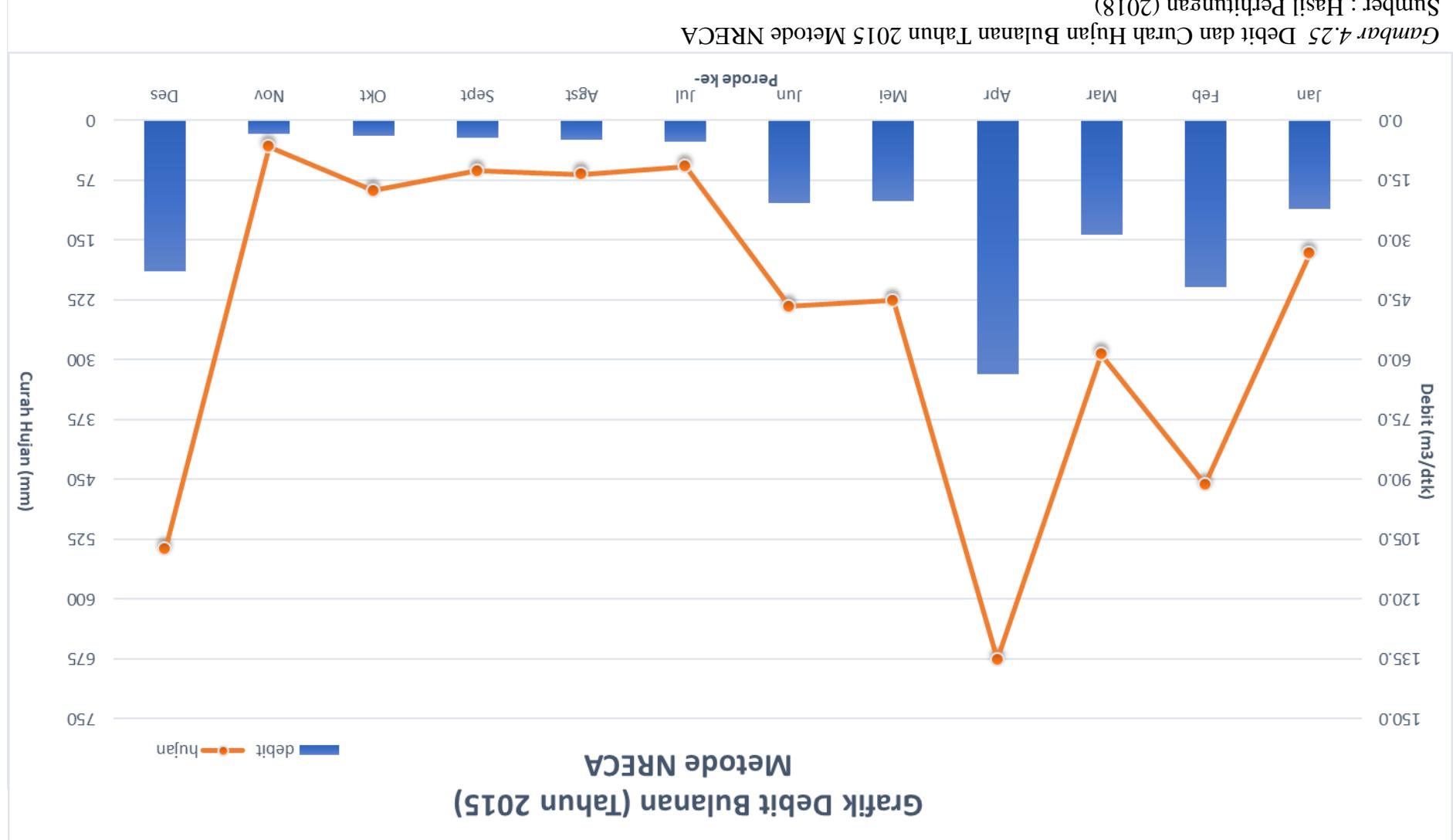


Tabel 4.59
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2015

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	167.2	456.9	293.65	676.05	226.53	233.85	58.5	68.39	63.8	89	33.4	537.6
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	512.59	596.52	617.67	671.48	673.23	674.88	663.23	649.09	628.01	613.89	579.84
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.73	0.75	0.88	0.91	0.99	0.99	0.99	0.97	0.95	0.92	0.90	0.85
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	1.26	3.501	2.147	6.261	2.020	2.365	0.543	0.540	0.453	0.586	0.242	3.873
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.724	0.724	0.670	0.754	0.544	1.000
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	97.18	100.92	89.00	70.15	82.53	84.88	103.11	67.45	124.93
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	47.36	339.44	170.54	578.87	125.61	144.85	-11.65	-14.14	-21.08	-14.11	-34.05	412.67
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.73	0.75	0.88	0.91	0.99	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.85
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	34.78	255.51	149.39	525.06	123.86	143.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	351.38
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	12.59	83.94	21.15	53.81	1.75	1.65	-11.65	-14.14	-21.08	-14.11	-34.05	61.29
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	17.39	127.75	74.70	262.53	61.93	71.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	175.69
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	178.26	147.66	125.42	86.63	71.77	57.44	51.69	46.52	41.87	37.68	33.91
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	217.39	306.01	222.36	387.95	148.56	143.37	57.44	51.69	46.52	41.87	37.68	209.60
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	195.65	275.41	200.12	349.16	133.70	129.04	51.69	46.52	41.87	37.68	33.91	188.64
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	17.39	127.75	74.70	262.53	61.93	71.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	175.69
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	213.04	403.17	274.82	611.69	195.63	200.64	51.69	46.52	41.87	37.68	33.91	364.33
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	8.28	17.34	10.68	24.56	7.60	8.05	2.01	1.81	1.68	1.46	1.36	14.15
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E^6)		m ³	22.17	41.95	28.60	63.65	20.36	20.88	5.38	4.84	4.36	3.92	3.53	37.91

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.25 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2015 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

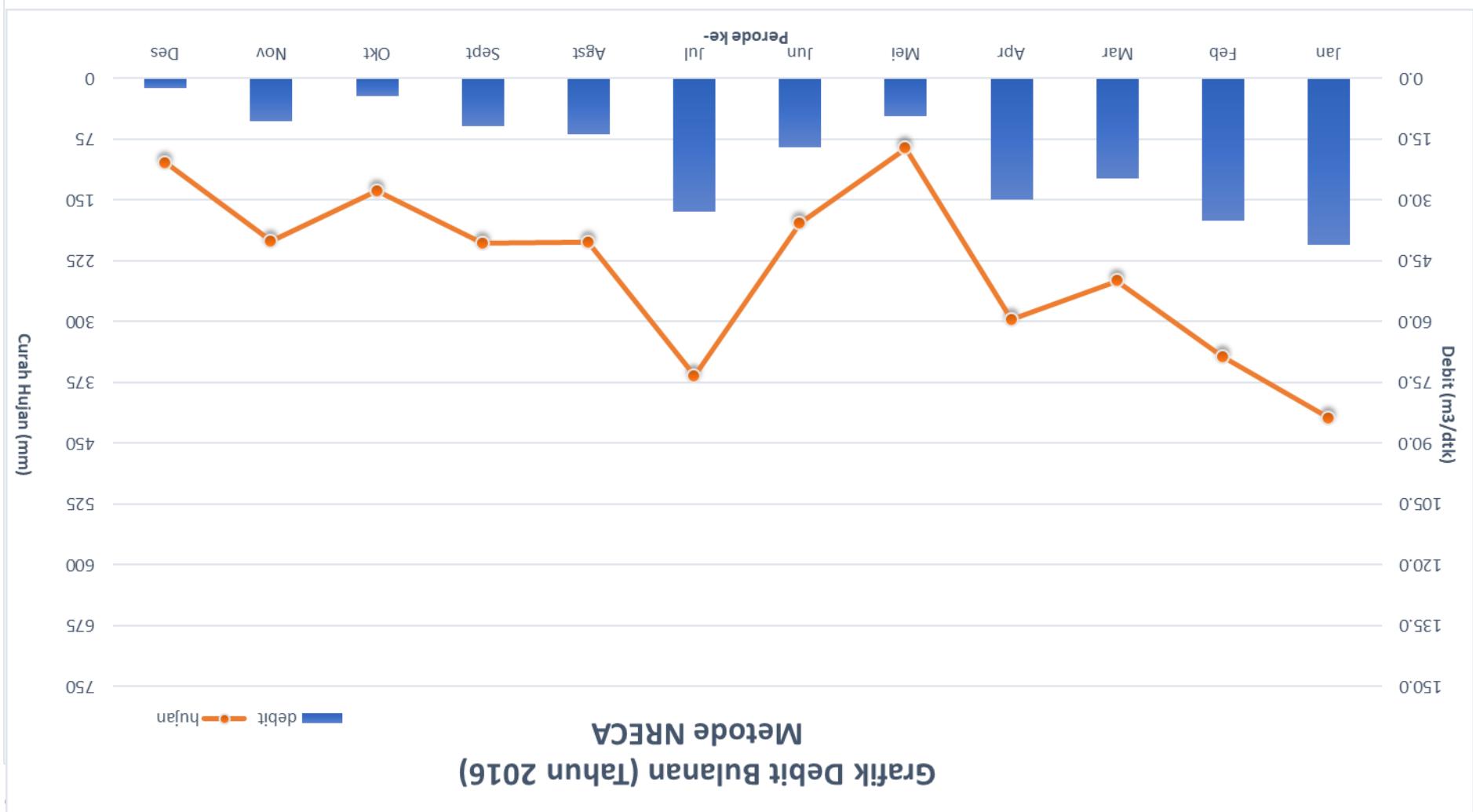


Tabel 4.60
Perhitungan debit metode NRECA tahun 2016

No	URAIAN	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agst	Sept	Okt	Nov	Des
1	Curah Hujan (P)	Data	mm	419.8	343.9	250.1	297.8	87.1	179.2	367.2	202.6	203.7	139.2	201.4	104.9
2	Hari Hujan (h)	Data	hari	11	11	18	14	11	8	24	21	13	22	11	13
3	Evapotranspirasi Potensial (ETo)	ETo	mm	133.15	130.51	136.79	107.98	112.13	98.89	107.66	126.66	140.77	151.95	137.77	138.81
4	Kelengasan Awal (w0)	Tentukan	mm	500	572.50	602.34	613.32	627.34	626.84	631.29	642.81	645.03	646.71	646.88	648.35
5	Rasio Tampungan Tanah (Wi)	Hitungan	-	0.76	0.87	0.91	0.93	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98
6	Rasio P/Eto	Hitungan	-	3.15	2.635	1.828	2.758	0.777	1.812	3.411	1.600	1.447	0.916	1.462	0.756
7	Rasio ET/Eto	Grafik	-	1.000	1.000	1.000	1.000	0.868	1.000	1.000	1.000	1.000	0.952	1.000	0.856
8	ET	(3) * (7) * Kr	mm	119.84	117.46	123.11	97.18	87.60	89.00	96.89	114.00	126.69	130.19	123.99	106.94
9	Neraca Air	(1) - (8)	mm	299.96	226.44	126.99	200.62	-0.50	90.20	270.31	88.60	77.01	9.01	77.41	-2.04
10	Rasio Kelebihan Kelengasan	Hitungan	-	0.76	0.87	0.91	0.93	0.00	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.98	0.00
11	Kelebihan Kelengasan	(9) * (10)	mm	227.46	196.61	116.01	186.61	0.00	85.75	258.79	86.38	75.33	8.83	75.94	0.00
12	Perubahan Tampungan	(9) - (10)	mm	72.50	29.83	10.99	14.01	-0.50	4.45	11.51	2.23	1.68	0.17	1.47	-2.04
13	Tampungan Air Tanah	Hitungan	mm	113.73	98.30	58.00	93.30	0.00	42.87	129.40	43.19	37.67	4.42	37.97	0.00
14	Tampungan Air Tanah Awal	(16) _{n-1} - (19) _{n-1}	mm	200.00	168.63	141.93	121.94	100.42	90.37	77.05	56.40	46.45	38.03	33.79	26.61
15	Tampungan Air Tanah Akhir	(13)+(14)	mm	313.73	266.93	199.94	215.24	100.42	133.25	206.45	99.59	84.11	42.45	71.76	26.61
16	Aliran Air Tanah	Hitungan	mm	282.36	240.24	179.94	193.72	90.37	119.92	185.80	89.63	75.70	38.21	64.58	23.95
17	Aliran Langsung	(11) - (13)	mm	113.73	98.30	58.00	93.30	0.00	42.87	129.40	43.19	37.67	4.42	37.97	0.00
18	Aliran (R)	(16) + (17)	mm	396.09	338.54	237.95	287.02	90.37	162.80	315.20	132.82	113.37	42.62	102.55	23.95
19	Debit Aliran Sungai	A * (18)	m ³ /dtk	15.39	14.56	9.24	11.52	3.51	6.54	12.25	5.16	4.55	1.66	4.12	0.93
20	Jumlah hari		hari	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
21	Debit Aliran (dibaca : 10E ⁶)		m ³	41.21	35.23	24.76	29.87	9.40	16.94	32.80	13.82	11.80	4.44	10.67	2.49

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Gambar 4.26 Debit dan Curah Hujan Bulanan Tahun 2016 Metode NRCA
Sumber : Hasil Perhitungan (2018)

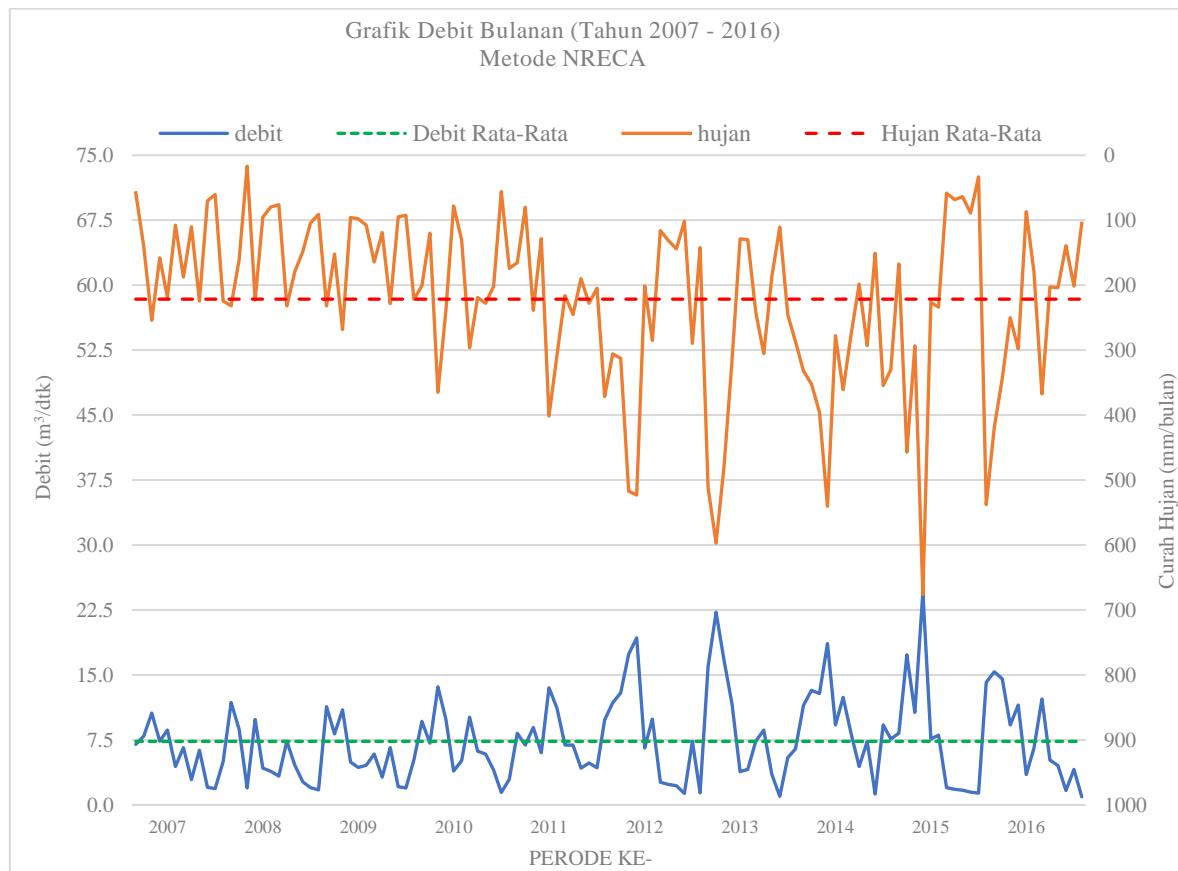


Dari hasil perhitungan menggunakan metode NRECA didapatkan nilai debit secara keseluruhan perhitungan debit dapat dilihat pada tabel 4.61.

Tabel 4.61
Rekapitulasi Debit Metode NRECA Sungai Warkapi

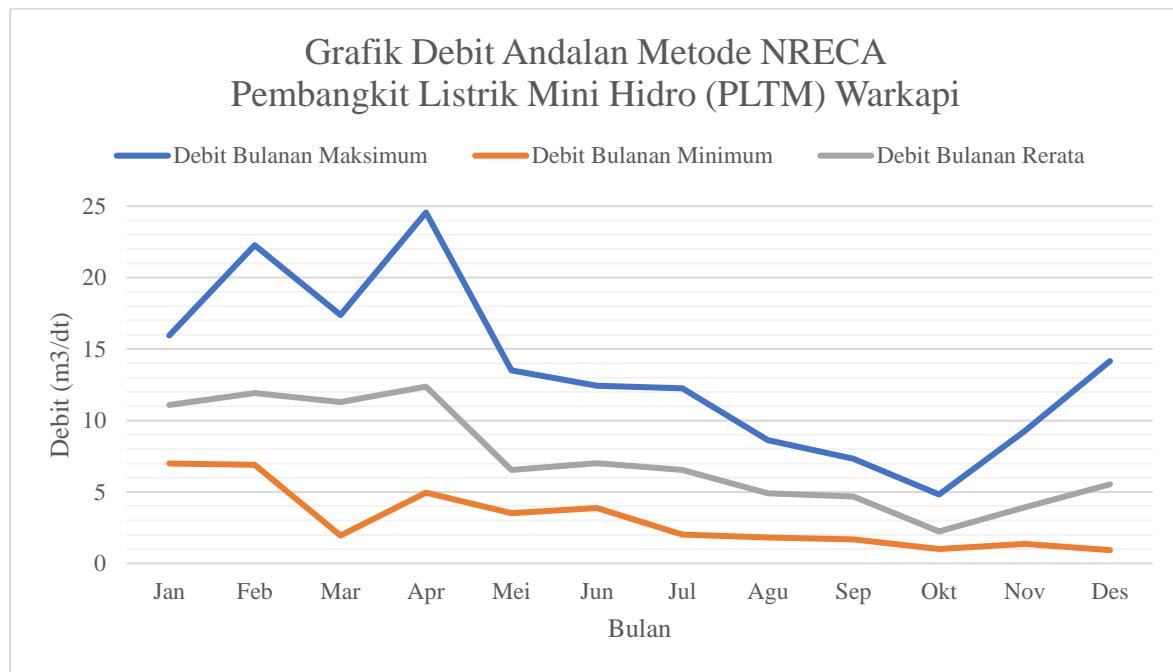
No	Tahun	Debit (m^3/dt)											
		Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	2007	6.993	7.933	10.611	7.351	8.653	4.449	6.607	2.912	6.299	2.027	1.885	4.997
2	2008	11.818	8.712	1.947	9.873	4.254	3.870	3.337	7.354	4.575	2.662	1.980	1.725
3	2009	11.337	8.209	10.973	4.958	4.318	4.578	5.862	3.201	6.600	2.122	1.973	5.220
4	2010	9.654	7.131	13.637	9.871	3.906	5.110	10.136	6.210	5.864	4.016	1.423	2.957
5	2011	8.276	6.901	8.925	6.030	13.509	11.155	6.919	6.908	4.239	4.822	4.294	9.835
6	2012	11.800	12.926	17.391	19.304	6.593	9.898	2.628	2.347	2.207	1.331	7.365	1.417
7	2013	15.954	22.259	16.665	11.614	3.858	4.117	7.368	8.627	3.545	1.008	5.464	6.455
8	2014	11.475	13.223	12.872	18.617	9.242	12.428	8.202	4.433	7.315	1.266	9.246	7.618
9	2015	8.276	17.341	10.676	24.555	7.600	8.054	2.008	1.807	1.681	1.464	1.361	14.154
10	2016	15.387	14.561	9.244	11.522	3.511	6.535	12.245	5.160	4.551	1.656	4.117	0.930
	Rerata	11.097	11.920	11.294	12.369	6.544	7.020	6.531	4.896	4.688	2.237	3.911	5.531
	Maksimum	15.954	22.259	17.391	24.555	13.509	12.428	12.245	8.627	7.315	4.822	9.246	14.154
	Minimum	6.993	6.901	1.947	4.958	3.511	3.870	2.008	1.807	1.681	1.008	1.361	0.930

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.27 Grafik Debit Bulanan tahun 2007 – 2016 PLTM Warkapi Metode NRECA
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Untuk melihat Fluktuasi debit yang terjadi di Sungai Warkapi dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 4.28 Fluktuasi Debit Sungai Warkapi

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

4.6.2. Data Pengukuran Debit Lapangan

Data pengukuran debit di lapangan di gunakan untuk sebagai pembanding untuk pemilihan metode simulasi debit yang akan digunakan pada perhitungan selanjutnya. Berikut data hasil pengukuran di lapangan yang dilakukan pada bulan agustus 2017 sampai bulan sampai bulan desember 2017.

Tabel 4.62
Data Pengukuran Debit di Lapangan

No	Tanggal	Debit Harian (m³/dt)	No	Tanggal	Debit Harian (m³/dt)	No	Tanggal	Debit Harian (m³/dt)
1	16 Agustus 2017	10.552	47	1 Oktober 2017	9.444	93	16 November 2017	6.661
2	17 Agustus 2017	10.131	48	2 Oktober 2017	9.926	94	17 November 2017	7.333
3	18 Agustus 2017	10.325	49	3 Oktober 2017	9.810	95	18 November 2017	8.142
4	19 Agustus 2017	9.503	50	4 Oktober 2017	10.378	96	19 November 2017	9.404
5	20 Agustus 2017	11.043	51	5 Oktober 2017	10.686	97	20 November 2017	14.176
6	21 Agustus 2017	9.036	52	6 Oktober 2017	8.630	98	21 November 2017	16.454
7	22 Agustus 2017	8.545	53	7 Oktober 2017	8.883	99	22 November 2017	5.596
8	23 Agustus 2017	8.108	54	8 Oktober 2017	9.470	100	23 November 2017	5.421
9	24 Agustus 2017	9.036	55	9 Oktober 2017	9.441	101	24 November 2017	4.631
10	25 Agustus 2017	8.545	56	10 Oktober 2017	9.916	102	25 November 2017	5.243
11	26 Agustus 2017	8.788	57	11 Oktober 2017	10.007	103	26 November 2017	4.938
12	27 Agustus 2017	9.036	58	12 Oktober 2017	10.074	104	27 November 2017	5.444

Lanjutan Tabel 4.62 Data Pengukuran Debit di Lapangan

No	Tanggal	Debit Harian (m ³ /dt)	No	Tanggal	Debit Harian (m ³ /dt)	No	Tanggal	Debit Harian (m ³ /dt)
13	28 Agustus 2017	8.788	59	13 Oktober 2017	14.460	105	28 November 2017	5.250
14	29 Agustus 2017	9.336	60	14 Oktober 2017	12.223	106	29 November 2017	4.861
15	30 Agustus 2017	8.788	61	15 Oktober 2017	11.598	107	30 November 2017	5.103
16	31 Agustus 2017	8.809	62	16 Oktober 2017	8.458	108	1 Desember 2017	5.118
17	1 September 2017	8.288	63	17 Oktober 2017	8.653	109	2 Desember 2017	4.798
18	2 September 2017	8.288	64	18 Oktober 2017	8.750	110	3 Desember 2017	4.625
19	3 September 2017	8.072	65	19 Oktober 2017	11.598	111	4 Desember 2017	4.783
20	4 September 2017	7.651	66	20 Oktober 2017	9.787	112	5 Desember 2017	4.798
21	5 September 2017	8.508	67	21 Oktober 2017	10.174	113	6 Desember 2017	4.850
22	6 September 2017	10.921	68	22 Oktober 2017	9.081	114	7 Desember 2017	6.126
23	7 September 2017	8.288	69	23 Oktober 2017	8.831	115	8 Desember 2017	5.111
24	8 September 2017	8.306	70	24 Oktober 2017	9.571	116	9 Desember 2017	4.938
25	9 September 2017	8.585	71	25 Oktober 2017	9.290	117	10 Desember 2017	4.776
26	10 September 2017	8.090	72	26 Oktober 2017	9.810	118	11 Desember 2017	4.961
27	11 September 2017	9.571	73	27 Oktober 2017	10.351	119	12 Desember 2017	4.490
28	12 September 2017	10.007	74	28 Oktober 2017	9.547	120	13 Desember 2017	4.931
29	13 September 2017	9.426	75	29 Oktober 2017	10.629	121	14 Desember 2017	5.096
30	14 September 2017	9.209	76	30 Oktober 2017	10.054	122	15 Desember 2017	4.483
31	15 September 2017	9.104	77	31 Oktober 2017	10.443	123	16 Desember 2017	4.639
32	16 September 2017	10.030	78	1 November 2017	10.390	124	17 Desember 2017	4.352
33	17 September 2017	9.182	79	2 November 2017	10.139	125	18 Desember 2017	4.938
34	18 September 2017	9.081	80	3 November 2017	10.301	126	19 Desember 2017	4.513
35	19 September 2017	9.081	81	4 November 2017	9.888	127	20 Desember 2017	5.619
36	20 September 2017	9.016	82	5 November 2017	10.686	128	21 Desember 2017	5.989
37	21 September 2017	8.193	83	6 November 2017	8.525	129	22 Desember 2017	5.645
38	22 September 2017	8.877	84	7 November 2017	5.581	130	23 Desember 2017	5.691
39	23 September 2017	8.678	85	8 November 2017	5.096	131	24 Desember 2017	6.350
40	24 September 2017	9.016	86	9 November 2017	5.264	132	25 Desember 2017	5.452
41	25 September 2017	9.064	87	10 November 2017	5.089	133	26 Desember 2017	5.135
42	26 September 2017	8.108	88	11 November 2017	5.103	134	27 Desember 2017	5.655
43	27 September 2017	7.669	89	12 November 2017	5.444	135	28 Desember 2017	5.347
44	28 September 2017	8.510	90	13 November 2017	5.926	136	29 Desember 2017	5.143
45	29 September 2017	9.595	91	14 November 2017	6.486	137	30 Desember 2017	5.963
46	30 September 2017	8.704	92	15 November 2017	6.875	138	31 Desember 2017	4.977

Rata-Rata Debit

7.987

Sumber: Data Pengukuran (2017)

Berdasarkan data pengukuran debit di atas di dapatkan nilai rata-rata pengukuran yaitu 7.987 m³/detik yang di mana rata-rata tersebut akan digunakan sebagai pembanding untuk memilih simulasi debit yang akan digunakan pada *Flow Duration Curve* PLTM Warkapi.

4.6.3. Flow Duration Curve (FDC)

Kurva durasi aliran menunjukkan lengkung yang menunjukkan kumulatif debit dalam probabilitas kejadian dengan nilai tertentu 0 – 100%. Dari hasil perhitungan debit sepanjang tahun 2007 sampai dengan tahun 2016, maka dapat dibuat kurva durasi aliran dari 2 metode simulasi debit tersebut yaitu metode F.J. Mock dan NRECA. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel berikut ini

Tabel 4.63
Debit Sungai Warkapi dengan Metode F.J. Mock

No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)
1	0.826	19.748	31	25.620	6.427	61	50.413	3.074	91	75.207	1.390
2	1.653	18.684	32	26.446	6.310	62	51.240	3.023	92	76.033	1.368
3	2.479	15.785	33	27.273	6.275	63	52.066	2.845	93	76.860	1.351
4	3.306	15.638	34	28.099	6.245	64	52.893	2.827	94	77.686	1.283
5	4.132	14.874	35	28.926	6.020	65	53.719	2.663	95	78.512	1.211
6	4.959	14.520	36	29.752	5.608	66	54.545	2.643	96	79.339	1.172
7	5.785	13.605	37	30.579	5.579	67	55.372	2.569	97	80.165	1.157
8	6.612	12.441	38	31.405	5.500	68	56.198	2.420	98	80.992	1.153
9	7.438	12.174	39	32.231	5.267	69	57.025	2.303	99	81.818	1.150
10	8.264	10.533	40	33.058	5.192	70	57.851	2.233	100	82.645	1.143
11	9.091	10.428	41	33.884	4.907	71	58.678	2.214	101	83.471	1.128
12	9.917	10.062	42	34.711	4.857	72	59.504	2.208	102	84.298	1.111
13	10.744	9.696	43	35.537	4.826	73	60.331	2.166	103	85.124	1.085
14	11.570	9.552	44	36.364	4.466	74	61.157	1.990	104	85.950	1.071
15	12.397	9.390	45	37.190	4.043	75	61.983	1.964	105	86.777	1.026
16	13.223	9.309	46	38.017	3.954	76	62.810	1.962	106	87.603	1.005
17	14.050	8.746	47	38.843	3.922	77	63.636	1.896	107	88.430	0.994
18	14.876	8.045	48	39.669	3.916	78	64.463	1.883	108	89.256	0.844
19	15.702	8.032	49	40.496	3.875	79	65.289	1.787	109	90.083	0.768
20	16.529	7.808	50	41.322	3.842	80	66.116	1.542	110	90.909	0.753
21	17.355	7.749	51	42.149	3.827	81	66.942	1.519	111	91.736	0.748
22	18.182	7.614	52	42.975	3.798	82	67.769	1.482	112	92.562	0.731
23	19.008	7.557	53	43.802	3.785	83	68.595	1.482	113	93.388	0.695
24	19.835	7.392	54	44.628	3.767	84	69.421	1.476	114	94.215	0.646
25	20.661	7.381	55	45.455	3.688	85	70.248	1.473	115	95.041	0.641
26	21.488	7.223	56	46.281	3.600	86	71.074	1.467	116	95.868	0.589
27	22.314	7.191	57	47.107	3.501	87	71.901	1.455	117	96.694	0.584
28	23.140	7.070	58	47.934	3.420	88	72.727	1.417	118	97.521	0.504
29	23.967	7.056	59	48.760	3.340	89	73.554	1.400	119	98.347	0.431
30	24.793	6.569	60	49.587	3.332	90	74.380	1.396	120	99.174	0.365

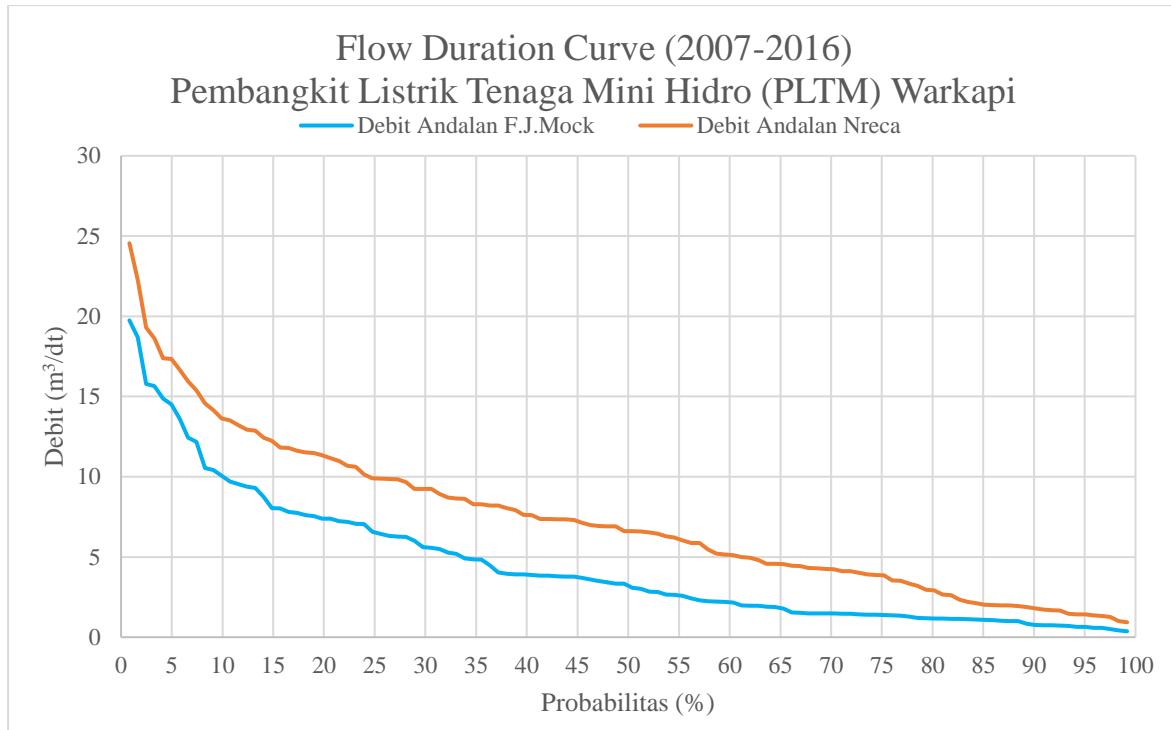
Rata-Rata Debit (m³/dt) 4.482

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.64
Debit Sungai Warkapi dengan Metode NRECA

No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)	No. Urut	Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)
1	0.826	24.555	31	25.620	9.873	61	50.413	6.600	91	75.207	3.858
2	1.653	22.259	32	26.446	9.871	62	51.240	6.593	92	76.033	3.545
3	2.479	19.304	33	27.273	9.835	63	52.066	6.535	93	76.860	3.511
4	3.306	18.617	34	28.099	9.654	64	52.893	6.455	94	77.686	3.337
5	4.132	17.391	35	28.926	9.246	65	53.719	6.299	95	78.512	3.201
6	4.959	17.341	36	29.752	9.244	66	54.545	6.210	96	79.339	2.957
7	5.785	16.665	37	30.579	9.242	67	55.372	6.030	97	80.165	2.912
8	6.612	15.954	38	31.405	8.925	68	56.198	5.864	98	80.992	2.662
9	7.438	15.387	39	32.231	8.712	69	57.025	5.862	99	81.818	2.628
10	8.264	14.561	40	33.058	8.653	70	57.851	5.464	100	82.645	2.347
11	9.091	14.154	41	33.884	8.627	71	58.678	5.220	101	83.471	2.207
12	9.917	13.637	42	34.711	8.276	72	59.504	5.160	102	84.298	2.122
13	10.744	13.509	43	35.537	8.276	73	60.331	5.110	103	85.124	2.027
14	11.570	13.223	44	36.364	8.209	74	61.157	4.997	104	85.950	2.008
15	12.397	12.926	45	37.190	8.202	75	61.983	4.958	105	86.777	1.980
16	13.223	12.872	46	38.017	8.054	76	62.810	4.822	106	87.603	1.973
17	14.050	12.428	47	38.843	7.933	77	63.636	4.578	107	88.430	1.947
18	14.876	12.245	48	39.669	7.618	78	64.463	4.575	108	89.256	1.885
19	15.702	11.818	49	40.496	7.600	79	65.289	4.551	109	90.083	1.807
20	16.529	11.800	50	41.322	7.368	80	66.116	4.449	110	90.909	1.725
21	17.355	11.614	51	42.149	7.365	81	66.942	4.433	111	91.736	1.681
22	18.182	11.522	52	42.975	7.354	82	67.769	4.318	112	92.562	1.656
23	19.008	11.475	53	43.802	7.351	83	68.595	4.294	113	93.388	1.464
24	19.835	11.337	54	44.628	7.315	84	69.421	4.254	114	94.215	1.423
25	20.661	11.155	55	45.455	7.131	85	70.248	4.239	115	95.041	1.417
26	21.488	10.973	56	46.281	6.993	86	71.074	4.117	116	95.868	1.361
27	22.314	10.676	57	47.107	6.919	87	71.901	4.117	117	96.694	1.331
28	23.140	10.611	58	47.934	6.908	88	72.727	4.016	118	97.521	1.266
29	23.967	10.136	59	48.760	6.901	89	73.554	3.906	119	98.347	1.008
30	24.793	9.898	60	49.587	6.607	90	74.380	3.870	120	99.174	0.930
Rata-Rata Debit (m ³ /dt)						7.336					

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.29 Grafik FDC Tahun 2007 - 2016 PLTM Warkapi

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari perhitungan simulasi debit menggunakan metode F.J. Mock dengan rata-rata debit $4.482 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan perhitungan simulasi debit menggunakan metode NRECA dengan dengan rata-rata debit $7.336 \text{ m}^3/\text{dt}$. Dalam perhitungan selanjutnya kurva durasi aliran yang digunakan yaitu debit sungai Warkapi dengan metode NRECA karena rata-rata debitnya mendekati rata-rata debit pengukuran di lapangan yaitu sebesar $7.987 \text{ m}^3/\text{dt}$.

4.7. Debit Pembangkitan

4.7.1. Penentuan Debit Pembangkitan PLTM

Untuk mendapatkan debit yang cocok untuk kebutuhan perencanaan dan pembangkitan PLTM Warkapi maka diperlukan kajian yang menjadi penentu untuk debit andalan dan debit banjir rancangan. Hal ini bertujuan agar debit yang terpilih tidak menyalahi ketentuan dan dapat mendukung operasi PLTM secara maksimal.

Debit andalan nantinya akan digunakan secara penuh sebagai dasar untuk mendesain bangunan-bangunan komponen PLTM Warkapi, seperti bangunan pengambilan, bak pengendap, saluran penghantar, bak penenang, pipa pesat (penstock) sampai dengan pemilihan turbin. Sedangkan debit banjir rancangan digunakan sebagai dasar untuk mendesain bendung. Setelah ini akan dijabarkan tentang pemilihan debit perencanaan sehingga didapatkan debit andalan dan debit banjir rancangan yang paling tepat.

Untuk pemilihan debit pembangkit akan dilakukan simulasi perhitungan dengan meninjau beberapa hal yaitu persentase debit pembangkit yang biasa digunakan di Indonesia, energi yang dihasilkan serta faktor kapasitas. Adapun nilai debit andalan berdasarkan probabilitas 5 – 95% yang akan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4.65

Debit Andalan Probabilitas Tertentu

Prob. (%)	Debit (m ³ /dt)
5	17.307
10	13.625
15	12.181
20	11.300
25	9.892
30	9.243
35	8.276
40	7.611
45	7.232
50	6.603
55	6.111
60	5.130
65	4.559
70	4.244
75	3.861
80	2.921
85	2.041
90	1.815
95	1.417

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Untuk penentuan debit andalan dengan meninjau probabilitas debit, digunakan probabilitas yang biasa digunakan di Indonesia yaitu 45 – 65% (JICA). Untuk diterapkan pada PLTM Warkapi, maka diambil rentang probabilitas antara 45 – 65% sebagai pertimbangan pemilihan debit. Agar dapat memilih debit yang paling tepat diantara rentang

probabilitas 45 - 65% maka diperlukan simulasi perhitungan daya dan energi yang dihasilkan serta dihitung pulang perkiraan nilai faktor kapasitas pembangkit. Sebagai acuan dalam penentuan nilai faktor kapasitas yang diijinkan yaitu berdasarkan pada peraturan menteri ESDM nomor 12 tahun 2017 yang dimana disebutkan jika daya yang dihasilkan kurang dari 10 MW maka nilai faktor kapasitasnya paling sedikit 65%, namun jika daya yang dihasilkan lebih dari 10 MW maka faktor kapasitasnya tergantung kebutuhan. Parameter yang digunakan adalah debit, tinggi jatuh, dan efisiensi. Adapun langkah-langkah perhitungan secara singkat sebagai berikut.

$$Q_{\text{rencana}} : 7.232 \text{ m}^3/\text{detik} (\text{diambil probabilitas } 45\%)$$

Tinggi jatuh kotor (H): 70 meter (perkiraan topografi Warkapi)

Kehilangan tinggi : 6% (hanya untuk perhitungan)

Efisiensi (η) : 0,8

- Menghitung tinggi jatuh efektif

$$\begin{aligned} H_{\text{eff}} &= H \times (1-6\%) \\ &= 70 \times (0.94) \\ &= 65.8 \text{ m} \end{aligned}$$

- Menghitung daya

$$\begin{aligned} P &= Q \times H_{\text{eff}} \times \eta \times g \\ &= 7.232 \times 65.8 \times 0.8 \times 9.81 \\ &= 3734.809 \text{ kW} = 3.735 \text{ MW sebagai nilai pendekatan untuk kapasitas terpasang.} \end{aligned}$$

- Nilai energi produksi tahunan perkalian antara daya dihasilkan atau 3734.809 kW dengan jumlah jam dalam sehari dan jumlah hari beroperasi pada debit tersebut. Dengan operasi pada saat debit dibawah dari probabilitas 45%, maka debit yang digunakan menyesuaikan nilai debit tersebut, dan ketika debit diatas probabilitas 45% maka tetap menggunakan debit pada probabilitas 45%. Pada debit dengan probabilitas 45% didapatkan nilai energi produksi tahunan yang dihasilkan sebesar 23154928.76 kWh (dalam 1 tahun) atau 23.155 GWh.

Untuk perhitungan lebih jelas maka dapat dilihat pada tabel 4.66 sampai dengan 4.70 serta grafik pendukung berikut

Tabel 4.66
Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 45%

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
1	5	18	17.307	7.232	3734.809	1613437.44
2	10	37	13.625	7.232	3734.809	1613437.44
3	15	55	12.181	7.232	3734.809	1613437.44
4	20	73	11.300	7.232	3734.809	1613437.44
5	25	91	9.892	7.232	3734.809	1613437.44
6	30	110	9.243	7.232	3734.809	1613437.44
7	35	128	8.276	7.232	3734.809	1613437.44
8	40	146	7.611	7.232	3734.809	1613437.44
9	45	164	7.232	7.232	3734.809	1613437.44
10	50	183	6.603	6.603	3410.025	1473131.00
11	55	201	6.111	6.111	3155.675	1363251.62
12	60	219	5.130	5.130	2649.220	1144462.95
13	65	237	4.559	4.559	2354.437	1017116.87
14	70	256	4.244	4.244	2191.438	946701.37
15	75	274	3.861	3.861	1993.793	861318.57
16	80	292	2.921	2.921	1508.408	651632.42
17	85	310	2.041	2.041	1053.957	455309.43
18	90	329	1.815	1.815	937.312	404918.73
19	95	347	1.417	1.417	731.826	316148.87
Total			103.795		23154928.76	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 347 hari. Untuk 18 hari selebihnya merupakan kondisi dimana sistem mengalami shut down atau berhenti beroperasi secara teoritis. Dan untuk probabilitas debit 45% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 3734.809 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 23154928.76 kWh

Tabel 4.67
Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 50%

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
1	5	18	17.307	6.603	3410.025	1473131.00
2	10	37	13.625	6.603	3410.025	1473131.00
3	15	55	12.181	6.603	3410.025	1473131.00
4	20	73	11.300	6.603	3410.025	1473131.00
5	25	91	9.892	6.603	3410.025	1473131.00
6	30	110	9.243	6.603	3410.025	1473131.00
7	35	128	8.276	6.603	3410.025	1473131.00
8	40	146	7.611	6.603	3410.025	1473131.00
9	45	164	7.232	6.603	3410.025	1473131.00
10	50	183	6.603	6.603	3410.025	1473131.00
11	55	201	6.111	6.111	3155.675	1363251.62
12	60	219	5.130	5.130	2649.220	1144462.95
13	65	237	4.559	4.559	2354.437	1017116.87
14	70	256	4.244	4.244	2191.438	946701.37
15	75	274	3.861	3.861	1993.793	861318.57
16	80	292	2.921	2.921	1508.408	651632.42
17	85	310	2.041	2.041	1053.957	455309.43
18	90	329	1.815	1.815	937.312	404918.73
19	95	347	1.417	1.417	731.826	316148.87
Total			98.134		21892170.84	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 347 hari. Untuk 18 hari selebihnya merupakan kondisi dimana sistem mengalami shut down atau berhenti beroperasi secara teoritis. Dan untuk probabilitas debit 50% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 3410.025 dengan energi produksi maksimum sebesar 21892170.84 kWh

Tabel 4.68
Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 55%

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
1	5	18	17.307	6.111	3155.675	1363251.62
2	10	37	13.625	6.111	3155.675	1363251.62
3	15	55	12.181	6.111	3155.675	1363251.62
4	20	73	11.300	6.111	3155.675	1363251.62
5	25	91	9.892	6.111	3155.675	1363251.62
6	30	110	9.243	6.111	3155.675	1363251.62
7	35	128	8.276	6.111	3155.675	1363251.62
8	40	146	7.611	6.111	3155.675	1363251.62
9	45	164	7.232	6.111	3155.675	1363251.62
10	50	183	6.603	6.111	3155.675	1363251.62
11	55	201	6.111	6.111	3155.675	1363251.62
12	60	219	5.130	5.130	2649.220	1144462.95
13	65	237	4.559	4.559	2354.437	1017116.87
14	70	256	4.244	4.244	2191.438	946701.37
15	75	274	3.861	3.861	1993.793	861318.57
16	80	292	2.921	2.921	1508.408	651632.42
17	85	310	2.041	2.041	1053.957	455309.43
18	90	329	1.815	1.815	937.312	404918.73
19	95	347	1.417	1.417	731.826	316148.87
Total				93.209	20793377.08	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 347 hari. Untuk 18 hari selebihnya merupakan kondisi dimana sistem mengalami shut down atau berhenti beroperasi secara teoritis. Dan untuk probabilitas debit 55% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 3155.675 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 20793377.08 kWh

Tabel 4.69
Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 60%

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
1	5	18	17.307	5.130	2649.220	1144462.95
2	10	37	13.625	5.130	2649.220	1144462.95
3	15	55	12.181	5.130	2649.220	1144462.95
4	20	73	11.300	5.130	2649.220	1144462.95
5	25	91	9.892	5.130	2649.220	1144462.95
6	30	110	9.243	5.130	2649.220	1144462.95
7	35	128	8.276	5.130	2649.220	1144462.95
8	40	146	7.611	5.130	2649.220	1144462.95
9	45	164	7.232	5.130	2649.220	1144462.95
10	50	183	6.603	5.130	2649.220	1144462.95
11	55	201	6.111	5.130	2649.220	1144462.95
12	60	219	5.130	5.130	2649.220	1144462.95
13	65	237	4.559	4.559	2354.437	1017116.87
14	70	256	4.244	4.244	2191.438	946701.37
15	75	274	3.861	3.861	1993.793	861318.57
16	80	292	2.921	2.921	1508.408	651632.42
17	85	310	2.041	2.041	1053.957	455309.43
18	90	329	1.815	1.815	937.312	404918.73
19	95	347	1.417	1.417	731.826	316148.87
Total			82.420		18386701.65	

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

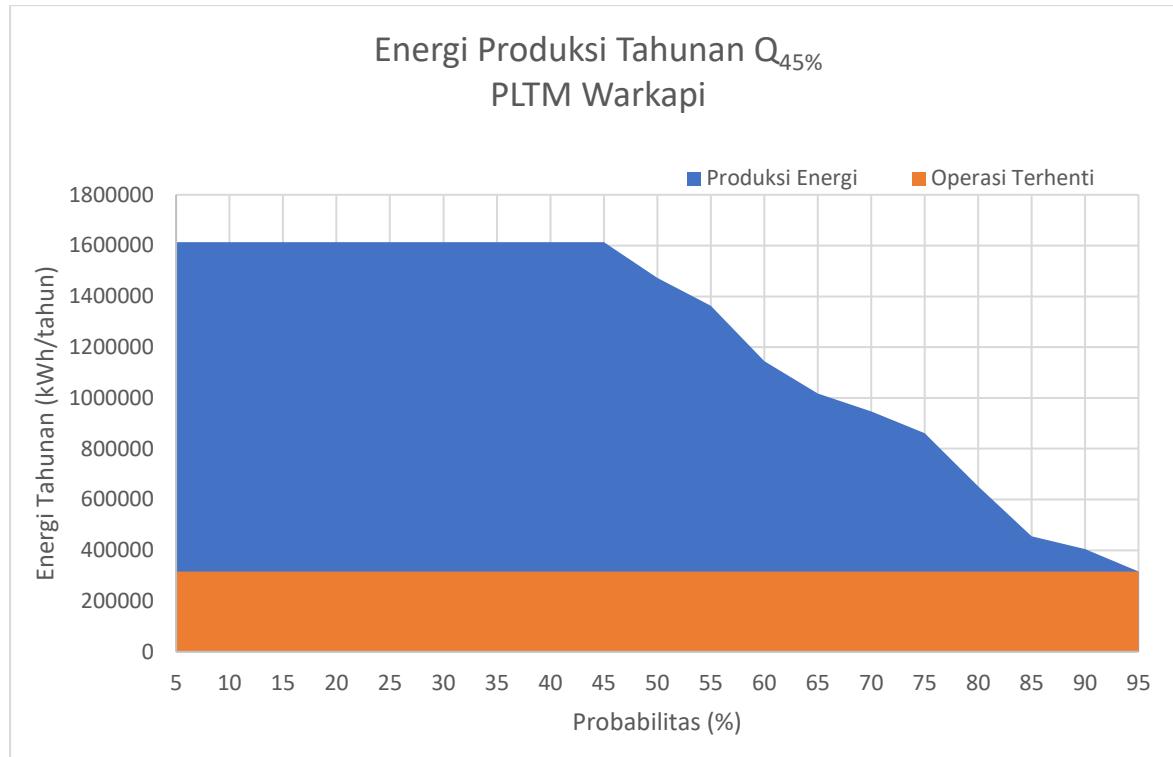
Hasil perhitungan menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 347 hari. Untuk 18 hari selebihnya merupakan kondisi dimana sistem mengalami shut down atau berhenti beroperasi secara teoritis. Dan untuk probabilitas debit 65% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 2649.220 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 18386701.65 kWh

Tabel 4.70
Perhitungan Energi Produksi Tahunan Probabilitas 65%

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
1	5	18	17.307	4.559	2354.437	1017116.87
2	10	37	13.625	4.559	2354.437	1017116.87
3	15	55	12.181	4.559	2354.437	1017116.87
4	20	73	11.300	4.559	2354.437	1017116.87
5	25	91	9.892	4.559	2354.437	1017116.87
6	30	110	9.243	4.559	2354.437	1017116.87
7	35	128	8.276	4.559	2354.437	1017116.87
8	40	146	7.611	4.559	2354.437	1017116.87
9	45	164	7.232	4.559	2354.437	1017116.87
10	50	183	6.603	4.559	2354.437	1017116.87
11	55	201	6.111	4.559	2354.437	1017116.87
12	60	219	5.130	4.559	2354.437	1017116.87
13	65	237	4.559	4.559	2354.437	1017116.87
14	70	256	4.244	4.244	2191.438	946701.37
15	75	274	3.861	3.861	1993.793	861318.57
16	80	292	2.921	2.921	1508.408	651632.42
17	85	310	2.041	2.041	1053.957	455309.43
18	90	329	1.815	1.815	937.312	404918.73
19	95	347	1.417	1.417	731.826	316148.87
Total				75.570		16858548.77

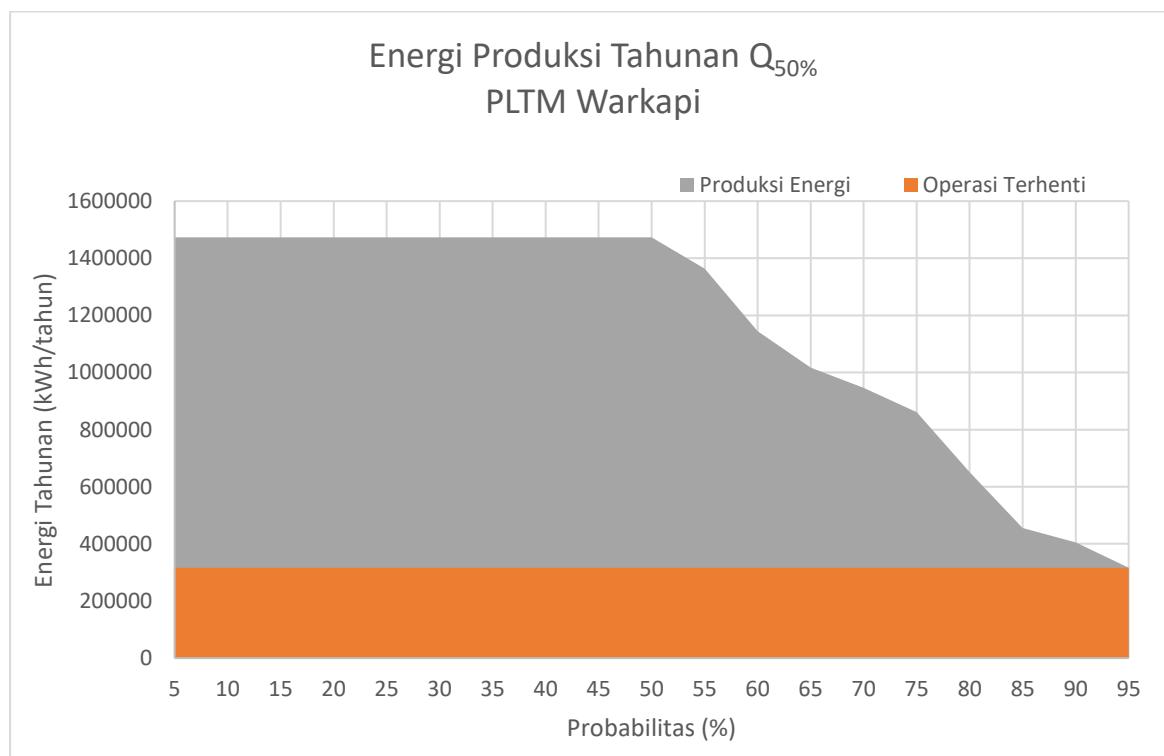
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Hasil perhitungan menunjukkan bahwa operasi PLTM dioperasikan selama 347 hari. Untuk 18 hari selebihnya merupakan kondisi dimana sistem mengalami shut down atau berhenti beroperasi secara teoritis. Dan untuk probabilitas debit 65% didapatkan hasil daya maksimum sebesar 2354.437 kW dengan energi produksi maksimum sebesar 16858548.77 kWh



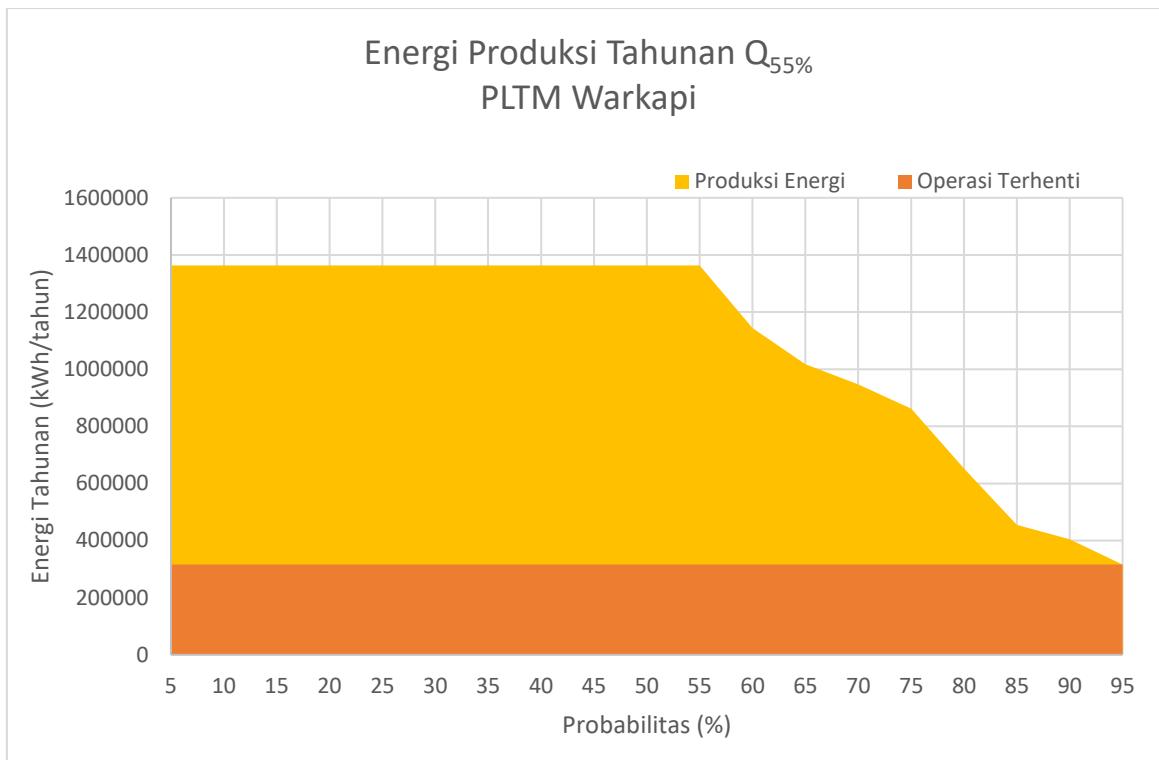
Gambar 4.30 Energi Produksi Tahunan Q_{45%}

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

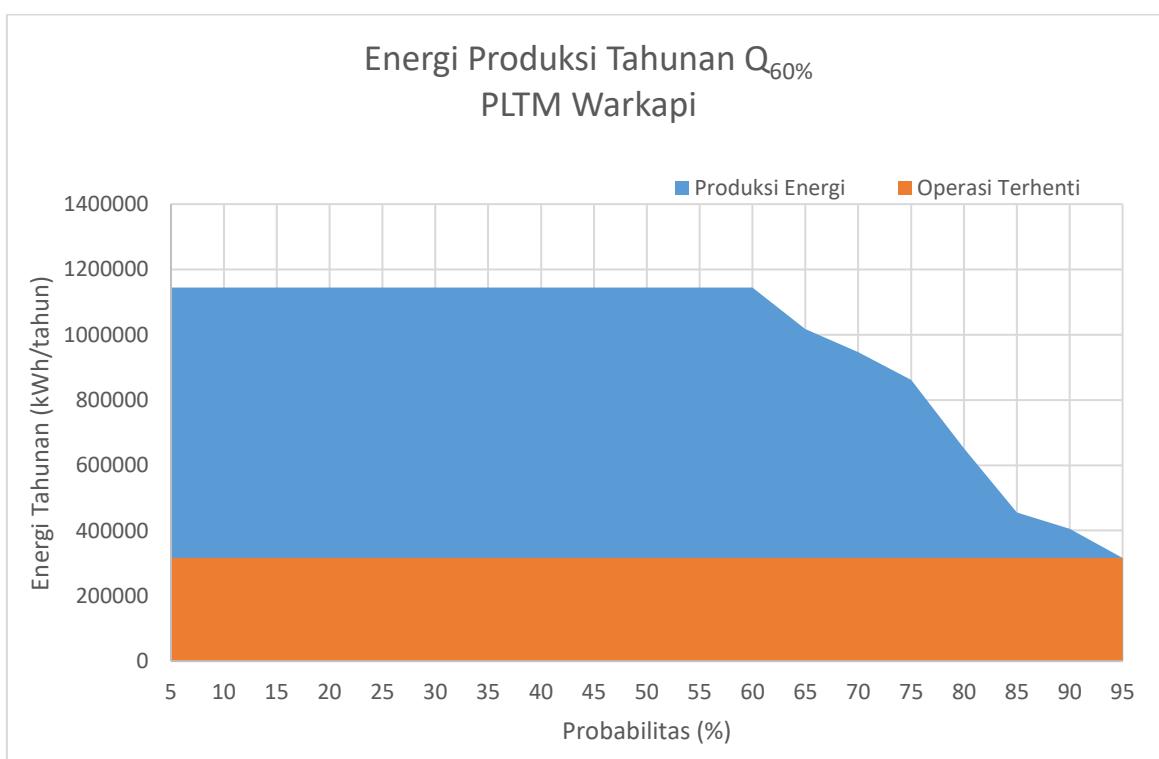


Gambar 4.31 Energi Produksi Tahunan Q_{50%}

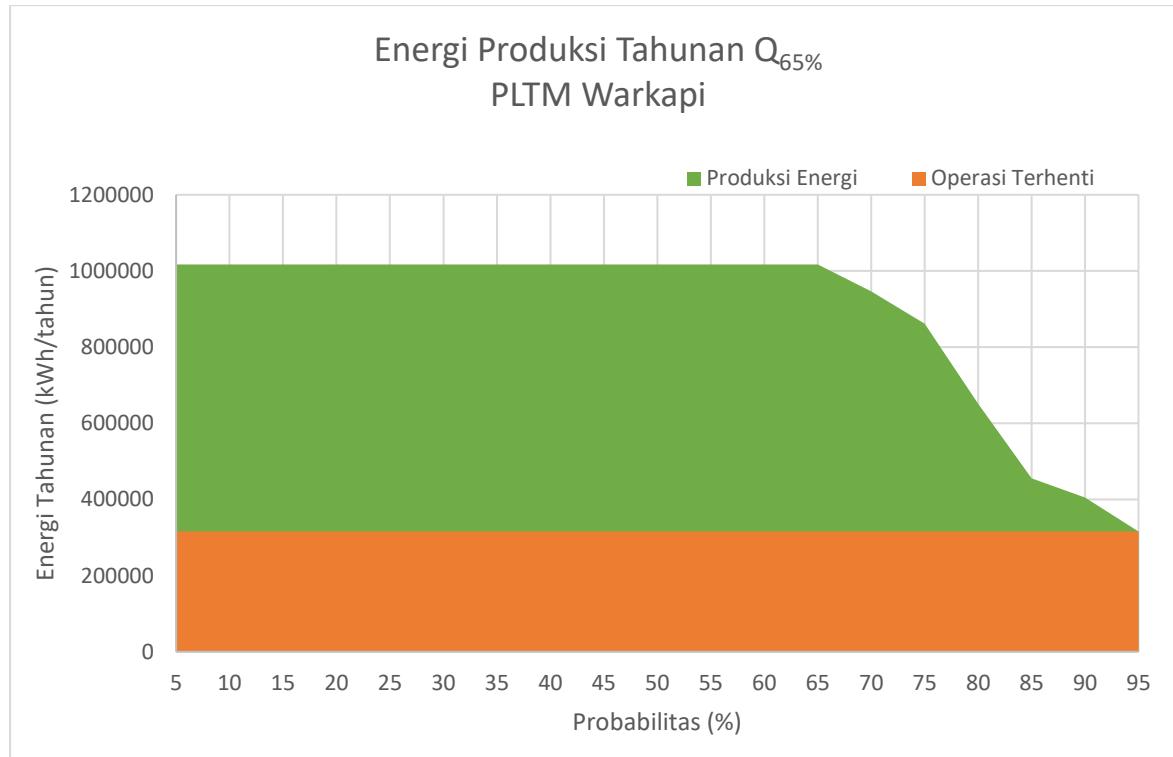
Sumber: Perhitungan penulis (2018)



*Gambar 4.32 Energi Produksi Tahunan Q_{55%}
Sumber: Perhitungan penulis (2018)*

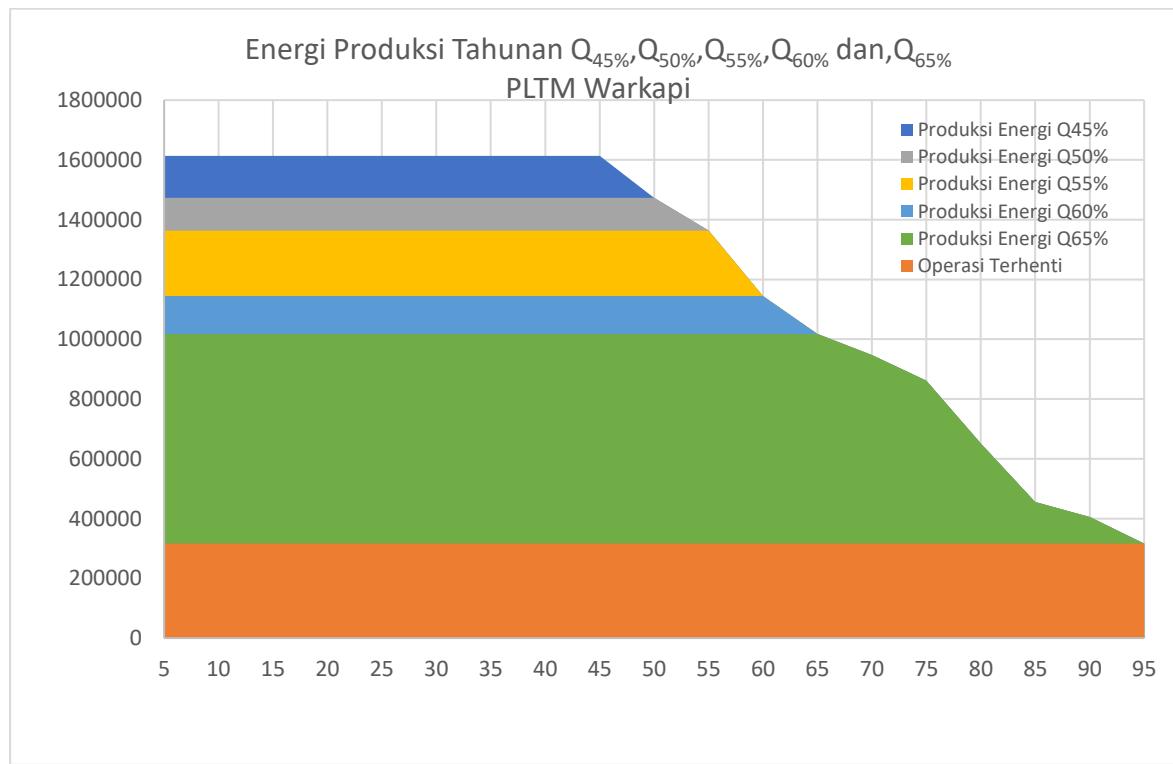


*Gambar 4.33 Energi Produksi Tahunan Q_{60%}
Sumber: Perhitungan penulis (2018)*



Gambar 4.34 Energi Produksi Tahunan Q_{65%}

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



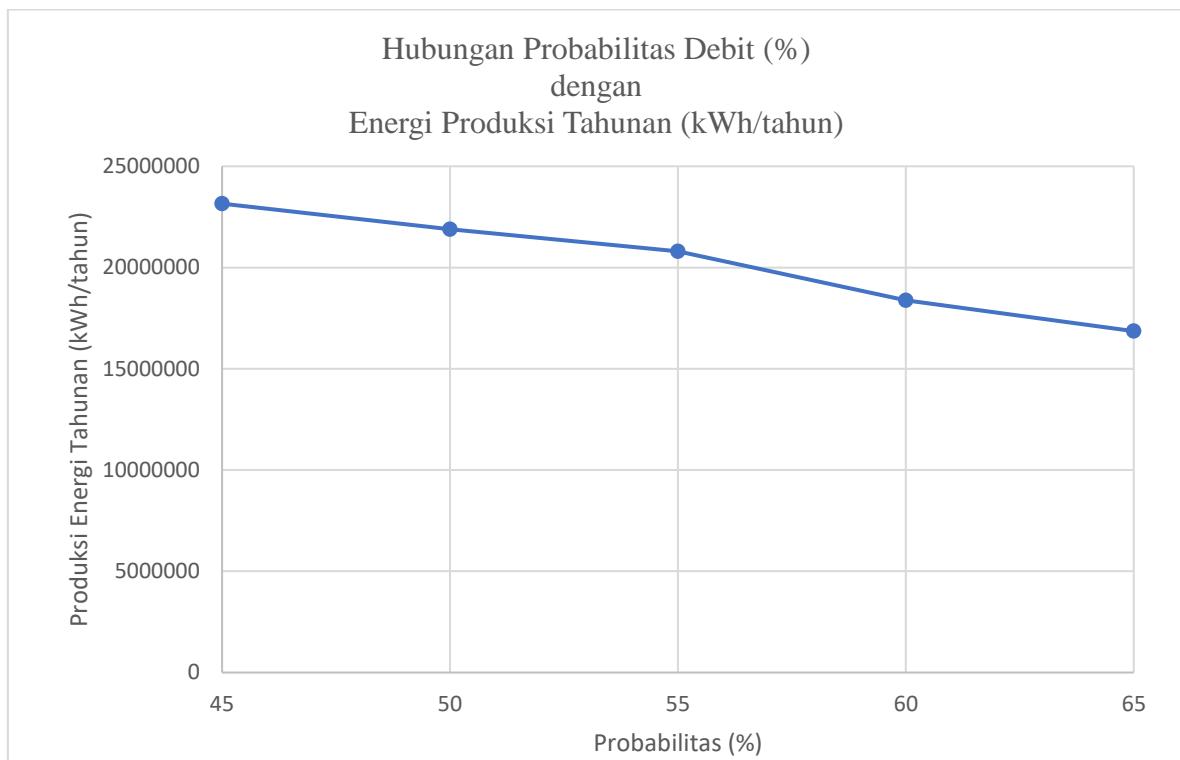
Gambar 4.35 Energi Produksi Tahunan Q_{45%}, Q_{50%}, Q_{55%}, Q_{60%}, Q_{65%}

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.71
Perhitungan Daya, Energi, dan Faktor Kapasitas

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Tinggi Jatuh (m)	Kapasitas (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)	Faktor Kapasitas (%)
1	45	164	7.232	65.8	3734.809	23154928.76	70.774
2	50	183	6.603	65.8	3410.025	21892170.84	73.287
3	55	201	6.111	65.8	3155.675	20793377.08	75.219
4	60	219	5.130	65.8	2649.220	18386701.65	79.229
5	65	237	4.559	65.8	2354.437	16858548.77	81.739

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.36 Hubungan Probabilitas Debit Pembangkit dengan Produksi Energi Tahunan
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil pada tabel 4.71. dan gambar 4.36. nilai energi produksi terbesar dan kapasitas terpasang debit pembangkitan 45% memiliki nilai tertinggi dan 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 45% = 7.232 m³/detik.

4.7.2. Perkiraan Produksi Energi PLTM

Pada perhitungan ini bertujuan untuk mengetahui produksi energi tahunan PLTM dari data series debit bulanan pada perhitungan sebelumnya dengan daya terpasang debit pembangkitan yang optimal.

Dalam perhitungan perkiraan produksi energi PLTM Warkapi ini debit yang digunakan yaitu debit bulanan yang didapat dari perhitungan debit sungai Warkapi metode NRECA pada perhitungan sebelumnya. Sedangkan untuk daya terpasangnya menggunakan daya dari debit pembangkitan 45%. Adapun langkah-langkah perhitungan secara singkat sebagai berikut.

$Q_{\text{pembangkitan}}$: $7.232 \text{ m}^3/\text{detik}$ (probabilitas 45%)

Tinggi jatuh efektif (H) : 65.8 meter (dari perhitungan sebelumnya)

Efisiensi (η) : 0.8

Contoh perhitungan pada bulan januari tahun 2007

- Debit bulan januari 2007 adalah $6.993 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit Digunakan jika debit pada bulan tersebut lebih besar dari debit pembangkitan 45%, maka debit yang digunakan yaitu debit pembangkitan 45%. Sedangkan jika debit pada bulan tersebut lebih kecil dari debit pembangkitan 45% maka debit yang digunakan yaitu debit pada bulan tersebut.

Debit sungai < Debit pembangkitan 45%, maka debit yang digunakan yaitu debit sungai pada bulan tersebut.

- Jumlah hari pada bulan januari yaitu 31 hari
- Daya

$$\begin{aligned} P &= Q_{\text{digunakan}} \times H_{\text{eff}} \times \eta \times g \\ &= 6.993 \times 65.8 \times 0.8 \times 9.81 \\ &= 3611.056 \text{ kW} \end{aligned}$$

- Produksi Energi
- $$\begin{aligned} E &= P \times 24 \times \text{jumlah hari dalam 1 bulan} \\ &= 3611.056 \times 24 \times 31 \\ &= 2686625.90 \text{ kWh} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan lebih jelas dapat dilihat pada tabel 4.72. serta grafik pendukung berikut.

Tabel 4.72
Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Sungai Warkapi 2007-2016

Tahun	Bulan	Debit (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Daya (kW)	Energi Produksi (kWh)
2007	Jan	6.993	6.993	31	65.8	3611.056	2686625.90
	Feb	7.933	7.232	28	65.8	3734.809	2509791.57
	Mar	10.611	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	7.351	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Mei	8.653	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Jun	4.449	4.449	30	65.8	2297.219	1653997.99
	Jul	6.607	6.607	31	65.8	3412.018	2538541.56
	Agu	2.912	2.912	31	65.8	1503.764	1118800.08
	Sep	6.299	6.299	30	65.8	3252.684	2341932.58
	Okt	2.027	2.027	31	65.8	1046.594	778666.05
	Nov	1.885	1.885	30	65.8	973.3326	700799.45
	Des	4.997	4.997	31	65.8	2580.196	1919666.14
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh)							24495279.33
2008	Jan	11.818	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	8.712	7.232	28	65.8	3734.809	2509791.57
	Mar	1.947	1.947	31	65.8	1005.679	748225.31
	Apr	9.873	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Mei	4.254	4.254	31	65.8	2196.865	1634467.66
	Jun	3.870	3.870	30	65.8	1998.425	1438865.89
	Jul	3.337	3.337	31	65.8	1723.289	1282126.95
	Agu	7.354	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Sep	4.575	4.575	30	65.8	2362.397	1700926.09
	Okt	2.662	2.662	31	65.8	1374.877	1022908.58
	Nov	1.980	1.980	30	65.8	1022.551	736236.50
	Des	1.725	1.725	31	65.8	890.6087	662612.85
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							19982619.41
2009	Jan	11.337	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	8.209	7.232	28	65.8	3734.809	2509791.57
	Mar	10.973	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	4.958	4.958	30	65.8	2560.339	1843444.44
	Mei	4.318	4.318	31	65.8	2229.568	1658798.54
	Jun	4.578	4.578	30	65.8	2364.147	1702186.14
	Jul	5.862	5.862	31	65.8	3027.261	2252282.51
	Agu	3.201	3.201	31	65.8	1652.821	1229699.14
	Sep	6.600	6.600	30	65.8	3408.033	2453783.54
	Okt	2.122	2.122	31	65.8	1095.68	815185.80
	Nov	1.973	1.973	30	65.8	1018.982	733667.22
	Des	5.220	5.220	31	65.8	2695.722	2005617.14
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							22761851.65

Lanjutan tabel 4.72 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Sungai Warkapi 2007-2016

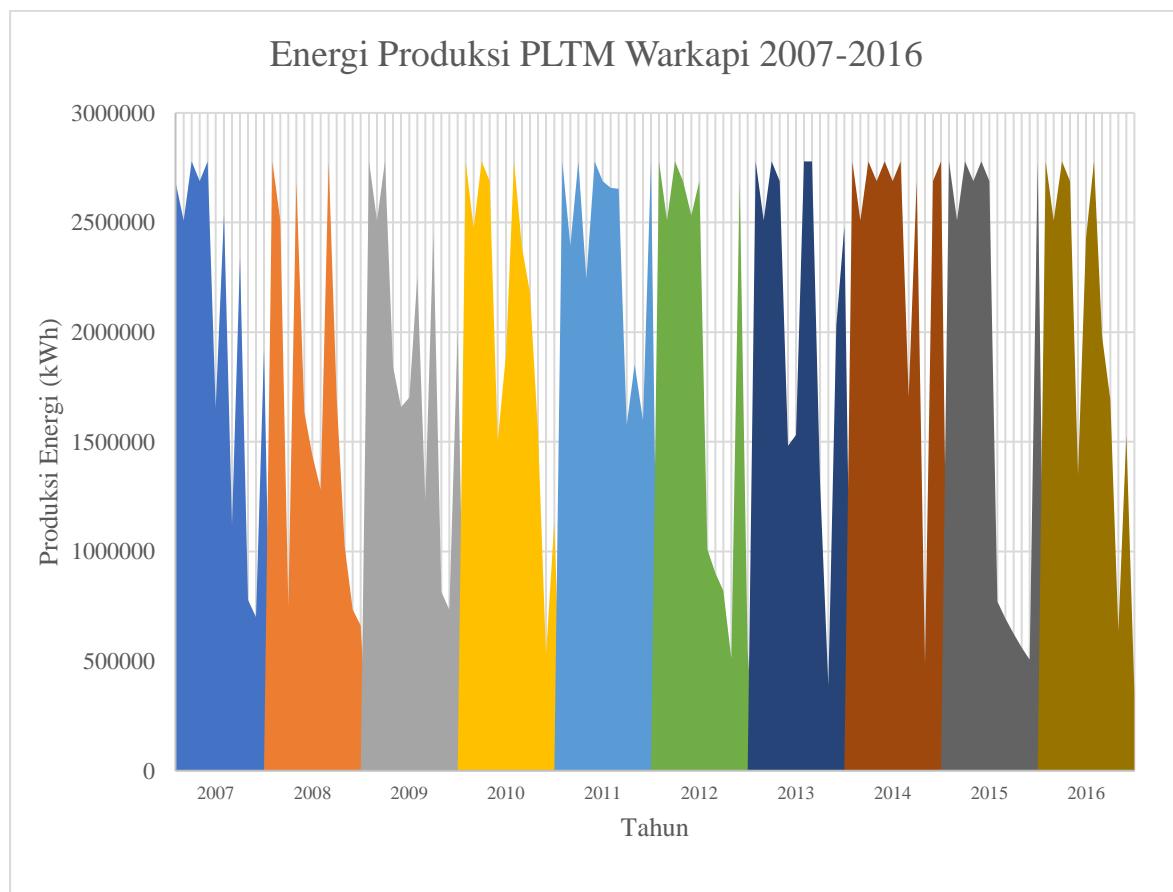
Tahun	Bulan	Debit (m³/dt)	Debit Digunakan (m³/dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Daya (kW)	Energi Produksi (kWh)
2010	Jan	9.654	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	7.131	7.131	28	65.8	3682.535	2474663.25
	Mar	13.637	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	9.871	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Mei	3.906	3.906	31	65.8	2016.904	1500576.48
	Jun	5.110	5.110	30	65.8	2638.955	1900047.83
	Jul	10.136	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Agu	6.210	6.210	31	65.8	3206.975	2385989.24
	Sep	5.864	5.864	30	65.8	3027.953	2180126.25
	Okt	4.016	4.016	31	65.8	2073.837	1542934.50
	Nov	1.423	1.423	30	65.8	734.5951	528908.49
	Des	2.957	2.957	31	65.8	1526.988	1136078.87
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							24674480.73
2011	Jan	8.276	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	6.901	6.901	28	65.8	3563.421	2394618.77
	Mar	8.925	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	6.030	6.030	30	65.8	3113.703	2241865.83
	Mei	13.509	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Jun	11.155	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Jul	6.919	6.919	31	65.8	3572.887	2658227.87
	Agu	6.908	6.908	31	65.8	3567.054	2653888.24
	Sep	4.239	4.239	30	65.8	2189.113	1576161.07
	Okt	4.822	4.822	31	65.8	2490.126	1852653.41
	Nov	4.294	4.294	30	65.8	2217.368	1596504.78
	Des	9.835	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							28777773.57
2012	Jan	11.800	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	12.926	7.232	28	65.8	3734.809	2509791.57
	Mar	17.391	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	19.304	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Mei	6.593	6.593	31	65.8	3404.519	2532962.47
	Jun	9.898	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Jul	2.628	2.628	31	65.8	1357.107	1009687.83
	Agu	2.347	2.347	31	65.8	1212.144	901835.29
	Sep	2.207	2.207	30	65.8	1139.57	820490.21
	Okt	1.331	1.331	31	65.8	687.1457	511236.40
	Nov	7.365	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Des	1.417	1.417	31	65.8	731.6803	544370.18
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							22454956.73

Lanjutan tabel 4.72 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Sungai Warkapi 2007-2016

Lanjutan tabel 4.72 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Sungai Warkapi
2007-2016

Tahun	Bulan	Debit (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Daya (kW)	Energi Produksi (kWh)
2016	Jan	15.387	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Feb	14.561	7.232	28	65.8	3734.809	2509791.57
	Mar	9.244	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Apr	11.522	7.232	30	65.8	3734.809	2689062.39
	Mei	3.511	3.511	31	65.8	1813.036	1348898.89
	Jun	6.535	6.535	30	65.8	3374.83	2429877.47
	Jul	12.245	7.232	31	65.8	3734.809	2778697.80
	Agu	5.160	5.160	31	65.8	2664.616	1982474.66
	Sep	4.551	4.551	30	65.8	2350.151	1692108.71
	Okt	1.656	1.656	31	65.8	855.094	636189.96
	Nov	4.117	4.117	30	65.8	2125.924	1530665.29
	Des	0.930	0.930	31	65.8	480.5074	357497.54
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)							23512659.89

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.37 Produksi Energi Tahunan PLTM Warkapi 2007 - 2016

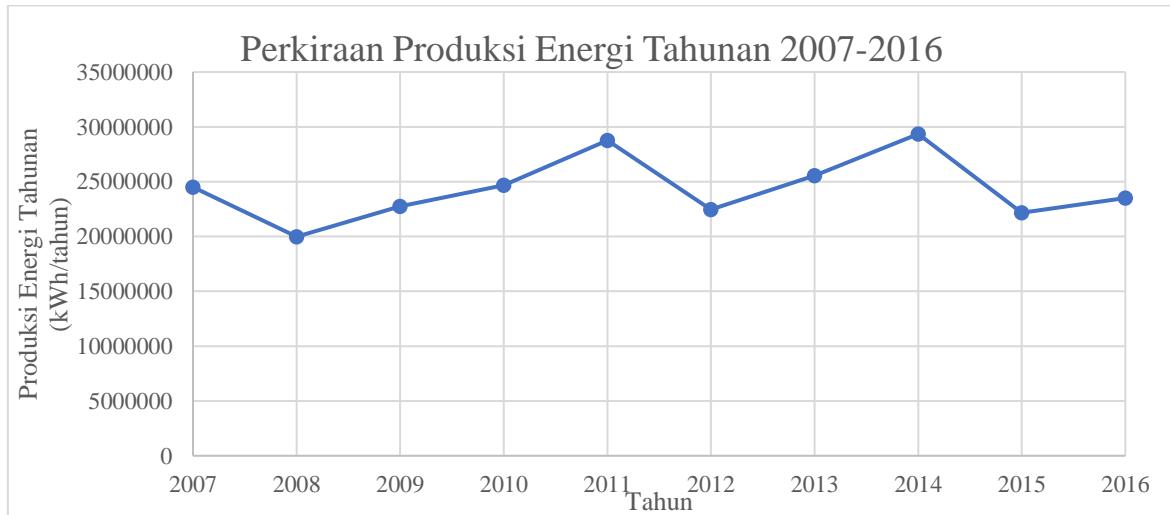
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.73

Perkiraan Daya, Energi, dan Faktor Kapasitas Tahunan PLTM Warkapi

No	Tahun	Tinggi Jatuh (m)	Kapasitas (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)	Faktor Kapasitas (%)
1	2007	65.8	3734.809	24495279.33	74.870
2	2008	65.8	3734.809	19982619.41	61.077
3	2009	65.8	3734.809	22761851.65	69.572
4	2010	65.8	3734.809	24674480.73	75.418
5	2011	65.8	3734.809	28777773.57	87.960
6	2012	65.8	3734.809	22454956.73	68.634
7	2013	65.8	3734.809	25543567.07	78.074
8	2014	65.8	3734.809	29349130.79	89.706
9	2015	65.8	3734.809	22162224.31	67.739
10	2016	65.8	3734.809	23512659.89	71.867
Rerata				24371454.348	74.492

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.38 Produksi Energi Tahunan

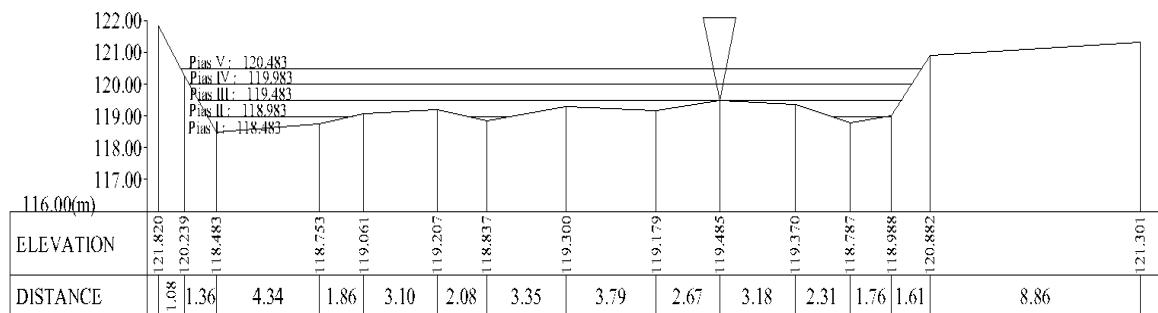
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil pada tabel 4.73 didapatkan perkiraan rerata produksi energi PLTM Warkapi yaitu 24371454.348 kWh/tahun dengan nilai faktor kapasitas reratanya yaitu 74.492%. dengan nilai faktor kapasitas tersebut sesuai dengan Peraturan Menteri ESDM No. 12 Tahun 2017 tentang Pemanfaatan Sumber Energi Terbarukan untuk Penyediaan Listrik nilai faktor kapasitas paling tidak 65%. Maka, PLTM warkapi ini layak untuk di bangun.

4.8. Perencanaan Bendung

4.8.1. Perhitungan Debit dan Tinggi Muka Air Banjir

Letak bendung terletak di koordinat $x = 401249.03$ dan $y = 9870525.98$ dengan elevasi bendung +118. Untuk mengetahui tinggi muka air banjir, lebar, kecepatan aliran dan parameter lain untuk perencanaan bendung maka dilakukan perhitungan penampang sungai beserta parameter tersebut. Sketsa penampang sungai di hulu lokasi bendung adalah sebagai berikut pada gambar berikut.



Gambar 4.39 Penampang Sungai Hulu Bendung

Sumber: Perencanaan Penulis (2018)

Berdasarkan perhitungan penampang sungai dapat dicari kecepatan aliran hingga debit yang melalui sungai. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut (diambil contoh pada pias ke-2):

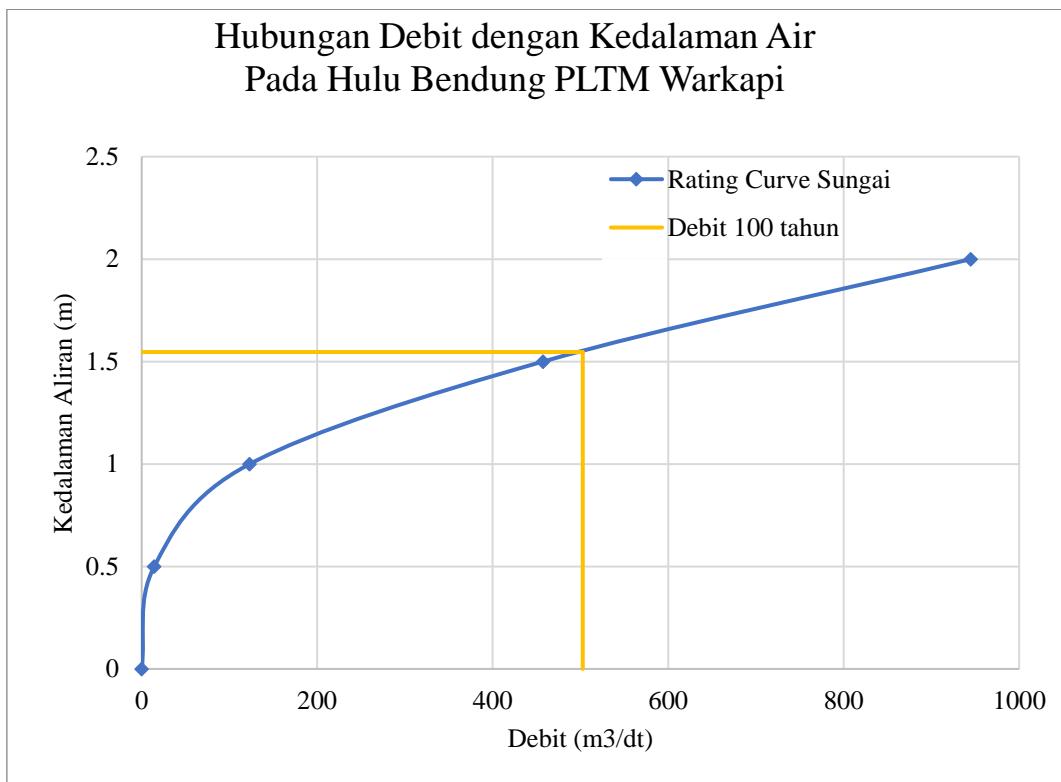
- Menentukan elevasi dasar (berdasarkan topografi) = +184.483
- Menentukan Tinggi Pias, dalam hal ini direncanakan tiap 0.5 m
- Menentukan luas penampang sungai (berdasarkan perhitungan gambar), $A=5.55 \text{ m}^2$
- Menentukan keliling basah (berdasarkan perhitungan gambar), $P=21.29 \text{ m}$
- Menghitung jari-jari hidrolis, $R=\frac{A}{P}=\frac{5.55}{21.29}=0.26 \text{ m}$
- Menghitung kecepatan, digunakan nilai $n = 0.032$ untuk sungai alami dan kemiringan sungai Warkapi = 0.041 Sehingga $V = \frac{1 \times R^2 \times S_L^{\frac{1}{2}}}{n} = \frac{1 \times 0.26^2 \times 0.041^{\frac{1}{2}}}{0.032} = 2.58 \text{ m/dt}$
- Menghitung debit, $Q = A \times V = 5.55 \times 2.58 = 14.35 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar atas (berdasarkan perhitungan gambar) = 10.48 m
- Bilangan Froude, $Fr = \frac{V}{\sqrt{g H}} = \frac{1.669}{\sqrt{9.81 \times 0.5}} = 0.18$ $Fr < 1$, maka aliran sub kritis

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.74
Perhitungan debit sungai hulu bendung

Pias	Elevasi	Tinggi	Luas	Keliling Basah	Kedalaman Hidrolik	Kecepatan	Debit	Lebar atas	Fr	Keterangan Aliran
		(h)	(A)	(P)	(R)	(V)	(Q)			
		m	m ²	m	m	m/dt	m ³ /dt	m		
I	118.483	0	0.00	0.00	0	0	0	0	1	kritis
II	118.983	0.5	5.55	21.29	0.26	2.58	14.35	10.48	0.18	Sub Kritis
III	119.483	1	30.56	60.16	0.51	4.03	123.12	29.62	0.17	Sub Kritis
IV	119.983	1.5	68.09	62.26	1.09	6.72	457.34	30.43	0.27	Sub Kritis
V	120.483	2	106.63	64.33	1.66	8.86	945.00	31.22	0.35	Sub Kritis

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

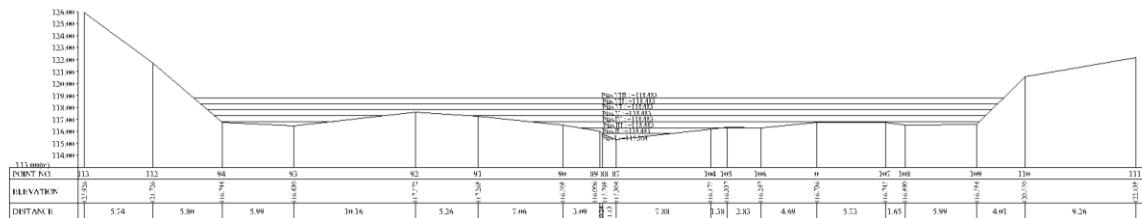


Gambar 4.40 Hubungan debit dan tinggi muka air hulu bendung

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dengan didapatkannya hubungan debit (Q) dan tinggi (h) maka dapat diestimasi tinggi muka air banjir (MAB), untuk MAB digunakan debit dengan kala ulang 100. Berdasarkan perhitungan HSS Nakayasu $Q_{100\text{th}} = 502.66 \text{ m}^3/\text{detik}$. Maka, tinggi muka air dapat diestimasi dengan rumus interpolasi didapatkan h pada saat $Q_{100\text{th}} = 1.546 \text{ m}$ dengan lebar atas muka air yaitu 30.503 m.

Selain membutuhkan hubungan debit dengan tinggi muka air pada hulu bendung, di bagian hilir dan rencana power house pun perlu diketahui hubungan debit dan tinggi muka airnya. Bentuk penampang pada hilir bendung adalah sebagai berikut.



Gambar 4.41 Penampang Sungai Hilir Bendung

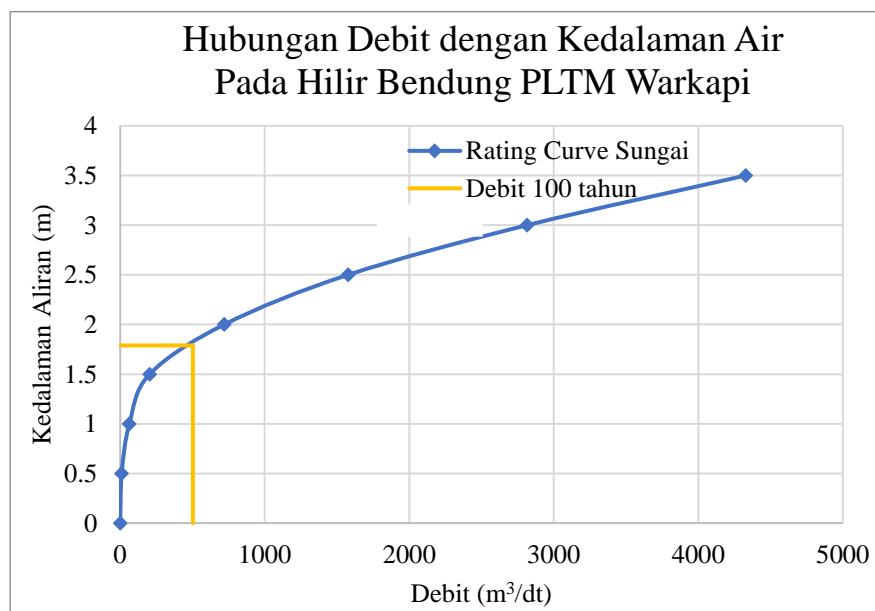
Sumber: Perencanaan Penulis (2018)

Tabel 4.75

Perhitungan debit sungai hilir bendung

Pias	Elevasi	Tinggi	Luas	Keliling Basah	Kedalaman Hidrolik	Kecepatan	Debit	Lebar	Fr	Keterangan Aliran
		(h)	(A)	(P)	(R)	(V)	(Q)	atas		
		m	m ²	m	m	m/dt	m ³ /dt	m		
I	115.304	0	0.00	0.00	0	0	0	0	1	kritis
II	115.804	0.5	3.54	11.47	0.31	2.89	10.24	5.67	0.27	Sub Kritis
III	116.304	1	14.36	24.64	0.58	4.42	63.42	15.37	0.28	Sub Kritis
IV	116.804	1.5	49.56	94.40	0.53	4.12	204.10	46.96	0.14	Sub Kritis
V	117.304	2	114.64	115.79	0.99	6.29	720.64	57.72	0.19	Sub Kritis
VI	117.804	2.5	193.54	132.42	1.46	8.15	1577.22	65.54	0.23	Sub Kritis
VII	118.304	3	276.15	134.99	2.05	10.20	2815.92	66.63	0.28	Sub Kritis
VIII	118.804	3.5	360.12	137.56	2.62	12.02	4328.47	67.72	0.33	Sub Kritis

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.42 Hubungan debit dan tinggi muka air hilir bendung

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dengan didapatkannya hubungan debit (Q) dan tinggi (h) maka dapat diestimasi tinggi muka air banjir (MAB), untuk MAB digunakan debit dengan kala ulang 100. Berdasarkan perhitungan HSS Nakayasu $Q_{100\text{th}} = 502.66 \text{ m}^3/\text{detik}$. Maka, tinggi muka air dapat diestimasi dengan rumus interpolasi didapatkan h pada saat $Q_{100\text{th}} = 1.789 \text{ m}$ dengan lebar atas muka air yaitu 53.179 m.

Untuk penampang saluran didekat *site power house* akan ditampilkan pada gambar berikut.



Dengan didapatkannya hubungan debit (Q) dan tinggi (h) maka dapat diestimasi tinggi muka air banjir (MAB), untuk MAB digunakan debit dengan kala ulang 100. Berdasarkan perhitungan HSS Nakayasu $Q_{100\text{th}} = 502.66 \text{ m}^3/\text{detik}$. Maka, tinggi muka air dapat diestimasi dengan rumus interpolasi didapatkan h pada saat $Q_{100\text{th}} = 2 \text{ m}$ dengan lebar atas muka air yaitu 62.38 m.

Dalam merencanakan bendung diperlukan data-data yang mendukung perencanaan. Data-data tersebut berdasarkan perhitungan dan juga perencanaan penulis berdasarkan lokasi bendung. Adapun data-data yang digunakan sebagai dasar perencanaan bendung adalah sebagai berikut:

- Debit banjir rancangan (100 tahun) = $502.66 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Elevasi dasar sungai rencana = $+184.483$
- Elevasi mercu bendung rencana = $+185.983$
- Tinggi mercu bendung = 1.5 meter
- Lebar sungai = 30.503 meter

Data-data tersebut nantinya akan menentukan perencanaan selanjutnya.

4.8.2. Penentuan Tipe Bendung

Pembangunan bendung pada perencanaan pembangkit listrik tenaga mini hidro ini bertujuan untuk mengelakkan air sungai menuju bangunan-bangunan penunjang pada PLTM ini.

Dalam perencanaan bendung pada PLTM warkapi ini menggunakan bendung dengan tipe sabo karena material dominan pada sungai warkapi yaitu kerikil dan batu-batu kecil yang apabila menggunakan tipe ogee atau tipe bulat maka tidak akan bertahan lama dan akan hancur di tabrak dengan batu-batu tersebut. Ketebalan mercu tipe sabo ditentukan berdasarkan material dominan pada sungai tersebut dan kondisi hidrologisnya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.77
Penentuan tebal mercu bendung

Tebal Mercu	$b = 1.5 - 2.0 \text{ m}$	$b = 3.0 - 4.0 \text{ m}$
Material	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu-batu kecil	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai sedimen yang banyak	Debris flow kecil sampai debris flow yang besar

Sumber: SNI 2851 (2015)

Pada sungai warkapi material dominannya yaitu kerikil dan batu-batu kecil dengan aliran pada sungai tersebut tidak sampai ke aliran debris (aliran debris adalah aliran dari campuran air dan sedimen dengan berbagai ukuran) karena kandungan sedimen yang sedikit dengan kemiringan sungai yang sangat curam. Sehingga berdasarkan tabel diatas ketebalan mercunya direncanakan 2 m.

4.8.3. Perhitungan Lebar Efektif Bendung

Perencanaan lebar efektif bendung berdasarkan lebar sungai yaitu 31.079 meter. Lebar efektif yang dimaksud adalah lebar yang bisa digunakan sebagai fungsi pelimpah dalam hal ini lebar yang dikurangi dengan pilar-pilar dan koefisien yang mempengaruhi efektivitas pelimpahan air pada bendung. Sehingga adapun perhitungan lebar efektif bendung sebagai berikut:

- Lebar sungai asli (B) = 30.503 m
- Lebar sungai rencana (b) = 1.2×30.503
= 36.604 m
- Tebal pilar + lebar pembilas = $1/6-1/10b$
= $1/8 \times 36.604 = 4.57$ m ≈ 5 meter

Sehingga 5 meter dibagi untuk pintu pembilas dan pilar pembagi

- Tebal pilar pembagi = 1.1 meter (direncanakan)
- Tebal pilar utama = 1.5 meter (direncanakan)
- Lebar pintu pembilas @1pintu = 1.2 meter (direncanakan)
- Lebar total 2 pintu = 2.4 meter (direncanakan)

Setelah didapatkan lebar rencana, dimensi pilar, pintu pembilas. Maka dapat dihitung lebar mercu bendung dan lebar efektif bendung dengan menggunakan rumus pada bab 2, maka lebar mercu bendung adalah

- Lebar mercu bendung = $b - ((lebar\ pintu \times 2) + pilar\ utama + pilar\ pembagi)$
= $36.604 - (1.2 \times 2) + 1.5 + 1.1$
= 31.604 m

Untuk menghitung lebar efektif bendung, diperlukan harga Kp dan Ka, pada bab 2 dipilih pilar berujung bulat ($Kp = 0,01$) dan pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5H_1 > r > 0,15H_1$ ($Ka = 0,1$)

- Lebar efektif bendung = $b - 2(n.Kp + Ka) H_1$
= $31.604 - 2.(2. 0,01 + 0,1).H_1$
= 31.604 - 0.24H₁

Agar didapatkan nilai lebar efektif maka perlu dihitung nilai H_1 dengan cara coba-coba

- Debit banjir rancangan(Q_{100}) = $502.66 \text{ m}^3/\text{detik}$
- Nilai koefisien debit (C_d) = 1.30 (Asumsi)
- Gravitasi = $9.81 / \text{dt}^2$
- Lebar efektif bendung = $31.604 - 0.24H_1$

4.8.4. Perhitungan H_1 dan H_d

Perhitungan H_1 atau tinggi energi dan H_d atau tinggi muka air di atas pelimpah berguna untuk memperkirakan tinggi muka air pada saat terjadi debit banjir rancangan, sehingga elevasi muka air banjir (MAB) dapat diketahui. Estimasi awal tinggi energi adalah sebagai berikut

- Debit banjir rancangan = $Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} g\right)^{0.5} \cdot B_e \cdot H_1^{3/2}$

$$= 502.66 = 1.30 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} 9.81\right)^{0.5} \cdot (31.604 - 0.24H_1) \cdot H_1^{3/2}$$

$$H_1 = 3.794 \text{ m (coba-coba)}$$

Dengan cara coba-coba didapatkan nilai H_1 adalah 3.530 m. dengan nilai H_1 yang telah didapatkan kemudian dapat dihitung perkiraan tinggi muka air di atas mercu.

- Lebar efektif bendung = $31.604 - 0.24H_1$
= $31.604 - 0.24 \times 3.794 = 30.693 \text{ m}$
- Luas penampang (A) = $B_e \times (P + H_1)$
= $30.693 \times (1.5 + 3.794)$
= 208.520 m^2
- Kecepatan (V) = Q/A
= $502.66/208.520$
= 2.411 m/dt
- Tinggi muka air (H_d) = $H_1 - \frac{V_1^2}{2g}$
= $3.794 - \frac{2.411^2}{2 \times 9.81} = 3.497 \text{ m}$

Sehingga, estimasi tinggi muka air di atas mercu pada saat terjadi debit banjir rancangan 100 tahun (MAB) = 3.497 meter pada elevasi +123.289. Namun perhitungan ini hanya estimasi saja dan masih belum diketahui kebenarannya, untuk membuktikan benar atau

tidaknya maka dapat dicek dengan nilai Cd perhitungan = Cd asumsi dan Q banjir hitung = Q banjir rancangan.

Untuk mendapatkan perencanaan tinggi muka air maka perlu mempertimbangkan beberapa parameter. Parameter tersebut adalah jari-jari mercu, tinggi bendung serta cobacoba untuk tinggi energi, sehingga didapatkan nilai koefisien debit (Cd) hitung yang tepat dan debit banjir perhitungan yang tidak jauh dari nilai debit banjir rancangan. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungannya:

- Perkiraan nilai H_1 = 3.806 m
- Menghitung nilai B_e = $31.604 - 0.24H_1 = 31.604 - 0.24 \times 3.806 = 30.690$ m
- Tinggi bendung = 1.5 meter (direncanakan)
- Jari-jari mercu = 1 meter (direncanakan)

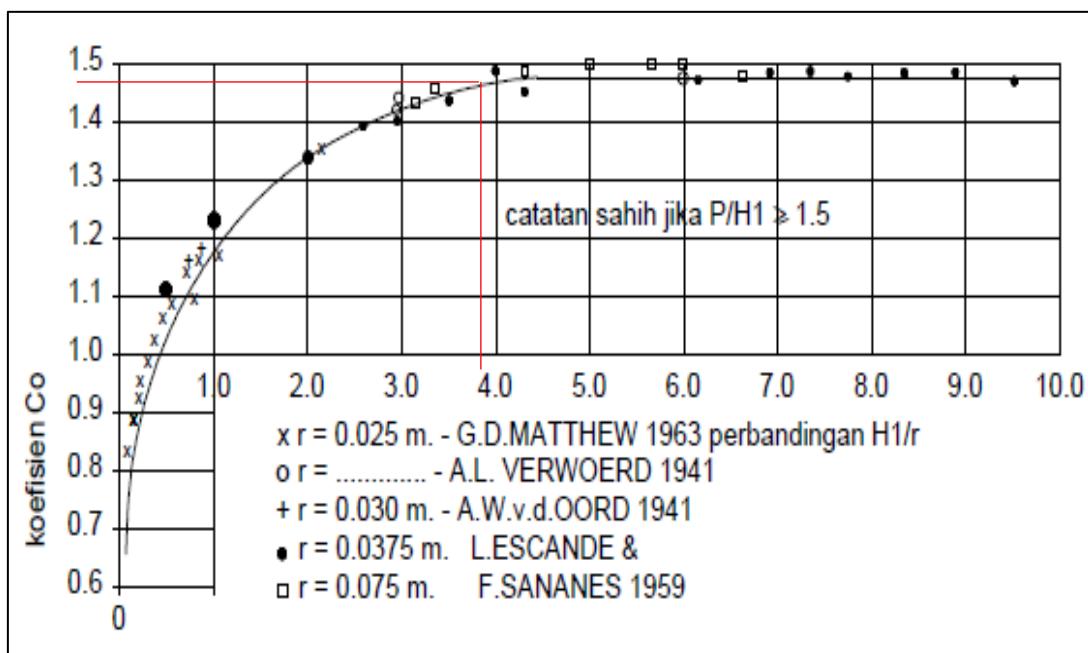
Cek persyaratan untuk $K_p = 0$ maka pangkal tembok dengan $r > 0.5 H_1$

Cek persyaratan untuk bendung beton $r = 0.1 - 0.7 H_1$

Diketahui dengan $r = 1$ m maka $r = 0.667 H_1$ (memenuhi persyaratan)

Setelah ini akan dihitung koefisien debit dengan terlebih dahulu menghitung parameter-parameter yang digunakan untuk mendapatkan nilai C_0 , C_1 dan C_2 dari grafik.

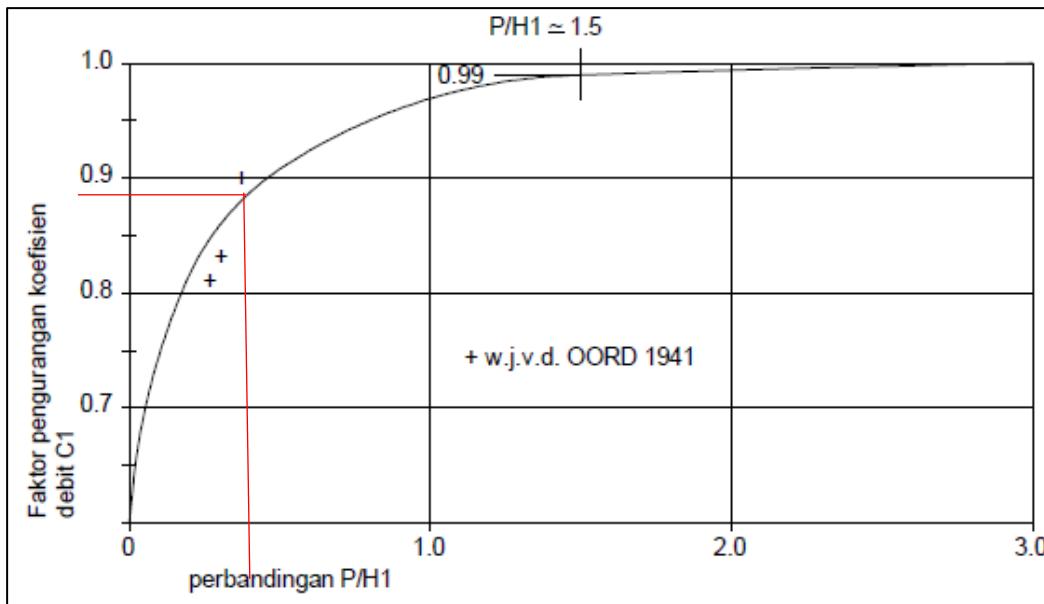
- Nilai H_1/r = $3.794/1 = 3.806$
- Nilai P/H_1 = $1.5/3.806 = 0.394$



Gambar 4.45 Penentuan Nilai Koefisien C_0

Sumber: KP-02 (2010,p.97)

Berdasarkan penentuan C_0 pada grafik, didapatkan nilai C_0 adalah 1.47

Gambar 4.46 Penentuan Nilai Koefisien C_1

Sumber: KP-02 (2010,p.97)

Berdasarkan penentuan C_1 pada grafik, didapatkan nilai C_1 adalah 0,88. Sedangkan untuk koefisien C_2 karena grafik pada umumnya diperuntukan untuk mercu ogee dan perencanaan ini memilih mercu tipe sabo, maka C_2 dianggap = 1.

- Koefisien debit (C_d)

$$\begin{aligned}
 &= C_0 C_1 C_2 \\
 &= 1.47 \times 0.88 \times 1 \\
 &= 1.29
 \end{aligned}$$
- Debit banjir hitung

$$\begin{aligned}
 &= C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} g\right)^{0,5} \cdot B_e \cdot H_1^{3/2} \\
 &= 1.29 \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} 9.81\right)^{0,5} \cdot 30.690 \cdot 3.806^{3/2} \\
 &= 502.660 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Debit banjir rencana adalah 502.660 m^3/detik dan debit perhitungan adalah 502.660 m^3/detik sudah sama. Sehingga, H_1 atau H_e yang digunakan adalah 3.806 meter. Untuk perhitungan coba-coba dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.78

Coba-coba perhitungan H_1

Q100 m^3/dt	H1 m	Be m	P M	r m	H_1/r	P/H1	Grafik			Cd	Q hitung m^3/dt
							C0	C1	C2		
502.660	3.79	30.693	1.5	1.0	3.794	0.395	1.42	0.86	1	1.22	472.191
502.660	3.8	30.692	1.5	1.0	3.800	0.395	1.45	0.87	1	1.26	488.971
502.660	3.806	30.690	1.5	1.0	3.806	0.394	1.47	0.88	1	1.29	502.660

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Sedangkan untuk tinggi muka air di atas bendung, mengikuti contoh perhitungan H_d pada sub bab ini. Didapatkan hasil yang akan ditampilkan pada tabel berikut

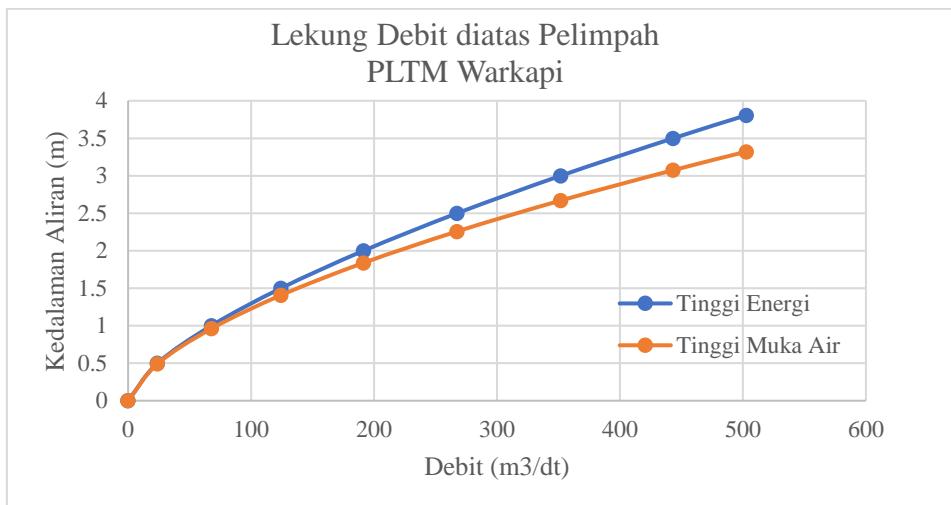
Tabel 4.79

Tinggi muka air diatas pelimpah

H1 (m)	Elevasi (m)	P (m)	Cd	Be (m)	A (m ²)	Q (m ³ /dt)	V (m/dt)	$\frac{V_1^2}{2g}$	Hd (m)
0	119.983	1.5	1.294	30.690	46.035	0.000	0	0.000	0.000
0.5	120.483	1.5	1.294	30.690	61.381	23.931	0.390	0.008	0.492
1	120.983	1.5	1.294	30.690	76.726	67.686	0.882	0.040	0.960
1.5	121.483	1.5	1.294	30.690	92.071	124.347	1.351	0.093	1.407
2	121.983	1.5	1.294	30.690	107.416	191.445	1.782	0.162	1.838
2.5	122.483	1.5	1.294	30.690	122.761	267.552	2.179	0.242	2.258
3	122.983	1.5	1.294	30.690	138.106	351.707	2.547	0.331	2.669
3.5	123.483	1.5	1.294	30.690	153.451	443.201	2.888	0.425	3.075
3.806	123.789	1.5	1.294	30.690	162.856	502.660	3.087	0.486	3.321

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berdasarkan hasil perhitungan tinggi muka air di atas pelimpah, didapatkan nilai H_d (MAB, $Q_{100} = 502.660 \text{ m}^3/\text{detik}$) adalah 3,806 meter dengan elevasi MAB adalah 123.789. Adapun grafik hubungan antara debit dengan tinggi muka air di atas mercu ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 4.47 Lekung Debit diatas Pelimpah PLTM Warkapi

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.8.5. Perhitungan Profil Muka Air

Setelah puncak mercu, tentu aliran akan mengalir melintasi puncak mercu hingga ke peredam energi. Profil muka air perlu diketahui agar didapatkan estimaasi ketinggian, kecepatan dan bilangan froude. Selain itu perhitungan profil muka air nantinya menjadi dasar perencanaan untuk kolam olak dengan menggunakan froude di akhir pelimpahan (hilir). Profil muka air dapat dihitung dengan tahapan sebagai berikut:

- Debit banjir rancangan = $502.660 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar Efektif bendung = 30.690 m
- Tinggi energi (He) = 3.806 m
- Elevasi Mercu = $+119.983$
- Z (Puncak mercu ke dasar hilir) = 7 m (hanya untuk perhitungan)
- Tinggi muka air (Yz) = $2g(z + He - Yz)^{1/2} = \frac{Q}{Be \cdot Yz}$
 $= 2 \times 9.81 (3 + 3.806 - Yz)^{1/2} = \frac{502.66}{30.690 \times Yz}$

Dengan cara coba-coba didapatkan nilai Yz sebesar 0.424 m

- Kecepatan aliran (Vz) = $\frac{Q}{Be \cdot Yz} = \frac{502.660}{30.690 \times 0.424}$
 $= 38.661 \text{ m/dt}$
- Elevasi hilir (Lereng bendung) = El. Mercu – El. Z = $+119.983 - 0.5$
 $= +119.483$
- Elevasi Muka Air = Elevasi hilir + Yz = $+119.483 + 0.424$
 $= +119.907$
- Bilangan Froude = $\frac{Vz}{\sqrt{g \cdot Yz}} = \frac{38.661}{\sqrt{9.81 \times 0.424}}$
 $= 18.964$

Tabel 4.80
Profil muka air pada bendung

z m	Yz m	Vz m/dt	Fr	Elevasi lereng Hilir bendung	Elevasi muka air
0.5	0.424	38.661	18.964	119.483	119.907
1	0.398	41.197	20.860	118.983	119.381
1.5	0.376	43.566	22.685	118.483	118.859
2	0.358	45.798	24.451	117.983	118.341
2.5	0.342	47.917	26.168	117.483	117.825
3	0.328	49.938	27.841	116.983	117.311
3.5	0.316	51.875	29.476	116.483	116.799
4	0.305	53.737	31.077	115.983	116.288
4.5	0.295	55.534	32.648	115.483	115.778
5	0.286	57.270	34.192	114.983	115.269
5.5	0.278	58.953	35.710	114.483	114.761
6	0.270	60.588	37.205	113.983	114.253
6.5	0.263	62.177	38.679	113.483	113.746
7	0.257	63.725	40.133	112.983	113.240

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.8.6. Perencanaan Peredam Energi

4.8.6.1. Peredam Energi Tipe USBR

Untuk peredam energi tipe USBR akan dipilih berdasarkan parameter bilangan Froude, selain itu parameter lain seperti tipe mercu dan tinggi bendung, serta kondisi sungai juga dipertimbangkan dalam perencanaan ini.

Diketahui bilangan froude sampai dengan $z = 7$ meter adalah $Fr = 40.133$ (Tabel 4.80) dan $q = 16.378 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$. Berdasarkan KP-02 Bangunan Utama, bilangan Froude dengan nilai $4.5 > Fr$ dan debit spesifik $q < 18.5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$ disarankan untuk menggunakan peredam energi USBR tipe III. Adapun data yang diperlukan dalam perhitungan dimensi peredam energi USBR tipe III adalah sebagai berikut.

- Debit desain ($Q_{100\text{th}}$) = $502.660 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar Efektif (B_e) = 30.690 m
- Tinggi Muka air di akhir pelimpah (Y_j) = 0.257 m
- Kecepatan air akhir pelimpah (V_j) = 63.725 m/dt
- Froude di akhir pelimpah (Fr) = 40.133

Selanjutnya perhitungan dimensi peredam energi USBR tipe III yaitu:

- Kedalaman air di kolam olakan

$$\begin{aligned} Y_b &= \frac{1}{2} Y_j (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \\ &= \frac{1}{2} (0.257) (\sqrt{1 + 8(63.725)^2} - 1) \\ &= 14.459 \text{ m} \end{aligned}$$

- Panjang kolam olakan (L_b)

$$\begin{aligned} L_b &= 2.7 \times Y_b \\ &= 2.7 \times 14.459 \\ &= 39.04 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka direncanakan panjang kolam olakan = 39.04 m

- Jarak antara *buffle block* dengan *chute block* (L_a):

$$\begin{aligned} L_a &= 0.82 \times Y_2 \\ &= 0.82 \times 14.459 \\ &= 11.857 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tinggi (q_c), panjang (P_c), dan lebar (b_c) *chute block*:

$$q_c = P_c = b_c = Y_j = 0.257 \text{ m}$$

- Jarak antara *chute block* (S_c):

$$S_c = Y_j = 0.129 \text{ m}$$

- Jarak antara dinding dengan *chute block* (dc) :

$$dc = 0.5 \times Y_z$$

$$= 0.5 \times 0.257$$

$$= 0.129 \text{ m}$$

- Tinggi *block* halang (n₃) :

$$n_3 = \frac{Y_j(4 + Fr)}{6}$$

$$= \frac{0.148(4 + 10.630)}{6}$$

$$= 0.361 \text{ m}$$

- Tebal ujung atas *buffle block* (tb) :

$$tb = 0.2 \times n_3$$

$$= 0.2 \times 0.361$$

$$= 0.072 \text{ m}$$

- Lebar dan jarak antara *block* halang (n) :

$$n = 0.75 \times n_3$$

$$= 0.75 \times 0.361$$

$$= 0.271 \text{ m}$$

- Jarak antara dinding dengan *buffle block* (db) :

$$db = 0.675 \times n_3$$

$$= 0.675 \times 0.361$$

$$= 0.244 \text{ m}$$

- Tinggi *end sill* (ambang ujung)

$$As = \frac{Y_j(18 + Fr)}{18}$$

$$= \frac{0.257(18 + 40.133)}{18} = 0.83 \text{ m}$$

- Untuk tebal peredam energi tipe USBR yaitu berdasarkan KP-02 yang berada pada perhitungan selanjutnya.

4.8.6.2.Peredam Energi Tipe MDO/MDS

Adapun tipe lain yang dapat digunakan yang sesuai dengan persyaratan dari tipe kolam olak tersebut, yaitu tipe MDO/MDS. Adapun perhitungan dimensi kolam olak MDO/MDS adalah sebagai berikut.

- Debit desain (Q_{100th}) = 502.660 m³/dt
- Lebar Efektif (Be) = 30.690 m

- Jari-jari mercu (r) = 1 meter
- Elevasi Mercu bendung = +119.983
- Tinggi air diatas pelimpah (H_d) = 3.321 m
- Elevasi air diatas pelimpah = +123.304
- Tinggi MAB Hilir Q_{100th} = 1.789 m
- Elevasi MAB Hilir Q_{100th} = +117.093
- Elevasi dasar sungai hilir bendung = +115.304

Selanjutnya akan dilakukan perhitungan sesuai dengan ketentuan perhitungan kolam olak MDO mengacu pada SNI 8063:2015

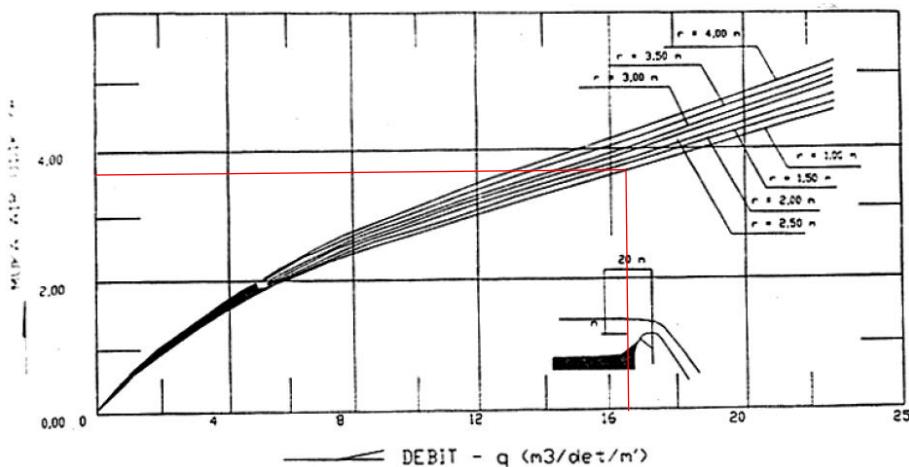
- Debit per satuan lebar (q)

$$= \frac{Q}{B_e}$$

$$= \frac{502.660}{30.690}$$

$$= 16.378 \text{ m}^3/\text{dt/m}$$

Secara perhitungan empiris tinggi muka air di atas pelimpah berdasarkan nilai H_d (3,806 meter) < 4 meter. Namun, Untuk lebih memastikan bahwa tinggi air di atas pelimpah dibawah 4 meter, maka digunakan pula cara grafik melalui grafik MDO-1 untuk mendapatkan tinggi muka air di atas pelimpah.



Gambar 4.48 Penentuan tinggi muka air di atas pelimpah
Sumber: KP-02 (2010,p.83)

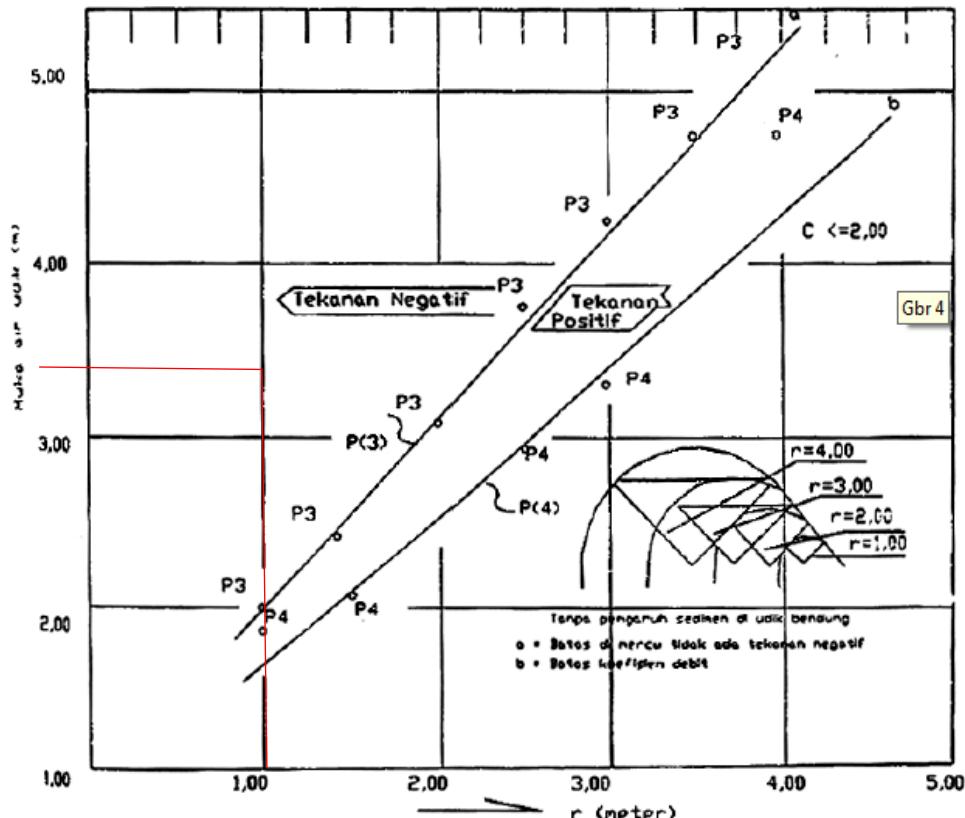
Berdasarkan hasil plotting pada grafik MDO-1 gambar 4.48, didapatkan tinggi muka air di atas pelimpah ≈ 3.60 meter, sehingga masih sesuai dengan ketentuan. Dan, perhitungan empiris juga sesuai dengan pendekatan melalui grafik MDO-1 (perbedaan 0.28 m).

Setelah dilakukan pengecekan tinggi muka air di atas pelimpah, selanjutnya akan diperiksa keamanan bagian hilir bendung terhadap kavitas dengan grafik MDO-1b.

Parameter yang digunakan untuk menentukan kavitas adalah jari-jari bendung dan muka air di atas pelimpah.

- Jari-jari mercu = 1 meter
- Muka air di atas pelimpah = 3.321 meter

Untuk hasil plotting grafik untuk memeriksa kavitas dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 4.49 Pengecekan terhadap bahaya kavitas hilir bendung

Sumber: KP-02 (2010,p.83)

Berdasarkan hasil plotting grafik MDO-1b pada gambar diatas, dapat diketahui bahwa bagian hilir bendung tidak aman terhadap kavitas karena berada di tekanan negatif.

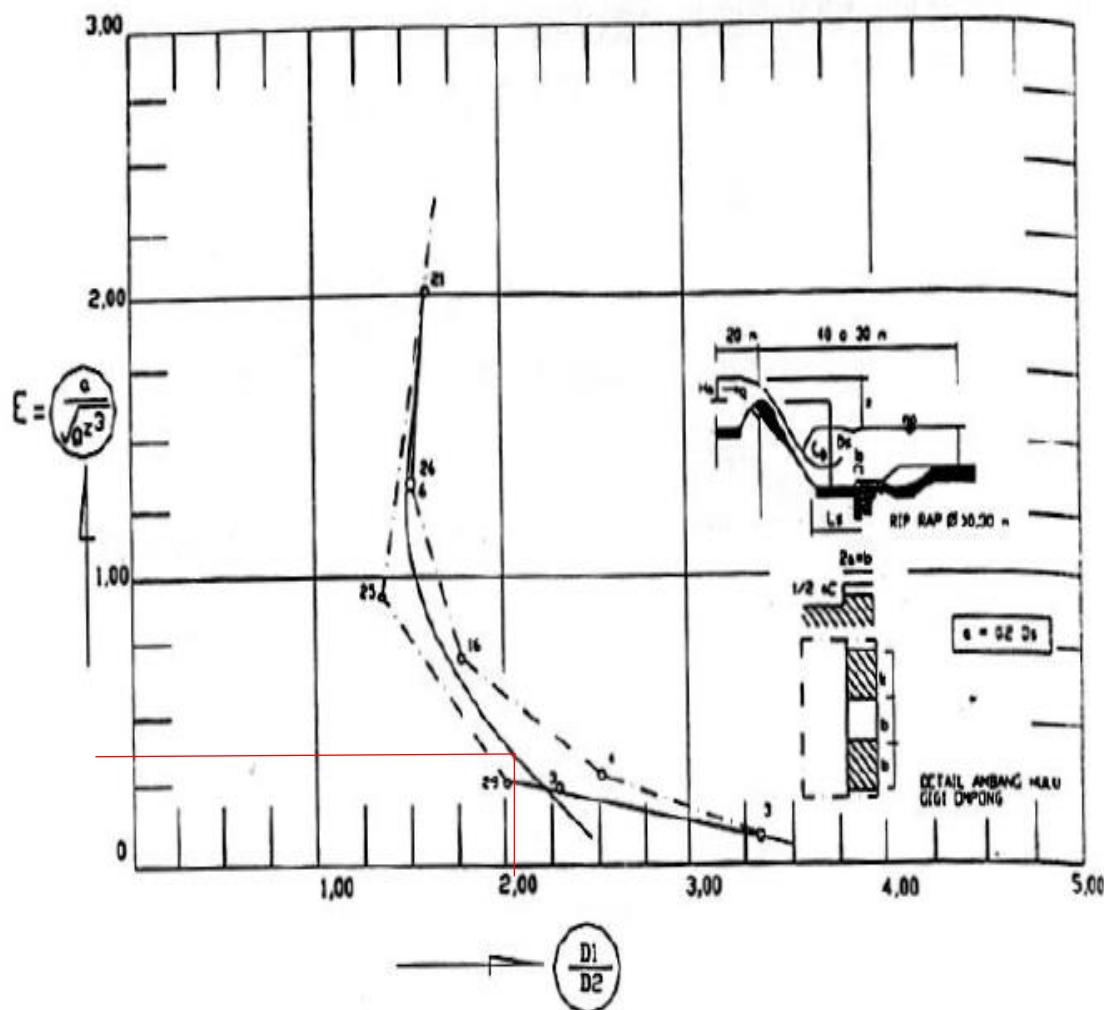
Setelah dilakukan perhitungan dimensi untuk peredam energi tipe MDO/MDS. Adapun perhitungannya sebagai berikut.

- Perhitungan tinggi terjun (Z)

$$\begin{aligned} &= \text{El. Muka air di atas mercu} - \text{El. MAB hilir bendung} \\ &= 123.304 - 117.093 \\ &= 6.211 \text{ m} \end{aligned}$$
- Parameter tidak berdimensi (E)

$$\begin{aligned} &= \frac{q}{(g \times z^3)^{0.5}} \\ &= \frac{16.378}{(9.81 \times 6.211^3)^{0.5}} \\ &= 0.338 \approx 0.3 \end{aligned}$$

Nilai E dalam hal ini digunakan untuk mengetahui nilai D₁/D₂, dalam hal ini D₁=Ds kedalaman lantai peredam energi, sedangkan D₂=tinggi MAB hilir bendung.

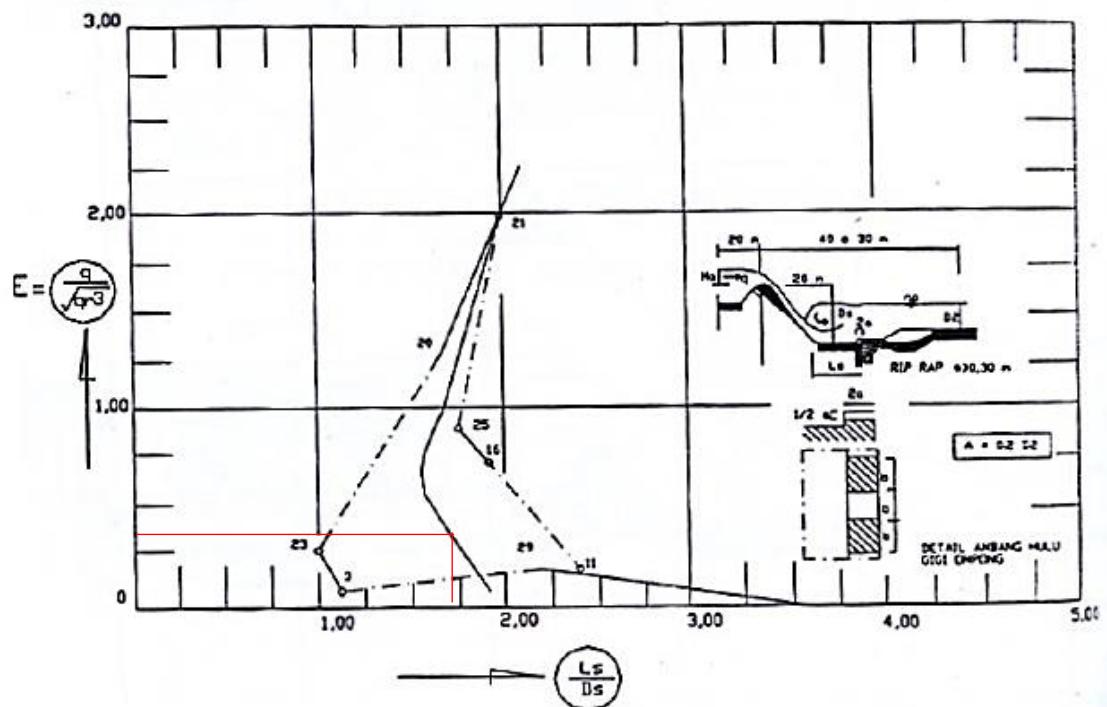


Gambar 4.50 Penentuan D₁/D₂

Sumber: KP-02 (2010,p.84)

Setelah dilakukan plotting pada grafik, didapatkan perbandingan D₁/D₂ = 2.1 Sehingga dapat dilanjutkan perhitungan untuk berikutnya.

- Kedalaman Lantai (D_s) $= D_2 \times (D_1/D_2)$
 $= 1.789 \times 2.1$
 $= 3.757 \text{ m}$
- Untuk menentukan panjang lantai dasar diperlukan plotting grafik MDO-3. Parameter yang diperlukan adalah nilai E yang telah dihitung. Nilai E = 0.3. Untuk hasil plotting grafik MDO-3 dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 4.51 Penentuan Ls/Ds

Sumber: KP-02 (2010,p.84)

Dari hasil plotting pada grafik MDO-3 gambar diatas, didapatkan nilai Ls/Ds = 1.73
Sehingga dapat ditentukan Ls.

- Panjang lantai dasar (Ls) $= Ds \times (Ls/Ds)$
 $= 3.757 \text{ m} \times 1.73$
 $= 6.499 \text{ m}$
- Tinggi ambang hilir (a) $= 0.3 \times Ds$
 $= 0.3 \times 1.789$
 $= 0.537 \text{ m}$
- Lebar ambang hilir (b) $= 2 \times a$
 $= 2 \times 0.537$
 $= 1.073 \text{ m}$
- Elevasi derzerk hulu (Dzu) $= \text{Elv. MAB Mercu} + 1.00$
 $= +123.304 + 1$
 $= +124.304$
- Elevasi derzerk hilir (Dzi) $= \text{Elv. MAB hilir bendung} + 1.00$
 $= +117.09 + 1.00$
 $= +118.093$

- Ujung tembok pangkal bendung (Lpi) = $Lb + \frac{1}{2} Ls$; $Lb = 2$ m (dari gambar)
= $2 + \frac{1}{2} \times 6.409$
= 5.205 m
- Ujung tembok sayap hilir (Lsi) = $1.5 \times Ls$
= 1.5×6.409
= 9.134 m
- Panjang tembok pangkal udik (Lpu) = $0.5 \times Ls$
= 0.5×6.409
= 3.205 m
- Panjang tembok sayap udik (Lsu) = $0.5 \times Ls$
= 0.5×6.409
= 3.205 m

4.8.6.3. Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam/*Bucket*

Adapun tipe lain yang bisa digunakan dalam perencanaan PLTM Warkapi ini yaitu peredam energi tipe bak tenggelam. perhitungan dimensi peredam energi tipe bak tenggelam adalah sebagai berikut.

- Debit desain (Q_{100th}) = $502.660 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar Efektif (Be) = 30.690 m
- Elevasi Mercu bendung = +119.983
- Tinggi air diatas mercu (Hd) = 3.321 m
- Elevasi air diatas mercu = +123.304
- Tinggi MAB Hilir Q_{100th} = 1.789 m
- Elevasi MAB Hilir Q_{100th} = +117.093
- Elevasi dasar sungai hilir bendung = +115.304
- Elevasi dasar kolam olak = +113.000 (direncanakan)

Selanjutnya akan dilakukan perhitungan sesuai dengan ketentuan perhitungan kolam olak tipe bak tenggelam mengacu pada Kriteria Perencanaan 02.

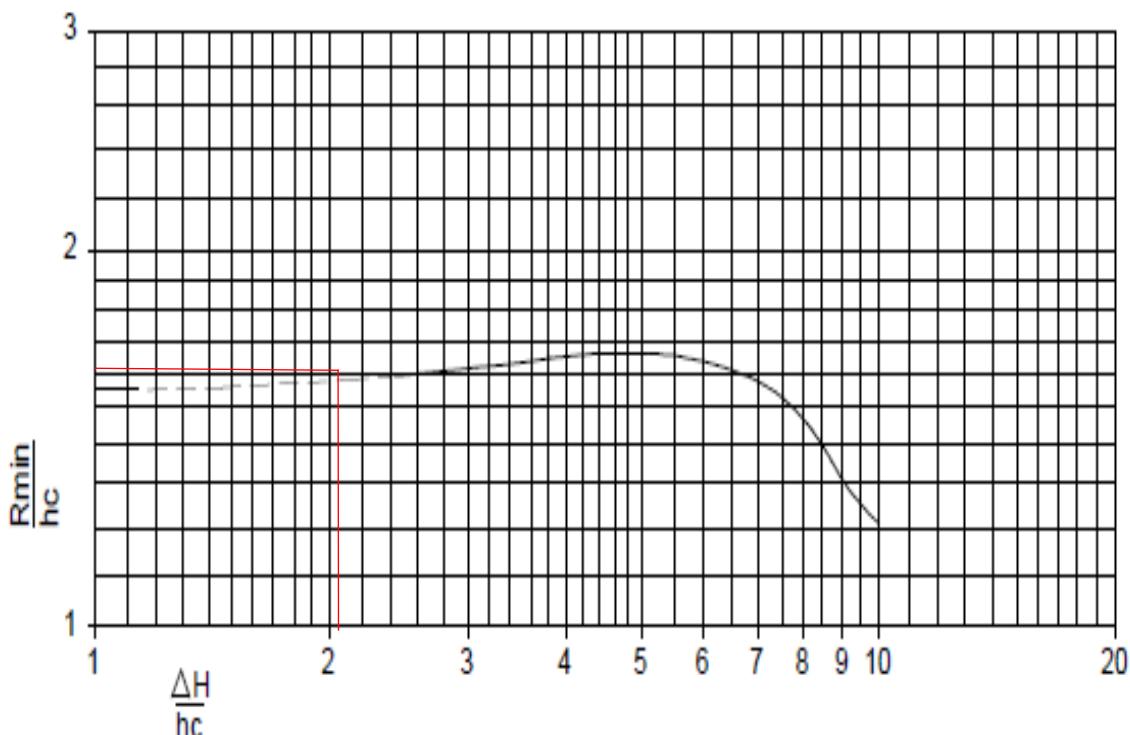
- Debit per satuan lebar (q) = $\frac{Q}{Be}$
= $\frac{502.660}{30.690}$
= 16.378 $\text{m}^3/\text{dt/m}$
- Kedalaman kritis (h_c) = $\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$

$$= \sqrt[3]{\frac{16.378^2}{9.81}}$$

$$= 3.013 \text{ m}$$

- Beda tinggi energi (ΔH)
 $= \text{Elv. air diatas mercu} - \text{Elv. MAB Hilir Q}_{100\text{th}}$
 $= +123.304 - +117.093$
 $= 6.211 \text{ m}$
- $\Delta H/h_c$
 $= \frac{6.211}{3.013}$
 $= 2.062$

Kemudian menghitung perbandingan R_{min}/h_c yang tergantung pada nilai $\Delta H/h_c$ berdasarkan grafik berikut.



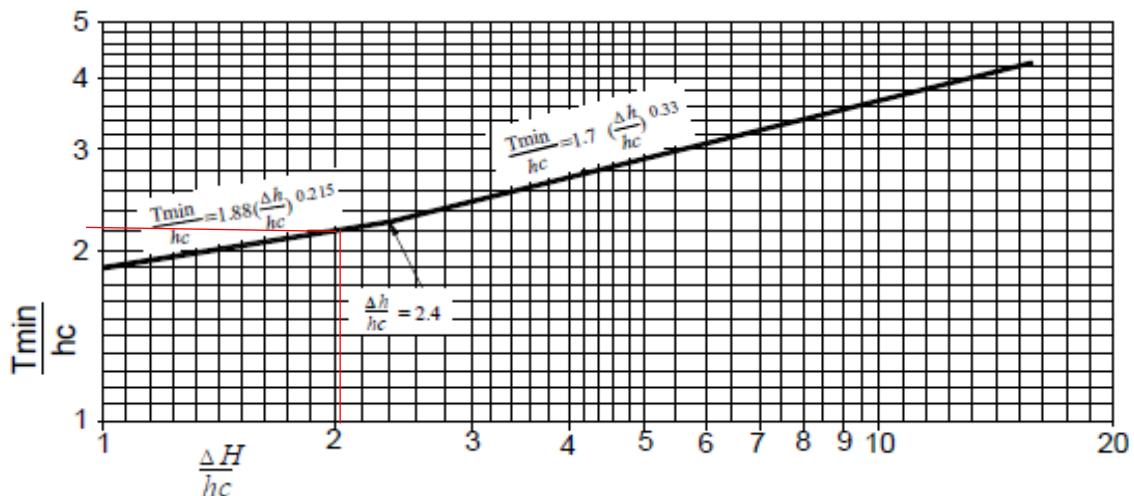
Gambar 4.52 Penentuan perbandingan R_{min}/h_c

Sumber: KP-02 (2010,p.117)

Berdasarkan grafik diatas, didapatkan nilai $R_{min}/h_c = 1.59$, maka didapatkan nilai R_{min} .

- $R_{min} = h_c \times (R_{min}/h_c)$
 $= 3.013 \times 1.59$
 $= 4.79 \text{ m}$

Kemudian menghitung perbandingan T_{min}/h_c yang tergantung pada nilai $\Delta H/h_c$ berdasarkan grafik berikut.



Gambar 4.53 menentukan nilai perbandingan T_{\min}/h_c

Sumber: KP-02 (2013,p.118)

Berdasarkan grafik diatas, didapatkan nilai $T_{\min}/h_c = 2.21$, maka didapatkan nilai T_{\min} .

- $T_{\min} = h_c \times (T_{\min}/h_c)$
 $= 3.013 \times 2.21$
 $= 6.628 \text{ m}$

Dari perhitungan diatas, T_{\min} atau R_{\min} digunakan untuk mengontrol apakah elevasi kolam olak yang direncanakan sudah sesuai dengan syarat atau tidak. T_{\min} dan R_{\min} yang digunakan yaitu yang terbesar yaitu 6.628 m.

- $R = \text{Elv. Mercu bendung} - \text{Elv. dasar kolam olak}$
 $= +119.983 - +113.00$
 $= 6.983 \text{ m} \approx 7 \text{ m} > 6.628 \text{ m}$
- Lebar ambang hilir (a) $= 0.1$
 $= 0.1 \times 7$
 $= 0.7 \text{ m}$
- Untuk perhitungan kedalaman lantai peredam energi tipe bucket yaitu berdasarkan KP-02 yang terdapat pada perhitungan selanjutnya.

4.8.6.4.Peredam Energi Tipe Sabo

Untuk menentukan dimensi peredam energi tipe sabo data-data yang diperlukan yaitu:

- Lebar efektif mercu bendung $= 30.604 \text{ m}$
- Tebal puncak mercu bendung $= 2 \text{ m}$
- Tinggi muka air diatas mercu (Hd) $= 3.321 \text{ m}$
- Elevasi mercu bendung $= +119.983$
- Elevasi dasar sungai hilir bendung $= +115.304$

Berikut perhitungan peredam energi tipe sabo.

- Tebal Lantai awal di kaki bendung (t) = $0.1 \times (0.6(El_{mercu} - El_{hilir}) + 3 \times h_d - 1)$
 $= 0.1 \times (0.6119.983 - 115.304) + 3 \times 3.321 - 1$
 $= 1.177 \text{ m} \approx 1.2 \text{ m}$
- Tinggi endsill (H_2)
 $= \frac{1}{4} \times ((El_{mercu} - El_{hilir}) + t)$
 $= \frac{1}{4} \times ((119.983 - 115.304) + 1.177)$
 $= 1.464 \text{ meter} \approx 1.5 \text{ m}$
- Panjang Lantai (L)
 $= 2 \times ((El_{mercu} - El_{hilir}) + h_d)$
 $= 2 \times ((119.983 - 115.304) + 3.321)$
 $= 16 \text{ meter}$

4.8.6.5. Penentuan Tipe Peredam Energi

Menentukan beberapa tipe peredam energi pada perencanaan PLTM Warkapi sangat penting. Adanya beberapa tipe peredam energi pada perencanaan ini diharapkan akan didapatkan tipe peredam energi yang cocok pada lokasi studi. Pada perencanaan PLTM Warkapi ini, akan membandingkan 3 tipe peredam energi dengan kelebihan dan kekurangan masing-masing peredam energi.

Untuk mendapatkan peredam energi yang paling baik diperlukan penilaian masing-masing penilaian berdasarkan perhitungan dan pertimbangan-pertimbangan tertentu.

- Nilai 4 untuk peredam energi yang sangat baik terhadap aspek penilaian.
- Nilai 3 untuk peredam energi baik terhadap aspek penilaian.
- Nilai 2 untuk peredam energi cukup baik terhadap aspek penilaian
- Nilai 1 untuk peredam energi buruk terhadap aspek penilaian

Tabel 4.81

Matriks Pemilihan Peredam Energi

Kondisi	Alternatif Peredam Energi			
	USBR III	MDO/MDS	Bucket	Sabo
Tahan terhadap material bawaan sungai				
Sangat Baik				√
Baik				√
Cukup			√	
Buruk	√			
Kondisi Hidrolik				
Sangat Baik	√			
Baik			√	
Cukup				√
Buruk		√		

Lanjutan tabel 4.81 Pemilihan Peredam Energi

Kondisi	Alternatif Peredam Energi			
	USBR III	MDO/MDS	Bucket	Sabo
Mudah Pelaksanaan dilapangan				
Sangat Baik				√
Baik		√		
Cukup				√
Buruk	√			
Biaya Pembangunan				
Sangat Baik	√			
Baik		√		
Cukup				√
Buruk				√

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.82
Penilaian Peredam Energi

Aspek Penilaian	Alternatif Peredam Energi			
	USBR III	MDO/MDS	Bucket	Sabo
Tahan terhadap material bawaan sungai	1	2	3	4
Kondisi Hidrolik	4	1	3	2
Mudah Pelaksanaan dilapangan	1	3	2	4
Biaya Pembangunan	4	3	2	1
Jumlah	10	9	10	11

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil penilaian peredam energi dengan 4 aspek penilaian, didapatkan peredam energi tipe *sabo* dengan nilai yang tertinggi sehingga dipilih peredam energi sabo sebagai peredam energi yang digunakan.

4.8.6.6.Pengecekan Ketebalan Lantai Peredam Energi

Dalam perencanaan peredam energi, hal yang perlu juga untuk dilakukan yaitu melakukan pengecekan ketebalan lantai peredam energi. Hal ini dilakukan karena untuk menjaga bendung dari bahaya gaya angkat yang disebabkan oleh hantaman air dari puncak bendung. Dimana dalam perhitungan ini yaitu berdasarkan KP-02. Adapun data yang diperlukan dalam pengecekan yaitu:

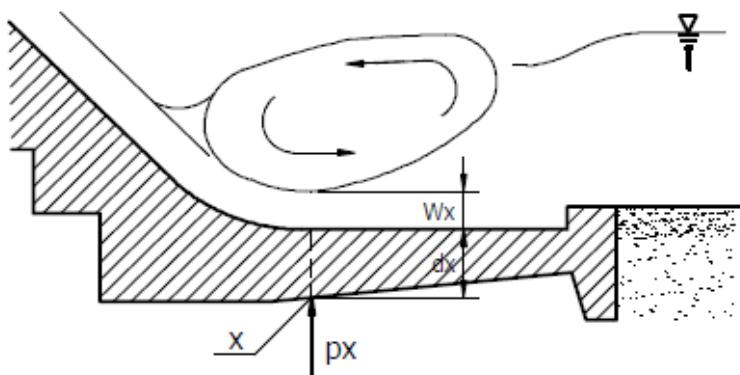
- Kedalaman pondasi (*t*) = 1.177 m (hitungan sebelumnya)
- Tinggi Muka air di akhir pelimpah (*Hx*) = 0.257 m
- Beda tinggi muka air (ΔH) = 6.211 m

- Jarak hulu bendung ke awal lantai (L_x) = 2.25 m
- Jarak hulu bendung sampai akhir peredam energi (L) = 28.34 m
- Berat jenis beton (τ) = 2.2 ton/m³
- Faktor keamanan (S) = 1.5 (untuk kondisi normal)

Adapun langkah-langkah pengecekan ketebalan lantai peredam energi sebagai berikut:

- Gaya angkat (P_x) $= |H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H| = |0.257 - \frac{7.25}{28.34} 6.211| = 1.332 \text{ kg/m}^2$
- Kedalaman minimum pondasi (d_x) $= S \frac{P_x - H_x}{\tau} = 1.5 \frac{1.332 - 0.257}{2.2} = 0.733 \text{ m} < 1.177 \text{ m}$ (Kedalaman pondasi rencana)

Dari perhitungan diatas, dengan kedalaman pondasi rencana 1.117 m aman terhadap bahaya gaya angkat yang disebabkan oleh hantaman air dari puncak bendung.



Gambar 4.54 Tebal lantai kolam olak

Sumber: KP-02(2010,p.179)

4.9. Bangunan Pengambilan

Bangunan pengambilan adalah bangunan yang berguna sebagai media pemasukan air yang nantinya digunakan untuk pembangkitan turbin. Dalam perencanaan bangunan pengambilan tentu debit pembangkitan menjadi parameter utama, dengan perencanaan bangunan pengambilan akan didapatkan dimensi bangunan, letak, sampai dengan operasi dari bangunan pengambilan tersebut. Berikut adalah perhitungan dimensi bangunan pengambilan.

- Debit desain = 7.232 m³/dt
- Debit desain pengambilan = $120\% \times 7.232 \text{ m}^3/\text{dt} = 8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Tinggi ambang pengambilan = 0.5 meter (direncanakan dari dasar sungai)

- Koefisien debit (μ) = 0.80
- Nilai K (ditentukan) = 1
- Lebar pengambilan (b) = 3 meter
- Lebar per pintu = 1 meter (3 pintu)

Untuk mensimulasikan dan menentukan pengoperasian pintu pengambilan, maka perlu dihitung hubungan antara bukaan pintu dengan debit yang melalui pintu pengambilan dalam contoh perhitungan ini dihitung pada saat bukaan pintu sebesar 0,25 meter dengan tinggi muka air disimulasikan 0,40 meter (aliran tenggelam)

- Perhitungan Q (tenggelam) = $K \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh}$
 $= 1 \times 0.8 \times 0.25 \times 3 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.4}$
 $= 1.681 \text{ m}^3/\text{dt}$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.83
Operasi Pintu Pengambilan

No	Tinggi Air di Hulu Pintu (m)	Tinggi bukaan pintu (m)			
		0.25	0.5	0.75	1
		Debit (m ³ /dt)			
1	0	0	0	0	0
2	0.2	1.189	1.189	1.189	1.189
3	0.4	1.681	3.362	3.362	3.362
4	0.6	2.059	4.117	6.176	6.176
5	0.8	2.377	4.754	7.131	9.508
6	1	2.658	5.315	7.973	10.631
7	1.2	2.911	5.823	8.734	11.645
8	1.4	3.145	6.289	9.434	12.578
9	1.6	3.362	6.723	10.085	13.447
10	1.8	3.566	7.131	10.697	14.263
11	2	3.759	7.517	11.276	15.034

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.55 Rating curve bukaan pintu pengambilan
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.10. Saluran Pengarah (*Feeder Canal*)

Setelah air melalui bangunan pengambilan, diperlukan saluran yang mengarahkan aliran air agar dapat masuk ke dalam bak pengendap, saluran ini sering disebut sebagai *feeder canal* atau disebut saluran pengarah. Untuk merencanakan saluran pengarah maka diperlukan beberapa parameter berikut.

- Debit desain = $7.232 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit desain pengambilan = $120\% \times 7.232 \text{ m}^3/\text{dt}$
= $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar pengambilan (b) = 3 meter
- Lebar per pintu = 1 meter (3 pintu)
- Lebar pilar = 0.75 meter (2 pilar)
- Lebar pengambilan + pilar = 4.5 meter
- Kemiringan saluran = 0.0015 (direncanakan)
- Koefisien kekasaran (n) = 0.017 (beton)
- Bentuk penampang = segi empat (direncanakan)

Berdasarkan parameter untuk perencanaan feeder canal maka dapat ditentukan tinggi muka air sehingga didapat pula nilai tinggi keseluruhan saluran. Untuk tinggi muka air pada saluran dapat dihitung dengan persamaan berikut

- Debit (Q) = $8.679 = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$
= $8.679 = \frac{1}{0.017} (b \cdot h) \left(\frac{b \cdot h}{b+2h}\right)^{2/3} S^{1/2}$
= $8.679 = \frac{1}{0.017} (4.5 \cdot h) \left(\frac{4.5 \cdot h}{4.5+2h}\right)^{2/3} 0.0015^{1/2}$
= $h = 0.934 \text{ meter (coba-coba)}$
- Kecepatan (V) = $\frac{Q}{A} = \frac{Q}{b \cdot h} = \frac{8.679}{4.5 \times 0.934} = 2.065 \text{ m/dt}$
= 0.75 meter (berdasarkan KP 03, Q = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$)

Tabel 4.84
Penentuan tinggi jagaan saluran

Debit (m^3/dt)	Tinggi Jagaan (m)
< 0.5	0.4
0.5 – 1.5	0.5
1.5 – 5.0	0.6
5.0 – 10.0	0.75
10.0 – 15.0	0.85
>15.0	1.00

Sumber: KP – 03 (2010,p.56)

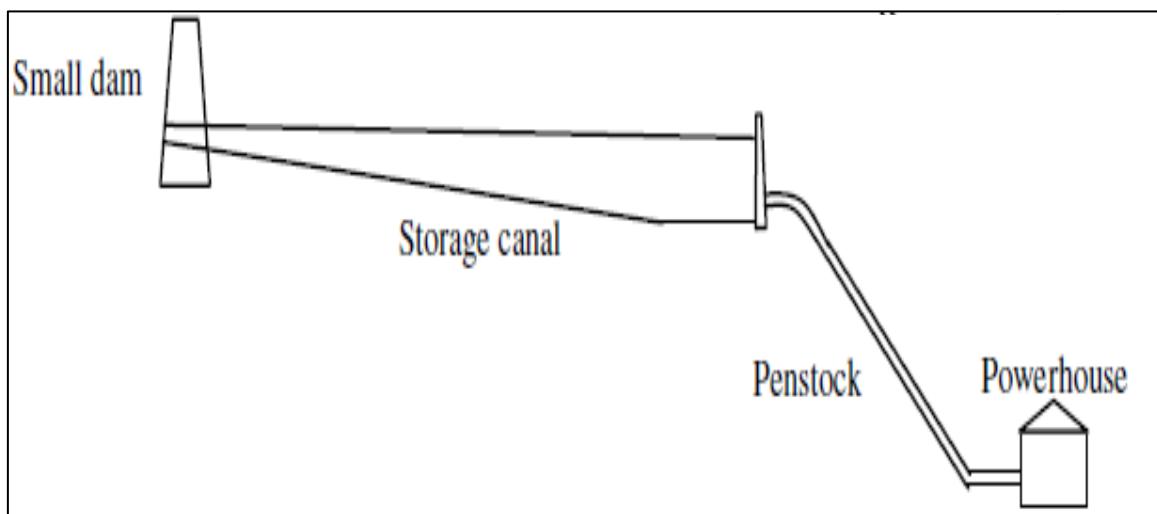
- Tinggi saluran

$$\begin{aligned}
 &= \text{tinggi air} + \text{tinggi jagaan} \\
 &= 0.934 + 0.75 \\
 &= 1.684 \text{ m} \approx 1.7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga tinggi muka air pada saluran pengarah (*feeder canal*) yang digunakan adalah 0.934 meter sedangkan tinggi jagaan direncanakan 0.75 meter. Maka tinggi saluran pengarah 1.7 meter.

4.11. Bak Pengendap

Bak pengendap berperan untuk mencegah masuknya bahan-bahan endapan atau sedimen ke dalam komponen PLTM khususnya turbin. Dengan adanya bak pengendap, diharapkan aliran air yang telah melalui bak pengendap jumlah sedimennya dapat tereduksi dengan maksimal.



Gambar 4.56 Skema PLTM Tipe *Run Of River*

Sumber: Guideline for Desain Small Hydropower Plant (2000,p.71)

Pada perencanaan PLTM Warkapi ini, bak pengendapnya difungsikan juga sebagai bak penenang (*headpond*). Posisi dari *headpond* juga harus mempertimbangkan kondisi topografi dan geologi dari lokasi studi dan bangunan pelengkapnya yaitu pelimpah dan bagian pengendap lumpur sebelum masuk ke *penstock*. Headpond berfungsi untuk mencegah adanya udara masuk kedalam pipa pesat pada muka air rendah yang bisa menyebabkan kerusakan pada komponen-komponen elektromekanikal PLTM.

Kondisi topografi dari lokasi rencana dibangunnya PLTM Warkapi ini yaitu jalur sepanjang aliran untuk rencana pembangunan komponen-komponen sipilnya yang hampir datar topografinya hanya sekitar ± 80 meter saja ke arah hilirnya, sedangkan sisanya sudah mulai curam yang panjangnya ± 1.7 km.

Jika *headpond* dibangun didekat *powerhouse* maka dimensi dari *headpond* akan tinggi sekali karena syarat dari *headpond* harus mencakup tinggi muka air statis. Tinggi muka air

statis merupakan tinggi muka air yang apabila katup diturbin ditutup maka airnya akan kembali lagi, sehingga elevasi muka air di *headpond* harus sama dengan elevasi muka air di *intake*.

Oleh sebab itulah *headpond* dari PLTM ini tidak dapat dibangun dekat dengan *powerhouse*, jika dibangun didekat *power house* akan memakan biaya yang sangat membengkak, sehingga untuk menghemat biaya konstruksi bak pengendap dari PLTM ini juga di fungsikan sebagai *Headpond*.

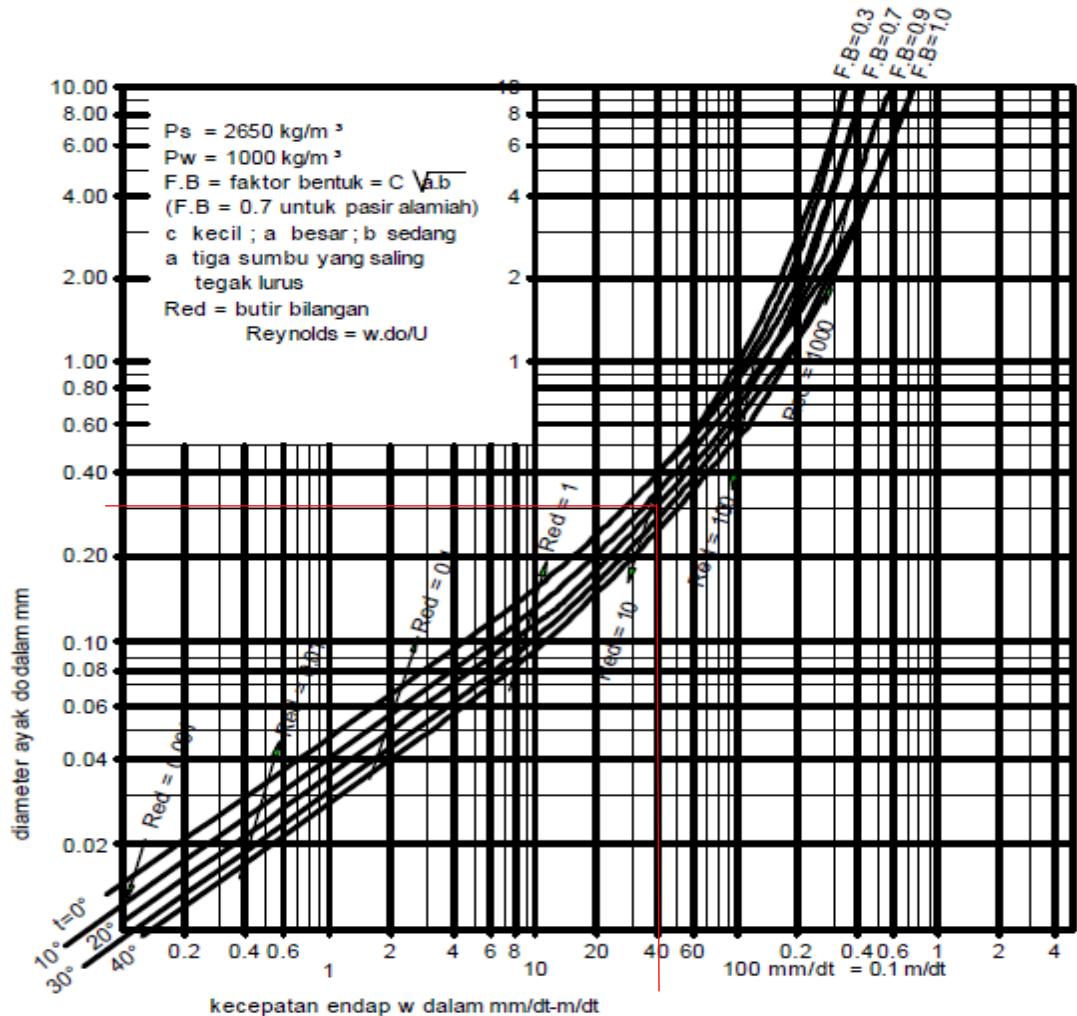
Perencanaan bak pengendap (kantong lumpur) adalah sebagai berikut:

- Debit bak pengendap (Q_n) = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Partikel sedimen rencana = 0.3 mm
- Kandungan sedimen diendapkan = 0.1%
- Periode pengurasan = 7 hari
- Suhu = 20°C
- Kecepatan rencana (V_n) = 0.7 m/dt (menghindari vegetasi tumbuh)

Berdasarkan parameter tersebut di atas maka dapat dilakukan perhitungan untuk mendapatkan dimensi kantong lumpur. Berikut ini adalah perhitungan dimensi kantong lumpur

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Volume Kantong Lumpur} &= \% \text{ sedimen} \times \text{jumlah hari} \times Q_n \times 24 \times 3600 \\
 &= 0.1\% \times 7 \times 8.679 \times 24 \times 3600 \\
 &= 524.899 \text{ m}^3 \\
 \bullet \text{ Volume Bak Penenang} &= 60 \times Q_n \\
 &= 60 \times 8.679 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 &= 520.734 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Volume bak pengendap atau kantong lumpur yang digunakan adalah volume dari perhitungan kantong lumpur karena memiliki nilai terbesar sebesar 524.899 m^3 , sementara perkiraan luas medan endap akan dihitung setelah ini. Namun, sebelum itu perlu ditentukan kecepatan endap partikel dengan grafik hubungan antara ukuran sedimen, suhu, dan kecepatan endap.



Gambar 4.57 Penentuan kecepatan endap sedimen

Sumber: KP-02 (2010)

Berdasarkan grafik untuk penentuan kecepatan endap sedimen dengan diameter partikel 0,3 mm dan suhu 20°C, didapatkan $w = 0.40 \text{ mm/detik}$ atau 0.040 m/detik .

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad \text{Luas medan endap (L.B)} &= \frac{Qn}{w} \\
 &= \frac{8.679}{0.040} \\
 &= 216.973 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Diketahui syarat $L/B > 8$, dari persyaratan tersebut dapat dihitung perkiraan panjang medan endap (L) dan lebar medan endap (B). sehingga $L>8B$, untuk memudahkan perhitungan diumpamakan $L = 8B$, sehingga $L.B$ adalah $8B.B = 8B^2$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad \text{Lebar medan endap (B)} &= L.B = 8 B^2 = 216.973 \text{ m}^2 \\
 &= \sqrt{\frac{216.973}{8}}
 \end{aligned}$$

$$= B < 5.208 \text{ meter}$$

- Panjang medan endap (L) $= L > 8B$
 $= L > 8 \times 5.208$
 $= L > 41.663 \text{ m}$

Setelah didapatkan dimensi medan endap, direncanakan $B = 5.00$ meter dan panjang, $L > 41.663$ meter. selanjutnya akan dihitung kemiringan normal, yaitu kemiringan pada saat penuh sedimen. Namun terlebih dahulu akan dihitung luas penampang yang diperlukan berdasarkan kecepatan rencana

- Luas penampang (A_n) $= \frac{Qn}{vn}$
 $= \frac{8.679}{0.7}$
 $= 12.398 \text{ m}^2$

Dengan luas penampang (A_n) = 12.398 m^2 dapat diketahui nilai h_n . Karena direncanakan bak pengendap ini berpenampang trapesium, maka h_n dapat dicari dengan rumus luas trapesium, dengan luas (A_n) = 12.398 m^2 dan kemiringan talud direncanakan 1V:2H

- Tinggi muka air (h_n) $= 12.398 = (b + m h_n)h_n$
 $= 12.398 = (5 + 2 \times h_n) h_n$
 $h_n = 1.536 \text{ meter}$
- Keliling basah (P_n) $= b + 2h_n \sqrt{1 + m^2}$
 $= 5 + 2 \times 1.536 \sqrt{1 + 2^2}$
 $= 11.869 \text{ meter}$
- Jari-jari hidrolis (R) $= \frac{A_n}{P_n}$
 $= \frac{12.398}{11.869}$
 $= 1.045 \text{ meter}$

Sebelum menghitung kemiringan normal, perlu diketahui nilai Koefisien Manning (n), untuk penampang beton, nilai $n = 0.017$, sehingga kemiringan normal adalah

- Kemiringan normal (S_n) $= \frac{V_n^2}{(\frac{1}{n} R^2)^2}$
 $= \frac{0.7^2}{(\frac{1}{0.017} 1.045^2)^2}$
 $= 0.000134$

Setelah didapatkan kemiringan normal (S_n), selanjutnya adalah menghitung panjang bagian peralihan. Dengan parameter yang digunakan adalah lebar *feeder canal* = 4.5 meter dan lebar bak pengendap = 5 meter.

- Z peralihan $= (B-b)/2$
 $= (5 - 4.5)/2$
 $= 0.25$ meter

Batas maksimum, $L_p < 10.z$ sehingga $L_p < 2.5$ meter dan batas minimum, $L_p > 8z$ sehingga $L_p > 2.0$ meter. Dapat direncanakan panjang peralihan (L_p) = 2.4 meter.

Selain daripada kemiringan normal (S_n) ada pula kemiringan yang direncanakan pada saat pembilasan (S_s). Perbedaan kemiringan pada saat pembilasan dengan pada saat normal dikarenakan perbedaan kecepatan aliran, namun debit dan lebar saluran direncanakan sebesar pada saat kondisi normal.

- Debit bak pengendap (Q_s) $= 8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Kecepatan pembilas (V_s) $= 1.0 \text{ m}/\text{dt}$ (Pasir kasar)
- Luas penampang (A_s) $= \frac{Q_s}{V_s}$
 $= \frac{8.679}{1}$
 $= 8.679 \text{ m}^2$
- Kedalaman dibutuhkan (h_s) $= \frac{A_s}{B}$
 $= \frac{8.679}{5}$
 $= 1.736 \text{ meter}$
- Keliling basah (P_s) $= b + 2h$
 $= 5 + 2 \times 1.736$
 $= 8.472 \text{ meter}$
- Jari-jari hidrolis (R) $= \frac{A_s}{P_s}$
 $= \frac{8.679}{8.472}$
 $= 1.024 \text{ meter}$

Sama halnya pada saat kemiringan normal, pada saat kemiringan pembilasan digunakan koefisien Manning ($n = 0.017$) karena debit yang digunakan $8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$.

- Kemiringan pembilasan (S_s) $= \frac{V_s^2}{(\frac{1}{n} R^2)^2} = \frac{0.7^2}{(\frac{1}{0.017} 1.024^2)^2} = 0.000280$
- Bilangan *Froude* $= \frac{V_s}{\sqrt{9.81 h_s}} = \frac{1}{\sqrt{9.81 \times 1.736}} = 0.242$ (Subkritis)

- Kecepatan di akhir bak pengendap

$$\begin{aligned}
 &= \frac{Q}{A_{di\ ujung\ bak\ pengendap}} \\
 &= \frac{Q}{((b + m.hn)hn) + (b.hs)} \\
 &= \frac{8.6789}{((5 + 2 \times 1.536)1.536) + (5 \times 1.736)} \\
 &= 0.412 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Setelah kemiringan pembilasan (S_s) dan kemiringan normal (S_n) didapatkan, maka ditinjau kembali volume yang dibutuhkan untuk pengendapan agar didapatkan panjang bak pengendap yang akan digunakan. Diketahui volume diperlukan adalah 524.899 m^3 , berdasarkan volume tersebut panjang bak pengendap atau kantong lumpur adalah

- Volume bak pengendap

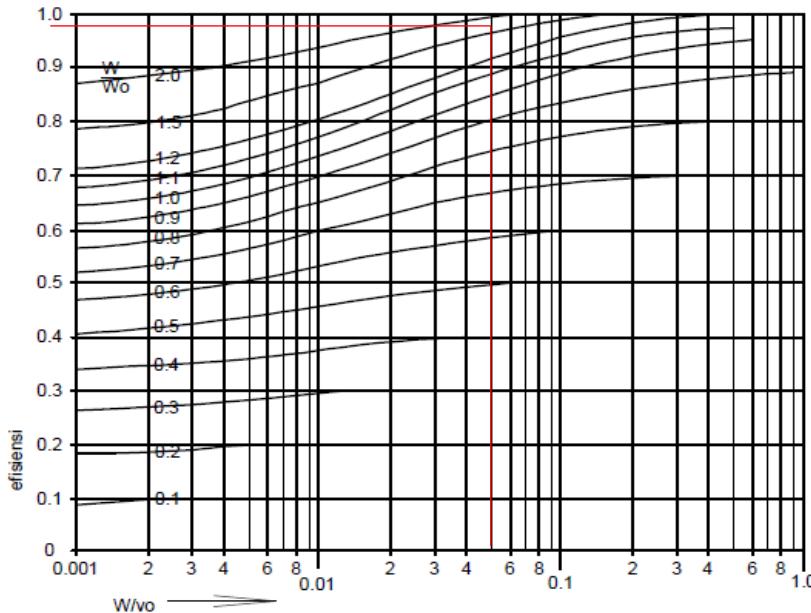
$$\begin{aligned}
 &= 524.899 = (hs \times b \times L) + \frac{1}{2}(S_s - S_n)L^2 \times b \\
 &= 524.899 = (1.736 \times 5 \times L) + \frac{1}{2}(0.000280 - \\
 &\quad 0.000134) \times L^2 \times 5
 \end{aligned}$$

$$L = 60.3267 \text{ meter} \approx 61 \text{ meter}$$

Agar dapat diketahui efisiensi bak pengendap atau kantong lumpur, maka dapat digunaan grafik *Camp* untuk mengetahui efisiensi tersebut. Namun, untuk menggunakan grafik *Camp* maka perlu dihitung terlebih dahulu parameter-parameternya

- Kecepatan Aliran (V_o)
- Kecepatan endap sedimen (W)
- W_o
- W/W_o
- W/V_o

$$\begin{aligned}
 &= 0.7 \text{ m/dt} \\
 &= 0.04 \text{ m/dt} \\
 &= \frac{V_o.hn}{L} \\
 &= \frac{0.7 \times 1.536}{61} \\
 &= 0.02379 \text{ m} \\
 &= \frac{0.04}{0.2379} \\
 &= 1.681 \\
 &= \frac{0.04}{0.7} \\
 &= 0.0571
 \end{aligned}$$

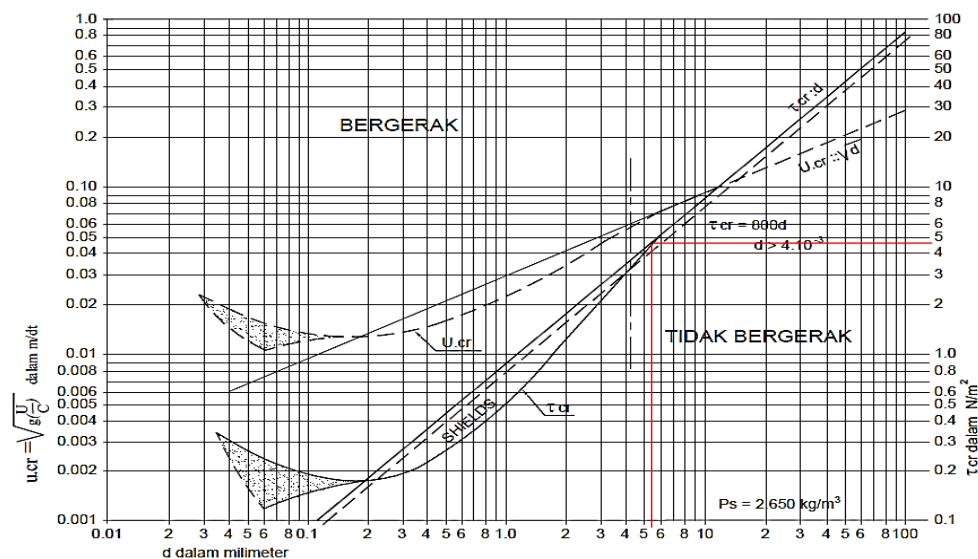


Gambar 4.58 Pengecekan efisiensi bak pengendap
Sumber: KP-02 (2010)

Dari informasi pada grafik Camp gambar 4.57, didapatkan efisiensi bak sekitar $0.98 = 98\%$.

Selain efisiensi pengendapan juga perlu diketahui terbilas atau tidaknya diameter partikel sedimen rencana sebesar 0,3 mm. Untuk mengecek dapat digunakan grafik Shield, sebelum itu perlu dihitung nilai τ .

- $\tau = \rho \cdot g \cdot h_s \cdot S_s$
 $= 1000 \times 9.81 \times 1.736 \times 0.000280 = 4.765 \text{ N/m}^2$



Gambar 4.59 Pengecekan gerak sedimen rencana
Sumber: KP-02 (2010)

Berdasarkan peninjauan pada grafik Shield dapat dilihat bahwa sedimen dibawah 5 mm akan terbilas.

Setelah didapatkan dimensi bangunan bak pengendap, selanjutnya menghitung lebar pelimpah. Perhitungan lebar pelimpah didasarkan pada debit desain $\times 120\% = 8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$, koefisien pada umumnya sudah ditentukan sebesar $C = 1.8$ dan tinggi muka air di pelimpah direncanakan setinggi jagaan bak pengendap yaitu $1/3$ dari tinggi air di bak pengendap 0.512 meter. Sehingga, lebar pelimpah adalah

- Debit rencana (Q_d) $= 8.679 = C \times B \times H^{1.5}$
- Lebar Pelimpah (B) $= 8.679 = 1.8 \times B \times 0.512^{1.5}$
 $= \frac{8.679}{1.8 \times 0.512^{1.5}}$
 $= 13.161 \text{ meter} \approx 14 \text{ meter}$

4.12. Pintu Penguras

Pintu Penguras dibangun untuk membuang sedimen yang mengendap di bak pengendap. Pengambilan sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan jalan membuka pintu penguras secara berkala guna menciptakan aliran terkonsentrasi tepat di depan pengambilan. Adapun data-data yang dibutuhkan dalam mendesain pintu penguras adalah sebagai berikut.

- Debit rencana $= 8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar Penguras $= 1 \text{ meter} (\text{direncanakan})$
- Jumlah Pintu $= 1$
- Koefisien Kekasarhan (n) $= 0.017$

Berikut perhitungan dalam merencanakan pintu penguras.

- Menghitung kecepatan penggelontoran rencana, adapun koefisien material endapan (c) berkisar antara 3.2 - 3.5 diambil nilai maksimum yaitu 3.5 sedangkan diameter maksimum butiran rencana (d) yaitu 0.3 mm $= 0.0003 \text{ m}$

$$\begin{aligned} V &= 1.5 \times c \times \sqrt{d} \\ &= 1.5 \times 3.5 \times \sqrt{0.0003} \\ &= 0.086 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

- Menghitung kedalaman kritis (h_c)

$$\begin{aligned} h_c &= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{B}\right)^2}{g}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{8.679}{1}\right)^2}{9.81}} = 1.973 \text{ meter} \end{aligned}$$

- Menghitung kecepatan kritis pada pntu penguras (Vc)

$$\begin{aligned}
 V_c &= \sqrt{g \cdot h c} \\
 &= \sqrt{9.81 \times 1.973} \\
 &= 4.399 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Nilai kecepatan rencana harus lebih kecil dari pada kecepatan kritis.

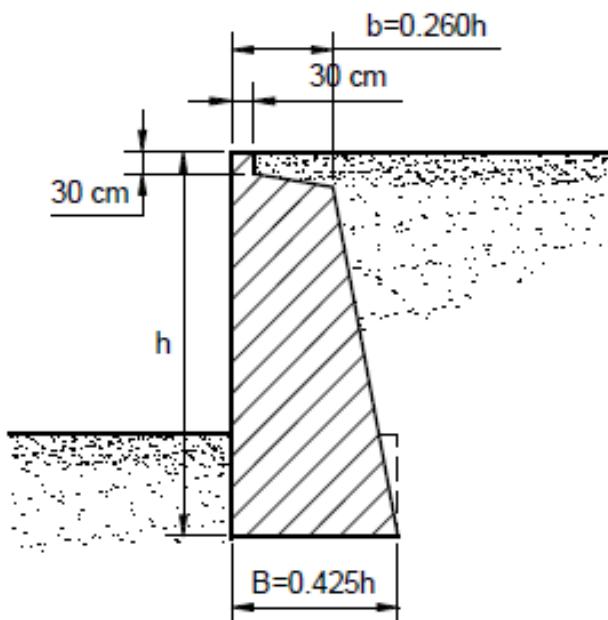
- Menghitung kemiringan lantai penguras, Untuk mempertahankan agar Vc tetap mempunyai nilai V yang konstan, maka ketinggian lantai dihitung pada keadaan Vc menggunakan persamaan Manning.

$$\begin{aligned}
 A_c &= b \times h c &= 1 \times 1.973 &= 1.973 \text{ m}^2 \\
 P_c &= b + 2 \times h c &= 1.5 + 2 \times 1.973 &= 4.946 \text{ m} \\
 R &= \frac{A_c}{P_c} &= \frac{1.973}{4.946} &= 0.399 \text{ m} \\
 V &= \sqrt{g \cdot h c} &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\
 &= 4.399 &= \frac{1}{0.017} \times 0.501^{2/3} \times S^{1/2} \\
 S & &= 0.0190
 \end{aligned}$$

4.13. Dimensi Pradesain Bangunan Bendung

Untuk melengkapi perencanaan bendung pada PLTM Warkapi ini di perlukan dimensi-dimensi penunjang pada bendung tersebut seperti dimensi dinding penahan dan tinggi jagaan pada peredam energi yang perhitungannya berdasarkan KP-02.

- Dimensi dinding penahan



Gambar 4.60 Dimensi dinding penahan

Sumber: KP-02 (2010)

$$\begin{aligned} b &= 0.260 \times h \\ &= 0.260 \times 6.43 \\ &= 1.672 \text{ m} \approx 1.7 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 0.425 \times h \\ &= 0.425 \times 6.43 \\ &= 2.733 \text{ m} \approx 2.7 \text{ m} \end{aligned}$$

- Tinggi jagaan peredam energi

$$\begin{aligned} H &= H_{\text{hilir bendung}} - 1/3 \times H_{\text{hilir bendung}} \\ &= 1.789 - 1/3 \times 1.789 = 2.385 \text{ m} \approx 2.4 \text{ m} \end{aligned}$$

4.14. Pipa Pesat (*Penstock*)

Pipa pesat akan mengalirkan air dari bak penenang sampai dengan rumah pembangkit. Perencanaan pipa pesat meliputi penentuan diameter dalam pipa pesat, ketebalan material pipa pesat, sampai dengan jarak sambungan pipa pesat.

4.14.1. Diameter Pipa Pesat

Dalam penentuan diameter pipa pesat akan digunakan perhitungan dari *European Standard Hydropower Association (ESHA)*. Adapun parameter-parameter untuk merencanakan pipa pesat berdasarkan rumus empiris yang digunakan yaitu debit pembangkitan dan tinggi jatuh efektif (digunakan tinggi jatuh kotor), ada pula yang menggunakan parameter lain seperti panjang saluran dan juga kekasaran material pipa. Parameter-parameter tersebut sebagai berikut

- Debit rencana (Q) = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Tinggi Jatuh (H) = 78 meter
- Kekasaran pipa (n) = 0.012 (*Welded Steel*)
- Panjang pipa pesat (L) = 1774 meter

Adapun perhitungan diameter pipa pesat sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Diameter pipa pesat (D)} &= 2,69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875} \\ &= 2,69 \left(\frac{0,012^2 8.679^2 1774}{78} \right)^{0,1875} \\ &= 2.069 \text{ m} \approx 2 \text{ meter} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diameter pipa pesat diatas didapatkan dimeternya 2.069 meter. Namun untuk memudahkan maka diameter rencana yang akan digunakan adalah 2 meter.

4.14.2. Ketebalan Pipa Pesat

Untuk perhitungan ketebalan pipa pesat akan digunakan persamaan dari ESHA. Adapun parameter-parameter yang digunakan untuk analisis ketebalan pipa pesat adalah sebagai berikut.

- Debit rencana (Q) = 8.679 m³/dt
- Tinggi Jatuh (H) = 78 meter
- Panjang pipa pesat (L) = 1774 meter
- Diameter pipa pesat (D) = 2 meter
- Massa jenis air (γ) = 1000 kg/m³

Adapun perhitungan ketebalan pipa pesat sebagai berikut.

- Kecepatan aliran dalam pipa (V) = $\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D}$
 $= \frac{4 \times 8.679}{3.14 \times 2}$
 $= 5.528 \text{ m/dt}$
- Tekanan hidrostatik kotor (P_o) = $\gamma \cdot H$
 $= 1000 \times 78$
 $= 78000 \text{ kg/m}^2$
- Nilai N = $(\frac{V \cdot L}{g \cdot P_o \cdot t})^2$ dengan, t adalah waktu yang diperkirakan

untuk penutupan katup inlet yaitu selama
5 detik.

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{5.528 \times 1778}{9.81 \times 78000 \times 5} \right)^2 = 6.5 \times 10^{-6} \\
 \bullet \Delta p \text{ (hidrostatik)} &= H \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{N + \frac{N^2}{4}} \right) \\
 \Delta p (+) &= 78 \left(\frac{6.5 \times 10^{-6}}{2} + \sqrt{6.5 \times 10^{-6} + \frac{(6.5 \times 10^{-6})^2}{4}} \right) \\
 &= 0.2 \text{ m} \\
 \Delta p (-) &= 78 \left(\frac{6.5 \times 10^{-6}}{2} - \sqrt{6.5 \times 10^{-6} + \frac{(6.5 \times 10^{-6})^2}{4}} \right) \\
 &= -0.2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan sebelumnya, total tekanan hidrostatik adalah $H + (\Delta p (+))$, sehingga didapatkan nilai ketinggian $78 + 0.2 = 78.2$ meter. Sehingga tekanan hidrostatik sebagai berikut.

- Tekanan Hidrostatik (P) = $P_o + \rho hg$
 $= 78000 + 1000 \times 78.2 \times 9.81$

$$\begin{aligned}
 &= 845143.8363 \text{ N/m}^2 \\
 &= 0.000845 \text{ kN/mm}^2
 \end{aligned}$$

Parameter yang dibutuhkan pada perhitungan ketebalan pipa adalah tegangan tarik ijin yaitu 0.137 kN/mm^2 (pipa baja) dan efisiensi pengelasan sebesar 1,0 (hasil pengelasan diperiksa dengan tegangan yang cukup). Sehingga, perhitungan ketebalan pipa adalah sebagai berikut

- Tebal pipa dibutuhkan (e)

$$\begin{aligned}
 &= \frac{P \times d}{2 \times \sigma_f \times K_f} + e_s \\
 &= \frac{0.000845 \times 2000}{2 \times 0.137 \times 1} + 1 \\
 &= 7.169 \text{ mm} \approx 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan maka tebal baja direncanakan 8.00 mm. Selain itu *total head pressure (Water hammer)* pada saat katup inlet menutup dengan waktu 5 detik adalah 78.2 meter.

4.14.3. Tumpuan Pipa Pesat

Untuk menyokong pipa pesat maka diperlukan tumpuan-tumpuan pipa pesat tersebut. 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 dahulu akan dihitung berat satuan pipa yang berisi penuh air sebagai berikut ($\rho_{baja}=7860 \text{ kg/m}^3$)

- Berat pipa (W_{pipa})

$$\begin{aligned}
 &= \pi \times D \times e \times \rho_{baja} \\
 &= 3.14 \times 2 \times 0.008 \times 7860 \\
 &= 394.886 \text{ kg/m pipa pesat}
 \end{aligned}$$

- Berat air (W_{air})

$$\begin{aligned}
 &= 0.25 \times \pi \times D^2 \times \rho_{air} \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 2^2 \times 1000 \\
 &= 3140 \text{ kg/m pipa pesat}
 \end{aligned}$$

- Berat total

$$\begin{aligned}
 &= W_{\text{pipa}} + W_{\text{air}} \\
 &= 394.886 + 3140 \\
 &= 3534.886 \text{ kg/m pipa pesat}
 \end{aligned}$$

- Jarak antar tumpuan (L)

$$\begin{aligned}
 &= 182.61 \times \frac{\sqrt[3]{(D+0.0147)^4 - D^4}}{P} \\
 &= 182.61 \times \frac{\sqrt[3]{(2+0.0147)^4 - 2^4}}{3534.886} \\
 &= 9.357 \text{ meter} \approx 9 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan didapatkan jarak antar tumpuan adalah 9.351 meter. Namun, untuk alasan kemudahan dan lebih aman maka digunakan panjang antar tumpuan yang lebih pendek yaitu 9 meter.

4.14.4. Vortisitas Pipa Pesat

Vortisitas perlu dianalisa agar dapat dipastikan aliran pada pemasukan pipa pesat tidak memberikan dampak yang kurang baik bagi PLTM seperti pengurangan efisiensi, meningkatkan kehilangan tinggi, terjadi aliran tidak seragam dan lain-lain. Sebelum menganalisis keamanan terhadap vortisitas maka perlu dihitung terlebih dahulu kecepatan aliran sebelum pipa pesat (di akhir bak pengendap direncanakan memiliki trashrack dengan ketebalan batang 12 mm dan jarak antar batang 70 mm dengan sudut kemiringan trashrack 60° ; lebar saluran 4.5 meter ; tinggi muka air 1.536 meter)

- Debit rencana = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Diameter pipa pesat = 2 meter
- Kecepatan aliran

$$\begin{aligned}
 &= Q \times \frac{b+t}{b} \times \frac{1}{A} \times \frac{1}{\sin\alpha} \\
 &= 8.679 \times \frac{70+12}{70} \times \frac{1}{4.5 \times 1.535} \times \frac{1}{\sin 60} \\
 &= 1.698 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Diketahui elevasi muka air di akhir bak pengendap adalah 119.917 (LWL) sedangkan elevasi dasar pipa pesat adalah 113.917. Sehingga,

- $H_t = 119.917 - 113.917 - 2$
= 4 meter

Berdasarkan rumus pada tinjauan pustaka tentang keamanan terhadap vortisitas adalah sebagai berikut.

- Menurut KNAUSS, $H_t \geq D \left(1 + 2.3 \frac{V}{\sqrt{gD}}\right)$

$$\begin{aligned}
 &\geq 2 \left(1 + 2.3 \frac{1.698}{\sqrt{9.81 \times 2}}\right) \\
 &\geq 3.764 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Sehingga, menurut KNAUSS nilai H_t harus lebih tinggi dari 3.764 meter. Karena $H_t = 4.536$ meter maka dipastikan aman.

- Menurut ROHAN, $H_t \geq 1.474V^{0.48}D^{0.76}$

$$\begin{aligned}
 &\geq 1.474 \times 1.698^{0.48} \times 2^{0.76} \\
 &\geq 3.210 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Sehingga, menurut ROHAN nilai H_t harus lebih tinggi dari 3.210 meter. Karena $H_t = 4.536$ meter maka dipastikan aman.

- Menurut GORDON,Ht $\geq c \times V \times \sqrt{D}$; karena simetris c = 0.5434
 $\geq 0.5434 \times 1.698 \times \sqrt{2}$
 ≥ 1.305 meter

Sehingga, menurut ROHAN nilai Ht harus lebih tinggi dari 1.305 meter. Karena Ht = 4 meter maka dipastikan aman.

4.15. Kehilangan Tinggi

Dalam kasus pembangkit listrik tenaga mini hidro, daya bersih yang dihasilkan akan didapat setelah didapatkannya nilai tinggi jatuh bersih. Tinggi jatuh bersih adalah tinggi jatuh yang telah dikurangi dengan faktor yang mengurangi tinggi jatuh kotor. Faktor tersebut adalah kehilangan tinggi yang terjadi pada alur PLTM, mulai dari masuknya air dari bangunan pengambilan sampai dengan muka air pada *tailrace*. Adapun perhitungan kehilangan tinggi secara urut sesuai dengan alur PLTM sebagai berikut

4.15.1. Kehilangan Tinggi Sebelum Pipa Pesat

Untuk memudahkan perhitungan maka akan dihitung secara terpisah kehilangan tinggi sebelum dan sesudah pipa pesat. Adapun perhitungan tersebut adalah sebagai berikut:

- Pada pemasukan saluran pengambilan

Diketahui lebar saluran pada saat pemasukan intake adalah 4.5 meter dan ketinggian pada saat pemasukan diasumsikan maksimum 1.5 meter dengan debit $8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$. Nilai f dianggap = 0.1

$$\begin{aligned}\text{Kecepatan aliran} &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{8.679}{4.5 \times 1.5} = 1.286 \text{ m/dt} \\ \text{Kehilangan tinggi} &= f \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0.1 \times \frac{1.286^2}{2 \times 9.81} = 0.0084 \text{ meter}\end{aligned}$$

- Pada pintu pengambilan

Pada pintu pengambilan kecepatan ijin maksimum adalah 2 m/detik. Sehingga kehilangan tinggi pada pintu pengambilan diestimasi adalah

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= \frac{V^2}{2g} \\ &= \frac{2^2}{2 \times 9.81} = 0.2039 \text{ meter}\end{aligned}$$

- Pada belokan setelah pengambilan (*feeder canal*)

Diketahui lebar saluran feeder canal adalah 4.5 meter dengan tinggi muka air 0.934 meter. Debit yang dialirkan adalah sebesar $8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$, saluran berbentuk segi empat

dan belokan direncana 70° . Sehingga, kehilangan tinggi pada belokan dapat dihitung sebagai berikut

Kecepatan aliran

$$= \frac{Q}{A}$$

$$= \frac{8.679}{4.5 \times 0.934} = 2.065 \text{ m/dt}$$

Koefisien Belokan

$$= 0.867 \text{ (untuk belokan } 70^\circ, \text{ KP 04 hal. 93)}$$

Kehilangan tinggi

$$= K_b \times \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0.867 \times \frac{2.065^2}{2 \times 9.81} = 0.1884 \text{ meter}$$

- Pada pelebaran ke bak pengendap

Diketahui lebar saluran feeder canal adalah 4.5 meter, mengacu pada perhitungan sebelumnya maka kecepatan alirannya adalah 2.065 m/detik dan tinggi muka air pada feeder canal adalah 0.934 meter. Sedangkan lebar bak pengendap adalah 5 meter dengan tinggi muka air dalam keadaan normal pada bak pengendap adalah 1.536 meter dengan luas penampang sebesar 12.398 m^2 . Dengan data-data tersebut kehilangan tinggi pada pelebaran bak pengendap adalah sebagai berikut

$$\text{Luas penampang } feeder \text{ canal} = b \times h$$

$$= 4.5 \times 0.934$$

$$= 4.201 \text{ m}^2$$

Luas penampang bak pengendap = 12.398 m^2

$$\text{Koefisien } (\varepsilon) = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2$$

$$= \left(1 - \frac{4.201}{12.398}\right)^2$$

$$= 0.437$$

Kehilangan tinggi

$$= \varepsilon \times \frac{V^2}{2g}$$

$$= 0.437 \times \frac{2.065^2}{2 \times 9.81} = 0.0950 \text{ meter}$$

- Pada penyempitan diakhir bak pengendap

Untuk bak pengendap digunakan data yang ada pada poin sebelumnya. Sedangkan untuk perhitungan penampang di ujung bak pengendap memiliki luas penampang sebesar 4.201 m^2 . Kecepatan bak pengendap sesuai dengan kecepatan rencana yaitu 0.70 m/detik

$$\text{Koefisien } (\varepsilon) = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{12.398}{4.201}\right)^2 = 3.805$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= \epsilon \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 3.805 \times \frac{0.7^2}{2 \times 9.81} = 0.0950 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Luas penampang bak pengendap = 22,59 m²

- Pada saringan di akhir bak penenang (*trashrack*)

Saluran pengambilan direncanakan memiliki trashrack dengan ketebalan batang 12 mm dan jarak antar batang 70 mm dengan sudut kemiringan trashrack 60°. Diketahui pula lebar saluran 4.5 m dan tinggi air diperkirakan setinggi MAN dari dasar ambang pengambilan yaitu 1.5 meter.

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan aliran} &= Q \times \frac{b+t}{b} \times \frac{1}{A} \times \frac{1}{\sin \alpha} \\
 &= 8.679 \times \frac{70+12}{70} \times \frac{1}{4.5 \times 1.535} \times \frac{1}{\sin 60} \\
 &= 1.698 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan nilai kehilangan tinggi diambil nilai K = 2.4

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= Q \times \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha \\
 &= 8.679 \times \left(\frac{12}{70}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{1.698^2}{2 \times 9.81} \times \sin 60 \\
 &= 0.1052 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

4.15.2. Kehilangan Tinggi Pada Pipa Pesat

Kehilangan tinggi pada pipa pesat pada umumnya cukup besar, beberapa kehilangan yang terjadi pada pipa pesat adalah karena pemasukan pipa pesat, belokan, gesekan dan beberapa sebab-sebab lain menyebabkan kehilangan tinggi. Adapun secara terurut perhitungan kehilangan tinggi pada pipa pesat adalah sebagai berikut

- Pada pemasukan pipa pesat

Pada inlet pipa pesat, desain yang digunakan untuk pemasukan air memiliki nilai $K_{inlet} = 0,5$. Debit yang digunakan 8.679 m³/detik, dengan diameter pipa adalah 2 meter.

Perhitungan untuk kehilangan tinggi adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan aliran dalam pipa} &= \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D} \\
 &= \frac{4 \times 8.679}{3.14 \times 2} \\
 &= 5.528 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kehilangan tinggi} &= K_{inlet} \times \frac{V^2}{2g} \\
 &= 0.5 \times \frac{5.528^2}{2 \times 9.81} = 0.779 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

- Pada belokan 1 pipa pesat

Belokan pertama pada pipa pesat direncanakan memiliki sudut belokan yaitu 145^0 . maka didapatkan koefisien belokan, $K_b = 0.24$ (KP-04) . Sedangkan, nilai kekasaran pipa untuk material baja adalah 0.012

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= K_{\text{Belokan}} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0.24 \times \frac{5.528^2}{2 \times 9.81} = 0.373 \text{ meter}\end{aligned}$$

- Pada belokan 2 pipa pesat

Belokan pertama pada pipa pesat direncanakan memiliki sudut belokan yaitu 135^0 . maka didapatkan koefisien belokan, $K_b = 0.3$ (KP-04) . Sedangkan, nilai kekasaran pipa untuk material baja adalah 0.012

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= K_{\text{Belokan}} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0.3 \times \frac{5.528^2}{2 \times 9.81} = 0.467 \text{ meter}\end{aligned}$$

- Pada Gesekan pipa pesat

Diketahui pada estimasi awal panjang pipa pesat 1774 meter, dengan ukuran diameter dalam 2 meter, kecepatan aliran sebesar 5.528 m/detik, kekasaran pipa $f = 0.013$

$$\begin{aligned}\text{Bilangan Reynold (Re)} &= \frac{V \times d}{v}; v = 1 \times 10^{-6} \\ &= \frac{5.528 \times 2}{1 \times 10^{-6}} \\ &= 0.0041 \\ \text{Kehilangan tinggi} &= f \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0.0041 \times \frac{1774}{2} \times \frac{5.528^2}{2 \times 9.81} \\ &= 5.735 \text{ m}\end{aligned}$$

- Pada katup (*inlet valve*)

Untuk kehilangan pada katup koefisien ditentukan berdasarkan bentuk katup atau valve yang direncanakan. Dalam hal ini direncanakan katup dengan jenis gate dengan $K_v = 0.2$

$$\begin{aligned}\text{Kehilangan tinggi} &= K_v \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0.2 \times \frac{5.528^2}{2 \times 9.81} = 0.311 \text{ meter}\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan kehilangan tinggi, berikut ini adalah rekapitulasi kehilangan tinggi sebelum pipa pesat dan setelah pipa pesat ditampilkan pada tabel berikut ini.

Tabel 4.85
Kehilangan tinggi pada PLTM Warkapi

No	Letak Kehilangan	Kehilangan (m)
1	pemasukan saluran pengambilan	0.008
2	pintu pengambilan	0.204
3	belokan setelah pengambilan (<i>feeder canal</i>)	0.188
4	pelebaran ke bak pengendap	0.095
5	penyempitan diakhir bak pengendap	0.095
6	saringan di akhir bak penenang (<i>trashrack</i>)	0.105
7	pemasukan pipa pesat	0.779
8	belokan 1 pipa pesat	0.467
9	belokan 2 pipa pesat	0.374
10	Gesekan pipa pesat	5.735
11	katup (<i>inlet valve</i>)	0.312
Jumlah		8.363

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Sehingga, berdasarkan kehilangan tinggi. Tinggi jatuh efektif adalah $78 - 8.363 = 69.637$ meter

4.16. Saluran Pembuang

Tail race atau saluran pembuang akan mengalirkan aliran air yang semula digunakan untuk pembangkitan listrik menuju ke sungai. Untuk kemudahan perencanaan dan pekerjaan maka penampang saluran yang digunakan adalah persegi sama seperti pada saluran pengarah. Adapun perencanaan dimensi saluran pembuang sebagai berikut.

- Debit Rencana = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Lebar saluran = 4.5 meter
- Kemiringan saluran = 0.0015 (direncanakan)
- Koefisien kekasaran (n) = 0.017 (beton)
- Bentuk penampang = segi empat (direncanakan)

Dengan cara coba-coba, berdasarkan dimensi saluran pembawa yang direncanakan didapatkan tinggi muka air 0.934 meter.

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Debit (Q)} &= 8.679 = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \\
 &= 8.679 = \frac{1}{0.017} (b \cdot h) \left(\frac{b \cdot h}{b+2h}\right)^{2/3} S^{1/2} \\
 &= 8.679 = \frac{1}{0.017} (4.5 \cdot h) \left(\frac{4.5 \cdot h}{4.5+2h}\right)^{2/3} 0.0015^{1/2} \\
 &= h = 0.934 \text{ meter (coba-coba)} \\
 \bullet \text{Tinggi jagaan} &= 0.75 \text{ meter (berdasarkan KP 03, } Q = 8.679 \text{ m}^3/\text{dt})
 \end{aligned}$$

4.17. Turbin

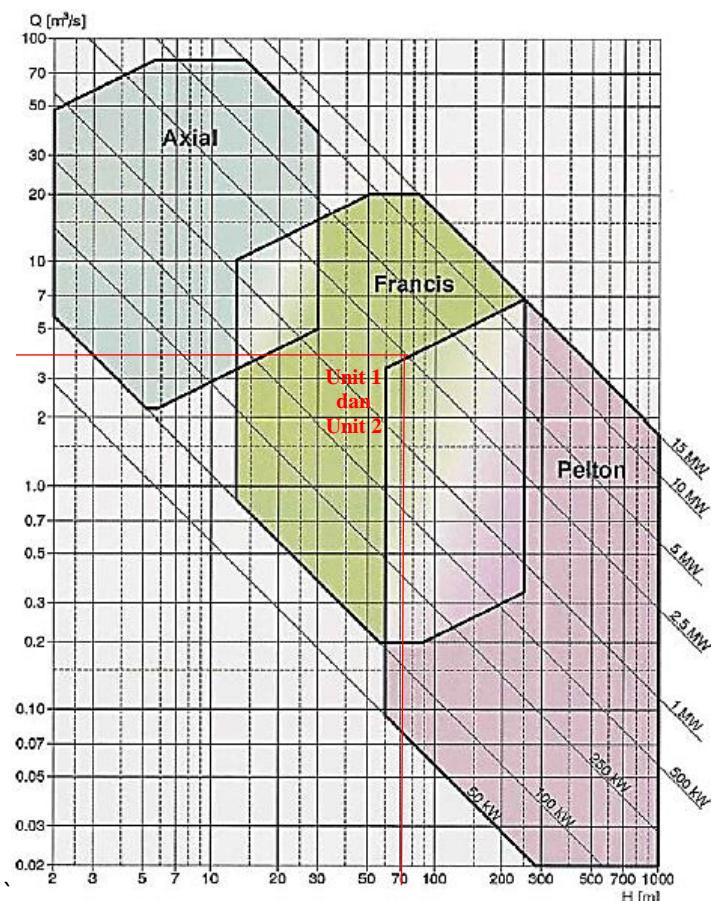
Dalam pemilihan turbin, penentuan dilakukan dengan parameter debit dan tinggi jatuh efektif. Penentuan turbin yang akan digunakan dapat menggunakan cara grafik dan berdasarkan kecepatan spesifik. Parameter untuk penentuan dengan grafik adalah sebagai berikut.

- Debit Rencana = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$

PLTM Warkapi direncanakan menggunakan 2 unit turbin, dengan pertimbangan bahwa akan lebih optimal daya yang dihasilkan dengan 2 unit turbin. Apabila dibagi 2 unit turbin maka debit yang digunakan adalah $4.339 \text{ m}^3/\text{detik}$.

- Debit 1 unit turbin = $4.339 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Tinggi jatuh kotor (H) = 78 meter
- Tinggi jatuh efektif (H_{eff}) = 69.637 meter

Dari parameter tersebut kemudian dilakukan plotting pada grafik yang akhirnya akan didapatkan jenis turbin yang paling cocok untuk karakteristik lokasi. Penentuan dengan grafik ditampilkan pada gambar dibawah ini.



Gambar 4.61 Pemilihan turbin berdasarkan grafik

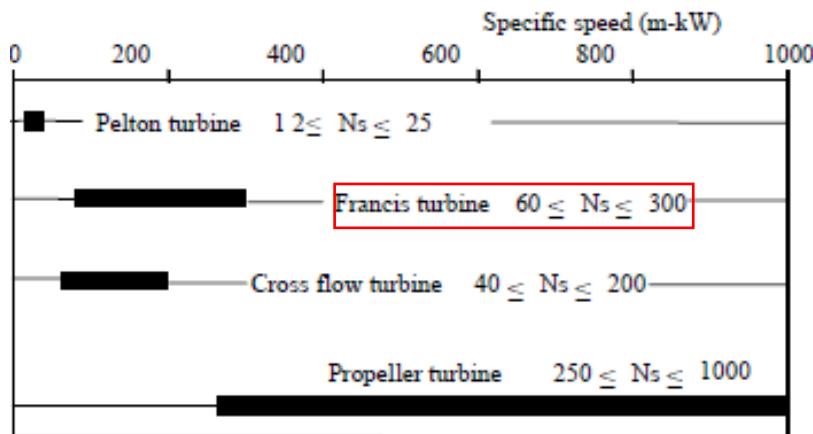
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berdasarkan hasil analisis turbin yang digunakan menggunakan metode grafik, yang paling cocok berdasarkan karakteristik tinggi jatuh dan debit, turbin yang direkomendasikan paling cocok adalah turbin Francis untuk kedua unit.

Untuk memastikan pemilihan turbin yang paling tepat, selain menggunakan cara grafik ada pula cara lain yang dapat digunakan untuk menentukan turbin yang digunakan. Cara tersebut adalah menggunakan kecepatan spesifik. Namun terlebih dahulu perlu dihitung nilai kecepatan spesifik maksimum berikut ini (menggunakan *gross head*) berdasarkan JICA.

- Kecepatan spesifik maksimum $= \frac{23000}{H+30} + 40$
 $= \frac{23000}{78+30} + 40 = 252.963 \text{ m-kW}$

Dari hasil perhitungan kecepatan spesifik maksimum, dapat ditinjau turbin yang paling cocok dengan melihat gambar berikut ini.



Gambar 4.62 Pemilihan turbin berdasarkan kecepatan spesifik
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berdasarkan nilai kecepatan spesifik, sebesar 252.963 m-kW ($60 \leq N_s \leq 300$), sehingga tergolong ke dalam turbin Francis. Dan dapat disimpulkan turbin yang dipilih untuk PLTM Warkapi adalah turbin Francis untuk kedua unit.

Berdasarkan turbin yang dipilih yaitu turbin Francis, dimensi dapat dihitung untuk memperkirakan ukuran dari turbin yang akan dipasang pada rumah pembangkit (*power house*). Secara umum dimensi yang akan dihitung terdiri dari dimensi *runner*, dimensi *spiral case* dan *draft tube*. Perhitungan ini untuk tiap unit turbin sehingga $Q = 4.339 \text{ m}^3/\text{detik}$.

Untuk perhitungan dimensi *runner* akan dihitung dengan tahapan sebagai berikut.

- Kecepatan spesifik (Francis) $= \frac{1.924}{He^{0.512}}$
 $= \frac{1.924}{69.637^{0.512}} = 0.219$

- Kecepatan putar (n)
$$= \frac{n_{QE}(9.81 \times H_e)^{\frac{3}{4}}}{Q^{0.5}}$$

$$= \frac{0.213(9.81 \times 69.637)^{\frac{3}{4}}}{4.339^{0.5}} = 14.055 \text{ t/s}$$
- D_3

$$= 84.5 (0.31 + 2.488n_{QE}) \frac{\sqrt{H_e}}{60 \cdot n}$$

$$= 84.5 (0.31 + 2.488 \times 0.219) \frac{\sqrt{69.637}}{60 \cdot 14.240}$$

$$= 0.715 \text{ meter}$$
- D_1

$$= \left(0.4 + \frac{0.095}{n_{QE}}\right) D_3$$

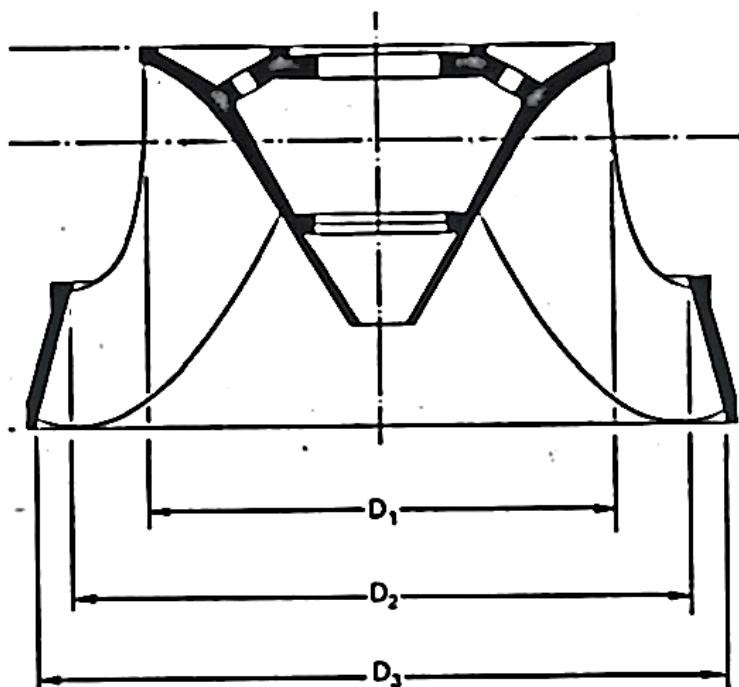
$$= \left(0.4 + \frac{0.095}{0.219}\right) 0.715$$

$$= 0.596 \text{ meter}$$
- D_2

$$= \frac{D_3}{0.96 + 0.3781 \times n_{QE}}$$

$$= \frac{0.715}{0.96 + 0.3781 \times 0.219}$$

$$= 0.686 \text{ meter}$$



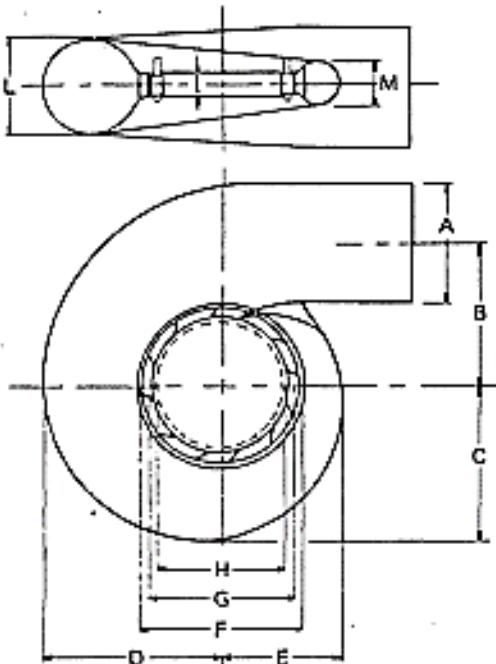
Gambar 4.63 Sketsa Runner turbin Francis

Sumber: Warnick (1984: 134)

Selanjutnya adalah perhitungan rumah siput (*spiral case*), dalam perhitungan rumah siput (*spiral case*) untuk turbin Francis, maka digunakan parameter kecepatan spesifik dan diameter runner (D_3). Perhitungan untuk rumah siput secara urut adalah sebagai berikut.

- A $= \left(1,2 - \frac{19,5}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(1,2 - \frac{19,5}{252,963}\right) 0,715$
 $= 0,803 \text{ meter}$
- B $= \left(1,1 + \frac{54,8}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(1,1 + \frac{54,8}{252,963}\right) 0,715$
 $= 0,941 \text{ meter}$
- C $= \left(1,32 + \frac{49,25}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(1,32 + \frac{49,25}{252,963}\right) 0,715$
 $= 1,083 \text{ meter}$
- D $= \left(1,50 + \frac{48,80}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(1,50 + \frac{48,80}{252,963}\right) 0,715$
 $= 1,211 \text{ meter}$
- E $= \left(0,98 + \frac{63,60}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(0,98 + \frac{63,60}{252,963}\right) 0,715$
 $= 0,88 \text{ meter}$
- F $= \left(1 + \frac{131,4}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(1 + \frac{131,4}{252,963}\right) 0,715$
 $= 1,086 \text{ meter}$
- G $= \left(0,89 + \frac{96,5}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(0,89 + \frac{96,5}{252,963}\right) 0,715$
 $= 0,909 \text{ meter}$
- H $= \left(0,79 + \frac{81,75}{Ns\text{-}max}\right) D_3$
 $= \left(0,79 + \frac{81,75}{252,963}\right) 0,715$
 $= 0,796 \text{ meter}$
- I $= (0,1 + 0,00065 N_{s\text{-}max}) D_3$
 $= (0,1 + 0,00065 \times 252,963) 0,715$
 $= 0,189 \text{ meter}$

- L $= (0,88 + 0,00049N_{s-max})D_3$
 $= (0,88 + 0,00049 \times 252.963)0.715$
 $= 0.718 \text{ meter}$
- M $= (0,60 + 0,000015N_{s-max})D_3$
 $= (0,60 + 0,000015 \times 252.963)0.715$
 $= 0.432 \text{ meter}$



Gambar 4.64 Sketsa Spiral Case

Sumber: Warnick (1984,p.134)

Setelah didapatkan dimensi dari rumah siput (*spiral case*) perhitungan selanjutnya adalah perhitungan *draft tube*. *Draft tube* berfungsi sebagai tempat pengeluaran aliran yang telah memutar turbin. Dalam perencanaan ini akan digunakan draft tube dengan jenis *vertical conical draft tube*, karena bentuk yang sederhana dan mudah untuk pendimensiannya, dan parameter yang digunakan adalah D_3 . Sehingga dimensi untuk draft tube dengan jenis *vertical conical* adalah sebagai berikut.

- $D_3 = 0.715 \text{ meter}$
- Lebar bagian bawah $= 2D_3$
 $= 2 \times 0.715$
 $= 1.430 \text{ meter}$
- Panjang *draft tube* $= 4D_3$
 $= 4 \times 0.715 = 2.860 \text{ meter}$

4.18. Generator

Dalam penentuan generator PLTM Warkapi, akan dipertimbangkan kecepatan spesifik dan jumlah kutub generator. Perhitungan sehingga didapatkan generator yang paling cocok untuk PLTM Warkapi adalah sebagai berikut

- Tinggi jatuh efektif = 69.637 meter
- Debit pembangkitan = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit 1 unit Turbin = $4.339 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Efisiensi keseluruhan = 0.80
- Daya dihasilkan = $Q_{\text{1unit}} \times He \times 9.81 \times \text{Efisiensi}$
 $= 4.339 \times 69.637 \times 9.81 \times 0.8$
 $= 2371.564 \text{ kW (untuk 1 turbin)}$
- Kecepatan spesifik maksimum = $\frac{23000}{H+30} + 40$
 $= \frac{23000}{78+30} + 40$
 $= 252.963 \text{ m-kW}$
- Kecepatan putaran (n) = $\frac{\left(n_{s-max} \times H_{eff}^{\frac{5}{4}} \right)}{\sqrt{P}}$
 $= \frac{\left(252.963 \times 69.637^{\frac{5}{4}} \right)}{\sqrt{2505.728}}$
 $= 1044.939 \text{ min}^{-1}$

Untuk memperkirakan frekuensi dan kecepatan putar sebagai spesifikasi generator yang akan digunakan maka dicoba-coba perhitungan dengan frekuensi 50 Hz dan 60 Hz.

- Untuk frekuensi =50 Hz adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan putaran (n)} &= \frac{120 \times f}{p} \\ \text{Jumlah kutub (p)} &= \frac{120 \times 50}{1044.939} \\ &= 5.742 \end{aligned}$$

- Untuk frekuensi =60 Hz adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan putaran (n)} &= \frac{120 \times f}{p} \\ \text{Jumlah kutub (p)} &= \frac{120 \times 60}{1044.939} \\ &= 6.890 \end{aligned}$$

Untuk pemilihan generator pada PLTM Warkapi, akan direncanakan dengan meninjau jumlah kutub yang telah dihitung dengan tabel berikut ini.

Tabel 4.86

Pemilihan generator

Kutub	50 Hz (rpm)	60 Hz
4	1500	1800
6	1000	1200
8	750	900
10	600	720
12	500	600
14	429	514
16	375	450
18	333	400
20	300	360

Sumber: JICA (2009,p. 6-18)

Berdasarkan peninjauan pada tabel diatas didapatkan kisaran jumlah kutub generator yang digunakan adalah dengan kutub yang berjumlah 8 dan kecepatan putar 750 rpm (50 Hz) atau 900 rpm (60 Hz). Namun, yang dipilih adalah spesifikasi generator dengan frekuensi 50 Hz. Sehingga spesifikasi untuk generator adalah sebagai berikut

- Jumlah kutub = 8
- Frekuensi = 50 Hz
- Kecepatan putar = 750 rpm

4.19. Rumah Pembangkit

Dalam perencanaan rumah pembangkit, ada beberapa parameter yang dihitung dan akan dipergunakan diameter runner sebagai penentu dimensi dari rumah pembangkit (*power house*).

- Tinggi jatuh efektif = 69.679 meter
- Tinggi muka air banjir (Q_{100}) = 2 meter
- El.Dasar (bagian *power house*) = + 41.00
- El.Muka air banjir (Q_{100}) = + 43.00
- D_3 = 0.715 meter
- $2D_3$ = 1.430 meter
- $1.5D_3$ = 1.073 meter
- $1.15D_3$ = 0.822 meter
- $B = 1.5D_3 + (2 \times 1.15D_3)$ = 2.717 meter
- Tinggi kritis (h_c) = $\left(\frac{\alpha \times Qd^2}{9.81 \times B^2} \right)^{\frac{1}{3}}$; $\alpha = 1.1$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{1.1 \times 8.679^2}{9.81 \times 2.717^2} \right)^{\frac{1}{3}} \\
 &= 1.046 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Untuk memperkirakan penempatan turbin yang paling tepat dan aman terhadap kavitas maka perlu dihitung koefisien kavitas (*sigma Thoma*). Namun, sebelum itu akan dilakukan perhitungan kecepatan spesifik

- Kecepatan spesifik (Francis) $= \frac{1.924}{H_e^{0.512}}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1.924}{69.637^{0.512}} = 0.219
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan koefisien kavitas (*sigma Thoma*) maka diumpamakan kecepatan adalah 2 meter/detik. Sehingga, nilai (*sigma Thoma*) adalah sebagai berikut

- *Sigma Thoma* $= 1.2715 \times n_{QE}^{1.41} + \frac{v^2}{2 \times 9.81 \times H_e}$

$$\begin{aligned}
 &= 1.2715 \times 0.219^{1.41} + \frac{2^2}{2 \times 9.81 \times 69.637} \\
 &= 0.152
 \end{aligned}$$

- Elevasi TWL $= + 35.385$
- Tekanan udara (P_{atm}) $= 76 - \left(\frac{35.385}{100} \right)$

$$\begin{aligned}
 &= 75.646 \text{ cmHg}
 \end{aligned}$$

Untuk menghitung nilai tinggi hisap kritis, maka perlu dikonversi nilai tekanan udara dari cmHg menjadi Pa (1 cmHg = 1333,2239 Pa), sehingga

- Tekanan udara (P_{atm}) $= 1333.2239 \times 75.646$

$$\begin{aligned}
 &= 100853.3 \text{ Pa}
 \end{aligned}$$

- Tekanan uap air (P_v) $= 880 \text{ Pa}$
- H_s $= \frac{P_{atm} - P_v}{\rho g} + \frac{v^2}{2g} - \sigma \times H_{eff}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{100853.3 - 880}{1000 \times 9.81} + \frac{2^2}{2 \times 9.81} - 0.146 \times 69.637 \\
 &= -0.220 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

Sehingga, berdasarkan nilai H_s , *runner* turbin minimal berada 0.220 meter di bawah dari rencana elevasi *tail water level*. Maka, direncanakan runner turbin 0.5 meter di bawah rencana elevasi tail water level $= 35.385 - 0.5 = 34.885$

Untuk dimensi *tailrace* nantinya menyesuaikan dengan dimensi pada rumah pembangkit (*power house*)

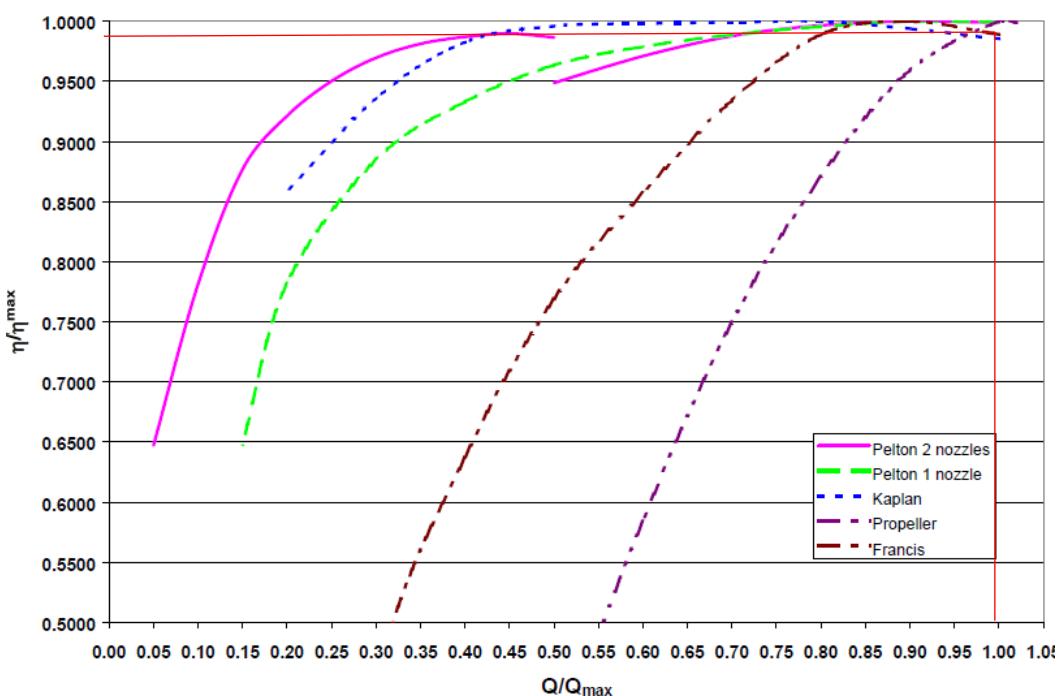
4.20. Daya dan Energi

Perhitungan daya dan energi akan menghasilkan jumlah daya maksimum yang akan dihasilkan dari PLTM Warkapi sedangkan dengan menghitung energi akan didapatkan perkiraan energi bersih yang dihasilkan selama 1 tahun operasi PLTM.

Sebelum menghitung perkiraan daya dan energi yang akan dihasilkan, berikut ini merupakan parameter yang digunakan untuk mendapatkan nilai P_{nett} dan E_{nett}

- Debit pembangkitan = $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Tinggi jatuh efektif = 69.637 meter
- Efisiensi generator = 0.9 (direncanakan)
- Efisiensi turbin

Untuk mendapatkan efisiensi turbin maka diperlukan perbandingan antara debit digunakan (Q) dengan debit pembangkitan (Q_{max}) dengan efisiensi maksimum untuk turbin Francis adalah 0.94 Efisiensi sesungguhnya dapat digunakan grafik berikut



Gambar 4.65 Efisiensi turbin
Sumber: Perencanaan Penulis (2018)

Sehingga, berdasarkan grafik pada gambar 4.65, efisiensi turbin untuk debit digunakan (Q) = $8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$ dan debit pembangkitan (Q_{max}) = $8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$ adalah $\eta/\eta_{max} = 0.98$. Efisiensi adalah $\eta = 0.98 \times 0.94 = 0.9212$.

- Daya dihasilkan = $Q \times (\eta_{turbin} \times \eta_{generator}) \times g \times H_{eff}$
 $= 8.679 \times (0.9212 \times 0.9) \times 9.81 \times 69.637$
 $= 4915.54 \text{ kW}$

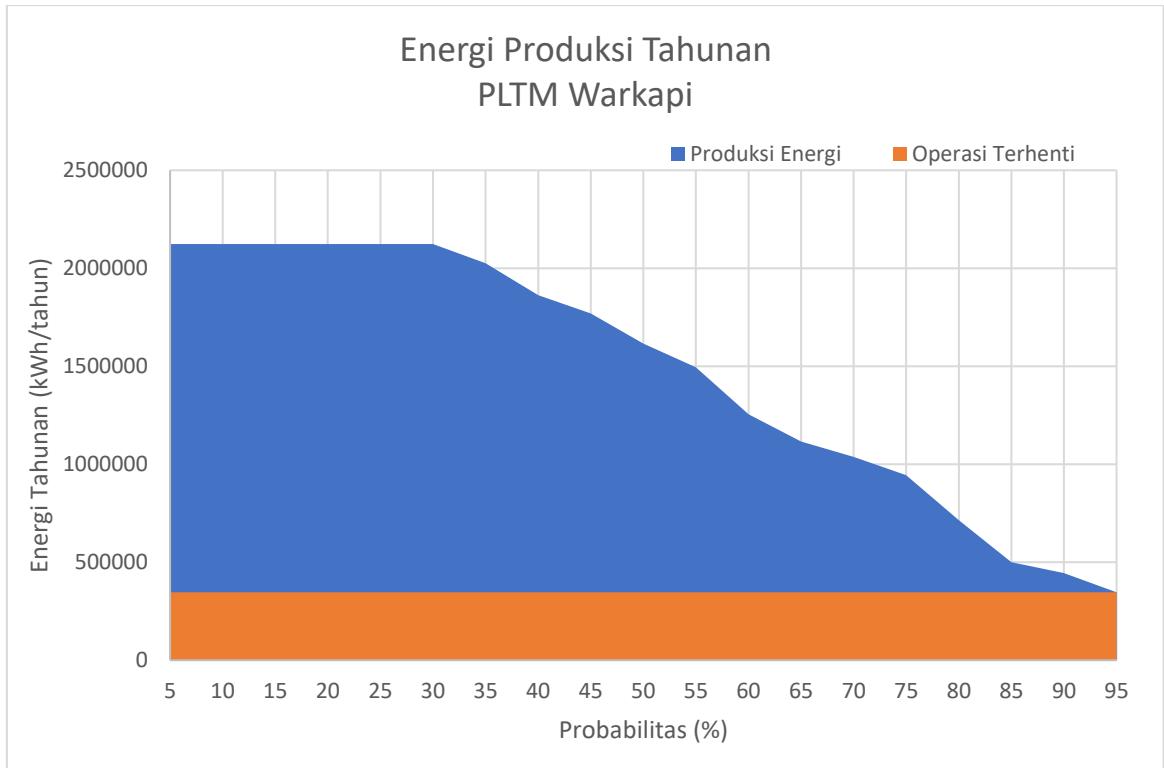
Untuk perhitungan selanjutnya, akan ditampilkan pada tabel berikut.

Tabel 4.87
Perhitungan daya dan energi total

No	Keandalan Debit (%)	Jumlah Hari	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Q/Qd (%)	Efisiensi			Daya (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)
						η_t	η_g	η_{tot}		
1	5	18	17.307	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
2	10	37	13.625	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
3	15	55	12.181	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
4	20	73	11.300	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
5	25	91	9.892	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
6	30	110	9.243	8.679	100.00	0.92	0.90	0.83	4915.540	2123513.28
7	35	128	8.276	8.276	95.36	0.94	0.90	0.84	4687.333	2024927.87
8	40	146	7.611	7.611	87.69	0.93	0.90	0.84	4310.604	1862180.96
9	45	164	7.232	7.232	83.33	0.92	0.90	0.83	4096.283	1769594.40
10	50	183	6.603	6.603	76.09	0.90	0.90	0.81	3740.066	1615708.37
11	55	201	6.111	6.111	70.41	0.89	0.90	0.80	3461.098	1495194.29
12	60	219	5.130	5.130	59.11	0.80	0.90	0.72	2905.625	1255230.09
13	65	237	4.559	4.559	52.53	0.74	0.90	0.67	2582.312	1115558.80
14	70	256	4.244	4.244	48.90	0.70	0.90	0.63	2403.537	1038328.11
15	75	274	3.861	3.861	44.49	0.66	0.90	0.59	2186.763	944681.51
16	80	292	2.921	2.921	33.66	0.51	0.90	0.46	1654.400	714700.84
17	85	310	2.041	2.041	23.52	0.48	0.90	0.43	1155.965	499376.67
18	90	329	1.815	1.815	20.91	0.48	0.90	0.43	1028.030	444108.90
19	95	347	1.417	1.417	16.33	0.48	0.90	0.43	802.656	346747.42
Total						27867417.89				
Faktor Kapasitas						65.717				

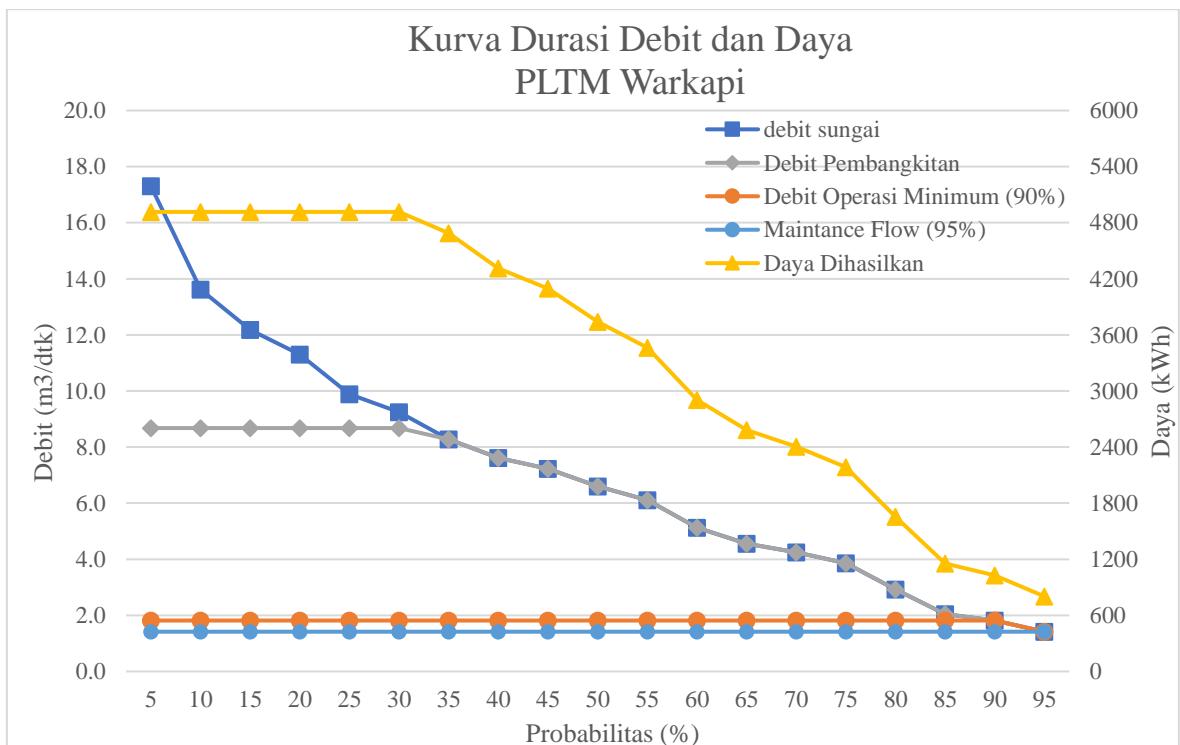
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Berdasarkan hasil perhitungan daya dan energi yang dihasilkan PLTM Warkapi dapat menghasilkan daya sebesar 4915.54 kW atau 4.92 MW dengan produksi energi tahunan sebesar 27867417.89 kWh atau sebesar 27.87 GWh dalam 1 tahun.



Gambar 4.66 Energi Produksi Tahunan PLTM Warkapi

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.67 Kurva durasi debit dan daya PLTM Warkapi

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Setelah menghitung energi tahunan menggunakan debit andalan dengan interval tiap 5%, selanjutnya menghitung energi tahunan menggunakan debit series bulanan yang telah dihitung menggunakan metode NRECA. Sedangkan untuk daya terpasangnya menggunakan daya dari debit pembangkitan 1.2 kali dari debit andalan 45%. Adapun langkah-langkah perhitungan secara singkat sebagai berikut.

$$Q_{\text{pembangkitan}} = 8.679 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Tinggi jatuh efektif (H)} = 69.637 \text{ meter}$$

Contoh perhitungan pada bulan januari tahun 2007

- Debit bulan januari 2007 adalah $6.993 \text{ m}^3/\text{dt}$
- Debit Digunakan jika debit pada bulan tersebut lebih besar dari debit pembangkitan 45%, maka debit yang digunakan yaitu debit pembangkitan 45%. Sedangkan jika debit pada bulan tersebut lebih kecil dari debit pembangkitan 45% maka debit yang digunakan yaitu debit pada bulan tersebut.

Debit sungai < Debit pembangkitan 45%, maka debit yang digunakan yaitu debit sungai pada bulan tersebut.

- Jumlah hari pada bulan januari yaitu 31 hari
- Daya

$$\begin{aligned} P &= Q_{\text{digunakan}} \times H_{\text{eff}} \times \eta_{\text{total}} \times g \\ &= 6.993 \times 69.637 \times 0.82 \times 9.81 \\ &= 3924.764 \text{ kW} \end{aligned}$$

- Produksi Energi

$$\begin{aligned} E &= P \times 24 \times \text{jumlah hari dalam 1 bulan} \\ &= 3924.764 \times 24 \times 31 \\ &= 2920024.13 \text{ kWh} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan lebih jelas maka dapat dilihat pada tabel berikut. serta grafik pendukung berikut.

Tabel 4.88
Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Menggunakan Debit Series Bulanan

Tahun	Bulan	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Q/Qd (%)	Jumlah turbin operasi	Efisiensi total	Daya (kW)	Daya (%)	Energi Produksi Tahunan (kWh/bulan)
2007	Jan	6.99	6.99	31	69.64	80.57	2 Turbin	0.82	3924.76	79.8%	2920024.13
	Feb	7.93	7.93	28	69.64	91.41	2 Turbin	0.84	4559.87	92.8%	3064230.10
	Mar	10.61	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	7.35	7.35	30	69.64	84.70	2 Turbin	0.83	4167.98	84.8%	3000945.25
	Mei	8.65	8.65	31	69.64	99.71	2 Turbin	0.83	4907.00	99.8%	3650805.08
	Jun	4.45	4.45	30	69.64	51.26	2 Turbin	0.66	1994.71	40.6%	1436193.03
	Jul	6.61	6.61	31	69.64	76.13	2 Turbin	0.81	3674.52	74.8%	2733840.50
	Agu	2.91	2.91	31	69.64	33.55	1 Turbin	0.46	919.22	18.7%	683900.62
	Sep	6.30	6.30	30	69.64	72.58	2 Turbin	0.80	3456.37	70.3%	2488589.67
	Okt	2.03	2.03	31	69.64	23.35	1 Turbin	0.48	663.75	13.5%	493826.55
	Nov	1.88	1.88	30	69.64	21.72	1 Turbin	0.48	617.28	12.6%	444443.90
	Des	5.00	5.00	31	69.64	57.57	2 Turbin	0.71	2420.61	49.2%	1800937.32
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											26374897.91
2008	Jan	11.82	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Feb	8.71	8.68	28	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3303242.88
	Mar	1.95	1.95	31	69.64	22.44	1 Turbin	0.48	1032.35	21.0%	768071.84
	Apr	9.87	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Mei	4.25	4.25	31	69.64	49.02	2 Turbin	0.63	2844.85	57.9%	2116567.66
	Jun	3.87	3.87	30	69.64	44.59	2 Turbin	0.59	2572.07	52.3%	1851892.56
	Jul	3.34	3.34	31	69.64	38.45	1 Turbin	0.52	2186.67	44.5%	1626878.76
	Agu	7.35	7.35	31	69.64	84.73	2 Turbin	0.83	4170.27	84.8%	3102680.21
	Sep	4.57	4.57	30	69.64	52.71	2 Turbin	0.67	3094.23	62.9%	2227842.72
	Okt	2.66	2.66	31	69.64	30.68	1 Turbin	0.45	1172.58	23.9%	872401.93
	Nov	1.98	1.98	30	69.64	22.82	1 Turbin	0.48	1034.48	21.0%	744827.28
	Des	1.72	1.72	31	69.64	19.87	Maintenance	0.48	1023.54	20.8%	761511.79
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											24572268.18
2009	Jan	11.34	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Feb	8.21	8.21	28	69.64	94.58	2 Turbin	0.84	4733.61	96.3%	3180987.73
	Mar	10.97	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	4.96	4.96	30	69.64	57.13	2 Turbin	0.71	2389.93	48.6%	1720746.07
	Mei	4.32	4.32	31	69.64	49.75	2 Turbin	0.64	2893.06	58.9%	2152433.66
	Jun	4.58	4.58	30	69.64	52.75	2 Turbin	0.67	2096.76	42.7%	1509666.38
	Jul	5.86	5.86	31	69.64	67.55	2 Turbin	0.78	3114.06	63.4%	2316863.03
	Agu	3.20	3.20	31	69.64	36.88	1 Turbin	0.50	2096.46	42.6%	1559763.26
	Sep	6.60	6.60	30	69.64	76.04	2 Turbin	0.81	3669.27	74.6%	2641875.86
	Okt	2.12	2.12	31	69.64	24.45	1 Turbin	0.43	629.50	12.8%	468351.22
	Nov	1.97	1.97	30	69.64	22.74	1 Turbin	0.48	646.23	13.1%	465288.49
	Des	5.22	5.22	31	69.64	60.15	2 Turbin	0.73	2597.72	52.8%	1932705.62
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											25263004.84

Lanjutan tabel 4.88 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Menggunakan Debit Series Bulanan

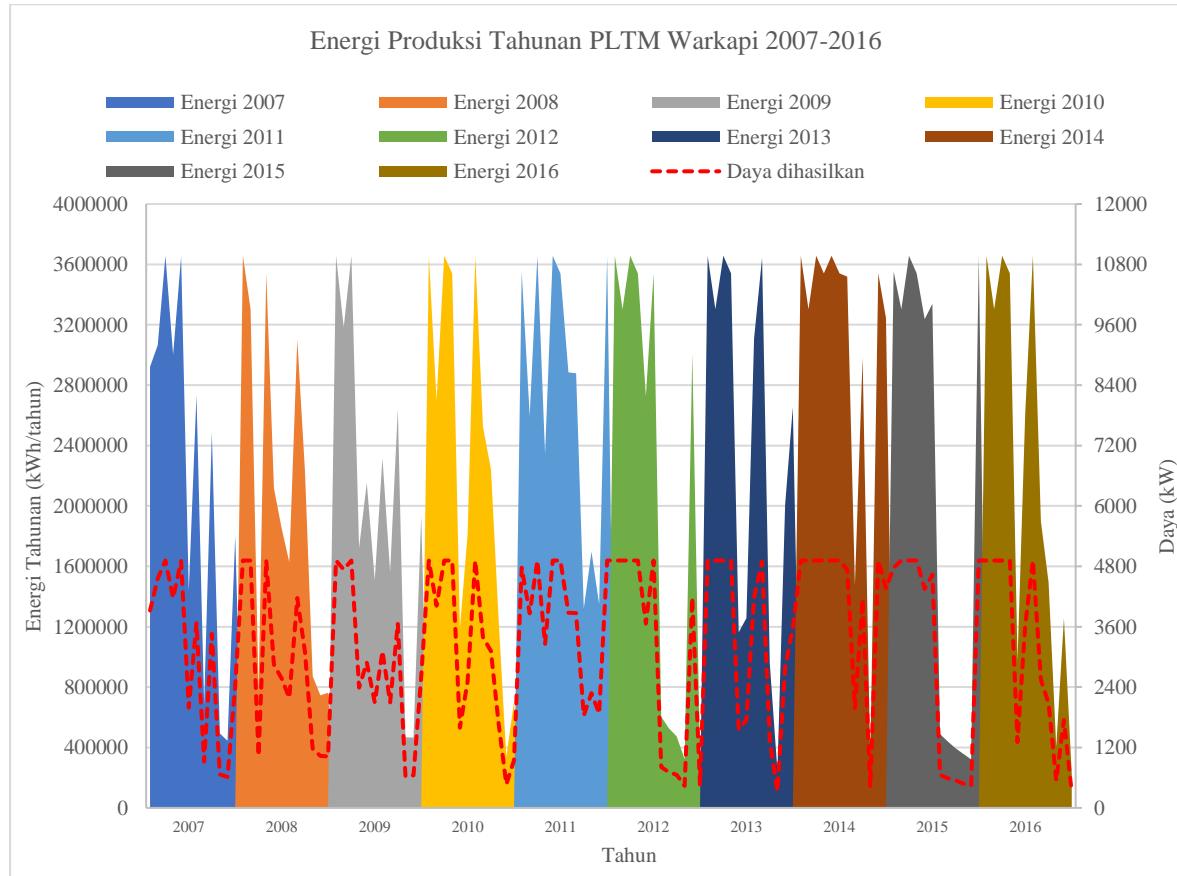
Tahun	Bulan	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Q/Qd (%)	Jumlah turbin operasi	Efisiensi total	Daya (kW)	Daya (%)	Energi Produksi Tahunan (kWh/bulan)
2010	Jan	9.65	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Feb	7.13	7.13	28	69.64	82.17	2 Turbin	0.82	4015.60	81.7%	2698481.59
	Mar	13.64	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	9.87	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Mei	3.91	3.91	31	69.64	45.00	2 Turbin	0.60	1596.57	32.5%	1187845.60
	Jun	5.11	5.11	30	69.64	58.88	2 Turbin	0.72	2512.52	51.1%	1809017.59
	Jul	10.14	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Agu	6.21	6.21	31	69.64	71.56	2 Turbin	0.80	3394.56	69.1%	2525554.32
	Sep	5.86	5.86	30	69.64	67.56	2 Turbin	0.78	3115.19	63.4%	2242933.59
	Okt	4.02	4.02	31	69.64	46.27	2 Turbin	0.61	1673.18	34.0%	1244843.70
	Nov	1.42	1.42	30	69.64	16.39	Maintenance	0.48	465.88	9.5%	335431.42
	Des	2.96	2.96	31	69.64	34.07	1 Turbin	0.47	944.21	19.2%	702492.43
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											27257274.30
2011	Jan	8.28	8.28	31	69.64	95.35	2 Turbin	0.84	4775.86	97.2%	3553239.51
	Feb	6.90	6.90	28	69.64	79.51	2 Turbin	0.82	3864.51	78.6%	2596952.17
	Mar	8.92	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	6.03	6.03	30	69.64	69.47	2 Turbin	0.79	3255.77	66.2%	2344156.86
	Mei	13.51	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Jun	11.16	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Jul	6.92	6.92	31	69.64	79.72	2 Turbin	0.82	3876.47	78.9%	2884091.66
	Agu	6.91	6.91	31	69.64	79.59	2 Turbin	0.82	3869.10	78.7%	2878610.20
	Sep	4.24	4.24	30	69.64	48.84	2 Turbin	0.63	1833.60	37.3%	1320191.15
	Okt	4.82	4.82	31	69.64	55.56	2 Turbin	0.69	2282.91	46.4%	1698483.03
	Nov	4.29	4.29	30	69.64	49.48	2 Turbin	0.64	1875.00	38.1%	1350000.61
	Des	9.83	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											33136399.26
2012	Jan	11.80	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Feb	12.93	8.68	28	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3303242.88
	Mar	17.39	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	19.30	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Mei	6.59	6.59	31	69.64	75.96	2 Turbin	0.81	3664.41	74.5%	2726320.38
	Jun	9.90	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Jul	2.63	2.63	31	69.64	30.28	1 Turbin	0.45	811.65	16.5%	603868.31
	Agu	2.35	2.35	31	69.64	27.05	1 Turbin	0.44	709.13	14.4%	527592.17
	Sep	2.21	2.21	30	69.64	25.43	1 Turbin	0.44	659.22	13.4%	474641.53
	Okt	1.33	1.33	31	69.64	15.33	Maintenance	0.48	435.78	8.9%	324223.86
	Nov	7.37	7.37	30	69.64	84.86	2 Turbin	0.83	4178.43	85.0%	3008469.10
	Des	1.42	1.42	31	69.64	16.33	Maintenance	0.48	464.03	9.4%	345237.15
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											25706296.48

Lanjutan tabel 4.88 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Menggunakan Debit Series Bulanan

Lanjutan tabel 4.88 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan Menggunakan Debit Series Bulanan

Tahun	Bulan	Debit Pembangkitan (m ³ /dt)	Debit Digunakan (m ³ /dt)	Jumlah Hari	Tinggi Jatuh (m)	Q/Qd (%)	Jumlah turbin operasi	Efisiensi total	Daya (kW)	Daya (%)	Energi Produksi Tahunan (kWh/bulan)
2016	Jan	15.39	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Feb	14.56	8.68	28	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3303242.88
	Mar	9.24	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Apr	11.52	8.68	30	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3539188.80
	Mei	3.51	3.51	31	69.64	40.45	2 Turbin	0.54	1306.70	26.6%	972185.82
	Jun	6.54	6.54	30	69.64	75.30	2 Turbin	0.81	3623.40	73.7%	2608850.02
	Jul	12.25	8.68	31	69.64	100.00	2 Turbin	0.83	4915.54	100.0%	3657161.76
	Agu	5.16	5.16	31	69.64	59.45	2 Turbin	0.72	2551.49	51.9%	1898309.54
	Sep	4.55	4.55	30	69.64	52.44	2 Turbin	0.67	2076.07	42.2%	1494767.42
	Okt	1.66	1.66	31	69.64	19.08	Maintenance	0.48	542.30	11.0%	403468.85
	Nov	4.12	4.12	30	69.64	47.43	2 Turbin	0.62	1744.78	35.5%	1256244.61
	Des	0.93	0.93	31	69.64	10.72	Maintenance	0.48	304.74	6.2%	226723.35
Jumlah Produksi Energi Tahunan (kWh/tahun)											26674466.55

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.68 Simulasi Perhitungan Produksi Energi Tahunan dan Daya Menggunakan Debit Series Bulanan

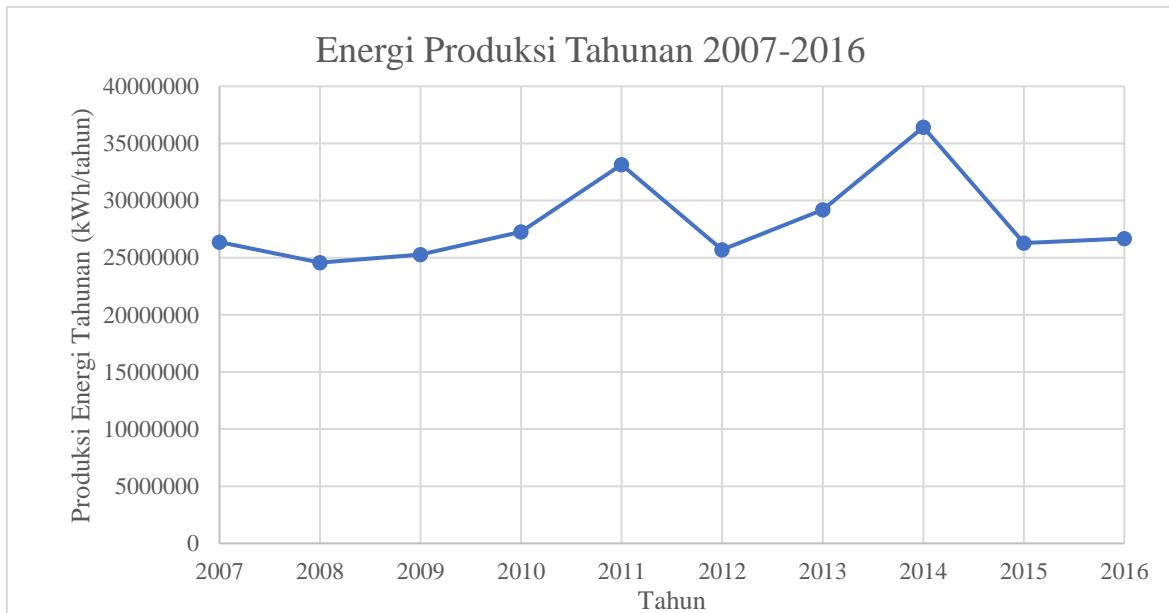
Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Tabel 4.89

Perkiraan Daya, Energi, dan Faktor Kapasitas Tahunan PLTM Warkapi

No	Tahun	Tinggi Jatuh (m)	Kapasitas (kW)	Energi Produksi Tahunan (kWh/tahun)	Faktor Kapasitas (%)
1	2007	69.6372	4915.540	26374897.91	61.251
2	2008	69.6372	4915.540	24572268.18	57.065
3	2009	69.6372	4915.540	25263004.84	58.669
4	2010	69.6372	4915.540	27257274.30	63.300
5	2011	69.6372	4915.540	33136399.26	76.954
6	2012	69.6372	4915.540	25706296.48	59.699
7	2013	69.6372	4915.540	29195804.64	67.802
8	2014	69.6372	4915.540	36422348.47	84.585
9	2015	69.6372	4915.540	26288581.51	61.051
10	2016	69.6372	4915.540	26674466.55	61.947
rerata				28089134.214	65.232

Sumber: Perhitungan penulis (2018)



Gambar 4.69 Produksi Energi Tahunan PLTM Warkapi

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

Dari hasil pada tabel diatas didapatkan perkiraan rerata produksi energi PLTM Warkapi yaitu 28089134.214 kWh/tahun dengan nilai faktor kapasitas reratanya yaitu 65.232%. dengan nilai faktor kapasitas tersebut sesuai dengan Peraturan Menteri ESDM No. 12 Tahun 2017 tentang Pemanfaatan Sumber Energi Terbarukan untuk Penyediaan Listrik nilai faktor kapasitas paling tidak 65%. Maka, PLTM warkapi ini layak untuk di bangun.

4.21. Analisa Ekonomi

Dalam proyek-proyek pengembangan sumber daya air, dengan biaya yang cukup besar dan manfaat yang besar pula maka, analisis ekonomi perlu dilakukan sebelum proyek tersebut dilaksanakan.

PLTM Warkapi ini akan dianalisa kelayakan secara ekonominya, guna mengetahui apakah investasi yang ditanamkan akan memberikan manfaat ekonomi yang cukup, mengetahui seberapa keuntungan yang akan diperoleh dan justifikasi terhadap biaya yang dikeluarkan untuk pembangunan PLTM Warkapi serta kemungkinan pengembalian investasi (*cost recovery*). Adapun komponen-komponen yang perlu dihitung seperti komponen biaya dan manfaat yang nantinya berguna untuk analisa indikator kelayakan ekonomi pada PLTM Warkapi ini.

4.21.1. Komponen Biaya

Komponen biaya pada studi ini terdiri dari pembangunan bangunan sipil, peralatan elektromekanikal sampai dengan biaya instalasinya. Dalam perhitungan komponen biaya pembangunan ini menggunakan pendekatan rumus empiris dari *RETscreen Canada* yang dimana hasil perhitungannya akan bernilai dalam mata uang dollar kannada (CAD) dengan *base rate* tahun 2017 dan nilai tukar ke rupiah (IDR) sebesar Rp. 10.684,71 per 26 Desember 2017 (BI rate). Dengan parameter untuk perhitungan sebagai berikut.

- Debit rencana (Q) = 8.679 m³/dt
- Tinggi jatuh efektif (H_g) = 69.637 meter
- Daya dibangkitkan (MW) = 4.915 MW
- Jumlah turbin (n) = 2 buah
- Diameter pipa pesat = 2 meter
- Panjang pipa pesat = 1774 meter
- Ketebalan pipa pesat = 8 milimeter
- Diameter runner turbin (d) = 0.715 meter
- Panjang *crest* bendung = 31.604 meter

Berdasarkan data-data di atas, akan dihitung biaya estimasi dari PLTM Warkapi, untuk parameter yang tidak tercantum akan disesuaikan kemudian pada perhitungan. Biaya dari masing-masing komponen adalah sebagai berikut.

- Biaya Engineering (C1)

Biaya engineering merupakan biaya yang diperlukan jasa konsultasi dan jasa kontruksi.

$$C1 = 0.37n^{0.1} \left(\frac{MW}{H_g^{0.3}} \right)^{0.9} \times 10^6$$

$$\begin{aligned}
&= 0.37 \times 2^{0.1} \left(\frac{4.915}{69.637^{0.3}} \right)^{0.9} \times 10^6 \\
&= 619881.785 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
&= \text{Rp } 6,623,257,106.76
\end{aligned}$$

- Biaya Elektromekanikal (C2)

Biaya elektromekanikal terdiri dari biaya generator dan biaya turbin. Adapun perhitungannya sebagai berikut. Dengan nilai faktor peningkatan tinggi jatuh (J_t) = 1.1 (untuk tinggi jatuh efektif >25 meter), faktor penurunan diameter kecil (K_t) = 0.9 (diameter runner <1.8 meter).

$$\begin{aligned}
C2 &= 017 n^{0.96} J_t K_t d^{1.47} ((13 + 0,01 Hg^{0.3}) + 3) \cdot 10^6 \\
&= 017 2^{0.96} 1.1 0.9 0.715^{1.47} ((13 + 0,0169.64^{0.3}) + 3) \cdot 10^6 \\
&= 103832.661 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
&= \text{Rp } 11,094,390,216.54
\end{aligned}$$

- Instalasi Biaya Elektromekanikal (C3)

$$\begin{aligned}
C3 &= C2 \times 0,15 \\
&= 103832.661 \times 0,15 \\
&= 155751.399 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
&= \text{Rp } 1,664,158,532.48
\end{aligned}$$

- Pembuatan Jalan Akses (C4)

Dalam perkiraan biaya pembuatan jalan akses adapun faktor biaya jalan (T) = 1 dan faktor kesulitan jalan akses (A) = 1, dengan panjang jalan akses (I_a) = 800 meter.

$$\begin{aligned}
C4 &= 0,025 \cdot T \cdot A^2 \cdot I_a^{0.9} \times 10^6 \\
&= 0,025 \cdot 1 \cdot 1^2 \cdot 800^{0.9} \times 10^6 \\
&= 10249932.3 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
&= \text{Rp } 109,517,554,156.37
\end{aligned}$$

- Kabel Transmisi (C5)

Dalam perkiraan kabel transmisi, adapun faktor kesulitan pemasangan (D) = 1.5, voltasi direncanakan (V) = 20 kV, faktor biaya tiang listrik (P) = 0.85 ($V < 69$ kV) serta panjang kabel transmisi (l_t) diperkirakan sepanjang 1 km.

$$\begin{aligned}
C5 &= 0,0011 D P l_t^{0.95} V \times 10^6 \\
&= 0,0011 \times 1.5 \times 0.85 \times 1^{0.95} 20 \times 10^6 \\
&= 28050 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
&= \text{Rp } 299,706,115.50
\end{aligned}$$

- Biaya Substansi dan tavo (C6)

$$\begin{aligned}
 C6 &= \left(0,0025 n^{0,95} + 0,002 (n+1) \left(\frac{MW}{0,95} \right)^{0,9} \times V^{0,3} \right) \times 10^6 \\
 &= \left(0,0025 2^{0,95} + 0,002 (2+1) \left(\frac{4.915}{0,95} \right)^{0,9} \times 20^{0,3} \right) \times 10^6 \\
 &= 69532.488 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 742,934,465.57
 \end{aligned}$$

- Biaya Instalasi Substansi dan tavo (C7)

$$\begin{aligned}
 C7 &= 0,15 \cdot C6 \\
 &= 0,15 \times 69532.488 \\
 &= 10429.873 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 111,440,169.84
 \end{aligned}$$

- Biaya Pekerjaan Sipil (C8)

Biaya pekerjaan sipil mencakup pembangunan bendung, intake, saluran pengarah, bak pengendap, serta galian timbunan yang patut di perhitungkan. Dengan nilai koefisien pekerjaan sipil (C) = 1 (tidak ada bendung eksisting), faktor batuan (R) = 1 (terdapat batuan pada lokasi), jarak menuju *borrow area* (L_b) = 500 meter, serta panjang bendung (L_d) = 31.604 meter

$$\begin{aligned}
 C8 &= 3.54 n^{-0,04} \cdot C \cdot R \left(\frac{MW}{Hg^{0,5}} \right)^{0,82} (1 + 0,001 L_b) (1 + 0,005 \frac{L_d}{Hg}) \times 10^6 \\
 &= 3.54 2^{-0,04} \cdot 1.1 \left(\frac{4.915}{69.637^{0,5}} \right)^{0,82} (1 + 0,001 \times 500) (1 + 0,005 \frac{31,6}{69,64}) \times 10^6 \\
 &= 6726470.021 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 71,870,381,500.57
 \end{aligned}$$

- Pipa Pesat (C9)

Sebelum memperkirakan biaya pipa pesat, perlu dihitung terlebih dahulu estimasi berat total dari pipa pesat.

$$\begin{aligned}
 W &= (24,7 d_p l_p t_{ave}) \\
 &= (24,7 \times 2 \times 1774 \times 8) \\
 &= 701084.8 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Sehingga biaya untuk pipa pesat yaitu

$$\begin{aligned}
 C9 &= 20 n_p^{0,95} \cdot W^{0,88} \\
 &= 20 \times 2^{0,95} \times 701084^{0,88} \\
 &= 5386250.864 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 57,550,528,472.51
 \end{aligned}$$

- Biaya Instalasi Pipa Pesat (C10)

$$\begin{aligned}
 C10 &= 5W^{0,88} \\
 &= 5 \times 701084.8^{0,88} \\
 &= 697024.574 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 7,447,505,434.52
 \end{aligned}$$

- Biaya Pekerjaan Lain-Lain (C11)

$$\begin{aligned}
 C11 &= 0,25 \cdot i \cdot Qd^{0,35} \times (1,1 \sum C1: C7 + 0,1 \sum C1: C7) \\
 &= 0,25 \times 4\% \times 8.679^{0,35} \times (1,1 \times 24981666 + 0,1 \times 24981666) \\
 &= 3083598.979 \text{ (dalam \$ Kanada)} \\
 &= \text{Rp } 32,947,360,850.65
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan estimasi biaya menggunakan rumus empiris dari *RETscreen Canada*, didapatkan nilai biaya keseluruhan yang ditampilkan pada tabel berikut ini.

Tabel 4.90
Biaya PLTM Warkapi

Komponen	Biaya (Rupiah)
Biaya Engineering	Rp 6,623,257,106.76
Biaya elektromekanikal	Rp 11,094,390,216.54
Biaya Instalasi Eletromekanikal	Rp 1,664,158,532.48
Pembuatan jalan akses	Rp 109,517,554,156.37
Kabel transmisi	Rp 299,706,115.50
Substansi dan transformer	Rp 742,934,465.57
Instalasi substansi dan transformer	Rp 111,440,169.84
Pekerjaan sipil	Rp 71,870,381,500.57
Pipa pesat	Rp 57,550,528,472.51
Instalasi pipa pesat	Rp 7,447,505,434.52
Biaya lain-lain	Rp 32,947,360,850.65
Total	Rp 299,869,217,021.31
Terbilang	Dua ratus sembilan puluh sembilan miliar delapan ratus enam puluh sembilan dua ratus tujuh belas ribu dua puluh satu koma tiga puluh satu rupiah

Sumber: Perhitungan penulis (2018)

4.21.2. Nilai Sekarang (*Present Value*)

Dalam penentuan nilai sekarang, diperlukan skema finansial agar dapat dihitung nilai sekarang tersebut, nantinya perhitungan nilai sekarang (*present value*) diajukan sebagai parameter untuk mengestimasi indikator kelayakan ekonomi. Adapun skema finansial untuk PLTM Warkapi yaitu sebagai berikut

- Biaya investasi = Rp 299,869,217,021.31
- Pendanaan = 40% modal awal dan 60% pinjaman

- Biaya modal = Rp. 119,947,686,808.52
- Biaya pinjaman = Rp. 179,921,530,212.79
- Biaya O&P (2.5% biaya total) = Rp. 7,496,730,425.53
- Bunga bank = 4% (Bank BI update Maret 2018)
- Periode operasi pembangkitan = 20 tahun
- Periode pinjaman = 5 tahun
- Produksi energi tahunan = 27867417.89 kWh

Berdasarkan peraturan menteri energi dan sumberdaya mineral republik Indonesia harga penjualan listrik per kWh adalah sebagai berikut.

- Harga rata-rata tertimbang = Rp. $880.00 \times F$ (untuk pulau papua $F = 1.5$)
= 1,320.00 /kWh

Untuk mendapatkan perkiraan nilai biaya yang akan dibayarkan sesungguhnya dengan pengaruh tabel bunga, maka komponen biaya dan manfaat masing-masing akan dihitung. Untuk komponen biaya masing-masing adalah sebagai berikut.

- Modal

Modal awal untuk pendanaan PLTM Warkapi di rencanakan sebesar 40% dari jumlah investasi yaitu Rp.119,947,686,808.52 dengan lama pelaksanaan pekerjaan diperkirakan 1 tahun.

$$\begin{aligned} \text{PV modal} &= \text{Biaya modal} \times (F/P;4;1) \\ &= \text{Rp. } 119,947,686,808.52 \times 1.04 \\ &= \text{Rp. } 124,745,594,280.87 \end{aligned}$$

- Cicilan utang

Cicilan utang untuk pendanaan PLTM Warkapi direncanakan sebesar 60% dari jumlah investasi yaitu Rp. 179,921,530,212.79 dengan lama pelunasan 5 tahun. Sehingga total biaya yang harus dilunasi adalah

$$\begin{aligned} \text{PV biaya cicilan utang} &= \text{biaya utang} \times (F/P;4;5) \\ &= \text{Rp. } 179,921,530,212.79 \times 1.2167 \\ &= \text{Rp. } 218,910,525,809.90 \end{aligned}$$

- Biaya operasi dan pemeliharaan (O&P)

Biaya operasi dan pemeliharaan pada PLTM warkapi direncanakan sebesar 2.5% dari total biaya investasi yaitu Rp. 7,496,730,425.53 yang mana digunakan selama 20 tahun operasi dari PLTM Warkapi. Sehingga total biaya adalah

$$\text{PV O&P} = \text{Rp. } 7,496,730,425.53 \times (P/A;4;20)$$

$$\begin{aligned}
 &= \text{Rp. } 7,496,730,425.53 \times 13.590 \\
 &= \text{Rp. } 101,882,815,502.12
 \end{aligned}$$

- Biaya bahan bakar

Biaya bahan bakar untuk PLTM Warkapi diperkirakan Rp. 10/kWh dengan energi dihasilkan dalam 1 tahun sebesar 27867417.89 kWh. Maka total pengeluaran untuk biaya bahan bakar yaitu Rp. 278,674,178.93 pertahun. Total biaya untuk bahan bakar adalah

$$\begin{aligned}
 \text{PV bahan bakar} &= \text{Rp. } 278,674,178.93 \times (P/A; 4; 20) \\
 &= \text{Rp. } 278,674,178.93 \times 13.590 \\
 &= \text{Rp. } 3,787,265,693.85
 \end{aligned}$$

Dari hasil seluruh perhitungan pengeluaran maka berikut ini adalah rekapitulasi pengeluaran ditampilkan pada tabel berikut ini.

Tabel 4.91
PV biaya Keseluruhan PLTM Warkapi

Uraian	Biaya (Rupiah)	Faktor Konversi	Biaya Sekarang (Rupiah)
Modal	Rp 119,947,686,808.52	1.04	Rp 124,745,594,280.87
Cicilan utang	Rp 179,921,530,212.79	1.2167	Rp 218,910,525,809.90
O&P	Rp 7,496,730,425.53	13.5903	Rp 101,882,815,502.12
Bahan Bakar	Rp 278,674,178.93	13.5903	Rp 3,787,265,693.85
	Total Biaya		Rp 449,326,201,286.73

Sumber : Perhitungan penulis (2018)

Selain perhitungan pengeluaran, ada pula perhitungan besarnya manfaat dari PLTM Warkapi, dengan menggunakan nilai produksi energi tahunan dan harga listrik per kWh yang mengacu pada Permen ESDM No. 14 tahun 2014 maka

- Produksi energi tahunan = 27867417.89 kWh
- Harga rata-rata tertimbang = 1,320.00 /kWh
- Manfaat tahunan = 27867417.89 kWh × 1,320.00 /kWh
= Rp. 36,784,991,618.15
- PV manfaat pada tahun ke-1 = Rp. 36,784,991,618.15 × (P/A; 4; 1)
= Rp. 36,784,991,618.15 × 0.9615

Sehingga manfaat tahunan sampai 20 tahun operasi PLTM Warkapi adalah sebagai berikut ditampilkan pada tabel berikut ini.

Sumber: Hasil Perhitunganan (2018)

No.	Tahun	Produksi Energi	Harga Jual	Manfaat Tahunaan	Faktor Konversi	PV Manfaat Tahunaan	(Rupiah)	Manfaat Tahunaan	Faktor Konversi	PV Manfaat PLTM Warkapi
1	2020	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.9615	Rp 35,368,769,441	34,011,403,250	36,784,991,618.15	0.9246	Rp 34,011,403,250
2	2021	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.9246	Rp 34,011,403,250	35,368,769,441	36,784,991,618.15	0.9615	Rp 35,368,769,441
3	2022	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.889	Rp 32,701,857,549	32,701,857,549	36,784,991,618.15	0.9246	Rp 34,011,403,250
4	2023	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.8548	Rp 31,443,810,835	31,443,810,835	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2024
5	2024	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.8219	Rp 30,233,584,611	29,071,178,876	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2025
6	2025	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.7903	Rp 27,952,915,131	26,878,793,375	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2026
7	2026	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.7599	Rp 25,845,135,111	24,851,940,337	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2027
8	2027	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.7307	Rp 22,975,905,765	22,093,065,966	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2031
9	2028	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.7026	Rp 21,243,332,659	21,243,332,659	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2033
10	2029	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.6756	Rp 21,243,332,659	21,243,332,659	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2034
11	2030	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.6496	Rp 22,975,905,765	22,975,905,765	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2035
12	2031	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.6246	Rp 22,975,905,765	22,975,905,765	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2032
13	2032	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.6006	Rp 22,093,065,966	22,093,065,966	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2033
14	2033	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.5775	Rp 21,243,332,659	21,243,332,659	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2034
15	2034	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.5553	Rp 20,426,705,846	20,426,705,846	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2035
16	2035	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.5339	Rp 19,639,507,025	19,639,507,025	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2036
17	2036	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.5134	Rp 18,885,414,697	18,885,414,697	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2037
18	2037	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.4936	Rp 18,157,071,863	18,157,071,863	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2038
19	2038	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.4746	Rp 17,458,157,022	17,458,157,022	36,784,991,618.15	1,320	Rp 2039
20	2039	27867417.89	Rp 1,320	Rp 36,784,991,618.15	0.4564	Rp 16,788,670,175	16,788,670,175	36,784,991,618.15	1,320	Rp Total
										Rp Rerata

Table 4.92

Setelah didapatkan seluruh nilai sekarang (*Present Value*) untuk manfaat dan biaya PLTM Warkapi maka dapat dihitung indikator ekonomi guna memastikan besaran keuntungan untuk investasi proyek PLTM Warkapi.

4.21.3. Benefit Cost Ratio

Benefit Cost Ratio adalah perbandingan antara nilai sekarang dari manfaat dan biaya. Indikator kelayakan suatu proyek dikatakan layak apabila nilai BCR > 1. Besarnya *benefit cost ratio* dari PLTM Warkapi dengan harga jual listrik 1,320/kWh dan suku bunga 4% adalah

- BCR

$$\begin{aligned}
 &= \frac{PV \text{ manfaat}}{PV \text{ biaya}} \\
 &= \frac{Rp. 499,922,750,087.26}{Rp. 449,326,201,286.73} \\
 &= 1.112
 \end{aligned}$$

Sehingga, berdasarkan nilai BCR proyek PLTM Warkapi dikatakan layak untuk dibangun karena $BCR = 1.112 > 1$.

4.21.4. Net Present Value

Nilai sekarang bersih (*net present value*) adalah selisih antara nilai manfaat sekarang dengan nilai biaya sekarang. Berdasarkan perhitungan sebelumnya, dapat dihitung nilai NPV yang tentunya lebih dari 0. Adapun nilai NPV adalah sebagai berikut.

- NPV

$$\begin{aligned}
 &= PV \text{ manfaat} - PV \text{ biaya} \\
 &= Rp. 499,922,750,087 - Rp. 449,326,201,286.73 \\
 &= Rp. 50,596,548,800.53
 \end{aligned}$$

4.21.5. Internal Rate of Return

Internal rate of return menunjukkan suku bunga dimana nilai BCR = 1 dan NPV = 0, dengan cara perhitungan yang sama perhitungan nilai sekarang untuk manfaat dan biaya. Namun, untuk mendapatkan nilai IRR maka perlu dihitung nilai sekarang untuk biaya dan manfaat menggunakan beberapa suku bunga, sehingga faktor pengalinya akan berbeda. Dengan cara yang sama, akan dihitung nilai sekarang dari manfaat dan biaya dengan suku bunga 4%, 5%, 6%, 7% dan 8% yang akan ditampilkan pada tabel berikut ini.

Table 4.93

Nilai Mafat untuk beberapa suku bunga

Table number	Number of patients	Median age (years)	Median PTLT duration (months)	4%	5%	6%	7%	8%
	Total	Range	Range	F	PV_mantlet	PV_mantlet	PV_mantlet	PV_mantlet
1	2020	Rp36,784,991,618	Rp35,368,769,441	0.9615	Rp35,368,769,441	0.9524	Rp35,034,026,017	0.9434
2	2021	Rp36,784,991,618	Rp34,011,403,250	0.9246	Rp34,011,403,250	0.907	Rp33,363,807,398	0.89
3	2022	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.889	Rp32,701,857,549	0.8638	Rp31,774,875,760	0.8396
4	2023	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.8548	Rp31,443,810,835	0.8227	Rp30,263,012,604	0.7921
5	2024	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.8219	Rp30,233,584,611	0.7835	Rp28,210,404,933	0.7473
6	2025	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.7903	Rp29,071,178,876	0.7462	Rp27,448,960,745	0.705
7	2026	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.7599	Rp27,925,215,131	0.7107	Rp26,143,093,543	0.6651
8	2027	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.7307	Rp26,878,793,375	0.6768	Rp24,896,082,327	0.6274
9	2028	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.7026	Rp25,845,135,111	0.6446	Rp23,711,605,597	0.5919
10	2029	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.6756	Rp24,851,940,337	0.6139	Rp22,582,306,534	0.5584
11	2030	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.6496	Rp23,895,530,555	0.5847	Rp21,508,184,599	0.5268
12	2031	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.6246	Rp22,975,905,596	0.5503	Rp20,481,883,333	0.497
13	2032	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.6006	Rp22,093,065,596	0.5070	Rp19,507,081,055	0.4688
14	2033	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.5775	Rp21,243,332,659	0.5051	Rp18,580,099,266	0.4423
15	2034	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.5553	Rp20,426,705,946	0.481	Rp17,693,580,946	0.4173
16	2035	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.5339	Rp19,639,507,025	0.4581	Rp16,851,204,660	0.3936
17	2036	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.5134	Rp18,885,414,697	0.4363	Rp16,049,291,843	0.3714
18	2037	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.4936	Rp18,157,071,863	0.4155	Rp15,284,164,017	0.3503
19	2038	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.4746	Rp17,458,157,022	0.3957	Rp17,455,821,183	0.3305
20	2039	Rp36,784,991,618	Rp36,784,991,618	0.4564	Rp16,788,670,175	0.3769	Rp11,469,560,387	0.3118
							Rp22,920,728,277	Rp21,096,192,693
							Rp24,996,137,504	Rp24,999,222,750,087
							Rp24,999,222,750,087	Rp24,999,222,750,087
							Rp361,155,030,385	Rp18,057,752,385

Tabel 4.94

Nilai Biaya untuk beberapa suku bunga

Uraian	Biaya (Biaya)	4%		5%		6%		7%		8%	
		F	PV biaya (Rupiah)	F	PV biaya (Rupiah)	F	PV biaya (Rupiah)	F	PV biaya (Rupiah)	F	PV biaya (Rupiah)
Modal	Rp119,947,686,809	1.04	Rp124,745,594,281	1.05	Rp125,945,071,149	1.06	Rp127,144,548,017	1.07	Rp128,344,024,885	1.08	Rp129,543,501,753
Cicilan	Rp179,921,530,213	1.2167	Rp218,910,525,810	1.2763	Rp229,633,849,011	1.3382	Rp240,770,991,731	1.4026	Rp252,357,938,276	1.4693	Rp264,358,704,342
Investasi O & P	Rp7,496,730,426	13.5903	Rp101,882,815,502	12.4622	Rp93,425,753,909	11.4699	Rp85,986,748,308	10.594	Rp79,420,362,128	9.8181	Rp73,603,648,991
Bahan Bakar	Rp278,674,179	13.5903	Rp3,787,265,694	12.4622	Rp3,472,893,353	11.4699	Rp3,196,364,965	10.594	Rp2,952,274,252	9.8181	Rp2,736,050,956
Total Biaya			Rp449,326,201,287		Rp452,477,567,421		Rp457,098,653,020		Rp463,074,599,541		Rp470,241,906,042
Total Manfaat			Rp499,922,750,087		Rp458,414,565,545		Rp421,923,853,860		Rp389,692,844,204		Rp361,155,047,707
Benefit Cost Ratio			1.112		1.013		0.923		0.841		0.768
Net Present Value			Rp50,596,548,801		Rp5,936,998,124		-Rp35,174,799,160		-Rp73,381,755,337		-Rp109,086,858,335

Sumber: Hasil Perhitungan (2018)

Berdasarkan hasil perhitungan untuk nilai sekarang dan manfaat dari beberapa suku bunga, untuk mendapatkan nilai IRR (*Internal rate of return*) maka diinterpolasi suku bunga yang memiliki nilai BCR dengan kisaran 1. Pada tabel dapat terlihat bahwa suku bunga 5% dan 6% dapat diinterpolasi. Oleh karena itu, nilai IRR adalah

- IRR

$$\begin{aligned}
 &= \frac{NPV - NPV_{6\%}}{NPV_{5\%} - NPV_{6\%}} \times (5\% - 6\%) + 5\% \\
 &= \frac{0 - (-Rp.35,174,799,160)}{Rp.5,936,998,124 - (-Rp.35,174,799,160)} \times (5\% - 6\%) + 5\% \\
 &= 5.14\%
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai *Internal rate of return* PLTM Warkapi yaitu pada suku bunga 5.14%

4.21.6. Payback Period

Periode pengembalian atau *payback period* akan menunjukkan berapa lama jangka waktu proyek PLTM Warkapi akan mengembalikan seluruh biaya-biaya yang dikeluarkan. Dengan biaya-biaya yang telah dihitung sebelumnya dan juga nilai manfaat yang telah dihitung, lama waktu proyek mengembalikan keseluruhan biaya adalah

- Payback Period

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\text{Total PV Biaya}}{\text{Rerata PV Manfaat}} \\
 &= \frac{Rp.449,326,201,286.73}{Rp.24,996,137,504.36} \\
 &= 17.976 \text{ tahun} \approx 18 \text{ tahun}
 \end{aligned}$$

Sehingga periode pengembalian untuk keseluruhan biaya yang dikeluarkan adalah selama 18 tahun.

4.22. Pembahasan Perencanaan

Pada sub bab ini merupakan ringkasan yang ada dalam studi perencanaan ini yang mencakup pembahasan dari analisa hidrologi, dimensi bangunan-bangunan sipil, komponen elektromekanikal, daya dan energi yang dihasilkan, serta Analisa ekonominya.

4.22.1. Pembahasan Analisa Hidrologi

Pada analisa hidrologi yang dilakukan pada studi ini, data hujan di uji homogenitas datanya menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) dan di uji juga abnormalitas datanya menggunakan metode *Inlier-Outlier*. Dari 2 pengujian tersebut data hujannya diterima sehingga dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya. Pada perhitungan curah hujan rancangan dipilih perhitungannya menggunakan metode Log Pearson III dengan curah hujan rancangan kala ulang 100 tahun yaitu 169.391 mm/hari. Nilai koefisien pengaliran pada lokasi studi dengan kala ulang 100 tahun yaitu 0.621. Pada perhitungan distribusi hujan jam-jamannya menggunakan metode PSA 007 dilanjut dengan

perhitungan banjir rancangan menggunakan HSS Nakayasu dengan banjir rancangan kala ulang 100 tahun sebesar $502.660 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Selanjutnya pada perhitungan evapotranspirasinya menggunakan metode Penman dengan nilai berkisar antara 3-5 mm/hari. Dilanjutkan perhitungan debit andalan, dengan metode yang dipilih dalam perhitungan debit andalan yaitu metode NRECA dengan rata-rata debitnya sebesar $7.336 \text{ m}^3/\text{dt}$, debit maksimum sebesar $24.555 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan debit minimum sebesar $0.930 \text{ m}^3/\text{dt}$. Debit pembangkitan yang digunakan dalam PLTM ini menggunakan debit andalan 45% dengan nilai $7.232 \text{ m}^3/\text{dt}$.

4.22.2. Pembahasan Dimensi Bangunan Sipil

Pada studi ini perencanaan PLTM ini, debit desain yang digunakan yaitu 1.2 dari debit pembangkitan yang digunakan yaitu sebesar $8.679 \text{ m}^3/\text{dt}$. Bangunan-bangunan sipil yang digunakan yaitu:

- bendung tipe sabo karena material dominan bawaan sungai yaitu bebatuan,
- peredam energi tipe sabo,
- *intake*,
- saluran pengarah (*feeder canal*),
- bak pengendap yang berfungsi sebagai bak penenang,
- pintu penguras,
- pipa pesat, dan
- saluran pembuang.

4.22.3. Pembahasan Komponen Elektromekanikal

Pada studi ini perencanaan PLTM ini, komponen elektromekanikalnya hanya membahas dimensi turbin dan generator. Dimana dimensi turbin yang digunakan yaitu turbin tipe *Francis* sebanyak 2 buah dengan debit desain 1 turbin adalah $4.339 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan debit minimum operasi 1 turbin yaitu 0.4 dari debit desain yaitu $1.736 \text{ m}^3/\text{dt}$. Kecepatan spesifik maksimum turbin yaitu 252.963 m-kW , diameter *runner* yaitu 0.715 meter, Panjang *draft tube* yaitu 2.860 meter, lebar bawah *draft tube* yaitu 1.430 meter.

Berdasarkan tabel generator yang dikeluarkan oleh JICA, pada perencanaan ini menggunakan generator dengan jumlah kutub 8 dengan kecepatan pada frekuensi 50 Hz yaitu 750 rpm dan kecepatan pada frekuensi 60 Hz yaitu 900 rpm.

4.22.4. Daya dan Energi yang dihasilkan PLTM

Pada studi ini perencanaan PLTM ini, daya maksimum yang dihasilkan yaitu 4.92 MW dengan produksi energi tahunan yang dihasilkan dari simulasi debit menggunakan debit andalan yaitu 27.87 GWh dalam 1 tahun dengan faktor kapasitasnya yaitu 65.717%.

Produksi energi tahunan rerata yang dihasilkan dari simulasi debit menggunakan debit series dari perhitungan metode NRECA didapatkan 28.09 GWh dalam 1 tahun dengan nilai faktor kapasitas reratanya yaitu 65.232%. dengan nilai faktor kapasitas tersebut sesuai dengan Peraturan Menteri ESDM No. 12 Tahun 2017 tentang Pemanfaatan Sumber Energi Terbarukan untuk Penyediaan Listrik nilai faktor kapasitas paling tidak 65%. Maka, PLTM Warkapi ini layak untuk dibangun.

4.22.5. Pembahasan Analisa Ekonomi

Pada studi ini perencanaan PLTM ini, harga rata-rata listrik tertimbang 1,320.00 /kWh dengan usia guna PLTM direncanakan 20 tahun. Biaya pembangunan PLTM yang telah dikali dengan faktor konveksi ekonomi yaitu sebesar Rp. 449,326,201,286.73 dan nilai manfaatnya selama 20 tahun sebesar Rp. 499,922,750,087.

Metode analisa ekonomi yang digunakan yaitu *Benefit Cost Ratio* dengan nilai 1.112, *net present value* dengan nilai Rp. 50,596,548,800.53, *Internal rate of return* sebesar 5.14%, dan *Payback Period* adalah 18 tahun. Dari nilai-nilai diatas dapat disimpulkan PLTM Warkapi ini layak untuk dibangun, namun tidak memberikan keuntungan yang maksimal dari segi ekonomi.