

BAB IV PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

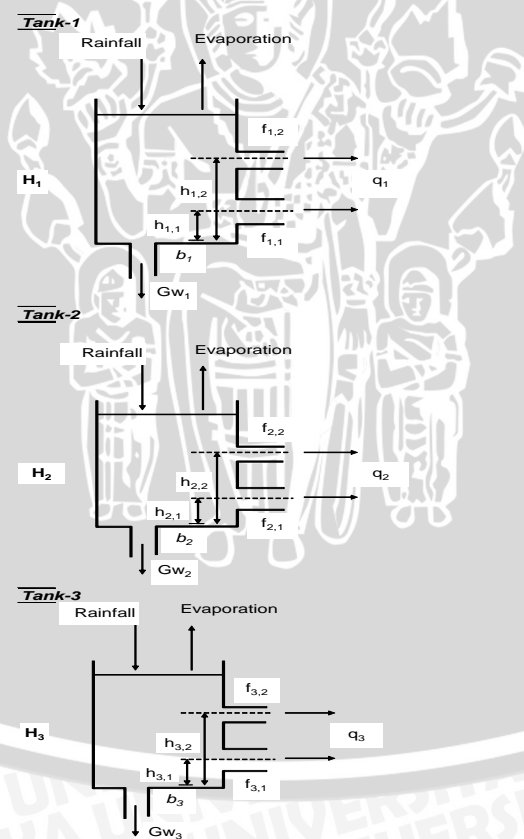
Data hidrologi yang digunakan dalam studi ini adalah data curah hujan berdasarkan stasiun curah hujan Wamena Kabupaten Jayawijaya. Data curah hujan yang dipakai dalam analisa hidrologi adalah data selama 20 tahun, yaitu mulai tahun 1991 sampai dengan tahun 2010.

4.1.1. Analisa Debit Andalan

Debit andalan yang akan digunakan dalam studi ini diperoleh dengan cara simulasi berdasarkan data curah hujan dan klimatologi daerah studi. Metode simulasi yang digunakan adalah metode Model Tangki Sugawara (*Tank Model*).

4.1.1.1. Simulasi Debit Metode Model Tank

Contoh perhitungan debit Sungai Baliem dengan menggunakan Metode Model Tangki pada tahun 1992 bulan Januari periode 1 adalah sebagai berikut:



Gambar 4.1. Susunan Model Tangki Simulasi Debit Sungai Baliem

Sumber: Perhitungan

Dimana dengan analisa simulasi dan optimasi diperoleh nilai parameter optimum koefisien tangki sebagai berikut:



Tabel 4.1. Parameter dan Koefisien Model Tangki

	<i>Tank-1</i>	<i>Tank-2</i>	<i>Tank-3</i>
H_i (mm)	340,000	200,000	200,000
$h_{i,2}$ (mm)	150,000	100,000	100,000
$f_{i,2}$	0,01	0,015	0,01
$h_{i,1}$ (mm)	125,000	52,000	80,000
$f_{i,1}$	0,01	0,015	0,01
b_i	0,7	0,022	0,1

Sumber: Perhitungan

A. Contoh Perhitungan *Tank-1*

Tinggi tampungan = sisa tampungan *Tank-1* bulan Desember 1991 + curah hujan – evaporasi bulan januari 1992

$$= 0 + 5 - 29,56$$

$$= 0 \text{ mm (jika hasilnya minus maka tinggi tampungan dianggap 0)}$$

Limpasan atas = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan atas x koefisien limpasan atas

$$= 0 \times 0,01$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Limpasan bawah = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan bawah x koefisien limpasan bawah

$$= 0 \times 0,01$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Infiltrasi = tinggi tampungan x koefisien infiltrasi

$$= 0 \times 0,7$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Tinggi tampungan akhir = tinggi tampungan - limpasan - infiltrasi

$$= 0 - 0 - 0$$

$$= 0 \text{ mm}$$

B. Contoh Perhitungan *Tank-2*

Tinggi tampungan = sisa tampungan *Tank-2* bulan Desember 1991 + infiltrasi *Tank-1*

$$= 92,1 + 0$$

$$= 92,1 \text{ mm}$$

Limpasan atas = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan atas x koefisien limpasan atas

$$= 0 \times 0,015$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Limpasan bawah = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan bawah x koefisien limpasan bawah

$$= 40,1 \times 0,015$$

$$= 0,6 \text{ mm}$$

Perkolasi = tinggi tampungan x koefisien perkolasi

$$= 92,1 \times 0,022$$

$$= 2,03 \text{ mm}$$

Tinggi tampungan akhir = tinggi tampungan - limpasan - perkolasi

$$= 92,1 - 0,6 - 2,03$$

$$= 89,47 \text{ mm}$$

C. Contoh Perhitungan *Tank-3*

Tinggi tampungan = sisa tampungan *Tank-3* bulan Desember 1991 + infiltrasi *Tank-2*

$$= 22,39 + 2,03$$

$$= 24,42 \text{ mm}$$

Limpasan atas = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan atas x koefisien limpasan atas

$$= 0 \times 0,01$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Limpasan bawah = selisih tinggi tampungan dengan lubang limpasan bawah x koefisien limpasan bawah

$$= 0 \times 0,01$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Tinggi tampungan akhir = tinggi tampungan - limpasan

$$= 24,42 - 0$$

$$= 24,42 \text{ mm}$$

D. Debit

Total Limpasan = limpasan *Tank-1* + limpasan *Tank-2* + limpasan *Tank-3*

$$= 0 + 0,6 + 0$$

$$= 0,6 \text{ mm}$$

Debit = (total limpasan x Luas DAS) / 86,4

$$= (0,6 \times 5839,890) / 86,4$$

$$= 40,66 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan untuk bulan lainnya ditampilkan pada tabel sebagai berikut:



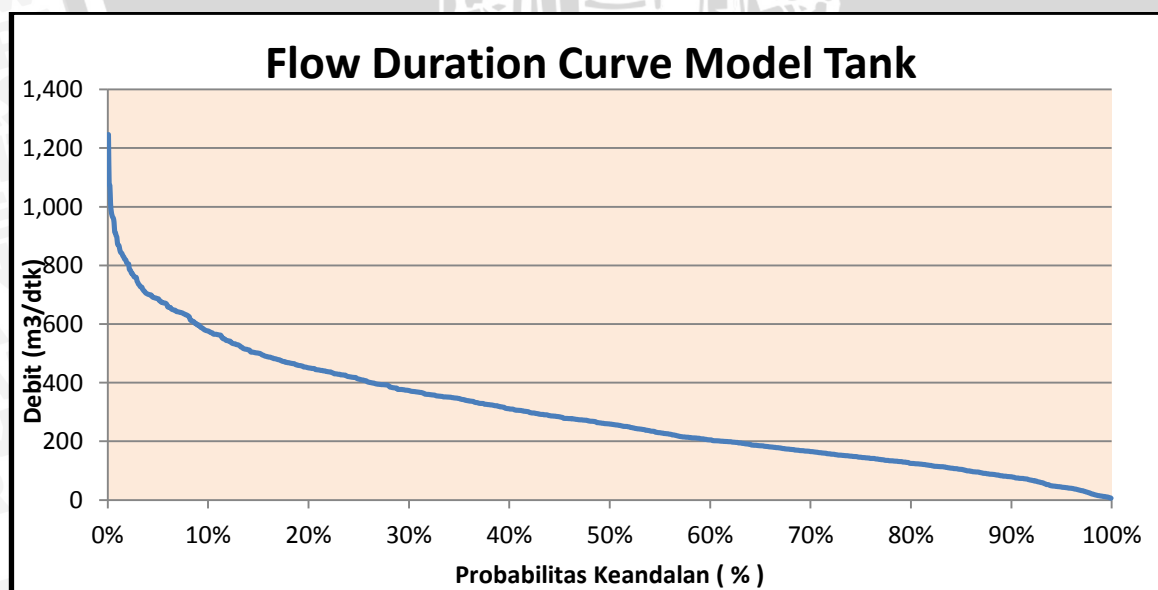
4.1.1.2. Flow Duration Curve

Untuk mendapatkan besarnya debit andalan pada Sungai Baliem maka digunakanlah *Flow Duration Curve* (FDC). FDC dihitung menggunakan persamaan Weibull dengan masukan data hasil simulasi debit metode *Model Tank*. Hasil perhitungan FDC adalah sebagai berikut:

Tabel 4.3. Data Debit Berdasarkan Keandalan

m	$P=m/(n+1)$	Durasi (hari)	Q diurutkan (m^3/dt)
1	5,00%	18,250	685,680
2	10,00%	36,500	576,096
3	15,00%	54,750	500,666
4	20,00%	73,000	450,698
5	25,00%	91,250	412,315
6	30,00%	109,500	373,150
7	35,00%	127,750	346,019
8	40,00%	146,000	310,779
9	45,00%	164,250	283,665
10	50,00%	182,500	259,112
11	55,00%	200,750	229,504
12	60,00%	219,000	205,070
13	65,00%	237,250	185,014
14	70,00%	255,500	165,145
15	75,00%	273,750	145,847
16	80,00%	292,000	124,835
17	85,00%	310,250	104,443
18	90,00%	328,500	89,021
19	95,00%	346,750	44,178
20	99,93%	364,747	6,350

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.3. Flow Duration Curve Sungai Baliem

Sumber: Perhitungan

4.1.2. Analisa Debit Rancangan

Debit rancangan digunakan untuk merencanakan bangunan saat terjadi debit banjir yang besar. Dalam studi ini debit rancangan dihitung menggunakan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

4.1.2.1. Hujan Rancangan Metode Gumbel

Untuk menghitung hujan rancangan dibutuhkan data curah hujan harian maksimum tahunan. Data tersebut kemudian dianalisa menggunakan metode Gumbel sebagai berikut:

Contoh Perhitungan Hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun:

Dari tabel Y_n dan S_n , dengan $n = 20$, didapatkan $Y_n = 0,524$ dan $S_n = 1,063$

X Rerata (\bar{X}) = 54,020 dan Standar Deviasi(Sd) = 8,632

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

$$= -\ln \left[-\ln \frac{2-1}{2} \right]$$

$$= 0,367$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$= \frac{0,367 - 0,524}{1,063}$$

$$= -0,148$$

$$X = \bar{X} + K.Sd$$

$$= 54,020 + (-0,148 \times 8,632)$$

$$= 52,745 \text{ mm}$$

Tabel 4.4. Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Hujan, X (mm)	No.	Tahun	Hujan, X (mm)
1	1991	62,000	11	2001	57,400
2	1992	62,000	12	2002	41,900
3	1993	68,000	13	2003	49,500
4	1994	55,000	14	2004	52,500
5	1995	57,000	15	2005	62,000
6	1996	50,000	16	2006	68,200
7	1997	43,000	17	2007	43,700
8	1998	38,100	18	2008	55,700
9	1999	52,000	19	2009	55,200
10	2000	45,500	20	2010	61,700

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.5. Perhitungan Parameter Metode Gumbel

No.	Tahun	Curah Hujan, X (mm)	X-Xrerata	(X-Xrerata) ²
1	1991	62,000	7,980	63,680
2	1992	62,000	7,980	63,680
3	1993	68,000	13,980	195,440
4	1994	55,000	0,980	0,960
5	1995	57,000	2,980	8,880
6	1996	50,000	-4,020	16,160
7	1997	43,000	-11,020	121,440
8	1998	38,100	-15,920	253,446
9	1999	52,000	-2,020	4,080
10	2000	45,500	-8,520	72,590
11	2001	57,400	3,380	11,424
12	2002	41,900	-12,120	146,894
13	2003	49,500	-4,520	20,430
14	2004	52,500	-1,520	2,310
15	2005	62,000	7,980	63,680
16	2006	68,200	14,180	201,072
17	2007	43,700	-10,320	106,502
18	2008	55,700	1,680	2,822
19	2009	55,200	1,180	1,392
20	2010	61,700	7,680	58,982
Jumlah		1080,400		1415,872
Rerata		54,020		
Standar Deviasi		8,632		

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.6. Perhitungan Hujan Rancangan Metode Gumbel

Tr	Yt	K	Sd.K	Hujan Rancangan (mm)
2	0,367	-0,148	-1,275	52,745
5	1,500	0,919	7,931	61,951
10	2,250	1,625	14,026	68,046
25	3,199	2,517	21,728	75,748
50	3,902	3,179	27,441	81,461
100	4,600	3,836	33,112	87,132
200	5,296	4,490	38,763	92,783
1000	6,907	6,007	51,851	105,871

Sumber: Perhitungan

4.1.2.2. Uji Kesesuaian Distribusi

Uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Uji kesesuaian distribusi menggunakan 2 pengujian yaitu Uji Smirnov Kolmogrof dan Uji Chi Square.

4.1.2.2.1. Uji Smirnov Kolmogrof

Berikut ini adalah contoh perhitungan uji Smirnov Kolmogrof :

Data diketahui adalah $\bar{X} = 54,020$; $Sd = 8,632$; $Yn = 0,524$ dan $Sn = 1,063$

$$\begin{aligned}
 Y_t &= ((X - X_{\text{rerata}}) / S_d) \cdot S_n + Y_n \\
 &= ((38,100 - 54,020) / 8,632) \cdot 1,063 + 0,524 \\
 &= -1,437
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Tr &= \frac{1}{1 - e^{-Y_t}} \\
 &= \frac{1}{1 - e^{-(-1,437)}} \\
 &= 1,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pr &= 1 / Tr \\
 &= 1 / 1,015 \\
 &= 0,985
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pt &= 1 - Pr \\
 &= 1 - 0,985 \\
 &= 0,015
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pe &= m / (n + 1) \\
 &= 1 / (20 + 1) \\
 &= 0,048
 \end{aligned}$$

Tabel 4.7. Perhitungan Probabilitas Teoritis (Pt)

No.	Tinggi Hujan (mm)	Yt	Tr	Pr	Pt
1	38,100	-1,437	1,015	0,985	0,015
2	41,900	-0,969	1,077	0,928	0,072
3	43,000	-0,833	1,111	0,900	0,100
4	43,700	-0,747	1,138	0,879	0,121
5	45,500	-0,525	1,226	0,816	0,184
6	49,500	-0,033	1,552	0,644	0,356
7	50,000	0,029	1,609	0,622	0,378
8	52,000	0,275	1,879	0,532	0,468
9	52,500	0,336	1,959	0,510	0,490
10	55,000	0,644	2,448	0,409	0,591
11	55,200	0,669	2,494	0,401	0,599
12	55,700	0,730	2,616	0,382	0,618
13	57,000	0,890	2,970	0,337	0,663
14	57,400	0,940	3,092	0,323	0,677
15	61,700	1,469	4,864	0,206	0,794
16	62,000	1,506	5,027	0,199	0,801
17	62,000	1,506	5,027	0,199	0,801
18	62,000	1,506	5,027	0,199	0,801
19	68,000	2,245	9,946	0,101	0,899
20	68,200	2,269	10,181	0,098	0,902

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.8. Probabilitas Curah Hujan

No.	Tinggi Hujan (mm)	Pe	Pt	$\Delta = Pe - Pt$
1	38,100	0,048	0,015	0,033
2	41,900	0,095	0,072	0,023
3	43,000	0,143	0,100	0,043
4	43,700	0,190	0,121	0,069
5	45,500	0,238	0,184	0,054
6	49,500	0,286	0,356	0,070
7	50,000	0,333	0,378	0,045
8	52,000	0,381	0,468	0,087
9	52,500	0,429	0,490	0,061
10	55,000	0,476	0,591	0,115
11	55,200	0,524	0,599	0,075
12	55,700	0,571	0,618	0,046
13	57,000	0,619	0,663	0,044
14	57,400	0,667	0,677	0,010
15	61,700	0,714	0,794	0,080
16	62,000	0,762	0,801	0,039
17	62,000	0,810	0,801	0,008
18	62,000	0,857	0,801	0,056
19	68,000	0,905	0,899	0,005
20	68,200	0,952	0,902	0,051
Δ maksimum				0,115

Sumber: Perhitungan

Dari hasil uji Smirnov Kolmogrof didapat nilai Δ maks. = 0,115 dan dari tabel dengan data (n) = 20 dan nilai signifikan 5% didapat Δ kr. = 0,294, serta nilai signifikan 1% didapat Δ kr. = 0,352 . Karena nilai Δ maks. < Δ kr. maka distribusi Gumbel diterima.

4.1.2.2.2. Uji Chi Square

Berikut ini adalah contoh perhitungan uji Smirnov Kolmogrof :

Data diketahui adalah $\bar{X} = 54,020$; Sd = 8,632; $Y_n = 0,524$, $S_n = 1,063$ dan n =20

$$\begin{aligned} \text{Banyak Kelas (K)} &= 1 + 3.322 \log n \\ &= 1 + 3.322 \log 20 \\ &= 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Derajat Bebas (v)} &= k - h - 1 ; h = 2 \\ &= 5 - 2 - 1 \\ &= 2 \end{aligned}$$

Untuk $\alpha = 5\%$ dari tabel distribusi Chi Square diperoleh nilai $x^2_{\text{kritis}} = 5,99$ dan untuk $\alpha = 1\%$ diperoleh nilai $x^2_{\text{kritis}} = 9,21$

$$Tr = \frac{1}{(1-Pe)}$$

$$= \frac{1}{(1-0,2)}$$

$$= 1,25$$

$$Y_t = -Ln \left[-Ln \left(\frac{Tr-1}{Tr} \right) \right]$$

$$= -Ln \left[-Ln \left(\frac{1,25-1}{1,25} \right) \right]$$

$$= -0,476$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$$

$$= \frac{-0,476 - 0,524}{1,063}$$

$$= -0,940$$

$$X = X_{\text{rerata}} + K.S_d$$

$$= 54,020 + -0,940.8,632$$

$$= 45,903 \text{ mm}$$

$$EF = \text{Data} / \text{Kelas}$$

$$= 20 / 5$$

$$= 4$$

$$X^2_{\text{hitung}} = (OF - EF)^2 / EF$$

$$= (5 - 4)^2 / 4$$

$$= 0,25$$

Tabel 4.9. Pembagian Interval Kelas Uji Chi Kuadrat

Peluang (%)	Tr	Yt	K	X (mm)
80	1,25	-0,476	-0,94	45,903
60	1,667	0,087	-0,41	50,478
40	2,5	0,672	0,139	55,224
20	5	1,5	0,919	61,951

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.10. Perhitungan Uji Chi Kuadrat

No	Batas Kelas		EF	OF	(OF-EF) ² /EF	
1	0	-	45,90	4,0	5	0,25
2	45,903	-	50,48	4,0	2	1,00
3	50,478	-	55,22	4,0	4	0,00
4	55,224	-	61,95	4,0	4	0,00
5	61,951	-	-	4,0	5	0,25
X^2_{hitung}			20	20	1,5	

Sumber: Perhitungan

Dari hasil uji Chi Kuadrat didapat nilai $x^2_{hitung} = 1,5$ dan dari tabel dengan nilai signifikan 5% didapat $x^2_{kritis} = 5,99$ dan dengan nilai signifikan 1% didapat $x^2_{kritis} = 9,21$. Karena nilai $x^2_{hitung} < x^2_{kritis}$ maka distribusi Gumbel dapat dipakai.

4.1.2.3. Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

Berikut ini adalah contoh perhitungan pola distribusi hujan jam-jaman jam ke-1 dan hujan dengan kala ulang 2 tahun:

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

$$= \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$= 0,5503 R_{24}$$

$$RT = t.R_t - (t-1)(R_{t-1})$$

$$= 1.(0,5503. R_{24}) - (1-1)(0)$$

$$= 0,5503 R_{24}$$

$$\text{Rasio (\%)} = 0,5503 \times 100\% = 55,03\%$$

$$\text{Kumulatif (\%)} = 55,03\% + 0\% = 55,03\%$$

$$C = C_p + C_t + C_0 + C_s + C_c$$

$$= 0,15 + 0,05 + 0,05 + 0,10 + 0,10$$

$$= 0,45$$

$$R_{24} = R_{2th} \times C$$

$$= 52,725 \times 0,45$$

$$= 23,735 \text{ mm}$$

$$R_{t-1} = R_{24} \times \text{Rasio}$$

$$= 23,735 \times 0,55$$

$$= 13,062 \text{ mm}$$

Tabel 4.11. Pola Distribusi Hujan Jam-jaman

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

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.12. Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

No	Jam ke	Rasio	Hujan Jam-jaman (mm) Dengan Kala Ulang							
			2	5	10	25	50	100	200	1000
1	1	0,55	13,062	15,342	16,851	18,758	20,173	21,578	22,977	26,218
2	2	0,143	3,395	3,988	4,38	4,876	5,243	5,609	5,972	6,815
3	3	0,1	2,382	2,797	3,072	3,42	3,678	3,934	4,189	4,78
4	4	0,08	1,896	2,227	2,446	2,723	2,928	3,132	3,335	3,806
5	5	0,067	1,601	1,881	2,066	2,299	2,473	2,645	2,816	3,214
6	6	0,059	1,4	1,644	1,806	2,01	2,161	2,312	2,462	2,809
R rancangan (mm)			52,745	61,951	68,046	75,748	81,461	87,132	92,783	105,871
C			0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
R24 (mm)			23,735	27,878	30,621	34,086	36,657	39,209	41,752	47,642

Sumber: Perhitungan

4.1.2.4. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Berikut ini adalah contoh perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu dengan kala ulang 100 tahun:

Data diketahui adalah luas DAS (A)= 5839,890 km²; panjang sungai (L)= 249,840 km; parameter $\alpha = 3$; C= 0,45, dan hujan satuan (Ro)= 1 mm.

$$t_g = 0,4 + 0,058.L$$

$$= 0,4 + 0,058.249,840$$

$$= 14,891$$

$$T_r = 0,5.t_g$$

$$= 0,5.14,891$$

$$= 7,445$$

$$T_p = t_g + (0,8.T_r)$$

$$= 15 + (0,8.7,445)$$

$$= 20,847 = 21 \text{ (dibulatkan)}$$

$$T_{0,3} = \alpha.t_g$$

$$= 3.14,891$$

$$= 44,672 = 45 \text{ (dibulatkan)}$$

$$Q_p = \frac{A.R_o}{3,6 \left(0,3T_p + T_{0,3} \right)}$$

$$= \frac{5839,890 \times 1}{3,6(0,3 \times 21 + 45)}$$

$$= 31,854 \text{ m}^3/\text{det}$$



$$\begin{aligned}
 Q_b &= 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430} \\
 &= 0,4751 \cdot (5839,890)^{0,6444} \cdot (249,840/5839,890)^{0,9430} \\
 &= 6,503 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.13. Interval Waktu Lengkung Debit

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Jam Ke	Notasi	Jam Ke
Lengkung Naik	Qu	$Q_p \cdot (t/T_p)^{2,4}$	0	0	T_p	21
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)/T_{0,3}]}$	T_p	21	$T_p + T_{0,3}$	66
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p+0,5T_{0,3})/1,5T_{0,3}]}$	$T_p + T_{0,3}$	66	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	133
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p+1,5T_{0,3})/2T_{0,3}]}$	$T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3}$	133	~	~

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.14. Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun

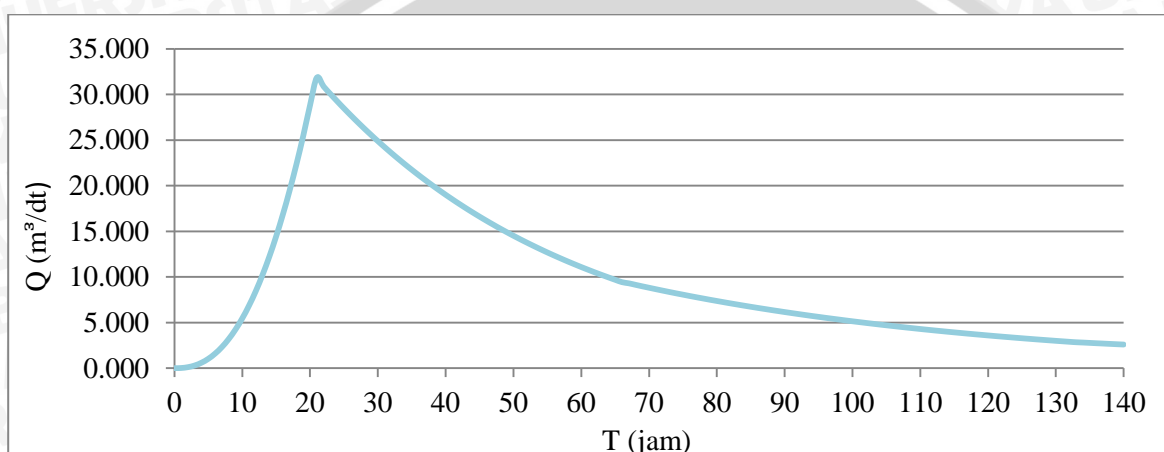
T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	m ³ /det	m ³ /det
0,00	0,000							6,503	6,503
1,00	0,022	0,469						6,503	6,973
2,00	0,115	2,477	0,644					6,503	9,624
3,00	0,304	6,555	1,704	1,195				6,503	15,957
4,00	0,606	13,074	3,398	2,384	1,898			6,503	27,257
5,00	1,035	22,335	5,805	4,072	3,242	2,738		6,503	44,696
6,00	1,603	34,596	8,992	6,308	5,022	4,241	3,707	6,503	69,368
7,00	2,321	50,084	13,018	9,132	7,270	6,139	5,366	6,503	97,512
8,00	3,198	69,005	17,936	12,582	10,016	8,458	7,393	6,503	131,893
9,00	4,243	91,547	23,795	16,692	13,288	11,221	9,809	6,503	172,855
10,00	5,463	117,886	30,641	21,494	17,111	14,450	12,631	6,503	220,716
11,00	6,867	148,185	38,516	27,018	21,509	18,164	15,877	6,503	275,774
12,00	8,462	182,599	47,461	33,293	26,504	22,382	19,564	6,503	338,307
13,00	10,255	221,272	57,513	40,344	32,118	27,122	23,708	6,503	408,581
14,00	12,251	264,344	68,709	48,197	38,370	32,402	28,323	6,503	486,849
15,00	14,457	311,947	81,082	56,877	45,280	38,237	33,424	6,503	573,349
16,00	16,879	364,209	94,666	66,406	52,865	44,643	39,023	6,503	668,315
17,00	19,522	421,250	109,492	76,806	61,145	51,635	45,135	6,503	771,965
18,00	22,393	483,188	125,591	88,099	70,136	59,227	51,771	6,503	884,515
19,00	25,496	550,137	142,992	100,306	79,853	67,433	58,944	6,503	1006,169
20,00	28,835	622,206	161,725	113,446	90,314	76,267	66,666	6,503	1137,127
21,00	31,854	687,333	178,652	125,320	99,767	84,250	73,644	6,503	1255,471
22,00	30,879	666,303	173,186	121,486	96,715	81,672	71,391	6,503	1217,256
23,00	30,058	648,585	168,581	118,256	94,143	79,500	69,492	6,503	1185,061
24,00	29,259	631,338	164,098	115,111	91,640	77,386	67,645	6,503	1153,721
25,00	28,481	614,550	159,735	112,050	89,203	75,328	65,846	6,503	1123,215
26,00	27,723	598,209	155,487	109,070	86,831	73,325	64,095	6,503	1093,520
27,00	26,986	582,301	151,352	106,170	84,522	71,376	62,390	6,503	1064,615
28,00	26,269	566,817	147,328	103,347	82,274	69,478	60,731	6,503	1036,479
29,00	25,570	551,745	143,410	100,599	80,087	67,630	59,117	6,503	1009,090
30,00	24,890	537,073	139,597	97,924	77,957	65,832	57,545	6,503	982,430
31,00	24,228	522,792	135,885	95,320	75,884	64,081	56,014	6,503	956,479

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	m ³ /det	m ³ /det
32,00	23,584	508,890	132,271	92,785	73,866	62,377	54,525	6,503	931,218
33,00	22,957	495,358	128,754	90,318	71,902	60,718	53,075	6,503	906,628
34,00	22,346	482,186	125,330	87,916	69,990	59,104	51,664	6,503	882,693
35,00	21,752	469,364	121,997	85,578	68,129	57,532	50,290	6,503	859,394
36,00	21,174	456,883	118,753	83,303	66,317	56,002	48,953	6,503	836,714
37,00	20,611	444,734	115,596	81,088	64,554	54,513	47,651	6,503	814,638
38,00	20,063	432,907	112,522	78,931	62,837	53,064	46,384	6,503	793,148
39,00	19,529	421,396	109,530	76,832	61,166	51,653	45,150	6,503	772,230
40,00	19,010	410,190	106,617	74,789	59,540	50,279	43,950	6,503	751,869
41,00	18,504	399,283	103,782	72,801	57,956	48,942	42,781	6,503	732,048
42,00	18,012	388,665	101,022	70,865	56,415	47,641	41,643	6,503	712,755
43,00	17,533	378,330	98,336	68,980	54,915	46,374	40,536	6,503	693,975
44,00	17,067	368,270	95,721	67,146	53,455	45,141	39,458	6,503	675,694
45,00	16,613	358,477	93,176	65,361	52,033	43,940	38,409	6,503	657,899
46,00	16,171	348,945	90,698	63,623	50,650	42,772	37,388	6,503	640,578
47,00	15,741	339,666	88,286	61,931	49,303	41,635	36,393	6,503	623,717
48,00	15,323	330,634	85,939	60,284	47,992	40,527	35,426	6,503	607,304
49,00	14,915	321,842	83,653	58,681	46,716	39,450	34,484	6,503	591,328
50,00	14,519	313,283	81,429	57,121	45,474	38,401	33,567	6,503	575,777
51,00	14,133	304,953	79,264	55,602	44,264	37,380	32,674	6,503	560,639
52,00	13,757	296,844	77,156	54,123	43,087	36,386	31,805	6,503	545,904
53,00	13,391	288,950	75,104	52,684	41,942	35,418	30,959	6,503	531,561
54,00	13,035	281,267	73,107	51,283	40,826	34,476	30,136	6,503	517,599
55,00	12,688	273,787	71,163	49,919	39,741	33,559	29,335	6,503	504,008
56,00	12,351	266,507	69,271	48,592	38,684	32,667	28,555	6,503	490,779
57,00	12,023	259,420	67,429	47,300	37,655	31,798	27,795	6,503	477,901
58,00	11,703	252,522	65,636	46,042	36,654	30,953	27,056	6,503	465,366
59,00	11,392	245,807	63,890	44,818	35,679	30,130	26,337	6,503	453,164
60,00	11,089	239,271	62,191	43,626	34,730	29,329	25,637	6,503	441,287
61,00	10,794	232,908	60,538	42,466	33,807	28,549	24,955	6,503	429,725
62,00	10,507	226,715	58,928	41,337	32,908	27,790	24,291	6,503	418,471
63,00	10,227	220,686	57,361	40,237	32,033	27,051	23,645	6,503	407,517
64,00	9,956	214,818	55,836	39,167	31,181	26,331	23,017	6,503	396,853
65,00	9,691	209,105	54,351	38,126	30,352	25,631	22,405	6,503	386,473
66,00	9,433	203,545	52,906	37,112	29,545	24,950	21,809	6,503	376,369
67,00	9,305	200,786	52,189	36,609	29,144	24,611	21,513	6,503	371,356
68,00	9,140	197,211	51,259	35,957	28,625	24,173	21,130	6,503	364,859
69,00	8,977	193,699	50,346	35,317	28,116	23,743	20,754	6,503	358,477
70,00	8,817	190,250	49,450	34,688	27,615	23,320	20,384	6,503	352,210
71,00	8,660	186,862	48,569	34,070	27,123	22,905	20,021	6,503	346,054
72,00	8,506	183,534	47,704	33,464	26,640	22,497	19,665	6,503	340,007
73,00	8,354	180,266	46,855	32,868	26,166	22,096	19,315	6,503	334,069
74,00	8,205	177,056	46,021	32,282	25,700	21,703	18,971	6,503	328,236
75,00	8,059	173,903	45,201	31,708	25,242	21,316	18,633	6,503	322,507
76,00	7,916	170,807	44,396	31,143	24,793	20,937	18,301	6,503	316,879
77,00	7,775	167,765	43,606	30,588	24,351	20,564	17,975	6,503	311,353
78,00	7,636	164,778	42,829	30,044	23,918	20,198	17,655	6,503	305,924
79,00	7,500	161,843	42,067	29,509	23,492	19,838	17,341	6,503	300,592
80,00	7,367	158,961	41,317	28,983	23,073	19,485	17,032	6,503	295,355
81,00	7,236	156,131	40,582	28,467	22,663	19,138	16,729	6,503	290,212

T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	21,578 (mm)	5,609 (mm)	3,934 (mm)	3,132 (mm)	2,645 (mm)	2,312 (mm)	m ³ /det	m ³ /det
82,00	7,107	153,351	39,859	27,960	22,259	18,797	16,431	6,503	285,160
83,00	6,980	150,620	39,149	27,462	21,863	18,462	16,138	6,503	280,198
84,00	6,856	147,938	38,452	26,973	21,473	18,133	15,851	6,503	275,324
85,00	6,734	145,303	37,767	26,493	21,091	17,811	15,568	6,503	270,537
86,00	6,614	142,716	37,095	26,021	20,715	17,493	15,291	6,503	265,835
87,00	6,496	140,175	36,434	25,558	20,347	17,182	15,019	6,503	261,217
88,00	6,381	137,679	35,786	25,103	19,984	16,876	14,752	6,503	256,682
89,00	6,267	135,227	35,148	24,656	19,628	16,575	14,489	6,503	252,227
90,00	6,155	132,819	34,522	24,217	19,279	16,280	14,231	6,503	247,851
91,00	6,046	130,454	33,908	23,785	18,936	15,990	13,977	6,503	243,553
92,00	5,938	128,131	33,304	23,362	18,598	15,706	13,729	6,503	239,332
93,00	5,832	125,849	32,711	22,946	18,267	15,426	13,484	6,503	235,186
94,00	5,728	123,608	32,128	22,537	17,942	15,151	13,244	6,503	231,114
95,00	5,626	121,407	31,556	22,136	17,622	14,881	13,008	6,503	227,114
96,00	5,526	119,245	30,994	21,742	17,309	14,616	12,776	6,503	223,186
97,00	5,428	117,122	30,442	21,355	17,000	14,356	12,549	6,503	219,328
98,00	5,331	115,036	29,900	20,974	16,698	14,101	12,326	6,503	215,538
99,00	5,236	112,988	29,368	20,601	16,400	13,849	12,106	6,503	211,815
100,00	5,143	110,976	28,845	20,234	16,108	13,603	11,890	6,503	208,159
101,00	5,051	109,000	28,331	19,874	15,821	13,361	11,679	6,503	204,569
102,00	4,962	107,059	27,827	19,520	15,540	13,123	11,471	6,503	201,042
103,00	4,873	105,152	27,331	19,172	15,263	12,889	11,266	6,503	197,577
104,00	4,786	103,280	26,845	18,831	14,991	12,659	11,066	6,503	194,175
105,00	4,701	101,441	26,367	18,496	14,724	12,434	10,869	6,503	190,833
106,00	4,617	99,634	25,897	18,166	14,462	12,213	10,675	6,503	187,551
107,00	4,535	97,860	25,436	17,843	14,205	11,995	10,485	6,503	184,327
108,00	4,454	96,117	24,983	17,525	13,952	11,782	10,298	6,503	181,160
109,00	4,375	94,406	24,538	17,213	13,703	11,572	10,115	6,503	178,050
110,00	4,297	92,725	24,101	16,906	13,459	11,366	9,935	6,503	174,995
111,00	4,221	91,074	23,672	16,605	13,219	11,163	9,758	6,503	171,995
112,00	4,146	89,452	23,250	16,310	12,984	10,965	9,584	6,503	169,048
113,00	4,072	87,859	22,836	16,019	12,753	10,769	9,414	6,503	166,154
114,00	3,999	86,294	22,430	15,734	12,526	10,578	9,246	6,503	163,311
115,00	3,928	84,758	22,030	15,454	12,303	10,389	9,081	6,503	160,518
116,00	3,858	83,249	21,638	15,179	12,084	10,204	8,920	6,503	157,776
117,00	3,789	81,766	21,253	14,908	11,868	10,022	8,761	6,503	155,082
118,00	3,722	80,310	20,874	14,643	11,657	9,844	8,605	6,503	152,436
119,00	3,656	78,880	20,503	14,382	11,450	9,669	8,452	6,503	149,838
120,00	3,591	77,475	20,137	14,126	11,246	9,497	8,301	6,503	147,285
121,00	3,527	76,096	19,779	13,874	11,045	9,327	8,153	6,503	144,778
122,00	3,464	74,741	19,427	13,627	10,849	9,161	8,008	6,503	142,316
123,00	3,402	73,410	19,081	13,385	10,656	8,998	7,865	6,503	139,898
124,00	3,342	72,103	18,741	13,146	10,466	8,838	7,725	6,503	137,522
125,00	3,282	70,819	18,407	12,912	10,279	8,681	7,588	6,503	135,189
126,00	3,224	69,558	18,079	12,682	10,096	8,526	7,453	6,503	132,898
127,00	3,166	68,319	17,758	12,456	9,917	8,374	7,320	6,503	130,647
128,00	3,110	67,102	17,441	12,235	9,740	8,225	7,190	6,503	128,436
129,00	3,054	65,908	17,131	12,017	9,567	8,079	7,062	6,503	126,265
130,00	3,000	64,734	16,826	11,803	9,396	7,935	6,936	6,503	124,133
131,00	2,947	63,581	16,526	11,593	9,229	7,793	6,812	6,503	122,038

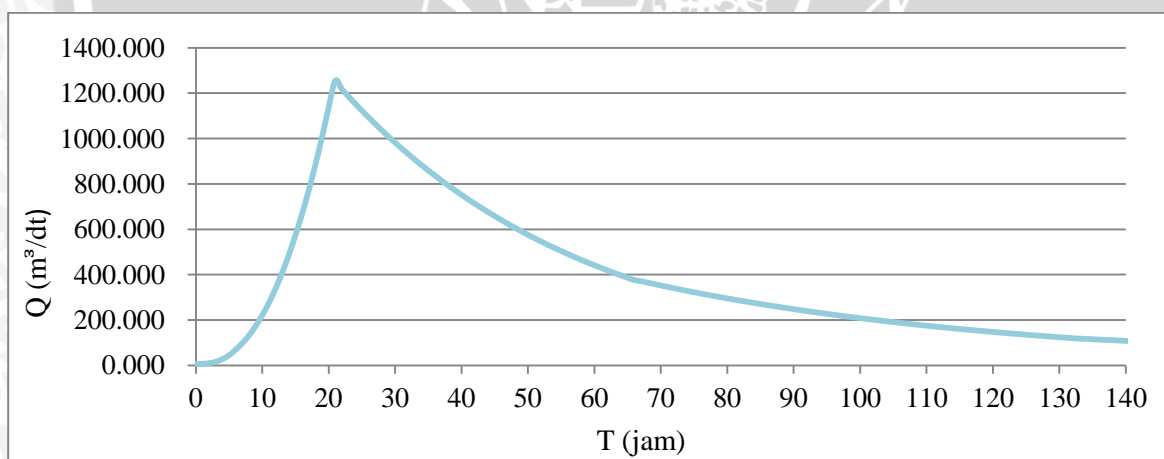
T	U(t,1)	Hujan Jam - Jaman (mm)						Base Flow	Q
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
	m ³ /det/mm	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	m ³ /det	m ³ /det
132,00	2,894	62,449	16,232	11,386	9,065	7,655	6,691	6,503	119,981
133,00	2,843	61,337	15,943	11,183	8,903	7,518	6,572	6,503	117,960
134,00	2,811	60,645	15,763	11,057	8,803	7,433	6,498	6,503	116,702
135,00	2,773	59,833	15,552	10,909	8,685	7,334	6,411	6,503	115,227
136,00	2,736	59,032	15,344	10,763	8,569	7,236	6,325	6,503	113,771
137,00	2,699	58,242	15,138	10,619	8,454	7,139	6,240	6,503	112,336
138,00	2,663	57,462	14,936	10,477	8,341	7,043	6,157	6,503	110,919

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.4. Hidrograf Sintetik Satuan Nakayasu

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.5. Hidrograf Banjir Rancangan Kala Ulang 100 Tahun

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.15. Rekapitulasi Banjir Rancangan Berbagai Kala Ulang

Q Rancangan (m ³ /det)	Kala Ulang							
	2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	200 th	1000 th
	762,558	894,52	981,891	1092,284	1174,18	1255,471	1336,465	1524,082

4.2. Analisa Hidrolika Dan Dimensi Bangunan

Perencanaan bangunan dalam studi ini meliputi:

a. Bangunan Utama

Bangunan utama dalam studi ini menggunakan Bendung Tetap. Komponen Bendung Tetap meliputi: mercu, pembilas (pintu sorong), dan kolam olak.

b. Bangunan Tengah

Bangunan tengah adalah bangunan yang posisinya terletak pada tengah formasi bangunan PLTA, dalam studi ini menggunakan: pintu *intake*, saluran pengantar, kantong lumpur, *spillway* (mercu dan saluran samping), pembilas (pintu sorong dan saluran bilas), pintu *power intake* (pintu sorong dan *trash rack*), dan *forebay* (bak penenang).

c. Bangunan Pembawa

Bangunan pembawa dalam studi ini menggunakan saluran tertutup (terowongan dan pipa pesat). Terowongan berfungsi membawa air yang masuk dari pintu *power intake* ke *Penstock* (pipa pesat). Kemudian pipa pesat berfungsi untuk mengarahkan aliran bertekanan menuju turbin. Selain itu bangunan pembawa juga dilengkapi dengan *surge tank* (tangki gelombang).

d. Bangunan pembuang

Bangunan pembuang dalam studi ini menggunakan saluran tailtrace, desain bentuk dari saluran ini berbentuk saluran terbuka atau tertutup sesuai dengan kebutuhan dan lokasi perencanaan.

4.2.1. Analisa Debit Pembangkitan

Berdasarkan dari suatu studi kelayakan PLTA Baliem milik PT PLN (Perusahaan Listrik Negara) daya yang akan dibangkitkan oleh PLTA Baliem ditargetkan $P = 50$ MW.

Berikut ini analisa debit pembangkitan:

Efisiensi turbin (η_T) = 70% (asumsi keadaan terburuk)

Efisiensi generator (η_G) = 70% (asumsi keadaan terburuk)

Daya dibangkitkan (P) = 50000 KW (rencana)

Elv. muka air *forebay* = 1486,201 (rencana)

Elv. *Tail Water Level* (TWL) = 1325,000 (rencana)

Tinggi jatuh kotor (H) = Elv. muka air *forebay* – Elv. *Tail Water Level* (TWL)
= 161,201 m

Kehilangan tinggi tekan (H_t) = 10,39% dari tinggi jatuh kotor (asumsi)

$$= 10,39\% \times 161,201$$

$$= 16,749 \text{ m}$$

Tinggi jatuh bersih (H_{eff}) = Tinggi jatuh kotor (H) – Kehilangan tinggi tekan (H_t)

$$= 161,201 - 16,749$$

$$= 144,452 \text{ m}$$

Daya dibangkitkan (P) = $9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot Q$ pembangkitan. H_{eff}

Q pembangkitan = $(P / (9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot H_{eff})) \times 1,1$

$$= (50000 / (9,8 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 144,452)) \times 1,1$$

$$= 79,290 \text{ m}^3/\text{det}$$

Hasil dari analisa debit pembangkitan energi harus sesuai dengan debit andalan yang digunakan untuk PLTA. Menurut Limantara, 2010 debit andalan untuk PLTA adalah 97% - 85%. Dari hasil analisa, debit andalan 97% - 85% adalah $31,90 \text{ m}^3/\text{det}$ - $104,44 \text{ m}^3/\text{det}$. Debit pembangkitan sesuai dengan debit andalan untuk PLTA.

4.2.2. Perencanaan Bangunan Utama

Dalam studi ini digunakan bendung pelimpah dengan mercu tipe ogee I. Hal ini dikarenakan sungai pada lokasi calon bendung memuat material boulder, sehingga dibutuhkan struktur yang kuat terhadap hantaman boulder. Selain itu dibutuhkan tinggi muka air yang tinggi agar debit yang diperlukan bisa tersadap intake.



Gambar 4.6. Mercu Pelimpah Tipe Ogee I

Sumber: Perhitungan

4.2.2.1. Profil Aliran di Mercu Bendung

Data yang diketahui adalah sebagai berikut:

Lebar saluran penampang persegi (b) = 64 m

Jumlah pilar (n) = 2

Tebar pilar = 1 m

Tebal dinding pangkal = 0,5 m

Koefisien kontraksi pilar (K_p) = 0,01 (berujung bulat)

Koefisien kontraksi pangkal bendung (K_a) = 0,1 (pangkal tembok bulat)

$$\text{Debit rancangan kala ulang 100 th } (Q_{100\text{th}}) = 1255,471 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Percepatan gravitasi } (g) = 9,81 \text{ m/det}^2$$

$$\text{Tinggi mercu bagian hulu } (P) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi lantai bendung} = 1480$$

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di mercu bendung menggunakan $Q_{\text{desain}} = Q_{100\text{th}}$ dengan mengasumsikan tinggi energi (He) = 4,546 m:

$$B = b - \text{total tebal pilar} - \text{total tebal dinding pangkal}$$

$$= 64 - 2 \times 1 - 2 \times 0,5$$

$$= 61 \text{ m}$$

$$Be = B - 2 \cdot (n \cdot K_p + K_a) \cdot 4,546$$

$$= 61 - 2 \cdot (2,0,01 + 0,1) \cdot 4,546$$

$$= 59,909 \text{ m}$$

$$C = 2,2 - 0,0416 \cdot (P/He)^{0,99}$$

$$= 2,2 - 0,0416 \cdot (5/4,546)^{0,99}$$

$$= 2,162$$

$$Q = C \cdot Be \cdot He^{3/2}$$

$$= 2,162 \cdot 59,909 \cdot 4,546^{3/2}$$

$$= 1255,471 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (asumsi } He = 4,546 \text{ benar)}$$

$$V = \frac{Q}{Be \cdot (P + Hd)}$$

$$= \frac{1255,471}{59,909 \cdot (5 + Hd)}$$

$$He = \frac{v^2}{2g} + Hd$$

$$4,546 = \frac{\frac{1255,471}{59,909 \cdot (5 + Hd)}^2}{2,9,81} + Hd$$

Dengan cara coba-coba didapatkan tinggi muka air (Hd) = 4,286 m

$$V = \frac{1255,471}{59,909 \cdot (5 + Hd)}$$

$$= \frac{1255,471}{59,909 \cdot (5 + 4,286)}$$

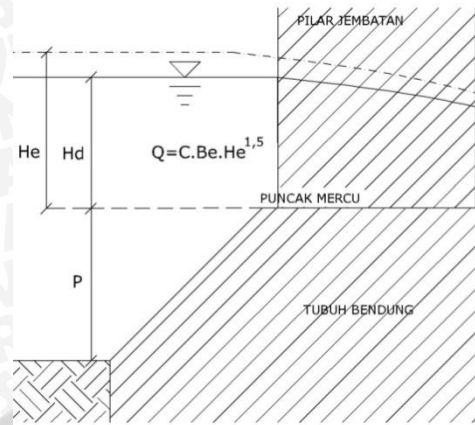
$$= 2,257 \text{ m/det}$$

$$Fr = \frac{Vz}{\sqrt{g \cdot Hd}}$$

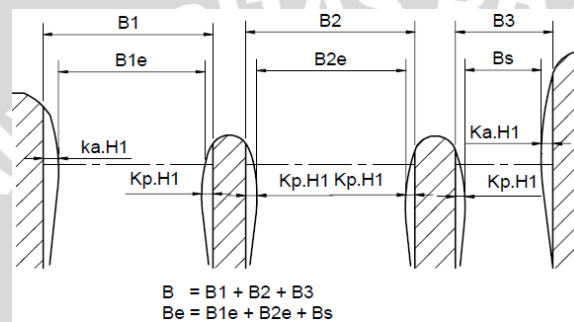
$$= \frac{2,257}{\sqrt{9,81 \cdot 4,286}}$$

$$= 0,355 \text{ (sub kritis)}$$

$$\text{Elv. muka air } Q_{100\text{th}} = \text{Elv. Lantai bendung} + P + Hd = 1480 + 5 + 4,286 = 1489,286$$



Gambar 4.7. Sketsa Aliran diatas Mercu Bendung
Sumber: Perhitungan



Gambar 4.8. Sketsa Lebar Mercu Efektif (Be)
Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 49

Tabel 4.16. Profil Aliran di Hulu Mercu Bendung

He m	Be m	C	Q m ³ /det	He=Hd+(V ² /2.g)		V m/det	Fr	Keterangan	Elevasi muka air
				Hd	Hd+(V ² /2.g)				
0,500	60,880	2,196	47,262	0,499	0,500	0,141	0,064	sub kritis	1485,500
1,000	60,760	2,192	133,158	0,993	1,000	0,366	0,117	sub kritis	1486,000
1,500	60,640	2,187	243,679	1,480	1,500	0,620	0,163	sub kritis	1486,500
2,000	60,520	2,183	373,714	1,960	2,000	0,887	0,202	sub kritis	1487,000
2,500	60,400	2,179	520,254	2,432	2,500	1,159	0,237	sub kritis	1487,500
3,000	60,280	2,175	681,235	2,896	3,000	1,431	0,269	sub kritis	1488,000
3,500	60,160	2,171	855,116	3,352	3,500	1,702	0,297	sub kritis	1488,500
4,000	60,040	2,167	1040,683	3,803	4,000	1,969	0,322	sub kritis	1489,000
4,500	59,920	2,163	1236,946	4,246	4,500	2,233	0,346	sub kritis	1489,500
5,000	59,800	2,158	1443,072	4,683	5,000	2,492	0,368	sub kritis	1490,000

Sumber: Perhitungan

4.2.2.2. Profil Aliran di Hilir Mercu Bendung

Data yang diketahui adalah sebagai berikut:

Lebar bendung (B) = 63 m

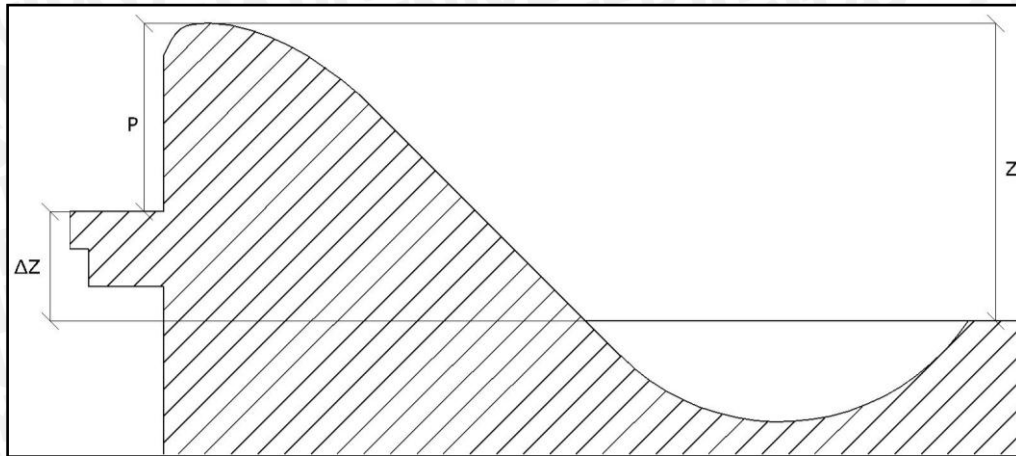
Debit rancangan kala ulang 100 th (Q_{100th}) = 1255,471 m³/det

Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/det²

Tinggi mercu bagian hulu (P) = 5 m

Selisih lantai dasar hulu dan hilir (ΔZ) = 2,5 m

$$\begin{aligned}\text{Tinggi mercu bagian hilir total (Ztotal)} &= P + \Delta Z = 5 + 2,5 = 7,5 \text{ m} \\ \text{Tinggi muka air di hulu mercu (Hd)} &= 4,286 \text{ m} \\ \text{Elv. mercu bendung} &= 1485,000\end{aligned}$$



Gambar 4.9. Sketsa ΔZ , P , dan Z

Sumber: Perhitungan

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di hilir mercu bendung saat $Z = 0,5 \text{ m}$:

$$\begin{aligned}V_{z1} &= Q / (B \times Yz) \\ &= 1255,471 / (63 \times Yz) \\ &= 19,928 / Yz \\ V_{z2} &= \sqrt{2 \cdot g \cdot (Z + Hd + Yz)} \\ &= \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (0,5 + 4,286 + Yz)} \\ &= 9,691 - \sqrt{Yz} \\ V_{z1} &= V_{z2} \\ 0 &= V_{z2} - V_{z1} \\ 0 &= (9,691 - \sqrt{Yz}) - (19,928 / Yz)\end{aligned}$$

Dengan cara coba-coba didapatkan tinggi muka air di hilir mercu bendung saat $Z = 0,5 \text{ m}$ adalah $Yz = 3,330 \text{ m}$

$$\begin{aligned}V_z &= 19,928 / Yz \\ &= 19,928 / 3,130 \\ &= 5,984 \text{ m/det}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Fr &= \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Yz}} \\ &= \frac{5,984}{\sqrt{9,81 \cdot 3,130}} \\ &= 1,047 \text{ (super kritis)}\end{aligned}$$

Tabel 4.17. Profil Aliran di Hilir Mercu Bendung Saat Q_{100}

Z	Vz1		Vz2		Yz	Vz1-Vz2= 0	Vz	Fr	Keterangan	
m	Vz1= Q/(b.Yz)		$(2.g.(Z+Hd-Yz))^{0.5}$		m		m/det			
	Q/b	1/Yz	$(2.g.(Z+Hd))^{0.5} - Yz^{0.5}$							
1,000	19,928	1/Yz	10,184	-	$Yz^{0.5}$	2,933	0,000	6,795	1,267	super kritis
2,000	19,928	1/Yz	11,106	-	$Yz^{0.5}$	2,235	0,000	8,916	1,904	super kritis
3,000	19,928	1/Yz	11,957	-	$Yz^{0.5}$	1,947	0,000	10,235	2,342	super kritis
4,000	19,928	1/Yz	12,751	-	$Yz^{0.5}$	1,761	0,000	11,315	2,722	super kritis
5,000	19,928	1/Yz	13,498	-	$Yz^{0.5}$	1,625	0,000	12,260	3,070	super kritis
6,000	19,928	1/Yz	14,206	-	$Yz^{0.5}$	1,519	0,000	13,115	3,397	super kritis
7,000	19,928	1/Yz	14,881	-	$Yz^{0.5}$	1,433	0,000	13,904	3,708	super kritis
7,500	19,928	1/Yz	15,207	-	$Yz^{0.5}$	1,396	0,000	14,278	3,859	super kritis

Sumber: Perhitungan

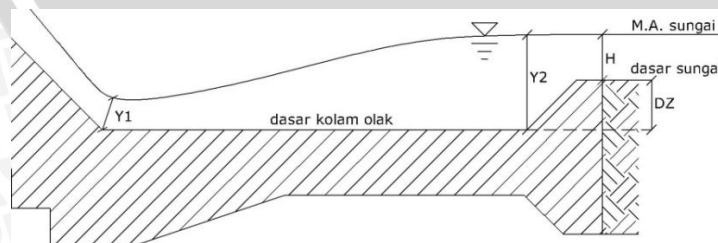
4.2.2.3. Perencanaan Kolam Olak

Kolam olak berfungsi untuk meredam energi akibat pembendungan, agar air di hilir bendung tidak menimbulkan penggerusan setempat yang membahayakan struktur dan penggerusan pada dasar sungai. Pemilihan tipe kolam olak bergantung pada nilai froude.

4.2.2.3.1. Elevasi Dasar Kolam Olak

Data yang diketahui adalah sebagai berikut:

Lebar sungai (B)	= 63 m
Debit banjir kala ulang 100 th (Q_{100th})	= 1255,471 m ³ /det
Percepatan gravitasi (g)	= 9,81 m/det ²
ΔZ awal	= 2,5 m
Ztotal awal	= 7,5 m
Tinggi muka air di hulu mercu (Hd)	= 4,286 m
Elevasi dasar lantai hulu bendung	= +1480,00
Elevasi dasar kolam olak awal	= +1477,50
Tinggi awal loncatan (Y1)	= 1,471 m
Bilangan froude saat Y1 (F1)	= 3,567



Gambar 4.10. Sketsa Loncatan Hidrolik di Kolam Olak

Sumber: Perhitungan

Berikut ini adalah perhitungan elevasi dasar kolam olak saat Q_{100th} :

- Elevasi tinggi muka air setelah loncatan (Elv Y2)

$$\begin{aligned} Y2 &= 0,5 \cdot Y1 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot F1} - 1 \\ &= 0,5 \cdot 1,471 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot 3,567} - 1 \\ &= 6,721 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elv Y2} &= \text{Elv dasar lantai hulu bendung} - \Delta Z + Y2 \\ &= 1480 - 2,5 + 6,721 \\ &= 1484,221 \end{aligned}$$

- Elevasi tinggi muka air pada sungai hilir bendung (Elv H)

Untuk menghitung tinggi muka air pada sungai hilir bendung digunakan persamaan Rating Curve yang dibuat dari hasil survei lapangan. Persamaan Rating Curvenya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} H &= 0,005 \cdot Q - 0,108 \\ &= 6,169 \text{ m (Elv. M.A. = 1483,669)} \end{aligned}$$

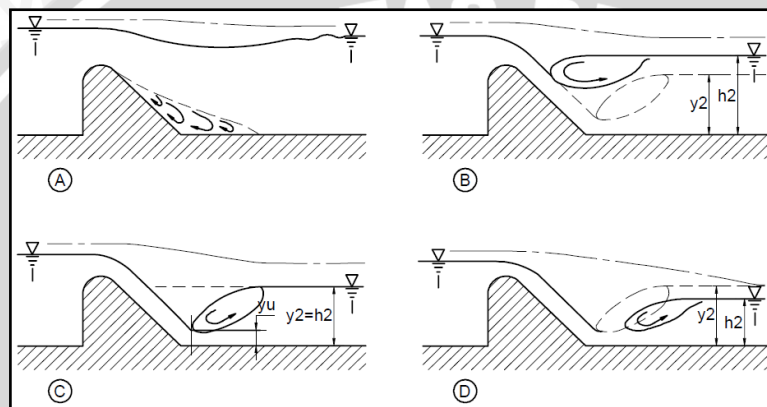
Tabel 4.18. Rating Curve di Sungai Hilir Bendung

Q m ³ /det	H m	Elv. M.A. m
50,000	0,142	1479,642
100,000	0,392	1479,892
150,000	0,642	1480,142
200,000	0,892	1480,392
250,000	1,142	1480,642
300,000	1,392	1480,892
350,000	1,642	1481,142
400,000	1,892	1481,392
450,000	2,142	1481,642
500,000	2,392	1481,892
550,000	2,642	1482,142
600,000	2,892	1482,392
650,000	3,142	1482,642
700,000	3,392	1482,892
750,000	3,642	1483,142
800,000	3,892	1483,392
850,000	4,142	1483,642
900,000	4,392	1483,892
950,000	4,642	1484,142
1000,000	4,892	1484,392
1050,000	5,142	1484,642
1100,000	5,392	1484,892
1150,000	5,642	1485,142
1200,000	5,892	1485,392
1250,000	6,142	1485,642
1300,000	6,392	1485,892

Sumber: Perhitungan

- Syarat aliran Elv $Y_2 = \text{Elv } H$

Agar terjadi aliran yang ideal maka syarat alirannya adalah $\text{Elv } Y_2 = \text{Elv } H$ (kasus C). Jika terjadi kondisi $\text{Elv } Y_2 > \text{Elv } H$ (kasus D) maka terjadi penggerusan di sungai hilir bendung, jika terjadi kondisi $\text{Elv } Y_2 < \text{Elv } H$ (kasus B) maka terjadi aliran tenggelam pada kolam olak. Kondisi yang dihindari pada kolam olak adalah kasus D. Pada hitungan saat $Q_{100\text{th}}$ terjadi kondisi $\text{Elv } Y_2 > \text{Elv } H$ maka akan terjadi aliran penggerusan. Maka aliran di hilir kolam olak akan terjadi gerusan saat terjadi banjir $Q_{100\text{th}}$. Selain kondisi $Q_{100\text{th}}$ perlu dihitung juga kondisi beberapa debit untuk mengetahui kondisinya.



Gambar 4.11. Kasus-kasus Loncatan Air

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 66

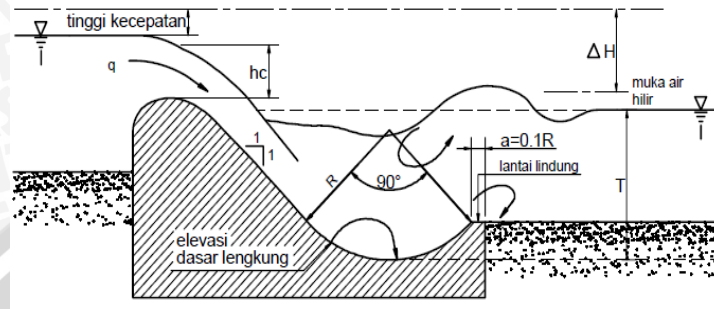
Setelah dilakukan beberapa perhitungan terhadap beberapa debit, didapat nilai bilangan froude dan selisih tinggi muka air (ΔH) tertinggi saat debit $Q = 350 \text{ m}^3/\text{det}$. Untuk perhitungan selisih tinggi muka air (ΔH) saat $Q = 350 \text{ m}^3/\text{det}$ langkah-langkahnya sama seperti perhitungan $Q_{100\text{th}}$. Hasil perhitungannya adalah $H_d = 1,872 \text{ m}$; $Y_1 = 0,444 \text{ m}$; $V_1 = 12,506 \text{ m}$; $F_1 = 5,991$; $Y_2 = 3,548 \text{ m}$; $h = 1,642 \text{ m}$; $\Delta H = 1,906 \text{ m}$.

Pada saat $Q = 350 \text{ m}^3/\text{det}$ kondisi yang terjadi adalah $\text{Elv } Y_2 > \text{Elv } H$ maka pada sungai hilir kolam olak akan terjadi penggerusan terparah. Untuk mengurangi tinggi muka air Y_2 maka harus dipilih tipe kolam olak yang tepat.

Sedimen di sungai Baliem memuat *boulder* (batu besar), selain itu kecepatan aliran pada sungai Baliem sangatlah tinggi. Karena kondisi tersebut, batu besar akan dapat hanyut dan terbawa ke kolam olak. Tipe kolam olak yang tepat dengan kondisi tersebut adalah kolam olak tipe *Bucket*. Jika memakai kolam olak tipe USBR sangatlah tidak tepat, karena blok-blok halang pada tipe USBR akan hancur akibat batu besar.

4.2.2.3.2. Dimensi Kolam Olak Tipe *Bucket*

Perilaku hidrolis peredam energi tipe ini terutama bergantung kepada terjadinya kedua pusaran; satu pusaran permukaan bergerak ke arah berlawanan dengan arah jarum jam di atas bak, dan sebuah pusaran permukaan bergerak ke arah putaran jarum jam dan terletak di belakang ambang ujung.



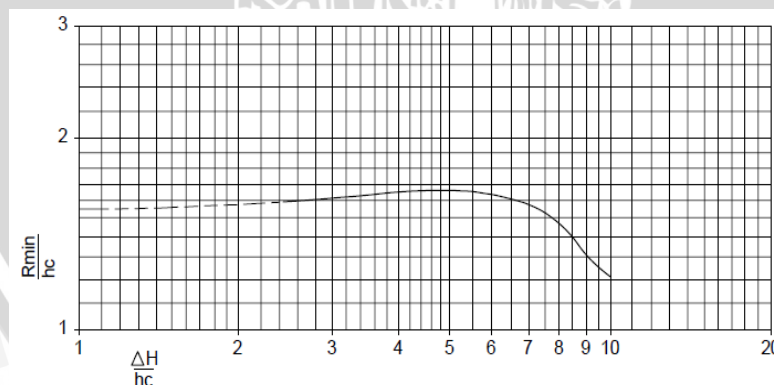
Gambar 4.12. Sketsa Dimensi Kolam Olak Tipe *Bucket*

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 70

Berikut ini perhitungan dimensi kolam olaknya:

- Jari-jari kelengkungan (R_{min})

Q_{desain}	$= 1255,471 \text{ m}^3/\text{det}$
Selisih tinggi muka air (ΔH)	$= 1489,29 - 1483,67 = 5,620 \text{ m}$
Tinggi muka air kritis (h_c)	$= 3,434 \text{ m}$
$\Delta H/h_c$	$= 5,620 / 3,434 = 1,636$
R_{min} / h_c	$= 1,550 \text{ (dari grafik)}$
R_{min}	$= 1,550 \times 3,434 = 5,322 \text{ m} = 6 \text{ m (dibulatkan)}$



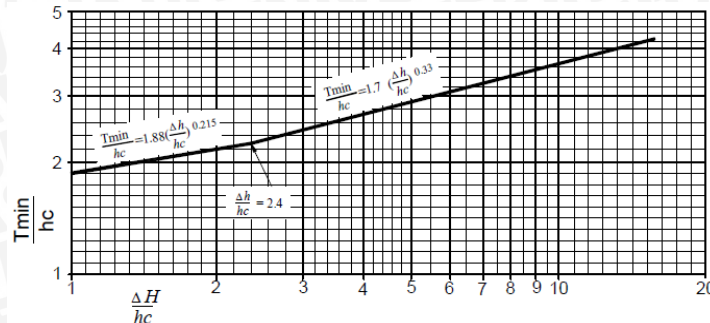
Gambar 4.13. Grafik Hubungan R_{min}/h_c dan $\Delta H/h_c$

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 71

- Selisih dasar kolam dengan muka air hilir (T_{min})

Q_{desain}	$= 350 \text{ m}^3/\text{det}$
Selisih tinggi muka air (ΔH)	$= 1486,87 - 1479,14 = 7,73 \text{ m}$
Tinggi muka air kritis (h_c)	$= 1,465 \text{ m}$

$$\begin{aligned}\Delta H/hc &= 7,73 / 1,465 = 5,276 \\ T_{min} / hc &= 2,943 \text{ (dari grafik)} \\ T_{min} &= 2,943 \times 1,465 = 4,312 \text{ m}\end{aligned}$$



Gambar 4.14. Grafik Hubungan T_{min}/hc dan $\Delta H/hc$

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 71

4.2.2.4. Pintu Pembilas Bawah Hulu Bendung

Data yang diketahui adalah sebagai berikut:

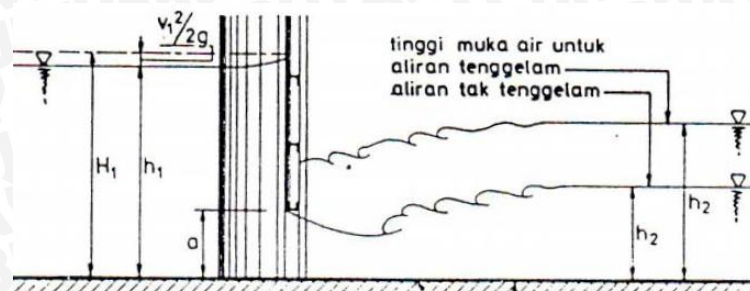
Q pembilasan	= 88 m ³ /det
Hd saat Q pembilasan	= 0,737 m
Tinggi mercu (P)	= 5 m
H pembilasan	= Hd + P = 0,737 + 5 = 5,737 m
Tinggi pintu	= 1,1 m (direncanakan)
Bukaan max. Pintu (a)	= 1,1 m (direncanakan)
Lebar pintu (b)	= 3 m (direncanakan)
Jumlah Pintu bilas	= 3 pintu (direncanakan)
Lebar pilar (1 buah)	= 1,2 m (direncanakan)
Elv. dasar pintu	= 1480,000
Percepatan gravitasi (g)	= 9,81 m/det ²
Koefisien aliran (μ)	= 0,800

Fungsi dari pintu bawah adalah untuk pembilasan sedimen bed load dan suspended load yang terperangkap di depan pintu. Pembilasan dilakukan saat Q = 183,15 m³/dt karena pada saat debit tersebut kebutuhan untuk penyadapan dan pembilasan dapat tercukupi.

$$\begin{aligned}Q_{\text{penyadapan}} + Q_{\text{bilas}} &= (1,279,290 + 88) \\ &= 183,15\end{aligned}$$

Dengan melakukan pembilasan saat debit tersebut maka pembangkitan energi dapat tetap dilaksanakan. Jika pembangkitan energi dihentikan maka terjadi kerugian.

Berikut ini adalah perhitungan di pintu bawah:



Gambar 4.15. Sketsa Pintu Pembilas

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-04, 1986: 56

$$\begin{aligned}
 Q &= \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \cdot \text{Jumlah pintu} \\
 &= 0,8 \cdot 3,1 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,815 \cdot 7,37} \cdot 3 \\
 &= 84,03 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \\
 &= 0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,815 \cdot 7,37} \\
 &= 5,305 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

4.2.3. Perencanaan Bangunan Tengah

Bangunan yang fungsinya sangat penting di dalam bangunan tengah adalah kantong lumpur. Kantong lumpur berfungsi mengendapkan sedimen suspended load agar aliran yang digunakan untuk pembangkitan energi tidak mengandung sedimen yang akan menyebabkan kerusakan pada turbin. Selain itu kantong lumpur adalah saluran pengelak pada saat pra konstruksi bendung, setelah pasca konstruksi bendung saluran pengelak menjadi kantong lumpur sehingga biaya pengerjaannya lebih hemat dan cepat.

4.2.3.1. Profil Aliran di Pintu Intake

Dasar pintu intake diletakkan 1,5 m lebih tinggi dari dasar bendung. Hal ini dikarenakan pada lokasi bendung sungainya memuat material boulder sehingga dihindari material boulder tidak masuk ke intake. Selain itu, dihindari juga sampah-sampah melayang (kayu, dll) agar tidak masuk ke intake. Maka dari itu, di depan pintu intake dipasang trashrack dengan sumbu batang vertikal.

Berikut ini adalah data pintu intake:

Jenis pintu	= Pintu vertikal dengan penggerak mesin
Debit desain ($Q_{90\%} \times 120\%$)	= 95,148 m ³ /det
Elv. dasar pintu	= 1481,50
Tinggi bukaan max. pintu	= 4 m (direncanakan)
Lebar pintu (b)	= 4 m (direncanakan)

- Jumlah Pintu = 8 pintu (direncanakan)
 Elv. Muka air min. hulu pintu = 1485,00
 Tinggi muka air di hulu pintu (H) = 1485 – 1481,50 = 3,5 m
 Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/det²
 Koefisien aliran (μ) = 0,500

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di pintu intake (1 pintu):

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$$

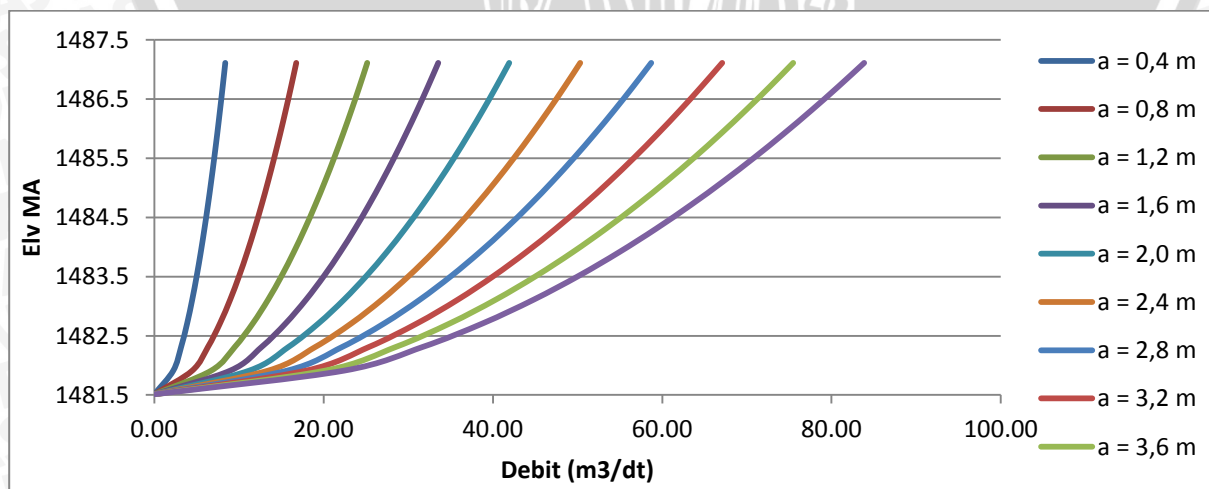
$$= 0,5 \cdot 4 \cdot 4 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,5}$$

$$= 66,29 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4.19. Kapasitas Pintu Intake

elevasi MA	H (m)	Bukaan pintu (m)									
		0,4	0,8	1,2	1,6	2	2,4	2,8	3,2	3,6	4
1481,500	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1481,900	0,4	2,24	4,48	6,72	8,96	11,21	13,45	15,69	17,93	20,17	22,41
1482,300	0,8	3,17	6,34	9,51	12,68	15,85	19,02	22,19	25,36	28,53	31,69
1482,700	1,2	3,88	7,76	11,65	15,53	19,41	23,29	27,17	31,05	34,94	38,82
1483,100	1,6	4,48	8,96	13,45	17,93	22,41	26,89	31,38	35,86	40,34	44,82
1483,500	2	5,01	10,02	15,03	20,05	25,06	30,07	35,08	40,09	45,10	50,11
1483,900	2,4	5,49	10,98	16,47	21,96	27,45	32,94	38,43	43,92	49,41	54,90
1484,300	2,8	5,93	11,86	17,79	23,72	29,65	35,58	41,51	47,44	53,37	59,30
1484,700	3,2	6,34	12,68	19,02	25,36	31,69	38,03	44,37	50,71	57,05	63,39
1485,100	3,6	6,72	13,45	20,17	26,89	33,62	40,34	47,06	53,79	60,51	67,23
1485,500	4	7,09	14,17	21,26	28,35	35,44	42,52	49,61	56,70	63,78	70,87
1485,900	4,4	7,43	14,87	22,30	29,73	37,17	44,60	52,03	59,46	66,90	74,33
1486,300	4,8	7,76	15,53	23,29	31,05	38,82	46,58	54,34	62,11	69,87	77,64
1486,700	5,2	8,08	16,16	24,24	32,32	40,40	48,48	56,56	64,64	72,72	80,81
1487,100	5,6	8,39	16,77	25,16	33,54	41,93	50,31	58,70	67,08	75,47	83,86
1487,500	6	8,68	17,36	26,04	34,72	43,40	52,08	60,76	69,44	78,12	86,80

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.16. Kurva Kapasitas Pintu Intake

Sumber: Perhitungan

4.2.3.2. Profil Aliran di Saluran Pengantar

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di saluran pengantar:

$$\text{Lebar saluran (B)} = 40,4 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Tinggi muka air (H)} = 4,810 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Elv. dasar hulu sal.} = 1481,489$$

$$\text{Elv. M.A. hulu sal.} = 1486,299$$

$$\text{Panjang saluran} = 90 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Koef. Manning} = 0,025$$

$$\text{Debit desain} = 95,148 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$A = B \times H$$

$$= 8,8 \times 4,810$$

$$= 42,163 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A$$

$$= 95,148 / 42,163$$

$$= 2,257 \text{ m/det}$$

$$P = B + 2.H$$

$$= 8,8 + 2.4,810$$

$$= 18,386 \text{ m}$$

$$R = A / P$$

$$= 42,163 / 18,386$$

$$= 2,293 \text{ m}$$

$$s = ((V.n) / R^{2/3})^2$$

$$= ((2,257.0,025) / 2,293^{2/3})^2$$

$$= 0,0011$$

$$\text{Elv. dasar hilir sal.} = 1481,489 - (0,0011.80)$$

$$= 1481,394$$

$$\text{Elv. M.A. hilir sal.} = 1481,405 + 4,810 = 1486,204$$

Tabel 4.20. Profil Aliran di Saluran Pengantar

H m	B m	A m ²	P m	R m	V m/det	Q m ³ /det
1,000	8,8	8,766	10,766	0,814	1,132	9,919
2,000	8,8	17,533	12,766	1,373	1,603	28,111
3,000	8,8	26,299	14,766	1,781	1,907	50,144
4,000	8,8	35,065	16,766	2,091	2,122	74,417
5,000	8,8	43,832	18,766	2,336	2,284	100,130

Sumber: Perhitungan

4.2.3.3. Profil Aliran di Kantong Lumpur

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di kantong lumpur:

$$Q \text{ desain} = 95,148 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Koef. Manning (n)} = 0,025 \text{ (pasangan batu)}$$

$$D_{\text{min sedimen diendapkan}} = 0,06 \text{ mm}$$

- Perhitungan Panjang (L) dan Lebar (B) Kantong Lumpur

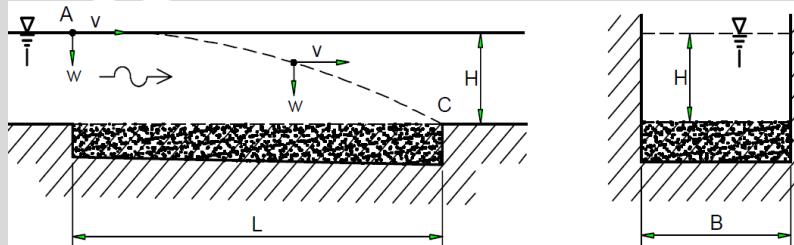
Dari grafik, dengan $D = 0,06 \text{ mm}$ dan suhu rata-rata di Indonesia 20°C didapatkan kecepatan endap (w) = $0,005 \text{ m/det}$.

$$L \cdot B = Q / W$$

$$= 95,148 / 0,005$$

$$= 19000,000 \text{ m}^2$$

Dengan nilai $L \cdot B = 19000,000 \text{ m}^2$ maka ditentukan nilai $L = 400 \text{ m}$ dan $B = 47,5 \text{ m}$.



Gambar 4.17. Sketsa Kantong Lumpur

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 166

- Perhitungan Slope normal Saluran atas (In)

$$H_n = 4,810 \text{ m (dari data saluran pengantar)}$$

$$A_n = B \cdot H_n$$

$$= 47,5 \cdot 4,810$$

$$= 228,475 \text{ m}^2$$

$$V_n = Q / A_n$$

$$= 95,148 / 228,475$$

$$= 0,416 \text{ m/det}$$

$$P_n = B + 2 \cdot H_n$$

$$= 47,5 + 2 \cdot 4,810$$

$$= 57,120 \text{ m}$$

$$R_n = A_n / P_n$$

$$= 228,475 / 57,120$$

$$= 4,000 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} I_n &= ((V_n \cdot n) / R_n^{2/3})^2 \\ &= ((0,416 \cdot 0,025) / 4^{2/3})^2 \\ &= 0,000017 \end{aligned}$$

- Perhitungan Slope pembilasan Kantong lumpur (Is)

$V_s = 2,257$ (kecepatan untuk menghanyutkan sedimen $D = 0,1$ m)

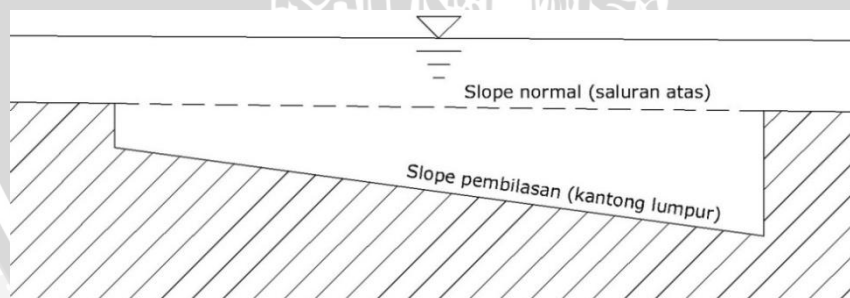
$$\begin{aligned} A_s &= Q / V_s \\ &= 95,148 / 2,257 \\ &= 42,163 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_s &= A_s / B \\ &= 42,163 / 47,5 \\ &= 0,888 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_s &= B + 2 \cdot H_s \\ &= 47,5 + 2 \cdot 0,888 \\ &= 49,275 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_s &= A_s / P_s \\ &= 42,163 / 49,275 \\ &= 0,856 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= ((V_s \cdot n) / R_s^{2/3})^2 \\ &= ((2,257 \cdot 0,025) / 0,856^{2/3})^2 \\ &= 0,00392 \end{aligned}$$



Gambar 4.18. Sketsa Slope Saluran Atas dan Kantong Lumpur
Sumber: Perhitungan

- Volume Kantong Lumpur (V)

Pembilasan kantong lumpur direncanakan setiap seminggu sekali, maka kantong lumpur direncanakan dapat menampung sedimen selama 1 minggu.

$$\begin{aligned} T &= 7.24.60.60 \\ &= 604800 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= 0,0005.Q.T \\ &= 0,0005.95,148.604800 \\ &= 28772,755 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- Penurunan Dasar Untuk Kebutuhan Volume Kantong Lumpur (H)

$$\begin{aligned} V &= H.B.L + 0,5.(I_s - I_n).(L^2).B \\ 28772,755 &= H.47,5.400 + 0,5.(0,00392 - 0,000017).(400^2).47,5 \\ H &= 0,734 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan dasar di tengah kantong lumpur = 1 m

Penurunan dasar di depan pintu = 0,765 m

- Elevasi

Elevasi dasar hulu saluran atas = 1481,394

Elevasi dasar hulu kantong lumpur = 1481,394 - 0,734
= 1480,660

Elevasi dasar hilir saluran atas = 1481,394 - (0,000017.400)
= 1481,387

Elevasi dasar hilir kantong lumpur = 1480,660 - (0,00392.400) - 0,765 - 1
= 1477,33

Tabel 4.21. Profil Aliran di Saluran Atas

H	B	A	P	R	V	Q
m	m	m ²	m	m	m/det	m ³ /det
1,000	47,500	47,500	49,500	0,960	0,161	7,637
2,000	47,500	95,000	51,500	1,845	0,249	23,615
3,000	47,500	142,500	53,500	2,664	0,318	45,253
4,000	47,500	190,000	55,500	3,423	0,375	71,327
5,000	47,500	237,500	57,500	4,130	0,425	101,047
6,000	47,500	285,000	59,500	4,790	0,470	133,841

Sumber: Perhitungan

4.2.3.4. Pintu Pembilas Kantong Lumpur

Berikut ini adalah perhitungan di pintu pembilas kantong lumpur:

Jenis pintu = Pintu sorong

Q pembilasan = 59,03 m³/det

Hd saat pembilasan = tinggi kantong lumpur + tinggi muka air
= 2,295 + 4,810
= 7,104 m

Tinggi bukaan max. pintu (a) = 2,5 m

Lebar pintu (b) = 2,5 m

Jumlah Pintu = 6 pintu

$$\begin{aligned} \text{Elv. dasar pintu} &= 1477,33 \\ \text{Percepatan gravitasi (g)} &= 9,81 \text{ m/det}^2 \\ \mu \text{ (nilai minimum vertical gate)} &= 0,800 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \cdot \text{Jumlah pintu} \\ &= 0,8 \cdot 2,5 \cdot 2,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,104} \cdot 1 \\ &= 59,03 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \\ &= 0,8 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7,104} \\ &= 5,903 \text{ m/det} \end{aligned}$$

Pembilasan dilakukan saat $Q = 138,32 \text{ m}^3/\text{dt}$ karena pada saat debit tersebut kebutuhan untuk penyadapan dan pembilasan dapat tercukupi.

$$Q_{\text{pembangkitan}} + Q_{\text{bilas}} = (79,290 + 59,03) = 138,32$$

Sistem pembilasannya adalah dengan sistem bergilir. Pembilasan hanya dilakukan pada 1 sub kantong lumpur, tidak bersamaan. Ketika pembilasan sub kantong lumpur A sudah selesai, maka pintu bilas A ditutup dan kemudian membuka pintu bilas B.

4.2.3.5. Saluran Pembilas

Saluran pembilas direncanakan untuk bisa menampung debit buangan dari pelimpah dan debit pembilasan dari pintu bilas. Maka dari itu, perencanaan dimensi saluran bilas harus berdasarkan kedua aspek tersebut.

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di saluran pembilas:

$$\begin{aligned} \text{Lebar saluran (B)} &= 15 \text{ m (direncanakan)} \\ \text{Kecepatan (V)} &= 2,257 \text{ m/det (agar dapat menghayutkan sedimen terbesar)} \\ \text{Elv. dasar hulu sal.} &= 1477,33 \\ \text{Koef. Manning} &= 0,018 \\ \text{Debit desain} &= 354,20 \text{ m}^3/\text{det} \\ \text{Panjang saluran (L)} &= 78 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= Q / V \\ &= 354,20 / 2,257 \\ &= 118,063 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= A / B \\ &= 118,063 / 15 \\ &= 7,871 \text{ m} \end{aligned}$$

$$P = B + 2 \cdot H$$

$$= 15 + 2 \cdot 7,871$$

$$= 30,742 \text{ m}$$

$$R = A / P$$

$$= 3,840 \text{ m}$$

$$s = ((V \cdot n) / R^{2/3})^2$$

$$= ((2,257 \cdot 0,018) / 3,840^{2/3})^2$$

$$= 0,00049$$

$$\text{Elev. dasar hilir sal.} = 1477,33 - (0,00049 \cdot 78)$$

$$= 1477,29$$

4.2.3.6. Profil Aliran di Pelimpah Kantong Lumpur

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di pelimpah kantong lumpur:

$$Q \text{ desain} = 234,921 \text{ m}^3/\text{det} \text{ (Qsadam di saringan saat } Q_{100\text{th}})$$

$$\text{Tinggi pelimpah (P)} = 4,810 \text{ m}$$

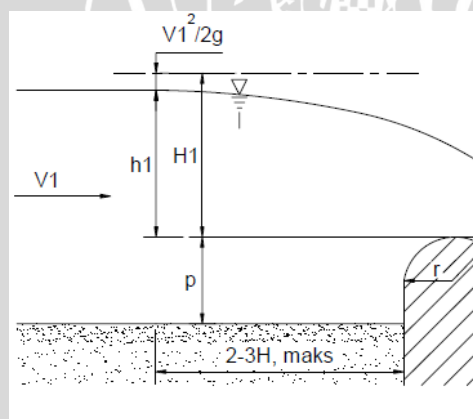
$$\text{Elevasi dasar pelimpah} = 1481,391$$

$$\text{Elevasi mercu pelimpah} = 1486,201$$

$$\text{Jenis mercu pelimpah} = \text{mercu bulat}$$

$$\text{Hd diatas mercu pelimpah} = 0,700 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Lebar spillway (B)} = 172,398 \text{ m (diasumsikan dahulu)}$$



Gambar 4.19. Sketsa Pelimpah Mercu Bulat

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 52

$$V = Q / (B \cdot (P + Hd))$$

$$= 234,921 / (172,398 \cdot (4,900 + 0,700))$$

$$= 0,243 \text{ m/det}$$

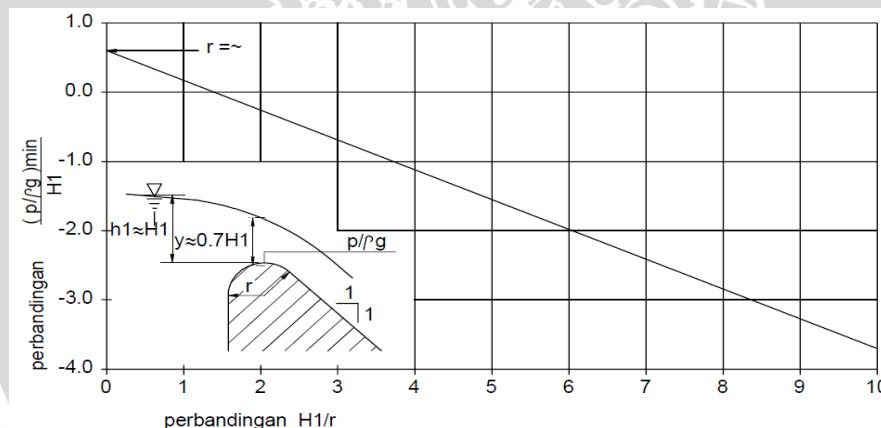
$$H_e = H_d + (V^2/2g)$$

$$= 0,700 + (0,243^2/2 \cdot 9,81)$$

$$= 0,703 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 C &= 2,2 - 0,0416.(P/He)^{0,99} \\
 &= 2,2 - 0,0416.(4,810/0,703)^{0,99} \\
 &= 2,194 \\
 Q &= C.B.He^{3/2} \\
 &= 2,194.172,398. 0,703^{3/2} \\
 &= 234,921 \text{ m}^3/\text{det} \\
 r &= 0,3.He \\
 &= 0,3.0,703 \\
 &= 0,211 = 0,3 \text{ m (dibulatkan)}
 \end{aligned}$$

Karena $Q_{hitung} = Q_{desain}$ maka asumsi $B = 172,398$ m benar. Maka untuk desain pelimpah nilai B yang digunakan adalah $B = 173$ m. Letak pelimpah adalah 220 m dari awal kantong lumpur. Untuk menghindari kavitas lokal tekanan subatmosfir pada mercu harus dibatasi sampai -4 m. Pada hitungan, dari grafik dengan nilai He/r didapat nilai tekanan subatmosfirnya adalah $-0,5$ m. Hal ini berarti kondisi mercu pelimpah aman terhadap kavitas lokal.



Gambar 4.20. Tekanan Pada Mercu Bulat

Sumber: Dirjen Pengairan/KP-02, 1986: 53

Berikut ini adalah perhitungan profil aliran di hilir mercu pelimpah saat $Z = 0,5$ m:

$$\begin{aligned}
 Vz1 &= Q / (B \times Yz) \\
 &= 234,921 / (173 \times Yz) \\
 &= 1,358 / Yz \\
 Vz2 &= \sqrt{2 \cdot g \cdot (Z + Hd + Yz)} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (0,5 + 0,7 + Yz)} \\
 &= 4,852 - \sqrt{Yz}
 \end{aligned}$$

$$V_{z1} = V_{z2}$$

$$0 = V_{z2} - V_{z1}$$

$$0 = (4,852 - \sqrt{Yz}) - (1,358 / Yz)$$

Dengan cara coba-coba didapatkan tinggi muka air di hilir mercu pelimpah saat $Z = 0,5$

m adalah $Yz = 0,328$ m

$$V_z = 1,358 / Yz$$

$$= 1,358 / 0,328$$

$$= 4,134 \text{ m/det}$$

$$Fr = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Yz}}$$

$$= \frac{4,134}{\sqrt{9,81 \cdot 0,328}}$$

$$= 2,303 \text{ (super kritis)}$$

Tabel 4.22. Profil Aliran di Hilir Mercu Pelimpah

Z	Vz1		Vz2		Yz	Vz1-Vz2= 0	Vz	Fr	Keterangan
m	Vz1= Q/(b.Yz)		$(2.g.(Z+Hd-Yz))^{0,5}$		m		m/det		
	Q/b	1/Yz	$\{(2.g.(Z+Hd))^{0,5} - Yz^{0,5}\}$						
1,000	1,358	1/ Yz	5,775	- Yz ^{0,5}	0,255	0,000	5,325	3,366	super kritis
2,000	1,358	1/ Yz	7,278	- Yz ^{0,5}	0,194	0,000	7,013	5,088	super kritis
3,000	1,358	1/ Yz	8,520	- Yz ^{0,5}	0,163	0,000	8,330	6,588	super kritis
4,000	1,358	1/ Yz	9,603	- Yz ^{0,5}	0,144	0,000	9,455	7,966	super kritis
5,000	1,358	1/ Yz	10,575	- Yz ^{0,5}	0,130	0,000	10,454	9,261	super kritis
6,000	1,358	1/ Yz	11,465	- Yz ^{0,5}	0,120	0,000	11,363	10,494	super kritis
7,000	1,358	1/ Yz	12,291	- Yz ^{0,5}	0,111	0,000	12,202	11,678	super kritis

Sumber: Perhitungan

4.2.3.7. Saluran Samping Pelimpah

Berikut ini adalah perhitungan di saluran samping pelimpah:

$$Q_{\text{desain}} = 234,921 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Jarak total (x total)} = 173 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit per lebar (q)} &= Q / x \\ &= 234,921 / 173 \\ &= 1,358 \text{ m}^2/\text{det} \end{aligned}$$

$$\text{Eksponen kec. Aliran (n)} = 0,4 \text{ (0,4 sampai 0,8)}$$

$$\text{Koefisien kec. Aliran (a)} = 0,5$$

$$\text{Lebar sal. Awal (b1)} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar sal. Akhir (b2)} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Koef. Manning (n)} = 0,015$$

$$\text{Kehilangan tinggi (Hf)} = 0,14 \text{ (asumsi)}$$

$$\text{Elv. mercu} = 1486,201$$

Berikut ini adalah contoh perhitungan di saluran samping pelimpah saat $x = 10$ m:

$$\begin{aligned} x^n &= 10^{0,4} \\ &= 2,512 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan (V)} &= a \cdot x^n \\ &= 0,5 \cdot 2,512 \\ &= 1,256 \text{ m/det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit (Q)} &= q \cdot x \\ &= 1,3579 \cdot 10 \\ &= 13,579 \text{ m}^3/\text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas (A)} &= Q / V \\ &= 13,579 / 1,256 \\ &= 10,812 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar sal. (B)} &= b_1 + 0,0289 \cdot x \\ &= 5 + 0,0289 \cdot 10 \\ &= 5,289 \text{ m} \end{aligned}$$

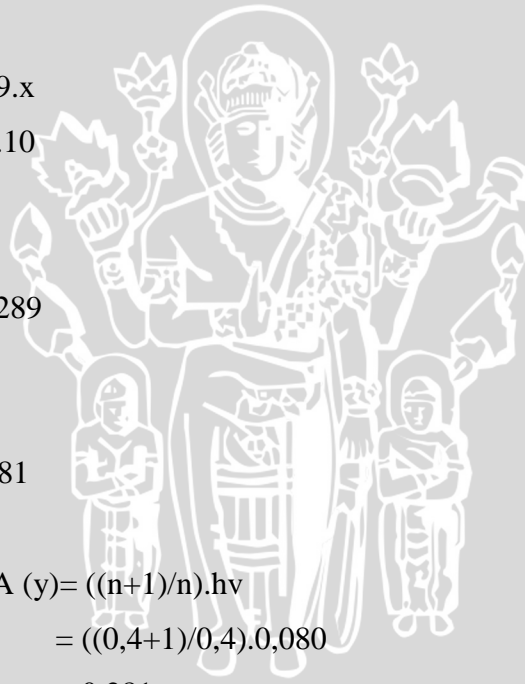
$$\begin{aligned} \text{Tinggi MA (d)} &= A / B \\ &= 10,812 / 5,289 \\ &= 2,044 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Energi kec. (hv)} &= V^2 / 2 \cdot g \\ &= 1,256^2 / 2 \cdot 9,81 \\ &= 0,080 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Selisih antara mercu dan MA (y)} &= ((n+1)/n) \cdot hv \\ &= ((0,4+1)/0,4) \cdot 0,080 \\ &= 0,281 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi (D)} &= d + y \\ &= 2,044 + 0,281 \\ &= 2,326 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi total (H)} &= D + H_f \\ &= 2,326 + 0,14 \\ &= 2,466 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \text{Elv. dasar sal.} &= \text{Elv. mercu} - \text{Tinggi total (H)} \\
 &= 1486,201 - 2,466 \\
 &= 1483,735
 \end{aligned}$$

Tabel 4.23. Profil Aliran di Saluran Samping Pelimpah

x	x ^{nv}	V	Q	A	b	d	hv	y	D	Hf	H	Elv dasar sal
m	m	m/det	m ³ /det	m ²	m	m	m	m	m	m	m	
10	2,512	1,256	13,579	10,812	5,289	2,044	0,080	0,281	2,326	0,140	2,466	1483,735
20	3,314	1,657	27,158	16,388	5,578	2,938	0,140	0,490	3,428	0,140	3,568	1482,633
30	3,898	1,949	40,738	20,902	5,867	3,563	0,194	0,678	4,240	0,140	4,380	1481,820
40	4,373	2,187	54,317	24,839	6,156	4,035	0,244	0,853	4,888	0,140	5,028	1481,173
50	4,782	2,391	67,896	28,398	6,445	4,406	0,291	1,020	5,426	0,140	5,566	1480,635
60	5,144	2,572	81,475	31,681	6,734	4,705	0,337	1,180	5,884	0,140	6,024	1480,176
70	5,471	2,735	95,055	34,751	7,023	4,948	0,381	1,335	6,283	0,140	6,423	1479,778
80	5,771	2,885	108,634	37,650	7,312	5,149	0,424	1,485	6,634	0,140	6,774	1479,426
90	6,049	3,025	122,213	40,406	7,601	5,316	0,466	1,632	6,948	0,140	7,088	1479,113
100	6,310	3,155	135,792	43,043	7,890	5,455	0,507	1,775	7,231	0,140	7,371	1478,830
110	6,555	3,277	149,372	45,577	8,179	5,572	0,547	1,916	7,489	0,140	7,629	1478,572
120	6,787	3,393	162,951	48,019	8,468	5,671	0,587	2,054	7,725	0,140	7,865	1478,336
130	7,008	3,504	176,530	50,382	8,757	5,753	0,626	2,190	7,943	0,140	8,083	1478,117
140	7,219	3,609	190,109	52,672	9,046	5,823	0,664	2,324	8,147	0,140	8,287	1477,914
150	7,421	3,710	203,689	54,898	9,335	5,881	0,702	2,456	8,337	0,140	8,477	1477,724
160	7,615	3,807	217,268	57,066	9,624	5,930	0,739	2,586	8,515	0,140	8,655	1477,545
170	7,802	3,901	230,847	59,180	9,913	5,970	0,776	2,714	8,684	0,140	8,824	1477,376
180	7,982	3,991	244,426	61,245	10,202	6,003	0,812	2,841	8,845	0,140	8,985	1477,216
173	7,856	3,928	234,921	59,799	10,000	5,980	0,786	2,752	8,732	0,140	8,872	1477,328

Sumber: Perhitungan

4.2.3.8. Pintu Power Intake

Berikut ini adalah perhitungan di pintu power intake:

Jenis pintu = Pintu sorong

Q pembilasan = 95,148 m³/det

H di hulu pintu = 4,810 m

Lebar pintu (b) = 2,5 m

Jumlah Pintu = 3 pintu

Elv. dasar pintu = 1481,387

Lebar pilar = 2,5 m

Percepatan gravitasi (g) = 9,81 m/det²

μ (nilai minimum vertical gate) = 0,500

$$Q = \mu \cdot b \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \cdot \text{Jumlah pintu}$$

$$95,150 = 0,5 \cdot 2,5 \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,810} \cdot 3$$

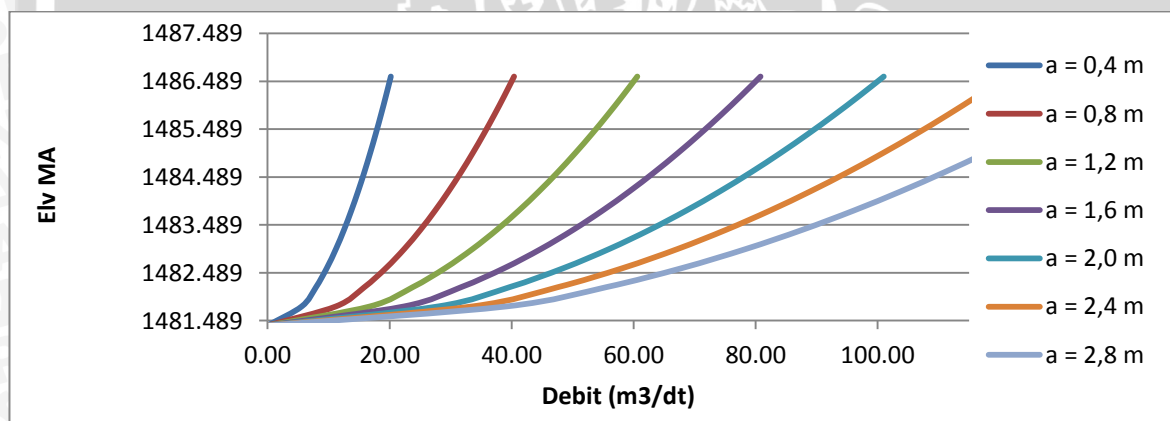
$$a = 2,612 = 2,7 \text{ m (dibulatkan)}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \\
 &= 0,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,810} \\
 &= 4,857 \text{ m/det}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.24. Kapasitas Pintu Intake

No.	Tinggi MA (m)	bukaan pintu (m)						
		0,4	0,8	1,2	1,6	2	2,4	2,8
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,4	4,20	8,40	12,61	16,81	21,01	25,21	29,41
3	0,8	5,94	11,89	17,83	23,77	29,71	35,66	41,60
4	1,2	7,28	14,56	21,83	29,11	36,39	43,67	50,95
5	1,6	8,40	16,81	25,21	33,62	42,02	50,43	58,83
6	2	9,40	18,79	28,19	37,59	46,98	56,38	65,77
7	2,4	10,29	20,59	30,88	41,17	51,47	61,76	72,05
8	2,8	11,12	22,24	33,35	44,47	55,59	66,71	77,82
9	3,2	11,89	23,77	35,66	47,54	59,43	71,31	83,20
10	3,6	12,61	25,21	37,82	50,43	63,03	75,64	88,24
11	4	13,29	26,58	39,87	53,15	66,44	79,73	93,02
12	4,4	13,94	27,87	41,81	55,75	69,68	83,62	97,56
13	4,8	14,56	29,11	43,67	58,23	72,78	87,34	101,90
14	5,2	15,15	30,30	45,45	60,60	75,76	90,91	106,06

Sumber: Perhitungan

**Gambar 4.21. Kurva Kapasitas Pintu Intake**

Sumber: Perhitungan

4.2.3.9. Penyaring (Trashrack)

Berikut ini adalah perhitungan di penyaring:

Letak = depan pintu *power intake*

Jenis bahan = besi

Bentuk jeruji = tipe bulat memanjang

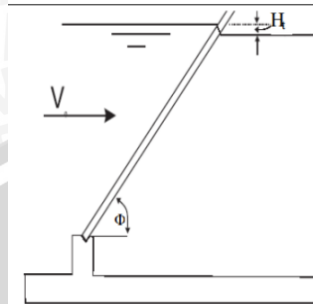
Kemiringan trashrack = 45°

Tebal jeruji (s) = 0,05 m

Jarak antar jeruji (b) = 0,1 m (jarak 0,1 m – 0,5 m, Varshney,1977:285)

Kecepatan masuk (V_0)=0,416 m/s (data kecepatan pada kantong lumpur)

$$\begin{aligned} \text{Jumlah jeruji} &= 24 \text{ jeruji (1 pintu)} \\ \text{Kecepatan pada rack} &= 1,5 - 2 \cdot V_0 \cdot ((s+b)/b) \\ &= 1,5 - 2 \cdot 0,416 \cdot ((0,05+0,1)/0,1) \\ &= 0,937 \text{ m/det} \end{aligned}$$



Gambar 4.22. Sketsa Aliran Pada Penyaring
Sumber: Perhitungan

4.2.3.10. Bak Penenang (*Forebay*)

Menurut AHEC,2011 bak penampung diusahakan untuk memiliki tampungan sebesar debit operasi dikalikan dengan waktu 2 menit atau $120Q$ untuk menjaga kestabilan turbin akibat governor. Berikut ini adalah perhitungannya:

$$\begin{aligned} \text{Volume (V)} &= Q \cdot 120 \\ &= 79,290 \cdot 120 \\ &= 9514,800 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar (B)} = 13,750 \text{ m (direncanakan)}$$

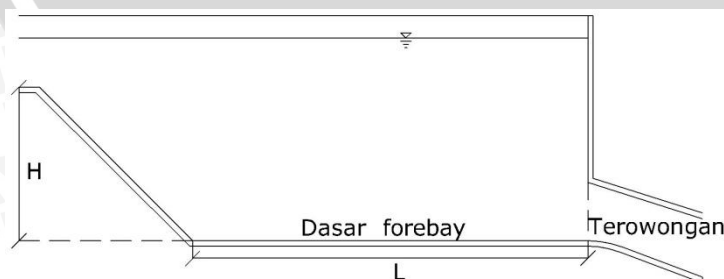
$$\text{Tinggi (H)} = 15 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Kemiringan terjunan} = 1 : 1$$

$$\text{Volume (V)} = \left(\frac{a \cdot t}{2} \cdot B \right) + (B \cdot H \cdot L)$$

$$9514,800 = \left(\frac{15 \cdot 15}{2} \cdot 13,750 \right) + (13,750 \cdot 15 \cdot L)$$

$$L = 38,63 \text{ m} = 39 \text{ m (dibulatkan)}$$



Gambar 4.23. Sketsa Aliran Pada Bak Penenang
Sumber: Perhitungan

4.2.4. Perencanaan Bangunan Pembawa

4.2.4.1. Perencanaan Terowongan (*Tunnel*)

Kajian perencanaan terowongan dalam studi ini meliputi : Diameter terowongan, kedalaman aliran tekan, dan desain transisi inlet. Berikut ini adalah data yang digunakan:

Debit desain	= 79,290 m ³ /det
Daya PLTA	= 50 MW = 50000 KW
Tinggi jatuh bruto	= 161,20 m
Panjang terowongan (L)	= 3068,10 m (dilihat pada topografi)

4.2.4.1.1. Perencanaan Diameter Terowongan

Pendekatan yang digunakan dalam perencanaan diameter terowongan adalah pendekatan kecepatan maksimum dan minimum pada terowongan. Menurut Mosonyi kecepatan ideal pada terowongan adalah 2 – 4,5 m/dt. Untuk menentukan diameter terowongan dapat digunakan berbagai macam rumus empiris dan dengan menggunakan batas kecepatan izin terowongan. Dalam perencanaan ini persamaan empiris yang digunakan adalah persamaan empiris Mosonyi, Sarkaria, dan Fahlbusch.

- Persamaan Mosonyi

$$D = 0,62 \cdot Q^{0,48}$$

$$= 0,62 \cdot 79,290^{0,48}$$

$$= 5,058 \text{ m, maka didapat :}$$

$$A = 20,097 \text{ m}^2$$

$$V = 3,945 \text{ m/det (memenuhi kecepatan izin)}$$

- Persamaan Sarkaria

$$D = 0,62 \cdot (P^{0,43} / H^{0,65})$$

$$= 0,62 \cdot (50000^{0,43} / 161,20^{0,65})$$

$$= 2,389 \text{ m, maka didapat :}$$

$$A = 4,481 \text{ m}^2$$

$$V = 17,693 \text{ m/det (tidak memenuhi kecepatan izin)}$$

- Persamaan Fahlbusch

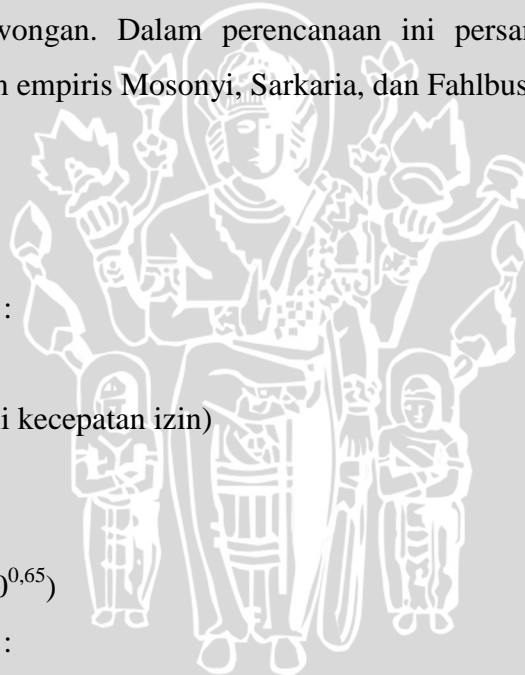
$$D = 0,52 \cdot H^{-0,17} \cdot (P/H)^{0,43}$$

$$= 0,52 \cdot 161,20^{-0,17} \cdot (50000/161,20)^{0,43}$$

$$= 2,583 \text{ m, maka didapat :}$$

$$A = 5,241 \text{ m}^2$$

$$V = 15,130 \text{ m/det (tidak memenuhi kecepatan izin)}$$



Dari ketiga persamaan empiris diatas hanya persamaan mosonyi yang memenuhi kecepatan izin di dalam terowongan, maka untuk bahan pertimbangan digunakan pendekatan dengan mempertimbangkan kecepatan izin.

Jika kecepatan izin di terowongan 2 – 4,5 m/det maka :

$$V = 2 \text{ m/det}$$

$$A = Q / V$$

$$= 79,290 / 2$$

$$= 39,645 \text{ m}^2$$

$$D = (A / (0,25 \Pi))^{0,5}$$

$$= (39,645 / (0,25 \cdot 3,14))^{0,5}$$

$$= 7,105 \text{ m}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.25. Perhitungan Diameter Terowongan

V (m)	A (m ²)	D (m)
4,5	17,620	4,737
4,0	19,823	5,024
3,5	22,654	5,371
3,0	26,430	5,801
2,5	31,716	6,355
2,0	39,645	7,105

Sumber : Perhitungan

Karena hasil hitungan persamaan mosonyi mendekati nilai hitungan diatas, maka hasil persamaan mosonyi dipakai untuk perencanaan. Maka diameter terowongan yang dipakai adalah D = 5,1 m (pembulatan).

4.2.4.1.2. Kehilangan Tinggi Tekan Pada Terowongan (Ht)

Kehilangan tinggi tekan pada terowongan meliputi kehilangan di inlet dan kehilangan akibat gesekan. Berikut ini adalah contoh perhitungan kehilangan tinggi pada terowongan saat $Q = 79,290 \text{ m}^3/\text{det}$:

$$n = 0,020$$

$$L = 3068,10 \text{ m}$$

$$D = 5,1 \text{ m}$$

$$V = Q / A$$

$$= 3,881 \text{ m/det}$$

$$R = D / 4$$

$$= 1,275 \text{ m}$$

- Kehilangan energi akibat gesekan dihitung menggunakan persamaan manning (hf) :

$$\begin{aligned}
 hf &= \frac{L \cdot n^2 \cdot V^2}{R^3} \\
 &= \frac{3068,10 \cdot 0,02^2 \cdot 3,881^2}{1,275^3} \\
 &= 13,37 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kehilangan energi akibat inlet (h_i)
 $f = 0,05$ (inlet berbentuk bell mouth)

$$\begin{aligned}
 h_i &= f \frac{V^2}{2 \cdot g} \\
 &= 0,05 \frac{3,881^2}{2 \cdot 9,81} \\
 &= 0,038 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka kehilangan energi total adalah $hf + h_i = 13,41$ m. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table di bawah ini:

Tabel 4.26. Perhitungan Kehilangan Tinggi Tekan Pada Terowongan

Q	V	hf	h_i	Ht
m ³ /det	m/dt	m	m	m
95,148	4,658	19,257	0,055	19,312
87,219	4,270	16,181	0,047	16,228
79,290	3,881	13,373	0,038	13,411
71,361	3,493	10,832	0,031	10,863
63,432	3,105	8,559	0,025	8,583
55,503	2,717	6,553	0,019	6,572
47,574	2,329	4,814	0,014	4,828
39,645	1,941	3,343	0,010	3,353
31,716	1,553	2,140	0,006	2,146
23,787	1,164	1,204	0,003	1,207
15,858	0,776	0,535	0,002	0,536
7,929	0,388	0,134	0,000	0,134

Sumber: Perhitungan

4.2.4.1.3. Kedalaman Aliran Tekan

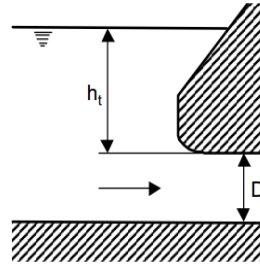
Kedalaman aliran pada terowongan diperlukan untuk menjaga debit air yang masuk menuju terowongan agar selalu berada pada keadaan tertekan, ada beberapa persamaan empiris dalam menghitung kedalaman aliran tekan pada terowongan. Beberapa rumus empiris tersebut antara lain : Gordon, Knauss, Rohan.

Data yang diperlukan untuk menghitung kedalaman aliran tekan sebagai berikut:

$$V = 3,881 \text{ m/det}$$

$$D = 5,1 \text{ m}$$

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



Gambar 4.24. Sketsa Kedalaman Aliran Tekan

Sumber: Perhitungan

- Persamaan Gordon

$$h_t > 0,725 \cdot V \cdot D^{0,5}$$

$$h_t > 0,725 \cdot 3,881 \cdot 5,1^{0,5}$$

$$h_t > 6,355 \text{ m}$$

- Persamaan Knauss

$$h_t > \frac{1+2,3 \cdot V}{(gD)^{0,5}}$$

$$h_t > \frac{1+2,3 \cdot 3,881}{(9,81 \cdot 5,1)^{0,5}}$$

$$h_t > 11,537 \text{ m}$$

- Persamaan Rohan

$$h_t > 1,474 \cdot V^{0,48} \cdot D^{0,76}$$

$$h_t > 1,474 \cdot 3,881^{0,48} \cdot 5,1^{0,76}$$

$$h_t > 9,749 \text{ m}$$

Dari hasil ketiga persamaan diatas dipilih hasil persamaan knauss untuk menjadi perencanaan karena nilainya paling maksimum. Maka kedalaman aliran tekan pada *forebay* adalah $h_t = 11,60 \text{ m}$.

4.2.4.1.4. Menghitung Panjang Saluran Transisi inlet (Lt)

Saluran transisi merupakan saluran antara mulut inlet dengan terowongan, saluran ini berfungsi untuk mengambil air dari permukaan waduk menuju ke terowongan. Desain saluran taransisi menggunakan rumus sebagai berikut:

$$V = 3,881 \text{ m/dt}$$

$$D = 5,1 \text{ m}$$

$$C = 3$$

$$L_t = (V \cdot D) / C$$

$$= (3,881 \cdot 5,1) / 3$$

$$= 6,598 \text{ m} = 6,6 \text{ m (dibulatkan)}$$

4.2.4.2. Perencanaan Pipa Pesat (*Penstock*)

Kajian perencanaan pipa pesat dalam studi ini meliputi : diameter pipa pesat, dan tebal pipa pesat. Data teknis yang direncanakan adalah :

Panjang pipa pesat	= 602,7 m
Tinggi jatuh	= 161,20 m
Koefisien manning (n)	= 0,015
Jumlah pipa pesat	= 1 buah
Daya yang dibangkitkan	= 50 MW = 50000 KW
Debit desain	= 79,290 m ³ /dt

4.2.4.2.1. Diameter Pipa Pesat

Pendekatan yang digunakan dalam menghitung diameter pipa pesat adalah pendekatan kecepatan maksimum dan minimum, menurut mosonyi kecepatan ideal pada pipa pesat baja adalah 2,5 – 7 m/dt. Untuk menentukan diameter pipa pesat dapat digunakan berbagai persamaan empiris dan dengan melakukan cara coba-coba dengan melakukan perbandingan beberapa parameter pipa. Dalam studi ini, persamaan empiris yang digunakan adalah persamaan Sakaria, Doland's dan persamaan pipa ekonomis dalam ESHA.

- Persamaan Sarkaria

$$D = 3,55 \cdot \left(\frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot H} \right)^{1/4}$$

$$= 3,55 \cdot \left(\frac{79,290^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 161,20} \right)^{1/4}$$

$$= 4,215 \text{ m, maka:}$$

$$A = 13,955 \text{ m}^2$$

$$V = 5,682 \text{ m/det (memenuhi kecepatan izin)}$$

- Persamaan Dolands

$$D = 0,176 \cdot (P/H)^{0,466}$$

$$= 0,176 \cdot (50000/161,20)^{0,466}$$

$$= 2,550 \text{ m, maka:}$$

$$A = 5,109 \text{ m}^2$$

$$V = 15,521 \text{ m/det (tidak memenuhi kecepatan izin)}$$

- Persamaan Diameter Ekonomis ESHA

Jika tinggi tekan karena gesekan pipa direncanakan 4% dari tinggi jatuh maka :

$$D = \left(\frac{10,3 n^2 Q^2 L}{hf} \right)$$

$$= \left(\frac{10,3 \cdot 0,015^2 \cdot 79,290^2 \cdot 602,7}{4\% \cdot 161,20} \right)$$

$$= 3,869 \text{ m, maka}$$

$$A = 11,760 \text{ m}^2$$

$$V = 6,743 \text{ m/det (memenuhi kecepatan izin)}$$

Dari ketiga persamaan diatas diketahui bahwa metode Sarkaria dan metode ESHA bisa dipergunakan namun perlu dilakukan analisa pengaruh diameter terhadap beberapa faktor seperti kehilangan energi. Maka selanjutnya diameter dihitung dengan pendekatan kecepatan berdasarkan mosonyi, maka :

Kecepatan potensial aliran pada pipa pesat berdasarkan tinggi jatuh :

$$V = (2 \cdot g \cdot H)^{0,5}$$

$$= (2 \cdot 9,81 \cdot 161,20)^{0,5}$$

$$= 56,238 \text{ m/dt}$$

Sedangkan kecepatan izin yang mampu dicapai oleh pipa pesat adalah $V_{maks} = 7 \text{ m/det}$.

$$V_{min} = 2,5 \text{ m/det}$$

$$V_{maks} = 7 \text{ m/det}$$

$$D_{maks} = 6,356 \text{ m}$$

$$D_{min} = 3,799 \text{ m}$$

Maka nilai kisaran diameter pipa pesat adalah 2,883 – 4,825 m.

4.2.4.2.2. Kehilangan Tinggi Tekan Pada Pipa Pesat

Kehilangan tinggi tekan pada pipa pesat meliputi kehilangan tinggi akibat inlet, outlet, belokan dan gesekan. Berikut ini adalah contoh perhitungannya:

$$V = 2,5 \text{ m/dt}$$

$$D = 3,799 \text{ m}$$

$$n = 0,015$$

$$L = 602,7 \text{ m}$$

$$R = D / 4$$

$$= 0,950 \text{ m}$$

- Kehilangan energi akibat gesekan (hf_1)

$$hf_1 = \frac{Ln^2v^2}{R^3}$$

$$= \frac{602,7 \cdot 0,015^2 \cdot 2,5^2}{0,95^3}$$

$$= 7,119 \text{ m}$$

- Kehilangan energi akibat belokan (hf 2)

$$f = 1,1 \text{ (karena sudut belokan } 90^\circ)$$

$$hf_2 = f \cdot (V^2/2 \cdot g)$$

$$= 1,1 \cdot (2,5^2/2 \cdot 9,81)$$

$$hf_2 = 2,747 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat inlet pipa (hf 3)

$$f = 0,5 \text{ (karena angularity)}$$

$$hf = f \cdot (V^2/2 \cdot g)$$

$$= 0,5 \cdot (2,5^2/2 \cdot 9,81)$$

$$= 1,249 \text{ m}$$

- Kehilangan akibat outlet pipa pesat (hf 4)

$$hf_4 = 0,2 \text{ m}$$

Maka kehilangan energi tekan total = hf1 + hf2 + hf3 + hf4 = 11,314 m atau 7,02% dari tinggi tekan (H), sehingga tinggi jatuh efektifnya adalah sebesar 149,88 m.

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table dibawah ini :

Tabel 4.27. Perhitungan Kehilangan Tinggi Tekan Setiap Diameter Pipa Pesat

No.	diameter (m)	Luas (m ²)	kecepatan (m/dt)	Hf 1 (m)	Hf 2 (m)	Hf 3 (m)	hf 4 (m)	Hf total (m)	% of H (%)	Heff (m)
1	3,799	11,33	7,000	7,119	2,747	1,249	0,2	11,314	7,02	149,88
2	3,8	11,34	6,995	7,105	2,743	1,247	0,2	11,295	7,01	149,90
3	4,0	12,56	6,313	5,404	2,234	1,016	0,2	8,854	5,49	152,34
4	4,2	13,85	5,726	4,166	1,838	0,836	0,2	7,040	4,37	154,16
5	4,4	15,20	5,217	3,251	1,526	0,694	0,2	5,670	3,52	155,53
6	4,6	16,61	4,773	2,565	1,277	0,581	0,2	4,623	2,87	156,57
7	4,8	18,09	4,384	2,044	1,078	0,490	0,2	3,811	2,36	157,39
8	5,0	19,63	4,040	1,644	0,915	0,416	0,2	3,175	1,97	158,02
9	5,2	21,23	3,735	1,334	0,782	0,356	0,2	2,672	1,66	158,53
10	5,4	22,89	3,464	1,090	0,673	0,306	0,2	2,269	1,41	158,93
11	5,6	24,62	3,221	0,898	0,582	0,264	0,2	1,944	1,21	159,25
12	5,8	26,41	3,003	0,745	0,505	0,230	0,2	1,680	1,04	159,52
13	6,0	28,26	2,806	0,622	0,441	0,201	0,2	1,464	0,91	159,73
14	6,2	30,18	2,628	0,522	0,387	0,176	0,2	1,285	0,80	159,91
15	6,4	32,15	2,466	0,441	0,341	0,155	0,2	1,137	0,71	160,06

Sumber : Perhitungan

Jadi diameter pipa pesat yang digunakan adalah dari persamaan sarkaria, yaitu $D = 4,2 \text{ m}$ (dibulatkan) dengan $A = 13,85 \text{ m}^2$ dan $V = 5,726 \text{ m/det}$.

4.2.4.2.3. Tebal Pipa Pesat

Ketebalan pipa perlu direncanakan sedemikian rupa agar pipa pesat memiliki kekuatan untuk menahan pengaruh tekanan air yang ada pada pipa pesat, tebal pipa dihitung dengan persamaan berikut:

- Persamaan ASME

$$t = (2,5.D)+1,2$$

$$= (2,5.4200)+1,2$$

= 11,700 mm, kemudian ditambahkan jagaan korosif sebesar 3 mm

$$t = 14,700 \text{ mm}$$

- Persamaan USBR

$$t = (D+500)/400$$

$$= (4200+500)/400$$

= 11,750 mm, kemudian ditambahkan jagaan korosif sebesar 3 mm

$$t = 14,750 \text{ mm}$$

- Persamaan PG&E

$$t = D/288$$

$$= 4200/288$$

= 14,583 mm, kemudian ditambahkan jagaan korosif sebesar 3 mm

$$t = 17,583 \text{ mm}$$

Dari ketiga persamaan diatas dipilih tebal pipa dari persamaan PG&E untuk dijadikan perencanaan karena nilainya paling tinggi. Sehingga tebal pipa pesat $t= 18 \text{ mm}$.

4.2.4.2.4. Material Jenis Baja Pipa Pesat

Dalam perencanaan pipa pesat bisa digunakan jenis baja carbon, jenis baja ini dipilih karena jenis baja ini kuat menahan tekanan dan baja ini memiliki ketebalan antara 18 mm. Berikut ini adalah spesifikasi baja SM 400B:

Tabel 4.28. Spesifikasi Baja SM 400B

Steel properties	notation	value	unit	value	unit
type	SM 400B				
tensile strenght	σ_s	4079	kg/cm ²	4.00E+08	N/m ²
compresivve stress			kg/cm ²	0.00E+00	N/m ²
shearing stress			kg/cm ²	0.00E+00	N/m ²
Yield strength	σ_y	2498	kg/cm ²	2.45E+08	N/m ²
unit weight of pipe	g_s	7860	kg/m ³	7.70E+04	N/m ³
modulus elastic of steel	E_s	1.94E+06	kg/cm ²	1.90E+11	N/m ²
coefficient of linier expansion of steel	α_s	0.000012	/°C		
temperature change in penstock	ΔT	15	°C		
poisson ratio of steel	v_s	0.26			

Sumber : Bringas,2004:117

4.2.4.2.5. Pengaruh Pukulan Air Terhadap Pipa Pesat

Perhitungan tekanan hidrostatik untuk pipa perlu memperhatikan pengaruh pukulan air (*Water Hammer*) terhadap pipa, dimana kenaikan air akibat pukulan air ini dihitung dengan persamaan allevi. Berikut ini adalah perhitungannya:

Jenis baja = SM 400B

Modulus air (k) = $2,1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

Modulus elastis bahan (E) = $1,9 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$

Diameter pipa pesat = 4,2 m

Panjang pipa pesat = 602,7 m

Tebal pipa pesat = 0,018 m

Berat jenis air (ρ_w) = 1000 kg/m^3

Poisson ratio baja (ν) = 0,26

Debit desain = $79,290 \text{ m}^3/\text{dt}$

Gross Head = 161,20 m

Waktu penutupan katup = 5 detik

Internal diameter = 4,2 m

Internal radius = 2,100 m

Ekternal diameter = 4,236 m

Eksternal radius = 2,118 m

- Konstanta fleksibilitas

$$\begin{aligned} \Psi &= 2 \cdot \frac{R_o^2 + 1,5R_i^2}{R_o^2 - R_i^2} + \frac{\nu(R_o^2 - 3R_i^2)}{R_o^2 - R_i^2} \\ &= 2 \cdot \frac{2,118^2 + 1,5 \cdot 2,100^2}{2,118^2 - 2,100^2} + \frac{0,26(2,118^2 - 3 \cdot 2,100^2)}{2,118^2 - 2,100^2} \\ &= 232,534 \end{aligned}$$

- Kecepatan gelombang

$$\begin{aligned} \alpha &= \sqrt{\frac{K}{\rho[1 + (\frac{K}{E})\psi]}} \\ &= \sqrt{\frac{2,1 \times 10^9}{1000[1 + (\frac{2,1 \times 10^9}{1,9 \times 10^{11}})232,534]}} \\ &= 766,765 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

- Kecepatan air

$$V = Q/A$$

$$= 79,290 / (0,25 \cdot 3,14 \cdot 4,2^2)$$

$$= 5,726 \text{ m/dt}$$

- allevi pipeline constant

$$p_{allevi} = (\alpha \cdot V_0) / (2 \cdot g \cdot H_0)$$

$$= (766,765 \cdot 5,726) / (2 \cdot 9,81 \cdot 161,2)$$

$$= 1,388$$

- Closing time constant

$$\theta = (\alpha \cdot T) / (2 \cdot L_0)$$

$$= (766,765 \cdot 5) / (2 \cdot 602,7)$$

$$= 3,181$$

$$n = (\rho \cdot p_{allevi}) / \theta$$

$$= 1,388 / 3,181$$

$$= 0,436$$

Dimana perhitungan pukulan air untuk turbin francis adalah sebagai berikut:

$$h_0/H_0 = \frac{0,75}{\theta \sqrt{\theta}} + 1,25 \cdot n$$

$$h_0 = 97,200 \text{ m}$$

$$h_0/H_0 = 60,30 \%$$

4.2.4.3. Perencanaan Tangki Gelombang (Surge Tank)

Tangki gelombang adalah pipa tegak di ujung hilir saluran air tertutup untuk menyerap kenaikan tekanan mendadak serta dengan cepat memberikan air selama penurunan singkat dalam tekanan. Surge tanks biasanya disediakan pada PLTA besar atau menengah ketika ada jarak yang cukup jauh antara sumber air dengan unit daya, sehingga diperlukan sebuah penstock panjang. Fungsi utama dari Surge tanks :

1. Ketika beban listrik berkurang, air bergerak mundur dan akan disimpan di dalamnya
2. Bila beban listrik meningkat, tambahan pasokan air akan disediakan oleh surge tanks

Singkatnya surge tanks meringankan variasi tekanan karena perubahan yang cepat dalam kecepatan air. Dalam perencanaan tangki gelombang dibutuhkan data sebagai berikut:

$$\text{Debit desain (Q)} = 79,290 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Diameter terowongan (D)} = 5,1 \text{ m}$$

$$\text{Luas terowongan (A)} = 20,43 \text{ m}^2$$

$$\text{Kecepatan (V)} = 3,881 \text{ m/dt}$$

$$\text{Koefisien Manning (n)} = 0,020$$

$$\text{Panjang terowongan (L)} = 3068,1 \text{ m}$$

$$\Delta t = 5 \text{ detik}$$

$$\text{SF} = 1,2$$

4.2.4.3.1. Kebutuhan Terhadap Tangki Gelombang

Pipa pesat membutuhkan tangki gelombang bila $(\Sigma L.V)/H > 3$ sampai 5, dalam studi ini $L = 602,7 \text{ m}$; $V = 5,726 \text{ m/detik}$; dan $H = 161,2 \text{ m}$ maka :

$(\Sigma L.V)/H = (602,7 \cdot 5,726)/161,2 = 21,409$ sehingga pipa pesat membutuhkan tangki gelombang.

4.2.4.3.2. Diameter Tangki Gelombang Menggunakan Rumus Thoma

Diameter tangki gelombang perlu direncanakan sedemikian rupa agar mampu mereduksi tekanan akibat *Water Hammer* pada pipa pesat. Rumus yang digunakan dalam merencanakan tangki gelombang adalah sebagai berikut :

$$c = 0,06$$

$$\begin{aligned} A_{st} &= \frac{A.L}{2.g.c.H} \cdot \text{SF} \\ &= \frac{20,43 \cdot 3068,1}{2,981 \cdot 0,06 \cdot 161,2} \cdot 1,2 \\ &= 396,344 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{st} &= (A_{st}/0,25 \cdot \Pi)^{0,5} \\ &= (396,344/(0,25 \cdot 3,14))^{0,5} \\ &= 22,464 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi dimensi tangki gelombang adalah sebagai berikut :

$$\text{Diameter inlet surge tank} = 5 \text{ m (direncanakan)}$$

$$\text{Luas inlet surge tank} = 19,635 \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 396,344 \text{ m}^2$$

$$D_{st} = 22,464 \text{ m}$$

4.2.4.3.3. Tinggi Muka Air dalam Tangki Gelombang (Metode Permukiman)

Berikut ini adalah perhitungan tinggi muka air dalam tangki gelombang metode permukiman:

$$\begin{aligned} Z_{st} &= V \cdot \left(\frac{L \cdot \Delta t}{g \cdot A_{st}} \right)^{0,5} \\ &= 3,881 \cdot \left(\frac{3068,1 \cdot 20,43}{9,81 \cdot 396,344} \right)^{0,5} \\ &= 15,584 \text{ m} = 16 \text{ m (dibulatkan)} \end{aligned}$$

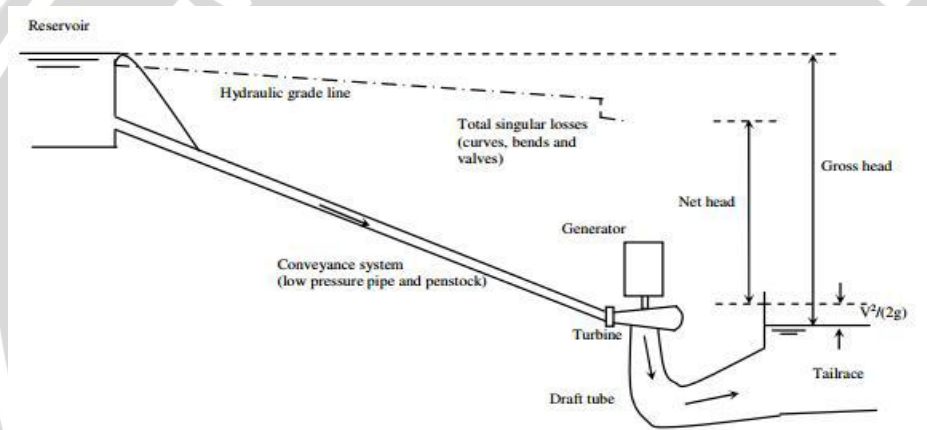
Maka tinggi tangki gelombang adalah dari *inlet surge tank* sampai 16 m di atas garis hidrostatik di *forebay*. Elevasi puncak atas *surge tank* = $1486,201 + 16 = 1502,201$

4.2.4.4. Tinggi Jatuh Efektif (Net Head)

Tinggi jatuh efektif dalam studi ini mencakup berdasarkan elevasi muka air pada bak penenang (*forebay*) dan elevasi *tail water level* (TWL) pada saluran pembuang (*tailrace*). Dimana elevasi muka air di bak penenang adalah 1486,201 dan elevasi TWL 1325,00 sehingga tinggi jatuh kotor (*gross head*) adalah 161,201 m.

Dalam studi ini kehilangan tekan yang dihitung adalah kehilangan pada terowongan dan pipa pesat. Dari analisa sebelumnya didapatkan kehilangan tinggi tekan pada terowongan adalah $H_f = 13,411$ m dan pada pipa pesat = 7,040 m. Maka total kehilangannya adalah $H_t = 13,411 + 7,040 = 20,451$ m.

Untuk menghitung tinggi jatuh efektif diperlukan data tinggi jatuh kotor dan kehilangan tinggi tekan. Tinggi jatuh efektif adalah tinggi jatuh kotor dikurangi kehilangan tinggi tekan. Maka tinggi jatuh efektifnya = $161,201 - 20,451 = 140,75$ m



Gambar 4.25. Sketsa Tinggi Jatuh

Sumber: Ramos, 2000: 61

Tabel 4.29. Perhitungan Tinggi Jatuh Efektif (Net Head)

Kehilangan Pada Terowongan	
Akibat Gesekan	13,373
Inlet	0,038
Kehilangan Pada Pipa Pesat	
Gesekan	4,166
Inlet	0,836
Belokan	1,838
Outlet	0,200
Total Kehilangan	20,451
Elevasi Muka Air	
Elevasi TWL	1325,000
Elevasi M.A. Forebay	1486,201
Tinggi Jatuh (Head)	
Gross Head	161,201
Net Head	140,75

Sumber: Perhitungan

4.2.4.5. Perencanaan Turbin Hidraulik

Perencanaan turbin meliputi pemilihan tipe turbin, analisa karakteristik turbin, titik pusat turbin, kavitasi dan dimensi turbin. Dalam studi ini digunakan metode yang dikembangkan oleh European small hydropower association (ESHA) dalam penca, 2004 untuk merencanakan turbin hidraulik.

Dalam studi ini digunakan 10 turbin untuk pembangkitan daya listrik. Debit yang dialirkan oleh pipa pesat bercabang menjadi 10 bagian dan kemudian mengalir ke masing-masing turbin. Jadi debit yang dialirkan oleh terowongan dan pipa pesat terbagi menjadi 10 bagian.

Tata cara perencanaan turbin hidraulik ditunjukkan pada diagram alir berikut :



Gambar 4.26. Diagram Alir Perencanaan Turbin Hidraulik

Sumber: Perhitungan

4.2.4.5.1. Pemilihan Tipe Turbin

Menurut Penche turbin dapat dipilih berdasarkan data teknis seperti debit, tinggi jatuh dan variasi penerimaan debit serta tinggi jatuh, dengan data teknis sebagai berikut:

$$\text{Debit desain (Q)} = 79,290/10 = 7,929 \text{ m}^3/\text{det}$$

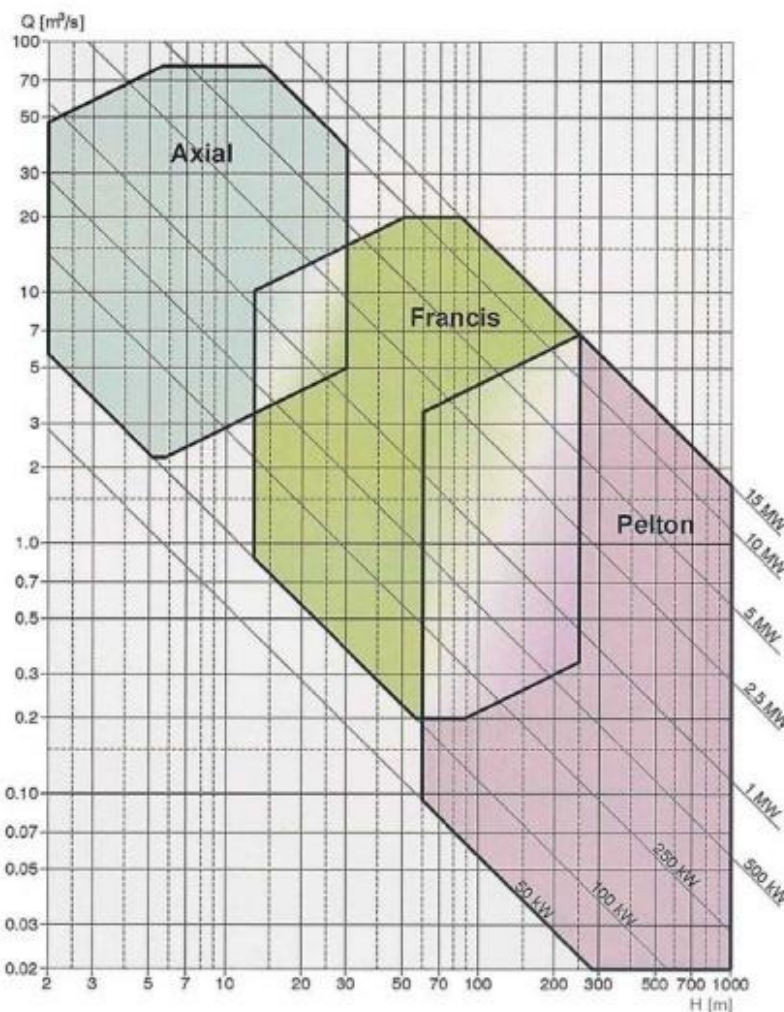
$$\text{Net head (H)} = 140,75 \text{ m}$$

Dengan mengetahui besarnya tinggi jatuh efektif (*net head*) dan debit desain turbin dapat ditentukan turbin berdasarkan tabel jangkauan tinggi jatuh operasional dan pada grafik pemilihan turbin yang disarankan oleh ESHA sebagai berikut:

Tabel 4.30. Klasifikasi Turbin Berdasarkan Tinggi Jatuh (H_n)

Tipe Turbin	Jangkauan Tinggi Jatuh (m)
Kaplan dan Propeller	$2 < H_n < 40$
Francis	$25 < H_n < 350$
Pelton	$50 < H_n < 1300$
Crossflow	$5 < H_n < 200$
Turgo	$50 < H_n < 250$

Sumber: Penche,2004



Gambar 4.27. Grafik Pemilihan Tipe Turbin Menurut ESHA

Sumber: Penche,2004

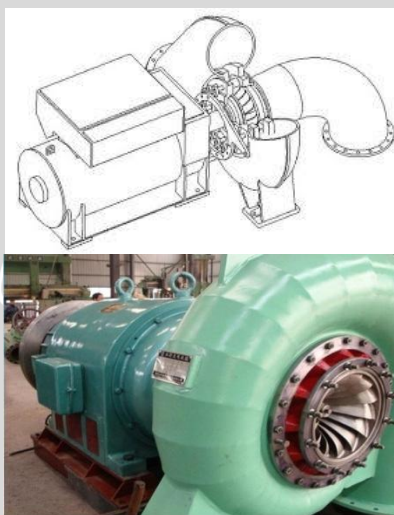
Berdasarkan grafik di atas maka tipe turbin yang digunakan adalah turbin tipe Francis. Dengan memperhatikan variasi regulasi debit dan tinggi jatuh pada studi perencanaan, hasil studi perencanaan sesuai dengan kepekaan variasi tinggi jatuh dan variasi debit jenis turbin Francis menurut ESHA.

Tabel 4.31. Kepekaan Turbin Terhadap Variasi Debit dan Tinggi Jatuh

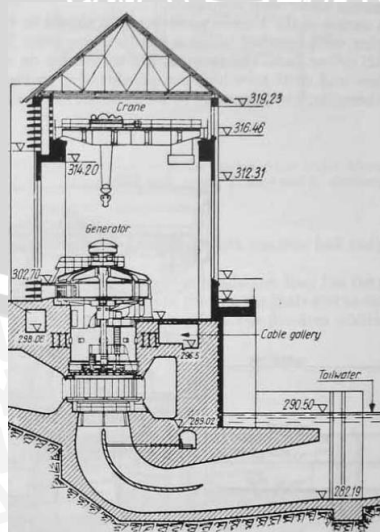
Tipe Turbin	Penerimaan Terhadap Variasi Tinggi Jatuh	Penerimaan Terhadap Variasi Debit
Pelton	Rendah	Tinggi
Francis	Rendah	Sedang
Kaplan regulasi ganda	Tinggi	Tinggi
Kaplan regulasi tunggal	Sedang	Tinggi
Baling – Baling	Rendah	Rendah

Sumber: Penche,2004

Pada umumnya posisi poros turbin francis ada 2 posisi, yaitu poros vertikal dan horizontal. Poros vertikal adalah posisi sumbu as turbin sejajar dengan sumbu vertikal sedangkan poros horizontal adalah posisi sumbu as turbin sejajar dengan sumbu horizontal. Pada turbin poros vertikal posisi rumah siput (spiral case) adalah terbaring pada lantai, sedangkan turbin poros horizontal posisi rumah siput berdiri tegak.

**Gambar 4.28. Turbin Francis Dengan Poros Horizontal**

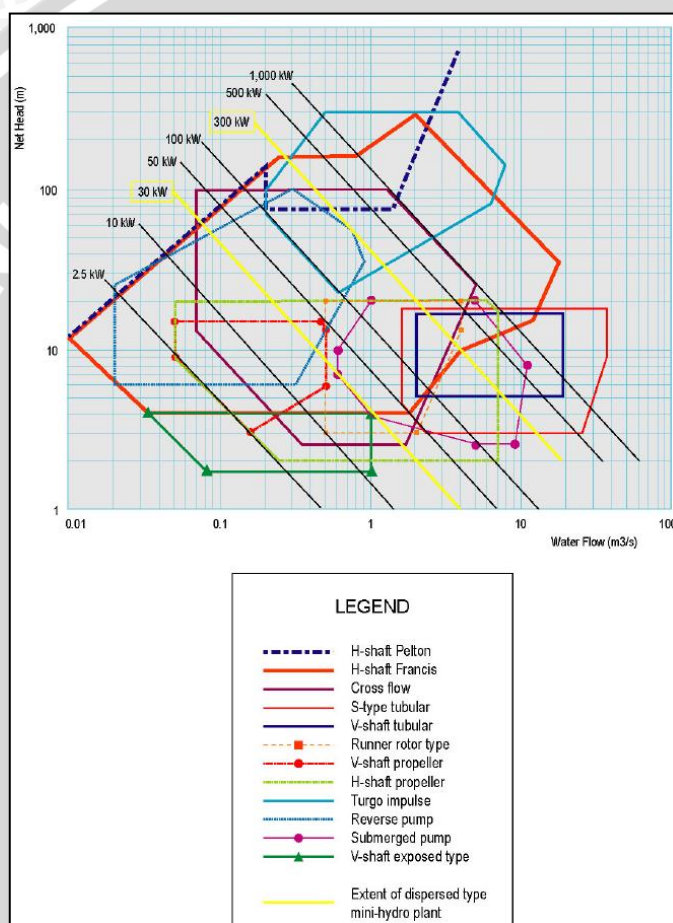
Sumber: [www. Tanasui.co.jp](http://www.Tanasui.co.jp)

**Gambar 4.29. Turbin Francis Dengan Poros Vertikal**

Sumber: Low Head Power Plants Volume 1, 1987

Letak turbin dan generator pada poros horizontal adalah bersebelahan, sedangkan pada poros vertikal letak turbin dan generator adalah atas bawah. Sehingga untuk menghindari terjadinya kavitasi, perencanaan letak turbin dan generator poros horizontal lebih mudah daripada poros vertikal. Untuk menghindari terjadinya kavitasi letak turbin dan generator harus dibawah muka air sungai/saluran tailrace (posisi terendam).

Turbin francis poros horizontal sekarang jarang dipakai pada PLTA bertekanan tinggi. Untuk pemakaian turbin francis poros horizontal, Departement Of Energy Buerau membuat grafik untuk pemilihan turbin poros horizontal sebagai berikut:



Gambar 4.30. Kriteria Pemilihan Jenis Turbin

Sumber: Low Head Power Plants Volume 1, 1987

Dengan data debit desain (Q) = 7,929 m³/det dan Net head (H) = 140,75 m, berdasarkan grafik diatas maka untuk perencanaan turbin francis poros horizontal telah memenuhi syarat.

Pemakaian turbin francis poros horizontal dibatasi dengan nilai kecepatan spesifik (N_s) sebagai berikut (DOE BUERAU, 2009):

$$N_s\text{-max} = 3200.H^{-2/3}$$

Dengan:

N_s -max = kecepatan spesifik maximum (mkw)

H = tinggi jatuh efektif (m)

Perhitungan batas nilai kecepatan spesifik adalah sebagai berikut:

$$N_s\text{-max} = 3200 \cdot 140,75^{-2/3} = 160,58 \text{ mKw}$$

Maka nilai kecepatan spesifik turbin francis poros horizontal yang akan direncanakan harus dibawah N_s -max.

4.2.4.5.2. Kecepatan Spesifik Turbin

Setelah penentuan jenis turbin maka harus dihitung besarnya kecepatan spesifik turbin karena kecepatan spesifik turbin adalah parameter yang mendasari karakteristik turbin hidraulik. Menurut Schweiger dan Gregory dalam Penche,2004 kecepatan spesifik coba-coba (trial specific speed) turbin Francis dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} N_{QE}' &= \frac{1,924}{h^{0,512}} \\ &= \frac{1,924}{140,75^{0,512}} \\ &= 0,153 \\ n &= \frac{N_{QE} E^{0,75}}{\sqrt{Q}} \\ &= \frac{0,153 \cdot (140,75 \cdot 9,81)^{0,75}}{\sqrt{7,929}} \\ &= 12,28 \text{ t/s} = 737,05 \text{ rpm} \end{aligned}$$

Dengan demikian di dapat nilai kecepatan putar (n) sebesar 737,05 rpm kemudian nilai tersebut menjadi batas kecepatan maksimum, sehingga untuk faktor keamanan digunakan kecepatan putar sebesar 737,05 rpm.

Turbin direncanakan dengan menggunakan generator tipe sinkron dengan frekuensi 50 Hz maka kecepatan sinkron generator sama dengan kecepatan putar turbin maka kecepatan sinkron generator dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned} n &= (120 \cdot f) / p \\ 737,05 &= (120 \cdot 50) / p \\ p &= 8,141 \end{aligned}$$

Dikarenakan nilai kutub generator (p) harus memiliki nilai genap dan tidak berbentuk bilangan desimal maka dipilih alternatif jumlah kutub yang mendekati nilai tersebut sehingga dapat diketahui kecepatan putar yang akan digunakan dan dapat dihitung besarnya kecepatan spesifik terkoreksi. Contoh perhitungan kecepatan spesifik terkoreksi adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 p &= 8 \\
 n &= (120.50) / 8 \\
 &= 750 \text{ rpm} \\
 N_{QE} &= n \frac{\sqrt{Q}}{E^4} \\
 &= \frac{750}{60} \frac{\sqrt{7,929}}{140,75 \times 9,81^{\frac{3}{4}}} \\
 &= 0,156
 \end{aligned}$$

Tabel 4.32. Alternatif Pemilihan Jumlah Kutub Terhadap Kecepatan Spesifik

Alternatif	Kutub generator (p)	Kecepatan sinkron (n)	Kecepatan spesifik Terkoreksi (N_{QE})
	buah	rpm	
1	8	750	0,156
2	10	600	0,124
3	12	500	0,104

Sumber : Perhitungan

Dimana kecepatan spesifik turbin Francis berada pada kisaran 0,05 – 0,33. Dari hasil tersebut dipilih alternatif 1 karena nilai kecepatan sinkron dan kecepatan spesifiknya yang paling mendekati.

Selain itu dapat ditentukan rasio kecepatan (ϕ) dan diameter runner maksimum (D_m), perhitungannya seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 \phi &= 2,11 \cdot N_{QE} \\
 &= 2,11 \cdot 0,156 \\
 &= 0,328 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_m &= 84,5 (0,79 + 1,603 \times N_{QE}) \frac{\sqrt{Hn}}{n} \\
 &= 84,5 (0,79 + 1,603 \times 0,156) \frac{\sqrt{140,75}}{750} \\
 &= 0,931 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4.2.4.5.3. Titik Pusat Turbin

Analisa titik pusat turbin sangat berpengaruh terhadap gejala kavitasi, penempatan turbin yang tidak tepat akan menyebabkan kavitasi terjadi pada turbin. Data perencanaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi TWL} &= 1325 \\
 \text{Tinggi jatuh efektif} &= 140,75 \text{ m} \\
 \text{Kecepatan spesifik } (N_{QE}) &= 0,156 \\
 \text{Suhu air} &= 20^\circ
 \end{aligned}$$

Tekanan atmosfer (atm) = 86,392 kPa = 86392 Pa untuk ketinggian 1325 dpl)

Tekanan uap air (Pw) = 2,3 kPa = 2300 Pa (untuk suhu air 20°)

Berat jenis air (ρ) = 1000kg/m³

Percepatan gravitas (g) = 9,81 m/dt²

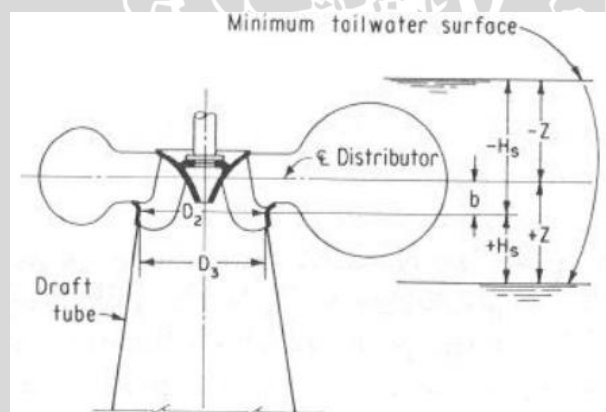
Kecepatan setelah runner (V) = 2 m/dt (pendekatan dari penche)

Berikut ini adalah perhitungan titik pusat turbin:

$$\begin{aligned} \text{Koef. Thoma kritis } (\sigma_c) &= 1,2715 \cdot N_{QE}^{1,41} \frac{V^2}{2gH} \\ &= 1,2715 \cdot 0,156^{1,41} \frac{2^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 140,75} \\ &= 0,094 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi hisap kritis (Hs)} &= \frac{P_{atm} - P_v}{\rho g} + \frac{V^2}{2g} + \sigma \cdot H \\ &= \frac{86392 - 2300}{1000 \cdot 9,81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9,81} + 0,094 \cdot 140,75 \\ &= -4,391 \text{ m} \end{aligned}$$

Nilai minus dari hasil perhitungan menunjukkan bahwa posisi turbin berada dibawah elevasi TWL (tenggelam). Kavitasasi akan terjadi jika nilai tinggi hisap (Hs) berada pada nilai diatas -4,391 m. Sehingga tinggi hisap rencana (Hs') akan direncanakan sebesar -4,886 m.



Gambar 4.31. Sketsa Titik Pusat Turbin

b = perbedaan tinggi antar pusat turbin dengan outlet runner, Penche merekomendasikan $b = 0,41 \cdot D_m$, sehingga $b = 0,41 \cdot 0,931 = 0,382$ m, namun dikarenakan turbin memiliki nilai tinggi hisap minus maka turbin berada pada kondisi tenggelam sehingga nilai b dapat diabaikan $b = 0$, sehingga titik pusat turbin adalah:

$$Z = (1325) + (-4,886)$$

$$Z = 1320,114$$

4.2.4.5.4. Kontrol Gejala Kavitas

Kavitas adalah fenomena dimana terdapat gelembung udara pada turbin yang akan membentur dinding runner sehingga akan mengakibatkan korosi. Dengan data perhitungan sebelumnya diketahui sebagai berikut:

$$\text{Tekanan atmosfer (Ha)} = P_{\text{atm}}/\rho.g = 86392/(1000.9,81) = 8,82 \text{ m}$$

$$\text{Tekanan uap (Hw)} = P_v/\rho.g = 2300/(1000 \times 9,81) = 0,23 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{kritis}} = 0,094$$

$$\text{tinggi hisap(Hs)} = -4,391 \text{ m}$$

$$\text{tinggi jatuh efektif (H)} = 140,75 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{aktual}} = (H_a - H_w - H_s)/H$$

$$\sigma_{\text{aktual}} = (8,82 - 0,23 - (-4,391))/140,75$$

$$\sigma_{\text{aktual}} = 0,096$$

kavitas terjadi jika $\sigma_{\text{aktual}} < \sigma_{\text{kritis}}$ sehingga dari perhitungan diatas $0,096 > 0,094$ atau $\sigma_{\text{aktual}} > \sigma_{\text{kritis}}$ maka desain turbin aman terhadap gejala kavitas.

Kepekaan gejala kavitas juga ditentukan berdasarkan perubahan tail water level pada tailrace, maka perlu untuk dianalisa kepekaan gejala kavitas dikarenakan perubahan TWL. Analisa kepekaan kavitas ditunjukkan pada tabel berikut:

Tabel 4.33. Analisa Kepekaan Kavitas Terhadap Elv TWL (ESHA)

No	debit operasi (m ³ /det)	Elv. TWL	Hs (m)	σ	ket
1	7,929	1325,000	-4,886	0,096	aman
2	5,550	1324,765	-4,651	0,094	aman
3	4,757	1324,680	-4,566	0,093	kavitas

Sumber: Perhitungan

4.2.4.5.5. Dimensi turbin

Berdasarkan kajian pustaka maka dimensi turbin yang harus direncanakan dalam studi ini meliputi: dimensi runner, dimensi Guide vane, dimensi rumah siput (spiral case) dan dimensi draft tube. Parameter utama dari perencanaan dimensi turbin terletak pada nilai kecepatan spesifik (N_{QE}) dan kecepatan putaran (n).

Dimana pada analisa sebelumnya:

$$\text{Kecepatan spesifik (NQE)} = 0,156$$

$$\text{Kecepatan dasar (n)} = 750 \text{ rpm}$$

$$\text{Tinggi jatuh efektif (H}_0\text{)} = 140,75 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan spesifik (Ns)} = 995.N_{QE} = 995.0,156 = 154,737 \text{ mkW}$$

- Dimensi runner turbin

Diameter runner turbin Francis terdiri dari 3 bagian yaitu runner bagian luar (D_3), runner bagian tengah (D_2) dan runner bagian dalam (D_1). Berikut ini adalah perhitungan diameter runner:

$$\begin{aligned} K_u &= 0,31 + 2,5 \times 10^{-3} \cdot N_s \\ &= 0,31 + 2,5 \times 10^{-3} \cdot 154,737 \\ &= 0,70 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_3 &= 84,5 \cdot K_u \cdot \frac{\sqrt{H_0}}{n} \\ &= 84,5 \cdot 0,70 \cdot \frac{\sqrt{140,75}}{750} \\ &= 0,93 \text{ m} \end{aligned}$$

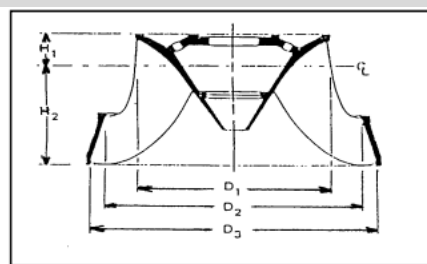
$$\begin{aligned} D_2 &= D_3 \cdot \left(0,4 + \frac{94,5}{N_s}\right) \\ &= 0,93 \cdot \left(0,4 + \frac{94,5}{154,737}\right) \\ &= 0,93 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_1 &= \frac{D_3}{0,96 + 0,00038 \cdot N_s} \\ &= \frac{0,93}{0,96 + 0,00038 \cdot 154,737} \\ &= 0,91 \text{ m} \end{aligned}$$

Sedangkan untuk tinggi turbin adalah:

$$\begin{aligned} H_1 &= D_3 \cdot (0,094 + 0,00025 \cdot N_s) \\ &= 0,93 \cdot (0,094 + 0,00025 \cdot 154,737) \\ &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H_2 &= D_3 \cdot \left(-0,05 + \frac{42}{N_s}\right) \\ &= 0,93 \cdot \left(-0,05 + \frac{42}{154,737}\right) \\ &= 0,21 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4.32. Sketsa Runner Turbin Francis
Sumber: Ramos,2000:97

- Dimensi guide vane turbin

$$\begin{aligned} \text{Tinggi guide vane (Bg)} &= (0,45 - 31,8/N_s) \cdot D_M \\ &= (0,45 - 31,8/154,737) \cdot 0,93 \\ &= 0,23 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ruang whirl (Hg)} &= 0,2 \cdot D_M \\ &= 0,2 \cdot 0,93 \\ &= 0,19 \text{ m} \end{aligned}$$

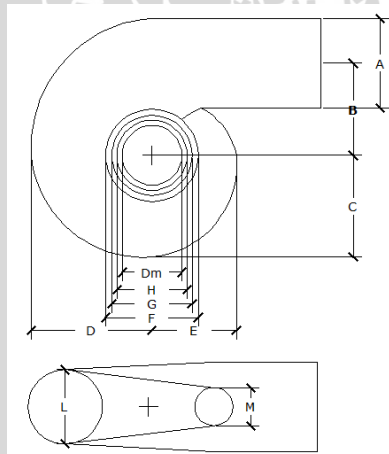
- Dimensi rumah siput

Perhitungan dimensi rumah siput turbin Francis akan ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.34. Perhitungan Dimensi Rumah Siput Turbin

Section	Persamaan	Dimensi (m)
A	$D_3 (1,2 - 19,56 / N_s)$	1,00
B	$D_3 (1,1 + 54,8 / N_s)$	1,35
C	$D_3 (1,32 + 49,25 / N_s)$	1,53
D	$D_3 (1,5 + 48,8 / N_s)$	1,69
E	$D_3 (0,98 + 63,6 / N_s)$	1,30
F	$D_3 (1 + 131,4 / N_s)$	1,72
G	$D_3 (0,89 + 96,5 / N_s)$	1,41
H	$D_3 (0,79 + 81,75 / N_s)$	1,23
I	$D_3 (0,1 + 6,5 \times 10^{-4} N_s)$	0,19
L	$D_3 (0,88 + 4,9 \times 10^{-4} N_s)$	0,89
M	$D_3 (0,6 + 1,5 \times 10^{-5} N_s)$	0,56

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.33. Sketsa Rumah Siput Turbin Francis

Sumber: Ramos,2000:98

Kecepatan didalam rumah siput adalah:

$$\begin{aligned} V &= 488/N_s^{0,44} \\ &= 488/154,737^{0,44} \\ &= 53,09 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Dimana syarat kecepatan $V > 12$ m/dt, jadi desain rumah siput memenuhi syarat kecepatan.

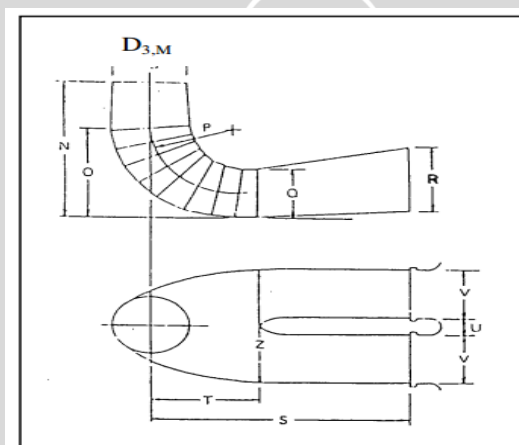
- Dimensi Draft Tube

Dimensi draft tube turbin Francis dihitung dengan persamaan berikut. Untuk mempermudah perhitungan maka perhitungan akan ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.35. Perhitungan Dimensi Draft Tube Turbin

Section	Persamaan	Dimensi (m)
N	$D3 (1,54 + 203,5 / Ns)$	2,66
O	$D3 (0,83 + 140,7 / Ns)$	1,62
P	$D3 (1,37 - 5,6 \times 10^{-4} Ns)$	1,20
Q	$D3 (0,58 + 22,6 / Ns)$	0,68
R	$D3 (1,6 - 0,0013 Ns)$	1,30
S	$Ns / (-9,28 + 0,25Ns)$	5,26
T	$D3 (1,5 + 1,9 \times 10^{-4} Ns)$	1,42
Z	$D3 (2,63 + 33,8 / Ns)$	2,65

Sumber: Perhitungan



Gambar 4.34. Sketsa Draft Tube Turbin Francis

Sumber: Ramos, 2000:98

Kecepatan pada inlet draft tube dihitung dengan persamaan :

$$V = 8,74 + 2,48/Ns$$

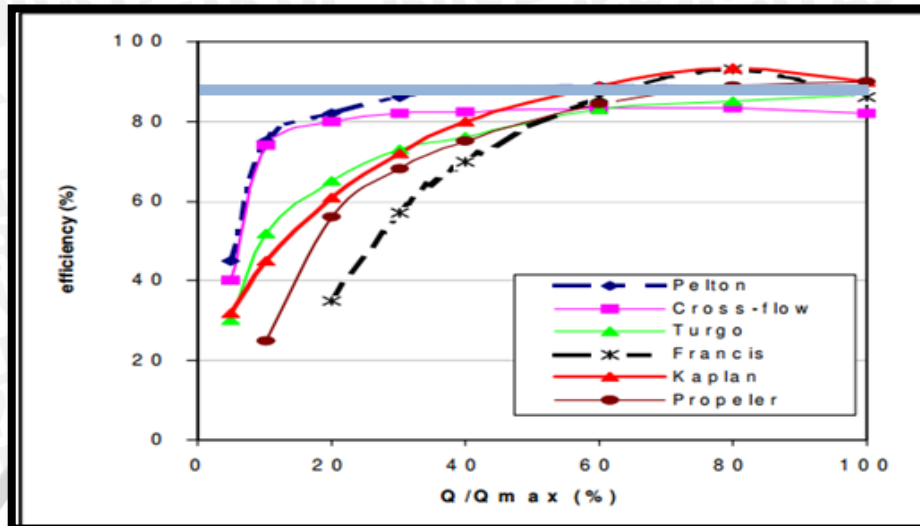
$$V = 8,74 + 2,48/154,737$$

$$V = 8,76 \text{ m/dt}$$

4.2.4.5.6. Effisiensi Turbin

Effisiensi turbin hanya bisa diketahui melalui percobaan lapangan atau model dikarenakan daya aktual tidak bisa diketahui secara langsung. Effisiensi turbin biasanya dikeluarkan oleh perusahaan manufaktur untuk tiap spesifikasi turbin tertentu, maka dalam studi ini digunakan diagram dari Ramos, 2000.

Dalam studi ini debit yang dipergunakan untuk PLTA relatif stabil maka nilai efisiensi dapat menggunakan efisiensi maksimum, untuk turbin tipe Francis efisiensi 100% atau $Q/Q_{max} = 1$ adalah 0,93 atau 93%.



Gambar 4.35. Nilai Kiasaran Efisiensi Turbin

Sumber: Perhitungan

4.2.4.5.7. Rangkuman Spesifikasi Turbin

Berikut ini adalah rangkuman spesifikasi turbin yang direncanakan:

Tabel 4.36. Rangkuman Spesifikasi Turbin

No.	Uraian	Nilai
1	Frekuensi (Hz)	50
2	kecepatan putar (n) (t/s)	12,500
3	kecepatan putar (n) (rpm)	750
4	jumlah kutub generator (p)	8
5	kecepatan sinkron (rpm)	750
6	kecepatan spesifik (Nqe)	0,156
7	kecepatan spesifik (Ns) (mKw)	154,737
8	faktor kecepatan (m/dt)	0,328
9	diameter maksimum turbin (m)	0,931
10	koefisien kavitasi kritis (σ_c)	0,094
11	tinggi hisap kritis (Hs) (m)	-4,391
12	tinggi hisap rencana (Hs') (m)	-4,886
13	elv pusat turbin (Z)	1320,114
14	koefisien kavitasi aktual (σ_a)	0,096
15	kontrol kavitasi	aman
16	tinggi total spiral case (m)	3,38
17	diameter intake spiral case (m)	1,00
18	tinggi draft tube (m)	2,66
19	panjang draft tube (m)	5,26

Sumber: Perhitungan

4.2.4.6. Peralatan Elektrik

Perencanaan peralatan elektrik meliputi perencanaan generator, pengatur kecepatan (governor), peningkat kecepatan (speed increaser), transformator (travo),

peralatan pengatur electric (switch gear equipment), dan aksesoris kelengkapan elektrik (electric auxiliary). Dalam studi ini tidak direncanakan secara mendetail tentang peralatan elektrik untuk sistem PLTA.

4.2.4.6.1. Generator

Generator direncanakan dengan menggunakan tipe generator yang biasa digunakan untuk PLTA di Indonesia, generator yang digunakan adalah generator sinkron 3 fasa dengan frekuensi 50 Hz. Generator sinkron harus memiliki kecepatan putaran dasar yang sama dengan turbin, pada analisa sebelumnya kecepatan dasar turbin yang dipergunakan adalah 750 rpm dengan melihat tabel maka jumlah kutub yang harus digunakan adalah 8 buah. Dan dengan melihat daya teoritis pada analisa sebelumnya maka efisiensi generator berdasarkan tabel adalah 0,97 atau 97%.

Berikut ini adalah perhitungan rating keluaran generator:

$$P_t = \text{rating keluaran turbin (kW)} = 50000 \text{ kW}$$

$$\eta_g = \text{effisiensi generator} = 97\%$$

$$P_f = \text{faktor tenaga, digunakan } 0,9$$

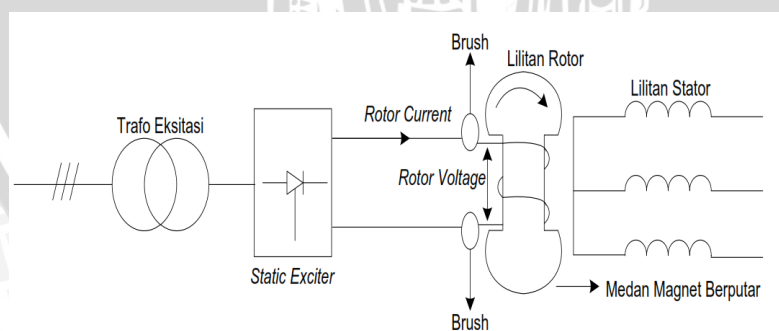
$$P_g = (P_t \cdot \eta_g) / P_f$$

$$= (50000 \cdot 0,97) / 0,9$$

$$= 53888,89 \text{ KVA.}$$

Untuk mengatur tegangan yang keluar dari generator agar dapat distabilkan maka perlu direncanakan pengatur tegangan (exciter), terdapat 2 jenis exciter yang biasanya digunakan untuk generator yaitu:

- Brush type exciters



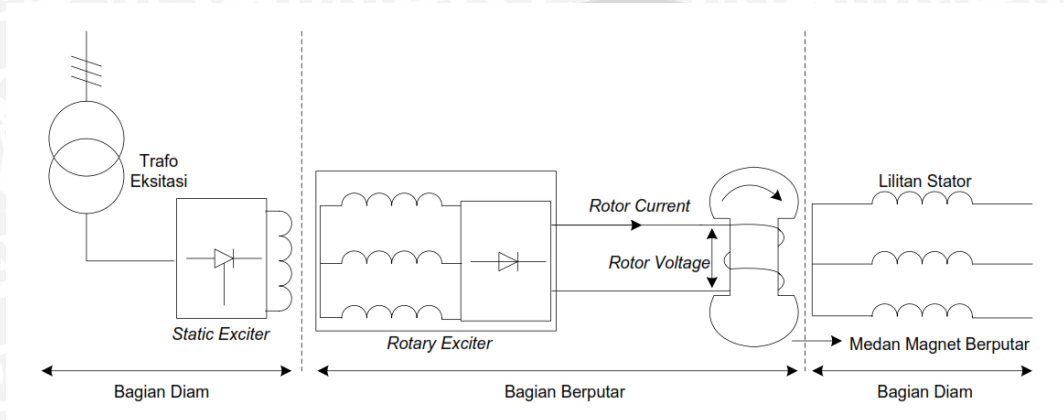
Gambar 4.36. Generator Brush Type Exciter

Keuntungan dengan menggunakan tipe Brush Excitation:

1. Arus penguat yang diatur tidak terlalu besar nilainya sehingga kerugian daya pada potensiometer tidak terlalu besar.

Kerugian dengan menggunakan sistem Brushless Excitation :

1. Biaya perawatan mahal karena pada system ini terdapat sikat, komutator dan slip ring.
 2. Saluran udara dan bus exciter atau kabel memerlukan pondasi sehingga dapat menambah biaya untuk pondasi.
 3. Sikat dapat menimbulkan loncatan api pada putaran tinggi.
- Brushless type exciter



Gambar 4.37. Generator Brushless type exciter

Keuntungan dengan menggunakan tipe Brushless Excitation:

1. Energi yang diperlukan untuk Eksitasi diperoleh dari poros utama (main shaft), sehingga keandalannya tinggi.
2. Biaya perawatan berkurang karena pada sistem Eksitasi tanpa sikat (brushless excitation) tidak terdapat sikat, komutator dan slip ring.
3. Pada sistem Eksitasi tanpa sikat (brushless excitation) tidak terjadi kerusakan isolasi karena melekatnya debu karbon pada farnish akibat sikat arang.
4. Mengurangi kerusakan (trouble) akibat udara buruk (bad atmosphere) sebab semua peralatan ditempatkan pada ruang tertutup.
5. Selama operasi tidak diperlukan pengganti sikat, sehingga meningkatkan keandalan operasi dapat berlangsung terus pada waktu yang lama.
6. Pemutus medan generator (Generator field breaker), field generator dan bus exciter atau kabel tidak diperlukan lagi.
7. Biaya pondasi berkurang, sebab saluran udara dan bus exciter atau kabel tidak memerlukan pondasi.

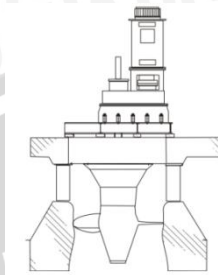
Kerugian dengan menggunakan sistem Brushless Excitation :

1. Desain nya rumit, karena menggunakan Permanent Magnet Generator

Untuk PLTA mini brushless type lebih direkomendasikan karena mempunyai banyak keuntungan dan mudah penggunaannya.

4.2.4.6.2. Peningkat Kecepatan (Speed Increaser)

Peningkat kecepatan dibutuhkan untuk PLTA dengan tinggi jatuh sedang untuk meningkatkan kecepatan turbin agar daya yang dibangkitkan menjadi maksimal, peningkat kecepatan didesain dengan tipe parallel shaft with helical gear dengan desain mengacu pada standar internasional (AGMA 2001, B88 atau DIN3990).



Gambar 4.38. Desain Tipikal Parralel Shaft Speed Increaser (Penche,2004)

4.2.4.6.3. Pengatur Kecepatan (Governor)

Pengatur kecepatan dibutuhkan untuk pengaturan kecepatan pada turbin dengan mengatur guide vane sehingga didapatkan kecepatan yang masih diijinkan oleh turbin untuk beroperasi, pengatur kecepatan memiliki tiga jenis tipe yakni: hidro – mekanik, mekanik – elektrik dan hidro – elektrik. Dalam studi ini direncanakan pengatur kecepatan menggunakan sistem hidro – elektrik dengan pertimbangan bahwa sistem ini telah sering dipergunakan dalam sistem PLTA.

4.2.4.6.4. Transformer (Travo)

Transformer direncanakan dengan desain yang biasa diterapkan pada lapangan sesuai dengan standar nasional atau standar PLN, dalam studi ini tidak membahas perencanaan transformer secara teknis.

4.2.4.6.5. Peralatan Pengatur Kelistrikan (Switchgear Equipment)

Switchgear merupakan kombinasi antara saklar pemutus, fuse dan pemutus aliran (circuit breaker). Switchgear difungsikan untuk melindungi generator dan transformator utama dari bahaya kelebihan kapasitas (overcapacity).

Dalam studi ini tidak direncanakan adanya switchgear dikarenakan sistem distribusi listrik menggunakan sistem central grid sehingga langsung akan disambungkan ke switchgear milik PLN.

4.2.4.6.6. Aksesoris Pelengkap (Auxiliary Equipment)

Dalam studi ini aksesoris atau pelengkap kelistrikan meliputi:

1. Genset minyak

untuk keperluan mendadak atau tiba tiba seandainya dibutuhkan energi cadangan pada PLTA minihidro.

2. Peralatan pemadam kebakaran (exhaust extinguisher)
Untuk keperluan bahaya sewaktu waktu jika terjadi kebakaran.
3. Peralatan angkat
Untuk keperluan perawatan turbin dan generator.
4. Baterai penyimpanan (Battery Supply)
Digunakan untuk penyimpanan listrik dan digunakan sebagai cadangan energi bila PLTA minihidro dan genset padam.
5. Pompa air
Digunakan untuk pengurasan jika terjadi kebocoran pada rumah pembangkit dan pengurasan air draft tube.
6. Pengukur muka air (meter gauge)
Digunakan untuk pengukuran muka air pada saluran tailrace hal ini bertujuan untuk memantau elevasi tail water level.

4.2.4.7. Perencanaan Saluran Pembuang (*Tailrace Cannal*)

Saluran pembuang berfungsi untuk membuang aliran setelah melewati turbin menuju sungai. Dalam studi ini aliran dari turbin akan dikembalikan ke sungai Baliem dengan saluran terbuka. Jumlah saluran pembuang adalah 10 buah karena jumlah pembangkitannya dibagi menjadi 10 bagian. Diujung saluran pembuang akan direncanakan ambang sebagai kontrol elevasi muka air (TWL). Dalam 1 buah saluran pembuang digunakan data teknis sebagai berikut:

Jumlah <i>tailrace</i>	= 10 buah
Debit desain	= $79,290 / 10$ = $7,929 \text{ m}^3/\text{det}$
Elevasi TWL	= 1325 (direncanakan)
Lebar saluran	= 4 m (direncanakan)
Bentuk saluran	= persegi

Aliran air dari saluran pembuang akan dialirkan melalui ambang pada ujung saluran dengan data perencanaan:

Bentuk ambang	= ogee tipe I
Lebar ambang (B)	= 4 m
Tinggi ambang (P)	= 2 m (direncanakan)
Koefisien debit (C)	= $1,7 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$ (diasumsikan untuk aliran tenggelam)

Analisa tinggi muka air pada ambang dipergunakan untuk merencanakan elevasi dasar saluran pembuang. Berikut ini adalah analisa tinggi muka air pada ambang:

$$Q = C.B.He^{3/2}$$

$$He = (Q / C.B)^{2/3}$$

$$= (7,929 / (1,7.4,0))^{2/3}$$

$$= 1,108 \text{ m}$$

Karena kondisi aliran diatas ambang adalah sub kritis maka $He = Hd$. Maka tinggi muka air di atas ambang adalah $Hd = 1,108 \text{ m}$. Berikut ini adalah analisa elevasi dasar saluran pembuang:

$$\begin{aligned} \text{Elevasi dasar saluran} &= \text{Elevasi TWL} - Hd - P \\ &= 1325 - 1,108 - 2 \\ &= 1321,892 \\ \text{Elevasi puncak ambang} &= \text{Elevasi dasar saluran} + P \\ &= 1323,892 \end{aligned}$$

Tabel 4.37. Profil Aliran Diatas Ambang

Elv MA	Hd (m)	Q (m ³ /det)
1323,99	0,1	0,215
1324,09	0,2	0,608
1324,19	0,3	1,117
1324,29	0,4	1,720
1324,39	0,5	2,404
1324,49	0,6	3,160
1324,59	0,7	3,983
1324,69	0,8	4,866
1324,79	0,9	5,806
1324,89	1,0	6,800
1324,99	1,1	7,845
1325,09	1,2	8,939
1325,19	1,3	10,079

Sumber : Perhitungan

4.3. Analisa Pembangkitan Energi

Analisa pembangkitan energi dihitung berdasarkan alternatif debit desain yang dipergunakan pada pembahasan sebelumnya, data teknis yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

Data operasional

$$\begin{aligned} \text{Debit desain} &= 79,290 \text{ m}^3/\text{dt} \\ \text{Jumlah turbin} &= 10 \text{ buah turbin} \\ \text{Debit 1 turbin} &= 7,929 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Effisiensi turbin	= 93%
Effisiensi generator	= 97%
Sistem operasi	= <i>central grid</i>

Data bangunan

Elv. pusat turbin	= 1320,114
Elv. <i>tailrace</i>	= 1321,892
Elv. ambang <i>tailrace</i>	= 1323,892
<i>Headloss</i> total	= 20,451 m
Head efektif	= 140,75 m

Beberapa asumsi atau aturan operasi yang dipergunakan dalam analisa pembangkitan energi adalah sebagai berikut:

1. Sistem PLTA tidak memiliki tampungan andalan.
2. Operasi dilakukan selama 24jam tanpa memperhatikan operasi *peakload* dan *baseload*
3. Jumlah hari operasi pembangkitan memperhatikan faktor hidrologi.
4. Pembangkitan energi tahunan dihitung berdasarkan tiap alternatif debit desain

Berdasarkan analisa pada pembahasan sebelumnya didapatkan nilai debit alternatif, elevasi tail water level dan tinggi jatuh masing-masing debit alternatif, yaitu:

Tabel 4.38. Tinggi Jatuh Efektif Berdasarkan Alternatif Debit

Alternatif	Debit Operasi (m ³ /dt)	Elv MA Forebay (m)	Elv TWL (m)	Net Head (m)
1	79,290	1486,2	1325,00	140,75
2	55,503	1486,2	1324,77	150,07

Sumber: Perhitungan

Sehingga daya yang dapat dihasilkan berdasarkan debit desain adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= 9,8 \times H \times Q \times \eta_g \times \eta_t \\
 &= 9,8 \times 140,75 \times 79,290 \times 0,97 \times 0,93 \\
 &= 98658,86 \text{ kW}
 \end{aligned}$$

Energi yang dihasilkan dalam satu hari adalah:

$$\begin{aligned}
 E &= 9,8 \times H \times Q \times \eta_g \times \eta_t \times 24 \text{ jam} \\
 E &= 9,8 \times 140,75 \times 79,290 \times 0,97 \times 0,93 \times 24 \\
 E &= 2367812,63 \text{ kWh}
 \end{aligned}$$

Energi yang dihasilkan PLTA setiap satu hari operasi ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.39. Hasil Pembangkitan Energi Harian Tiap Alternatif

Alternatif	Debit Operasi	Jumlah Turbin	Eff	Net Head	Lama Operasi	Daya	Energi Harian
	(m ³ /dt)	(buah)	(%)	(m)	(jam)	(kW)	(kWh)
1	79,29	10	90,21	140,75	24	98658,86	2367812,63
2	55,503	10	90,21	150,07	24	73638,30	1767319,21

Sumber: Perhitungan

Dari analisa tersebut dapat ditentukan kapasitas terpasang (*installed capacity*) untuk tiap alternatif, analisa kapasitas terpasang untuk tiap alternatif ditabelkan sebagai berikut:

Tabel 4.40. Analisa Kapasitas Terpasang Berdasarkan Tiap Alternatif

Alternatif	Rated Capacity	Installed Capacity
	(kW)	
1	98658,86	10 x 10000 kW
2	73638,30	10 x 7500 kW

Sumber: Perhitungan

Sehingga pembangkitan energi yang diperoleh dalam waktu satu tahun (*annual generation*) berdasarkan masing-masing alternatif adalah sebagai berikut:

Tabel 4.41. Hasil Pembangkitan Energi Tahunan (*Annual Generation*)

Alternatif	Unit Turbin	Debit Desain	Daya	Energi Tahunan
	(Unit)	(m ³ /dt)	(kW)	(MWh)
1	10	79,29	98658,86	864251,61
2	10	55,503	73638,30	645071,51

Sumber: Perhitungan

