

**PERENCANAAN PEMBANGKIT LISTRIK TENAGA MIKROHIDRO (PLTMH)**  
**KARANGTALUN, KABUPATEN TEMANGGUNG**  
*(Design of Karangtalun Micro Hydro Power Plant in Temanggung District)*

**Rahmat Ramadhany Aprilianto., Achmad Fungkas.**  
Sri Eko Wahyuni <sup>\*)</sup>, Suharyanto <sup>\*)</sup>

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro  
Jl. Prof Soedarto, Tembalang, Semarang. 50239,  
Telp.: (024)7474770, Fax.: (024)7460060

**ABSTRAK**

Umumnya didaerah pedesaan terpencil khususnya di daerah Karangtalun Kabupaten Temanggung, sulit di jangkau aliran listrik oleh PLN tetapi mempunyai potensi energi air sungai yang besar, sehingga dapat dimanfaatkan untuk pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Mikrohidro (PLTMH) agar kebutuhan listrik di pedesaan dapat di penuhi dengan merata oleh penduduk sehingga tidak ada masyarakat yang belum dapat merasakan listrik di tempat mereka tinggal di era modern ini.

Pada daerah Sungai Logung yang terletak di perbatasan antara Kabupaten Kendal dan Kabupaten Temanggung, memiliki potensi air (Q) sebesar 1,30 m<sup>3</sup>/det dengan tinggi terjun sebesar 15 m. Maka dapat menghasilkan daya untuk turbin sebesar 137,85 Kw dengan jenis Turbin *cross flow* yang sanggup untuk mengaliri listrik di daerah Karangtalun sebanyak 153 rumah. Biaya yang dikeluarkan untuk pembangunan Pembangkit Listrik Tenaga Mikrohidro (PLTMH) Karangtalun sebesar Rp. 11.859.530.000,00 dengan pekerjaan pembangunan selama 91 minggu.

Kata kunci : Karangtalun, Sungai Logung, PLTMH

**ABSTRACT**

*Generally in remote rural areas, especially in the Temanggung regency Karangtalun are difficult to reach PLN's electrical supply but have the potential for huge energy of river water, then it can be utilized by the construction of Pembangkit Listrik Tenaga Mikrohidro (PLTMH) for rural electricity needs can be fulfilled with the population evenly so that no society can not feel the electricity in the place they live in this modern era.*

*In areas that are Logung river on the border between Kendal and Temanggung regency that have the potential of water (Q) of 1,30 m<sup>3</sup>/sec with a 15 m high waterfall. Then it can generate power for the turbine at 137,85 Kw with the type of cross flow turbine capable to power in the Karangtalun as many as 153 homes. The costs incurred for the development of Pembangkit Listrik Tenaga Mikrohidro (PLTMH) Karangtalun Rp. 11.859.530.000,00 with construction work for 91 weeks.*

*Keywords : Karangtalun, Logung river, PLTMH*

## PENDAHULUAN

Permasalahan yang ada saat ini adalah terbatasnya suplai tenaga listrik yang mengakibatkan krisis energi tenaga listrik. Daerah-daerah terpencil dan pedesaan umumnya tidak terjangkau jaringan listrik. Dalam kondisi dinamika, solusi yang memadai adalah dengan menyediakan pembangkit listrik setempat seperti generator (genset) yang menggunakan bahan bakar minyak (BBM). Solusi lainnya adalah menggunakan sumber energi lain yang berasal dari air, angin dan cahaya matahari.

PLTMH (Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro) adalah istilah yang digunakan untuk instalasi pembangkit listrik yang menggunakan energy air. Kondisi air yang bisa dimanfaatkan sebagai sumber daya (*resources*) penghasil listrik adalah memiliki kapasitas aliran dan ketinggian tertentu dari instalasi. Semakin besar kapasitas aliran maupun ketinggiannya dari instalasi maka semakin besar energi yang bisa dimanfaatkan untuk menghasilkan energi listrik.

Dengan melihat keadaan daerah Karangtalun Kabupaten Kendal yang berbatasan dengan kabupaten Temanggung yang belum terjangkau jaringan listrik, merupakan alasan mendasar untuk memberdayakan potensi air sungai Logung menjadi sumber pembangkit tenaga listrik yang diharapkan dapat membantu masyarakat Karangtalun,

Sungai Logung selama ini belum dapat dimanfaatkan secara maksimal, salah satu potensi di sisi kiri Sungai Logung sehingga dapat di manfaatkan debit airnya yang melimpah untuk PLTMH, mengubah debit air menjadi tenaga listrik. Agar tidak mengganggu kebutuhan air yang lain direncanakan pembuatan bendung baru di sebelah hulu Sungai Logung.

Penelitian ini bertujuan untuk :

1. studi kelayakan sipil pembangunan pembangkit tenaga listrik mikrohidro (PLTMH) ini dimaksudkan untuk meyakinkan kepada berbagai pihak, bahwa secara teknik sipil program pembangunan piko/mikrohidro yang akan dilaksanakan layak dan sesuai untuk mendukung pembangunan pembangkit tenaga listrik mikrohidro.
2. (PLTMH) dan dapat berjalan dengan baik. Maksud dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan PLTMH sampai dengan penyusunan Rencana dan Syarat-syarat (RKS).

## TINJAUAN PUSTAKA

Kebutuhan listrik pada saat ini kian meningkat, berbagai upaya terus dilakukan baik mencari potensi baru atau pun dengan mengembangkan teknologinya. Selain kebutuhan listrik meningkat, juga terdapat daerah yang kondisi geografisnya tidak memungkinkan jaringan listrik untuk konsumen. Sehubungan dengan permasalahan tersebut maka dilakukan suatu upaya untuk menyuplai kebutuhan energi listrik dengan memanfaatkan kondisi dan potensi yang ada pada daerah tersebut. Misalkan pada suatu daerah yang memiliki potensi air yang *head*nya mencukupi untuk dibuat pembangkit listrik, maka di daerah tersebut dapat dipasang pembangkit tenaga listrik yang menyesuaikan dengan besar kecilnya *head* yang tersedia. Atau potensi – potensi alam yang lain yang memungkinkan untuk dibangunnya pembangkit tenaga listrik.

Dengan keadaan geografis daerah – daerah di Indonesia yang memiliki potensi air dengan *head* yang memadai untuk pembangkit yang berskala kecil, maka dengan kondisi tersebut banyak dikembangkan teknologi pembangkit – pembangkit listrik berskala kecil. Teknologi PLTMH ini terus dikembangkan baik dari segi peralatannya maupun dari segi efisiensinya. PLTMH dibuat tergantung dari besar kecilnya *head* air yang ada dan berapa besar energi listrik yang dihasilkan. Untuk PLTMH, kapasitas daya energi listrik yang dihasilkan di bawah 1000 kw.

Beberapa teori yang akan digunakan dalam analisis dan perhitungan perencanaan bendungan antara lain :

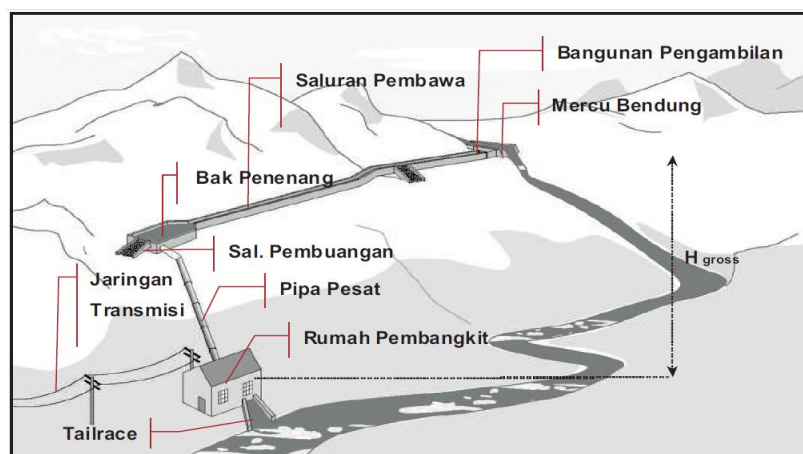
- Analisis hidrologi, meliputi perhitungan curah hujan rata – rata, perhitungan curah hujan rencana, perhitungan intensitas hujan, perhitungan debit banjir sungai dan debit andalan.
- Analisa hidrolika yang ditinjau meliputi dari analisis sungai sebelum bendung, bendung, *Intake*, *sand trap*, *spillway*, *head race*, *penstock*, turbin, *tail race*.
- Stabilitas pada tubuh bendung dari pengaruh gaya – gaya luar struktur maupun dari pengaruh struktur itu sendiri.

### SISTEM PLTMH

Sebuah PLTMH adalah sebuah sistem pembangkit listrik yang memanfaatkan tenaga air sebagai sumber primernya dan memiliki komponen-komponen paling tidak adalah sebagai berikut:

1. Bangunan dan bendung serta perlengkapannya.
2. Bangunan pengendap pertama serta perlengkapannya.
3. Saluran pembawa serta perlengkapannya.
4. Bangunan pengendap kedua serta perlengkapannya.
5. Rumah turbin ( *Power House* ).
6. Turbin air dan sistem transmisi mekaniknya.
7. Kontrol beban dan atau kontrol turbin serta variasinya.
8. Generator Listrik.
9. Sistem jaringan dan distribusi listrik dan.

Jenis turbin tidak dibatasi, namun penggunaan kincir air serta pemanfaatan energi air tanpa tekanan tidak dimasukkan dalam definisi sistem PLTMH. Instalasi di dalam rumah tidak dimasukkan sebagai komponen peralatan PLTMH.



Gambar 1. Sistem PLTMH

## KLASIFIKASI PLTA

Penentuan kapasitas daya merupakan langkah setelah mengetahui debit pengambilan, selanjutnya dalam perencanaan stasiun pembangkit yang bertujuan agar unit yang direncanakan menghasilkan energi yang sesuai dengan karakter debit dan sifat beban, agar dapat melayani kebutuhan masyarakat secara optimal.

Berdasarkan besarnya kapasitas yang dihasilkan dari pembangkit tenaga listrik, pada umumnya dapat di klasifikasikan sebagai berikut (Patty, 1995) :

- PLTA besar > 10000 kW
- PLTA kecil 1000 - 10000 kW
- PLTA mini 100 - 999 kW
- PLTA mikro < 100 kW

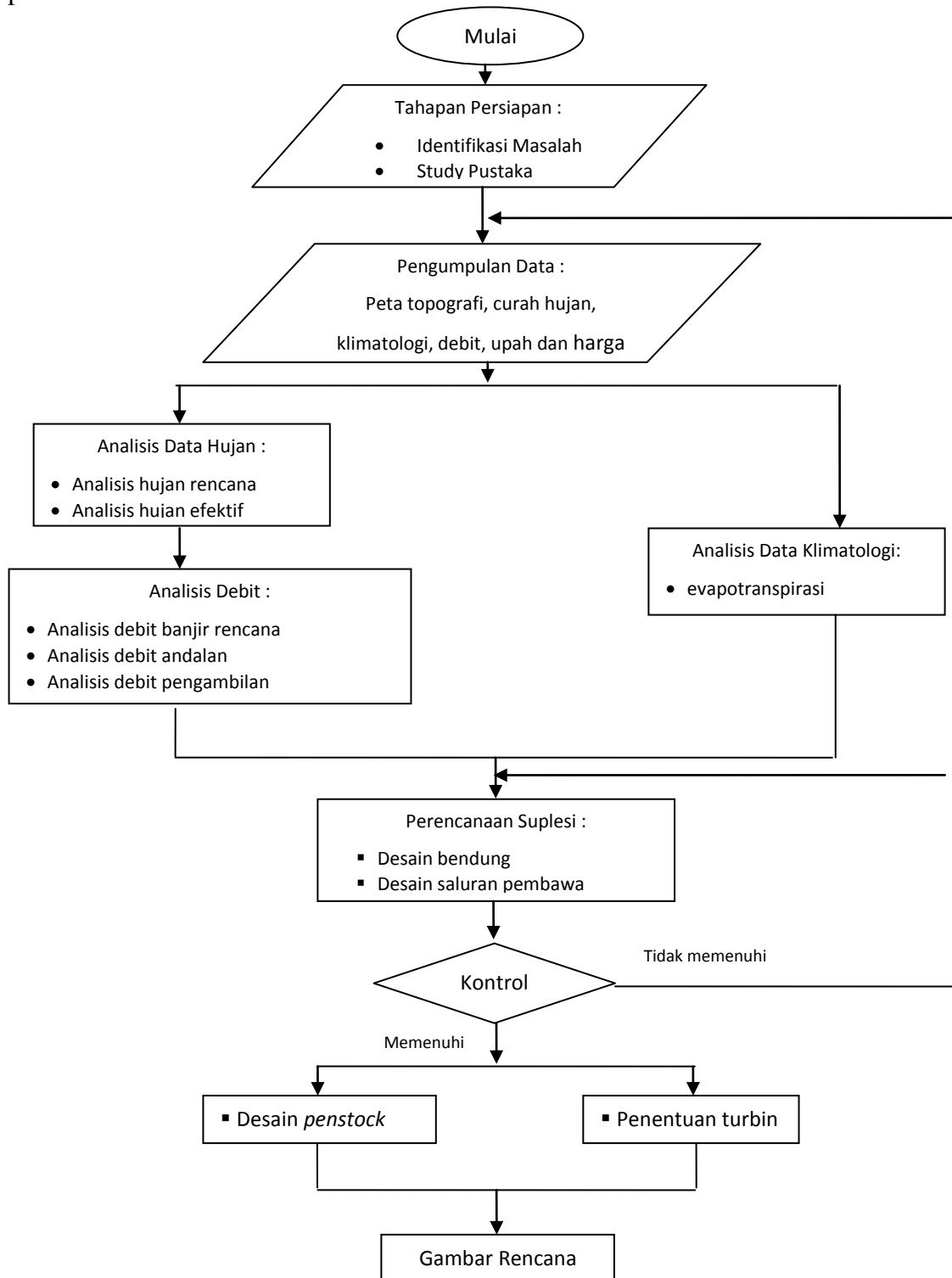
Tinggi jatuh efektif dapat diperoleh dengan mengurangi tinggi jatuh total (dari permukaan air pada pengambilan sampai permukaan air saluran bawah) dengan kehilangan tinggi pada saluran air (Arismunandar dan Kuwahara, 1991). Tinggi jatuh penuh (*Full head*) adalah tinggi air yang bekerja efektif pada turbin yang sedang berjalan. Untuk jenis saluran air, bila diketahui permukaan air pada bangunan pengambilan dan saluran bawah serta debit air, maka tinggi jatuh efektif kemudian dapat ditentukan, dengan dasar pertimbangan ekonomis.

Berdasarkan Karakteristik umum pembangkit air berdasarkan tinggi ( *head* ), dikelompokkan sebagai berikut :

No	Karakteristik	<i>Low Head</i> H < 15 m	<i>Medium Head</i> 15 m < H < 50 m	<i>High Head</i> H > 50 m
1.	Kondisi topografi	Dataran rendah	Di pegunungan – daerah pegunungan	Daerah pegunungan
2.	Data umum yang dipakai untuk study awal	Sebagian besar menggunakan data hidrologi	Kombinasi	Harus ditambah dengan data meteorologi
3.	Peran debit didalam menentukan muka air yang melalui turbin	Besar	Sedang	Kecil
4.	Bangunan yang diperlukan untuk menaikkan muka air hulu dari dasar sungai	Bendung, bendung gerak	Bendungan	Bendungan besar
5.	Karakteristik tampungan	Kolam harian/ kolamminggwaan	Kolam mingguan ( waduk kecil)	Waduk tampungan diatas 1 tahun
6.	Karakteristik ekonomi	Biaya produksi tinggi	Biaya produksi sedang	Biaya produksi rendah

## METODOLOGI PLTMH

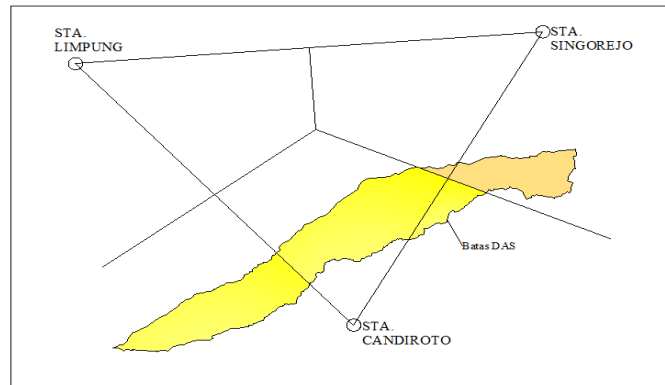
Secara umum metodologi ini di bagi dalam beberapa tahapan, mulai dari tahapan perencanaan PLTMH.



Gambar 2. Diagram alir metodologi PLTMH

## ANALISIS HIDROLOGI

Data peta GIS mendapat koordinat atau lokasi dari stasiun hujan yang akan kita tinjau, sehingga didapat luas pengaruh stasiun hujan terhadap luas DAS. Peta luas DAS berdasar pengaruh stasiun hujan pada Gambar 3.



**Gambar 3. Peta Luas DAS berdasar Pengaruh Stasiun Hujan (Autodesk Land Desktop)**

Pada Gambar 3 stasiun Limpung tidak daerah aliran sungai ( *areal rainfall* ) terhadap Das Sungai Logung, sehingga untuk analisis curah hujan digunakan metode rata – rata aljabar.

### **Analisis Curah Hujan dengan Metode Rata – Rata Aljabar**

Besarnya curah hujan maksimum harian rata-rata DAS yang dihitung dengan Metode *Rata – Rata Aljabar*. Perhitungan hujan maksimum harian rata – rata bisa dilihat pada Tabel 1.

**Tabel 1. Curah Hujan Maksimum Harian Rata-rata DAS dengan Metode Rata – Rata Aljabar**

No	Tahun	Tanggal	Stasiun Pencatat Hujan		Hujan harian rata-rata (mm)	Hujan mak. harian rata-rata (mm)
			Sta.Singorejo	Sta. Candirototo		
1	2001	17/11/2001	56	<b>41,04</b>	38,26	<b>48,52</b>
2	2002	29/03/2002	100	61	80,50	<b>80,50</b>
		11/01/2002	7	96	51,50	
3	2003	07/04/2003	90	0	45,00	<b>74,00</b>
		05/02/2003	36	112	74,00	
4	2004	21/02/2004	63	31	47,00	<b>56,50</b>
		25/12/2004	0	113	56,50	
5	2005	08/03/2005	142	10	76,00	<b>98,00</b>
		24/10/2004	0	196	98,00	
6	2006	27/01/2006	145	0	72,50	<b>93,00</b>
		14/12/2006	3	183	93,00	
7	2007	12/10/2007	49	<b>35,91</b>	33,48	<b>42,45</b>
8	2008	05/01/2008	215	56	135,50	<b>135,50</b>
		25/01/2008	0	122	61,00	
9	2009	13/01/2009	115	11	63,00	<b>73,00</b>
		31/01/2009	37	109	73,00	
10	2010	19/02/2010	213	0	106,50	<b>106,50</b>
		09/06/2010	0	115	57,50	
11	2011	04/02/2011	294	12	153,00	<b>153,00</b>
		27/03/2011	17	82	49,50	

### Parameter Statistik

Parameter statistik merupakan perhitungan untuk mencari nilai rata-rata ( $\bar{X}$ ), standar deviasi ( $S_d$ ), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan (Cs) dan koefisien *kurtosis* (Ck). Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 2.

**Tabel 2. Perhitungan Dispersi Curah Hujan Rata-Rata Sungai Logung**

No.	Tahun	R rencana ( $X_i$ )	$(X_i - X_{rt})$	$(X_i - X_{rt})^2$	$(X_i - X_{rt})^3$	$(X_i - X_{rt})^4$
1	2001	48,52	-38,84	1508,65	-58598,10	2276030,51
2	2002	80,50	-6,86	47,08	-323,02	2216,37
3	2003	74,00	-13,36	178,53	-2385,35	31871,54
4	2004	56,50	-30,86	952,42	-29393,09	907110,92
5	2005	98,00	10,64	113,18	1204,09	12809,85
6	2006	93,00	5,64	31,79	179,28	1010,87
7	2007	42,45	-44,91	2016,58	-90557,37	4066602,33
8	2008	135,50	48,14	2317,33	111553,03	5370010,92
9	2009	73,00	-14,36	206,25	-2962,01	42538,54
10	2010	106,50	19,14	366,29	7010,24	134166,49
11	2011	153,00	65,64	4308,43	282799,52	18562575,15
Jumlah		<b>960,97</b>	0,000E+00	1,205E+04	2,185E+05	3,141E+07
$X_{rt}$		87,36				
Sd		34,71				
Cv		0,40				
Cs		0,08				
Ck		3,64				
MAX		153,00				
MIN		42,45				

### Kecocokan Sebaran

Dari perhitungan koefisien Skewness dan koefisien Kurtosis di atas sebaran Normal sudah kelihatan bahwa mendekati syarat jenis sebarannya, maka untuk lebih menyakinkan dilakukan uji dengan *Chi-Kuadrat* dan *Smirnov Kolmogorov*.

**Tabel 3. Rekapitulasi Hasil Analisa Parameter Statistik**

Rekapitulasi Hasil Analisa Frekuensi					
No	Jenis Sebaran	Syarat	Hasil Perhitungan		Keterangan
1	Normal	$C_s \approx 0$	$C_s =$	0,08	Mendekati
		$C_k \approx 3$	$C_k =$	3,64	
2	Gumbel Tipe I	$C_s \approx 1,14$	$C_s =$	0,08	
		$C_k \approx 5,4002$	$C_k =$	3,64	
3	Log Normal	$C_s = 1.1396$	$C_s =$	-0,004	
		$C_k = 2.150$	$C_k =$	2,175	
4	Log Pearson III	$C_s \neq 0$	$C_s =$	-0,004	
		$C_v = 0.3$	$C_v =$	0,092	

## 1. Uji Kecocokan dengan *Chi-Kuadrat*

$$\begin{aligned}
 G &= 1+3,22\text{Log } n \\
 &= 1+3,22\text{Log } 11 \\
 &= 4,45 \text{ diambil } 5 \text{ kel} \\
 Dk &= G - 2 - 1 \\
 &= 5 - 3 = 2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta X &= \frac{X_{\max} - X_{\min}}{G} \\
 \Delta X &= \frac{168,50 - 64,50}{5} = 23,90 \\
 X_{\text{awal}} &= X_{\min} - \frac{1}{2} \times \Delta x \\
 &= 33,48 - \frac{1}{2} \times 23,32 = 21,52
 \end{aligned}$$

Hasil dari pengujian chi kuadrat dapat dilihat pada Tabel 4.

**Tabel 4. Pengujian *Chi Kuadrat***

No	Probabilitas	Of	Ef	f2=((Of-Ef)²)/Ef
1	31,400 < P < 53,509	2	2,0	0,0000
2	53,509 < P < 75,618	3	3,0	0,0000
3	75,618 < P < 97,727	2	2,0	0,0000
4	97,727 < P < 119,836	2	2,0	0,0000
5	119,836 < P < 164,066	2	2,0	0,0000
<b>Jumlah</b>		<b>11</b>	<b>11</b>	<b>0,0000</b>

Derajat kepercayaan diambil 0,05 dan Dk = 2. Maka diambil nilai  $\chi^2_{\text{cr}} = 5,991$  (tabel III-7 Soewarno). Karena  $\chi^2_{\text{h}} < \chi^2_{\text{cr}}$ , sehingga metode Normal memenuhi syarat.

## 2. Uji Kecocokan dengan *Smirnov-Kolmogorov*

Hasil dari pengujian *Smirnov-Kolmogorof* dapat dilihat pada Tabel 5.

**Tabel 5. Hasil Pengujian *Smirnov-Kolmogorof***

Rmax	m	P ( X )	P ( x < )	(Xi - Xrt)/S	P (X)	P ( x < )	D
1	2	3=m/(n+1)	4 = 1 - 3	5	6=m / (n-1)	7 = 1 - 6	8 = 4 - 7
42,45	1	0,083	0,917	-1,294	0,100	0,900	0,017
48,52	2	0,167	0,833	-1,119	0,200	0,800	0,033
56,50	3	0,250	0,750	-0,889	0,300	0,700	0,050
73,00	4	0,333	0,667	-0,414	0,400	0,600	0,067
74,00	5	0,417	0,583	-0,385	0,500	0,500	0,083
80,50	6	0,500	0,500	-0,198	0,600	0,400	0,100
93,00	7	0,583	0,417	0,162	0,700	0,300	0,117
98,00	8	0,667	0,333	0,307	0,800	0,200	0,133
106,50	9	0,750	0,250	0,551	0,900	0,100	0,150
135,50	10	0,833	0,167	1,387	1,000	0,000	0,167
153,00	11	0,917	0,083	1,891	1,100	-0,100	0,183
MAKSIMUM							0,183

Derajat kepercayaan 0,05 untuk n = 11 tahun dengan interpolasi didapat Do = 0,246 (Tabel 3.42 Soewarno). Sedangkan nilai D<sub>perhitungan</sub> = 0,183. Karena D<sub>perhitungan</sub> < Do, maka menurut pengujian dengan *Smirnov-Kolmogorof* di atas dapat diterima.



### Perhitungan Curah Hujan Rencana

Tujuan pengukuran curah hujan rencana adalah untuk mendapatkan curah hujan periode ulang tertentu yang akan digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Dari perhitungan parameter pemilihan distribusi curah hujan ,untuk menghitung curah hujan rencana digunakan metode Distribusi Normal.

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan metode Normal digunakan persamaan berikut :

$$X_t = X_{rt} + (K \cdot S)$$

**Tabel 6. Perhitungan Distribusi Normal Pada DAS Logung**

No	T (tahun)	X <sub>rt</sub> (mm)	S	k Normal	X <sub>t</sub> (mm)
1	2	87,361	34,708	0,00	87,361
2	5	87,361	34,708	0,84	116,516
3	10	87,361	34,708	1,28	131,788
4	20	87,361	34,708	1,64	144,283
5	50	87,361	34,708	2,05	158,513
6	100	87,361	34,708	2,33	168,231
7	200	87,361	34,708	2,58	176,908
8	1000	87,361	34,708	3,09	194,609

### Perhitungan Debit Banjir Rencana

Untuk mencari debit banjir rencana dapat digunakan beberapa metode *Harspers* , FSR Jawa Sumatra dan HSS Gama 1. hubungan empiris antara curah hujan dengan limpasan. Metode *Passing Capacity* digunakan sebagai pembanding. Hasil perhitungan debit banjir rencana yang dilakukan dengan beberapa metode seperti disajikan dalam Tabel 7 berikut ini :

**Tabel 7. Perbandingan Hasil Perhitungan Debit Banjir Rencana**

No.	Periode tahun	Harspers	FSR Jawa Sumatra	HSS Gama 1	<i>Passing Capacity</i>	
1	2	82,31		140,526		
2	5	109,78	99,842	208,876		
3	10	124,17	121,683	244,678	1m	12.097
4	20	135,94	146,643	273,971	2m	64.775
5	50	149,35	183,304	307,332	3m	173.895
6	100	158,51	216,845	<b>321,681</b>	4m	326.020

Berdasarkan pertimbangan keamanan serta ketidak pastian besarnya debit banjir yang terjadi di daerah tersebut, untuk desain PLTMH dipilih debit ( Q ) dengan periode ulang 100 tahun yang mendekati *Passing Capacity* , yaitu dengan metode *HSS Gama-I* sebesar **Q<sub>100</sub> 321,681 m<sup>3</sup>/dt.**

### Evapotranspirasi

Perhitungan evapotranspirasi menggunakan metode Blaney Criddle. Data terukur yang disajikan hanya letak Lintang, suhu udara dan angka koreksi ( c ).

✚ Contoh perhitungan evaporasi potensial ( januari 2007 )

$$\begin{aligned}
 LL &= 7^{\circ}243.487' \approx 7,25 \\
 LL &= 7,25 \rightarrow (\text{dari tabel didapat}), p = 0,28 \\
 T &= 24,8 \text{ }^{\circ}\text{C} \\
 Eto^* &= P \times ( 0,457 \times t + 8,13 ) \\
 &= 0,28 \times ( 0,457 \times 24,8 + 8,13 ) \\
 &= 4,878 \text{ mm/hr} \\
 Eto &= c \times Eto^* \\
 &= 0,8 \times 4,878 \\
 &= 3,90 \text{ mm/hr}
 \end{aligned}$$

**Tabel 8. Evapotranspirasi Karangtalun.**

No	Bulan	2007	2008	2009	2010	2011
		Eto (mm/bln)	Eto (mm/bln)	Eto (mm/bln)	Eto (mm/bln)	Eto (mm/bln)
1	Jan	105,84	106,82	111,68	106,57	106,82
2	Feb	101,74	100,15	101,97	100,38	100,15
3	Mar	100,54	100,43	100,77	99,86	99,64
4	Apr	89,61	89,41	91,63	89,21	89,41
5	Mei	92,39	92,60	95,10	92,18	92,39
6	Jun	89,21	88,80	90,16	87,39	87,60
7	Jul	90,72	88,22	92,60	88,85	90,93
8	Agt	97,08	93,37	97,08	93,80	94,02
9	Sep	99,19	98,28	99,19	98,96	99,64
10	Okt	95,55	97,95	97,08	96,21	95,11
11	Nov	106,82	109,49	106,57	106,82	105,84
12	Des	103,61	105,72	103,61	103,14	104,31

**Perhitungan Debit Andalan**

Debit andalan ditentukan berdasarkan perhitungan dengan metode F.J. Mock. Data-data yang diperlukan yaitu : rerata hujan daerah ( p ) dan hari hujan dari stasiun Singorejo dan Candiroto serta data klimatologi dari stasiun Kilmatologi Kota Kendal.

- Luas DAS = 89,320 km<sup>2</sup>
- Koefisien infiltrasi ( i ) = 0,2 ( 0 – 1,0 )
- Faktor resesi aliran tanah ( k ) = 0,8
- Penyimpanan awal ( *initial stroge* ) = 50 mm
- Kapasitas kelembapan (SMC) = 100 mm ( 50 – 250 mm)
- Kermukaan lahan terbuka (m) = 29 %

**Tabel 9. Contoh Perhitungan Debit andalan metode F.J Mock tahun 2007 ( Sta. Singorejo )**

No	Uraian	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Maret	April	Mei	Juni	Juli	Agust	Septe	Oktob	Nop	Des
<b>I Data Hujan</b>															
1	curah hujan (P)	Data	mm/bln	264	229	344	334	71	40	35	0	5	79	152	282
2	hari hujan (h)	Data	hari	17	17	22	23	4	5	3	0	1	5	9	23
<b>II Evapotranspirasi Terbatas (Et)</b>															
3	evapotranspirasi potensial (Eto)	Eto	mm/bln	120,964	116,278	116,008	104,546	107,788	104,076	105,844	112,014	122,076	117,600	122,076	118,406
4	permukaan lahan terbuka (m)	Hitungan	%	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29	29
5	(m/20) x (18-h)	Hitungan	-	0,015	0,015	-0,058	-0,073	0,203	0,189	0,218	0,261	0,247	0,189	0,131	-0,073
6	E = (Eto) x (m/20) x (18-h)	(3) x (5)	mm/bln	1,754	1,686	-6,728	-7,580	21,881	19,618	23,021	29,236	30,092	22,168	15,931	-8,584
7	Et = (Eto) - (E)	(3) - (6)	mm/bln	119,210	114,592	122,737	112,126	85,907	84,458	82,823	82,778	91,984	95,432	106,145	126,991
<b>III Keseimbangan Air</b>															
8	Ds= P - Et	(1) - (7)	mm/bln	144,790	114,408	221,263	221,874	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	45,855	155,009
9	kandungan air tanah		mm/bln	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	kapasitas kelembapan (SMC)	(SMC)	mm/bln	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
11	kelebihan air (WS)	(8) - (9)	mm/bln	144,790	114,408	221,263	221,874	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	45,855	155,009
<b>IV Aliran dan Penyimpanan Air Tanah</b>															
12	infiltrasi (I)	(11) x (i)	mm/bln	28,958	22,882	44,253	44,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	9,171	31,002
13	0,5 (1+k) In	Hitungan	-	26,062	20,593	39,827	39,937	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	8,254	27,902
14	K x V (n-1)	Hitungan	-	40,000	66,062	86,655	126,483	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	174,674
15	volume penyimpanan (Vn)	(13) + (14)	mm/bln	66,062	86,655	126,483	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	166,420	174,674	202,576
16	perubahan volumeair (DVn)	Vn - V (n-1)	mm/bln	16,062	20,593	39,827	39,937	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	8,254	27,902
17	aliran dasar (BF)	(12) - (16)	mm/bln	12,896	2,288	4,425	4,437	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,917	3,100
18	aliran langsung (DR)	(11) - (12)	mm/bln	115,832	91,526	177,011	177,499	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	36,684	124,007
19	aliran (R)	(17) + (18)	mm/bln	128,727	93,814	181,436	181,937	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	37,601	127,107
<b>V Debit Aliran Sungai</b>															
20	Debit Aliran Sungai	A x (19)	m <sup>3</sup> /dt	4,033	3,142	5,685	5,890	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,178	4,115

## Debit Pengambilan

Debit pengambilan diperoleh dari debit andalan rata-rata yang diurutkan besar ke kecil. Untuk menentukan besarnya debit pengambilan yang digunakan untuk perencanaan adalah 90 %. ( selama 10 % kekurangan air, 90 % kelebihan air ). Perhitungan debit pengambilan bisa dilihat pada Tabel 11.

**Tabel 10. Debit tahunan**

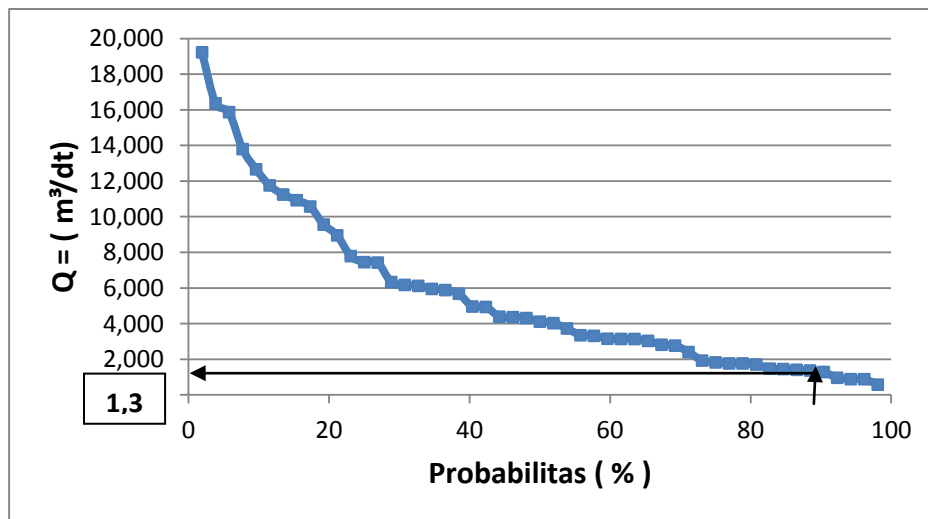
Bulan	Sta. Singorejo					Sta. Candirot			
	2007	2008	2009	2010	2011	2008	2009	2010	2011
Jan	4,033	18,347	0,208	8,981	10,696	2,807	2,705	2,928	1,976
Feb	3,142	20,135	3,735	20,944	35,031	11,611	1,910	2,584	3,440
Mar	5,685	13,852	9,572	15,193	7,667	8,013	6,017	7,305	7,246
Apr	5,890	12,490	4,081	7,074	7,175	15,111	2,236	2,854	5,183
Mei	0,000	5,908	1,783	13,074	3,120	3,976	1,179	1,789	4,347
Jun	0,000	0,452	0,803	5,930	1,715	2,301	0,358	0,365	2,150
Jul	0,000	0,000	0,000	1,652	1,328	0,000	0,000	0,129	0,448
Agst	0,000	1,675	0,000	1,365	1,684	1,984	0,000	0,569	0,814
Sep	0,000	0,575	1,984	1,057	2,159	2,256	1,563	2,490	1,267
Okt	0,000	4,000	6,725	0,874	2,371	4,790	2,012	7,766	4,272
Nov	1,178	11,987	7,826	19,347	3,352	7,143	4,423	5,989	3,357
Des	4,115	14,396	4,148	14,938	4,332	18,337	1,929	2,983	1,210

**Tabel 11. Garis masa debit rata – rata**

Debit Andalan Rata-Rata m <sup>3</sup> /dt				
2007	2008	2009	2010	2011
4,033	10,577	1,457	5,954	6,3359
3,142	15,873	2,822	11,764	19,2357
5,685	10,932	7,795	11,249	7,4566
5,890	13,801	3,159	4,964	6,1790
0,000	4,942	1,481	7,432	3,7333
0,000	1,377	0,581	3,147	1,9326
0,000	0,000	0,000	0,890	0,8881
0,000	1,830	0,000	0,967	1,2490
0,000	1,416	1,774	1,774	1,7130
0,000	4,395	4,368	4,320	3,3217
2,410	9,565	6,125	12,668	3,3545
4,115	16,366	3,039	8,960	2,7708

**Tabel 12. Durasi Aliran Sungai Logung**

No	Data Urut	P <sub>o</sub>	P <sub>dray</sub>	No	Data Urut	P <sub>o</sub>	P <sub>dray</sub>
1	0,581	0,019	98,0769	27	4,320	0,519	48,0769
2	0,888	0,038	96,1538	28	4,368	0,538	46,1538
3	0,890	0,058	94,2308	29	4,395	0,558	44,2308
4	0,967	0,077	92,3077	30	4,942	0,577	42,3077
5	1,249	0,096	90,3846	31	4,964	0,596	40,3846
6	1,377	0,115	88,4615	32	5,685	0,615	38,4615
7	1,416	0,135	86,5385	33	5,890	0,635	36,5385
8	1,457	0,154	84,6154	34	5,954	0,654	34,6154
9	1,481	0,173	82,6923	35	6,125	0,673	32,6923
10	1,713	0,192	80,7692	36	6,179	0,692	30,7692
11	1,774	0,212	78,8462	37	6,336	0,712	28,8462
12	1,774	0,231	76,9231	38	7,432	0,731	26,9231
13	1,830	0,250	75,0000	39	7,457	0,750	25,0000
14	1,933	0,269	73,0769	40	7,795	0,769	23,0769
15	2,410	0,288	71,1538	41	8,960	0,788	21,1538
16	2,771	0,308	69,2308	42	9,565	0,808	19,2308
17	2,822	0,327	67,3077	43	10,577	0,827	17,3077
18	3,039	0,346	65,3846	44	10,932	0,846	15,3846
19	3,142	0,365	63,4615	45	11,249	0,865	13,4615
20	3,147	0,385	61,5385	46	11,764	0,885	11,5385
21	3,159	0,404	59,6154	47	12,668	0,904	9,6154
22	3,322	0,423	57,6923	48	13,801	0,923	7,6923
23	3,354	0,442	55,7692	49	15,873	0,942	5,7692
24	3,733	0,462	53,8462	50	16,366	0,962	3,8462
25	4,033	0,481	51,9231	51	19,236	0,981	1,9231
26	4,115	0,500	50,0000				



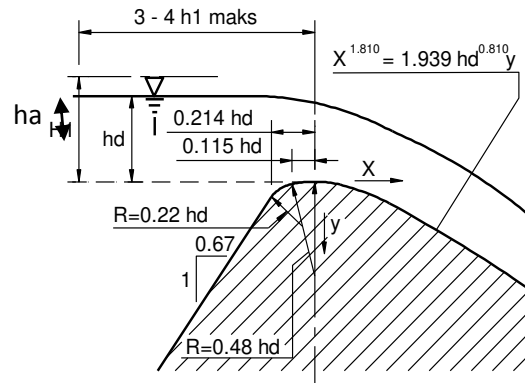
**Gambar 4. Grafik Debit Pengambilan**

- Dari grafik di atas didapat debit pengambilan sebesar 90 % adalah **1,30** m<sup>3</sup>/det.
- Sehingga debit desain PLTMH diambil sebesar **1,20** m<sup>3</sup>/det.

## PERENCANAAN STRUKTUR PLTMH

### Tinggi Muka Air Banjir Di Hulu Bendung Dan Mercu Bendung

Dalam merencanakan desain bendung menggunakan tipe bendung mercu *Ogee* dengan perencanaan penampang mercu seperti pada Gambar 5 :



**Gambar 5. Penampang Mercu Ogee**

Perhitungan tinggi energi di atas mercu menggunakan rumus debit bendung dengan mercu *Ogee* sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H_1^{3/2}$$

Di mana :

$$Q_{100} = \text{Debit (m}^3/\text{det)} = 321,681 \text{ m}^3/\text{det} \sim 321,7 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$P = \text{Tinggi bendung} = 3 \text{ m}$$

$$C_d = \text{Koefisien debit} = C_0 * C_1 * C_2$$

Nilai  $C_d = 1,3$  ( asumsi )

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B_e \cdot H_1^{3/2}$$

$$321,7 = 1,3 \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot 9,81 \cdot (35,04 - 0,22H_1) \cdot H_1^{3/2}$$

Dengan cara coba – coba diperoleh  $H_1 = 2,61 \text{ m}$ .

$$\begin{aligned} \text{Jadi lebar efektif bendung adalah : } B_e &= 35,04 - 0,22 * H_1 \\ B_e &= 35,04 - 0,22 * 2,61 \\ B_e &= 34,466 \text{ m} \approx 34,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Debit satuan (} Q_{100} \text{)} \rightarrow q_{100} &= \frac{q_{100}}{B_e} \\ &= \frac{321,7}{34,5} \\ &= 9,33 \text{ m}^3/\text{dtk} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi energi hulu (elevasi m.a. hulu)} &= \text{Elevasi mercu} + H_1 \\ &= + 214,5 + 2,61 \\ &= + 217,11 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi pembendungan (P)} &= 3 \text{ m} \end{aligned}$$

Tinggi tekanan total di atas mercu  $= H_1 + P$   
 $= 2,61 + 3$   
 $= 5,61 \text{ m}$

Kecepatan aliran  $V_a = \frac{q}{H_1 + P}$   
 $= \frac{9,33}{5,61}$   
 $= 1,66 \text{ m/s}$

Tinggi tekanan akibat pengaliran :  $h_a = \frac{V_a^2}{2 \cdot g}$   
 $= \frac{1,66^2}{2 \cdot 9,81}$   
 $= 0,14 \text{ m}$

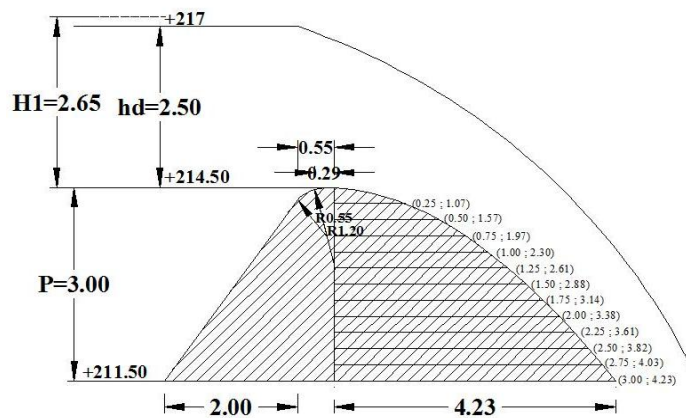
Nilai  $h_d = H_1 - h_a$   
 $= 2,61 - 0,14$   
 $= 2,5 \text{ m}$

Elevasi muka air di hulu bendung  $= \text{elevasi mercu bendung} + h_d$   
 $= +214.50 + 2,5$   
 $= +217$

Diasumsikan terdapat kehilangan tinggi tekanan sebesar 10 %, maka tinggi total efektif sebesar :  $H_e = 2,61 - 0,1 \cdot 0,14$   
 $= 2,6 \text{ m}$

Jadi di dapat nilai  $h_d = 2,5 \text{ m}$  dan nilai  $H_e = 2,6$

Elevasi muka air di hilir bendung  $= \text{elev.mercu bendung} + H_e - h_d$   
 $= +214.50 + 2,6 - 2,5$   
 $= +214.6$



**Gambar 6. Hasil Perhitungan Penampang Mercu Ogee**

## Menentukan Tipe Kolam Olak

Dalam perhitungan kolam olak ini direncanakan pada saat banjir dengan  $Q_{50}$ . Untuk mengecek apakah diperlukan kolam olak atau tidak maka perlu dicari nilai  $Fr$  (*Froude*).

$$\text{Rumus : } Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g * Y_1}}$$

(Dirjen Pengairan DPU, hal 56, 1986)

Di mana:

$Fr$  = bilangan *Froude*

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

$Z$  =  $\Delta H$  = Perbedaan muka air di hulu dan di hilir bendung.

$Z$  = Tinggi muka air banjir di hulu – tinggi muka air banjir di hilir.  
=  $(+217) - (+214.6) = 2,4 \text{ m}$

$$V_1 = \text{Pecepatan awal loncatan} = \sqrt{2g(0.5H_1 + Z)}$$
$$= \sqrt{2 * 9,81 * (0,5 * 2,61 + 2,4)} = 8,5 \text{ m/det.}$$

$$q = \text{Debit persatuan lebar } (Q = Q_{100}/B_e) \Rightarrow q = \frac{321,7}{34,5} = 9,4 \text{ m}^3/\text{dt m}$$

$$Y_1 = \text{Kedalaman air di awal loncatan} = \frac{q}{V_1} = \frac{Q}{(V_1 * B_e)}$$
$$= \frac{9,4}{8,5} = 1,11 \text{ m}$$

$$\text{➤ } Fr = \frac{8,5}{\sqrt{9,81 * 1,11}} = 2,6 \text{ m}$$

$$Y_2 = \text{kedalaman air diatas ambang ujung} = \frac{Y_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

$$Y_2 = \frac{1,11}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * 2,6^2} - 1 \right) = 3,6 \text{ m}$$

(KP 04 (Dirjen Pengairan DPU hal 106, 1986)):

Berdasarkan KP-04 (Dirjen Pengairan DPU hal 99 dan 105, 1986) kolam olak untuk bilangan *Froude*  $2,5 \leq Fr \leq 4,5$  disarankan menggunakan kolam dan dipakai tipe USBR IV.

## Kolam Olak USBR IV

Kolam olak dikembangkan untuk bangunan terjun dengan bilangan *Froude* antara  $2,5 \leq Fr \leq 4,5$  Dilengkapi dengan blok muka yang besar untuk memperkuat pusaran.

Perhitungan kolam olak USBR tipe IV

Dari perhitungan di depan, diketahui :

- Debit satuan ( $Q_{100}$ ) :  $q = Q_{100}/B_e = 321,7 / 34,5 = 9,4 \text{ m}^3/\text{dtm}$
- Kedalaman air di awal loncatan  $Y_1 = 1,11 \text{ m}$
- Kedalaman air diatas end sill  $Y_2 = 3,6 \text{ m}$



- Panjang kolam olak  $L = 5 ( Y_2 - Y_1 ) = 5 ( 3,6 - 1,1 ) = 12,5 \text{ m}$   
(Santosh Kumar Garg, hal 1045, 1981)

$$L = 2 Y_1 ( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 )$$

$$= 2 * 1,11 ( \sqrt{1 + 8 * 2,6^2} - 1 ) = 14,3 \text{ m}$$

(Dirjen Pengairan DPU hal 106, 1986):

Untuk keamanan maka panjang kolam olak diambil yang terpanjang yaitu 14,3 m  $\approx$  15 m

Tinggi blok muka / chute block =  $Y_1 = 1,11 \text{ m}$

Lebar blok muka / chute block  $W = 2 * Y_1 = 2 * 1,11 \text{ m} = 2,22 \text{ m} \approx 2,3 \text{ m}$

Jarak antar blok muka =  $1,5 * W = 1,5 * 2,3 = 3,45 \text{ m}$

Untuk end sill pada tipe kolam olak USBR IV dibuat menerus.

Tinggi end sill  $H_s = 0,2 * D_2$  (dimana  $D_2 = Y_2$ )  
 $= 0,2 * 3,6 = 0,72 \text{ m} \approx 1 \text{ m}$

Lebar atas end sill =  $0,2 * H_s = 0,2 * 1 = 0,2 \text{ m}$

Kemiringan endsil = 2 : 1 ( Larry W. Mays, hal 18.15, 1999 )

Kedalaman lantai kolam olak  $H$ , digunakan rumus kecepatan akibat tinggi jatuh

$$V_1 = \sqrt{2 * g * H}$$

$$8,5 = \sqrt{2 * 9,81 * H}$$

$$H = 3,7 \text{ m}$$

Ketinggian air dari dasar lantai kolam olak (  $T_w$  ) didapat dari gambar 5-4 dengan  $Fr = 2,6$

$$\frac{T_w}{d_1} = 3,43, \quad \frac{T_w}{1,11} = 3,43 \text{ di mana } d_1 = Y_1 \text{ maka } T_{w_{\min}} = 3,9 \text{ m}$$

$$\text{Syarat : } T_w \times 1,1 < Y_2 + n$$

$$3,9 \times 1,1 < 3,6 + 1$$

$$4,29 < 4,6 \dots\dots \text{kedalaman lantai dasar OK!!!}$$

### Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Pada perencanaan bendung PLTMH Karangtalun direncanakan *intake* sebelah kanan dengan pintu berlubang satu, lebar satu pintu tidak lebih dari 2,5 meter dan diletakkan di bagian hulu. Pengaliran melalui bawah pintu *intake*, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek, sehingga :

$$Q = \mu * a * b * \sqrt{2gz}$$

(Direktorat Jendral Pengairan, 1986 )

Di mana :

$$Q = \text{Debit disain (120 \% x 1,30 )} = 1,56 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$\mu = \text{Koefisien debit.}$$

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

$$z = \text{Kehilangan tinggi energy.}$$

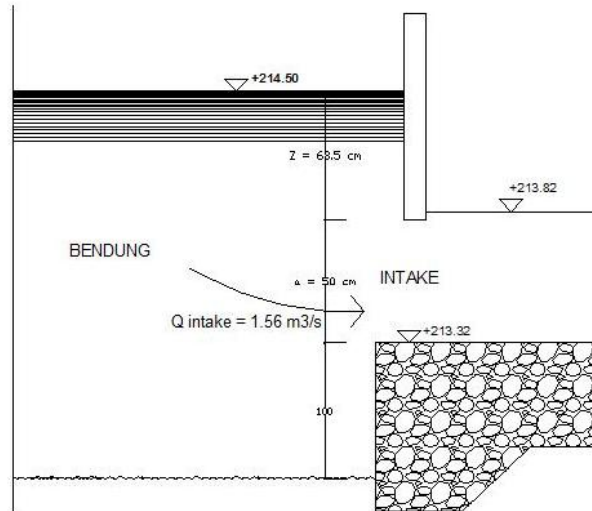
$$a = \text{Tinggi bukaan} = 0,5 \text{ m.}$$

$$b = \text{Lebar bukaan} = 1,0 \text{ m.}$$

$$1,56 = 0,85 * 0,5 * 1,0 * \sqrt{2 * 9,81 * z}$$

Dari hasil trial and error di dapat  $z = 0.685\text{m}$ .

Hasil dari perencanaan *Intake* sesuai dengan Gambar 7.



**Gambar 7. Tampak Samping Intake**

### Saluran Penguras (*Sand trap*)

Perencanaan *sand trap* meliputi panjang *sand trap* dan kemiringan *sand trap* saat operasional dan pengurasan.

#### Panjang *Sand trap*

Direncanakan sedimen yang masuk diameter  $200 \mu\text{m} = 0,2 \text{ mm}$  dan rencana kemiringan *sand trap*  $20^\circ$ . Di *plotting* terhadap grafik kecepatan alir sedimen arah  $y = 25 \text{ mm/s}$ .

$$L = \frac{Q}{w * B}$$

Di mana :

- L = Panjang Sand trap.
- Q = Debit desain.
- W = Kecepatan sedimen arah y.
- B = Lebar saluran.
- Q =  $1,30 \text{ m}^3/\text{s}$
- W =  $25 \text{ mm/s} = 0,025 \text{ m/s}$
- B =  $2 \text{ m}$

$$L = \frac{1,30}{0,025 * 2} = 26 \text{ m}$$

$$\text{Syarat } 2.L > 8.B$$

$$50 \text{ m} > 16,00 \text{ m} \dots \text{OKE}$$

### Kemiringan *Sand Trap* saat Operasional

Kecepatan aliran pada ( $V_n$ ) pada *sand trap* diambil  $\leq 0,40$  m/s (bahan kuliah bangunan Air Undip), dengan bahan untuk saluran *sand trap* pasangan batu disemen.

- $A$  Intake  $= a \times b$   
 $= 0,5 \times 1 = 0,5 \text{ m}^2$
- $V_n = 0,40 \text{ m/s}$
- $B = 2 \text{ m}$
- $m = 1$
- $\mu = 0,8$
- Elevasi muka air banjir di hulu  $= 217$
- Elevasi dasar intake  $= 213,32$
- Perbedaan tinggi air banjir dengan dasar intake  $= 217 - 213,32 = 3,68 \text{ m}$
- $K$  saluran  $= 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}^{-1}$  (buku Bambang Triatmojo, Hidraulika II)

Mencari tinggi saluran ( $H$ ) dan tinggi  $Z$  pada *intake* dengan  $Q_{\text{banjir}}$  100 tahun. Perhitunganya disajikan pada Tabel 13.

Contoh Perhitungan :

❖ Intake :

$$Z = \text{Perbedaan tinggi air banjir dengan dasar intake} - H \\ = 3,68 - 0,845 = 2,84 \text{ m}$$

$$El. = \text{Elevasi muka air banjir} - Z \\ = 217 - 2,84 = 214,16$$

$$Q = \mu * A * \sqrt{2 * g * Z} \\ = 0,8 * 0,5 * \sqrt{2 * 9,81 * 2,84} \\ = 2,98 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Sand trap :

$$A = (B + (m * H)) * H \\ = (2,00 + (1 * 0,845)) * 0,845 \\ = 2,40 \text{ m}^2$$

$$P = (B + (2H)) * (\sqrt{1 + m^2}) \\ = (2,00 + (2 * 0,845)) * (\sqrt{1 + 1^2}) \\ = 5,218 \text{ m}$$

$$R = A/P \\ = 2,40/5,218 \\ = 0,46 \text{ m}$$

$$Q = (1/n) * V^{2/3} * I^{1/2} * A \\ = (1/0,025) * 0,40^{2/3} * 0,003^{1/2} * 2,40 \\ = 2,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Untuk seterusnya disajikan dalam bentuk tabel sebagai berikut :

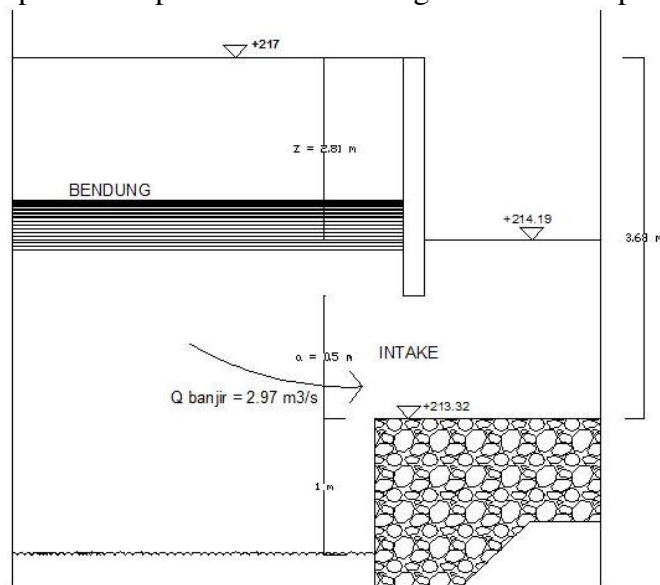
**Tabel 13. Mencari Nilai Z Intake dan H Saluran**

Intake				Sandtrap					
A intake	Q	Z	El. (MAB-Z)	B	A	H	P	R	Q
m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s	m	m	m	m <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>3</sup> /s
0.5	2.98	2.84	214.16	2.00	2.40	0.845	5.218	0.46	2.86
0.5	2.98	2.83	214.17	2.00	2.42	0.85	5.233	0.46	2.88
0.5	2.98	2.83	214.17	2.00	2.44	0.855	5.247	0.47	2.90
0.5	2.97	2.82	214.18	2.00	2.46	0.86	5.261	0.47	2.93
0.5	2.97	2.82	214.18	2.00	2.48	0.865	5.275	0.47	2.95
<b>0.5</b>	<b>2.97</b>	<b>2.81</b>	<b>214.19</b>	<b>2.00</b>	<b>2.50</b>	<b>0.87</b>	<b>5.289</b>	<b>0.47</b>	<b>2.97</b>
0.5	2.97	2.81	214.19	2.00	2.52	0.875	5.303	0.47	2.99
0.5	2.96	2.80	214.20	2.00	2.53	0.88	5.317	0.48	3.01

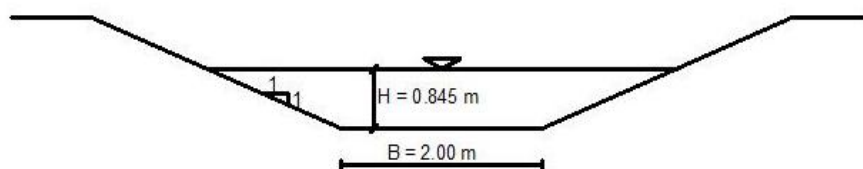
Kesimpulan dari hasil perhitungan Tabel 13 didapat nilai yang memenuhi dengan nilai Q banjir = 2,97 m<sup>3</sup>/s yang sama antara *intake* dengan *sandtrap* :

$$\begin{aligned} H &= 0,87 \text{ m} \\ Z &= 2,81 \text{ m} \\ A &= 2,50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gambar detail dapat dilihat pada Gambar 8 dan gambar saluran pada Gambar 9.



**Gambar 8. Intake ketika Banjir**



**Gambar 9 Saluran Sand Trap**

$$\begin{aligned} O_n &= B + (2 \cdot (H_n \cdot \sqrt{1^2 + m^2})) \\ &= 2,00 + (2 \times (0,87 \times \sqrt{1^2 + 1^2})) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 4,46 \text{ m} \\
R_n &= A_n/O_n \\
&= 2,50 / 4,46 \\
&= 0,56 \text{ m} \\
I_s &= V_n^2 / (R_n^{2/3} \cdot K)^2 \\
&= 0,40^2 / (0,56^{2/3} \times 40)^2 \\
&= 0,000217 \\
&\text{Elevasi akhir dari } \textit{sand trap} \\
L \text{ (rencana panjang } \textit{sand trap}) &= 50 \text{ m} \\
\Delta h &= 0,000217 \times 50 \\
&= 0,0109 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m} \\
&\text{Elevasi awal } \textit{sand trap} \text{ (banjir)} &= \mathbf{214.19} \\
&\text{Elevasi awal } \textit{sand trap} \text{ (normal)} &= \mathbf{213.82} \\
&\text{Elevasi akhir } \textit{sand trap} \text{ (banjir)} &= \mathbf{214.17} \\
&\text{Elevasi akhir } \textit{sand trap} \text{ (normal)} &= \mathbf{213.80}
\end{aligned}$$

### Kemiringan *Sand Trap* saat Pengurasan

Kemiringan dirancang agar dalam beroperasi *sand trap* dapat mengelontorkan pasir kasar berdiameter 20 mm (sesuai rencana awal perencanaan *sand trap*), dengan bahan untuk saluran dari pasangan batu disemen.

$$\begin{aligned}
V_s \text{ pasir kasar} &= 1,50 \text{ m/s} \\
\text{Aliran kritis (Fr)} &= 1 \\
n &= 0,025
\end{aligned}$$

$$Fr = \frac{V_{cr}}{\sqrt{gd}}$$

$$1 = V_{cr} / \sqrt{9,81 * d}$$

$$1^2 = V_{cr}^2 / (9,81 \times d)$$

$$Q_s = Q \text{ banjir} = 2,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{cr} = Q / A = Q / B \times d = 2,97 / (2 \times d) = 1,49 / d$$

$$\begin{aligned}
\text{Jadi, } 1^2 &= V_{cr}^2 / (9,81 \times d) \\
&= (1,49/d)^2 / (9,81 \times d) \\
&= (2,22/d^2) / (9,81 \times d) = 0,226 / d^3
\end{aligned}$$

$$d = 0,609 \text{ m} \approx 0,61 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\text{❖ } V_{cr} &= 1,55 / d \\
&= 1,49 / 0,61 = 2,44 \text{ m/s} \\
&= 2,44 \text{ m/s} > V \text{ rencana } 1,50 \text{ m/s} \dots\dots \mathbf{AMAN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{❖ } R &= A_s/O_s \\
&= (B \cdot d) / (B + 2d) \\
&= (2,00 \cdot 0,61) / (2,00 + 2 \cdot 0,61) \\
&= 0,38 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{❖ } I_{cr} &= V_{cr}^2 / (R^{2/3} \cdot K)^2 \\
&= 2,44^2 / (0,38^{2/3} \cdot 40)^2
\end{aligned}$$

$$= 0,0135 \approx 0.02$$

Untuk  $L_{sand\ trap} = 50\ m$   
Maka  $h_s = 0,02 \times 50 = 1\ m$

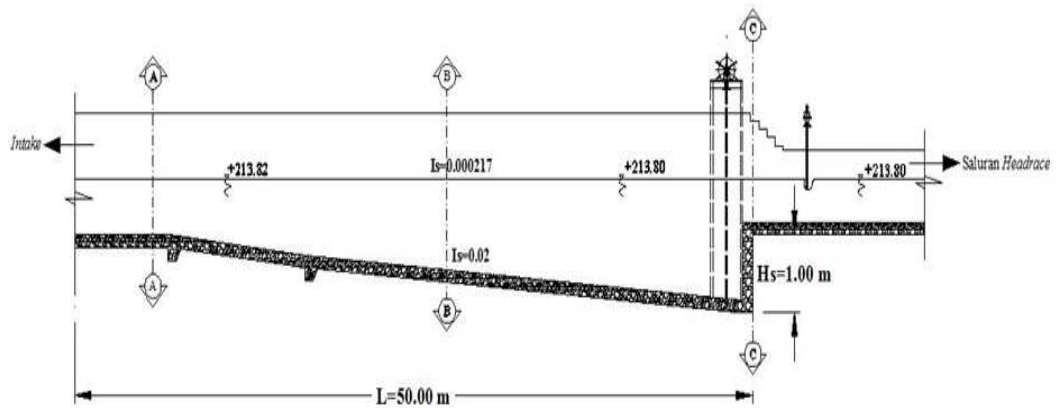
Diameter yang dapat terbilas

$$D = \rho \cdot g \cdot h_s \cdot I_s$$

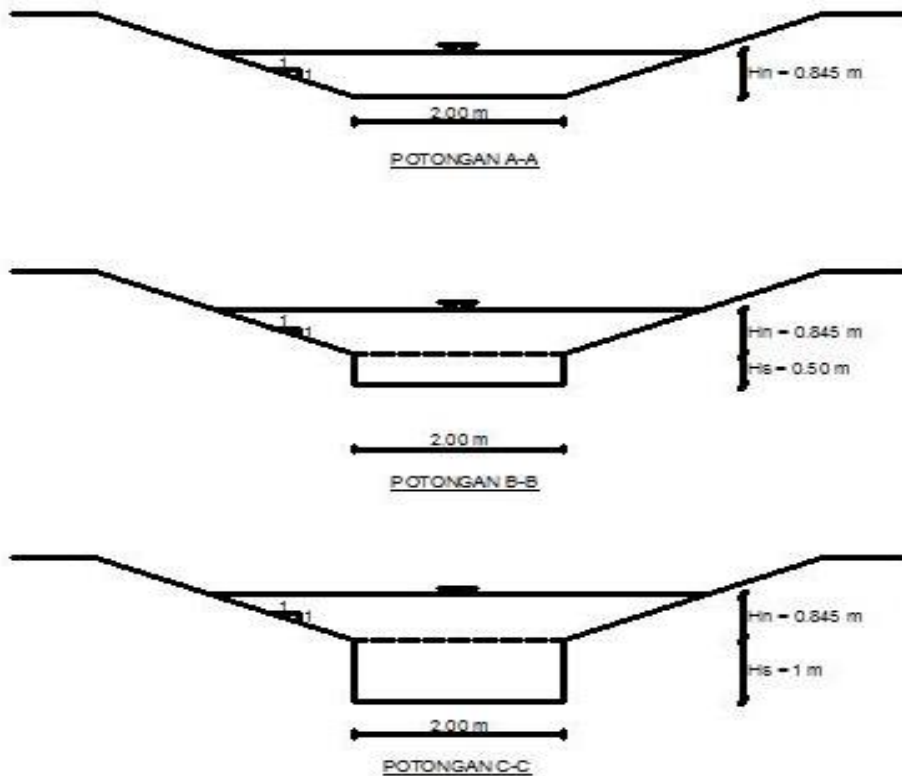
$$= 1 \times 9,81 \times 1 \times 0,02$$

$$= 0,196\ m = 196\ mm > 20\ mm \dots \text{AMAN}$$

Jadi diameter pasir kasar rencana 20 mm dapat terbilas, gambar potongan saluran dapat dilihat pada Gambar 11 dan gambar memanjang dapat dilihat pada Gambar 10.



Gambar 10 Potongan Memanjang Sandtrap



**Gambar 11. Tampak Atas Sand Trap  
Saluran Pembawa (Head Race)**

Direncanakan dengan bahan pasangan batu disemen dengan panjang 500 meter dan beda tinggi 9 meter.

**Dimensi Head Race**

Data-data :

- L = Panjang *head race* akhir = 500 m
- $\Delta h = 9$  m
- i = kemiringan saluran =  $\Delta h / L = 9 / 500 = 0,02$
- n = 0,025 (buku Bambang Triatmojo, Hidraulika II)
- m = 1
- B = 2h

$$V = \frac{1}{n} x R^{2/3} . xi^{1/2}$$

$$A = (b + mh)h = (2h + 1 * h)h = 3h^2$$

$$P = b + 2 * h \sqrt{m^2 + 1} = 2h + 2 * h \sqrt{1^2 + 1} = 4.83 h$$

$$R = \frac{A}{P} \Rightarrow R = \frac{3 * h^2}{4.83 h} = 0.621 h$$

$$Q = 1/n * R^{2/3} * i^{1/2} * A$$

$$1,30 = 1/0,025 * (0,621 * h)^{2/3} (0,02)^{1/2} * 4h^2$$

$$1,30 = 16,470 h^{8/3}$$

$$h^{8/3} = 0,0789$$

$$h = 0,386 \text{ m}$$

$$B = 2h = 2 \times 0,386 = 0,772 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \diamond A &= 3 h^2 \\ &= 3 * 0,386^2 \\ &= 0,447 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

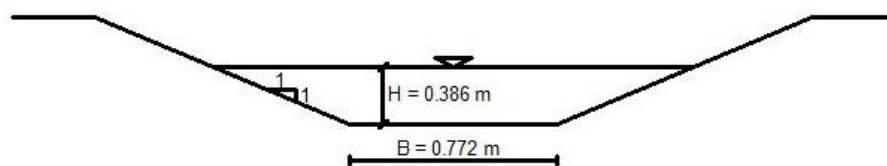
$$\diamond P = b + 2 * h \sqrt{m^2 + 1} = 0,772 + 2 * 0,386 \sqrt{1^2 + 1} = 1,864 \text{ m}$$

$$\diamond R = A / P = 0,447 / 1,864 = 0,240 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0,025} x 0,240^{2/3} x 0,02^{1/2}$$

$$= 2,185 \text{ m/s}$$

Hasil perhitungan dimensi *head race* dapat dilihat pada Gambar 12.



**Gambar 12. Potongan Head race**

### Penurunan Tinggi Muka Air akibat *Trash Rack*

$$h_f = \frac{\left( K \cdot \left( \frac{t}{b} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha \cdot V_o^2 \right)}{2g}$$

Di mana :

- K = Jenis *trash rack* bulat = 2,40.
- t = Dimensi tebal *trash rack* = 0,08 m.
- b = Dimensi lebar *trash rack* = 0,512 m.
- $\alpha$  = Sudut kemiringan *trash rack* = 90°.
- Qd = Debit desain = 1,30 m<sup>3</sup>/s.
- V<sub>o</sub> = Kecepatan alir *head race* = 2,185 m/det.

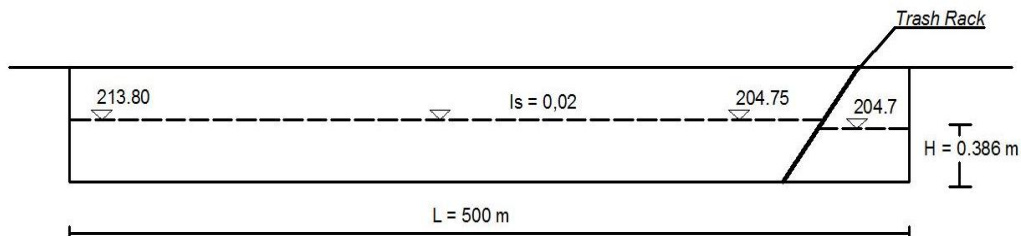
$$h_f = \frac{\left( 2,40 \cdot \left( \frac{0,08}{0,512} \right)^{4/3} \cdot \sin 90 \cdot 2,185^2 \right)}{2 \cdot 9,81}$$

$$= 0,0492 \text{ m}$$

### Elevasi *Head race*

- Elevasi awal = Elevasi akhir *spillway* = 213.80 m
- Elevasi akhir = 213.80 -  $\Delta h$  - h<sub>f</sub> = 213.80 - 9 - 0,0492
- = 204,75 m

Hasil perhitungan elevasi *head race* dapat dilihat pada Gambar 13.



Gambar 13. Potongan Memanjang *Head Race*

### Bak Penenang (*Head Pond*)

Bak penenang (*head pond*) ditempatkan pada lokasi yang dipilih dengan memperhatikan kondisi kestabilan tanahnya, memiliki kelandaian yang cukup dan luasnya cukup untuk bangunan bak penenang.

Dimensi bak penenang direncanakan sebagai berikut :

- Lebar bak penenang
  - B = 3 x lebar dasar saluran pembawa
  - = 3 x 0,772 = 2,316 m ≈ 2,5 m
- Panjang bak penenang
  - L = 2,5 x B
  - = 2,5 x 2,5 = 6,25 m



### Tinggi Terjun Bersih ( *Net Head* )

Tinggi. terjun bersih adalah tinggi terjun yang dapat digunakan untuk menggerakkan turbin, yaitu pada elevasi tinggi terjun pada MAT dengan elevasi dasar dam dikurangi total kehilangan tinggi terjun.

$$H_n = (\text{Elevasi bak penenang} - \text{Elevasi penstock}) - H_l$$
$$H_n = (204.70 - 189.80) - 0,262 = 14,638 \text{ m}$$

### Daya Turbin

Data :

- $H_n = 14,638 \text{ m}$
- $Q = 1,20 \text{ m}^3/\text{dt}$
- $\eta = 0,80$

Perhitungan :

$$P_t = H_n \cdot Q \cdot g \cdot \eta$$

(Mosonyi,1991)

$$P_t = 14,638 \cdot 1,20 \cdot 9,81 \cdot 0,80$$
$$P_t = \mathbf{137,855 \text{ Kw.}}$$

### Putaran Spesifik Turbin (Ns)

Persamaan *Desiervo* dan *Lugaresi* (1978)

$$N_{sj} = 85,49/H_n^{0,243}$$

Di mana:

$N_{sj}$  = Putaran *spesifik* turbin untuk *single jet*.

$$N_{sj} = 85,49 / 14,638^{0,243}$$
$$N_{sj} = 44,535$$

Putaran *spesifik* turbin =  $N_s$

$$N_s = N_{sj} \cdot \sqrt{z}$$

(Mosonyi,1991)

Di mana :

$$z = \text{jumlah jet} = 1$$
$$N_s = 44,535 \cdot \sqrt{1}$$
$$N_s = 44,535$$

### Pemilihan Tipe Turbin

Data-data :

$$H_{netto} = 14,638 \text{ m}$$
$$Q = 1,20 \text{ m}^3/\text{dt}$$
$$P_t = 137,855 \text{ kW}$$
$$N_s = 44,535 \text{ rpm}$$

**Tabel 14. Kecepatan Spesifik Untuk Berbagai-macam Tipe Turbin**

Type of runner	Ns (Specific speed) (rpm)
Pelton	12-30
Cross Flow	20-80
Francis	80-400
Propeller and Kaplan	340-1000

Dengan  $N_s = 44,535$  rpm, maka dari tabel diatas dapat diketahui bahwa tipe turbin yang dipakai adalah tipe turbin *Cross Flow*.

### Daya yang Dihasilkan PLTMH

Daya yang dapat dipakai diperhitungkan terhadap *overall efisiensi* (EOV) di mana *overall efisiensi* tersebut dirumuskan sebagai :

$$P_{\text{keluar}} = 9,81 \cdot Q_r \cdot H_n \cdot \text{EOV} \text{ (kW)}$$

$$P_{\text{keluar}} = 9,81 \cdot Q_r \cdot H_n \cdot E_t \cdot E_g \cdot E_s \cdot E_{tr} \cdot E_{ts}$$

Di mana :

$$Q_r = \text{Debit aliran} = 1,20 \text{ m}^3/\text{det.}$$

$$H_n = \text{Tinggi jatuh bersih} = 14,638 \text{ m.}$$

$$E_t = \text{Efisiensi turbin} = \text{untuk turbular turbin} = 0,80.$$

$$E_g = \text{Efisiensi generator} = \text{untuk daya } 100\% = 0,90.$$

$$E_s = \text{Efisiensi speed increaser} = \text{untuk beban } 100\% = 0,96.$$

$$E_{tr} = \text{Efisiensi transformator} = \text{untuk beban } 100\% = 0,98.$$

$$E_{ts} = \text{Efisiensi transmisi putar} = \text{untuk beban } 100\% = 0,98.$$

Perhitungan :

$$P_{\text{keluar}} = 9,81 \cdot 1,20 \cdot 14,638 \cdot 0,80 \cdot 0,9 \cdot 0,96 \cdot 0,98 \cdot 0,98$$

$$P_{\text{keluar}} = 114,39 \text{ kW.}$$

### Saluran Pembuangan (*Tail Race*)

Saluran pembuangan ini berfungsi untuk mengalirkan debit air yang keluar dari turbin air untuk kemudian dibuang ke sungai. Saluran ini dimensinya harus sama atau lebih besar daripada saluran pemasukan mengingat adanya kemungkinan perubahan mendadak dari debit turbin air. Rumus untuk mendimensi saluran ini sama dengan rumus untuk mendimensi saluran pemasukan yaitu :

$$Q = A \cdot V \text{ dan } R = \frac{A}{P}$$

(C.D. Soemarto, 1999)

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Di mana :

$$Q = V \cdot A = \text{Debit air.}$$

$$A = \text{Luas penampang basah.}$$

$$V = \text{Kecepatan air ; } V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}.$$

$$B = \text{Lebar saluran.}$$

$$h = \text{Tinggi air.}$$

$$P = \text{Keliling basah.}$$

$$R = A/P = \text{Jari-jari hidrolis.}$$

$$n = \text{Koefisien manning} = 0,025.$$

$$m = 1.$$

$$I = \text{Kemiringan dasar saluran} = 0,0035.$$

Perhitungan :

$$A = (b+mh)h, \text{ dimana : } b = 2h$$

$$A = (2h+1 \cdot h)h = 3h^2$$

$$P = b+2 \cdot h \sqrt{m^2 + 1} = 4,83h$$

$$R = A / P = 3h^2 / (4,83h) = 0,621h$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0,025} \cdot (0,621 \cdot h)^{2/3} \cdot 0,0035^{0,5} = 1,722h^{2/3}$$

$$Q = A \cdot V$$

$$= 3h^2 \cdot 1,722h^{2/3}$$

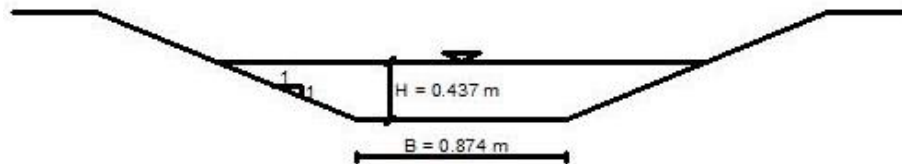
$$= 5,166 \cdot h^{5/3}$$

$$1,30 = 5,166 \cdot h^{5/3}$$

$$h = 0,437 \text{ m}$$

$$\text{Jika } h = 0,437 \text{ m, maka } B = 2h = 2 \cdot 0,437 = 0,874 \text{ m.}$$

Hasil perhitungan dimensi *tail race* dapat dilihat pada Gambar 14.

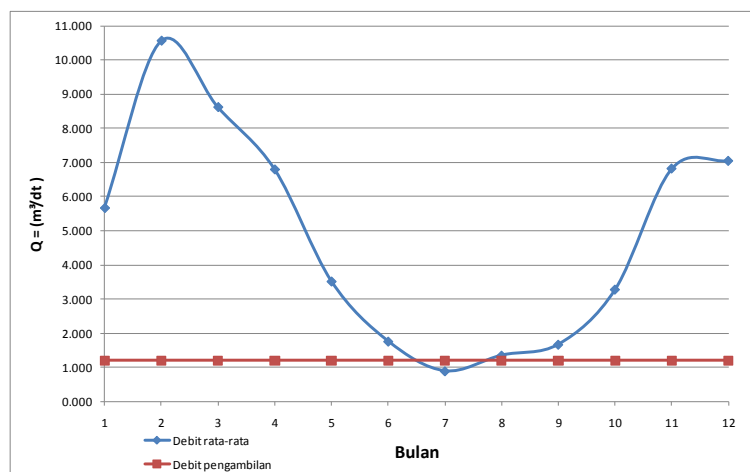


**Gambar 14. Pendimensionian Tail Race**

### Analisa Produksi

Berdasarkan analisis metode kurva durasi aliran, dapat dilihat bahwa untuk kegiatan pembangkitan listrik diperlukan debit yang mempunyai keandalan terpenuhi minimal sebesar 80 % dari waktu sepanjang tahun. Namun dalam hal ini turbin direncanakan beroperasi sepanjang tahun, sehingga digunakan debit dengan tingkat keandalan 90 % dari waktu sepanjang tahun. Dari kurva durasi aliran dapat diperoleh debit terlampaui 90 % adalah 1,20 m<sup>3</sup>/dt.

Setelah didapat debit desain turbin, maka pemilihan debit desain PLTMH diambil dengan mempertimbangkan grafik simulasi sebagai berikut :



**Gambar 15. Rencana Pengambilan Debit**

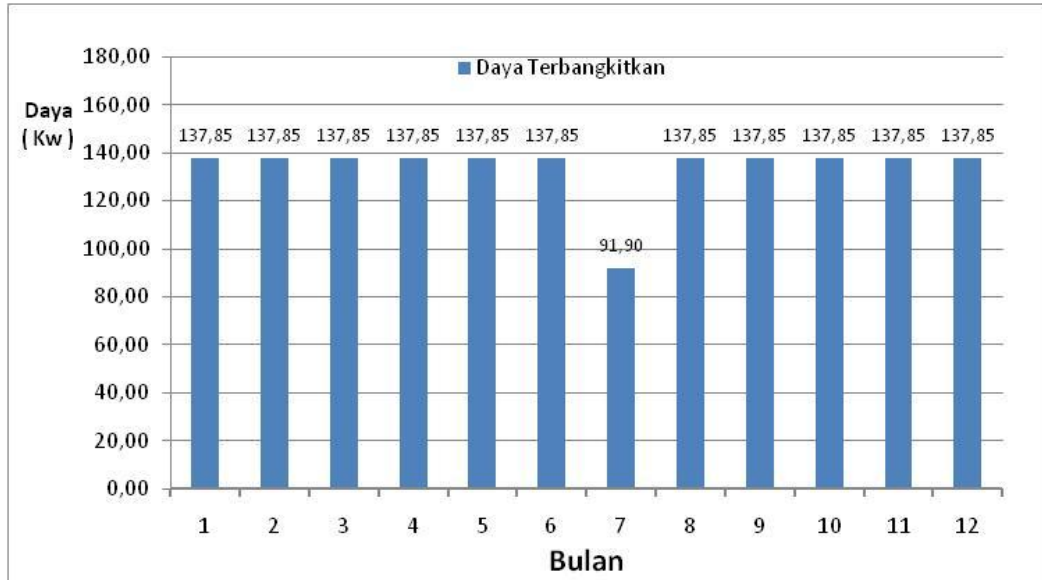
Dari grafik di atas, dapat dilihat bahwa untuk debit desain PLTMH dapat diambil sebesar 1,20 m<sup>3</sup>/dt. Turbin direncanakan agar mampu beroperasi secara konstan setiap tahunnya.

### Produksi Daya

Produksi daya dari PLTMH Karang Talun dapat dilihat dari Gambar 16.

**Tabel 15. Daya dan Energi yang di hasilkan PLTMH Karang Talun**

URAIAN	Sat.	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun
Debit Pengambilan	m <sup>3</sup> /dt	1,20	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Tinggi Terjun	m	14,638	14,638	14,638	14,638	14,638	14,638
Efisiensi		0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Daya Turbin	Kw	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>
Waktu Operasi 1 bln	hari	25	25	25	25	25	25
<b>Energi yang dihasilkan</b>	<b>Kwh</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>
URAIAN	Sat.	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
Debit Pengambilan	m <sup>3</sup> /dt	0,80	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Tinggi Terjun	m	14,638	14,638	14,638	14,638	14,638	14,638
Efisiensi		0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Daya Turbin	Kw	<b>91,90</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>	<b>137,85</b>
Waktu Operasi 1 bln	hari	25	25	25	25	25	25
<b>Energi yang dihasilkan</b>	<b>Kwh</b>	<b>55140</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>	<b>82710</b>



**Gambar 16. Daya Turbin PLTMH Karang Talun**

Energi yang dihasilkan PLTMH Karang Talun per tahunnya sebesar **964.950 Kwh** dan daya yang dihasilkan **137,85 Kw**. Kapasitas daya yang di pasang satu rumah sebesar 900 w. Sehingga PLTMH Karang Talun melayani 153 rumah.

**Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya ( RAB )**

<b>NO</b>	<b>URAIAN PEKERJAAN</b>	<b>ANGGARAN ( Rp )</b>
I	<b>Pekerjaan Persiapan</b>	Rp 287,780,244.50
II	Bendung	Rp 3,780,701,960.59
III	Pintu <i>Intake</i>	Rp 229,014,976.83
IV	Saluran <i>Sand Trap</i>	Rp 2,703,582,395.43
V	Pintu <i>Head Race</i>	Rp 54,798,450.51
VI	Pintu Saluran Penguras	Rp 164,365,110.98
VII	Saluran <i>Head Race</i>	Rp 1,493,203,654.75
VIII	Bak Penenang	Rp 212,066,943.96
IX	<i>Penstock</i>	Rp 580,766,363.40
X	<i>Power House</i>	Rp 900,000,000.00
XI	Saluran <i>Tail Race</i>	Rp 47,492,396.90
XII	Saluran Penguras	Rp 327,624,201.08
<b>TOTAL ANGGARAN BIAYA</b>		<b>Rp 10,781,396,698.93</b>
<b>PAJAK 10 %</b>		<b>Rp 1,078,139,669.89</b>
<b>TOTAL ANGGARAN BIAYA + PAJAK 10 %</b>		<b>Rp 11,859,536,368.82</b>
<b>PEMBULATAN</b>		<b>Rp 11,859,536,000.00</b>

**Terbilang :**

**Sebelas Milyar Delapan Ratus Lima Puluh Sembilan Juta Lima Ratus tiga Puluh Enan Ribu Rupiah**

## KESIMPULAN

Hal-hal yang dapat disimpulkan dari Perencanaan PLTMH Karangtalun Temanggung adalah :

1. Dari data dan gambar luas DAS sungai Logung didapat luas DAS seluas 83,920 km<sup>2</sup>.
2. Analisis curah hujan dihitung dengan metode distribusi Normal, dengan dua buah stasiun hujan yaitu Singorejo dan Candirototo.
3. Distribusi curah hujan dihitung dengan perhitungan Normal, Log Normal, Log Pearson Type III dan Gumbel, hasil perhitungan yang mendekati yaitu dengan metode distribusi Normal, sedangkan untuk pengujian kecocokan sebaran dengan metode Chi Kuadrat dan *Smirnov-Kolmogorov*.
4. Perhitungan debit banjir rencana menggunakan beberapa metode, yaitu dengan metode FSR Jawa-Sumatera, metode HSS Gama 1 dan metode *Passing Capacity*. Debit banjir rencana yang digunakan adalah debit banjir dengan metode HSS Gama 1 yaitu debit  $Q_{100}$  sebesar 321,7 m<sup>3</sup>/dt
5. Elevasi mercu bendung + 214.50 m, direncanakan dengan mercu *Ogee* dan tinggi mercu adalah 3 m.
6. Panjang lantai muka bendung 15 m panjang kolam olak didesain berdasar nilai rembesan Lane di mana bendung harus aman terhadap rembesan.
7. Pemilihan tipe kolam olak berdasarkan pada besarnya nilai bilangan Froude, dan sedimen yang mungkin terbawa arus aliran. Tebal kolam olak diperhitungkan terhadap gaya uplift pada dua kondisi yaitu saat muka air normal ( MAN ) dan saat muka air banjir ( MAB ). Kolam olak yang digunakan adalah kolam olak USBR type IV dengan panjang 13 m dan ketebalan minimum 2,00 m.
8. Dari perhitungan stabilitas bendung, desain bendung aman terhadap bahaya guling, geser, piping dan daya dukung tanah.
9. Turbin yang digunakan jenis *Cross Flow* dengan  $H_{netto} = 14,638$  m dan daya turin sebesar 137,855 Kw.
10. Estimasi dari perhitungan pelaksanaan proyek PLTMH Karangtalun yaitu 91 minggu dengan rencana anggaran biaya sebesar Rp 11.859.530.000,00.

## SARAN

1. Diperlukan data yang memadai untuk perencanaan PLTMH, meliputi data hidrologi, data klimatologi, data tanah dan geologi, debit sungai, peta geografis dan penampang sungai serta data penunjang lainnya.
2. Pengolahan data hidrologi, kebutuhan air dan debit banjir rencana dalam analisis hidrologi diperlukan kecermatan dengan metode yang tepat dan sesuai dengan data yang tersedia.
3. Penentuan pemilihan struktur harus sesuai dengan data dan kondisi yang ada.
4. Perlu kecermatan dalam penentuan elevasi dari tiap-tiap bangunan guna menjamin kelancaran aliran dan keamanan terhadap berbagai kemungkinan dampak yang ditimbulkan.
5. Dalam perencanaan dan analisis hendaknya menggunakan referensi yang tepat dan lebih dari satu sebagai pembanding.

## DAFTAR PUSTAKA

- Ary Aprianto, Wahyu Asra Adi Kurniawan. 2010. Perencanaan Pembangkit Listrik Tenaga Mikro Hidro (Pltmh) Kedungsari, Purworejo.
- Departemen Pekerjaan Umum, 2007, Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama KP-2
- Dinas Cipta Karya dan Tata Ruang Provinsi Jawa Tengah, 2012, Harga Satuan iretrerjaan Bahan dan Upah Pekerjaan Konstrulcsi Provinsi Jawa Tengah, Purworejo.
- Hadihardja, Joetata dan Sangkawati, Sd, Diktat Kuliah Bangunan Tenaga Air. Universitas Diponegoro, Semarang.
- Harvey, Adam, 1993, *Micro-Hydro Design Manual, a Guide to Small-Scale Water Power Schemes*, SRP-Exeter, Great Britain.
- Limantara, Montarcih, Lily. 2010. Hidrologi Praktis. Lubuk Agung, Bandung.
- Soemarto, 1987, Hidrologi Teknik usatra Nasional, Surabaya.
- Sosrodarsono, I 978, Hidrologi Untuk Pengairan, Pradnya Paramita Jakarta.
- Soewarno, 1995, Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid Satu, Nova, Bandung.
- Suripin. 2001. Pelestarian Sumber Daya Tanah dan Air. Penerbit Andi, Yogyakarta.
- Triatmodjo, Bambang. 1996. *Hidrolika II*. Beta Offset, Yogyakarta.
- Triatmodjo, Bambang. 2006. Hidrologi Terapan. Beta Offset, Yogyakarta.