

BAB IV ANALISIS DATA DAN PERENCANAAN

4.1. Analisa Hidrologi

Data hujan untuk pengolahan hidrologi diperoleh dari stasiun Kasongan dengan koordinat 01°51'58" LS / 113°17'08" BT.

Tabel 4.1 Data Curah Hujan Bulanan Maksimum Stasiun Hujan Kasongan

Tahun	Bulan												Hujan Maksimal (mm)
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	
1999	67,0	44,7	44,8	32,4	97,2	37,0	62,0	20,6	27,9	88,9	69,0	42,0	97,20
2000	50,0	35,7	43,2	77,6	60,3	22,8	29,6	58,4	46,4	40,2	40,3	42,1	77,60
2001	61,5	40,0	42,1	42,1	41,1	39,2	21,4	15,1	45,2	30,7	45,7	79,0	79,00
2002	90,8	30,2	54,8	94,0	99,8	76,2	23,2	14,7	7,3	90,8	90,0	79,2	99,80
2003	51,2	31,4	92,3	98,3	38,5	12,3	18,6	78,4	25,3	57,5	92,4	75,3	98,30
2004	63,5	83,4	78,8	0,0	24,3	18,3	85,3	0,0	44,3	10,5	86,2	45,0	86,20
2005	94,6	107,4	80,5	70,3	70,1	112,3	42,3	72,3	54,5	74,0	139,0	101,7	139,00
2006	67,5	145,8	80,1	106,7	59,0	90,0	78,2	0,0	10,0	52,3	115,0	102,9	145,80
2007	92,8	81,6	65,6	132,8	85,8	34,3	85,4	59,3	123,3	45,3	63,5	73,5	132,80
2008	42,7	47,5	46,1	50,0	31,6	39,3	31,1	63,5	10,9	32,5	103,5	102,3	103,50
2009	52,5	50,5	70,3	72,5	33,7	15,0	18,7	0,0	30,9	120,7	58,5	50,7	120,70
2010	40,7	60,5	60,4	110,3	120,5	60,2	92,8	81,6	73,5	103,5	120,3	47,4	120,50
2011	44,6	82,6	24,6	41,9	31,9	22,7	16,4	16,5	42,6	45,3	38,2	30,0	82,60
2012	53,3	70,0	51,2	33,2	19,4	20,2	40,1	15,2	25,5	69,5	53,1	22,3	70,00
2013	51,8	40,0	21,0	40,0	41,0	28,0	15,5	50,5	63,1	51,0	25,1	40,1	63,10

Sumber: Stasiun Hujan Kasongan

4.1.1. Uji homogenitas data hujan

Data-data hujan yang ada sebelum digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan, perlu diuji terlebih dahulu kualitas dari data tersebut dengan menggunakan uji homogenitas data.

Adapun metode yang akan digunakan untuk menghitung uji homogenitas data adalah dengan menggunakan metode RAPS sebagai berikut:

1. Dari data hujan yang ada, diambil data hujan harian maksimum untuk setiap tahunnya dalam periode hujan tahun 1999-2013. Tabel hujan harian maksimum untuk setiap tahunnya dalam periode hujan tahun 1999-2013 adalah sebagai berikut:



Tabel 4.2 Data Curah Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	Hujan Maks (mm)
1	1999	97,2
2	2000	77,6
3	2001	79,0
4	2002	99,8
5	2003	98,3
6	2004	86,2
7	2005	139,0
8	2006	145,8
9	2007	132,8
10	2008	103,5
11	2009	120,7
12	2010	120,5
13	2011	82,6
14	2012	70,0
15	2013	63,1

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Data hujan maksimum di atas nantinya akan digunakan dalam perhitungan uji homogenitas data dengan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Contoh perhitungan:

- Misalkan data yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah data tahun 2010 dengan hujan harian maksimum dalam satu tahun sebesar 120,50 mm dan curah hujan rerata sebesar 101,073 mm.

$$\begin{aligned}
 - S_k^* &= (x - \bar{x}) \\
 &= (120,50 - 101,073) \\
 &= 19,427
 \end{aligned}$$

$$- [S_k^*] = \text{nilai mutlak dari } S_k^* = 19,427$$

$$\begin{aligned}
 - D_y^2 &= \frac{S_k^2}{n} \\
 &= \frac{19,427^2}{15} \\
 &= 25,160
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - D_y &= \sqrt{\sum D_y^2} \\
 &= \sqrt{616,435} \\
 &= 24,828
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - S_k^{**} &= \frac{|S_k^*|}{D_y} \\
 &= \frac{19,427}{24,828} \\
 &= 0,782
 \end{aligned}$$

$$- [S_k^{**}] = \text{nilai mutlak dari } S_k^{**} = 0,782$$

Hasil perhitungan metode RAPS lainnya ditabelkan dalam tabel 4.3. berikut:

Tabel 4.3 Hasil Perhitungan Uji Homogenitas

No	Tahun	Curah Hujan	Sk*	[Sk*]	D _y ²	D _y	Sk**	[Sk**]
1	1999	97,20	-3,873	3,873	1,000	24,828	0,156	0,156
2	2000	77,60	-23,473	23,473	36,733		0,945	0,945
3	2001	79,00	-22,073	22,073	32,482		0,889	0,889
4	2002	99,80	-1,273	1,273	0,108		0,051	0,051
5	2003	98,30	-2,773	2,773	0,513		0,112	0,112
6	2004	86,20	-14,873	14,873	14,748		0,599	0,599
7	2005	139,00	37,927	37,927	95,895		1,528	1,528
8	2006	145,80	44,727	44,727	133,365		1,801	1,801
9	2007	132,80	31,727	31,727	67,105		1,278	1,278
10	2008	103,50	2,427	2,427	0,393		0,098	0,098
11	2009	120,70	19,627	19,627	25,680		0,791	0,791
12	2010	120,50	19,427	19,427	25,160		0,782	0,782
13	2011	82,60	-18,473	18,473	22,751		0,744	0,744
14	2012	70,00	-31,073	31,073	64,370		1,252	1,252
15	2013	63,10	-37,973	37,973	96,132		1,529	1,529
Rerata		101,073	-	20,781	-	Max	1,801	1,801
Jumlah					616,435	Min	0,051	0,051

Sumber: Hasil Perhitungan

3. Dari hasil perhitungan di atas, kemudian dilanjutkan dengan melakukan analisis lanjutan untuk mengetahui kehomogenitasan dari data di atas. Hasil dari analisa tersebut adalah sebagai berikut:

- n = 15 (jumlah data)
- [S_k**] maksimum = 1,801
- [S_k**] minimum = 0,051
- Q = |S_k** maks| = 1,801
- R = S_k** maks - S_k** min
= 1,801 - 0,051
= 1,750

$$- \frac{Q}{\sqrt{n}} = \frac{1,801}{\sqrt{15}} = 0,465 < \text{dari } \frac{Q}{\sqrt{n}} \text{ tabel} = 1,355$$

$\frac{Q}{\sqrt{n}}$ tabel diambil dengan probabilitas 99% dan n = 15 (tabel 2.1)

$$- \frac{R}{\sqrt{n}} = \frac{1,750}{\sqrt{15}} = 0,452 < \text{dari } \frac{R}{\sqrt{n}} \text{ tabel} = 1,490$$

$\frac{R}{\sqrt{n}}$ tabel diambil dengan probabilitas 99% dan $n = 15$ (tabel 2.1)

4. Dari hasil perhitungan di atas, diperoleh nilai $Q/\sqrt{n} = 0,465 < \text{dari } Q/\sqrt{n} \text{ tabel} = 1,355$ dan nilai $R/\sqrt{n} = 0,452 < R/\sqrt{n} \text{ tabel} = 1,490$. Karena data hujan yang diuji masih berada dalam nilai batas maka data yang ada bersifat homogen.

Setelah dilakukan uji homogenitas data, langkah selanjutnya adalah melakukan uji abnormalitas data dengan menggunakan metode *Inlier-Outlier*. Adapun uraian uji tersebut akan dijelaskan pada sub bab selanjutnya.

4.1.2. Uji abnormalitas data (*Inlier-Outlier*)

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

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

1. Data-data yang akan diuji adalah data hujan harian maksimum untuk setiap tahunnya dalam periode hujan tahun 1999-2013. Tujuan dari uji abnormalitas data adalah untuk menghilangkan data-data yang menyimpang dari dua batas ambang, yaitu ambang bawah (X_L) dan ambang atas (X_H).

Contoh perhitungan untuk uji *Inlier-outlier*:

- Misalkan data yang digunakan sebagai contoh perhitungan adalah data tahun 2010 dengan tinggi hujan maksimum satu harian dalam satu tahun sebesar 120,50 mm.
- Kemudian dihitung nilai log dari data tersebut, $\log 120,50 = 2,081$
- Hitung nilai standart deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x, dalam perhitungan ini diperoleh nilai standart deviasi sebesar 0,111 dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x sebesar 1,991.
- Dari tabel 2.2 (nilai K_n untuk uji *Inlier-Outlier*), untuk jumlah data (n) sebesar 15 diperoleh nilai K_n sebesar 2,247.
- Nilai batas ambang atas (X_H) = $\text{Exp} \cdot (X_{\text{rerata}} + (K_n \cdot S))$

$$= \text{Exp} \cdot (1,991 + (2,247 \times 0,111))$$

$$= 174,186$$

$$- \text{ Nilai batas ambang bawah } (X_L) = \text{Exp} \cdot (X_{\text{rerata}} - (K_n \cdot S))$$

$$= \text{Exp} \cdot (1,991 - (2,247 \times 10,111))$$

$$= 55,199$$

Hasil uji abnormalitas data tersebut setelah ditabelkan adalah sebagai berikut:

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Uji *Inlier-Outlier*

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	Log x	Keterangan
1	2006	145,8	2,164	Nilai ambang atas, X_H $X_H = 174,186$
2	2005	139,0	2,143	
3	2007	132,8	2,123	
4	2009	120,7	2,082	Nilai ambang bawah, X_L $X_L = 55,199$
5	2010	120,5	2,081	
6	2008	103,5	2,015	
7	2002	99,8	1,999	
8	2003	98,3	1,993	
9	1999	97,2	1,988	
10	2004	86,2	1,936	
11	2011	82,6	1,917	
12	2001	79,0	1,898	
13	2000	77,6	1,890	
14	2012	70,0	1,845	
15	2013	63,1	1,800	
Stdev		=	0,111	
Mean		=	1,991	
Kn		=	2,247	

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Dari perhitungan pada tabel di atas diperoleh nilai batas ambang atas dan nilai batas ambang bawah. Data yang nantinya digunakan dalam analisa hidrologi adalah data hujan yang nilainya berada diantara batas ambang atas dan batas ambang bawah.
3. Dalam perhitungan di atas diperoleh nilai batas ambang atas (X_H) sebesar 174,186 dan nilai batas ambang bawah (X_L) sebesar 55,199, karena data hujan yang diuji masih berada dalam nilai batas ambang atas dan nilai batas ambang bawah maka data hujan yang ada dapat digunakan secara keseluruhan.

4.1.3. Analisa curah hujan rancangan

Curah hujan rancangan merupakan perhitungan yang paling penting dari analisa hidrologi. Metode yang digunakan dalam studi akhir ini adalah Log Pearson Tipe III dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua

sebaran data serta umum digunakan dalam perhitungan maupun analisa curah hujan rancangan.

Langkah-langkah dalam perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson Tipe III adalah sebagai berikut:

1. Dari data hujan yang ada, diambil data hujan harian maksimal untuk setiap tahunnya dalam periode hujan tahun 1999-2013. Tabel hujan harian maksimal terurut untuk setiap tahunnya dalam periode 1999-2013 adalah sebagai berikut:

Tabel 4.5 Data Curah Hujan Harian Maksimal Terurut

No	Tahun	Hujan Maks (mm)
1	2006	145,8
2	2005	139,0
3	2007	132,8
4	2009	120,7
5	2010	120,5
6	2008	103,5
7	2002	99,8
8	2003	98,3
9	1999	97,2
10	2004	86,2
11	2011	82,6
12	2001	79,0
13	2000	77,6
14	2012	70,0
15	2013	63,1

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Dari hasil analisa pada tabel di atas nantinya akan digunakan dalam perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson tipe III. Tabel di bawah ini merupakan hasil dari perhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson Tipe III.

Contoh perhitungan:

- Misal digunakan data hujan harian tahun 2010 dengan tinggi curah hujan maksimalnya sebesar 120,50 mm.
- $\text{Log } x = \log 120,50$
= 2,081
- Menghitung nilai standart deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x, dalam perhitungan ini diperoleh standart deviasi sebesar 0,111 dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x sebesar 1,991.

- Hitung nilai $\text{Log } x - \overline{\text{Log } x}$ = 2,081 – 1,991
= 0,090
- Hitung nilai $(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3$ = (0,090)³
= 0,0007
- Hitung nilai kemencengan (Cs) = $\frac{n \sum(\text{Log } x - \overline{\text{Log } x})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3}$
= $\frac{15 \times (-0,0007)}{(15-1)(15-2)(0,111)^3}$
= -0,016
- Perhitungan curah hujan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.6 Analisis Nilai Kemencengan (Cs)

No	Rmax (mm)	Peluang (%)	Log X	[Log X - Log Xrerata]	[Log X - Log Xrerata] ²	[Log X - Log Xrerata] ³
1	145,8	6,25	2,164	0,172	0,0297	0,0051
2	139,0	12,50	2,143	0,152	0,0230	0,0035
3	132,8	18,75	2,123	0,132	0,0174	0,0023
4	120,7	25,00	2,082	0,090	0,0081	0,0007
5	120,5	31,25	2,081	0,090	0,0080	0,0007
6	103,5	37,50	2,015	0,023	0,0006	0,0000
7	99,8	43,75	1,999	0,008	0,0001	0,0000
8	98,3	50,00	1,993	0,001	0,0000	0,0000
9	97,2	56,25	1,988	-0,004	0,0000	0,0000
10	86,2	62,50	1,936	-0,056	0,0031	-0,0002
11	82,6	68,75	1,917	-0,074	0,0055	-0,0004
12	79,0	75,00	1,898	-0,094	0,0088	-0,0008
13	77,6	81,25	1,890	-0,102	0,0103	-0,0010
14	70,0	87,50	1,845	-0,146	0,0214	-0,0031
15	63,1	93,75	1,800	-0,191	0,0366	-0,0070
Jumlah			29,872		0,1727	-0,0003
Rerata Log x			1,991			
Yn			0,513			
Sn			1,021			
Standart Deviasi			0,111			
Cs			-0,016			

Sumber: Hasil Perhitungan

3. Setelah didapatkan besarnya nilai kemencengan, standart deviasi, dan tinggi hujan rata-rata, maka dapat dihitung besarnya curah hujan rancangan dengan menggunakan kala ulang tertentu. Contoh perhitungan mencari besarnya curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson tipe III adalah sebagai berikut:

- Dalam studi ini karena yang akan direncanakan adalah sebuah bangunan embung maka yang akan digunakan adalah curah hujan rancangan dengan kala ulang seratus tahun.
- Nilai-nilai standart deviasi, rata-rata, dan kemencengan diperoleh dari perhitungan sebelumnya.
- Dari nilai peluang atau probabilitas 1% dan kemencengan -0,016 diperoleh nilai K (tabel 2.3) = 2,314

$$\begin{aligned}\text{Log } x &= \bar{x} + k S \\ &= 1,991 + (2,314 \times 0,111) \\ &= 2,248\end{aligned}$$

Tabel 4.7 Perhitungan Curah Hujan Rancangan

No	Tr (tahun)	R Rata-rata (log)	Std Deviasi (log)	Kemencengan (Cs)	Peluang (%)	K (tabel)	Curah Hujan Rencana	
							(log)	(mm)
1	2	1,991	0,111	-0,016	50,00	0,003	1,992	98,125
2	5	1,991	0,111	-0,016	20,00	0,843	2,085	121,633
3	10	1,991	0,111	-0,016	10,00	1,280	2,134	136,028
4	20	1,991	0,111	-0,016	5,00	1,668	2,177	150,205
5	50	1,991	0,111	-0,016	2,00	2,045	2,219	165,425
6	100	1,991	0,111	-0,016	1,00	2,314	2,248	177,193
7	200	1,991	0,111	-0,016	0,50	2,561	2,276	188,733
8	500	1,991	0,111	-0,016	0,20	3,063	2,332	214,593
9	1000	1,991	0,111	-0,016	0,10	3,230	2,350	223,978

Sumber: Hasil Perhitungan

Setelah menghitung curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson tipe III, langkah selanjutnya adalah melakukan uji kesesuaian distribusi dengan tujuan untuk mengetahui kebenaran dari hipotesa yang telah dilakukan. Uji kesesuaian distribusi ini dibahas dalam sub bab berikutnya.

4.1.4. Uji kesesuaian distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi.

Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak.

Dalam studi akhir ini, uji kesesuaian distribusi yang digunakan adalah uji Smirnov Kolmogorov dan uji *Chi Square*.

4.1.4.1. Uji Smirnov Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Contoh perhitungan untuk uji kesesuaian distribusi dengan menggunakan metode Smirnov Kolmogorov sebagai berikut:

1. Perhitungan ini bertujuan untuk menganalisa kebenaran dari sebuah hipotesa distribusi frekuensi dalam studi ini distribusi yang digunakan adalah Log Pearson tipe III, sehingga hasil dari perhitungan curah hujan rancangan dengan metode Log Pearson tipe III yang nantinya akan diuji. Dalam contoh perhitungan ini dipakai

data hujan satu harian tahun 2010 dengan tinggi hujan satu harian sebesar 120,50 mm.

$$\begin{aligned} 2. \text{ Log } x &= \log 120,50 \\ &= 2,081 \end{aligned}$$

3. Menghitung nilai probabilitas berdasarkan rumus Weibull.

$$\begin{aligned} \text{Pr (Weibull)} &= \frac{m}{1+n} \\ &= \frac{5}{15+1} \\ &= 0,3125 \text{ atau } 31,25\% \end{aligned}$$

4. Hitung nilai standart deviasi dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x, dalam perhitungan ini diperoleh nilai standart deviasi sebesar 0,111, dan rata-rata dari keseluruhan nilai log x sebesar 1,991.

$$\begin{aligned} 5. \text{ Hitung nilai } \text{Log } x - \bar{\text{Log } x} &= 2,081 - 1,991 \\ &= 0,090 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6. \text{ Hitung nilai } (\text{Log } x - \bar{\text{Log } x})^3 &= (0,090)^3 \\ &= 0,0007 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7. \text{ Hitung nilai kemencengan (Cs)} &= \frac{n \sum (\text{Log } x - \bar{\text{Log } x})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \\ &= \frac{15 \times (-0,0007)}{(15-1)(15-2)(0,111)^3} \\ &= -0,016 \end{aligned}$$

8. Menghitung faktor frekuensi (k), rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Log } x &= \bar{\text{Log } x} + k S \\ k &= \frac{\text{Log } x - \bar{\text{Log } x}}{S} \\ &= \frac{2,081 - 1,991}{0,111} \\ &= 0,806 \end{aligned}$$

9. Mencari besarnya nilai probabilitas (Pr), nilai Pr dapat dicari dengan melihat tabel distribusi Log Pearson (tabel 2.3) dari hubungan nilai kemencengan (Cs) dengan faktor frekuensi (k), dengan cara interpolasi maka didapat nilai probabilitas sebesar 21,31%.

10. Menghitung nilai Pt yang didapat dari rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Pt} &= 100 - \text{Pr} \\ &= 100 - 21,31 \\ &= 78,69\% \end{aligned}$$

11. Menghitung harga mutlak dari selisih nilai probabilitas Weibull dengan probabilitas tabel.

$$\frac{|Pt - Pw|}{100} = \frac{|31,25 - 21,31|}{100} \\ = 0,099$$

12. Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan sebagai berikut:



Tabel 4.8 Hasil Perhitungan Nilai D Maksimum

No	Rmax(mm)	Pe (%)	Log X	Rerata Log X	Standart Deviasi	k	Pr (%)	Pt (%)	D
1	145,80	6,25	2,164	1,991	0,111	1,551	6,50	93,50	0,003
2	139,00	12,50	2,143	1,991	0,111	1,365	8,91	91,09	0,036
3	132,80	18,75	2,123	1,991	0,111	1,186	12,15	87,85	0,066
4	120,70	25,00	2,082	1,991	0,111	0,813	21,08	78,92	0,039
5	120,50	31,25	2,081	1,991	0,111	0,806	21,31	78,69	0,099
6	103,50	37,50	2,015	1,991	0,111	0,211	42,55	57,45	0,051
7	99,80	43,75	1,999	1,991	0,111	0,069	47,64	52,36	0,039
8	98,30	50,00	1,993	1,991	0,111	0,010	49,75	50,25	0,002
9	97,20	56,25	1,988	1,991	0,111	-0,034	51,32	48,68	0,049
10	86,20	62,50	1,936	1,991	0,111	-0,504	68,01	31,99	0,055
11	82,60	68,75	1,917	1,991	0,111	-0,671	73,95	26,05	0,052
12	79,00	75,00	1,898	1,991	0,111	-0,845	80,09	19,91	0,051
13	77,60	81,25	1,890	1,991	0,111	-0,915	81,67	18,33	0,004
14	70,00	87,50	1,845	1,991	0,111	-1,318	90,47	9,53	0,030
15	63,10	93,75	1,800	1,991	0,111	-1,724	95,43	4,57	0,017
D max									0,099

Sumber: Hasil Perhitungan

13. Mencari nilai maksimum dari $|P_t - P_w|$ sebagai D_{\max} kemudian dicocokkan dengan D_{kritis} (tabel 2.5), jika $D_{\max} < D_{\text{kritis}}$ maka distribusi diterima.
14. Untuk perhitungan lainnya ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 4.9 Perbandingan Nilai D Maksimal Tabel dengan Hasil Perhitungan

No	a (%)	D kritis	D max	Ket
1	1	0,404	0,099	Diterima
2	5	0,338	0,099	Diterima
3	10	0,304	0,099	Diterima
4	15	0,283	0,099	Diterima
5	20	0,266	0,099	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

15. Dari hasil perhitungan di atas diperoleh nilai D_{\max} sebesar 0,099. Nilai D_{\max} lebih kecil dari D_{kritis} (lihat tabel 2.5) sehingga distribusi dapat diterima (memenuhi syarat distribusi).

4.1.4.2. Uji Chi Square

Uji *Chi Square* digunakan untuk menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara sistematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teorinya.

Contoh perhitungan:

- Membagi data pengamatan menjadi beberapa kelas

$$\begin{aligned} k &= 1 - 3,22 \log n \\ &= 1 + 3,22 \log 15 \\ &= 4,79 \quad 5 \text{ (kelas)} \end{aligned}$$

- Misal dipakai data dengan nilai probabilitas 0,20 yang didapat dari rumus Weibull

$$\begin{aligned} \text{Pr} &= \frac{m}{1+n} \\ &= \frac{1}{1+4} \\ &= 0,20 \end{aligned}$$

- $C_s = -0,016$ (diambil dari nilai sebelumnya)

- Diketahui:

$$\text{Pr} = 0,20$$

$$C_s = -0,016$$

Dengan cara interpolasi diperoleh nilai k sebesar 0,843 (lihat tabel 2.3)

- $\text{Log } x = \overline{\text{Log}} \bar{x} + k S$
 $= 1,991 + (0,843 \times 0,111)$
 $= 2,085$

- $\text{Exp}(2,085) = 121,63 \text{ mm}$

- Frekuensi teoritis (E_j) $= \frac{n}{k} = \frac{15}{4,79} = 3,1$
- Frekuensi pengamatan (O_j) diperoleh dari pengelompokkan data pengamatan sesuai dengan batas kelasnya. Pada studi ini jumlah data yang nilai lebih dari 121,63 adalah 3.
- Nilai Chi Square $= \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j}$
 $= \frac{(4 - 3,1)^2}{3,1}$
 $= 0,240$
- Dari keseluruhan nilai *Chi Square* dijumlahkan (X^2_{\max}) dan dicocokkan dengan nilai X^2_{tabel} . Nilai X^2_{tabel} diperoleh dari tabel 2.4 dari hubungan nilai derajat bebas (v) dan nilai probabilitas. Misal diambil nilai (*level of significance*) sama dengan satu persen (berarti nilai probabilitasnya adalah $1 - 0,01 = 0,99$) dan nilai derajat bebas (v) $= 5 - 1 = 4$, maka didapat nilai X^2_{tabel} sebesar $x = 13,277$ (tabel 2.4). jika $X^2_{\max} < X^2_{\text{tabel}}$ maka distribusinya diterima.
- Perhitungan lainnya, langkah dan teorinya sama dengan contoh perhitungan di atas sedangkan hasil dari perhitungan ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.10 Hasil Penentuan Kelas

No	P (%)	Tr	G	Log x	CH Rancangan (mm)
1	20	1,25	0,843	2,085	121,63
2	40	1,67	0,283	2,023	105,41
3	60	2,50	-0,278	1,961	91,32
4	80	5,00	-0,841	1,898	79,08

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11 Hasil Perhitungan Frekuensi Kelas

Interval Kelas	E_j	O_j	$(O_j - E_j)^2 / E_j$
< 79,08	3,1	4	0,240
79,08 - 91,32	3,1	2	0,410
91,32 - 105,41	3,1	4	0,240
105,41 - 121,63	3,1	2	0,410
> 121,63	3,1	3	0,006
Jumlah			1,305

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.12 Perbandingan Nilai X^2_{tabel} dan X^2_{hitung}

No	a (%)	D kritis	D max	Ket
1	1	13,277	1,305	Diterima
2	5	9,488	1,305	Diterima
3	10	7,779	1,305	Diterima
4	20	5,989	1,305	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan

- Dari hasil perhitungan di atas diperoleh nilai D_{max} sebesar 1,305. Nilai D_{max} lebih kecil dari D_{kritis} (lihat tabel 2.4) sehingga distribusi dapat diterima (memenuhi syarat distribusi).

4.1.5. Intensitas curah hujan

4.1.5.1. Koefisien pengaliran

Koefisien pengaliran (C) adalah perbandingan antara jumlah air yang mengalir di suatu daerah akibat turunnya hujan dengan jumlah air hujan yang turun di daerah tersebut. Besarnya koefisien pengaliran tergantung pada daerah pengaliran dan karakteristik hujan pada suatu daerah yang meliputi: keadaan hujan, luas dan bentuk daerah pengaliran, kemiringan daerah pengaliran, daya infiltrasi dan perkolasi tanah, kebasahan tanah, suhu, udara, angin, evaporasi dan tata guna lahan.

Koefisien pengaliran (C) yang digunakan pada studi ini didapat dari Tabel 2.6. Karena daerah studi merupakan daerah hutan, maka diambil koefisien pengaliran (C) sebesar 0,70 yang berarti 70% dari total curah hujan akan menjadi limpasan.

4.1.5.2. Distribusi curah hujan

Dengan menggunakan rumus formula hujan satuan cara Mononobe:

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

dengan:

R_t = intensitas hujan satuan untuk jam ke n (mm)

T = lamanya hujan dalam sehari (diambil 6 jam)

R_o = hujan satuan (1 mm)

t = waktu jam ke n

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

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

$$T = 2 \text{ jam} \quad R_2 = R_{24}/6.(6/2)^{2/3} = 0,3467.R_{24}$$

$$T = 3 \text{ jam} \quad R_3 = R_{24}/6.(6/3)^{2/3} = 0,2646.R_{24}$$

$$T = 4 \text{ jam} \quad R_4 = R_{24}/6.(6/4)^{2/3} = 0,2184.R_{24}$$

$$T = 5 \text{ jam} \quad R_5 = R_{24}/6 \cdot (6/5)^{2/3} = 0,1882 \cdot R_{24}$$

$$T = 6 \text{ jam} \quad R_6 = R_{24}/6 \cdot (6/6)^{2/3} = 0,1667 \cdot R_{24}$$

Curah Hujan Jam-jaman

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

dengan R_t = prosentase intensitas

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

$$= 0,5503 \times 100\% = 55,03 \%$$

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

$$= 0,1430 \times 100\% = 14,30 \%$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ jam} : R_3 &= (3 \times 0,2646R_{24}) - ((3-1) \times 0,3467R_{24}) \\ &= 0,7937 R_{24} - 0,6934R_{24} \end{aligned}$$

$$= 0,1003 \times 100\% = 10,03 \%$$

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

$$= 0,0799 \times 100\% = 7,99 \%$$

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

$$= 0,0675 \times 100\% = 6,75 \%$$

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

$$= 0,059 \times 100\% = 5,90 \%$$

$$\text{Dengan : Curah hujan rancangan 2 tahun } (R_2) = 98,12 \text{ mm/hari}$$

$$\text{Koefisien Pengaliran } (k) = 0,70$$

$$\text{Maka : - CH Efektif} = k \cdot R_2$$

$$= 0,70 \times 98,12$$

$$= 68,69 \text{ mm/hari}$$

Curah Hujan Tiap Jam:

$$\text{Jam ke-1} = \text{CH Efektif} \times \text{Ratio} \times 0,01$$

$$= 68,69 \times 55,03\% \times 0,01$$

$$= 37,80 \text{ mm/jam}$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.13 Analisa Hujan Efektif

Waktu (jam)	Ratio (%)	Kumulatif (%)	Curah Hujan Tiap Jam								
			2th	5th	10th	20th	50th	100th	200th	500th	1000th
1	55,03	55,03	37,80	46,86	52,40	57,86	63,73	68,26	72,70	82,67	86,28
2	14,30	69,34	9,83	12,18	13,62	15,04	16,56	17,74	18,90	21,49	22,43
3	10,03	79,37	6,89	8,54	9,55	10,55	11,62	12,45	13,26	15,07	15,73
4	7,99	87,36	5,49	6,80	7,61	8,40	9,25	9,91	10,55	12,00	12,52
5	6,75	94,10	4,63	5,74	6,42	7,09	7,81	8,37	8,91	10,13	10,58
6	5,90	100,00	4,05	5,02	5,61	6,20	6,83	7,31	7,79	8,86	9,24
PROBABILITAS HUJAN HARIAN (mm/hari)			98,12	121,63	136,03	150,20	165,43	177,19	188,73	214,59	223,98
KOEFSIEN PENGALIRAN			0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
HUJAN EFEKTIF (mm/hari)			68,69	85,14	95,22	105,14	115,80	124,04	132,11	150,22	156,78

Sumber: Hasil Perhitungan

4.2. Aliran Dasar

Aliran dasar dapat diperoleh dengan persamaan debit aliran dasar (Q_B), dengan variabel luas DAS dan kerapatan jaringan sungai, dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 D &= L_N / A \\
 &= 6,78 / 19,60 \\
 &= 0,346 \text{ km}^2 \\
 Q_B &= 0,4751 \times A^{0,644} \times D^{0,943} \\
 &= 0,4751 \times 19,60^{0,644} \times 0,346^{0,943} \\
 &= 1,188 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas dengan panjang sungai 6,78 km dan luas DAS sebesar 19,60 km² maka diperoleh aliran dasar sungai sebesar 1,188 m³/dt.

4.3. Analisa Banjir Rancangan

Metode penentuan debit banjir rencana akan dilakukan dengan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Parameter-parameter perhitungan yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Karakteristik DAS, meliputi:

- Luas daerah aliran sungai (A) = 19,60 Km²
- Panjang sungai utama (L) = 6,78 Km
- Koefisien karakteristik fisik DAS () = 1,5
- Hujan netto satuan (Ro) = 1 mm

2. Parameter-parameter hidrograf

- Waktu konsentrasi (Tg)

$$\text{Dengan } L < 15 \text{ Km, maka } T_g = 0,21 \times L^{0,70}$$

$$T_g = 0,21 \times L^{0,70}$$

$$= 0,21 \times 6,78^{0,70}$$

$$= 0,802 \text{ jam}$$

- Satuan waktu hujan (T_r)

$$T_r = (0,5-1) \times T_g$$

$$= 0,67 \times 0,802$$

$$= 0,537 \text{ jam}$$

- Tenggang waktu (T_p)

$$T_p = T_g + 0,80 T_r$$

$$= 0,802 + (0,80 \times 0,537)$$

$$= 1,232 \text{ jam}$$

- Waktu penurunan debit, dari debit puncak sampai dengan menjadi 0,30 Q_{\max}

$$T_{0,30} = x T_g$$

$$= 1,5 \times 0,802$$

$$= 1,203 \text{ jam}$$

- Debit puncak (Q_p)

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_o}{3,60(0,30T_p + T_{0,30})}$$

$$= \frac{1 \times 19,60 \times 1}{3,60(0,30 \times 1,232 + 1,203)}$$

$$= 3,463 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan selanjutnya ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.14 Tabel Lengkung Hidrograf

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Q_a	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	0	0,0	T_p	1,2
Lengkung Turun Tahap 1	Q_{d1}	$Q_p \cdot 0,3^{\wedge}[(t-T_p)/T_{0,3}]$	T_p	1,2	$T_p + T_{0,3}$	2,4
Lengkung Turun Tahap 2	Q_{d2}	$Q_p \cdot 0,3^{\wedge}[(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}]$	$T_p + T_{0,3}$	2,4	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	4,2
Lengkung Turun Tahap 3	Q_{d3}	$Q_p \cdot 0,3^{\wedge}[(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}]$	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	4,2	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.15 Tabulasi Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan
0,00	0,000	Qa
1,00	3,463	Qp
2,00	1,605	Qd ₁
3,00	0,276	Qd ₂
4,00	0,083	
5,00	0,015	
6,00	0,005	
7,00	0,001	
8,00	0,000	Qd ₃
9,00	0,000	
10,00	0,000	
11,00	0,000	
12,00	0,000	
13,00	0,000	
14,00	0,000	
15,00	0,000	
16,00	0,000	
17,00	0,000	
18,00	0,000	
19,00	0,000	
20,00	0,000	
21,00	0,000	
22,00	0,000	
23,00	0,000	
24,00	0,000	
Jumlah		5,448

Sumber: Hasil Perhitungan

- Kontrol hidrograf satuan

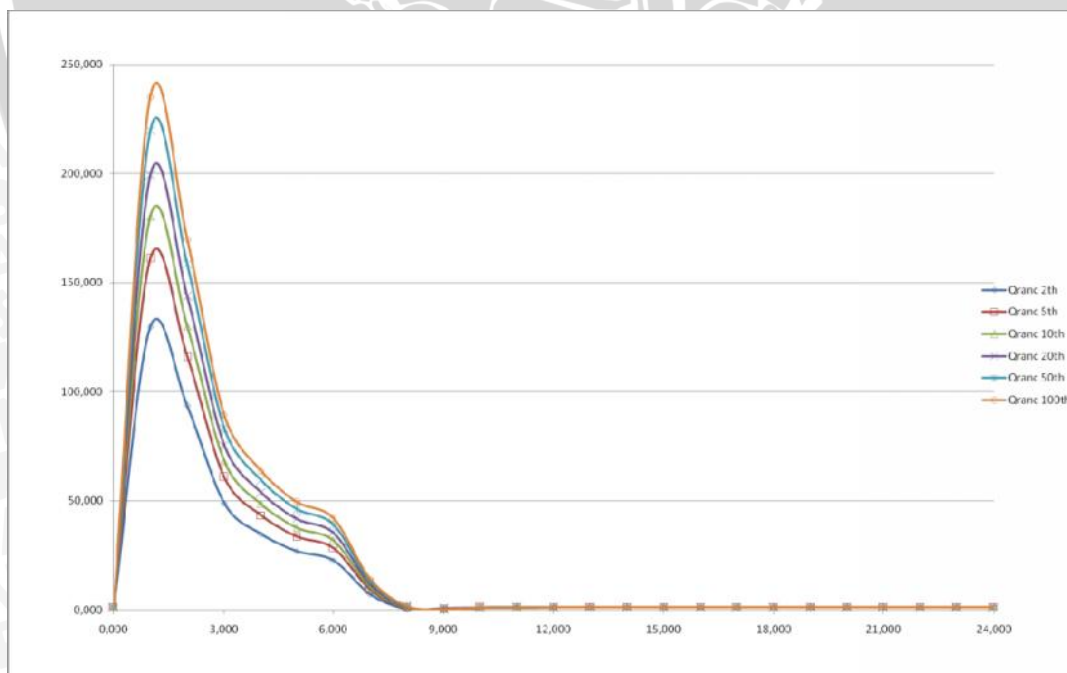
$$\begin{aligned}
 \text{Hujan efektif} &= \frac{\text{volume hidrograf (m}^3\text{)}}{\text{luas DAS (m}^2\text{)}} \\
 &= \frac{5,448 \times 3600}{19,60 \times 1000000} \\
 &= 0,001 \text{ m} \\
 &= 1,000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan detail hidrograf banjir rancangan ditampilkan pada lampiran sedangkan rekapitulasi hasil perhitungan hidrograf banjir metode Nakayasu ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.16 Rekapitulasi Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rancangan Metode Nakayasu

Waktu (jam)	Debit Banjir Rancangan ³ (m ³ /dt)						Baseflow ³ m ³ /dt
	2th	5th	10th	20th	50th	100th	
0,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
1,000	129,710	161,070	180,272	199,185	219,489	235,187	1,188
2,000	93,492	116,175	130,065	143,744	158,430	169,785	1,188
3,000	48,867	60,859	68,202	75,434	83,199	89,202	1,188
4,000	34,708	43,307	48,573	53,759	59,327	63,632	1,188
5,000	26,943	33,682	37,808	41,873	46,236	49,610	1,188
6,000	22,673	28,390	31,890	35,338	39,039	41,900	1,188
7,000	7,242	9,261	10,498	11,716	13,023	14,034	1,188
8,000	0,454	0,848	1,089	1,326	1,581	1,778	1,188
9,000	0,741	0,633	0,568	0,503	0,434	0,380	1,188
10,000	1,093	1,071	1,057	1,043	1,028	1,017	1,188
11,000	1,160	1,153	1,149	1,144	1,140	1,137	1,188
12,000	1,179	1,177	1,176	1,175	1,174	1,172	1,188
13,000	1,185	1,185	1,184	1,184	1,184	1,183	1,188
14,000	1,187	1,187	1,187	1,187	1,187	1,186	1,188
15,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,187	1,187	1,188
16,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
17,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
18,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
19,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
20,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
21,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
22,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
23,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188
24,000	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188	1,188

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.1 Hidrograf Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4. Analisa Debit Andalan

Guna mendapatkan kapasitas PLTMH, tidak terlepas dari perhitungan berapa banyak air yang dapat diandalkan untuk membangkitkan PLTMH. Debit andalan adalah debit minimum (terkecil) yang masih dimungkinkan untuk keamanan operasional suatu bangunan air, dalam hal ini adalah PLTMH.

Debit minimum sungai dianalisis atas dasar debit andalan. Dalam perencanaan Pembangkit Listrik Tenaga Mikrohidro ini, dikarenakan minimalnya data maka metode perhitungan debit andalan menggunakan metode simulasi perimbangan air dari Dr. F.J. Mock.

4.4.1. Perhitungan debit andalan metode F.J. Mock

Metode F.J. Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air yang ada di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

Contoh perhitungan untuk memperoleh besarnya debit sungai Metode F.J. Mock pada bulan Januari periode I tahun 2005 adalah sebagai berikut:

1. Data Meteorologi
 - a. Curah hujan 10 harian (P) = 88,7 mm/10 hari
 - b. Jumlah hari hujan = 4 hari
2. Evapotranspirasi Terbatas (Et)
 - a. Evapotranspirasi potensial (E_{to}) = 6,206 x 10 hari = 62,058 mm/10 hari
 - b. Permukaan lahan terbuka (m) = 10%
 - c. $(m/20) \times (18-h) = (0,1/20) \times (18 - 4)$
= 0,07
 - d. $E = E_{to} \times (m/20) \times (18-h)$
= 62,058 x 0,07
= 4,344 mm/10 hari
 - e. $E_t = E_{to} - E$
= 62,058 - 4,344
= 57,713 mm/10 hari
3. Keseimbangan Air
 - a. $s = P - E_t$
= 88,7 - 57,713
= 30,987 mm/10 hari
 - b. Aliran Permukaan (PF = 5%)

Jika: $s = 0$ maka aliran permukaan = 0

$s > 0$ maka aliran permukaan = $PF \times P$

Aliran permukaan = 0

c. Kandungan air tanah (SS)

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

$P < Et$ maka $SS = s - PF$

$SS = 0$

d. Kapasitas kelembaban tanah akhir

Jika: $SS = 0$ maka kapasitas kelembaban air tanah (SMC) = 200

$SS > 0$ maka kapasitas kelembaban air tanah = kandungan air tanah (SS)

Kapasitas kelembaban tanah = 200 mm/10 hari

e. Kelebihan air (WS)

$WS = s - SS$

$= 30,987 - 0$

$= 30,987 \text{ mm/10 hari}$

4. Aliran dan Penyimpanan Air Tanah

a. Faktor infiltrasi (i) diambil 0,30

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

c. Infiltrasi (I)

$I = i \times WS$

$= 0,30 \times 30,987$

$= 9,296 \text{ mm/10 hari}$

d. Volume air tanah (G)

$G = 0,5 (1+k) \times I$

$= 0,5 (1 + 0,7) \times 9,296$

$= 7,902 \text{ mm/10 hari}$

e. Penyimpanan volume air tanah awal terkoreksi (L)

$L = k \times V_{(n-1)}$

$= 0,7 \times 40,436$

$= 28,305 \text{ mm/10 hari}$

f. Total volume penyimpanan air tanah (V_n)

$V_n = [0,5 (1+k) \times I] + [k \times V_{(n-1)}]$

$= 7,902 + 28,305$

$= 36,207 \text{ mm/10 hari}$

g. Perubahan volume aliran dalam tanah (V_n)

$$\begin{aligned} V_n &= V_n - V_{(n-1)} \\ &= 36,207 - 40,436 \\ &= -4,229 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

h. Aliran dasar (B_F)

$$\begin{aligned} B_F &= I - V_n \\ &= 9,296 - (-4,2298) \\ &= 13,525 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

i. Limpasan Langsung (DR)

$$\begin{aligned} DR &= WS + \text{Aliran Permukaan} - I \\ &= 30,987 + 0 - 9,296 \\ &= 21,691 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

j. Total limpasan

$$\begin{aligned} T_{Ro} &= B_F + DR \\ &= 13,525 + 21,691 \\ &= 35,216 \text{ mm/10 hari} \end{aligned}$$

5. Debit Aliran Sungai

Diketahui data-data sebagai berikut:

- Luas DAS = $19,6 \text{ km}^2 = 19,6 \times 10^6 \text{ m}^2$
- Jumlah hari pada periode I = 10 hari

Maka untuk debit tersedia bulan Januari periode I dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{A \cdot T_{Ro}}{10 \text{ hari (detik)}} \\ &= \frac{19,6 \times 10^6 \times 35,216 \times 10^{-3}}{10 \times 24 \times 3600} \\ &= 0,7989 \text{ m}^3/\text{det/hari} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan detail debit sungai Atei tahun 1999 - 2013 dengan metode F.J.

Mock ditampilkan pada lampiran sedangkan rekapitulasi hasil perhitungan debit sungai Atei metode F.J. Mock ditabelkan pada tabel berikut ini.

Tabel 4.17 Debit 10 Harian Sungai Atei Hasil Pendugaan Metode F.J. Mock

	TAHUN	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
JAN	I	1,864	0,783	0,711	1,132	0,571	0,459	0,799	1,717	0,357	1,227	0,128	0,488	0,298	0,087	0,194
	II	0,898	0,930	2,140	2,162	1,210	0,146	2,200	1,297	1,479	0,083	0,689	0,862	0,136	1,058	0,105
	III	1,739	1,998	1,751	2,532	0,591	0,133	1,148	0,258	2,366	0,164	1,204	0,740	0,383	0,079	0,565
FEB	I	0,248	0,279	0,210	0,281	0,239	1,110	0,870	0,584	2,210	0,355	0,544	0,444	0,478	1,165	1,644
	II	0,488	0,279	0,210	0,281	0,239	0,146	2,882	1,695	1,250	0,083	0,128	1,252	0,703	0,549	0,549
	III	0,310	1,821	3,042	0,856	0,298	1,102	0,821	1,625	1,720	0,104	0,160	0,555	0,067	0,108	0,131
MAR	I	1,004	0,429	0,210	2,593	0,445	1,314	0,275	0,251	0,357	0,083	0,881	0,444	0,053	0,500	0,105
	II	0,540	1,297	0,335	0,763	3,396	1,581	1,874	1,969	0,950	0,628	0,787	0,444	0,085	0,379	0,676
	III	0,446	3,526	2,292	0,921	1,688	0,238	0,647	0,775	2,028	0,120	1,372	2,579	0,048	0,535	0,095
APR	I	0,478	2,171	0,210	3,875	2,262	0,146	0,533	0,251	2,177	0,083	0,128	1,576	0,239	0,424	0,958
	II	0,609	2,496	0,210	0,701	4,197	0,146	2,730	2,711	1,965	0,466	0,128	2,565	0,845	0,324	0,987
	III	0,248	2,230	0,680	0,331	1,620	0,146	0,388	2,526	3,484	0,748	0,798	1,402	0,053	0,087	0,105
MAY	I	3,454	1,052	0,880	3,235	0,917	0,146	0,726	0,251	0,357	0,083	0,128	4,075	0,053	0,214	0,531
	II	1,019	1,024	0,888	0,471	0,628	0,146	1,176	0,251	3,978	0,083	0,128	1,957	0,410	0,087	0,105
	III	1,175	0,253	1,995	0,256	0,217	0,133	0,250	1,292	0,325	0,076	0,117	2,890	0,114	0,079	1,065
JUN	I	0,753	0,279	0,242	2,930	0,239	0,146	0,694	0,820	1,051	0,219	0,128	1,093	0,053	0,332	0,148
	II	0,248	0,279	1,020	2,264	0,239	0,146	0,275	2,576	1,560	0,083	0,128	2,575	0,053	0,087	0,105
	III	0,248	0,978	0,210	1,203	0,239	0,146	2,375	0,707	0,357	0,083	0,128	2,408	0,053	0,087	0,105
JUL	I	1,341	0,552	0,210	0,281	0,239	0,257	0,559	0,251	0,357	0,118	0,128	0,444	0,053	0,087	0,105
	II	0,248	0,279	0,210	0,281	0,239	1,596	1,621	0,251	0,357	0,135	0,128	1,841	0,053	0,952	0,316
	III	0,225	0,633	0,668	0,256	0,217	0,133	0,250	0,812	3,083	0,076	0,117	2,725	0,048	0,258	0,095
AUG	I	0,283	0,640	0,210	0,281	0,239	0,146	1,261	0,251	0,357	0,083	0,128	3,037	0,053	0,087	0,152
	II	0,248	0,279	0,210	0,281	0,239	0,146	0,549	0,251	0,357	0,083	0,128	1,723	0,053	0,087	0,557
	III	0,225	0,452	0,190	0,256	1,170	0,133	0,250	0,228	0,836	1,222	0,117	3,433	0,048	0,079	0,095
SEP	I	0,248	0,279	0,210	0,281	0,239	0,146	0,514	0,251	1,519	0,083	0,128	1,598	0,053	0,087	0,105
	II	0,248	1,373	0,210	0,281	0,239	0,803	0,275	0,251	0,357	0,083	0,128	2,204	0,061	0,087	0,988
	III	0,509	1,065	1,973	0,281	0,239	0,146	0,416	0,251	0,357	0,083	0,128	3,404	0,053	0,087	0,105
OCT	I	1,442	0,279	0,663	0,281	1,637	0,146	0,275	0,277	0,357	0,083	0,619	0,802	0,409	0,087	0,105
	II	2,660	1,107	0,210	0,440	0,239	0,146	2,748	0,251	1,938	0,083	3,303	1,550	0,943	0,817	0,105
	III	1,486	2,869	0,190	0,793	0,217	0,133	1,003	0,228	0,325	0,076	1,213	1,275	0,048	0,817	1,049
NOV	I	1,927	0,450	0,511	1,343	0,317	0,416	1,985	1,466	2,149	0,363	0,494	0,492	0,296	1,311	0,105
	II	1,714	1,190	1,023	0,598	2,017	1,496	0,764	1,717	1,847	1,112	0,128	0,502	0,448	0,246	0,313
	III	2,958	1,285	1,299	2,741	2,391	2,351	2,564	1,757	0,357	1,054	1,038	3,294	0,363	0,731	0,105
DEC	I	1,115	0,279	2,662	2,809	2,522	1,021	1,248	1,429	2,696	0,581	1,040	0,444	0,053	0,176	0,105
	II	0,511	0,470	1,917	0,609	1,074	0,515	1,575	2,157	0,829	2,065	0,128	0,444	0,271	0,261	0,105
	III	1,989	2,423	0,810	1,416	0,501	2,691	0,889	2,514	2,585	0,102	0,669	1,605	0,048	0,079	1,201
Rerata		0,976	1,056	0,850	1,119	0,922	0,554	1,095	1,004	1,351	0,341	0,485	1,644	0,208	0,347	0,386

Sumber: Hasil Perhitungan



Tabel 4.18 Debit Sungai Atei Hasil Pendugaan Metode FJ. Mock

Bulan	Tahun														
	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
m ³ /detik															
Januari	4,501	3,712	4,602	5,826	2,373	0,738	4,147	3,272	4,202	1,475	2,021	2,089	0,817	1,223	0,864
Februari	1,045	2,378	3,461	1,418	0,776	2,358	4,573	3,904	5,180	0,542	0,833	2,252	1,248	1,822	2,324
Maret	1,991	5,252	2,836	4,277	5,529	3,132	2,796	2,995	3,335	0,831	3,040	3,468	0,187	1,414	0,876
April	1,335	6,898	1,099	4,907	8,080	0,438	3,652	5,488	7,626	1,297	1,055	5,543	1,137	0,835	2,049
Mei	5,648	2,330	3,763	3,962	1,762	0,425	2,152	1,793	4,659	0,242	0,373	8,922	0,578	0,379	1,701
Juni	1,248	1,536	1,471	6,397	0,716	0,438	3,344	4,102	2,968	0,385	0,385	6,076	0,160	0,505	0,357
Juli	1,815	1,463	1,087	0,818	0,694	1,986	2,430	1,313	3,797	0,329	0,373	5,010	0,155	1,296	0,516
Agustus	0,756	1,370	0,610	0,818	1,647	0,425	2,060	0,729	1,550	1,388	0,373	8,193	0,155	0,252	0,805
September	1,005	2,717	2,392	0,843	0,716	1,095	1,206	0,752	2,233	0,250	0,385	7,207	0,168	0,260	1,197
Oktober	5,589	4,255	1,063	1,515	2,093	0,425	4,026	0,756	2,620	0,242	5,135	3,627	1,400	1,721	1,259
Nopember	6,598	2,925	2,833	4,681	4,725	4,262	5,313	4,940	4,353	2,529	1,660	4,289	1,107	2,288	0,523
Desember	3,615	3,172	5,389	4,834	4,096	4,227	3,712	6,099	6,110	2,748	1,838	2,494	0,373	0,515	1,410

Sumber: Hasil Perhitungan

4.4.2. Pemilihan debit andalan metode lengkung durasi aliran/*Flow Duration Curve* (FDC)

Secara umum debit sungai dapat dibagi menjadi empat karakteristik (Sosrodarsono, 1993:204). Pembagian karakteristik debit sungai tersebut antara lain:

- Debit air cukup (*affluent*), yaitu debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 95 hari dalam setahun ($P = 26,00\%$)
- Debit air normal, yaitu debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 185 hari dalam setahun ($P = 50,70\%$)
- Debit air rendah, yaitu debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 275 hari dalam setahun ($P = 75,30\%$)
- Debit air musim kering, yaitu debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 355 hari dalam setahun ($P = 97,30\%$).

Untuk menentukan debit dengan peluang keandalan tertentu (debit andalan) dapat dilakukan dengan pendekatan analisis peluang dengan **Metode Weibull** yang menghasilkan *Flow Duration Curve* dengan tahapan:

- Mengurutkan data mulai dari yang besar hingga kecil.
- Menghitung probabilitas untuk masing-masing data.

$$P_w = m / (n+1) \times 100\%$$

dengan:

P_w = probabilitas (%)

m = nomor urut data

n = jumlah data

Probabilitas dengan persamaan Weibull:

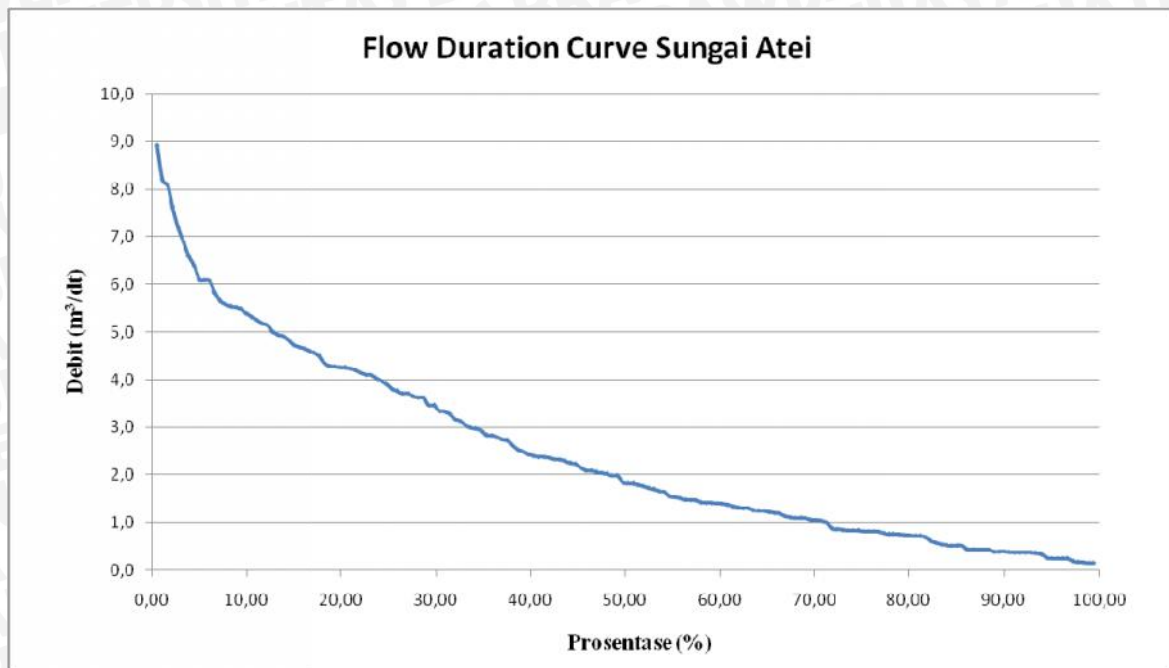
$$\begin{aligned} P_w &= \frac{m}{n+1} \times 100\% \\ &= \frac{1}{180+1} \times 100\% \\ &= 0,55\% \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.19 Debit Andalan dengan Metode Weibull (m^3/dt)

m	Q ($m^3/detik$)	P (%)	m	Q ($m^3/detik$)	P (%)	m	Q ($m^3/detik$)	P (%)
1	8,922	0,55%	61	2,995	33,70%	121	1,137	66,85%
2	8,193	1,10%	62	2,968	34,25%	122	1,107	67,40%
3	8,080	1,66%	63	2,925	34,81%	123	1,099	67,96%
4	7,626	2,21%	64	2,836	35,36%	124	1,095	68,51%
5	7,207	2,76%	65	2,833	35,91%	125	1,087	69,06%
6	6,898	3,31%	66	2,796	36,46%	126	1,063	69,61%
7	6,598	3,87%	67	2,748	37,02%	127	1,055	70,17%
8	6,397	4,42%	68	2,717	37,57%	128	1,045	70,72%
9	6,110	4,97%	69	2,620	38,12%	129	1,005	71,27%
10	6,099	5,52%	70	2,529	38,67%	130	0,876	71,82%
11	6,076	6,08%	71	2,494	39,23%	131	0,864	72,38%
12	5,826	6,63%	72	2,430	39,78%	132	0,843	72,93%
13	5,648	7,18%	73	2,392	40,33%	133	0,835	73,48%
14	5,589	7,73%	74	2,378	40,88%	134	0,833	74,03%
15	5,543	8,29%	75	2,373	41,44%	135	0,831	74,59%
16	5,529	8,84%	76	2,358	41,99%	136	0,818	75,14%
17	5,488	9,39%	77	2,330	42,54%	137	0,818	75,69%
18	5,389	9,94%	78	2,324	43,09%	138	0,817	76,24%
19	5,313	10,50%	79	2,288	43,65%	139	0,805	76,80%
20	5,252	11,05%	80	2,252	44,20%	140	0,776	77,35%
21	5,180	11,60%	81	2,233	44,75%	141	0,756	77,90%
22	5,135	12,15%	82	2,152	45,30%	142	0,756	78,45%
23	5,010	12,71%	83	2,093	45,86%	143	0,752	79,01%
24	4,940	13,26%	84	2,089	46,41%	144	0,738	79,56%
25	4,907	13,81%	85	2,060	46,96%	145	0,729	80,11%
26	4,834	14,36%	86	2,049	47,51%	146	0,716	80,66%
27	4,725	14,92%	87	2,021	48,07%	147	0,716	81,22%
28	4,681	15,47%	88	1,991	48,62%	148	0,694	81,77%
29	4,659	16,02%	89	1,986	49,17%	149	0,610	82,32%
30	4,602	16,57%	90	1,838	49,72%	150	0,578	82,87%
31	4,573	17,13%	91	1,822	50,28%	151	0,542	83,43%
32	4,501	17,68%	92	1,815	50,83%	152	0,523	83,98%
33	4,353	18,23%	93	1,793	51,38%	153	0,516	84,53%
34	4,289	18,78%	94	1,762	51,93%	154	0,515	85,08%
35	4,277	19,34%	95	1,721	52,49%	155	0,505	85,64%
36	4,262	19,89%	96	1,701	53,04%	156	0,438	86,19%
37	4,255	20,44%	97	1,660	53,59%	157	0,438	86,74%
38	4,227	20,99%	98	1,647	54,14%	158	0,425	87,29%
39	4,202	21,55%	99	1,550	54,70%	159	0,425	87,85%
40	4,147	22,10%	100	1,536	55,25%	160	0,425	88,40%
41	4,102	22,65%	101	1,515	55,80%	161	0,385	88,95%
42	4,096	23,20%	102	1,475	56,35%	162	0,385	89,50%
43	4,026	23,76%	103	1,471	56,91%	163	0,385	90,06%
44	3,962	24,31%	104	1,463	57,46%	164	0,379	90,61%
45	3,904	24,86%	105	1,418	58,01%	165	0,373	91,16%
46	3,797	25,41%	106	1,414	58,56%	166	0,373	91,71%
47	3,763	25,97%	107	1,410	59,12%	167	0,373	92,27%
48	3,712	26,52%	108	1,400	59,67%	168	0,373	92,82%
49	3,712	27,07%	109	1,388	60,22%	169	0,357	93,37%
50	3,652	27,62%	110	1,370	60,77%	170	0,329	93,92%
51	3,627	28,18%	111	1,335	61,33%	171	0,260	94,48%
52	3,615	28,73%	112	1,313	61,88%	172	0,252	95,03%
53	3,468	29,28%	113	1,297	62,43%	173	0,250	95,58%
54	3,461	29,83%	114	1,296	62,98%	174	0,242	96,13%
55	3,344	30,39%	115	1,259	63,54%	175	0,242	96,69%
56	3,335	30,94%	116	1,248	64,09%	176	0,187	97,24%
57	3,272	31,49%	117	1,248	64,64%	177	0,168	97,79%
58	3,172	32,04%	118	1,223	65,19%	178	0,160	98,34%
59	3,132	32,60%	119	1,206	65,75%	179	0,155	98,90%
60	3,040	33,15%	120	1,197	66,30%	180	0,155	99,45%

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Kurva Durasi Aliran Sungai Atei
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.20 Debit Andalan Terurut Metode *Flow Duration Curve* (FDC)

No.	Probabilitas (%)	Debit Sungai (m ³ /dt)	Keterangan
1	10,00%	5,381	Tersedia 10% dalam setahun
2	20,00%	4,260	Tersedia 20% dalam setahun
3	26,00%	3,760	Tersedia 26% dalam setahun (Debit Air Cukup)
4	30,00%	3,426	Tersedia 30% dalam setahun
5	40,00%	2,415	Tersedia 40% dalam setahun
6	51,00%	1,808	Tersedia 51% dalam setahun (Debit Air Normal)
7	60,00%	1,393	Tersedia 60% dalam setahun
8	70,00%	1,057	Tersedia 70% dalam setahun
9	75,00%	0,821	Tersedia 75% dalam setahun (Debit Air Rendah)
10	80,00%	0,731	Tersedia 80% dalam setahun
11	90,00%	0,385	Tersedia 90% dalam setahun (Debit Andalan)
12	97,00%	0,211	Tersedia 97% dalam setahun (Debit Air Kering)

Sumber: Hasil Perhitungan

Debit yang digunakan untuk perhitungan desain PLTMH adalah debit andalan Q_{60} sebesar 1,393 m³/dt.

4.5. Simulasi Kapasitas Tampungan Embung

Simulasi kapasitas tampungan embung ini dimaksudkan untuk mengetahui apakah dengan tampungan embung yang ada mampu melayani kebutuhan debit untuk pembangkitan listrik desa Tumbang Atei yaitu sebesar 1,393 m³/dt. Debit andalan yang digunakan dalam simulasi adalah debit andalan Q_{60} .

Contoh perhitungan simulasi kapasitas embung adalah sebagai berikut:

1. Kapasitas tampungan embung

Dari hasil pengukuran topografi diperoleh tampungan efektif embung sebesar 2.290.545,80 m³ dan kapasitas tampungan mati sebesar 9.094,93 m³.

2. Data debit inflow (debit air cukup)

Contoh :

Bulan Januari (31 hari)

$$I = 2,2835 \text{ m}^3/\text{dt} = (2,2835 \times 3600 \times 24 \times 31) \\ = 6.116.015,73 \text{ m}^3$$

3. Data debit kebutuhan PLTMH

$$\text{PLTMH} = 1,393 \text{ m}^3/\text{dt} \\ = 1,393 \times 31 \times 24 \times 60 \times 60 \\ = 3.731.011,20 \text{ m}^3$$

4. Luas Muka Air Embung

Luas muka air embung diperoleh dari interpolasi antara tampungan (volume) total dengan luas genangan pada tabel 3.1.

5. Evaporasi Air Bebas

Contoh :

Bulan Januari (31 hari), evaporasi sebesar 6,2058 mm/hari

$$\text{Evaporasi} = \frac{31 \times 6,2058 \times 225585,87}{1000} \\ = 43.397,82 \text{ m}^3$$

6. Total Outflow

$$\text{Total outflow} = \text{kebutuhan air PLTMH} \\ = 3.731.011,20 \text{ m}^3$$

7. Tampungan embung (S_{n+1}) :

Contoh :

Untuk bulan Januari (31 hari)

$$S_{n+1} = \text{Tampungan Awal} + \text{Inflow} - \text{Total Outflow} - \text{Evaporasi} \\ = (2.290.545,80 + 6.116.015,73 - 3.731.011,20 - 43.397,82) \\ = 4.632.152,51 \text{ m}^3 \\ = 4,632 \text{ juta m}^3$$

8. Tampungan Akhir Periode

- Jika tampungan embung < 0, maka tampungan akhir periode = 0

- Jika tampungan embung < tampungan efektif, maka tampungan akhir periode = tampungan embung
- Jika tampungan embung > tampungan efektif, maka tampungan akhir periode = tampungan efektif

Maka : Untuk bulan Januari, $S_{\text{akhir periode}} = 2.290.545,80 \text{ m}^3$

9. Tampungan Total Periode

Untuk bulan Januari (31 hari)

$$\begin{aligned} S_{\text{total periode}} &= S_{\text{akhir periode}} + \text{Tampungan Mati} \\ &= 2.290.545,80 + 9.094,93 \\ &= 2.299.640,73 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

10. Spillout

- Jika tampungan embung < tampungan efektif, maka *spillout* = 0
- Jika tampungan embung > tampungan efektif, maka *spillout* = (tampungan embung – tampungan efektif)

Untuk bulan Januari (31 hari)

$$\begin{aligned} \text{Spillout} &= 4.632.152,51 - 2.299.640,73 \\ &= 2.341.606,71 \text{ m}^3 \text{ (karena tampungan embung > tampungan efektif)} \end{aligned}$$

11. Keterangan

- Jika tampungan total periode < tampungan mati, maka gagal.
- Jika tampungan total periode > tampungan mati, maka sukses

Hasil perhitungan detail simulasi tampungan embung Tumbang Atei dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.21 Simulasi Tampung Embung Tumbang Atei

Lokasi

Sungai Atei

Persamaan 1. elevasi-Luas : $Y = 52,38A^{0,0013}$
 Persamaan 2. elevasi-Kapasitas : $Y = 53,25S^{0,000}$

Kebutuhan PLTMH

1,393 m³/dt

Waktu Operasi

24 Jam

Daya Listrik Rencana

73,03 kW

Jumlah Periode Sukses

83,33 %

Kapasitas Tampung Efektif Embung

2.290.545,80 m³

Kapasitas Tampung Mati

9094,93 m³

Dengan dua persamaan tersebut, maka dapat kita persikan persamaan dari persamaan 1 dan 2 :

$$52,38A^{0,0013} = 53,25S^{0,000}$$

$$A = (1,017 S^{0,0006100013})^{0,0003}$$

$$A = 3,55S^{0,00037}$$

Thn	No.	Bulan	Jumlah Hari	Inflow		Waktu Operasi jam	Kebutuhan PLTMH		A (m ²)	Evaporasi		Total Outflow m ³	I - O m ³	(S + (I-O)) m ³	Tampung Akhir m ³	Tampung Total m ³	Spillout m ³	Prosentase sukses %	Keterangan	Elevasi m
				m ³ /dt	m ³		m ³ /dt	m ³		(mm/hari)	m ³									
															2.290.545,80	2.299.640,73				
Debit Air Keandalan 60%	1	January	31	2,2835	6.116.015,73	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6,2058	43.397,82	3.731.011,20	2.385.004,53	4.632.152,51	2.290.545,80	2.299.640,73	2.341.606,71	100%	Sukses	62,00
	2	February	28	2,7991	6.771.483,56	24,00	1,3930	3.369.945,60	225.585,87	7,4062	46.780,72	3.369.945,60	3.401.537,96	5.645.303,04	2.290.545,80	2.299.640,73	3.354.757,24	100%	Sukses	62,00
	3	March	31	3,0138	8.072.289,25	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6,7127	46.942,91	3.731.011,20	4.341.278,05	6.584.880,93	2.290.545,80	2.299.640,73	4.294.335,14	100%	Sukses	62,00
	4	April	30	0,7028	1.821.598,69	24,00	1,3930	3.610.656,00	70.189,32	6,8326	14.387,31	3.610.656,00	-1.789.057,31	487.101,17	496.196,10	0,00	100%	Sukses	60,25	
	5	May	31	1,7604	4.715.024,87	24,00	1,3930	3.731.011,20	157.635,13	5,1128	24.984,69	3.731.011,20	984.013,67	1.446.130,15	1.446.130,15	1.455.225,08	0,00	100%	Sukses	61,36
	6	June	30	0,8516	2.207.328,31	24,00	1,3930	3.610.656,00	11.405,47	4,5914	1.571,02	3.610.656,00	-1.403.327,69	41.231,44	41.231,44	50.326,37	0,00	100%	Sukses	58,64
	7	July	31	1,6264	4.356.043,84	24,00	1,3930	3.731.011,20	87.123,99	4,4571	12.038,02	3.731.011,20	625.032,64	654.226,06	654.226,06	663.320,99	0,00	100%	Sukses	60,50
	8	August	31	0,4989	1.336.177,96	24,00	1,3930	3.731.011,20	2.991,46	4,9983	463,52	3.731.011,20	-2.394.833,24	-1.741.070,70	0,00	9.094,93	0,00	64%	Gagal	58,00
	9	September	30	1,6138	4.182.995,93	24,00	1,3930	3.610.656,00	77.423,16	5,9627	13.849,43	3.610.656,00	572.339,93	558.490,51	558.490,51	567.585,44	0,00	100%	Sukses	60,36
	10	October	31	0,6803	1.822.223,80	24,00	1,3930	3.731.011,20	2.991,46	5,5437	514,09	3.731.011,20	-1.908.787,40	-1.350.810,98	0,00	9.094,93	0,00	51%	Gagal	58,00
	11	November	30	3,6902	9.564.942,41	24,00	1,3930	3.610.656,00	225.585,87	6,0385	40.865,98	3.610.656,00	5.954.286,41	5.913.420,42	2.290.545,80	2.299.640,73	3.622.874,63	100%	Sukses	62,00
	12	December	31	4,6919	12.566.734,91	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6,2875	43.969,53	3.731.011,20	8.835.723,71	11.082.299,98	2.290.545,80	2.299.640,73	8.791.754,18	100%	Sukses	62,00
				63.532.859,26			1,3930					43.929.648,00	-19.603.211,26				22.405.327,90			

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh periode sukses tampungan embung untuk melayani kebutuhan debit PLTMH sebesar 83,33% sehingga dapat disimpulkan bahwa tampungan embung tidak mampu untuk melayani kebutuhan debit PLTMH dengan waktu operasi pembangkit selama 24 jam dalam satu tahun. Kegagalan terjadi pada bulan Agustus dan Oktober dikarenakan debit yang ada tidak mampu melayani kebutuhan debit kebutuhan untuk PLTMH.

Untuk memperoleh peluang keberhasilan tampungan embung sebesar 100%, maka waktu operasi pembangkit untuk debit yang tidak memenuhi harus dioptimalkan agar tampungan mampu melayani debit kebutuhan untuk pembangkitan. Dari hasil perhitungan simulasi ini, nantinya waktu operasi pembangkit akan digunakan dalam perhitungan daya dan energi dalam satu tahun. Adapun perhitungan simulasi kapasitas tampungan embung dengan peluang keberhasilan 100% dapat dilihat pada tabel berikut ini.



Tabel 4.22 Simulasi Tampung Embung Tumbang Atei dengan Peluang Keberhasilan 100%

Lokasi

Sungai Atei

$$Y = 53.25S^{0.000}$$

Kebutuhan PLTMH

1,393 m³/dt

Dengan dua persamaan tersebut, maka didapatkan persamaan Luas dari Kapasitas :

Daya Listrik Rencana

73,03 kW

$$Y = 53.25S^{0.000}$$

Jumlah Periode Sukses

100,00 %

$$52.2 = 53.25S^{0.000}$$

Kapasitas Tampungan Efektif Embung

2.290.545,80 m³

$$A = 3.55S^{0.77}$$

Kapasitas Tampungan Mati

9094,93 m³

Thn	No.	Bulan	Jumlah Hari	Inflow		Waktu Operasi	Kebutuhan PLTMH		A	Evaporasi		Total Outflow	I - O	(S + (I-O))	Tampung Akhir	Tampung Total	Spillout	Prosentase sukses	Keterangan	Elevasi
				m ³ /dt	m ³		m ³ /dt	m ³		(m ²)	(mm/hari)									
															2.290.545,80	2.299.640,73				
Debit Air Kemandalan 60%	1	January	31	2,2835	6.116.015,73	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6.2058	43.397,82	3.731.011,20	2.385.004,53	4.632.152,51	2.290.545,80	2.299.640,73	2.341.606,71	100%	Sukses	62,00
	2	February	28	2,7991	6.771.483,56	24,00	1,3930	3.369.945,60	225.585,87	-7,4062	46.780,72	3.369.945,60	3.401.537,96	5.645.303,04	2.290.545,80	2.299.640,73	3.354.757,24	100%	Sukses	62,00
	3	March	31	3,0138	8.072.289,25	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6,7127	46.942,91	3.731.011,20	4.341.278,05	6.584.880,93	2.290.545,80	2.299.640,73	4.294.335,14	100%	Sukses	62,00
	4	April	30	0,7028	1.821.598,69	19,00	1,3930	2.858.436,00	139.844,13	6,8326	28.665,06	2.858.436,00	-1.036.837,31	1.225.043,42	1.225.043,42	1.234.138,35	0,00	100%	Sukses	61,19
	5	May	31	1,7604	4.715.024,87	24,00	1,3930	3.731.011,20	216.270,02	5,1128	34.278,14	3.731.011,20	984.013,67	2.174.778,95	2.174.778,95	2.183.873,88	0,00	100%	Sukses	61,91
	6	June	30	0,8516	2.207.328,31	19,00	1,3930	2.858.436,00	162.078,41	4,5914	22.325,07	2.858.436,00	-651.107,69	1.501.346,18	1.501.346,18	1.510.441,11	0,00	100%	Sukses	61,40
	7	July	31	1,6264	4.356.043,84	24,00	1,3930	3.731.011,20	210.039,86	4,4571	29.021,45	3.731.011,20	625.032,64	2.097.357,38	2.097.357,38	2.106.452,31	0,00	100%	Sukses	61,85
	8	August	31	0,4989	1.336.177,96	15,00	1,3930	2.331.882,00	128.314,93	4,9983	19.881,93	2.331.882,00	-995.704,04	1.081.771,40	1.081.771,40	1.090.866,33	0,00	100%	Sukses	61,08
	9	September	30	1,6138	4.182.995,93	24,00	1,3930	3.610.656,00	171.897,14	5,9627	30.748,90	3.610.656,00	572.339,93	1.623.362,44	1.623.362,44	1.632.457,37	0,00	100%	Sukses	61,49
	10	October	31	0,6803	1.822.223,80	15,00	1,3930	2.331.882,00	129.099,24	5,5437	22.186,24	2.331.882,00	-509.658,20	1.091.518,00	1.091.518,00	1.100.612,93	0,00	100%	Sukses	61,09
	11	November	30	3,6902	9.564.942,41	24,00	1,3930	3.610.656,00	225.585,87	6,0385	40.865,98	3.610.656,00	5.954.286,41	7.004.938,42	2.290.545,80	2.299.640,73	4.714.392,63	100%	Sukses	62,00
	12	December	31	4,6919	12.566.734,91	24,00	1,3930	3.731.011,20	225.585,87	6,2875	43.969,53	3.731.011,20	8.835.723,71	11.082.299,98	2.290.545,80	2.299.640,73	8.791.754,18	100%	Sukses	62,00
				63.532.859,26			1,3930					39.626.949,60	23.905.909,66			23.496.845,91				

Sumber: Hasil Perhitungan

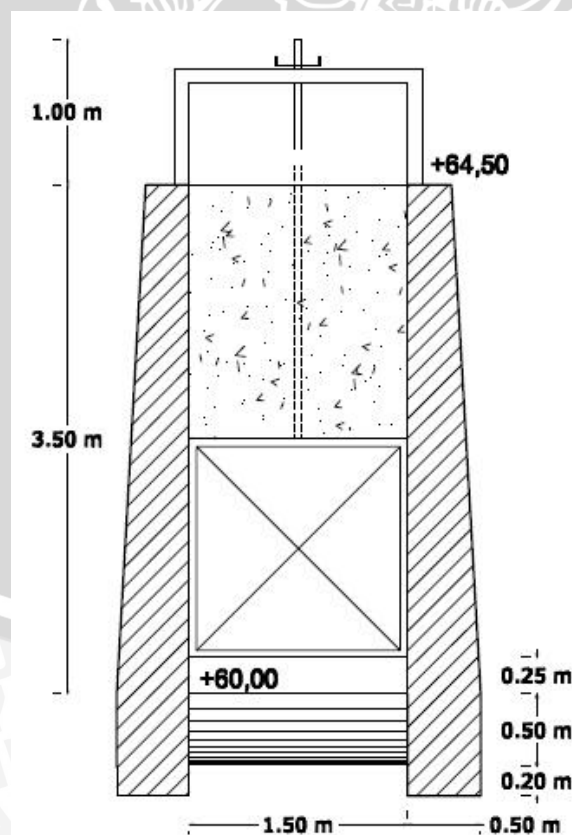
4.6. Analisa Dimensi Bangunan Hantar

4.6.1. Letak bangunan pengambilan

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan. Bangunan pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung. Lebih disukai jika pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen. (Anonim/KP-02, 1986:112).

Bangunan pengambilan terletak di sisi kiri sungai Atei, direncanakan dengan konstruksi bangunan dari pasangan batu dilengkapi dengan 1 (satu) buah pintu baja tipe *sluice gate*, dan saringan atau *trashrack*. Berikut adalah data yang diperlukan untuk perhitungan *intake*:

- debit desain (Q_{60}) : 1,393 m³/dt
- lebar intake : 1,50 m (desain)
- tinggi ambang rencana : 0,50 m
- kekasaran manning (n) : 0,017 (pasangan batu)
- slope (S) : 0,0017 (desain)



Gambar 4.3 Desain Pintu Intake
Hasil: Sumber Perhitungan

4.6.2. Bangunan pengambilan (*Intake*)

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan. Bangunan pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung. Lebih disukai jika pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen. (Anonim/KP-02, 1986:83).

Dari data-data dan asumsi yang digunakan maka didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut:

1. Lebar intake direncanakan 1,5 m.
2. Mencari tinggi muka air di intake.

Penampang *intake* berbentuk segi empat dengan rumus debit:

$$Q = V \times A \quad \rightarrow \quad V = Q / A$$

$$V = \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \times S^{1/2}$$

$$\frac{1,393}{1,5 \times h} = \frac{1}{0,017} \times \left(\frac{1,5 \cdot h}{2h+1,5}\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,0017^{1/2}$$

$$\frac{1,393}{1,5h} = 58,824 \times \left(\frac{1,5h}{2h+1,5}\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,0412$$

$$\frac{1,393}{1,5h} = 2,4254 \times \left(\frac{1,5h}{2h+1,5}\right)^{\frac{2}{3}} \times 1,5h$$

$$0,5743 = \left(\frac{1,5h}{2h+1,5}\right)^{\frac{2}{3}} \times 1,5h$$

Dengan cara coba-coba (*trial and error*) dapat diketahui kedalaman air, $h = 0,74$ m.

3. Mencari kecepatan air yang akan masuk ke dalam pintu.

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{1,393}{(1,5 \cdot 0,74)} \\ &= 1,255 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

4.6.2.1. Pola operasi pintu intake

Pintu air pada PLTMH Tumbang Atei ini adalah sebagai regulator pengatur debit yang dibutuhkan untuk operasi pembangkit listrik. Pada analisis ini dicari *rating curve* dari pintu jenis *sluice gate*. dengan menggunakan persamaan (2-47).

Adapun langkah perhitungan operasi pintu *intake* dapat dilihat pada contoh perhitungan saat muka air di depan pintu setinggi 0,40 m dan tinggi bukaan 0,25 m.

- Faktor aliran tenggelam (K) diasumsi sebesar 0,88.
- Nilai koefisien debit (μ) dicari dari hubungan h_1/a .

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

Dari Gambar 2.3 didapat nilai μ sebesar 0,536.

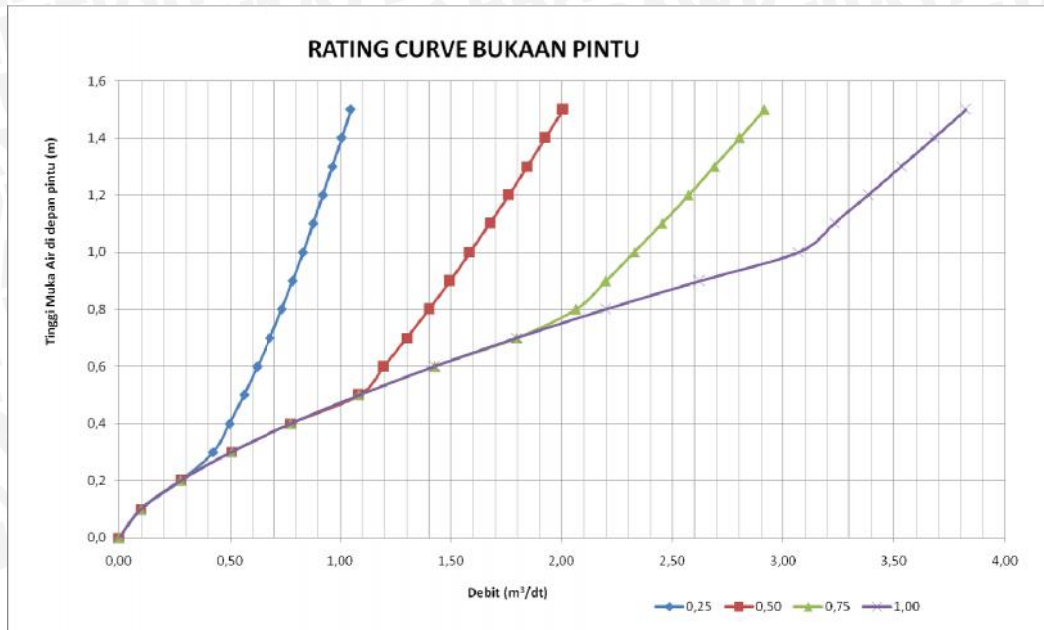
$$\begin{aligned} Q &= K \cdot \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \\ &= 0,88 \cdot 0,536 \cdot 0,25 \cdot 1,5 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,40} \\ &= 0,495 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4.23 Pola Operasi Pintu *Intake*

No	Kedalaman Air di Hulu Pintu h_1 (m)	Tinggi Buka-an Pintu (a) (m)			
		0,25	0,50	0,75	1,00
	Debit Pintu (Q) (m ³ /dt)				
1	0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,10	0,097	0,097	0,097	0,097
3	0,20	0,275	0,275	0,275	0,275
4	0,30	0,423	0,504	0,504	0,504
5	0,40	0,495	0,777	0,777	0,777
6	0,50	0,561	1,085	1,085	1,085
7	0,60	0,622	1,197	1,427	1,427
8	0,70	0,681	1,301	1,798	1,798
9	0,80	0,735	1,400	2,064	2,196
10	0,90	0,785	1,495	2,199	2,621
11	1,00	0,833	1,586	2,328	3,070
12	1,10	0,878	1,674	2,452	3,230
13	1,20	0,922	1,760	2,572	3,385
14	1,30	0,965	1,843	2,689	3,535
15	1,40	1,007	1,925	2,803	3,680
16	1,50	1,047	2,005	2,914	3,822

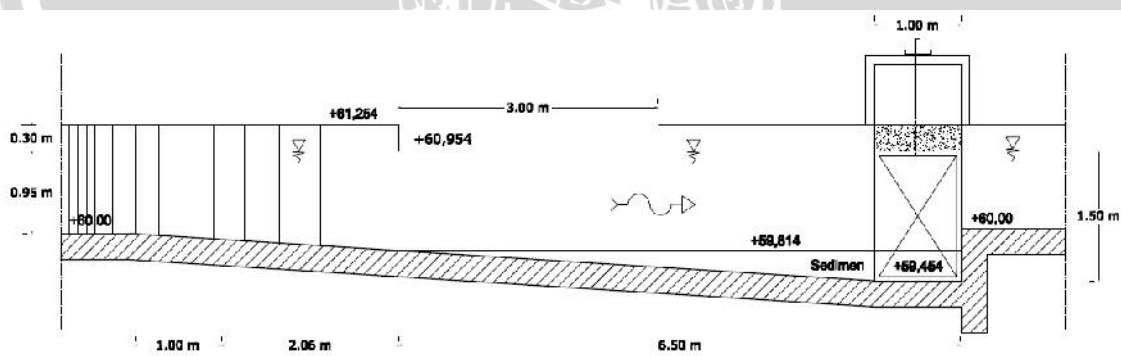
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.4 Grafik Pola Operasi Pintu *Intake*
 Sumber: Hasil Perhitungan

4.6.3. Bak pengendap (*Settling Basin*)

Bak pengendap berfungsi untuk mengendapkan sedimen yang ikut masuk bersama aliran air. Bak pengendap harus memiliki struktur yang mampu mengendapkan dan membilas sedimen dengan ukuran minimal yang dapat menimbulkan efek buruk pada turbin dan juga dilengkapi *spillway* untuk mencegah masuknya air berlebih ke saluran pembawa.



Gambar 4.5 Desain Bak Pengendap
 Sumber: Hasil Perhitungan

Untuk bagian-bagian bak pengendap direncanakan sebagai berikut:

- Debit rencana = 1,393 m³/dt
- Tinggi air dalam bak = 1,5 m
- Suhu air = 20° C
- Diameter butir = 0,5 mm

= 7 cm/dt (grafik hubungan diameter butir dan suhu air)

1. Menghitung kecepatan kritis butiran dengan persamaan

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

Dengan :

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

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

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

$$= 0,31 \text{ m/dt}$$

2. Menentukan kecepatan dalam bak yang harus lebih kecil dari pada kecepatan kritis butiran yaitu $v = 30 \text{ cm/detik}$
3. Menghitung waktu untuk butir untuk tiba di dasar bak (t) dengan persamaan berikut, tinggi air dalam bak direncanakan 150 cm dan $v = 7 \text{ cm/detik}$

$$\begin{aligned} t &= \frac{h}{\omega} \\ &= \frac{150}{7} \\ &= 21,43 \text{ detik} \end{aligned}$$

4. Menghitung panjang bak (L) dengan persamaan

$$\begin{aligned} L &= v \cdot t \\ &= 30 \text{ cm/dt} \times 21,43 \text{ detik} \\ &= 642,86 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka direncanakan panjang bak 6,5 m.

5. Menghitung lebar bak (B) dengan persamaan

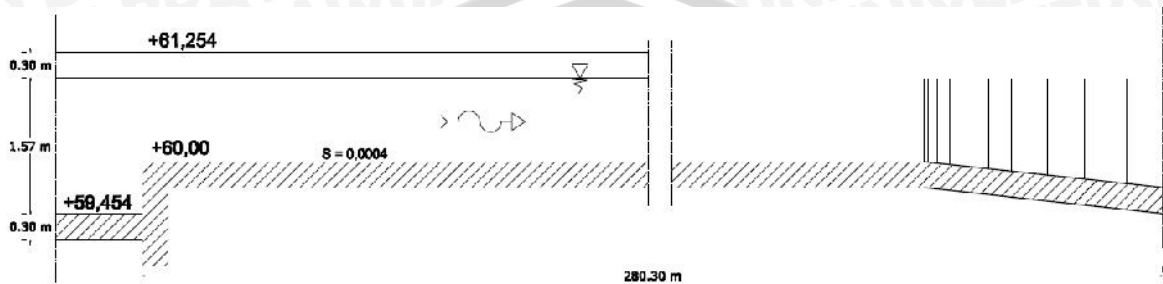
$$\begin{aligned} Q &= B \cdot h \cdot v \\ B &= \frac{Q}{h \cdot v} \\ B &= \frac{1,393 \cdot 10^6}{150 \cdot 30} \\ &= 309,56 \text{ cm} \end{aligned}$$

Maka direncanakan lebar bak sebesar 3,1 m.

6. Karena tidak ada data pengukuran sedimen, maka dapat diambil besarnya sedimen yang harus diendapkan sebesar 0,5% dari volume air yang mengalir dan waktu pembilasan 1 minggu sekali.

4.6.4. Saluran pembawa (*Waterway*)

Saluran pembawa (*waterway*) berfungsi sebagai saluran pembawa debit dari bangunan pengambilan menuju ke pipa pesat (*penstock*). Saluran pembawa air untuk pembangkit listrik skala kecil kebanyakan memakai saluran terbuka. Bangunan ini direncanakan dengan membawa debit sebesar $1,393 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan dipilih penampang persegi dengan menggunakan pasangan batu.



Gambar 4.6 Desain Saluran Pembawa
Sumber: Hasil Perhitungan

Dimensi yang direncanakan antara lain:

- lebar saluran pembawa : 2,00 m (desain)
- kekasaran manning (n) : 0,017 (pasangan batu)
- slope (S) : 0,0004 (desain)

1. Mencari tinggi muka air di saluran

Penampang berbentuk segi empat dengan rumus debit:

$$Q = V \times A \quad \rightarrow \quad V = Q / A$$

$$V = \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \times S^{1/2}$$

$$\frac{1,393}{2 \times h} = \frac{1}{0,017} \times \left(\frac{2 \cdot h}{2h+2}\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,0004^{1/2}$$

$$\frac{1,393}{2h} = 58,824 \times \left(\frac{2h}{2h+2}\right)^{\frac{2}{3}} \times 0,02$$

$$\frac{1,393}{2h} = 1,17647 \times \left(\frac{2h}{2h+2}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$0,3273 = \left(\frac{2h}{2h+2}\right)^{\frac{2}{3}} \times 2h$$

Dengan cara coba-coba (*trial and error*) dapat diketahui kedalaman air, $h = 0,954 \text{ m}$.

Tinggi jagaan direncanakan dengan tinggi 0,30 m. Jadi tinggi total saluran *intake* adalah

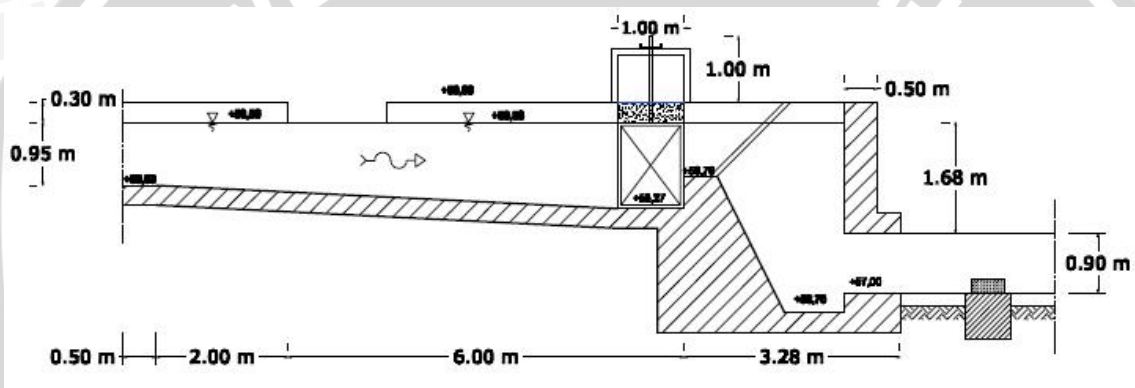
$$0,954 + 0,30 = 1,254 \text{ m}$$

2. Mencari kecepatan air

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{1,393}{(2,0 \times 0,954)} \\ &= 0,730 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

4.6.5. Bak penenang (*Forebay*)

Tujuan bangunan bak penenang adalah sebagai tempat penenang air dan pengendapan akhir. *Forebay* merupakan tempat permulaan pipa pesat (*penstock*) yang mengendalikan aliran minimum, sebagai antisipasi aliran yang cepat pada turbin, tanpa menurunkan elevasi yang berlebihan dan menyebabkan arus balik pada saluran. Bak penenang dilengkapi saringan (*trashrack*) dan pelimpas (*spillway*).



Gambar 4.7 Desain Bak Penenang
Sumber: Hasil Perhitungan

Untuk perhitungan dimensi bak penenang dibutuhkan data-data sebagai berikut:

- $Q_{60} = 1,393 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $B = 4,0 \text{ m}$ (desain)
- $b_s = 1,5 \text{ m}$
- $\alpha = 1,1$
- $L = 6 \text{ m}$

a. Menghitung tinggi muka air kritis pada bak penenang:

$$\begin{aligned} h_c &= \left(\frac{\alpha Q_d^2}{g B^2} \right)^{1/3} \\ &= \left(\frac{1,1 \times 1,393^2}{9,81 \times 4^2} \right)^{1/3} \\ &= 0,2387 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Menghitung tinggi muka air efektif

$$\text{Volume bak penenang} = 10 \times Q_{60} = 13,93 \text{ m}^3$$

$$V_{sc} = A_{sc} \times d_{sc}$$

$$13,93 = B \times L \times d_{sc}$$

$$= 4 \times 6 \times d_{sc}$$

$$d_{sc} = 0,580 \text{ m}$$

c. Menghitung kecepatan aliran

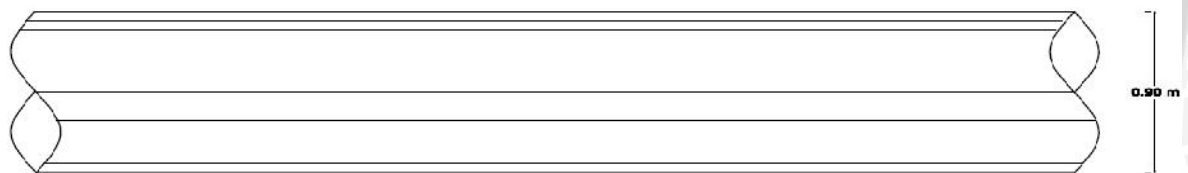
$$V = \frac{Q}{B \times d_{sc}}$$

$$= \frac{1,393}{4 \times 0,580}$$

$$V = 0,60 \text{ m/detik}$$

4.6.6. Pipa pesat (*Penstock*)

Pipa pesat merupakan pipa yang direncanakan untuk dapat menahan tekanan tinggi dan berfungsi untuk mengalirkan air dari kolam penampungan menuju turbin. Perencanaan pipa pesat mencakup diameter pipa dan tebal pipa.



Gambar 4.8 Desain *Penstock*
Sumber: Hasil Perhitungan

1. Diameter Pipa Pesat

Untuk mendapatkan diameter pipa pesat dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$d = 2,69 \times \left(\frac{n^2 \times Q^2 \times L}{H} \right)^{0,1875}$$

dengan:

$$n = 0,009 \text{ (Galvanized Iron)}$$

$$Q = 1,393 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$L = 96 \text{ m}$$

$$H_g = 7,63 \text{ m}$$

$$d = 2,69 \times \left(\frac{0,009^2 \times 1,393^2 \times 96}{7,63} \right)^{0,1875}$$

$$= 0,8371 \text{ m}$$

$$0,90 \text{ m}$$

$$V = Q/A$$

$$= \frac{1,393}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,9^2}$$

$$= 2,19 \text{ m/dt}$$

2. Tebal Pipa Pesat

Untuk menentukan tebal pipa pesat digunakan persamaan *Cylinder formulae* dengan:

- d (diameter) = 0,90 m
- q (tekanan yang diijinkan) = 1600 kg/cm² = 16000 ton/m²
- (berat jenis air) = 1 ton/m³
- H_{gross} = 7,63 m

$$P = \rho \times g \times H$$

$$= 1 \times 9,81 \times 7,63$$

$$= 74,84 \text{ ton/m}^2$$

$$t = \frac{P \times r}{q}$$

$$= \frac{74,84 \times 0,45}{16000}$$

$$= 0,0021 \text{ m}$$

$$= 2,1050 \text{ mm}$$

$$= 2,1050 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (extra thickness)}$$

$$= 3,6050 \text{ mm (diambil tebal 4 mm)}$$

3. Faktor Keamanan Terhadap Vortex

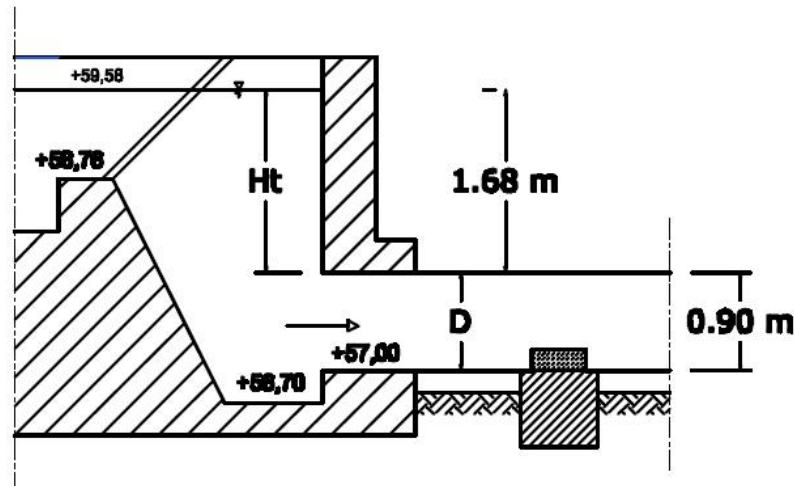
Fenomena vortex dianalisa berdasarkan perencanaan inlet pipa pesat terkait dengan kedalaman tenggelam minimum operasi (LWL). Kedalaman tenggelam harus lebih besar dari nilai "s" (Ht > s) dimana nilai s dihitung dengan persamaan:

$$Ht = \text{LWL} - \text{elv. dasar pipa pesat} - \text{diameter pipa pesat}$$

$$= 59,58 - 57,00 - 0,9$$

$$= 1,68 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 v &= (1,5 - 2,0) v \left(\frac{s+b}{s} \right) \\
 &= 1,5 \times 0,6 \left(\frac{0,01+0,1}{0,01} \right) \\
 &= 0,99 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.9 Skema Inlet Pipa Pesat
Sumber: Hasil Perhitungan

- Metode Gordon

$$s = c V \sqrt{D}$$

Dimana:

C = 0,7245 untuk inlet asimetris dan 0,5434 untuk inlet asimetris

Dengan data teknis yang ada maka

$$\begin{aligned}
 s &= c V \sqrt{D} \text{ (direncanakan inlet masuk simetris)} \\
 &= 0,534 \times 0,99 \sqrt{0,9} \\
 &= 0,51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka } H_t &> s \\
 &= 1,68 > 0,51 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

- Metode Knauss

$$\begin{aligned}
 s &= D \left(1 + 2,3 \frac{v}{\sqrt{gD}} \right) \\
 &= 0,9 \left(1 + 2,3 \frac{0,99}{\sqrt{9,81 \times 0,9}} \right) \\
 &= 1,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka } H_t &> s \\
 &= 1,68 > 1,59 \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

- Metode Rohan

$$s = 1,474 V^{0,48} D^{0,76}$$

$$= 1,474 0,99^{0,48} 0,9^{0,76}$$

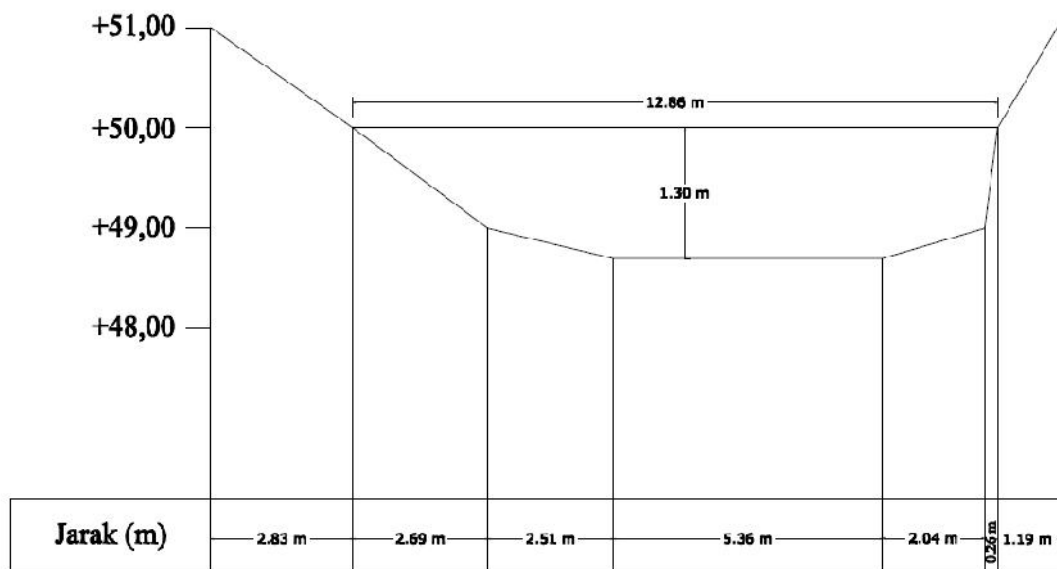
$$= 1,3 \text{ m}$$

Maka $= H_t > s$

$$= 1,68 > 1,3 \text{ (aman)}$$

4.6.7. Saluran pembuang akhir (*Tail Race*)

Saluran pembuang akhir (*tail race*) berfungsi untuk mengalirkan debit kembali ke sungai. Saluran ini direncanakan berbentuk segi empat dan menggunakan pasangan batu. Pada perencanaan saluran pembuang tinggi muka air ketika banjir harus dihitung untuk keamanan rumah pembangkit dan turbin.



Gambar 4.10 Potongan Melintang Sungai
 Sumber: Hasil Analisa

- Dari gambar potongan melintang sungai diperoleh:

$$Q_{100} = 235,187 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Elv. dasar sungai} = +48,70$$

$$b = 12,86 \text{ m}$$

$$H = 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Keliling Basah} = 13,67 \text{ m}$$

Maka kedalaman air pada saat banjir Q_{100} :

$$Q = V \times A \rightarrow V = Q / A$$

$$V = \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{\frac{2}{3}} \times S^{1/2}$$

$$\frac{235,187}{12,86 \times h} = \frac{1}{0,02} \times \left(\frac{12,6 \cdot h}{2h+12,6} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,05^{1/2}$$

$$\frac{235,187}{12,6h} = 50 \times \left(\frac{12,6h}{2h+12,6} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,2236$$

$$\frac{235,187}{12,6h} = 11,1803 \times \left(\frac{12,6h}{2h+12,6} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$21,0358 = \left(\frac{12,6h}{2h+12,6} \right)^{\frac{2}{3}} \times 12,6h$$

Dengan cara coba-coba (*trial and error*) dapat diketahui kedalaman air, $h = 1,458$ m.

Sehingga elevasi air banjir $Q_{100} = 48,70 + 1,458 = +50,158$.

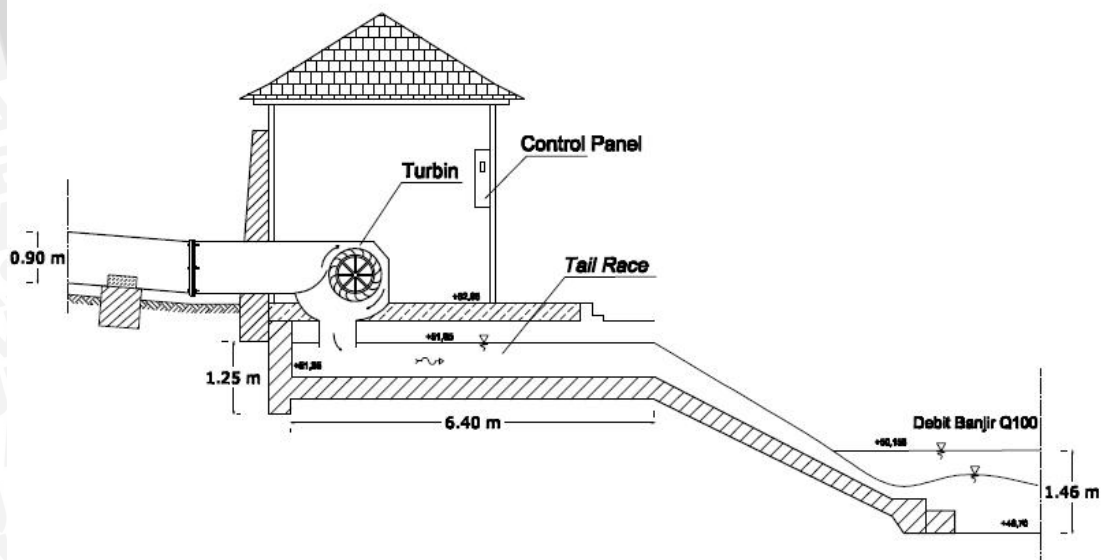
- Menghitung tinggi air pada saluran pembuang:

Saluran pembuang direncanakan dengan $b = 1$ m

$$\begin{aligned} hc &= \left(\frac{1,1 \times Qd^2}{9,8 \times b^2} \right)^{1/3} \\ &= \left(\frac{1,1 \times 1,393^2}{9,8 \times 1^2} \right)^{1/3} \\ &= 0,601 \end{aligned}$$

Maka *tail water level* berada pada elevasi $+51,35 + 0,601 = +51,951$

Karena elevasi TWL = $+51,951 >$ elevasi banjir $Q_{100} = +50,158$ maka saluran pembuang aman terhadap banjir.



Gambar 4.11 Desain Saluran Pembuang Akhir
Sumber: Hasil Perhitungan

4.6.8. Kehilangan tinggi aliran

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

Berikut adalah contoh perhitungan *head loss* dengan debit masuk sebesar 1,393 m³/detik.

- Kehilangan tinggi tekan akibat saringan (*trashrack*)

Diketahui:

- $V = 0,730$ m/detik
- $\Phi = 2,42$ (profil kisi saringan berbentuk persegi)
- $\alpha = 45^\circ$
- $t = 0,01$ m
- $b = 0,05$ m

maka:

$$\begin{aligned} h_s &= W \times \sin r \times \left(\frac{t}{b}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{V^3}{2g} \\ &= 2,42 \times \sin 45 \times \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{\frac{4}{3}} \times \frac{0,730^3}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,0040 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi tekan akibat pemasukan pada pipa

Diketahui:

- $V_{\text{pipa}} = 2,191$ m/detik
- $K = 0,95$ (koefisien pemasukan 0,95-1,00)

maka:

$$\begin{aligned} h_p &= K \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,95 \times \frac{2,191^2}{2 \cdot 9,81} \\ &= 0,2324 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi akibat belokan pada pipa

Diketahui:

- $\theta = 23^\circ$
- $K_b = 0,364$ (hasil interpolasi Tabel 2.21)

$$- V = 2,191 \text{ m/detik}$$

maka:

$$\begin{aligned} h_b &= K_b \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,364 \times \frac{2,191^2}{2,9,81} \\ &= 0,0890 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi akibat gesekan pada pipa

Diketahui:

- L = 96 m
- d = 0,90 m
- V = 2,191 m/detik
- n = 0,009 (Galvanized Iron)

maka:

$$\begin{aligned} f &= \frac{124,5 \times n^2}{d^{1/3}} \\ &= \frac{124,5 \times 0,009^2}{0,90^{1/3}} \\ &= 0,0104 \text{ m} \\ h_g &= f \times \frac{L_p}{d} \times \frac{V^2}{2g} \\ &= 0,0104 \times \frac{96}{0,90} \times \frac{2,191^2}{2,9,81} \\ &= 0,2725 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kehilangan tinggi tekan total

$$\begin{aligned} h_l &= h_s + h_p + h_b + h_g \\ &= 0,0040 + 0,2324 + 0,0890 + 0,2725 \\ &= 0,5979 \text{ m} \end{aligned}$$

4.7. Tinggi Jatuh Efektif

Tinggi jatuh efektif adalah tinggi jatuh yang digunakan untuk membangkitkan daya, yang merupakan selisih antara muka air di bak penenang (*forebay*) dan *tail water level* (TWL) dikurangi total kehilangan tinggi tekan aliran.

Diketahui:

- EFB = elevasi bak penenang + h_1
 = +59,00 + 0,5804
 = +59,580
- TWL = elevasi saluran pembuang + tinggi air di saluran pembuang
 = +51,35 + 0,601
 = +51,951 (*tail water level*)

Jadi, tinggi jatuh efektif yang tersedia adalah:

$$\begin{aligned} H_{\text{eff}} &= \text{EFB} - \text{TWL} - h_1 \\ &= 59,580 - 51,951 - 0,5979 \\ &= 7,03 \text{ m} \end{aligned}$$

4.8. Analisa Mekanikal Elektrikal

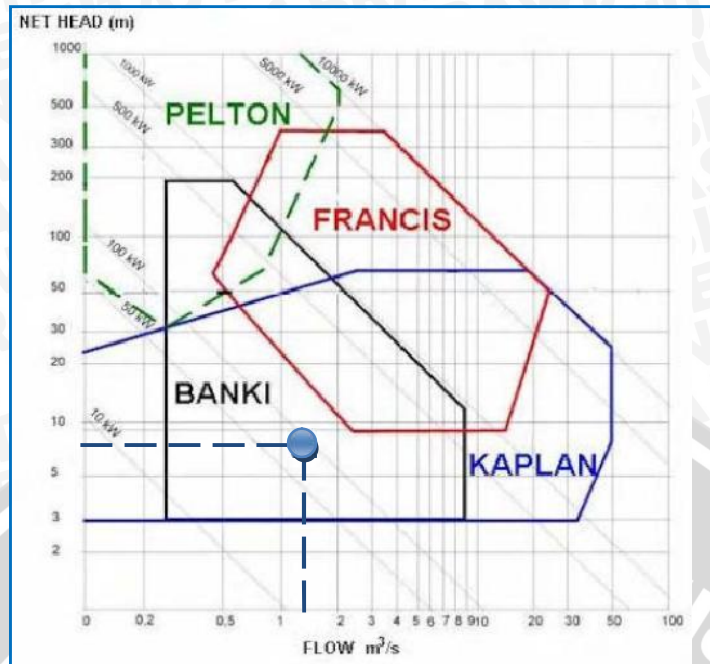
4.8.1. Turbin air

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

4.8.1.1. Pemilihan turbin

Turbin air sebagai fluida kerja mempunyai beberapa klasifikasi berdasarkan pengubah momentum kerja, berdasarkan tinggi jatuh, dan berdasarkan kecepatan jenis dari turbin tersebut. Maka klasifikasi turbin yang digunakan dapat ditambahkan sebagai berikut:

1. Berdasarkan momentum kerjanya, dibagi menjadi turbin impuls dan turbin reaksi.
2. Klasifikasi turbin berdasarkan tinggi jatuh disajikan pada gambar berikut:



Gambar 4.12 Penentuan Tipe Turbin Berdasarkan Tinggi Jatuh dan Debit Desain
Sumber: Hasil Perhitungan

Dari gambar di atas diketahui bahwa dengan tinggi jatuh efektif pada debit Q_{60} adalah 7,03 meter dan debit desain sebesar $1,393 \text{ m}^3/\text{dt}$, maka dipilih **Turbin Banki/Crossflow**. Meninjau dari pernyataan pada **Bab II** yang menjelaskan bahwa aliran pada turbin *crossflow* harus bebas sehingga untuk penentuan *draft tube* harus berada di atas muka air TWL (*Tail Water Level*).

4.8.1.2. Kecepatan putar turbin dan generator

Diketahui:

- $H_{\text{eff}} = 7,03 \text{ m}$
- $P_{\text{desain}} = 73,03 \text{ kW}$ (dari hasil perhitungan daya dan energi)
- $N_{\text{poles}} = 6 \text{ poles}$
- $f = 50 \text{ Hz}$

Kecepatan putar turbin *crossflow* ditentukan berdasarkan persamaan-persamaan berikut:

1. Kecepatan spesifik

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{513,25}{H^{0,505}} \\ &= \frac{513,25}{7,03^{0,505}} \\ &= 191,68 \text{ rpm} \end{aligned}$$

2. Kecepatan putar turbin

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{N_s \times H^{5/4}}{P^{1/2}} \\
 &= \frac{191,68 \times 7,03^{5/4}}{73,03^{1/2}} \\
 &= 256,83 \text{ rpm}
 \end{aligned}$$

4.8.1.3. Generator

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

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{f}{\frac{N_{poles}}{2}} \times 60 \\
 &= \frac{50}{\frac{6}{2}} \times 60 \\
 &= 1000 \text{ rpm}
 \end{aligned}$$

4.8.2. Proyeksi penduduk

Tabel 4.24 Angka dan Tingkat Pertumbuhan Penduduk Desa Tumbang Atei

Desa	Penduduk		Angka Pertumbuhan	Tingkat Pertumbuhan (%)
	2012	2013		
Tumbang Atei	960	964	4	0,42

Sumber: Badan Pusat Statistik Kabupaten Katingan, 2014.

Jumlah KK Desa Tumbang Atei pada tahun 2013 sebanyak 175 KK dengan rata-rata penduduk per rumah tangga 5,51 orang.

Tabel 4.25 Proyeksi Pertumbuhan Penduduk Desa Tumbang Atei 20 Tahun

Tahun	Jumlah Penduduk	Unit Rumah
2013	964	175
2014	968	176
2015	971	177
2016	975	177
2017	979	178
2018	982	179
2019	986	179
2020	990	180
2021	994	181
2022	997	181
2023	1001	182
2024	1005	183
2025	1009	183
2026	1012	184
2027	1016	185
2028	1020	185
2029	1024	186
2030	1028	187
2031	1032	188
2032	1035	188
2033	1039	189
2034	1043	190
2035	1047	190

Sumber: Hasil Perhitungan

Adapun langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

Mencari jumlah penduduk pada tahun 2014.

- $P_n = P_o (1 + r.n)$
 $= 964 (1 + (0,42/100) \times 1)$
 $= 968$ orang
- Jumlah rumah = $968/5,51$
 $= 176$ rumah

4.8.3. Perhitungan daya dan energi

Keuntungan suatu proyek Pembangkit Tenaga Listrik Tenaga Mikro Hidro ditentukan dari besar daya yang dibangkitkan dan jumlah energi yang dibangkitkan tiap tahun. Daya listrik yang dibangkitkan dihitung dengan memakai persamaan:

1. Daya teoritis (desain)

$$P_{\text{desain}} = 9,81 \times Q \times H_{\text{eff}}$$

$$= 9,81 \times 1,393 \times 7,03$$

$$= 96,09 \text{ kW}$$

2. Daya turbin

$$P_{\text{turbin}} = 9,81 \times t \times Q \times H_{\text{eff}}$$

$$= 9,81 \times 0,80 \times 1,393 \times 7,03$$

$$= 76,87 \text{ kW}$$

3. Daya generator

$$P_{\text{generator}} = 9,81 \times g \times t \times Q \times H_{\text{eff}}$$

$$= 9,81 \times 0,95 \times 0,80 \times 1,393 \times 7,03$$

$$= 73,03 \text{ kW}$$

4.8.3.1. Produksi energi tahunan

Perhitungan produksi energi tahunan dilakukan dengan memperhitungkan daya yang dihasilkan per satuan waktu dalam kurun waktu satu tahun. Contoh perhitungan banyaknya energi yang dihasilkan pembangkit dalam satu tahun menggunakan persamaan (2-82):

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

Contoh perhitungan untuk bulan Januari:

$$Q_{60} = 1,393 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$P = 73,03 \text{ kW}$$

$$n = 31 \text{ hari}$$

$$t = 24 \text{ jam (dari simulasi kapasitas tampungan embung)}$$

$$E = 73,03 \times 24 \times 31$$

$$= 54.331,68 \text{ KWH}$$

Untuk perhitungan energi total dihasilkan disajikan pada tabel berikut:

Tabel 4.26 Nilai Daya dan Energi Tiap Bulan

Bulan	Jumlah Hari	Debit (m ³ /detik)	Head Loss	Heff (m)	Turbin	Generator	Waktu Operasi (jam)	Kapasitas Terpasang	
								Daya (kW)	Energi (KWH)
Januari	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	54.331,68
Februari	28	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	49.073,77
Maret	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	54.331,68
April	30	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	19	73,03	41.625,08
Mei	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	54.331,68
Juni	30	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	19	73,03	41.625,08
Juli	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	54.331,68
Agustus	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	15	73,03	33.957,30
September	30	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	52.579,04
Oktober	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	15	73,03	33.957,30
Nopember	30	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	52.579,04
Desember	31	1,393	0,5979	7,03	0,80	0,95	24	73,03	54.331,68
JUMLAH									577.054,99

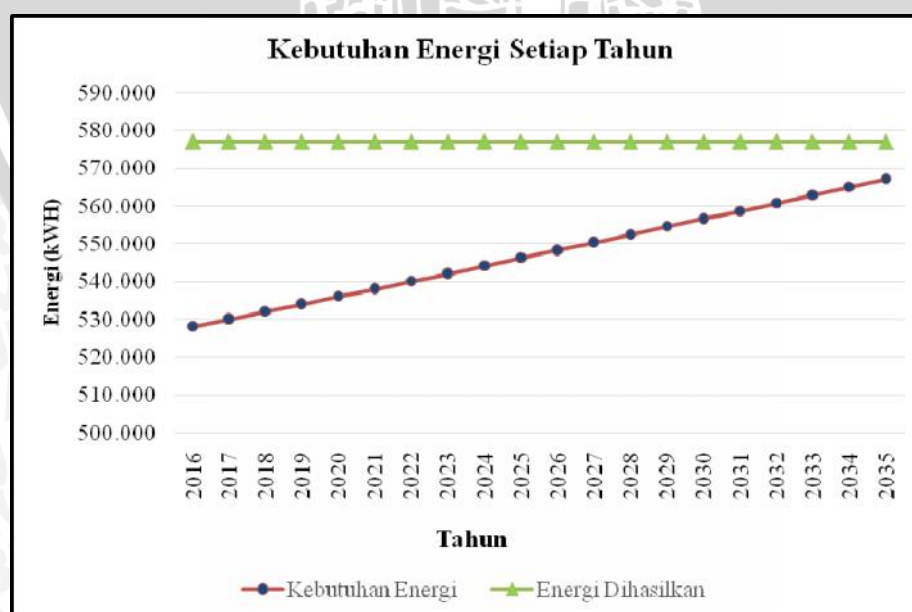
Sumber: Hasil Perhitungan

Dari perhitungan diatas diperoleh energi total dalam satu tahun sebesar 577.054,99 kWh, daya terpasang sebesar 73,03 kW dan jumlah rumah hasil proyeksi tahun 2035 (20 tahun ke depan) sebanyak 190 rumah, maka perhitungan kebutuhan energi masyarakat Desa Tumbang Atei dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 4.27 Kebutuhan Energi Masyarakat Desa Tumbang Atei 20 Tahun Ke Depan

Tahun Ke-	Tahun	Jumlah Penduduk	Unit Rumah	Daya (kW)	Kebutuhan Energi (kWH)	Energi Dihilangkan (kWH)	Energi Sisa (kWH)	Unit Rumah	Keterangan
0	2013	964	175						Belum Beroperasi
0	2014	968	176						
0	2015	971	177						
1	2016	975	177	60,28	528.035,00	577.054,99	49.019,99	16,4585	Terpenuhi
2	2017	979	178	60,51	530.035,91	577.054,99	47.019,09	15,7867	Terpenuhi
3	2018	982	179	60,73	532.036,81	577.054,99	45.018,18	15,1149	Terpenuhi
4	2019	986	179	60,96	534.037,71	577.054,99	43.017,28	14,4431	Terpenuhi
5	2020	990	180	61,19	536.038,62	577.054,99	41.016,38	13,7713	Terpenuhi
6	2021	994	181	61,42	538.039,52	577.054,99	39.015,47	13,0995	Terpenuhi
7	2022	997	181	61,65	540.040,42	577.054,99	37.014,57	12,4277	Terpenuhi
8	2023	1001	182	61,88	542.041,33	577.054,99	35.013,66	11,7559	Terpenuhi
9	2024	1005	183	62,11	544.118,92	577.054,99	32.936,07	11,0583	Terpenuhi
10	2025	1009	183	62,35	546.196,52	577.054,99	30.858,47	10,3608	Terpenuhi
11	2026	1012	184	62,59	548.274,12	577.054,99	28.780,87	9,6632	Terpenuhi
12	2027	1016	185	62,83	550.351,71	577.054,99	26.703,28	8,9656	Terpenuhi
13	2028	1020	185	63,06	552.429,31	577.054,99	24.625,68	8,2681	Terpenuhi
14	2029	1024	186	63,30	554.506,91	577.054,99	22.548,09	7,5705	Terpenuhi
15	2030	1028	187	63,54	556.584,50	577.054,99	20.470,49	6,8730	Terpenuhi
16	2031	1032	188	63,77	558.662,10	577.054,99	18.392,89	6,1754	Terpenuhi
17	2032	1035	188	64,01	560.739,70	577.054,99	16.315,30	5,4779	Terpenuhi
18	2033	1039	189	64,25	562.817,29	577.054,99	14.237,70	4,7803	Terpenuhi
19	2034	1043	190	64,49	564.974,52	577.054,99	12.080,47	4,0560	Terpenuhi
20	2035	1047	190	64,74	567.131,75	577.054,99	9.923,24	3,3317	Terpenuhi

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.13 Kebutuhan Energi Setiap Tahun Desa Tb. Atei dalam 20 Tahun Ke Depan
Sumber: Hasil Perhitungan

4.9. Analisa Kelayakan Ekonomi

4.9.1. Cost (Biaya)

Komponen biaya pada studi ini terdiri dari biaya modal dan biaya OP. Biaya modal meliputi biaya langsung dan biaya tak langsung (*contingecies* dan biaya *engineering*). Sedangkan biaya OP sebesar 1% dari biaya investasi. Dalam perhitungan ini menggunakan debit andalan 60%.

Hasil perhitungan akan bernilai dalam mata uang dollar Kanada (CAD) dengan *base rate* tahun 2005 sehingga harus diperhatikan faktor eskalasi perubahan nilai mata uang tersebut sehingga hasil estimasi harus dikonversikan menjadi nilai mata uang dollar Kanada dengan *base rate* tahun 2015 sebesar 1,19 (*Bank of Canada*) dan nilai tukar rupiah sebesar Rp 10.534,75 per 2 April 2015 (*BI rate*). Adapun perhitungan biaya sebagai berikut.

1. Biaya *Engineering* (menurut persamaan 2-84)

$$\begin{aligned}
 C1 &= 0,04 \left(\frac{MW}{Hg^{0,3}} \right)^{0,54} \times 10^6 \\
 &= 0,04 \left(\frac{0,073}{7,63^{0,3}} \right)^{0,54} \times 10^6 \\
 &= 7.004,477 \text{ CAD (2005)} \\
 &= 8.335,327 \text{ CAD (2015)} \\
 &= \text{Rp } 87.810.588
 \end{aligned}$$

2. Peralatan Hidromekanik (menurut persamaan 2-85 s/d 2-92)

$$\begin{aligned}
 \text{a. } CG &= 0,82 n^{0,96} G Cg \left(\frac{MW}{Hg^{0,28}} \right)^{0,9} \times 10^6 \\
 &= 0,82 \times 1^{0,96} \times 0,9 \times 0,75 \times \left(\frac{0,073}{7,63^{0,28}} \right)^{0,9} \times 10^6 \\
 &= 21.044,019 \text{ CAD (2005)} \\
 &= 25.042,383 \text{ CAD (2015)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b. } CT &= (5,34 n^{0,96} \left(\frac{MW}{Hg^{0,5}} \right)^{0,91} \times 10^6) \times 0,5 \\
 &= (5,34 \times 1^{0,96} \times \left(\frac{0,073}{7,63^{0,5}} \right)^{0,91} \times 10^6) \times 0,5 \\
 &= 97.891,428 \text{ CAD (2005)} \\
 &= 116.490,800 \text{ CAD (2015)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{c. } C2 &= CG + CT \\
 &= 25.042,383 + 116.490,800 \\
 &= 141.533,182 \text{ CAD (2015)}
 \end{aligned}$$

$$= \text{Rp } 1.491.016.691$$

3. Instalasi Peralatan Hidromekanik (menurut persamaan 2-93)

$$\begin{aligned} C3 &= C2 \times 0,15 \\ &= \text{Rp } 1.491.016.691 \times 0,15 \\ &= \text{Rp } 223.652.504 \end{aligned}$$

4. Instalasi Transmisi Jaringan (menurut persamaan 2-94)

$$\begin{aligned} C4 &= 0,0011 D P L t^{0,95} V \times 10^6 \\ &= 0,0011 \times 1 \times 0,85 \times 3,65^{0,95} \times 20 \times 10^6 \\ &= 63.976,404 \text{ CAD (2005)} \\ &= 76.131,921 \text{ CAD (2015)} \\ &= \text{Rp } 802.030.756 \end{aligned}$$

5. Trafo dan Substation (menurut persamaan 2-95)

$$\begin{aligned} C5 &= (0,025 n^{0,95} + 0,002 (n+1) \left(\frac{MW}{0,95}\right)^{0,9} \times V^{0,3}) \times 10^6 \\ &= (0,025 \times 1^{0,95} + 0,002 (1+1) \times \left(\frac{0,073}{0,95}\right)^{0,9} \times 20^{0,3}) \times 10^6 \\ &= 3.476,225 \text{ CAD (2005)} \\ &= 4.136,708 \text{ CAD (2015)} \\ &= \text{Rp } 36.621.161 \end{aligned}$$

6. Pemasangan Trafo dan Substation (menurut persamaan 2-96)

$$\begin{aligned} C6 &= 0,15 \times C5 \\ &= 0,15 \times \text{Rp } 36.621.161 \\ &= \text{Rp } 6.536.877 \end{aligned}$$

7. Sipil (menurut persamaan 2-97)

$$\begin{aligned} C7 &= 1,97 n^{-0,04} C \left(\frac{MW}{Hg^{0,3}}\right)^{0,82} \left(1 + 0,005 \frac{Ld}{Hg}\right) \times 10^6 \\ &= 1,97 1^{-0,04} 0,44 \left(\frac{0,073}{7,63^{0,3}}\right)^{0,82} \left(1 + 0,005 \frac{24}{7,63}\right) \times 10^6 \\ &= 62.467,979 \text{ CAD (2005)} \\ &= 74.336,895 \text{ CAD (2015)} \\ &= \text{Rp } 783.120.609 \end{aligned}$$

8. Pipa Pesat (*penstock*) (menurut persamaan 2-98)

$$\begin{aligned} C8 &= 20 n^{0,95} W^{0,88} \\ &= 20 \times 1^{0,95} \times 1774,46^{0,88} \\ &= 14.461,323 \text{ CAD (2005)} \end{aligned}$$

$$= 17.208,974 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 181.292.244$$

9. Pemasangan Pipa Pesat (menurut persamaan 2-105)

$$C9 = 5 W^{0,88}$$

$$= 5 \times 1774,46^{0,88}$$

$$= 3.615,331 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 4.302,244 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 45.323.061$$

10. Saluran (*waterway*) (menurut persamaan 2-106)

$$C10 = 20 ((1,5 + 0,01Ss^{1,5}) Qd Lcs)^{0,9}$$

$$= 20 ((1,5 + 0,01 \times 0,07^{1,5}) 1,393 \times 280,3)^{0,9}$$

$$= 6.194,085 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 7.370,236 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 77.651.236$$

11. Lain-lain (menurut persamaan 2-108)

$$C11 = 0,25 i Qd^{0,35} \times 1,1 \quad C1 \text{ to } C10 + 0,1 \quad C1 \text{ to } C10$$

$$= 0,25 \times 7,75\% \times 1,393^{0,35} \times (1,1 \times 324.579,490) + (0,1 \times 324.579,490)$$

$$= 8.474,741 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 10.084,953 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 106.242.460$$

12. Biaya *Contingencies*

$$C12 = 10\% \quad C1 \text{ to } C11$$

$$= 10\% \times 333.054,241$$

$$= 33.305,424 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 39.633,455 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 417.528.536$$

13. *Capital Cost*

$$C13 = C1 \text{ to } C12$$

$$= 366.359,665 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 435.968,001 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 4.592.813.897$$

14. Biaya Operasi dan Pemeliharaan (O & P)

$$C14 = 1\% \quad C1 \text{ to } C11$$

$$= 1\% \times 333.054,241$$

$$= 3.330,542 \text{ CAD (2005)}$$

$$= 3963,354 \text{ CAD (2015)}$$

$$= \text{Rp } 41.752.854$$

15. Biaya Pajak (PPN 10%)

$$C15 = 10\% C13$$

$$= 10\% \times 4.592.813.897$$

$$= \text{Rp } 459.281.390$$

16. Total Biaya

$$C16 = C13 + C15$$

$$= \text{Rp } 4.592.813.897 + \text{Rp } 459.281.390$$

$$= \text{Rp } 5.052.095.287$$

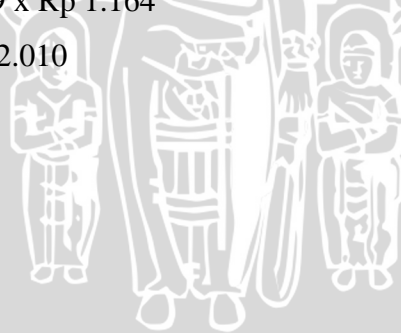
4.9.2. Benefit (Manfaat)

Komponen benefit dari studi ini didasarkan atas harga jual listrik yang dikeluarkan oleh Peraturan Menteri Energi dan Sumber Daya Mineral No. 12 Tahun 2014. Pada tahun 2014 untuk wilayah Kalimantan sebesar $\text{Rp } 970 \times 1,2 = \text{Rp } 1.164$. Jika produksi energi pertahun yang dihasilkan PLTMH sebesar 577.054,99 kWh, maka dari data tersebut diperoleh *benefit* tahunan (untuk tahun pertama) sebesar:

$$\text{Benefit PLTMH} = \text{produksi energi tahunan} \times \text{harga jual listrik}$$

$$= 577.054,99 \times \text{Rp } 1.164$$

$$= \text{Rp } 671.692.010$$



Tabel 4.28 Manfaat Tahunan PLTMH Tumbang Atei

No	Tahun	Energi kWh	Harga Jual Listrik (Rp.)	Manfaat tahunan (Rp.)
0	2015	0,00	1.164,00	0
1	2016	577.054,99	1.164,00	671.692.010
2	2017	577.054,99	1.164,00	671.692.010
3	2018	577.054,99	1.164,00	671.692.010
4	2019	577.054,99	1.164,00	671.692.010
5	2020	577.054,99	1.164,00	671.692.010
6	2021	577.054,99	1.164,00	671.692.010
7	2022	577.054,99	1.164,00	671.692.010
8	2023	577.054,99	1.164,00	671.692.010
9	2024	577.054,99	1.164,00	671.692.010
10	2025	577.054,99	1.164,00	671.692.010
11	2026	577.054,99	1.164,00	671.692.010
12	2027	577.054,99	1.164,00	671.692.010
13	2028	577.054,99	1.164,00	671.692.010
14	2029	577.054,99	1.164,00	671.692.010
15	2030	577.054,99	1.164,00	671.692.010
16	2031	577.054,99	1.164,00	671.692.010
17	2032	577.054,99	1.164,00	671.692.010
18	2033	577.054,99	1.164,00	671.692.010
19	2034	577.054,99	1.164,00	671.692.010
20	2035	577.054,99	1.164,00	671.692.010
Total				13.433.840.198
Rerata				671.692.010

Sumber: Hasil Perhitungan

4.9.3. PV (Present Value/Nilai Sekarang)

Agar perhitungan analisa ekonomi lebih mudah dan mendekati kenyataan maka harus dihitung pada titik waktu yang sama. Dalam studi ini baik analisa biaya ataupun analisa manfaat dijadikan nilai sekarang (*present value*). Tahun dasar yang digunakan adalah tahun selesainya pengerjaan proyek, yaitu tahun 2015. Pelaksanaan proyek diperkirakan selama satu tahun, dimulai tahun 2015 sedangkan manfaat yang dihasilkan dari adanya proyek ini (mikrohidro) selama 20 tahun. Apabila suku bunga yang berlaku saat ini sebesar 7,75% (berdasarkan *world bank* April 2015) maka *present value* untuk biaya dan manfaat adalah sebagai berikut:

a. Biaya modal

Untuk memperoleh *present value* biaya modal digunakan faktor konversi F/P, karena biaya modal merupakan pembayaran tunggal/*Single-Payment Present Worth Factor*, hal ini ditandai dengan masa konstruksi selama satu tahun. Besarnya nilai faktor konversi diketahui dari tabel faktor bunga pada bunga kompon (terlampir).

Apabila besar biaya modal Rp Rp 5.052.095.287 dan faktor konversi (F/P,7,75,1) adalah 1,078, maka

$$\begin{aligned}
 PV \text{ biaya modal} &= \text{biaya modal} \times (F/P, 7,75, 1) \\
 &= \text{Rp } 5.052.095.287 \times 1,078 \\
 &= \text{Rp } 5.443.632.672
 \end{aligned}$$

b. Biaya O&P

Biaya O&P dikeluarkan setiap tahun atau disebut *Annuity* dengan periode 20 tahun dan bunga 7,75%. Sehingga untuk mendapatkan *present valuenya* digunakan faktor konversi P/A.

Apabila besar biaya O&P tiap tahun Rp 41.752.854 dan faktor konversi (P/A, 7,75, 20) adalah 10,012, maka

$$\begin{aligned}
 PV \text{ biaya O\&P} &= \text{biaya O\&P} \times (P/A, 7,75, 20) \\
 &= \text{Rp } 41.752.854 \times 10,012 \\
 &= \text{Rp } 418.029.570
 \end{aligned}$$

c. Manfaat

Manfaat PLTMH diperoleh setiap tahun atau disebut *Annuity* dengan periode 20 tahun dan bunga 7,75%. Sebagai contoh digunakan manfaat PLTMH per tahun (tahun kedua) untuk memperoleh PV manfaat sebagai berikut.

- Manfaat per tahun Rp 671.692.009,89 (berdasarkan Tabel 4.28)
- $(P/F, 7,75, 2) = 0,861$

maka manfaat PLTMH dari tahun 2016-2017 adalah

$$\begin{aligned}
 PV \text{ manfaat}_1 &= \text{manfaat} \times (P/A, 7,75, 2) \\
 &= \text{Rp } 671.692.009 \times 0,861 \\
 &= \text{Rp } 578.393.989,72
 \end{aligned}$$

Jadi PV manfaat untuk manfaat PLTMH pertahun (tahun kedua) sebesar Rp 578.393.989,72. Besar PV manfaat untuk tahun berikutnya tertera pada tabel berikut ini.

Tabel 4.29 PV Manfaat PLTMH Tumbang Atei

No	Manfaat PLTMH Per Tahun	Tahun Manfaat PLTMH	Faktor Konversi	PV Manfaat
1	Rp 671.692.009,89	2015-2016	(P/F;7,75;1) 0,928	Rp 623.430.938,98
2	Rp 671.692.009,89	2016-2017	(P/F;7,75;2) 0,861	Rp 578.393.989,72
3	Rp 671.692.009,89	2017-2018	(P/F;7,75;3) 0,800	Rp 537.068.138,81
4	Rp 671.692.009,89	2018-2019	(P/F;7,75;4) 0,742	Rp 498.378.679,04
5	Rp 671.692.009,89	2019-2020	(P/F;7,75;5) 0,689	Rp 462.795.794,81
6	Rp 671.692.009,89	2020-2021	(P/F;7,75;6) 0,677	Rp 454.450.021,59
7	Rp 671.692.009,89	2021-2022	(P/F;7,75;7) 0,594	Rp 398.766.753,97
8	Rp 671.692.009,89	2022-2023	(P/F;7,75;8) 0,551	Rp 369.766.451,44
9	Rp 671.692.009,89	2023-2024	(P/F;7,75;9) 0,511	Rp 343.217.824,75
10	Rp 671.692.009,89	2024-2025	(P/F;7,75;10) 0,474	Rp 318.600.312,59
11	Rp 671.692.009,89	2025-2026	(P/F;7,75;11) 0,441	Rp 295.897.122,66
12	Rp 671.692.009,89	2026-2027	(P/F;7,75;12) 0,409	Rp 274.554.109,04
13	Rp 671.692.009,89	2027-2028	(P/F;7,75;13) 0,380	Rp 255.075.040,76
14	Rp 671.692.009,89	2028-2029	(P/F;7,75;14) 0,353	Rp 236.905.771,89
15	Rp 671.692.009,89	2029-2030	(P/F;7,75;15) 0,328	Rp 220.449.317,65
16	Rp 671.692.009,89	2030-2031	(P/F;7,75;16) 0,310	Rp 207.955.846,26
17	Rp 671.692.009,89	2031-2032	(P/F;7,75;17) 0,288	Rp 193.396.921,95
18	Rp 671.692.009,89	2032-2033	(P/F;7,75;18) 0,267	Rp 179.106.674,44
19	Rp 671.692.009,89	2033-2034	(P/F;7,75;19) 0,248	Rp 166.562.826,15
20	Rp 671.692.009,89	2034-2035	(P/F;7,75;20) 0,230	Rp 154.741.046,78
Total				Rp 6.769.513.583,27

Sumber: Hasil Perhitungan

4.9.4. Indikator kelayakan ekonomi

4.9.4.1. BCR (*Benefit Cost Ratio*)

Benefit Cost Ratio (BCR) adalah perbandingan antara nilai sekarang (*present value*) dari manfaat (*benefit*) dengan nilai sekarang (*present value*) dari biaya (*cost*).

Besarnya *benefit-cost ratio* berdasarkan nilai biaya dan manfaat di atas adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} B/C &= \frac{PV_{\text{manfaat}}}{PV_{\text{biaya modal}} + PV_{\text{biaya O\&P}}} \\ &= \frac{\text{Rp } 6.769.513.583}{\text{Rp } 5.444.632.672 + \text{Rp } 418.029.570} \\ &= 1,15 \end{aligned}$$

4.9.4.2. NPV (*Net Present Value*)

Besarnya *Net Present Value* berdasarkan nilai biaya dan manfaat di atas adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} NPV &= PV \text{ manfaat} - (PV \text{ biaya modal} + PV \text{ biaya O\&P}) \\ &= \text{Rp } 6.769.513.583 - (\text{Rp } 5.444.632.672 + \text{Rp } 418.029.570) \\ &= \text{Rp } 6.769.513.583 - \text{Rp } 5.861.662.242 \\ &= \text{Rp } 907.851.341 \end{aligned}$$

4.9.4.3. IRR (*Internal Rate of Return*)

Internal Rate of Return (Tingkat Pengembalian Internal) didefinisikan sebagai tingkat suku bunga yang membuat manfaat dan biaya mempunyai nilai yang sama ($B - C = 0$) atau tingkat suku bunga yang membuat $B/C = 1$ (Kodoatie, 1995:112).

Suatu proyek dikatakan rugi apabila memiliki nilai IRR lebih kecil dari tingkat suku bunga yang berlaku. Namun akan untung apabila memiliki nilai IRR yang lebih besar dari tingkat suku bunga yang berlaku.

Biasanya untuk mendapatkan nilai IRR digunakan cara coba-coba dengan menggunakan dua atau lebih tingkat suku bunga. Dari beberapa tingkat suku bunga tersebut diinterpolasi, yaitu suku bunga yang memiliki B/C diantara 1 ($0 < B/C < 1$). Berdasarkan Tabel 4.30 nilai IRR pembangunan PLTMH sebesar 9,55%.

Tabel 4.30 Nilai IRR Pembangunan PLTMH Tumbang Atei

Tingkat Suku Bunga	7,75%	8%	9%	10%	9,55%
BENEFIT					
Manfaat PLTM per tahun (tahun pertama)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,1)	0,928	0,926	0,917	0,909	0,913
PV manfaat	623.430.938,98	621.986.801,16	615.941.573,07	610.568.036,99	612.986.128,23
Manfaat PLTM per tahun (tahun kedua)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,2)	0,8611	0,857	0,842	0,826	0,833
PV manfaat	578.393.989,72	575.640.052,48	565.564.672,33	554.817.600,17	559.653.782,64
Manfaat PLTM per tahun (tahun ketiga)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,3)	0,800	0,794	0,772	0,751	0,760
PV manfaat	537.068.138,81	533.323.455,85	518.546.231,63	504.440.699,43	510.788.188,92
Manfaat PLTM per tahun (tahun keempat)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,4)	0,742	0,735	0,708	0,683	0,694
PV manfaat	498.378.679,04	493.693.627,27	475.557.943,00	458.765.642,75	466.322.177,87
Manfaat PLTM per tahun (tahun kelima)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,5)	0,689	0,681	0,65	0,621	0,634
PV manfaat	462.795.794,81	457.422.258,73	436.599.806,43	417.120.738,14	425.886.318,87
Manfaat PLTM per tahun (tahun keenam)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,6)	0,677	0,68	0,596	0,565	0,579
PV manfaat	454.450.021,59	456.750.566,72	400.328.437,89	379.505.985,59	388.876.089,13
Manfaat PLTM per tahun (tahun ketujuh)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,7)	0,594	0,584	0,547	0,513	0,528
PV manfaat	398.766.753,97	392.268.133,78	367.415.529,41	344.578.001,07	354.854.888,82
Manfaat PLTM per tahun (tahun kedelapan)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,8)	0,551	0,54	0,502	0,467	0,483
PV manfaat	369.766.451,44	362.713.685,34	337.189.388,96	313.680.168,62	324.259.317,77
Manfaat PLTM per tahun (tahun kesembilan)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,9)	0,511	0,5	0,46	0,424	0,440
PV manfaat	343.217.824,75	335.846.004,94	308.978.324,55	284.797.412,19	295.678.822,75
Manfaat PLTM per tahun (tahun kesepuluh)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,10)	0,474	0,463	0,422	0,386	0,402
PV manfaat	318.600.312,59	310.993.400,58	283.454.028,17	259.273.115,82	270.154.526,38

Tingkat Suku Bunga	7.75%	8%	9%	10%	9.55%
Manfaat PLTM per tahun (tahun kesebelas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,11)	0,441	0,429	0,388	0,351	0,368
PV manfaat	295.897.122,66	288.155.872,24	260.616.499,84	235.763.895,47	246.947.567,44
Manfaat PLTM per tahun (tahun kedua belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,12)	0,40875	0,397	0,356	0,319	0,336
PV manfaat	274.554.109,04	266.661.727,93	239.122.355,52	214.269.751,15	225.453.423,12
Manfaat PLTM per tahun (tahun ketiga belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,13)	0,380	0,368	0,326	0,29	0,306
PV manfaat	255.075.040,76	247.182.659,64	218.971.595,22	194.790.682,87	205.672.093,43
Manfaat PLTM per tahun (tahun keempat belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,14)	0,353	0,341	0,299	0,263	0,279
PV manfaat	236.905.771,89	229.046.975,37	200.835.910,96	176.654.998,60	187.536.409,16
Manfaat PLTM per tahun (tahun kelima belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,15)	0,328	0,315	0,275	0,239	0,255
PV manfaat	220.449.317,65	211.582.983,12	184.715.302,72	160.534.390,36	171.415.800,92
Manfaat PLTM per tahun (tahun keenam belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,16)	0,310	0,292	0,252	0,218	0,233
PV manfaat	207.955.846,26	196.134.066,89	169.266.386,49	146.428.858,16	156.705.745,91
Manfaat PLTM per tahun (tahun ketujuh belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,17)	0,288	0,271	0,231	0,198	0,213
PV manfaat	193.396.921,95	182.028.534,68	155.160.854,28	132.995.017,96	142.969.644,30
Manfaat PLTM per tahun (tahun kedelapan belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,18)	0,267	0,25	0,212	0,18	0,194
PV manfaat	179.106.674,44	167.923.002,47	142.398.706,10	120.904.561,78	130.576.926,72
Manfaat PLTM per tahun (tahun kesembilan belas)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,19)	0,248	0,232	0,195	0,164	0,178
PV manfaat	166.562.826,15	155.832.546,29	130.979.941,93	110.157.489,62	119.527.593,16
Manfaat PLTM per tahun (tahun ke duapuluh)	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89	671.692.009,89
P/F(i,20)	0,230	0,215	0,178	0,149	0,162
PV manfaat	154.741.046,78	144.413.782,13	119.561.177,76	100.082.109,47	108.847.690,20
TOTAL BENEFIT	6.769.513.583,27	6.629.600.137,61	6.131.204.666,27	5.720.129.156,22	5.905.113.135,74
COST					
Biaya Modal	5.053.067.604,09	5.053.067.604,09	5.053.067.604,09	5.053.067.604,09	5.053.067.604,09
F/P (i,1)	1,078	1,08	1,090	1,100	1,096
PV Biaya Modal	5.444.680.343,41	5.457.313.012,42	5.507.843.688,46	5.558.374.364,50	5.535.635.560,28
Biaya Operasi dan Pemeliharaan	41.760.889,29	41.760.889,29	41.760.889,29	41.760.889,29	41.760.889,29
P/A (i,20)	10,012	9,818	9,129	8,514	8,791
PV Biaya O&P	418.110.023,57	410.008.411,05	381.235.158,33	355.552.211,41	367.109.537,53
TOTAL COST	5.862.790.366,98	5.867.321.423,46	5.889.078.846,78	5.913.926.575,91	5.902.745.097,81
B/C RATIO	1,155	1,130	1,041	0,967	1,000

Sumber: Hasil Perhitungan

4.9.4.4. Payback Periode

Payback Periode merupakan jangka waktu periode yang diperlukan untuk membayar kembali semua biaya-biaya yang telah dikeluarkan dalam investasi suatu proyek.

Apabila biaya modal PLTMH Rp 5.052.095.287 dan biaya O&P Rp 41.752.854 dan manfaat rerata tahunan Rp 671.692.010, maka dengan menggunakan Persamaan (2-112) diperoleh nilai *Payback Periode* sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Payback Period} &= \frac{I}{A_b} \\ &= \frac{\text{biaya modal} + \text{biaya O \& P}}{\text{manfaat}} \\ &= \frac{\text{Rp } 5.052.095.287 + \text{Rp } 41.752.854}{\text{Rp } 671.692.010} \\ &= 7,58 \text{ tahun} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas dapat diketahui, biaya modal dapat terbayar seluruhnya pada tahun ke-8 (delapan).

