

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro

Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro (PLTM) memiliki kelebihan yaitu biaya operasi yang relatif rendah jika dibandingkan dengan Pembangkit Listrik Tenaga Diesel (PLTD), karena Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro (PLTM) memanfaatkan sumber daya alam yang dapat diperbarui, yaitu air. Dengan ukuran yang relatif kecil penerapan PLTM tidak merusak lingkungan dan relatif mudah. Rentang penggunaannya cukup luas, serta peralatan atau mesin yang digunakan untuk menggerakkan tidak memerlukan persyaratan stabilitas tegangan yang akurat.

Tidak seperti Proyek Pembangkit Listrik Tenaga Air (PLTA), Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro (PLTM) biasanya hanya mengalihkan sebagian aliran sungai atau bendungan yang sudah ada sebelumnya. Untuk mengurangi dampak negatif dari pembangunan proyek PLTM, harus memenuhi beberapa kriteria seperti arus sungai yang minimum, kualitas air, jalur ikan, perlindungan DAS, spesies yang hampir punah, tempat rekreasi, dan menjaga nilai budaya sekitar (*Colorado Energy Office, 1973, p.7*).

2.1.1. Klasifikasi PLTM

Setiap pembangkit listrik yang memanfaatkan energi air memiliki spesifikasi tergantung dengan penempatan lokasi, tetapi pembangkit listrik yang memanfaatkan energi air dapat diklasifikasikan berdasarkan beberapa parameter, antara lain:

a. Berdasarkan kapasitas terpasang

Berdasarkan Peraturan Menteri PUPR nomor 09 tahun 2016, Pembagian Pembangkit Listrik Tenaga Air di klasifikasi berdasarkan daya yang dihasilkan adalah sebagai berikut :

- PLTA apabila kapasitas yang dibangkitkan lebih dari 10 MW
- PLTM apabila kapasitas yang dihasilkan berkisar antara 1 MW sampai 10MW
- PLTMH apabila kapasitas yang dihasilkan kurang dari 1 MW

b. Berdasarkan tinggi jatuh

Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro (PLTM) mengubah energi potensial dari air menjadi listrik, yaitu dengan memanfaatkan air yang mengalir dari ketinggian tertentu

kemudian diarahkan ke turbin yang berada didalam power house. PLTM berdasarkan tinggi jatuhnya dibagi menjadi 3 kelompok, yaitu (ESHA,2004, p.3):

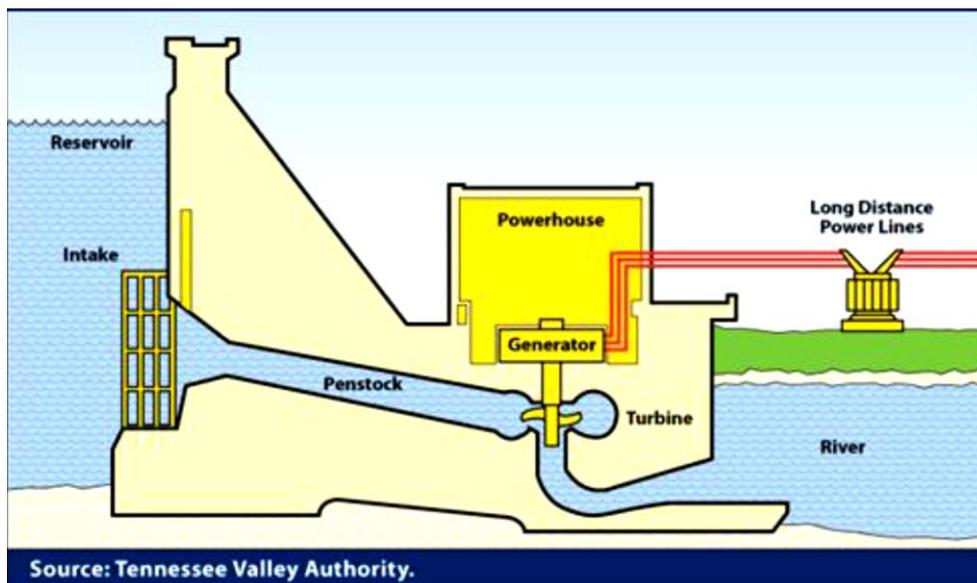
- High Head : Tinggi jatuh diatas 100 m
- Medium Head : Tinggi jatuh antara 30 - 100 m
- Low Head : Tinggi jatuh dibawah 30 m

c. Berdasarkan Skema

Berdasarkan skemanya ada beberapa tipe dari pembangkit listrik tenaga mini hidro. Berikut beberapa tipe minihidro berdasarkan skemanya yaitu, (*Colorado Energy Office,1973, p.12*):

- Pembangkit listrik tenaga mini hidro pada bendungan

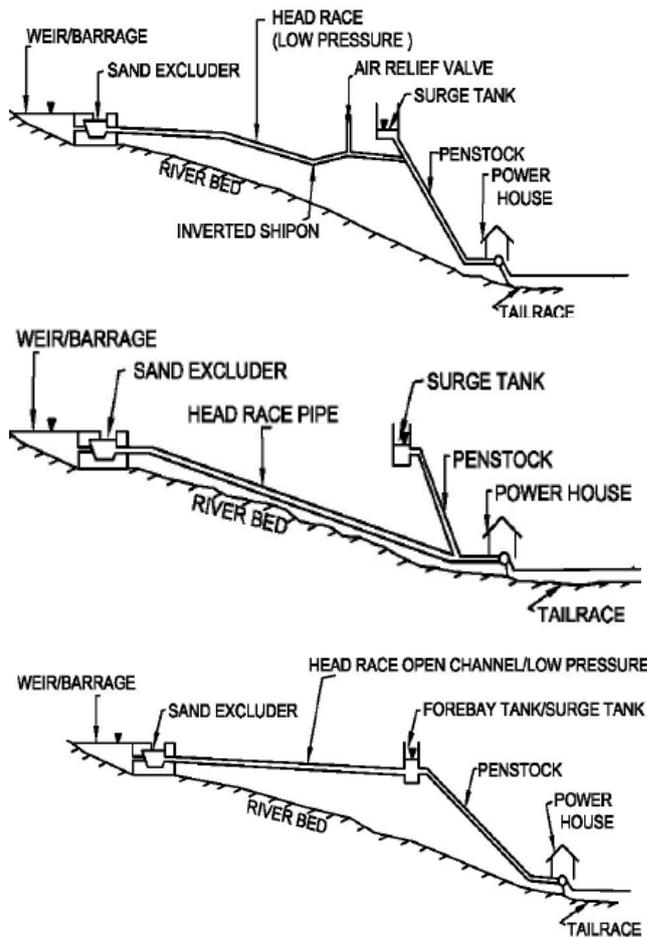
Bendungan pada umumnya di bangun bertujuan untuk menyediakan air bersih, pengendalian banjir dan tempat rekreasi. Pembangunan pembangkit listrik tenaga mini hidro tergantung pada jenis bendungan dan konfigurasi dari outletnya, seperti pada gambar berikut.



Gambar 2.1 Skema pembangkit listrik tenaga mini hidro pada bendungan
Sumber: *Colorado Energy Office (1973,p.12)*

- *Run of River*

Skema *Run of River* yaitu skema pembangkit listrik tenaga mini hidro dengan mengalihkan air sungai melalui saluran air kemudian ke pipa pesat (*Penstock*) dialirkan mengalir melalui turbin dan generator untuk membangkitkan listrik dan terakhir dikembalikan ke sungai kembali dibagian hilirnya seperti gambar berikut.



Gambar 2.2 Skema Run of River

Sumber: *Guidelines series for Small Hydropower Development* (2013,p.10)

- Pembangkit tenaga mini hidro pada saluran air.

PLTM pada saluran baik menggunakan pipa ataupun kanal yang memiliki fungsi lain seperti menyuplai air atau irigasi. Daya yang dapat dihasilkan dari tekanan yang berlebih dalam pipa harus di kurangi secara mekanis dengan menggunakan katup. Jenis PLTM ini umumnya sangat hemat biaya karena memanfaatkan infrastruktur yang ada.



Gambar 2.3 Pembangkit tenaga mini hidro pada saluran air

Sumber: *Colorado Energy Office* (1973,p.16)

d. Berdasarkan tujuan pengadaan

Berdasarkan tujuan pengadaannya pembangkit listrik tenaga mini hidro dibedakan menjadi 2 jenis, yaitu (*Hydroelectric Power Guide for Developer and Investor*, 2011):

- *Single Purpose*

Infrastruktur pembangkit listrik tenaga mini hidro hanya digunakan untuk satu peruntukan, yaitu menghasilkan listrik.

- *Multi Purpose*

Infrastruktur pembangkit listrik tenaga mini hidro yang menyediakan air untuk kebutuhan lain selain untuk menghasilkan listrik, adapun beberapa fungsi dari PLTM dengan peruntukan *multi purpose* yaitu: proteksi terhadap banjir, irigasi lahan, mitigasi pada saat musim kering, suplai air bersih dan untuk sarana rekreasi serta kebutuhan masyarakat lainnya.

e. Berdasarkan ekonomi

Berdasarkan ekonomi PLTM dapat di klasifikasikan menjadi 2 jenis yaitu:

- PLTM yang bekerja sendiri.

Dalam arti bahwa PLTM hanya untuk kepentingan pribadi atau sebagian kelompok saja serta produksi listriknya tidak dihubungkan dengan perusahaan listrik negara (PLN).

- PLTM yang bekerja sama

Dalam arti bahwa PLTM yang dibangun memiliki kaitan dengan perusahaan listrik negara (PLN) sehingga produksi listriknya dapat di distribusikan kepada masyarakat secara luas.

2.1.2. Komponen PLTM

Dalam perencanaan PLTM diperlukan adanya konstruksi untuk menunjang operasional PLTM. Apabila salah satu komponen yang diperlukan tidak dilaksanakan maka tentu akan mengurangi kinerja. karena setiap komponen dalam PLTM saling keterkaitan. Adapun skema kinerja PLTM dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 2.4 Skema Pembangkit Listrik Tenaga Mini Hidro
Sumber: IMIDAP (2008,p.6)

Secara umum komponen pembangkit listrik tenaga mini hidro (PLTM) terdiri dari bendung (*Weir*), Bangunan Pengambilan (*Intake*), Saluran Pembawa (*Headrace*), Bak Penampungan (*Forebay*), Saringan (*Trash Rack*), Saluran Pembuangan (*Spillway*), Pipa pesat (*Penstock*), Rumah pembangkit (*Power house*), Tailrace dan Jaringan Transmisi.

2.2. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besarnya curah hujan rancangan dan debit andalan yang digunakan dalam perencanaan PLTM. Sehingga, Analisa hidrologi menjadi faktor penentu dalam output PLTM dari segi dimensi bangunan sipil sampai dengan daya yang akan dihasilkan, dan yang menjadi parameter rujukan dalam kajian hidrologi ini adalah potensi debit serta curah hujan yang didalamnya juga termasuk klimatologi setempat.

Hal yang perlu diperhatikan adalah kondisi hidrologi yang kurang layak, akan berakibat pada debit aliran yang minim pula. Hal ini akan mempengaruhi efisiensi dan daya yang dihasilkan. Begitu pun apabila kondisi hidrologi suatu daerah yang cenderung ekstrim juga menjadi kendala dalam perencanaan PLTM, dampak yang akan diakibatkan adalah pada peningkatan biaya pada saat konstruksi sampai dengan pasca konstruksi.

Sehingga, dengan analisa hidrologi yang tepat diharapkan dapat ditentukan debit yang konstan atau terjamin ketersediannya, tidak terlampaui ekstrim yang berakibat pada kerusakan konstruksi PLTM, dan kerugian-kerugian lainnya.

2.2.1. Uji Homogenitas Data Hujan

Data hujan yang diperoleh perlu diuji tingkat homogenitasnya sebelum digunakan untuk menghitung curah hujan rancangannya karena informai yang diperoleh tentang masing-masing unsur memiliki ketidakpastian dan ketidaktelitian (Harto, 1993, p.263).

Adapun pengujian homogenitas data hujan dapat menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*) tujuannya yaitu untuk menguji data satu stasiun hujan dengan data stasiun hujan itu sendiri dengan melihat nilai rata-ratanya. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat dalam persamaan sebagai berikut:

$$Q = \max |S_k^{**}| \text{ untuk } 0 \leq k \leq n \dots\dots\dots (2-1)$$

$$R = \max S_k^{**} - \min S_k \dots\dots\dots (2-2)$$

$$S_k^* = (x - x_{\text{rerata}}) \dots\dots\dots (2-3)$$

$$D_\gamma^2 = \frac{S_k^2}{n} \dots\dots\dots (2-4)$$

$$D_\gamma = \sqrt{D_\gamma^2} \dots\dots\dots (2-5)$$

$$S_k^{**} = \frac{S_k^*}{D_\gamma} \dots\dots\dots (2-6)$$

Dimana:

Q = Atribut dari besarnya sebuah nilai statistik, didapat dari perhitungan dengan rumus seperti pada Persamaan (2-1)

R = Atribut dari besarnya sebuah nilai statistik, didapat dari perhitungan dengan rumus seperti pada Persamaan (2-2)

S_k^* = Data hujan – data hujan rerata

D_γ^2 = Nilai kuadrat dari S_k^* dibagi dengan menjadi data

S_k^{**} = Nilai S_k^* dibagi dengan D_γ

n = Jumlah data

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Data hujan yang diperoleh diurutkan berdasarkan tahun
2. Menghitung rata-rata hujan
3. Menghitung nilai S_k^* , yaitu tiap data hujan dikurangi data hujan rata-rata
4. Menghitung nilai absolut dari S_k^*
5. Menghitung nilai D_γ^2 , yaitu $(S_k^*)^2$ dibagi jumlah data
6. Menghitung jumlah komulatif D_γ^2
7. Menghitung nilai D_γ , yaitu akar dari D_γ^2
8. Menghitung nilai S_k^{**} , yaitu S_k^* dibagi D_γ
9. Menghitung nilai absolut dari S_k^{**}
10. Menentukan nilai S_k^{**max}
11. Menentukan nilai S_k^{**min}
12. Menghitung nilai $Q/(n^{0,5})$
13. Menghitung nilai $R/(n^{0,5})$

Dengan melihat data statistik di atas maka dapat dicari nilai $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$. Hasil yang didapat dibandingkan dengan nilai $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$ tabel, styarat analisis diterima (masih dalam batasan konsisten) jika nilai $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$ hitung lebih kecil dari nilai $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$ tabel.

Tabel 2.1
 Nilai $Q/(n^{0,5})$ dan $R/(n^{0,5})$

N	Q/(n ^{0,5})			R/(n ^{0,5})		
	90%	95%	99%	90%	95%	99%
10	1.05	1.14	1.29	1.21	1.28	1.38
20	1.10	1.22	1.42	1.34	1.43	1.60
30	1.12	1.24	1.48	1.40	1.50	1.70
40	1.14	1.27	1.52	1.44	1.55	1.78
100	1.17	1.29	1.55	1.50	1.62	1.85
	1.22	1.36	1.63	1.62	1.72	2.00

Sumber: Sri Harto (2000,p.168)

2.2.2. Uji Abnormalitas Data (Uji *Inlier-Outlier*)

Data yang telah konsisten perlu di uji lagi menggunakan uji abnormalitas yang bertujuan untuk mengetahui data maksimum dan data minimum dari rangkaian data hujan tersebut layak atau tidak digunakan. Uji abnormalitas data menggunakan Uji *Inlier-Outlier*, di mana data yang menyimpang dari dua batas ambang, yaitu ambang bawah (X_L) dan ambang atas (X_H) akan dihilangkan. Rumus untuk mencari ambang tersebut yaitu:

$$X_H = \exp(X_{\text{rerata}} + K_n \cdot S) \dots \dots \dots (2-7)$$

$$X_L = \exp(X_{\text{rerata}} - K_n \cdot S) \dots \dots \dots (2-8)$$

Dimana:

X_H = Nilai ambang atas

X_L = Nilai ambang bawah

X_{Rerata} = Nilai rata-rata

S = Simpangan baku dari logaritma terhadap data

K_n = Besaran yang tergantung pada jumlah sampel data

n = Jumlah sampel data

Langkah-Langkah perhitungan Uji *Inlier-Outlier* sebagai berikut:

1. Data hujan diurutkan dari terbesar ke terkecil atau sebaliknya.
2. Mencari harga Log X
3. Mencari harga rerata dari Log X
4. Mencari nilai simpangan baku dari log X
5. Mencari Nilai K_n (Lihat tabel 2.2)
6. Menghitung nilai ambang atas
7. Menghitung nilai ambang bawah
8. Menghilangkan data yang tidak layak digunakan

Berikut ini ditabelkan nilai K_n untuk masing-masing jumlah data yang tersedia.

Tabel 2.2
Nilai K_n untuk Uji *Inlier-Outlier*

Jumlah Data	K_n						
10	2,036	24	2,467	38	2,661	60	2,837
11	2,880	25	2,468	39	2,671	65	2,866
12	2,134	26	2,502	40	2,682	70	2,893
13	2,175	27	2,519	41	2,692	75	2,917
14	2,213	28	2,534	42	2,700	80	2,940
15	2,247	29	2,549	43	2,710	85	2,961
16	2,279	30	2,563	44	2,190	90	2,981
17	2,309	31	2,577	45	2,727	95	3,000
18	2,335	32	2,591	46	2,736	100	3,017
19	2,361	33	2,604	47	2,744	110	3,049
20	2,385	34	2,616	48	2,753	120	3,078
21	2,408	35	2,628	49	2,760	130	3,104
22	2,429	36	2,639	50	2,768	140	3,129
23	2,448	37	2,650	55	2,804		

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum (1999,p.8)

2.2.3. Curah Hujan Rancangan

Dalam analisa hidrologi selanjutnya diperlukan besaran curah hujan rancangan yang terjadi disuatu daerah. Curah hujan rancangan adalah hujan tertinggi tahunan dengan kala ulang tertentu.

Dalam analisa curah hujan rancangan dapat dilakukan dengan beberapa cara, yaitu: Distribusi Normal, Distribusi Log Normal, Distribusi Gumbel I, Distribusi Log Pearson III, dan lain sebagainya. Berikut ini merupakan parameter perkiraan untuk menentukan distribusi yang akan digunakan:

Tabel 2.3
Parameter Prakiraan Distribusi

Parameter	Distribusi			
	Normal	Log Normal	Log Pearson III	Gumbel I
Koefisien <i>Varians</i> (C_v)	Bebas	Bebas	Bebas	Bebas
Koefisien <i>Skewness</i> (C_s)	0	$C_v^3 + 3C_v$	Bebas	1,14
Koefisien Kurtosis (C_k)	3	$C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	Bebas	5,4

Sumber: Kamiana, I Made (2011,p.27)

Berikut merupakan rumus-rumus koefisien *varians*, *skewness* dan kurtosis

- a. Koefisien Variansi (Cv)

$$Cv = \sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2}{n} \dots\dots\dots (2-9)$$

- b. Koefisien Kepencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2-10)$$

- c. Koefisien Puncak (Ck)

$$Ck = \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \dots\dots\dots (2-11)$$

Dengan

S = simpangan baku

n = jumlah data

x = data

a. Distribusi Gumbel I

Distribusi gumbel I diterapkan untuk nilai-nilai ekstrim, baik terbesar (misalnya debit puncak tahunan atau untuk analisa debit banjir rancangan) maupun terkecil (misalnya debit terendah tahunan atau untuk analisa debit andalan). Berikut ini merupakan rumus distribusi gumbel I:

$$x = \bar{x} + \frac{Yt - Yn}{Sn} \sigma n \dots\dots\dots (2-12)$$

Dengan:

x = nilai ekstrim

\bar{x} = nilai rata-rata

Yt = *reduced variate*, merupakan fungsi dari probabilitas atau rumus

$$Yt = -\ln\left(\ln\left(\frac{Tr}{Tr-1}\right)\right) \dots\dots\dots (2-13)$$

Dengan:

Yn = *reduced variate mean*, rata-rata Yt, fungsi pengamatan (Tabel 2.4)

Sn = *reduced variate standard deviation* (Tabel 2.5)

σn = simpangan baku dari (standard deviasi)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-14)$$

Dengan:

Sd = *standar deviasi*/simpangan baku

xi = data ke-i

\bar{X} = data rerata
 n = jumlah data

Tabel 2.4
 Hubungan *reduced variate mean* (Y_n) dengan besarnya sampel (n)

n	Y_n	n	Y_n	N	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	29	0,5353	48	0,5477	67	0,5538	86	0,558
11	0,4996	30	0,5362	49	0,5481	68	0,554	87	0,5581
12	0,5035	31	0,5371	50	0,5485	69	0,5543	88	0,5583
13	0,5070	32	0,538	51	0,5489	70	0,5545	89	0,5585
14	0,5100	33	0,5388	52	0,5493	71	0,5545	90	0,5586
15	0,5128	34	0,5396	53	0,5497	72	0,5548	91	0,5587
16	0,5157	35	0,5402	54	0,5501	73	0,555	92	0,5589
17	0,5181	36	0,541	55	0,5504	74	0,5552	93	0,5591
18	0,5202	37	0,5418	56	0,5508	75	0,5559	94	0,5592
19	0,5220	38	0,5424	57	0,5511	76	0,5561	95	0,5593
20	0,5236	39	0,543	58	0,5515	77	0,5563	96	0,5595
21	0,5252	40	0,5436	59	0,5518	78	0,5565	97	0,5596
22	0,5268	41	0,5442	60	0,5521	79	0,5567	98	0,5598
23	0,5283	42	0,5448	61	0,5524	80	0,5569	99	0,5599
24	0,5296	43	0,5453	62	0,5527	81	0,557	100	0,56
25	0,5309	44	0,5458	63	0,5527	82	0,5572		
26	0,5320	45	0,5463	64	0,553	83	0,5574		
27	0,5332	46	0,5468	65	0,5533	84	0,5576		
28	0,5343	47	0,5473	66	0,5535	85	0,5578		

Sumber: Soemarto (1986,p.236)

Tabel 2.5
reduced variate standard deviation (Sn)

n	Sn	N	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0,9496	29	1,1086	48	1,1574	67	1,1824	86	1,198
11	0,9676	30	1,1124	49	1,1590	68	1,1834	87	1,1987
12	0,9833	31	1,1159	50	1,1607	69	1,1844	88	1,1994
13	0,9971	32	1,1193	51	1,1623	70	1,1854	89	1,2001
14	1,0095	33	1,1226	52	1,1638	71	1,1863	90	1,2007
15	1,0206	34	1,1255	53	1,1658	72	1,1873	91	1,2013
16	1,0316	35	1,1285	54	1,1667	73	1,1881	92	1,2020
17	1,0411	36	1,1313	55	1,1681	74	1,1890	93	1,2026
18	1,0493	37	1,1339	56	1,1696	75	1,1898	94	1,2032
19	1,0565	38	1,1363	57	1,1708	76	1,1906	95	1,2038
20	1,0628	39	1,1388	58	1,1721	77	1,1915	96	1,2044
21	1,0696	40	1,1413	59	1,1734	78	1,1923	97	1,2049
22	1,0754	41	1,1436	60	1,1747	79	1,1930	98	1,2055
23	1,0811	42	1,1458	61	1,1759	80	1,1938	99	1,206
24	1,0864	43	1,1480	62	1,1700	81	1,1945	100	1,2065
25	1,0915	44	1,1499	63	1,1782	82	1,1953		
26	1,0961	45	1,1519	64	1,1793	83	1,1959		
27	1,1004	46	1,1538	65	1,1803	84	1,1967		
28	1,1047	47	1,1557	66	1,1814	85	1,1973		

Sumber: Soemarto (1986,p.237)

Tabel 2.6
Reduced variate (Yt)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,366
5	1,510
10	2,250
20	2,970
25	3,198
50	3,900
100	4,600
200	5,290
500	6,210
1000	6,900
5000	8,539
10000	9,921

Sumber: Soemarto (1986,p.124)

b. Distribusi Log Pearson III

Dalam perhitungan metode log pearson III. Ada tiga parameter statistik yang diperlukan, yaitu harga rata-rata (*mean*), penyimpangan baku (*standard deviation*), dan koefisien kepepcengan (*skewness*).

Tahapan untuk menghitung hujan rancangan maksimum dengan metode Log Pearson III adalah sebagai berikut:

1. Hujan harian maksimum diubah dalam bentuk logaritma.
2. Menghitung harga logaritma rata-rata dengan rumus:

$$\overline{Logx} = \frac{\sum Logx_i}{n} \dots\dots\dots (2-15)$$

3. Menghitung harga simpangan baku dengan rumus:

$$Si = \sqrt{\frac{\sum (Logx_i - \overline{Logx})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2-16)$$

4. Menghitung harga koefisien kemiringan dengan rumus:

$$Cs = \frac{n \sum (Logx_i - \overline{Logx})^3}{(n-1)(n-2)Si^3} \dots\dots\dots (2-17)$$

5. Menghitung logaritma hujan rancangan dengan kala ulang tertentu dengan rumus:

$$LogR_t = Logx + G.Si \dots\dots\dots (2-18)$$

6. Menghitung antilog Rt untuk mendapatkan curah hujan rancangan dengan kala ulang tertentu atau dengan membaca grafik pengeplotan Rt lawan peluang di kertas logaritma.

Tabel 2.7
 Nilai K Distribusi Log Pearson III

Kala Ulang	1,1111	1,25	2	5	10	20	25	50	100
Probabilitas	90	80	50	20	10	5	4	2	1
Kepencengan (Cs)									
2	-0,8950	-0,7770	-0,3070	0,6090	1,3020	1,9133	2,2190	2,9120	3,6050
1,9	-0,9200	-0,7880	-0,2940	0,6270	1,3100	1,9080	2,2070	2,8810	3,5530
1,8	-0,9450	-0,7990	-0,2820	0,6430	1,3180	1,9013	2,1930	2,8480	3,4990
1,7	-0,9700	-0,8080	-0,2680	0,6600	1,3240	1,8940	2,1790	2,8150	3,4440
1,6	-0,9940	-0,8170	-0,2540	0,6750	1,3290	1,8850	2,1630	2,7800	3,3880
1,5	-1,0180	-0,8250	-0,2400	0,6900	1,3330	1,8750	2,1460	2,7430	3,3300
1,4	-1,0410	-0,8320	-0,2250	0,7050	1,3370	1,8643	2,1280	2,7060	3,2710
1,3	-1,0640	-0,8380	-0,2100	0,7190	1,3390	1,8517	2,1080	2,6660	3,2110
1,2	-1,0860	-0,8440	-0,1950	0,7320	1,3400	1,8380	2,0870	2,6260	3,1490
1,1	-1,1070	-0,8480	-0,1800	0,7450	1,3410	1,7843	2,0060	2,5850	3,0870
1	-1,1280	-0,8520	-0,1640	0,7580	1,3400	1,8087	2,0430	2,5420	3,0220
0,9	-1,1470	-0,8540	-0,1480	0,7690	1,3390	1,7917	2,0180	2,4980	2,9570
0,8	-1,1660	-0,8560	-0,1320	0,7800	1,3360	1,7740	1,9930	2,4530	2,8910

Lanjutan tabel 2.7 Nilai K Distribusi Log Pearson III

Kala Ulang	1,1111	1,25	2	5	10	20	25	50	100
Probabilitas	90	80	50	20	10	5	4	2	1
Kepencengan (Cs)									
0,7	-1,1830	-0,8570	-0,1160	0,7900	1,3330	1,7557	1,9670	2,4070	2,8240
0,6	-1,2000	-0,8570	-0,0990	0,8000	1,3280	1,7353	1,9390	2,3590	2,7550
0,5	-1,2160	-0,8560	-0,0830	0,8080	1,3230	1,7143	1,9100	2,3110	2,6860
0,4	-1,2310	-0,8550	-0,0660	0,8160	1,3170	1,6923	1,8800	2,2610	2,6150
0,2	-1,2580	-0,8500	-0,0330	0,8300	1,3010	1,6457	1,8180	2,1590	2,4720
0,1	-1,2700	-0,8460	-0,0170	0,8360	1,2920	1,6207	1,7850	2,1070	2,4000
0	-1,2820	-0,8420	0,0000	0,8420	1,2820	1,6490	1,7510	2,0540	2,3260
-0,1	-1,2920	-0,8360	0,0170	0,8460	1,2700	1,6190	1,7160	2,0000	2,2520
-0,2	-1,3010	-0,8300	0,0330	0,8500	1,2580	1,5883	1,6800	1,9450	2,1780
-0,3	-1,3090	-0,8240	0,0500	0,8530	1,2450	1,5565	1,6430	1,8900	2,1040
-0,4	-1,3170	-0,8160	0,0660	0,8550	1,2310	1,5245	1,6060	1,8340	2,0290
-0,5	-1,3230	-0,8080	0,0830	0,8560	1,2160	1,4907	1,5670	1,7770	1,9550
-0,6	-1,3280	-0,8000	0,0990	0,8570	1,2000	1,4567	1,5280	1,7200	1,8800
-0,7	-1,3330	-0,7900	0,1160	0,8570	1,1830	1,4217	1,4880	1,6630	1,8060
-0,8	-1,3360	-0,7800	0,1320	0,8560	1,1660	1,3867	1,4480	1,6060	1,7330
-0,9	-1,3390	-0,7690	0,1480	0,8540	1,1470	1,3505	1,4070	1,5490	1,6600
-1	-1,3400	-0,7580	0,1640	0,8520	1,1280	1,3143	1,3660	1,4920	1,5880
-1,1	-1,3410	-0,7450	0,1800	0,8480	1,1070	1,2768	1,3240	1,4350	1,5180
-1,2	-1,3400	-0,7320	0,1950	0,8440	1,0860	1,2394	1,2820	1,3790	1,4490
-1,3	-1,3390	-0,7190	0,2100	0,8380	1,0640	1,2017	1,2400	1,3240	1,3830
-1,4	-1,3370	-0,7050	0,2250	0,8320	1,0410	1,1639	1,1980	1,2700	1,3180
-1,5	-1,3330	-0,6900	0,2400	0,8250	1,0180	1,1268	1,1570	1,2170	1,3180
-1,6	-1,3290	-0,8750	0,2540	0,8170	0,9940	1,0895	1,1160	1,1660	1,1970
-1,7	-1,3240	-0,6600	0,2680	0,8080	0,9700	1,0522	1,0750	1,1160	1,1400
-1,8	-1,3180	-0,6430	0,2820	0,7990	0,9450	1,0154	1,0350	1,0690	1,0870
-1,9	-1,3100	-0,6270	0,2940	0,7880	0,9200	0,9795	0,9960	1,0230	1,0370
-2	-1,3020	-0,6090	0,3070	0,7770	0,8950	0,9451	0,9590	0,9800	0,9900

Sumber: Soewarno (1995,p.245)

2.2.4. Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi bertujuan untuk mengetahui kebenaran suatu hipotesa distribusi frekuensi.

2.2.4.1. Uji Smirnov-Kolmogorof

Uji Smirnov-Kolmogorof sering disebut uji kecocokan non parametric, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995:198).

Prsedurnya adalah sebagai berikut:

1. Mengurutkan data dari yang terkecil ke terbesar.
2. Menghitung besarnya probabilitas untuk lebih kecil dari data yang ada (P_t).

Apabila diketahui P_r (probabilitas terjadi), maka:

$$P_t = 100\% - P_r$$

3. Menghitung besarnya peluang data yang ada dengan menggunakan metode Weibull, maka digunakan rumus sebagai berikut:

$$P_w = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots (2-19)$$

4. Menghitung selisih nilai D yang dinyatakan dalam rumus berikut:

$$D = \max \frac{|P_t - P_w|}{100} \dots\dots\dots (2-20)$$

Uji Smirnov-Kolmogorov ini akan membandingkan harga D_{maks} dengan suatu harga kritis yang ditentukan berdasarkan jumlah data dan batas nilai simpangan data. Bila $D_{maks} < D_{kritis}$, hipotesa tersebut dapat diterima.

Tabel 2.8
Nilai Dkritis untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

n	A				
	20%	15%	10%	5%	1%
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,648	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,829
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,734
5	0,446	0,474	0,510	0,563	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618
7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,332	0,342	0,368	0,409	0,486
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,391
17	0,258	0,266	0,286	0,318	0,38
18	0,250	0,259	0,278	0,309	0,37
19	0,244	0,252	0,272	0,301	0,361
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,352
Rumus	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,14}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$
Asimtotik	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}	\sqrt{n}

Sumber: montarcih (2010,p.65)

2.2.4.2. Uji *Chi-Square*

Pada penggunaan Uji Smirnov-Kolmogorof meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulannya hanya berdasarkan bagian tertentu yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji *Chi-Square* menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

Uji *Chi-Square* dapat diturunkan menjadi persamaan sebagai berikut (Suripin, 2004:57):

$$Xh^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2-21)$$

Dengan:

Xh^2 = Parameter *Chi-Square* terhitung

G = Jumlah Kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok i

Adapun tahapan dalam Uji *Chi-Square* ini adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil atau sebaliknya.
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan
3. Menjumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup
4. Menjumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Untuk tiap-tiap sub grup hitung nilai: $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Menjumlahkan nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ pada seluruh G sub grup untuk menentukan nilai *Chi-Square* hitung (X^2_{hit})
7. Menentukan derajat kebebasan, $dk = G - R - 1$
8. Harga X^2_{hit} dibandingkan dengan harga X^2_{cr} dari tabel *Chi-Square* dengan dk dan jumlah data (n) tertentu. Apabila $X^2_{hit} < X^2_{cr}$ maka hipotesa distribusi dapat diterima.

Tabel 2.9
 Nilai Kritis *Chi-Square* (X^2_{cr})

Derajat Bebas (n)	20%	10%	5%	1%	0,1%
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,210	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	7,289	9,236	11,070	15,086	20,517
6	8,558	10,645	12,592	16,812	22,457
7	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	11,030	13,362	15,507	20,090	26,125
9	12,242	14,987	16,919	21,666	27,877
10	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588
11	14,631	17,275	19,675	24,725	31,264
12	15,812	18,549	21,026	26,217	32,909
13	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15	19,311	22,307	24,996	30,578	37,697
16	20,465	23,542	26,296	32,000	39,252
17	21,615	24,769	27,587	33,409	40,790
18	22,760	25,989	28,869	34,805	42,312
19	23,900	27,204	30,144	36,191	43,820
20	25,038	28,412	31,410	37,566	45,315

Sumber: Soetopo, *Diktat Perkuliahan*

2.3. Distribusi Curah Hujan

Distribusi Hujan jam-jaman ditetapkan dengan cara pengamatan langsung terhadap data pencatatan hujan jam-jaman pada stasiun yang paling berpengaruh terhadap DAS. Bila tidak ada maka bisa menirukan perilaku hujan jam-jaman yang mirip dengan daerah setempat pada garis lintang yang sama. Distribusi tersebut didapatkan dengan mengelompokkan tinggi hujan kedalam range dengan tinggi hujan tertentu.

Untuk menentukan distribusi hujan ada beberapa metode yang dapat digunakan diantaranya yaitu metode Mononobe dan PSA 007.

2.3.1. Distribusi Mononobe

Dalam distribusi curah hujan metode Mononobe menggunakan rumus:

$$r = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2-22)$$

Dimana:

r = intensitas curah hujan (mm/jam)

R_{24} = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

t = lamanya curah hujan (jam)

Dari data curah hujan harian maksimum tahunan yang akhirnya menjadi curah hujan rancangan, maka untuk mendapatkan netto harus digunakan rumus dengan persamaan di bawah ini

$$R_n = C \cdot R \dots\dots\dots (2-23)$$

R_n = hujan *netto* (mm/hari)

C = koefisien pengaliran

R = curah hujan harian maksimum rancangan (mm/hari)

2.3.2. Distribusi PSA 007

Bila data hidrograf banjir dari pos duga air otomatis dan data distribusi hujan jam-jaman dari stasiun hujan otomatis tidak tersedia, pola distribusi hujan dapat ditetapkan dengan mengacu dari PSA-007.

Tabel 2.10
Intensitas Hujan Dalam % Yang Disarankan PSA 007

Durasi Hujan		Jam	1	2	3	4	5	6
Curah Hujan	Kala Ulang 2 Thn		72	83	88	92	96	100
	Kala Ulang 5 Thn		71	82	88	92	96	100
	Kala Ulang 10 Thn		69	81	88	92	96	100
	Kala Ulang 20 Thn	(%)	68	80	88	93	96	100
	Kala Ulang 25 Thn		67	80	88	93	96	100
	Kala Ulang 50 Thn		65	79	88	93	96	100
	Kala Ulang 100 Thn		62	77	88	94	96	100

Sumber: Departemen Pekerjaan Umum (1999,p.38)

Tabel 2.11
Distribusi Hujan *Netto* Jam-jaman Metode PSA 007

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

Lanjutan tabel 2.11 Distribusi Hujan Netto Jam-jaman Metode PSA 007

No	Jam ke-	Distribusi Hujan (%)						
		2 tahun	5 tahun	10 tahun	20 tahun	25 tahun	50 tahun	100 tahun
9	4.5	2	2	2	3	3	3	3
10	5	2	2	2	2	2	2	2
11	5.5	2	2	2	2	2	2	1
12	6	2	2	2	1	1	1	1

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

2.4. Koefisien Pengaliran

Koefisien aliran permukaan (C) merupakan pengaruh tata guna lahan dalam aliran permukaan, yakni bilangan yang menampilkan perbandingan antara besarnya aliran permukaan dan besarnya curah hujan. Angka koefisien aliran permukaan merupakan salah satu indikator untuk menentukan kondisi fisik suatu DAS.

Tabel 2.12
Koefisien Pengaliran Berdasarkan Jenis Daerah

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

Sumber: Sosrodarsono (1976, p.145)

Tabel diatas digunakan dalam menentukan koefisien pengaliran DAS berdasarkan jenis daerah mengalirannya. Dalam penentuan nilai koefisien pengaliran tidak hanya berdasarkan jenis daerahnya saja, melainkan juga diperhitungkan faktornya hujannya. Adapun rumus dalam menentukan koefisien pengalirannya berdasarkan curah hujan yaitu (Sosrodarsono, 1976, p.146):

Tabel 2.13
Rumus Koefisien Pengaliran Berdasarkan Curah Hujan

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

Sumber: Sosrodarsono (1976,p.146)

Dalam pemilihan koefisien pengaliran yang akan digunakan juga harus memperhatikan luasan daerah aliran sungai (DAS). Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 2.14
Klasifikasi Luasan DAS

No	Luasan (km ²)	Keterangan
1	$1 < 100$	Sangat kecil
2	$100 - < 1000$	Kecil
3	$1000 - < 5000$	Sedang
4	$5000 - < 15000$	Besar
5	>15000	Sangat Besar

Sumber: Kementerian Kehutanan Dirjen BPDAS dan Perhutanan Sosial (2013)

2.5. Aliran Dasar

Secara umum hidrograf tersusun dari 2 komponen, yaitu aliran dasar dan aliran permukaan yang berasal dari aliran langsung air hujan. Aliran dasar berasal dari air tanah yang pada umumnya tidak memberikan respon yang cepat terhadap hujan.

Aliran dasar dapat diperoleh dengan persamaan berikut ini (Harto, 1993, p.168):

$$Q_B = 0,4751 \times A^{0,64444} \times D^{0,9430} \dots\dots\dots (2-24)$$

$$D = L_N/A \dots\dots\dots (2-25)$$

Dimana:

Q_B = Aliran Dasar

A = Luas Daerah Aliran Sungai

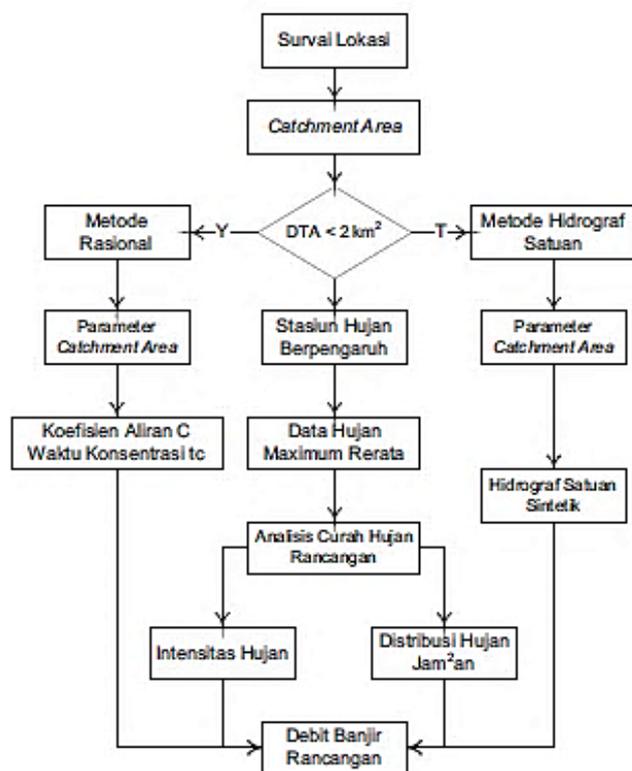
L_N = Panjang Sungai

2.6. Analisa Banjir Rancangan

Debit Banjir rancangan merupakan debit yang secara statistik akan disamai atau bahkan akan dilampaui sekali dalam kala ulang tertentu. Kala ulang yang di gunakan yaitu kala ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun dan seterusnya.

Kala ulang merupakan waktu hipotesa, yang mana hujan atau debit dengan suatu besaran tertentu akan disamai atau bahkan akan dilampaui sekali dalam jangka waktu tertentu. Jadi, tidak ada yang dapat memastikan bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulangnya.

Dalam perhitungan debit banjir rencana banyak metode-metode yang dapat diterapkan, dalam hal ini yang sering digunakan adalah metode hidrograf satuan sintetis (HSS) dan Metode rasional, adapun metode hidrograf satuan sintetis (HSS) yang biasa digunakan pula adalah Nakayasu. Dan dalam penentuan metode yang digunakan dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 2.5 Diagram Alir Pemilihan Metode Analisis Debit Banjir Rancangan
Sumber: IMIDAP ESDM 2A (2009,p.28)

Banjir rancangan merupakan suatu banjir dengan kala ulang tertentu. Debit banjir rancangan dalam perencanaan PLTM ini dianalisis dengan pendekatan Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu. Rumusan yang dikemukakan oleh Nakayasu ialah (Soemarto,1987, p.168):

$$Qp = \frac{A \cdot Ro}{3,6 (0,3 Tp + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2-26)$$

Dengan:

Qp = Debit puncak banjir ($m^3/detik$)

Ro = Hujan satuan (mm)

Tp = Tenggang waktu dari hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Bagian lekung naik HSS Nakayasu mempunyai persamaan:

$$Qa = Qp \left(\frac{t}{Tp} \right)^{2,4} \dots\dots\dots (2-27)$$

Dengan:

Qa = limpasan sebelum mencapai debit puncak ($m^3/detik$)

t = waktu (jam)

Bagian lekung turun HSS Nakayasu mempunyai persamaan:

$$Qd1 = Qd > 0,3Qp : Qd = Qp \cdot 0,3^{\left(\frac{t-Tp}{T_{0,3}} \right)} \dots\dots\dots (2-28)$$

$$Qd2 = 0,3 Qp > Qd > 0,3^2 Qp : Qd = Qp \cdot 0,3^{\left(\frac{t-Tp+0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right)} \dots\dots\dots (2-29)$$

$$Qd3 = 0,3^2 Qp > Qd : Qd = Qp \cdot 0,3^{\left(\frac{t-Tp+1,5T_{0,3}}{2T_{0,3}} \right)} \dots\dots\dots (2-30)$$

Tenggang waktu:

$$Tp = tg + 0,8 tr \dots\dots\dots (2-31)$$

Dimana untuk:

$$L < 15km, \text{ maka } tg = 0,21 L^{0,7} \dots\dots\dots (2-32)$$

$$L > 15km, \text{ maka } tg = 0,4 + 0,058 L \dots\dots\dots (2-33)$$

Dengan:

L = Panjang alur sungai (km)

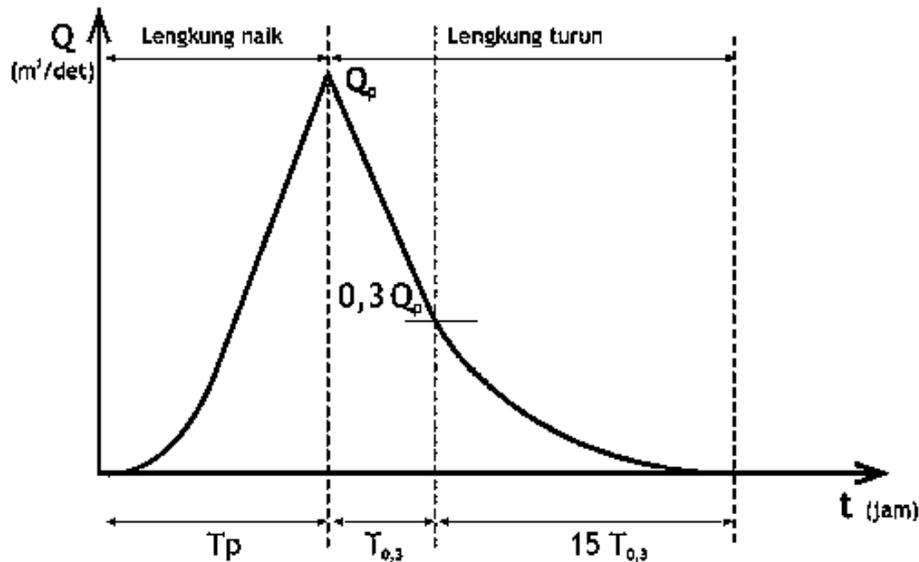
Tg = waktu konsentrasi (jam)

Tr = 0,5tg sampai 1tg (jam)

$T_{0,3}$ = α tg (jam)

Dimana:

- Untuk daerah pengaliran biaya $\alpha = 2$
- Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun cepat $\alpha = 1,5$
- Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun lambat $\alpha = 3$



Gambar 2.6 Hidrograf Satuan Metode Nakayasu
Sumber: IMIDAP ESDM 2A (2009,p.43)

2.7. Perhitungan Klimatologi

Perhitungan klimatologi untuk menghitung besarnya potensi penguapan yang terjadi di daerah studi yang biasa disebut sebagai evapotranspirasi potensial (ET_0). Besarnya nilai potensi penguapan sangat dipengaruhi oleh keadaan iklim, sementara iklim sangat berhubungan erat dengan letak lintang.

Adapun metode-metode yang digunakan untuk menghitung harga evapotranspirasi potensial (ET_0) yaitu: *Blaney-Criddle*, *Penman*, radiasi dan lain sebagainya. Dalam studi ini metode yang digunakan yaitu metode *Penman*, metode ini merupakan salah satu memperkirakan evapotranspirasi dengan mempertimbangkan beberapa data klimatologi dalam perhitungannya yaitu suhu udara, kelembaban udara, lama penyinaran matahari, kecepatan angin serta letak lintang daerahnya. Sedangkan metode *Blaney Criddle* data yang diperlukan yaitu letak lintang dan suhu udara saja. Serta metode Radiasi memerlukan data letak lintang, suhu udara dan lama penyinaran matahari. *Penman* (1948) menyajikan rumus dan teori untuk menaksir penguapan dari data klimatologi (wilson,1993, p.48).

$$ET_0 = c \cdot ET_0^* \dots\dots\dots (2-34)$$

$$ET_0^* = w \cdot (0.75 R_s - R_n) + (1 - w) f(U) (\epsilon_g - \epsilon_d) \dots\dots\dots (2-35)$$

Dengan:

ET_0 = Evaporasi Potensial (mm/hari)

C = Angka koreksi (berdasarkan keadaan iklim)

ET_0^* = Evaporasi Potensial sebelum dikoreksi (mm/hari)

w = Faktor pengaruh suhu dan elevasi ketinggian daerah

$$R_s = \text{Radiasi gelombang pendek yang diterima bumi (mm/hari)} \\ = (0.25 + 0.54 (n/N)) R_\gamma \dots\dots\dots (2-36)$$

R_γ = Radiasi gelombang pendek batas luar atmosfer

n/N = Kecerahan matahari (%)

$$R_n = \text{Radiasi bersih gelombang panjang (mm/hari)} \\ = f(t) \cdot f(\epsilon_d) \cdot f(n/N) \dots\dots\dots (2-37)$$

$f(t)$ = Fungsi suhu

$$f(\epsilon_d) = \text{Fungsi tekanan uap} \\ = 0.34 - 0.44 \cdot ((\epsilon_d)^{0.5}) \dots\dots\dots (2-38)$$

$$E_d = \text{Tekanan uap sebenarnya (mbar)} \\ = \epsilon_d^* \cdot RH \dots\dots\dots (2-39)$$

$$f(n/N) = \text{Fungsi kecerahan matahari} \\ = 0.1 + 0.9 \cdot (n/N) \dots\dots\dots (2-40)$$

$$f(U) = \text{Fungsi kecepatan angin} \\ = 0.27 \cdot (1 + 0.864 u) \dots\dots\dots (2-41)$$

RH = Kelembaban relatif (%)

Prosedur perhitungan Evapotranspirasi Potensial untuk suatu bulan sebagai berikut:

1. Cari letak lintang daerah
2. Cari data suhu rerata bulanan (t)
3. Sesuai dengan suhu rerata bulanan, cari nilai ϵ_γ , w, $f(t)$ dari tabel 2.15
4. Cari data kelembaban relatif (%)
5. Hitung nilai tekanan uap
6. Sesuai dengan letak lintang dari nilai Radiasi gelombang pendek batas luar atmosfer dari tabel 2.16
7. Cari data kecerahan matahari (n/N)
8. Hitung nilai R_s
9. Hitung nilai $f(n/N)$
10. Cari data kecepatan angin ($f(U)$)
11. Hitung nilai $f(U)$
12. Hitung Nilai R_n
13. Cari nilai angka koreksi c → Tabel 2.17
14. Cari ET_o^*
15. Cari ET_o

Tabel 2.15
Hubungan t dengan $\epsilon\gamma$, w, f(t)

t(°C)	$\epsilon\gamma$ (mbar)	w	f (t)	t(°C)	$\epsilon\gamma$ (mbar)	W	f (t)	t(°C)	$\epsilon\gamma$ (mbar)	w	f (t)
24	29,85	0,735	15,4	26,3	34,22	0,758	15,960	28,6	39,14	0,781	16,42
24,1	30,03	0,736	15,425	26,4	34,42	0,759	15,98	28,7	39,38	0,782	16,440
24,2	30,21	0,737	15,45	26,5	34,63	0,76	16,000	28,8	39,61	0,783	16,46
24,3	30,39	0,738	15,475	26,6	34,83	0,761	16,02	28,9	39,84	0,784	16,480
24,4	30,57	0,739	15,5	26,7	35,04	0,762	16,040	29	40,06	0,785	16,5
24,5	30,76	0,74	15,525	26,8	35,25	0,763	16,06	29,1	40,29	0,786	16,520
24,6	30,94	0,741	15,55	26,9	35,46	0,764	16,080	29,2	40,51	0,787	16,54
24,7	31,13	0,742	15,575	27	35,66	0,765	16,1	29,3	40,74	0,788	16,560
24,8	31,31	0,743	15,6	27,1	35,88	0,766	16,120	29,4	40,96	0,789	16,58
24,9	31,50	0,744	15,625	27,2	36,09	0,767	16,14	29,5	41,19	0,79	16,600
25	31,69	0,745	15,65	27,3	36,30	0,768	16,160	29,6	41,41	0,791	16,62
25,1	31,88	0,746	15,675	27,4	36,50	0,769	16,18	29,7	41,64	0,792	16,640
25,2	32,06	0,747	15,7	27,5	36,72	0,77	16,200	29,8	41,86	0,793	16,66
25,3	32,26	0,748	15,725	27,6	36,94	0,771	16,22	29,9	42,09	0,794	16,680
25,4	32,45	0,749	15,75	27,7	37,16	0,772	16,240	30	42,31	0,795	16,7
25,5	32,64	0,75	15,775	27,8	37,37	0,773	16,26	30,1	42,54	0,796	16,720
25,6	32,83	0,751	15,8	27,9	37,59	0,774	16,280	30,2	42,76	0,797	16,74
25,7	33,03	0,752	15,825	28	37,81	0,775	16,3	30,3	42,99	0,798	16,760
25,8	33,22	0,753	15,85	28,1	38,03	0,776	16,320	30,4	43,21	0,799	16,78
25,9	33,42	0,754	15,875	28,2	38,25	0,777	16,34	30,5	43,44	0,8	16,800
26	33,62	0,755	15,9	28,3	38,48	0,778	16,360	30,6	43,66	0,801	16,82
26,1	33,82	0,756	15,920	28,4	38,70	0,779	16,38	30,7	43,89	0,802	16,840
26,2	34,02	0,757	15,94	28,5	38,92	0,78	16,400	30,8	44,11	0,803	16,86

Sumber : Montarcih (2010,p.31)

Tabel 2.16
Harga Ry untuk Indonesia

Bulan	LU			0	LS				
	5	4	2		2	4	6	8	10
Jan	13.0	14.3	14.7	15.0	15.3	15.5	15.8	16.1	16.1
Feb	14.0	15.0	15.3	15.5	15.7	15.8	16.0	16.1	16.0
Mar	15.0	15.5	15.6	15.7	15.7	15.6	15.6	15.1	15.3
Apr	15.1	15.5	15.3	15.3	15.1	14.9	14.7	14.1	14.0
Mei	15.3	14.9	14.6	14.4	14.1	13.8	13.4	13.1	12.6
Jun	15.0	14.4	14.2	13.9	13.9	13.2	12.8	12.4	12.6
Jul	15.1	14.6	14.3	14.1	14.1	13.4	13.1	12.7	11.8
Ags	15.3	15.1	14.9	14.8	14.8	14.3	14.0	13.7	12.2
Sep	15.1	15.3	15.3	15.3	15.3	15.1	15.0	14.9	13.1
Okt	15.7	15.1	15.3	15.4	15.4	15.6	15.7	15.8	14.6
Nov	14.8	14.5	14.8	15.1	15.1	15.5	15.8	16.0	15.6
Des	14.6	14.1	14.4	14.8	14.8	15.4	15.7	16.0	16.0

Sumber: Montarcih (2010,p.27)

Tabel 2.17
Lama Penyinaran Matahari Maksimum Rata-Rata Per Hari

Lintang U	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
Lintang S	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun
50	8.5	10.1	11.8	13.8	15.4	16.3	15.9	14.5	12.7	10.8	9.1	8.1
48	8.8	10.2	11.8	13.6	15.2	16	15.6	14.3	12.6	10.9	9.3	8.3
46	9.1	10.2	11.9	13.5	14.9	15.7	15.4	14.2	12.6	10.9	9.5	8.7
44	9.3	10.5	11.9	13.4	14.7	15.4	15.2	14	12.6	11	9.7	8.9
42	9.4	10.6	11.9	13.4	14.6	15.2	14.9	13.9	12.6	11.1	9.7	9.1
40	9.6	10.7	11.9	13.3	14.4	15	14.7	13.7	12.5	11.2	9.8	9.3
35	10.1	11	11.9	13.1	14	14.5	14.5	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
30	10.4	11.1	12	12.9	13.6	14	13.9	13.2	12.4	11.5	10.6	10.2
25	10.7	11.3	12	12.7	13.3	13.7	13.5	13	12.3	11.6	10.9	10.6
20	11	11.5	12	12.6	13.4	13.3	13.2	12.3	12.3	11	11.2	10.9
15	11.3	11.6	12	12.5	12.8	13	12.9	12.6	12.2	11.8	11.6	11.5
10	11.6	11.8	12	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.4	11.8	11.6	11.5
5	11.8	11.9	12	12	12.2	12.3	12.4	12.3	12.4	12	11.9	11.8
0	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12

Sumber: Nugroho (2011,p.287)

Tabel 2.18
Angka koreksi (c) menurut rumus Penman

Bulan	Jan	Feb	Mar	April	Mei	Juni	Juli	Aug	Sep	Okt	Nov	Des
c	1,10	1,10	1,10	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Sumber: Montarcih (2010,p.30)

2.8. Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit minimum sungai dengan kemungkinan debit terpenuhi dalam prosentase tertentu, misalnya 90%, 80% atau nilai prosentase lainnya, sehingga dapat

dipakai untuk kebutuhan pembangkitan. Debit andalan pada umumnya dianalisis sebagai debit rata-rata untuk periode 10 hari, setengah bulanan atau bulanan. Kemungkinan tak terpenuhi dapat ditetapkan 20%, 30% atau nilai lainnya untuk menilai tersedianya air berkenaan dengan kebutuhan pengambilan (*diversion requirement*).

Debit andalan yang optimal didapatkan melalui analisis dengan menggunakan metode catatan debit sungai dan atau apabila catatan debit itu terdapat bagian yang tidak ada, maka digunakan hasil analisis sebagaimana dijabarkan di atas.

Untuk memperoleh kapasitas PLTM, tidak terlepas dari perhitungan seberapa besar air yang dapat diandalkan untuk membangkitkan PLTM, yang bertujuan untuk menentukan debti perencanaan yang diharapkan selalu tersedia di sungai (Soemarto,1987, p.213).

Besarnya debit andalan yang diambil untuk menyelesaikan optimum penggunaan air di beberapa pekerjaan dibidang sumberdaya air antara lain(Soemarto,1987, p.214):

- | | |
|-----------------------------------|---------|
| 1. Penyediaan air minum | 99% |
| 2. Penyediaan air industri | 95%-98% |
| 3. Penyediaan air irigasi untuk | |
| • Daerah beriklim setengah lembab | 70%-85% |
| • Daerah beriklim kering | 08%-95% |
| 4. Pembangkit Listrik Tenaga Air | 85%-90% |

2.8.1. Simulasi Debit Andalan

Dalam perhitungan debit andalan ada beberapa metode yang dapat di lakukan antara lain yaitu F.J. Mock dan NRECA. Dengan data-data yang diperlukan yaitu Curah Hujan, Evapotranspirasi, vegetasi dan karakteristik geologinya.

a. Metode F.J. Mock

Metode ini beranggapan bahwa air hujan yang jatuh pada daerah aliran sungai sebagian besar akan menjadi limpasan langsung dan sebagian akan masuk kedalam tanah yang biasa disebut dengan infiltrasi, kemudian jika kapasitas lengas tanah terlampaui untuk menampung air, maka air akan mengalir kebawah akibat gaya gravitasi.

Metode F.J. Mock mempunyai 2 prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air bawah tanah dan neraca air di atas tanah semua berdasarkan iklim, kondisi tanah dan hujan.

Persamaan untuk menghitung menggunakan metode F.J. Mock yaitu:

- Evapotranspirasi Terbatas (E_t)

Evapotranspirasi aktual dihitung dari evaporasi potensial metode *Penman* (E_{To}).

Hubungan antara Evaporasi potensial dengan Evaporasi Aktual dihitung dengan rumus:

$$E_t = E_{to} - E \dots\dots\dots (2-42)$$

$$E = E_{to} \cdot (m/20) \cdot (18-h) \dots\dots\dots (2-43)$$

Dengan:

m = Prosentase lahan yang tidak tertutup tanaman

m = 0 untuk lahan dengan hutan lebat

m = 0 untuk lahan dengan hutan sekunder pada akhi musim hujan dan bertambah 10% setiap bulan kering berikutnya

m = 10 - 40% untuk lahan yang tererosi

m = 30 - 50% untuk lahan pertanian yang diolah

- Keseimbangan Air

$$\Delta s = P - E_t \dots\dots\dots (2-44)$$

Aliran Permukaan, jika:

$\Delta s \geq 0$ maka aliran permukaan = 0

$\Delta s \leq 0$ maka aliran permukaan = $PF \times P$ \dots\dots\dots (2-45)

Kandungan Air Tanah, jika:

$P > E_t$ maka $SS = 0$

$P < E_t$ maka $SS = \Delta s - PF$ \dots\dots\dots (2-46)

Kapasitas Kelembaban Tanah, jika:

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

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

$WS = \Delta s - SS$ \dots\dots\dots (2-47)

- Aliran dan Simpanan Air

$$I = i \cdot WS \dots\dots\dots (2-48)$$

$$V_n = [0,5 (1+k) \times I] + [k \times V_{(n-1)}] \dots\dots\dots (2-49)$$

$$\Delta V_n = V_n - V_{(n-1)} \dots\dots\dots (2-50)$$

$$BF = 1 - \Delta V_n \dots\dots\dots (2-51)$$

$$DR = WS + \text{Aliran permukaan} - I \dots\dots\dots (2-52)$$

$$T_{Ro} = BF + DR \dots\dots\dots (2-53)$$

- Debit Aliran Sungai

$$Q = \frac{A \cdot T_{Ro}}{t} \dots\dots\dots (2-54)$$

Dimana:

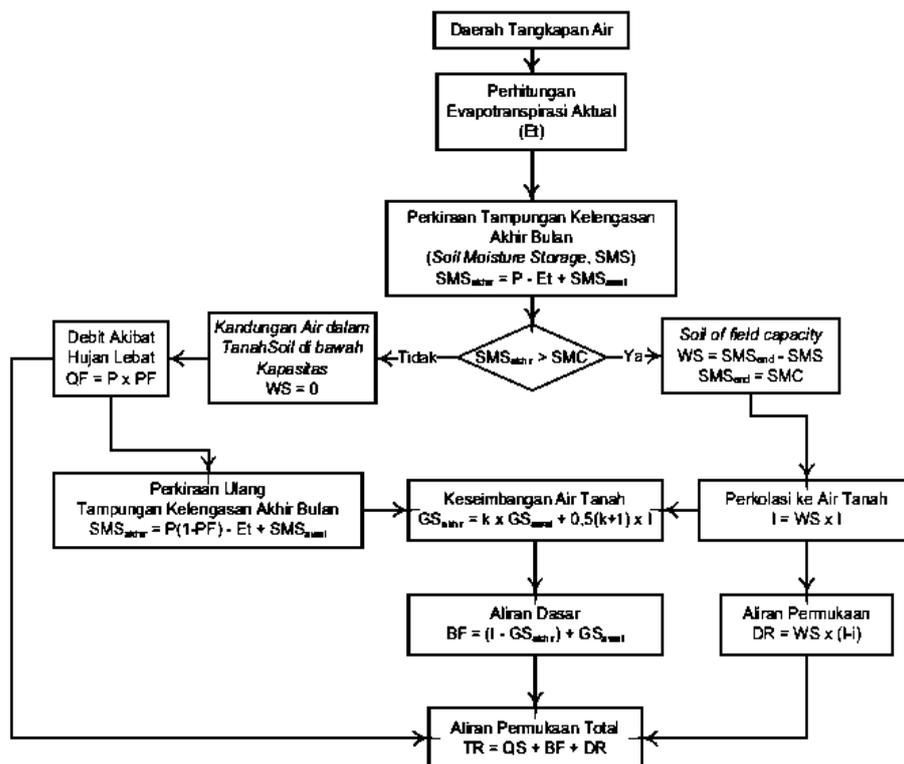
E_t = evapotranspirasi terbatas (mm)

E_{to} = evapotranspirasi potensial (mm)

E	= perbedaan antara evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas (mm)
h	= jumlah hari hujan (hari)
Δs	= keseimbangan air di permukaan tanah (mm)
P	= hujan (mm)
PF	= Faktor aliran hujan lebat (%)
SS	= Kandungan air tanah (mm)
SMC	= Kelembaban tanah, diambil 50-250 mm (mm)
WS	= kelebihan air (mm)
I	= infiltrasi (mm)
I	= koefisien infiltrasi (diambil 0,2-0,5)
k	= koefisien resesi aliran air tanah (diambil 0.4-0.47)
V_n	= volume air tanah bulan ke n
$V_{(n-1)}$	= volume air tanah bulan ke (n-1)
$\Delta V_{(n-1)}$	= perubahan volume (mm)
BF	= aliran air tanah (mm)
DR	= aliran langsung (mm)
T_{Ro}	= total limpasan (mm)
Q	= debit aliran permukaan (m^3/dt)
A	= luas DAS (km^2)
t	= waktu (detik)

Adapun Langkah-langkah perhitungan Metode F.J.Mock yaitu:

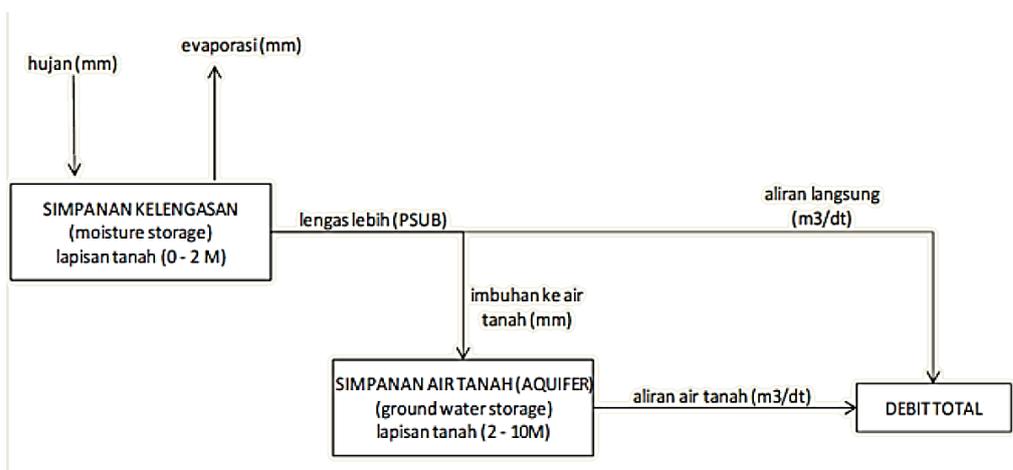
- Mempersiapkan data-data yang dibutuhkan, antara lain: rerata hujan daerah (P), evapotranspirasi potensial (Eto), jumlah air hujan (n), faktor resesi aliran air tanah (k), dan angka koefisien infiltrasi.
- Menentukan evapotranspirasi terbatas.
- Menentukan besar hujan di permukaan tanah (Ds)
- Menentukan harga kelembaban tanah (SMC)
- Menentukan infiltrasi, koefisien antara 0 – 1,0
- Menentukan air lebih tanah (*water surplus*)
- Menentukan kandungan air bawah tanah (V_n)
- Menentukan perubahan kandungan air bawah tanah (DV_n)
- Menentukan aliran dasar dan aliran langsung.
- Menentukan debit yang tersedia di sungai.



Gambar 2.7 Diagram Alir Perhitungan F.J Mock
Sumber: IMIDAP ESDM 2A (2009,p.16)

b. Metode NRECA

Menurut Kriteria Perencanaan Irigasi (2013), cara perhitungan NRECA sesuai untuk daerah cekungan yang setelah hujan masih ada aliran air sungai selama beberapa hari. Kondisi ini terjadi bila tangkapan hujan cukup luas. Secara Diagram prinsip metode NRECA dapat digambarkan sebagai berikut:



Gambar 2.8 Simulasi Debit NRECA
Sumber: KP-01 (2010,p.174)

Langkah perhitungan mencakup 18 tahapan, untuk mempermudah hitungan dibuatlah kolom-perkolom dari kolom (1) hingga (18) seperti dibawah ini :

- Curah hujan (P) dalam 1 periode (bulanan)
- Jumlah hari tiap bulanan
- Nilai evapotranspirasi (ETo = evapotranspirasi potensial)
- Nilai tampungan kelengasan awal (w0), nilainya didapat dengan cara try and error, dan pada percobaan pertama di bulan Januari diambil 500 (mm).
- Menghitung rasio tampungan tanah (*soil storage ratio* – wi) dihitung dengan rumus :

$$w_i = \frac{w_0}{Nominal} \dots\dots\dots (2-55)$$

$$Nominal = 100 + 0.2 Ra \dots\dots\dots(2-56)$$

Dimana:

Ra = Hujan Tahunan (mm/tahun)

- Menghitung Rasio P / ETo
- Menentukan Rasio Et / ETo
Et = Penguapan Terbatas, nilainya tergantung pada rasio P/ETo dan rasio Et/ETo

- Menghitung Evapotranspirasi Terbatas

$$Et = \frac{Et}{ETo} ETo \text{ Koefisien Reduksi} \dots\dots\dots (2-57)$$

Koefisien reduksi diperoleh dari menghitung beda elevasi hulu dengan elevasi lokasi sumber (dalam m) dibagi jarak (km). Adapun nilai koefisien reduksi berdasarkan kemiringannya adalah sebagai berikut :

Tabel 2.19
Koefisien Reduksi

Kemiringan (m/km)	Koefisien Reduksi
0 – 50 m/km	0.9
51 – 100 m/km	0.8
101 – 200 m/km	0.6
>200 m/km	0.4

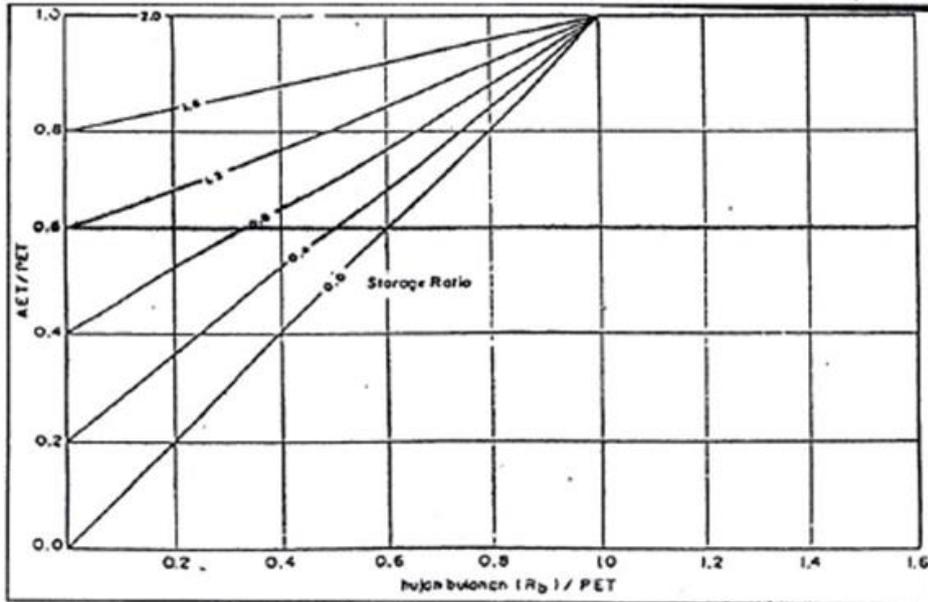
Sumber: KP-01 (2010,p.175)

- Menghitung Neraca Air
 $\Delta s = P - E_t \dots\dots\dots (2-58)$

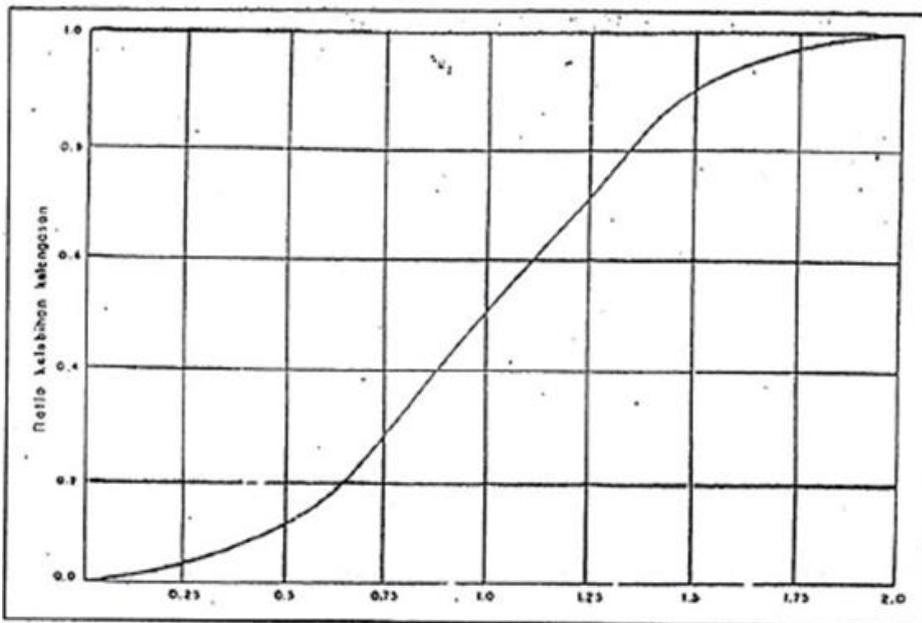
- Menghitung Rasio Kelengasan Tanah

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

- Menghitung Kelebihan kelengasan
Kelebihan kelengasan = Rasio Kelengasan x Neraca Air (2-59)
- Menghitung Perubahan Tampunguan
Perubahan Tampunguan = Neraca Air – Kelebihan Kelengasan (2-60)
- Menghitung Tampunguan Air Tanah
Tampunguan Air Tanah = P1 x Kelebihan Kelengasan (2-61)
Dimana P1 merupakan parameter yang menggambarkan karateristik tanah permukaan (kedalaman 0-2 m), nilainya 0,1 – 0,5 tergantung dari sifat lulus air lahan.
P1 = 0.1 bila bersifat kedap air
P1 = 0.5 bila bersifat lulus air
- Menghitung Tampunguan Air Tanah Awal yang harus dicoba-coba dengan nilai awal 200 mm
- Menghitung Tampunguan Air Tanah Akhir
Tamp. Air Tanah Akhir = Tamp. Air Tanah + Tamp. Air Tanah Awal..... (2-62)
- Menghitung Aliran Air Tanah
Aliran Air Tanah = P2 x Tampunguan Air Tanah Akhir (2-63)
Dimana P2 merupakan parameter yang menggambarkan karateristik tanah permukaan (kedalaman 0-10m), ntergantung dari sifat lulus air lahan.
P2 = 0.9 bila bersifat kedap air
P2 = 0.5 bila bersifat lulus air
- Menghitung Aliran Langsung
Aliran Langsung = Kelebihan Kelengasan – Tampunguan Air Tanah (2-64)
- Menghitung Aliran Total
Aliran Total = Aliran Langsung + Aliran Air Tanah (2-65)
Untuk perhitungan periode berikutnya diperlukan nilai tampunguan dan kelengasan untuk periode berikutnya dan tampunguan air tanah periode berikutnya yang dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :
- Tampunguan kelengasan = tampunguan kelengasan periode sebelumnya + perubahan tampunguan periode sebelumnya.
- Tampunguan air tanah = tampunguan air tanah periode sebelumnya – aliran air periode sebelumnya



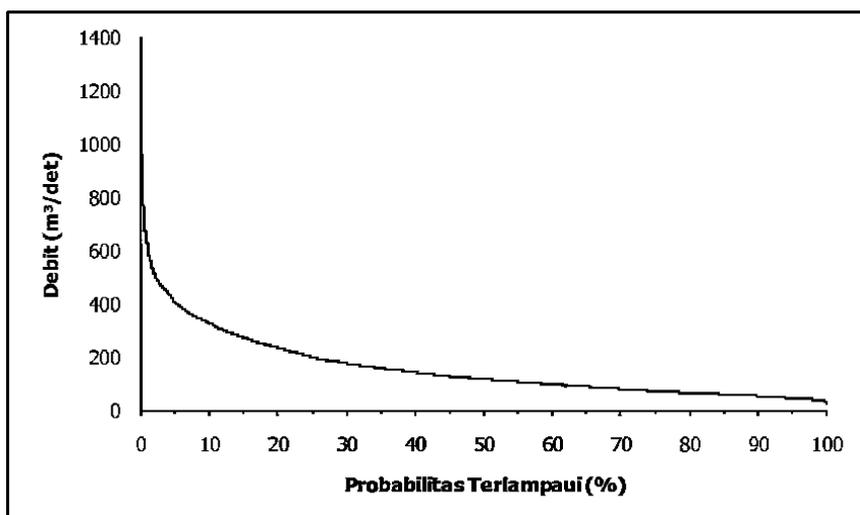
Gambar 2.9 Rasio Et/ETo
Sumber: KP-01 (2010,p.176)



Gambar 2.10 Rasio Tampung Kelengasan Tanah
Sumber: KP-01 (2010,p.176)

2.8.2. Flow Duration Curve (FDC)

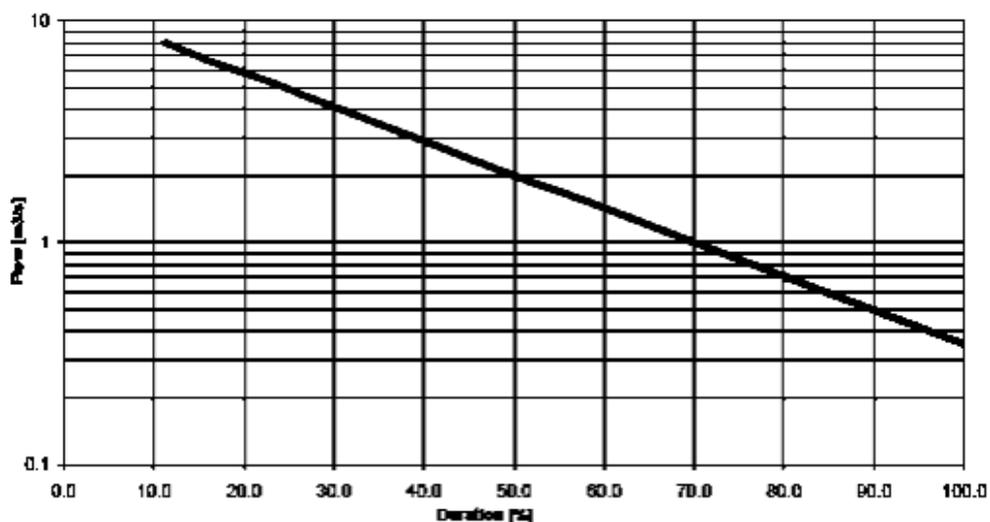
Flow Duration Curve (FDC) merupakan grafik yang menampilkan debit suatu sungai dan dalam jangka waktu tertentu dalam satu tahun. Untuk mengetahui besarnya aliran yang mengalir pada sungai dalam satu tahun maka *Flow Duration Curve* (FDC) mengurutkan dari nilai terbesar hingga nilai terkecil data debit dalam jangka waktu tertentu.



Gambar 2.11 Contoh *Flow Duration Curve*

Sumber: IMIDAP ESDM 2A (2009,p.22)

Untuk mengatur debit dilakukan dengan metode *flow duration curve* (FDC) yang menunjukkan titik tertentu pada sungai dengan perbandingan waktu, dimana debit yang mengalir sama atau melebihi nilai tertentu, hal ini diperoleh dari hidrograf satuan sintetis dengan mengatur data secara besaran debit yang diurutkan dari terbesar ke terkecil bukan secara kronologis. Aliran yang ditinjau kemudian dapat ditunjukkan dengan grafik seperti pada gambar berikut.



Gambar 2.12 Grafik *Flow Duration Curve* (FDC) dengan skala log

Sumber: ESHA (2004,p.56)

Persamaan yang digunakan dalam analisis peluang pada metode FDC yaitu persamaan Weibull dengan persamaan sebagai berikut (Soewarno,1995, p.114):

$$P(X_m) = \frac{m}{N+1} \dots\dots\dots (2-66)$$

Dengan:

$P(X_m)$ = Peluang terjadinya kumpulan nilai curah hujan yang diharapkan selama periode pengamatan.

N = Jumlah pengamatan dari data

m = Nomor urut kejadian atau peringkat kejadian.

Adapun langkah – langkah perhitungan *Flow Duration Curve* (FDC) dalam interval waktu tertentu sesuai SNI 6378:2015 adalah sebagai berikut:

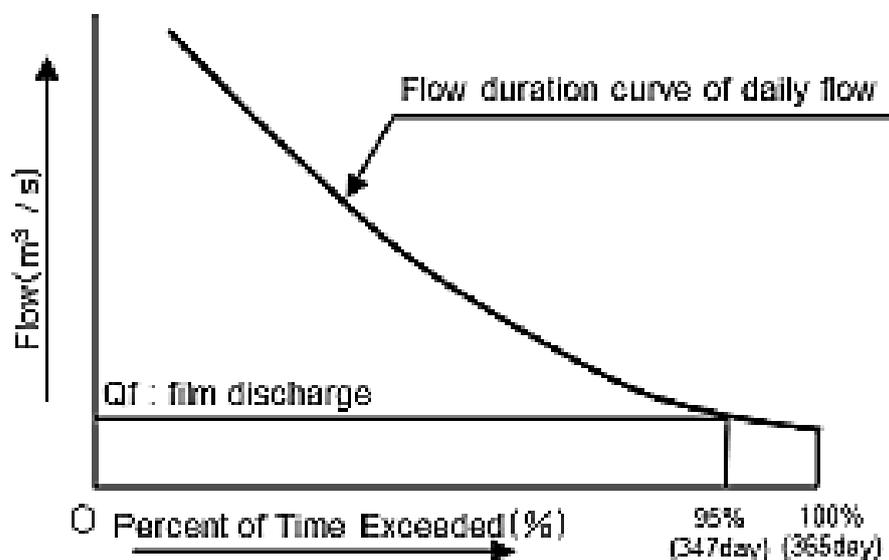
- Kumpulkan data debit yang dihitung dengan metode F.J Mock
- Cek ketersediaan pencatatan data debit, dengan persyaratan jika terdapat data yang kosong maka dapat dilakukan pemodelan untuk menghasilkan debit simulasi.
- Lakukan uji validasi untuk data debit tersebut. Jika tidak lulus uji maka gunakan data debit tahun-tahun terakhir saja, minimal satu tahun terakhir. Debit tersebut akan digunakan sebagai data debit pengamatan pada tahapan kalibrasi di pemodelan, selanjutnya menggunakan model yang sama dilakukan perpanjangan debit simulasi.
- Susun seluruh data debit dari nilai terbesar ke nilai terkecil (*descending*) setiap interval waktu tertentu misal data dari bulan Januari sampai Desember.
- Tentukan peringkat data.
- Hitung probabilitas dari setiap data berdasarkan peringkat data dengan menggunakan persamaan 2.55
- Hitung debit andalan berdasarkan probabilitas sesuai peruntukan, bila probabilitas yang dihasilkan tidak tepat maka dapat menginterpolasi linear dari data tersebut.
- Buat kurva durasi debit dengan memplot data dari hasil urutan data terbesar hingga terkecil

Dalam perencanaan PLTM setelah dilakukan perhitungan debit andalan dengan metode-metode tertentu maka dapat dipilih debit yang akan digunakan sebagai perencanaan bangunan hantar baik untuk intake, saluran pembawa, pipa pesat sampai dengan turbin. Dalam penentuan debit yang digunakan ada beberapa acuan yang dapat digunakan, antara lain:

a. *Japan International Corporation Agency* (JICA), Jepang

Aliran pada saat musim kemarau dari sungai yang berkapasitas kecil, yang peruntukannya untuk Pembangkit listrik tenaga mini hidro, tidak hanya terpengaruh oleh curah hujan pada sungai, tapi juga faktor geologi setempat. Pedoman Pembangkit

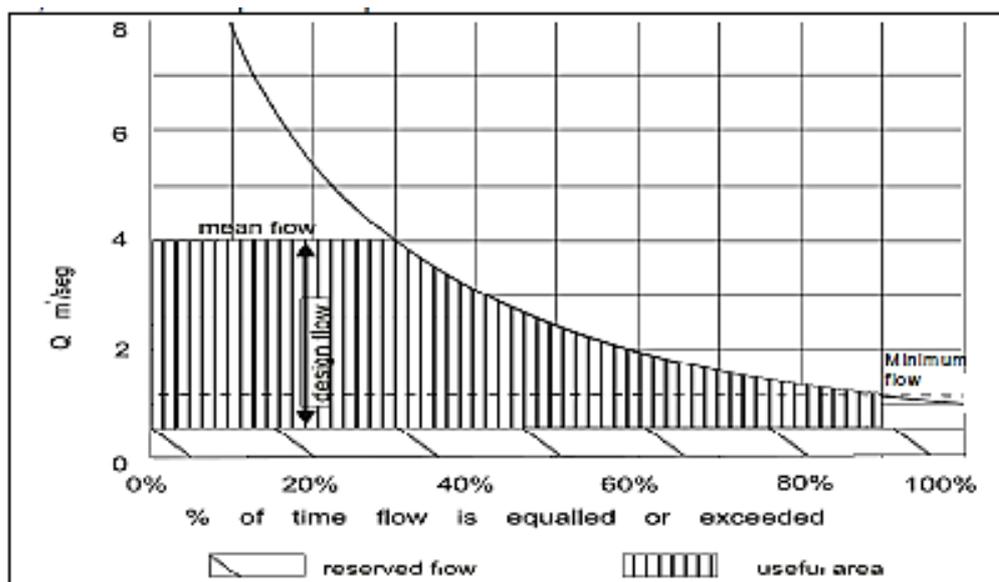
Listrik Tenaga Mini Hidro dari JICA, menyarankan untuk menggunakan 95% untuk debit andalan sebagai debit dasar yang dibutuhkan untuk perencanaan.



Gambar 2.13 FDC dan Debit Andalan
Sumber: JICA (2011,p.5-2)

b. *European Small Hydropower Association (ESHA)*, Eropa

Flow Duration Curve (FDC) memberikan bantuan dalam pemilihan debit andalan yang digunakan untuk perencanaan, dengan melihat debit yang mungkin tersedia dan minimum aliran pada turbin, perkiraan kapasitas daya terpasang dan energi rerata yang dihaikan dapat diketahui.



Gambar 2.14 Debit tersedia pada FDC
Sumber: ESHA (2004,p.61)

Melalui gambar 2.14 diilustrasikan bahwa kurva FDC pada lokasi tersebut telah dievaluasi. Debit desain perencanaan yang teridentifikasi telah melalui proses optimasi, pengecekan perbedaan debit, yang nantinya memberikan debit desain optimum yang seharusnya lebih besar dibandingkan selisih antara debit rerata dan debit yang tersedia. Apabila debit desain telah ditentukan dan tinggi jatuh bersih telah ditetapkan maka dapat dipilih turbin yang paling sesuai dengan karakteristik tersebut.

Gambar 2.14 menunjukkan luasan yang dapat digunakan pada *Flow Duration Curve*. Setiap turbin yang akan dipilih memiliki syarat debit minimum yang melalui turbin. Karena dengan debit yang lebih kecil turbin tidak akan bisa beroperasi atau efisiensinya menjadi sangat kecil.

Energi yang diproduksi dari turbin dapat dihasilkan dengan membagi luasan yang ada secara vertikal setinggi 5% dalam tiap bagian yang dimulai dari nilai terbawah. Potongan terakhir akan memotong FDC pada debit minimum (Q_{min} atau $Q_{reserved}$) atau bahkan lebih besar dari itu. Pada setiap 5% potongan Q_{median} dihitung dan dapat dikorespondenkan dengan turbin. Berikut adalah rumus yang digunakan.

$$E = W \times Q_{median} \times H \times \eta_{turbine} \times \eta_{generator} \times \eta_{gearbox} \times \eta_{transformer} \times \bar{O} \times h \dots\dots\dots (2-67)$$

Dengan

E = lebar potongan (tiap 5%) , kecuali potongan terakhir

h = jumlah jam dalam setahun

y = berat spesifik air (9,81 kN/m³)

Rerata dari energi yang dihasilkan dari turbin adalah jumlah dari energi pada setiap potongannya. Kapasitas turbin akan dihasilkan berdasarkan debit desain perencanaan, tinggi jatuh bersih, efisiensi turbin, dan berat jenis spesifik air. Adapun minimum debit yang mengalir merupakan presentase dari debit desain ditinjau dari tipe turbin konvensional.

2.8.3. Pertimbangan Pemilihan Debit Andalan

Pertimbangan pemilihan debit andalan ini bertujuan untuk menentukan debit andalan berapa persen yang akan di gunakan pada perhitungan selanjut seperti menentukan dimensi bangunan penunjang dalam perencanaan pembangkit listrik tenaga mini hidro.

Berdasarkan *Japan International Corporation Agency* (JICA) Untuk penentuan debit andalan untuk wilayah indonesia berkisar antara:

- Untuk PLTMH : Debit andalan 80% - 100%
- Untuk PLTM : Debit andalan 45% - 65%

Selain berdasarkan JICA, penentuan debit andalan yang akan digunakan juga harus mempertimbangkan nilai faktor kapasitasnya. Berdasarkan peraturan menteri ESDM nomor 12 tahun 2017 disebutkan sebagai berikut:

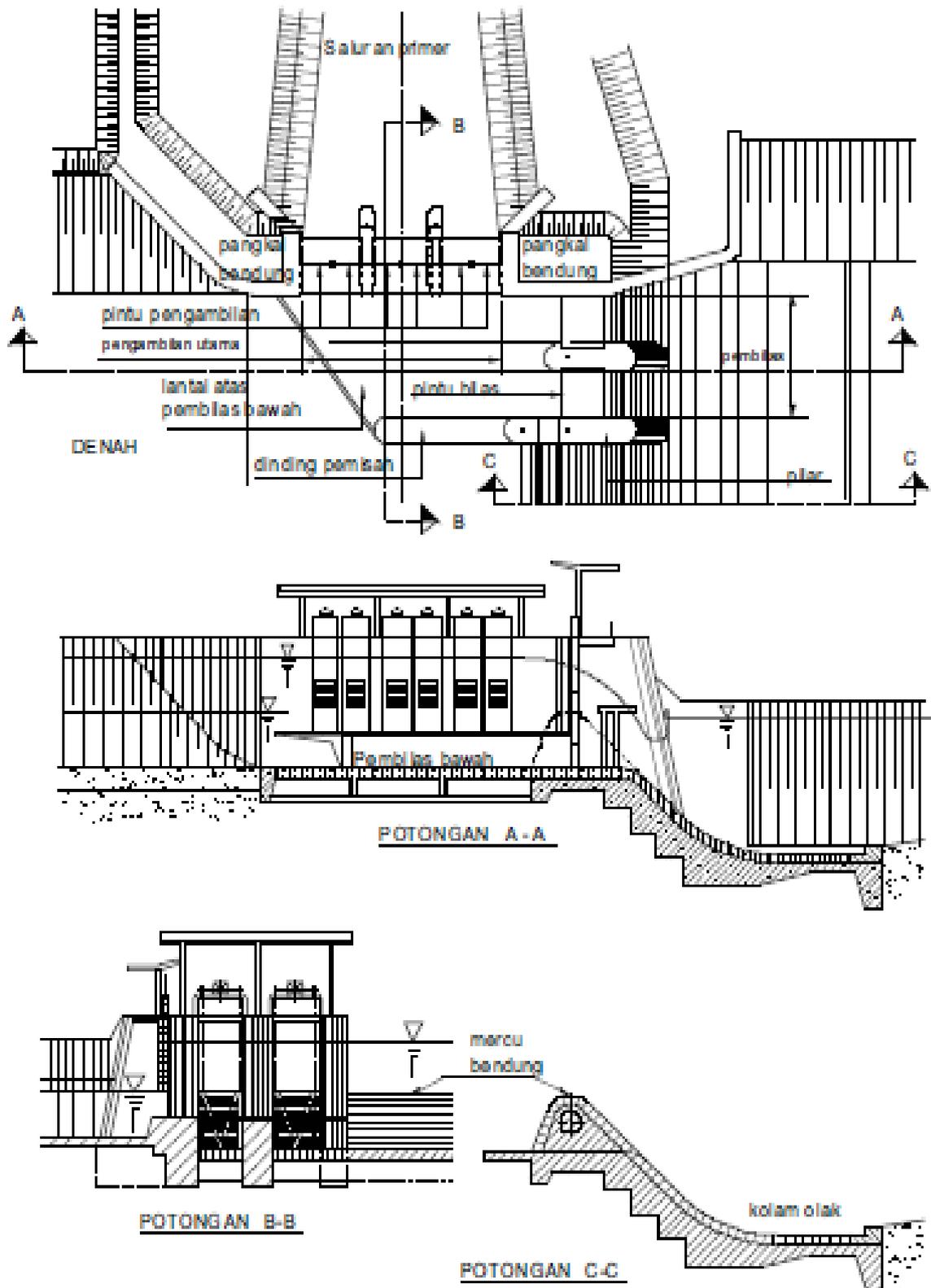
- Jika daya yang dihasilkan kurang dari 10 MW maka nilai faktor kapasitasnya harus lebih besar 65%
- Jika daya yang dihasilkan lebih besar dari 10 MW maka nilai faktor kapasitasnya tergantung kebutuhan.

Agar dapat memilih debit yang paling tepat diantara rentang probabilitas yang telah disebutkan diatas, maka diperlukan simulasi perhitungan daya dan energi yang dihasilkan serta dihitung pulang perkiraan nilai faktor kapasitas pembangkitnya.

2.9. Bangunan Bendung

Bendung merupakan bangunan yang berada melintang sungai yang berfungsi untuk membelokkan arah aliran air. Bangunan bendung bertujuan untuk mengontrol dan menaikkan tinggi air dalam sungai secara signifikan sehingga elevasi muka air dapat dialihkan ke dalam pembangkit minihidro. Bangunan bendung dilengkapi dengan bangunan pengambilan (*Intake*) yang berfungsi mengarahkan air dari sungai masuk ke dalam saluran pembawa. Adapun struktur bendung dan bangunan pengambilan untuk instalasi PLTM, terdiri dari berbagai variasi tipe. Tipe tersebut dapat dipilih dan digunakan sesuai dengan kebutuhan dan pertimbangan ekonomis dari instalasi PLTM.

Sebuah bendung dilengkapi dengan pintu air untuk membuang sedimen atau lumpur yang mengendap. Perlengkapan lainnya adalah *trashrack*. PLTM umumnya merupakan pembangkit tipe *Run of River* sehingga bangunan bendung dan dibangun berdekatan. Mempertimbangan dasar stabilitas sungai dan aman terhadap banjir, dapat dipilih lokasi untuk bendungan dan bangunan pengambilan (*intake*).



Gambar 2.15 Bangunan Pengambilan
Sumber: IMIDAP ESDM 2B (2009,p.9)

Lokasi bangunan bendung dan pemilihan tipe yang paling cocok dipengaruhi oleh banyak faktor, yaitu:

- Tipe, bentuk dan morfologi sungai
- Kondisi hidrolis antara lain elevasi yang diperlukan untuk pembangkit listrik
- Topografi pada lokasi yang direncanakan
- Kondisi geologi teknik pada lokasi
- Metode pelaksanaan
- Aksesibilitas dan tingkat pelayanan

Aspek yang mempengaruhi dalam pemilihan lokasi bendung adalah

- Pertimbangan topografi
- Kemantapan geoteknik pondasi bendung
- Pengaruh hidraulik
- Pengaruh regime sungai
- Tingkat kesulitan saluran induk
- Ruang untuk bangunan pelengkap
- Luas daerah tangkapan air
- Tingkat kemudahan pencapaian
- Biaya pembangunan

2.9.1. Penentuan Tipe Bendung

Dalam perencanaan bendung, ada beberapa tipe bendung yang dapat digunakan sebagai alternatif. Adapun tipe-tipe bendung sebagai berikut:

- Tipe Bulat

Untuk bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan koefisien bendung ambang lebar. Tipe ini banyak memberikan keuntungan karena akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung stream line dan tekanan negatif pada mercu.

Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai -4 m tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pasangan batu tekanan subatmosfir sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air.

- Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bandung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu.

- Tipe Sabo

Bendung tipe sabo merupakan bendung ambang lebar yang merupakan modifikasi dari bangunan sabo dam, mercu tipe ini dapat digunakan sebagai alternatif jika bendung tipe bulat dan tipe ogee tidak memungkinkan dengan material dominan pada sungai merupakan batu-batu besar dan sungai memiliki memiliki *debris flow* (aliran debris adalah aliran dari campuran air dan sedimen dengan berbagai ukuran).

Tabel 2.20
Penentuan tebal mercu bendung tipe sabo

Tebal Mercu	b = 1.5 – 2.0 m	b = 3.0 – 4.0 m
Material	Pasir dan kerikil atau kerikil dan batu-batu kecil	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai sedimen yang banyak	<i>Debris flow</i> kecil sampai <i>Debris flow</i> yang besar

Sumber: SNI 2851 (2015)

2.9.2. Lebar Efektif Bendung

Lebar efektif bendung adalah antara pangkal-pangkalnya (*Abutment*), menurut kriteria lebar bendung diambil sebaiknya diambil sama dengan lebar rata-rata ungai yang stabil atau lebar rata-rata muka air banjir tahunan sungai yang bersangkutan atau diambil lebar maksimum bendung tidak lebih dari 1.2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil (Anonim/KP-02,1986, p.49).

Berikut adalah persamaan lebar bendung:

$$Be = B - 2(n \cdot K_p + K_a) \cdot H_1 \dots\dots\dots (2-68)$$

Dengan:

- Be = Lebar efektif bendung (m).
- n = Jumlah pilar.
- K_p = Koefisien kontraksi pilar.
- K_a = Koefisien Kontraksi pangkal bendung.
- H₁ = Tinggi Energi diatas mercu (m).

Tabel 2.21
 Harga-Harga Koefisien Kontraksi

Bentuk Pilar	Kp
Pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1 dari tebal pilar	0.02
Pilar berujung bulat	0.01
Pilar berujung runcing	0
Bentuk Tembok Hulu	Ka
Pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0.20
Pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0.10
Pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Sumber: KP-02 (2010,p.50)

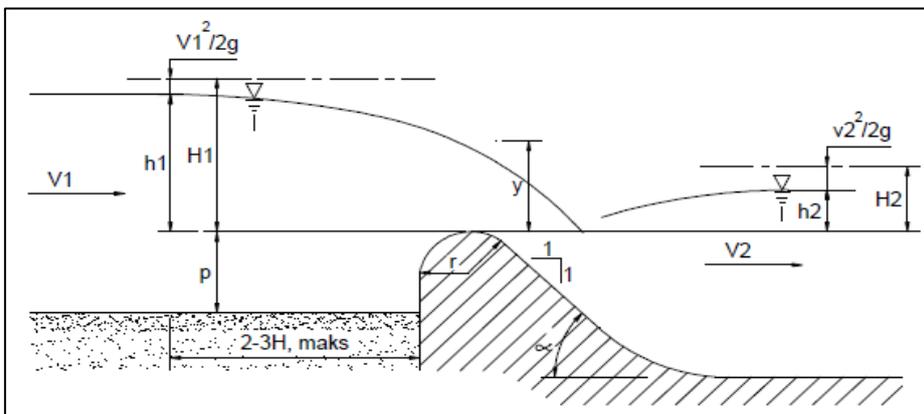
2.9.3. Tinggi Muka Air Banjir di Atas Mercu Bendung

Untuk menentukan tinggi energi di atas mercu (H_1) menggunakan rumus debit diatas bendung dengan mercu bulat, yaitu (Anonim/KP-02,1986, p.56):

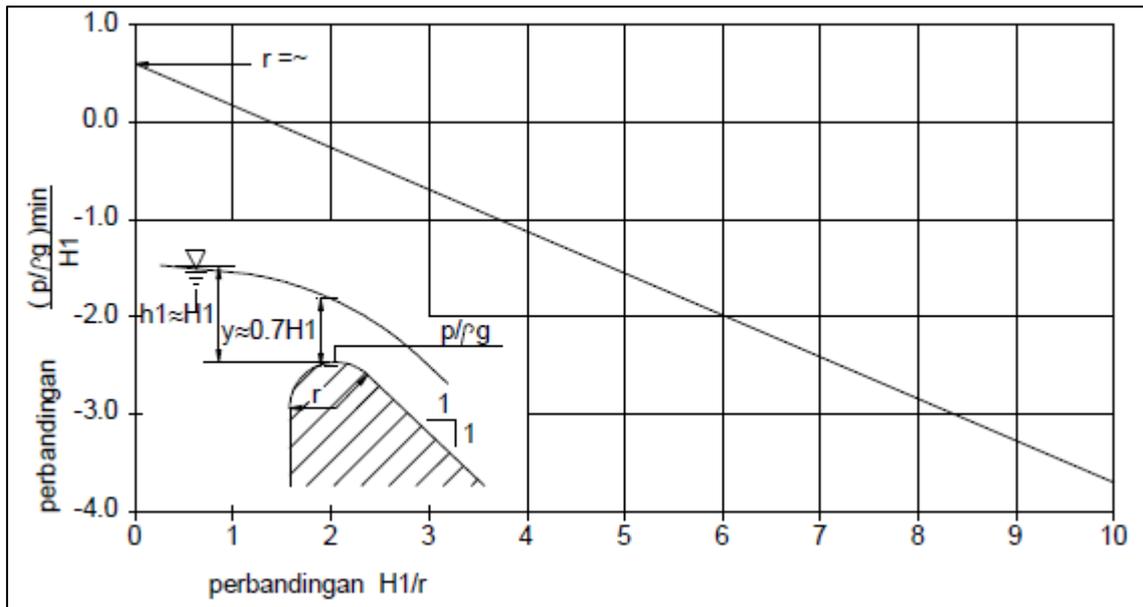
$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{2}{3} g\right)^{0,5} \cdot B_e \cdot H_1^{3/2} \dots\dots\dots (2-69)$$

Dengan:

- Q = Debit (m³/det)
- C_d = Koefisien debit
- g = Percepatan gravitasi (m/det²)
- B_e = Lebar efektif bendung (m)
- H₁ = Tinggi energi diatas mercu (m)



Gambar 2.16 Bendung dengan Mercu Bulat
 Sumber: KP-02 (2010,p.95)

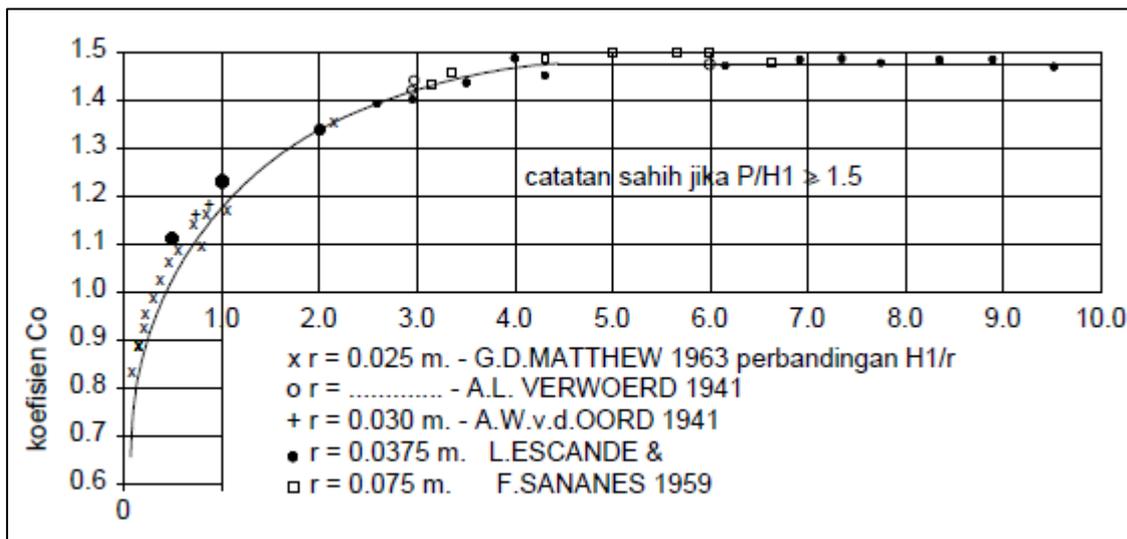


Gambar 2.17 Tekanan pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi perbandingan H_1/r
 Sumber: KP-02 (2010,p.96)

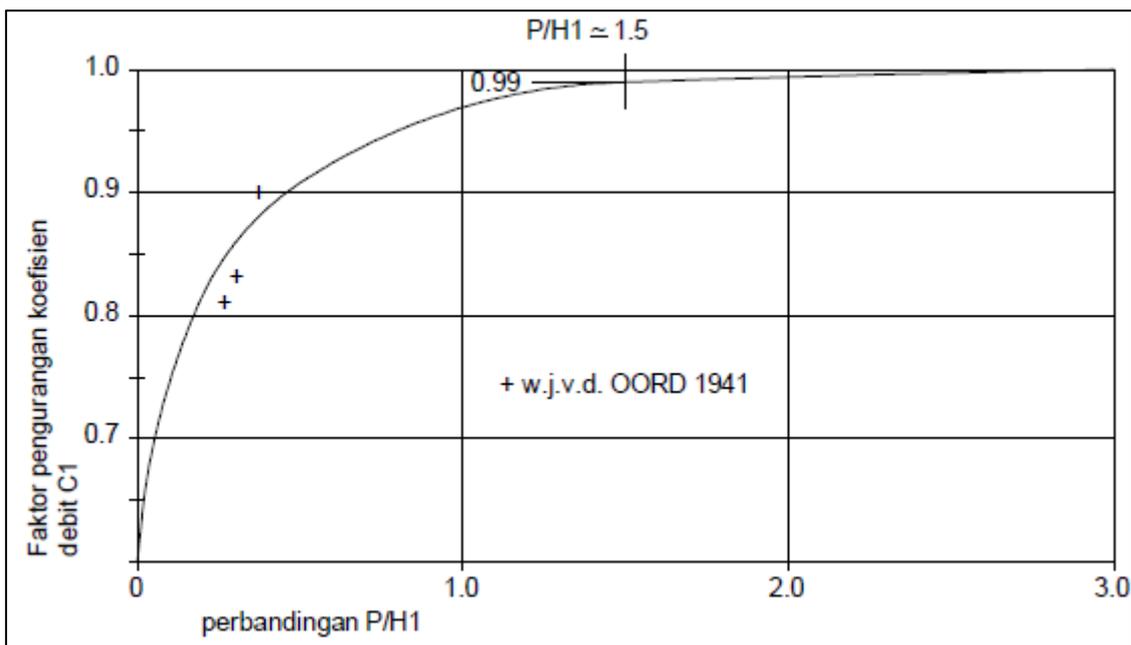
Dari Gambar di atas terlihat bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3-0,7 kali $H_{1\text{maks}}$ dan untuk mercu bendung beton dari 0,1-0,7 kali $H_{1\text{maks}}$

Koefisien debit C_d adalah hasil C_0, C_1, C_2 ($C_d=C_0C_1C_2$)

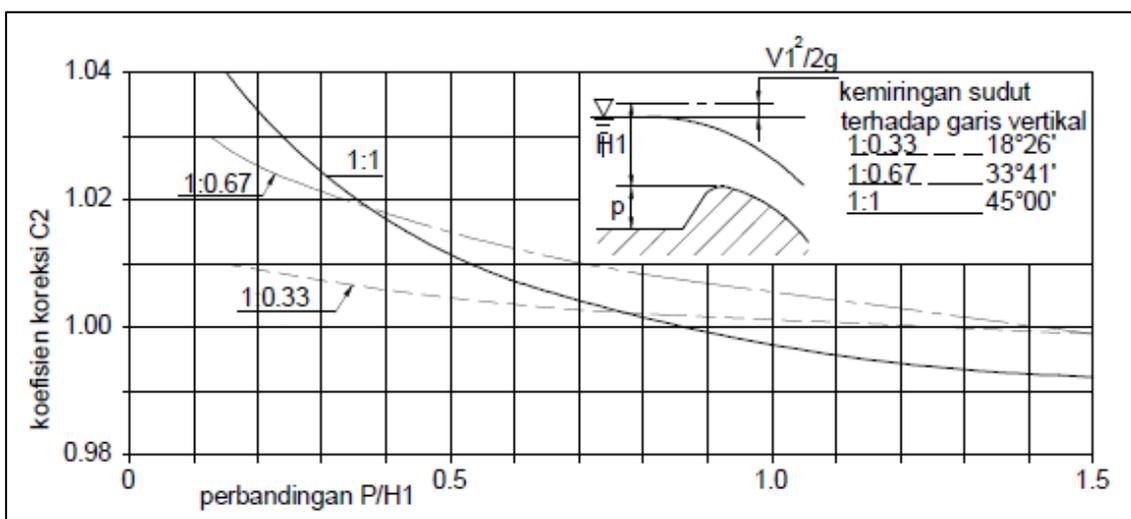
- C_0 adalah Fungsi H_1/r (Lihat Gambar 2.18)
- C_1 adalah fungsi P/H_1 (lihat gambar 2.19)
- C_2 adalah fungsi P/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung (lihat gambar 2.20)



Gambar 2.18 Nilai Koefisien C_0 untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi H_1/r
 Sumber: KP-02 (2010,p.97)



Gambar 2.19 Nilai Koefisien C_1 untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi P/H_1
Sumber: KP-02 (2010, p.97)



Gambar 2.20 Nilai Koefisien C_2 untuk Bendung Mercu Tipe Ogee sebagai Fungsi P/H_1
Sumber: KP-02 (2010, p.98)

2.9.4. Peredam Energi

Dalam merencanakan bendung, bangunan yang penting untuk direncanakan adalah peredam energi atau kolam olak. Peredam energi atau kolam olak berfungsi untuk mengamankan aliran di hilir agar tidak terjadi hempasan air pada bagian sungai yang tak terlindungi dan akhirnya mengakibatkan terjadinya penggerusan yang luas. Oleh sebab itu, peredam energi atau kolam olak perlu direncanakan dalam bendung. Metode perencanaan peredam energi atau kolam olak dapat ditentukan dengan menentukan kecepatan awal loncatan dengan rumus berikut:

$$v_1 = \sqrt{2g\left(\frac{1}{2}H_1 + z\right)} \dots\dots\dots(2-70)$$

Dengan:

- V_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)
 g = percepatan gravitasi, m/dt² (9,81)
 H_1 = tinggi energi di atas ambang, m
 z = tinggi jatuh, m

Dengan mengacu $q=v_1y_1$, rumus untuk kedalaman konjugasi dalam loncatan air adalah

$$\frac{y_2}{y_u} = 1/2(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (2-71)$$

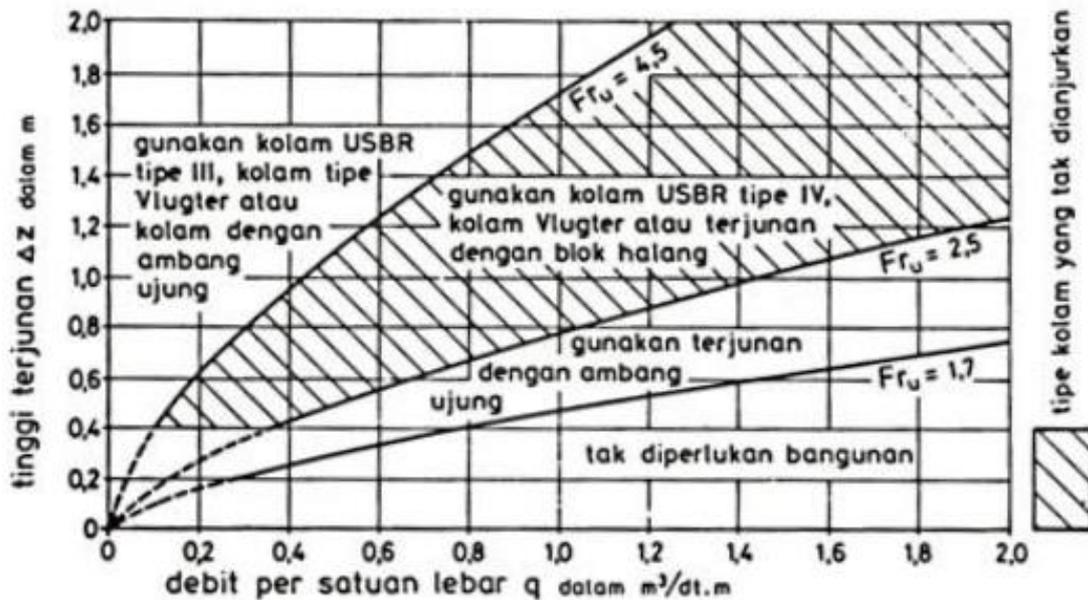
Dengan:

- y_2 = kedalaman air di atas ambang ujung, m
 y_u = kedalaman air di awal loncat air, m
 Fr = bilangan *froude*
 V_1 = kecepatan awal loncatan, m/dt
 g = percepatan gravitasi, m/dt² (9,81)

Adapun peredam energi atau kolam olak yang dikelompokkan berdasarkan bilangan *Froude* di bagian hilir bendung adalah sebagai berikut:

- a. Untuk aliran air yang bilangan *Froude* $\leq 1,7$. Maka tidak diperlukan peredam energi tapi pada bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi; saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan perlindungan khusus.
- b. Untuk aliran air yang bilangan $1,7 \leq Froude \leq 2,5$. Maka peredam energi dibutuhkan untuk melakukan peredaman energi secara efektif. Umumnya peredam energi dengan ambang ujung dapat dipilih pada kondisi ini.
- c. Untuk aliran air yang bilangan $2,5 \leq Froude \leq 4,5$. Maka akan timbul situasi yang cukup rumit untuk menentukan kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang cukup jauh. Sebagai solusi agar dapat terbentuk olakan yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas putaran dengan pemasangan blok depan pada kolam. Tetapi pada praktiknya, dalam kondisi *froude* seperti ini lebih baik apabila tidak merencanakan kolam olak. Sebaiknya, geometri diubah untuk memperbesar atau memperkecil bilangan *Froude* dan memakai kolam dari kategori yang lainnya.
- d. Untuk aliran air yang bilangan *Froude* $\geq 4,5$. Akan didapatkan pilihan peredam energi yang paling ekonomis. Karena kolam ini pendek. Tipe ini, termasuk dalam peredam energi tipe USBR Tipe III yang komponennya meliputi blok depan dan blok halang.

Agar lebih mudah untuk menentukan dan memperkirakan tipe bangunan yang akan digunakan untuk perencanaan detail maka dapat digunakan grafik untuk pemilihan peredam energi pada gambar sebagai berikut:



Gambar 2.21 Diagram untuk memperkirakan tipe peredam energi
 Sumber: KP-04 (2010,p.150)

Untuk mendesain peredam energi maka berikut adalah perumusan dimensi berdasarkan karakteristik lokasi yang telah dianalisis:

- a. Kolam olak untuk bilangan froude 2,5 sampai dengan 4,5

Untuk bilangan froude antara 2,5 sampai 4,5 dapat digunakan kolam olak USBR Tipe IV dengan komponen blok muka yang besar. Panjang kolam dapat ditentukan dengan

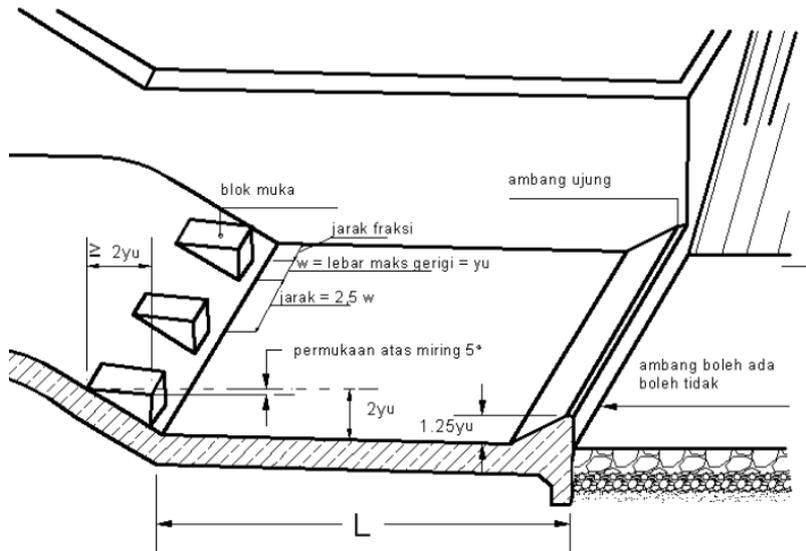
$$L = 2y_u(\sqrt{1 + 8Fr_u^2} - 1) \dots\dots\dots (2-72)$$

Dengan:

y_u = kedalaman air hilir

Fr = nilai bilangan froude

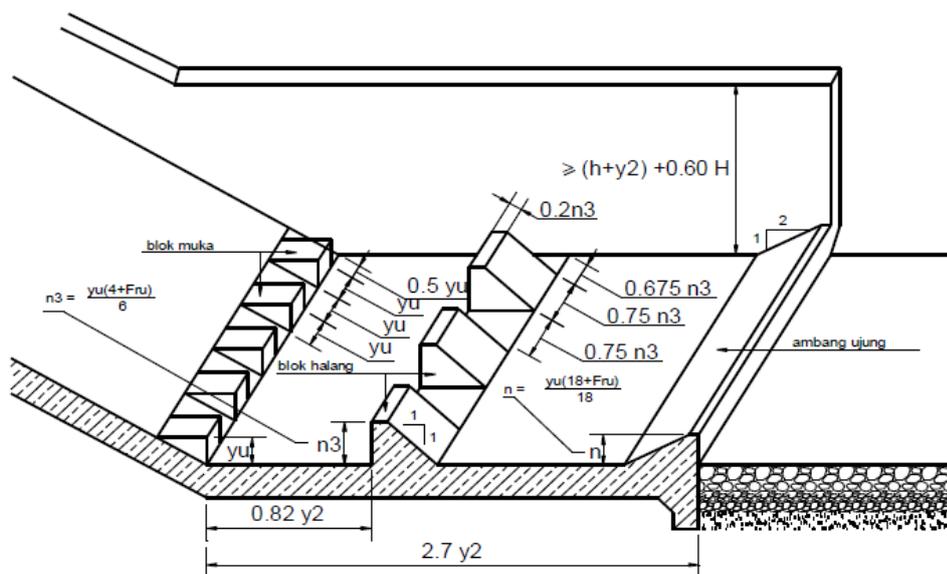
Kedalaman minimum air hilir adalah 1,1 kali y_d : $y_2 + n \geq 1,1 y_d$ (USB,1973)



Gambar 2.22 Dimensi kolam olak USBR tipe IV
Sumber: KP-04 (2010,p.154)

Selain dari kolam olak USBR tipe IV adapun kolam olak tipe blok halang, namun tidak disarankan untuk memilih konstruksi ini karena pada bangunan ini semua benda yang melayang dapat tersangkut. Hal ini menyebabkan meluapnya kolam dan rusaknya blok halang.

- b. Untuk bilangan *froude* diatas 4,5 akan sangat memungkinkan didapat loncatan air yang mantap dan peredaman energi dapat dicapai dengan baik. Kolam olak USBR tipe III dikembangkan khusus untuk bilangan *froude* diatas 4,5. Adapun dimensi yang merupakan ketentuan dari kolam olak USBR tipe III ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 2.23 Dimensi kolam olak USBR tipe III
Sumber: KP-04 (2010,p.156)

Adapun peredam energi tipe MDO/MDS bisa menjadi alternatif apabila dilapangan tidak dimungkinkan dibangun peredam energi tipe USBR. Oleh karena itu, tipe MDO/MDS dapat menjadi solusi, namun adapun persyaratan sehingga dapat dipilih peredam energi tipe MDO/MDS antara lain:

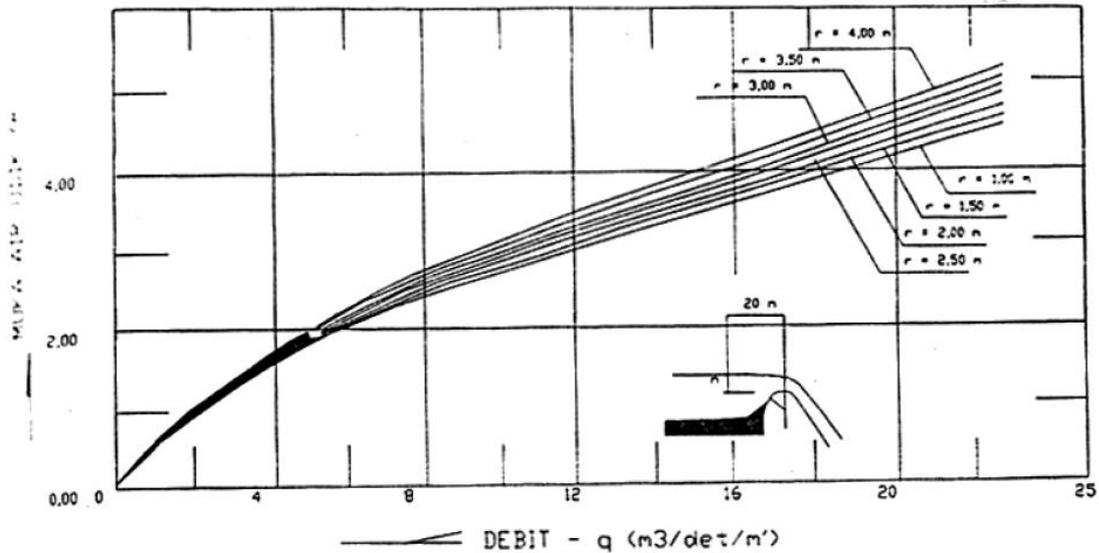
- Tipe mercu bendung harus berbentuk bulat
- Permukaan tubuh bendung di hilir harus dibuat miring dengan perbandingan kemiringan 1:m atau lebih tegak dari kemiringan 1:1
- Tubuh bendung dan peredam energi dipastikan material lapisannya menggunakan bahan yang tahan aus.
- Elevasi dasar sungai atau saluran di bagian hilir bendung yang ditentukan, dengan memperhitungkan kemungkinan terjadinya degradasi dasar sungai.
- Elevasi muka air hilir bendung yang dihitung, berdasarkan elevasi dasar sungai dengan kemungkinan perubahan geometri badan sungai

Adapun kriteria desain peredam energi tipe MDO/MDS yang disyaratkan adalah sebagai berikut:

- Tinggi muka air di atas mercu bendung dibatasi maksimum 4 meter
- Tinggi pembendungan maksimum 10 meter
- Kedua kriteria diatas dapat tidak diikuti, namun sebelum diterapkan disarankan dimensinya perlu diuji dengan *model test*.

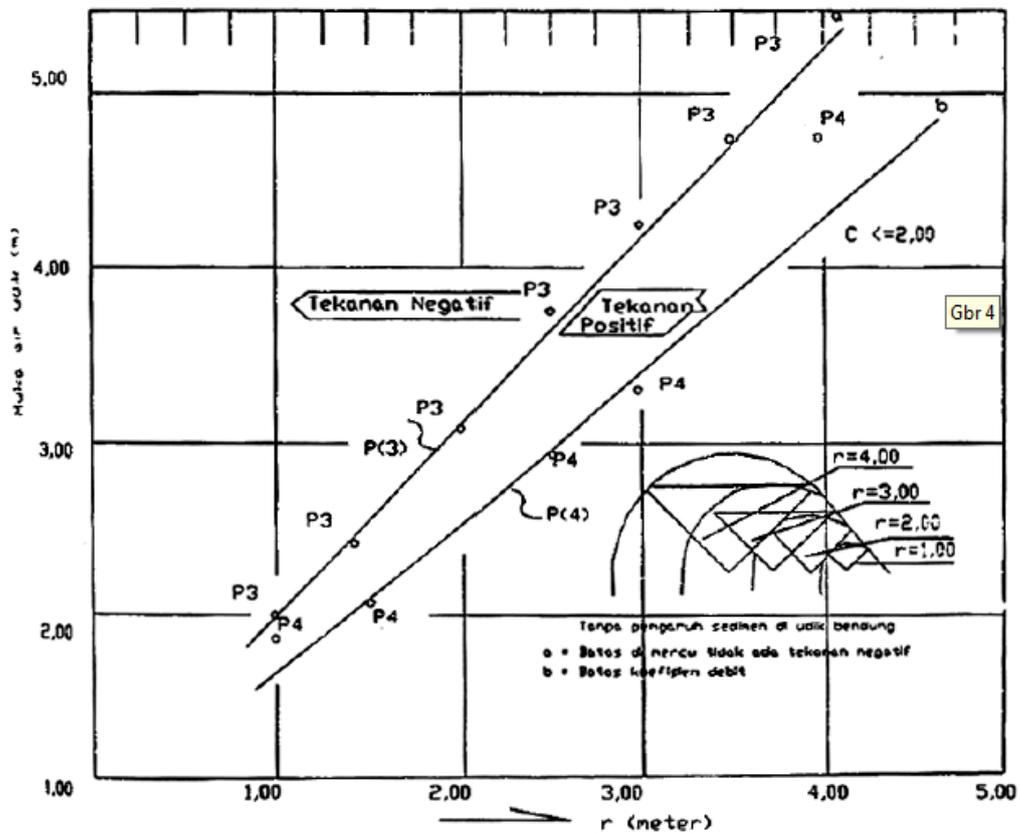
Untuk cara perencanaan teknik untuk peredam energi tipe MDO/MDS, dapat mengikuti langkah-langkah berikut:

- Untuk perencaan dari awal diperlukan data debit banjir rancangan yang digunakan untuk perencanaan bendung sampai dengan lengkung debit di lokasi bendung
- Menentukan debit per satuan lebar berdasarkan perencanaan mercu bendung
- Menentukan tinggi muka air di atas pelimpah menggunakan grafik MDO-1, parameter yang digunakan adalah debit per satuan lebar dan jari-jari mercu tipe bulat. Grafik MDO-1 dapat dilihat pada gambar berikut ini.



Gambar 2.24 Grafik MDO-1
 Sumber: KP-02 (2010,p.83)

- Apabila sesuai, maka selanjutnya menggunakan grafik MDO-2 akan diperiksa keamanan bagian hilir bendung terhadap kavitas, parameter yang digunakan adalah tinggi muka air di atas pelimpah dan jari-jari mercu. Grafik MDO-1b ditampilkan pada gambar berikut ini.



Gambar 2.25 Grafik MDO-1b
 Sumber: KP-02 (2010,p. 83)

- Setelah itu, dapat dihitung tinggi terjun air dari hulu ke hilir (z) dan parameter tidak berdimensi (E) agar nantinya didapatkan kedalaman lantai kolam olak. Berikut adalah rumus yang dimaksud.

$$Z = El. \text{Muka air di atas mercu} - El. \text{MAB hilir} \dots\dots\dots (2-73)$$

$$E = \frac{q_{dp}}{(g \cdot z^3)^{0,5}} \dots\dots\dots (2-74)$$

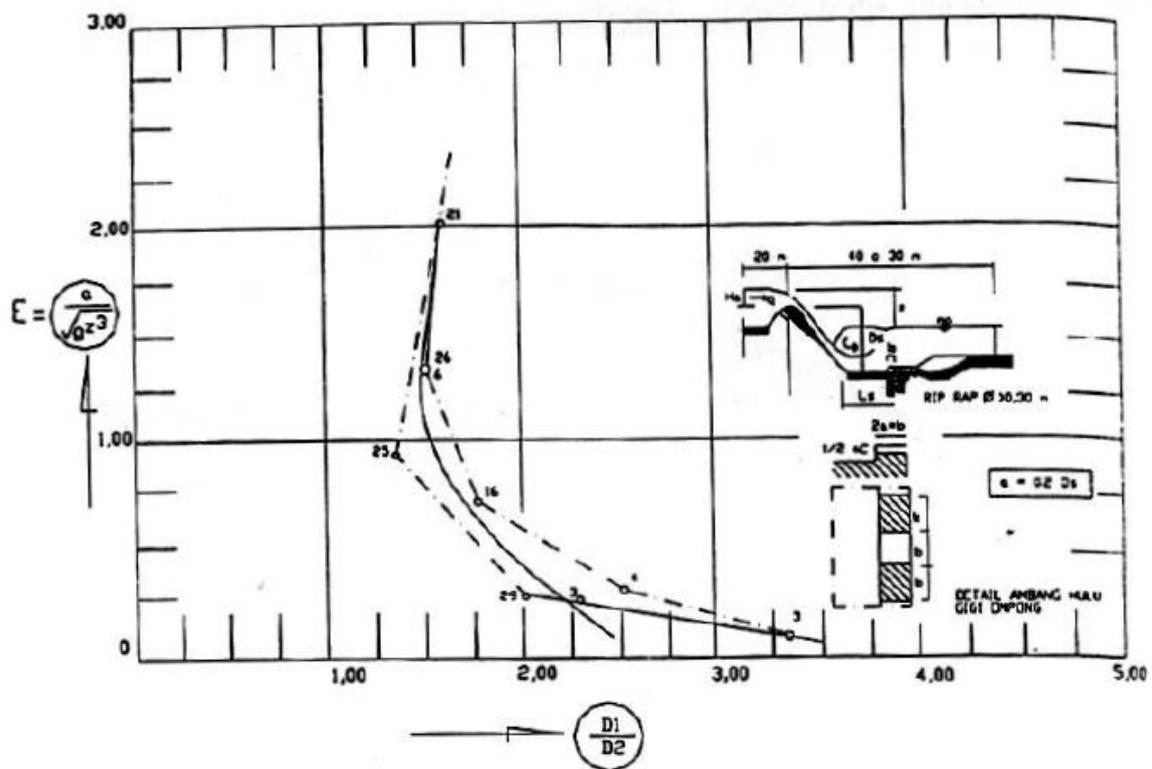
Dengan:

q_{dp} = debit per satuan lebar ($m^3/det/m$)

g = gravitasi ($9,81 m/det^2$)

z = tinggi terjun air (m)

Setelah dihitung parameter tidak berdimensi, maka dapat digunakan grafik MDO-3 untuk menentukan kedalaman lantai. Grafik MDO-2 ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 2.26 Grafik MDO-2
 Sumber: KP-02 (2010,p.84)

- Setelah dilakukan *plotting* terhadap grafik MDO-2 maka dapat dihitung kedalaman lantai. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut:

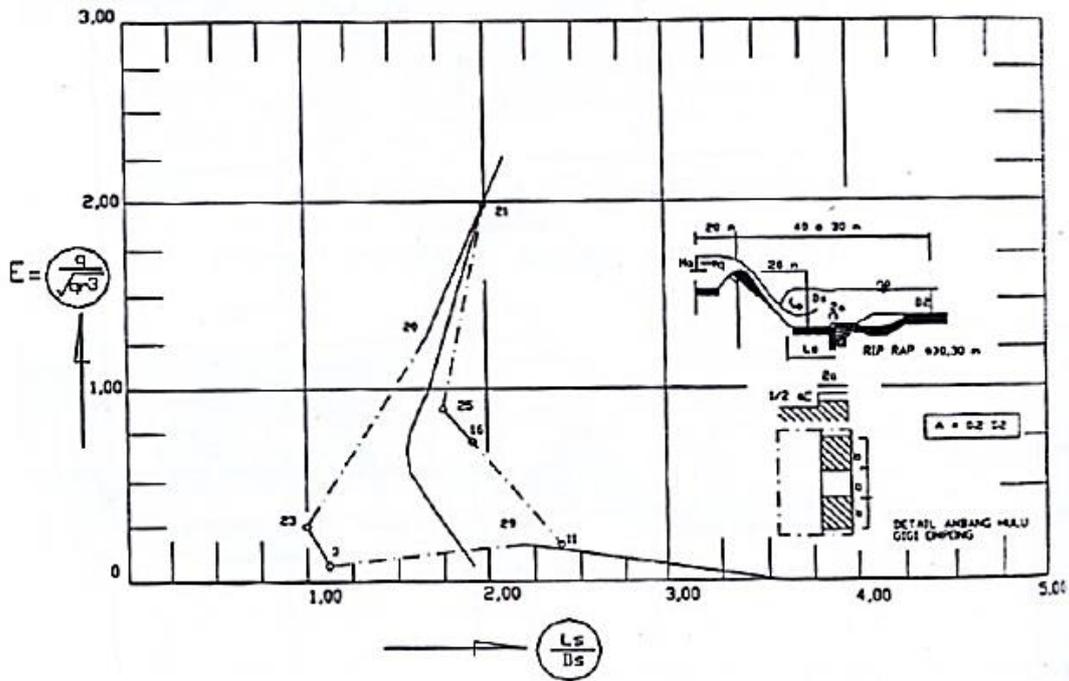
$$\text{kedalaman lantai } (D_s) = D_2 \times (D_s/D_2) \dots\dots\dots (2-75)$$

Dengan:

D_s = kedalaman lantai peredam energi (meter)

D_2 = tinggi muka air banjir hilir (meter)

- Panjang lantai peredam energi ditentukan menggunakan grafik MDO-3, dengan menggunakan parameter tidak berdimensi (E) yang telah dihitung, maka panjang lantai (L_s) dapat diketahui. Grafik MDO-3 ditampilkan pada gambar berikut ini.



Gambar 2.27 Grafik MDO-3
 Sumber: KP-02 (2010,p.84)

- Dari hasil *plotting* grafik MDO-3 didapatkan nilai perbandingan L_s/D_s, dengan nilai D_s adalah kedalaman lantai peredam energi. Untuk perhitungan panjang lantai menggunakan rumus berikut:

$$\text{kedalaman lantai } (L_s) = D_s \times (L_s/D_s) \dots\dots\dots(2-76)$$

Dengan:

D_s = kedalaman lantai peredam energi (meter)

L_s = panjang lantai peredam energi (meter)

- Tinggi ambang di hilir bendung dapat dihitung dengan rumus berikut

$$a = 0,2D_2 \leq a \leq 0,3D_2 \dots\dots\dots(2-77)$$

Dengan:

a = tinggi ambang (meter)

D₂ = tinggi muka air banjir hilir (meter)

- Lebar ambang di hilir bendung dihitung dengan rumus berikut

$$b = 2a \dots\dots\dots(2-78)$$

b = lebar ambang (meter)

- Elevasi *derkzerk* tembok pangkal bendung ditentukan dengan persamaan berikut untuk yang bagian hulu:

$$E_l D_{zu} = M + H_{udf} + F_b \dots\dots\dots (2-79)$$

Dengan:

$E_l D_{zu}$ = Elevasi tembok pangkal bendung hulu

M = elevasi mercu bendung

H_{udf} = tinggi muka air banjir hulu

F_b = tinggi jagaan

- Elevasi *derkzerk* tembok pangkal bendung ditentukan dengan persamaan berikut untuk yang bagian hilir

$$E_l D_{zi} = M + H_{idf} + F_b \dots\dots\dots (2-80)$$

Dengan:

$E_l D_{zi}$ = Elevasi tembok pangkal bendung hilir

M = elevasi mercu bendung

H_{idf} = tinggi muka air banjir hilir

F_b = tinggi jagaan

- Ujung tembok pangkal bendung tegak ke arah hilir (L_{pi}) dapat menggunakan rumus

$$L_{pi} = L_b + \frac{1}{2} L_s \dots\dots\dots (2-81)$$

Dengan:

L_{pi} = panjang ujung tembok tegak ke arah hilir (meter)

L_b = jarak *crest* bendung ke ujung kemiringan bendung (meter)

L_s = panjang rantai peredam energi (meter)

- Panjang tembok sayap hilir (L_{si}) dihitung dari ujung hilir rantai peredam energi dapat diambil dengan persamaan berikut

$$L_s \leq L_{si} \leq 1,5L_{si} \dots\dots\dots (2-82)$$

Dengan:

L_{si} = panjang tembok sayap hilir (meter)

- Panjang tembok pangkal bendung di hulu bendung dihitung dari sumbu *crest* bendung (L_{pu}), dapat diambil dengan persamaan berikut

$$0,50L_s \leq L_{pu} \leq L_s \dots\dots\dots (2-83)$$

Dengan:

L_{pu} = panjang tembok pangkal tembok hulu (meter)

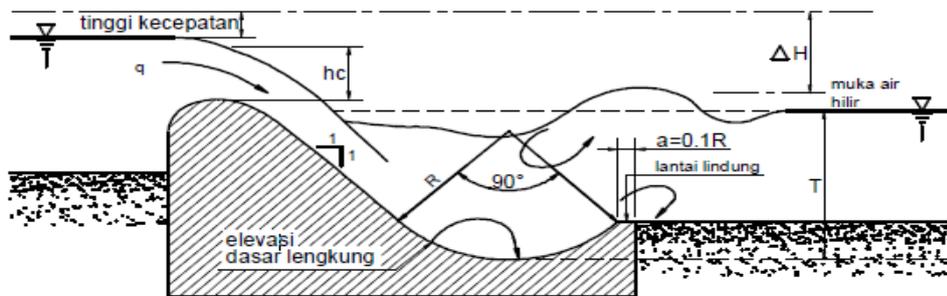
- Panjang tembok sayap hulu bagi sungai yang tidak jauh dari sisi tembok pangkal bendung, tembok sayap hulu dilengkungkan masuk ke tebing dengan panjang dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$1,0L_s \leq L_{su} \leq 1,5L_s \dots\dots\dots(2-84)$$

- Panjang tembok sayap hilir bagi terbing sungai yang jauh dari sisi tembok pangkal bendung atau palung sungai di hulur bendung yang jauh relatif lebih besar dibandingkan lebar pelimpah bendung maka tembok sayap udik perlu diperpanjang dengan tembok pengarah arus, dengan panjang minimum adalah

$$2L_s \dots\dots\dots(2-85)$$

Apabila dalam perencanaan 2 tipe kolam olak diatas tidak memungkinkan dan melihat kondisi sungai yang kebanyakan bebatuan , maka peredam energi tipe bak tenggelam dapat menjadi pilihan.



Gambar 2.28 Peredam Energi Tipe Bak Tenggelam
 Sumber: KP-02 (2013,p.115)

Peredam energi tipe bak tenggelam telah banyak digunakan sejak lama dengan sangat berhasil pada bendung-bendung rendah. Parameter-parameter dasar untuk perencanaan tipe bak tenggelam sebagaimana diberikan oleh USBR (Peterka, 1974) sulit untuk diterapkan bagi perencanaan bendung dengan tinggi energi rendah.

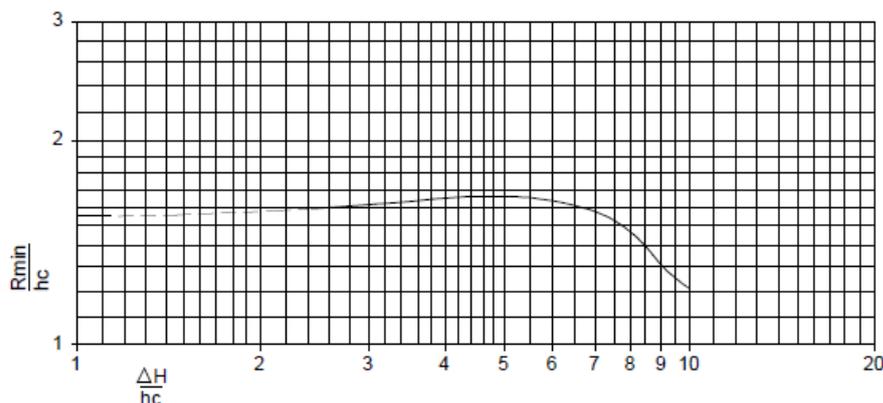
Oleh sebab itu, parameter-parameter dasar ini sebagai jari-jari bak, tinggi energi dan kedalaman air telah dirombak kembali menjadi parameter-parameter tanpa dimensi dengan cara membaginya dengan kedalaman kritis.

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(2-86)$$

Dengan:

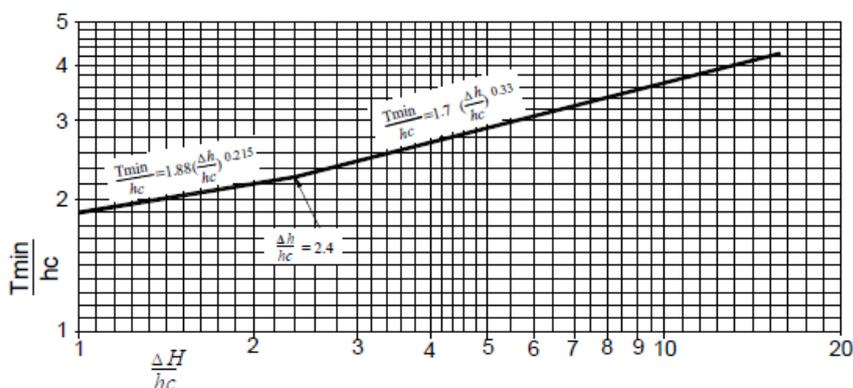
- h_c = kedalaman air kritis (m)
- q = debit per satuan lebar ($m^3/dt.m$)
- g = gravitasi (9.81 m/dt)

Jari-jari minimum bak yang diizinkan (R_{min}) diberikan pada Gambar dibawah ini, di mana garis menerus adalah garis asli dari kriteria USBR. Di bawah $\Delta H/h_c = 2.5$ USBR tidak memberikan hasil-hasil percobaan. Se jauh ini penyelidikan dengan model yang dilakukan oleh IHE menunjukkan bahwa garis putus-putus Gambar ini menghasilkan kriteria yang bagus untuk jari-jari minimum bak yang diizinkan bagi bangunan-bangunan dengan tinggi energi rendah ini.



Gambar 2.29 Jari-jari minimum bak
Sumber: KP-02 (2010,p.117)

Batas minimum tinggi air hilir (T_{min}) diberikan pada Gambar dibawah ini. Untuk $\Delta H/h_c$ di atas 2,4 garis tersebut merupakan “*envelope*” batas tinggi air hilir yang diberikan oleh USBR bagi batas minimum tinggi air hilir (bak bercelah), “*sweep-out limit*”, batas minimum tinggi air hilir yang dipengaruhi oleh jari-jari bak dan batas tinggi air hilir untuk bak tetap. Dibawah $\Delta H/h_c = 2,4$ garis tersebut menggambarkan kedalaman konjugasi suatu loncat air. Dengan pertimbangan bahwa kisaran harga $\Delta H/h_c$ yang kurang dari 2.4 berada di luar jangkauan percobaan USBR, maka diputuskanlah untuk mengambil kedalaman konjugasi sebagai kedalaman minimum air hilir dari bak untuk harga $\Delta H/h_c$ yang lebih kecil dari 2.4.



Gambar 2.30 Batas minimum tinggi air hilir
Sumber: KP-02 (2010,p.118)

Selain tipe bak Tenggelam ada pula tipe peredam energi yang dapat digunakan sebagai alternatif jika material dominan pada sungai tersebut bebatuan yaitu peredam energi tipe sabo.



Gambar 2.31 Sektsa Peredam Energi Tipe Sabo
Sumber: Hasil Penggambaran, 2018

Penentuan Tebal lantai peredam energi

$$(t) = 0.1 \times (0.6(El_{mercu} - El_{hilir}) + 3 \times h_d - 1) \dots\dots\dots (2-87)$$

Penentuan Panjang Lantai terjunan

$$(L) = 2 \times ((El_{mercu} - El_{hilir}) + H_d) \dots\dots\dots (2-88)$$

Penentuan Tinggi endsill

$$(H_2) = \frac{1}{4} \times ((El_{mercu} - El_{hilir}) + t) \dots\dots\dots (2-89)$$

Dimana:

H_d = Tinggi Muka air di atas mercu

t = Kedalaman Pondasi

Tabel 2.22

Penentuan tebal endsill

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

Sumber: SNI 2851 (2015)

2.10. Bangunan Hantar

Bangunan Hantar merupakan saluran pembawa debit air kebutuhan yang akan dibangkitkan oleh turbin. Dalam perencanaan PLTM, bangunan hantar antara lain: Bangunan Pengambilan (*Intake*), Saluran Pembawa, Bak penenang dan Pipa Pesat.

2.10.1. Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Bangunan Pengambilan merupakan fasilitas yang digunakan untuk mengambil air langsung dari sungai ke dalam saluran air. Bangunan Pengambilan mampu mengalirkan air dari sungai ke saluran dengan debit tertentu setiap saat. Lokasi bangunan pengambilan sebaiknya berada pada disisi luar belokan sungai dengan tujuan meminimalisasi pengendapan di saluran pembawa. Kelebihan air harus dialirkan kembali ke sungai. (Buku Pedoman Studi Kelayakan Sipil Pembangunan PLTM, 2009, p.44).

Bangunan pengambilan berfungsi sebagai pemasukan aliran yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan irigasi atau pembangkitan listrik. Kapasitas pengambilan setidaknya adalah 120% dari kebutuhan pengambilan atau kebutuhan yang direncanakan (*dimension requirement*) guna menambah fleksibilitas dan dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek.

Pengambilan dibuat ditempat yang tepat sehingga air yang di ambil terhindar dari sedimen. Adapun masuknya sedimen dipengaruhi antara lain oleh sudut intake dengan sungai, penggunaan dan ketinggian ambang penahan sedimen, serta kecepatan aliran yang masuk ke *intake* (KP-02,2010, p.109).

Fungsi Intake adalah (Varshney,1977, p.277):

- Mengurangi sampah dan material berat yang mungkin terbawa aliran sungai.
- Sebagai jalan untuk masuknya air.
- Mengurangi sedimen yang masuk ke dalam saluran.
- Menjaga pemasukan air dengan kehilangan tinggi minimum.

Rumus-rumus berikut dapat memperkirakan kecepatan yang akan melalui bangunan pengambilan

$$V^2 \geq 32 \left(\frac{h}{d}\right)^{\frac{1}{3}} d \dots\dots\dots (2-90)$$

Dengan

V = kecepatan rata-rata (m/detik)

h = kedalaman air (meter)

d = diameter butir (meter)

Dalam kondisi biasa, rumus ini dapat disederhanakan menjadi:

$$v \approx 10d^{0,5} \dots\dots\dots (2-91)$$

Dengan

V = kecepatan rata-rata (m/detik)

d = diameter butir (meter)

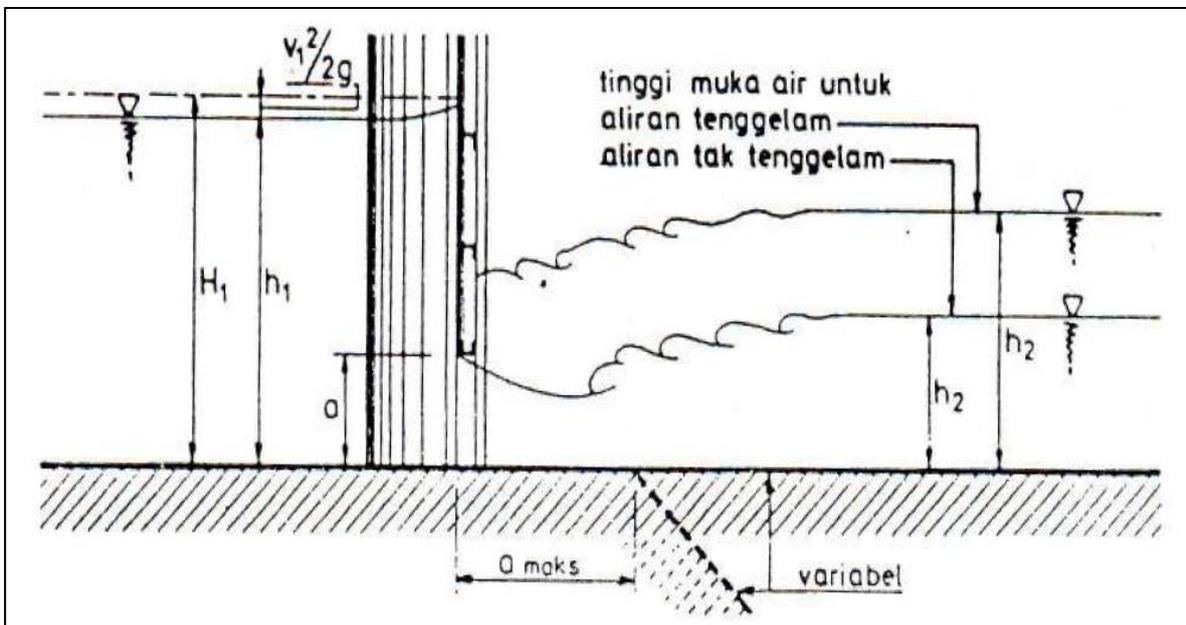
Apabila kecepatan masuk sebesar 1,0 – 2,0 m/detik yang merupakan besaran perencanaan normal, dapat diharapkan butir-butir berdiameter 0,01 sampai 0,04 meter dapat masuk.

Pintu pembilas yang digunakan yaitu pintu sorong dengan tinggi maksimum 3 m serta lebar kurang dari 3 m. Pintu sorong hanya digunakan untuk bukaan kecil. Lebar pintu pembilas sebesar 1/6-1/10 dari lebar bendung. Rumus untuk mengetahui debit yang dipakai adalah (KP-04, 2010, p.88):

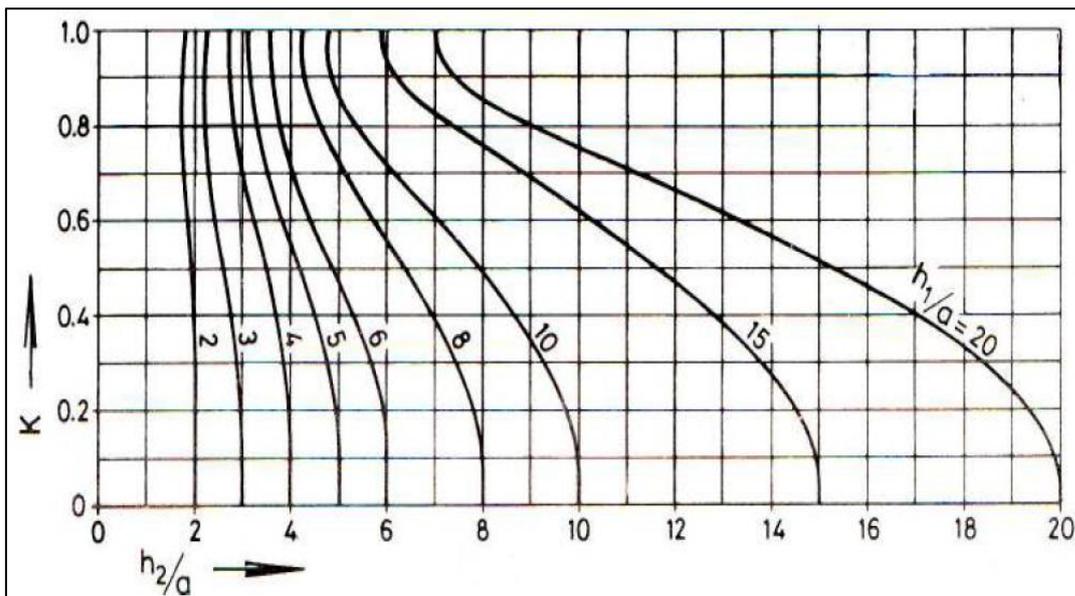
$$Q = K \times \mu \times a \times B \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (2-92)$$

Dengan:

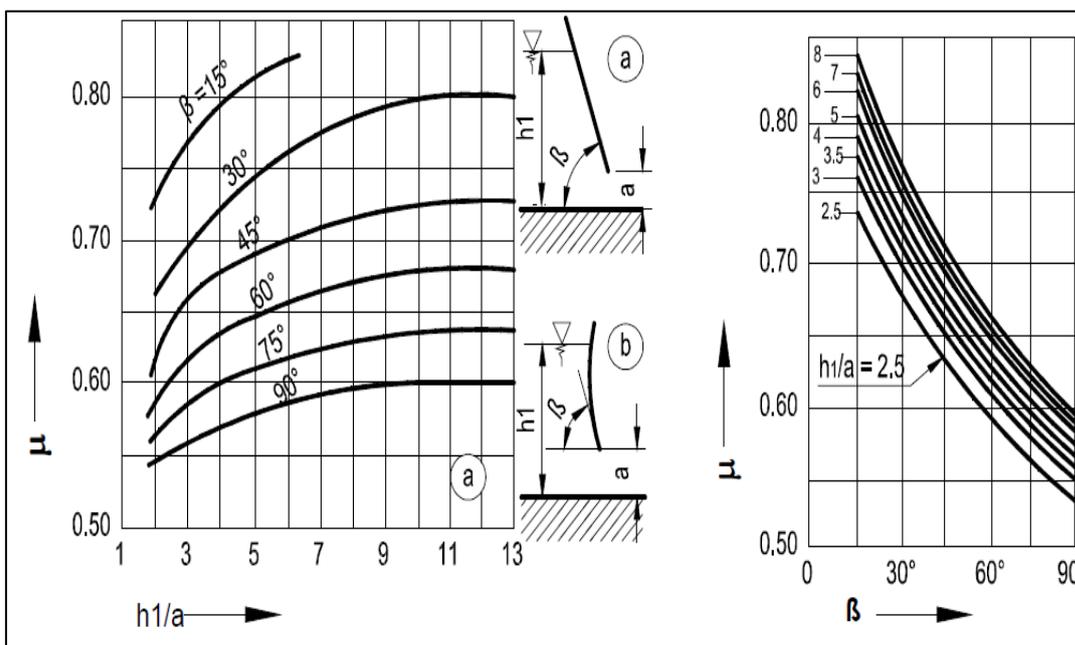
- Q = Debit (m³/detik)
- K = Faktor untuk aliran tenggelam (Gambar 2.33)
- μ = Koefisien bukaan debit (Gambar 2.34)
- a = Bukaan pintu (m)
- B = Lebar pintu (m)
- g = Percepatan gravitasi (m/detik²)
- h_1 = Kedalaman air di depan pintu di atas ambang (m)



Gambar 2.32 Aliran Melalui Pintu Sorong
Sumber: KP-04 (2010,p.57)



Gambar 2.33 Koefisien K untuk Debit Tenggelam
Sumber: KP-04 (2010,p.57)



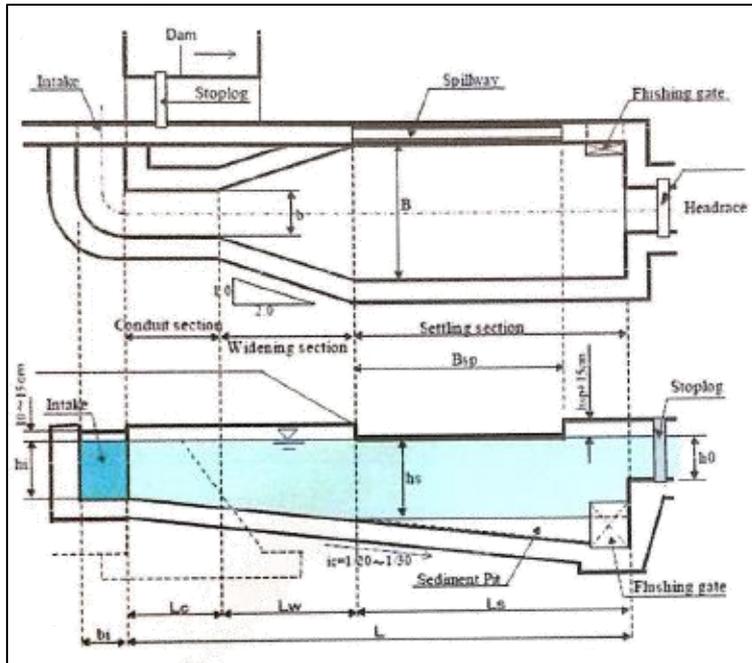
Gambar 2.34 Koefisien Debit μ untuk Permukaan Pintu Datar atau Lengkung
Sumber: KP-04 (2010,p.57)

Elevasi ambang bangunan pengambilan ditentukan dari tinggi dasar sungai. Ambang direncana di atas dasar dengan ketentuan sebagai berikut:

- 0,50 m jika sungai hanya mengangkut lanau
- 1,00 m jika sungai mengangkut pasit dan juga kerikil
- 1,50 m jika sungai mengangkut batu-batu bongkah

2.10.2. Bak Pengendap

Bak pengendapan digunakan untuk memindahkan partikel-partikel pasir dari air. Fungsinya ialah untuk melindungi komponen-komponen berikutnya dari dampak pasir. Setelah melalui bak pengendap, air tidak boleh mengandung bahan endapan dengan diameter tertentu. Untuk PLTM diameter maksimum yang di izinkan lolos dari bak pengendapan yaitu diameter butiran 0,2-0,5 mm (Patty, 1995, p.42).



Gambar 2.35 Skema Bak Pengendap
Sumber: JICA (2009,p.6)

Setiap bagian bak pengendap memiliki fungsi sebagai berikut:

1. Bagian Penghubung

Bagian ini menghubungkan antara intake dengan bak pengendap. Bagian penghubung harus diperkirakan panjangnya sesuai kebutuhan.

2. Bagian Transisi

Bagian yang mengatur aliran dari saluran penghubung untuk mencegah terjadinya pusaran air, turbulensi, dan mengurangi kecepatan aliran pada bak penenang sehingga didapat kecepatan yang ditentukan.

3. Bagian Pengendapan

Fungsi dari bagian pengendap untuk mengalirkan air dan mengendapkan sedimen yang diatas dari ukuran dan panjang dari sedimen yang disepakati. Ukuran dasar bak pengendapan diantaranya lebar bak (B), tinggi air dalam bak (h), kecepatan air dalam bak (V) dan panjang bak (L).

$$Q = B \cdot H \cdot V \dots\dots\dots (2-93)$$

$$L = V \cdot t \dots\dots\dots (2-94)$$

$$t = \frac{h}{\omega} \dots\dots\dots (2-95)$$

Dengan:

Q = Debit (m³/detik)

B = Lebar bak (m)

h = Tinggi air dalam bak (m)

L = panjang bak (m)

t = Waktu untuk butir tiba didasar bak (detik)

ω = Kecepatan turun dari butir tertentu
= 7 cm/detik untuk butiran dengan diameter 0,5mm

V = kecepatan dalam bak (m/detik, kecepatan ini tidak boleh melebihi kecepatan kritis (V_c))

V_c = Kecepatan kritis (m/detik)

h = tinggi air dalam bak, umumnya 1,5 sampai 4m

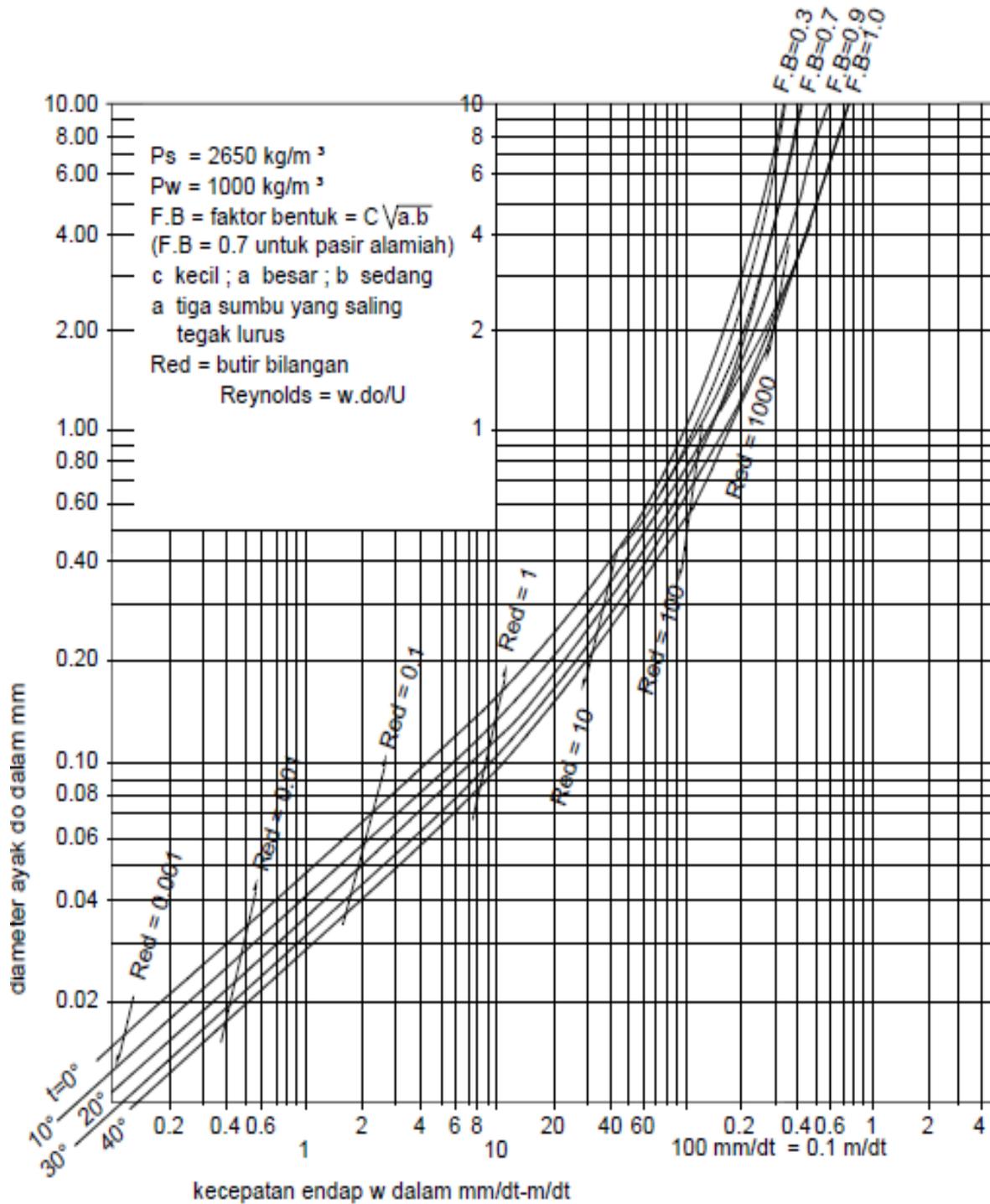
Dimensi kantong lumpur juga sebaiknya mengikuti ketentuan bahwa L/B > 8, untuk mencegah aliran *meander* di dalam kantong lumpur.

Apabila topografi yang tidak memungkinkan maka kantong dibagi-bagi ke arah memanjang dengan dinding pemisah (*divider wall*) agar didapatkan perbandingan L/B.

Faktor yang perlu diperhatikan dalam pemilihan dimensi kantong lumpur adalah:

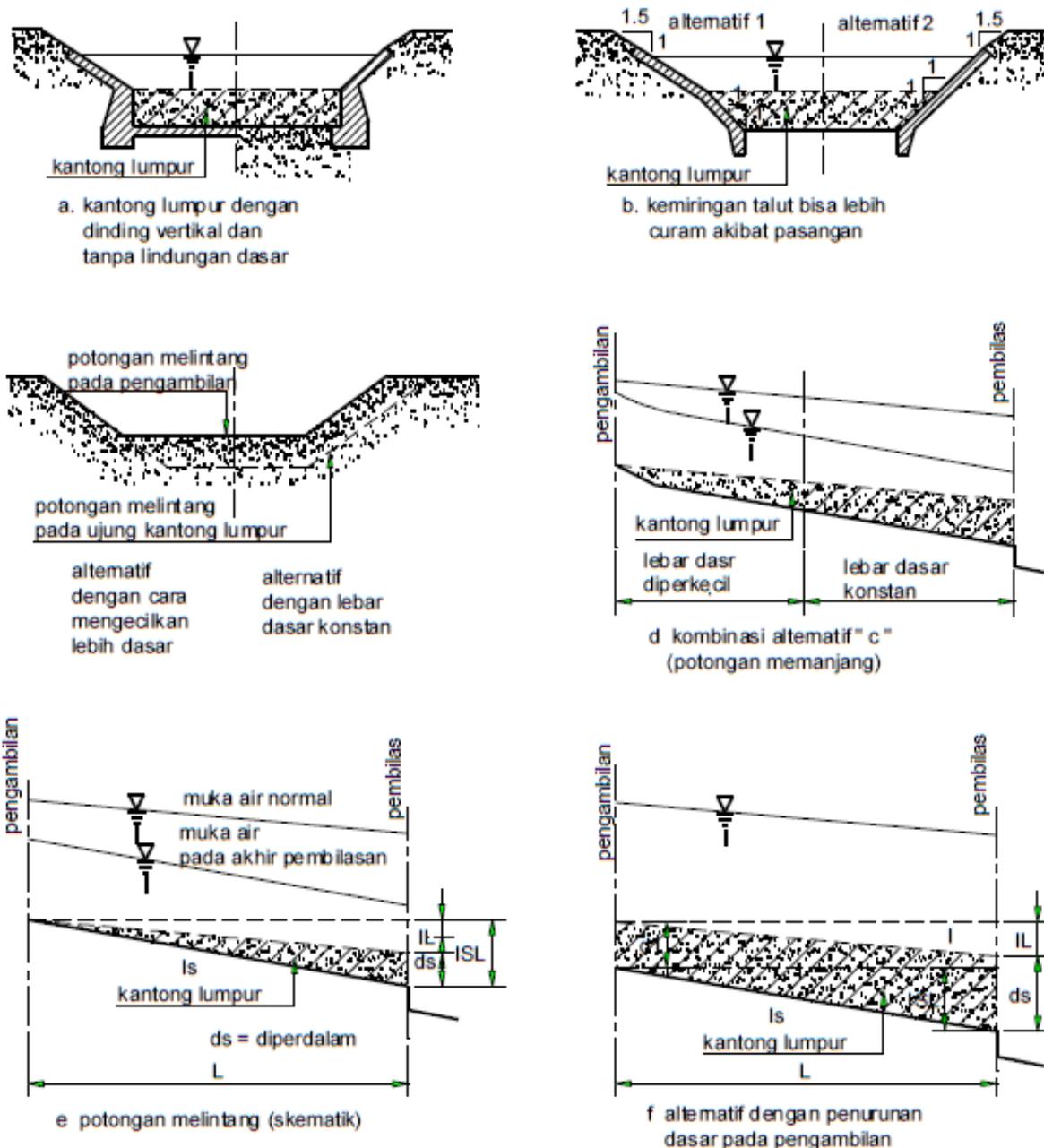
- Kecepatan aliran dalam kantong lumpur hendaknya cukup rendah, sehingga partikel yang telah mengendap tidak terhambur lagi.
- Turbulensi yang mengganggu proses pengendapan harus dicegah.
- Kecepatan hendaknya tersebar secara merata di seluruh potongan melintang, sehingga sedimentasi juga dapat tersebar merata.
- Kecepatan aliran tidak boleh kurang dari 0,30 m/dt, agar pertumbuhan vegetasi dapat dicegah.
- Peralihan/transisi dari pengambilan ke kantong dan dari kantong ke saluran primer harus mulus, tidak menimbulkan turbulensi atau pusaran.

Untuk menentukan volume tampungan kantong lumpur, desain dipertimbangkan berdasarkan banyaknya sedimen (sedimen dasar maupun sedimen layang) yang akan hingga tiba saat pembilasan. Namun sebelum itu perlu ditentukan kecepatan endap partikel melalui grafik yang ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 2.36 hubungan antara diameter sedimen dan kecepatan endap
 Sumber: KP 02 (2010,p.166)

Perhitungan dimensi kantong lumpur/bak pengendap juga tergantung pada banyaknya sedimen yang mengendap dan melayang sampai tiba saat pembilasan. Adapun sketsa bangunan kantong lumpur pada gambar berikut.



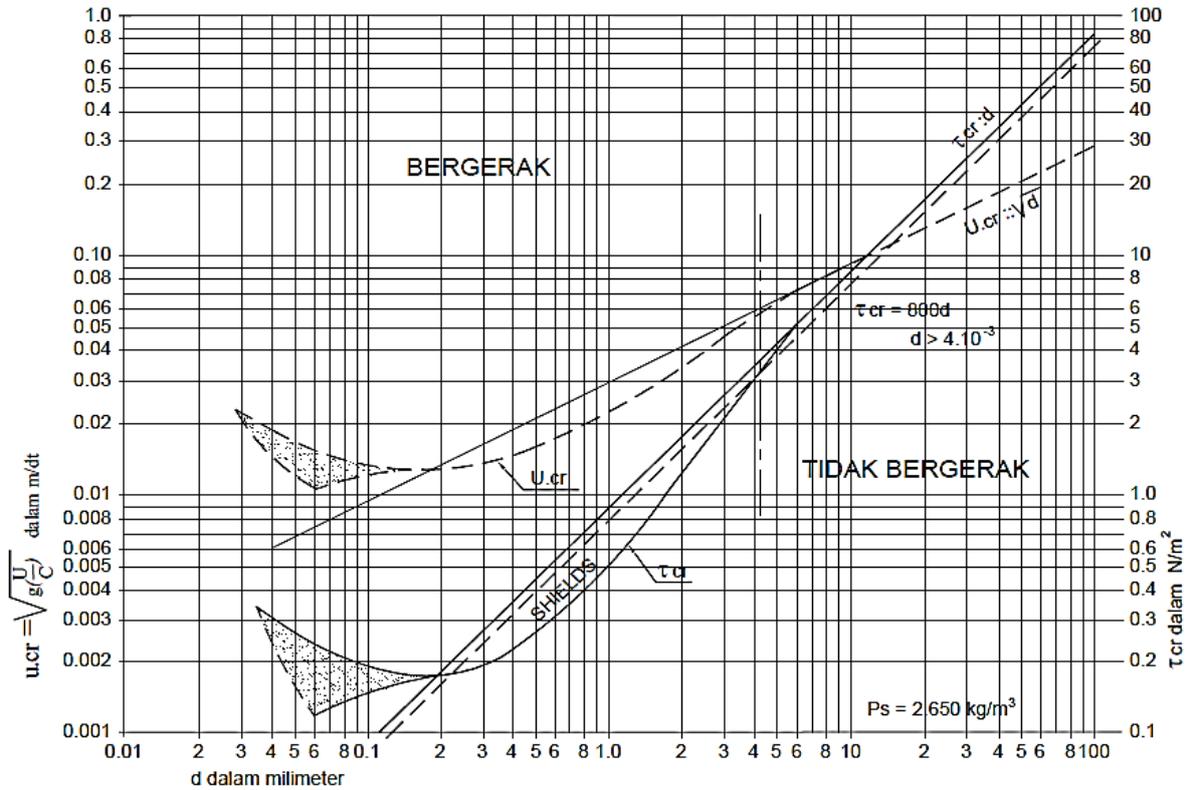
Gambar 2.37 Potongan memanjang dan melintang kantong lumpur

Sumber: KP-02 (2010,p.167)

Jumlah sedimen atau bahan dalam aliran masuk yang akan diendapkan adalah 0,5%. Kedalaman tampungan di ujung kantong lumpur (d_s pada gambar 2.37) pada umumnya berkisar antara 1,0 m untuk debit sampai dengan $10 \text{ m}^3/\text{dt}$ hingga 2,50 m untuk debit yang cukup besar yaitu $100 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Untuk keperluan perencanaan pada pembilas debit yang diambil adalah 20% lebih besar dari debit normal pengambilan. Selain itu untuk perhitungan pendahuluan, kecepatan rata-rata yang diperlukan selama pembilasan dapat diperkirakan 1,0 m/dt untuk pasir halus, 1,5 m/dt untuk pasir kasar, 2,0 m/dt untuk kerikil dan pasir kasar. Untuk

membuktikan partikel bergerak atau tidak dapat digunakan grafik *shields* yang ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 2.38 Grafik Shield
 Sumber: KP-02 (2010,p.170)

Tingginya kecepatan pada saat pembilasan berbanding lurus dengan kecepatan operasi. Namun walaupun begitu, kecepatan yang tinggi mengurangi efektivitas proses pembilasan.

Untuk memastikan berfungsinya kantong lumpur dapat di cek efisiensi kantong lumpur dengan grafik *Camp* pada gambar diatas, parameter yang diperlukan untuk menggunakan grafik *Camp* adalah:

$$w/w_0 \dots\dots\dots (2-96)$$

$$w/v_0 \dots\dots\dots (2-97)$$

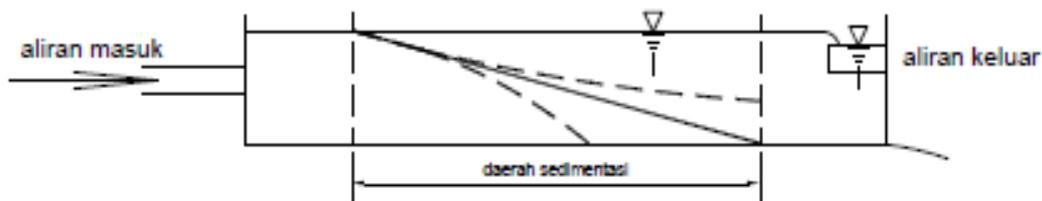
Dengan,

w = kecepatan endap partikel-partikel

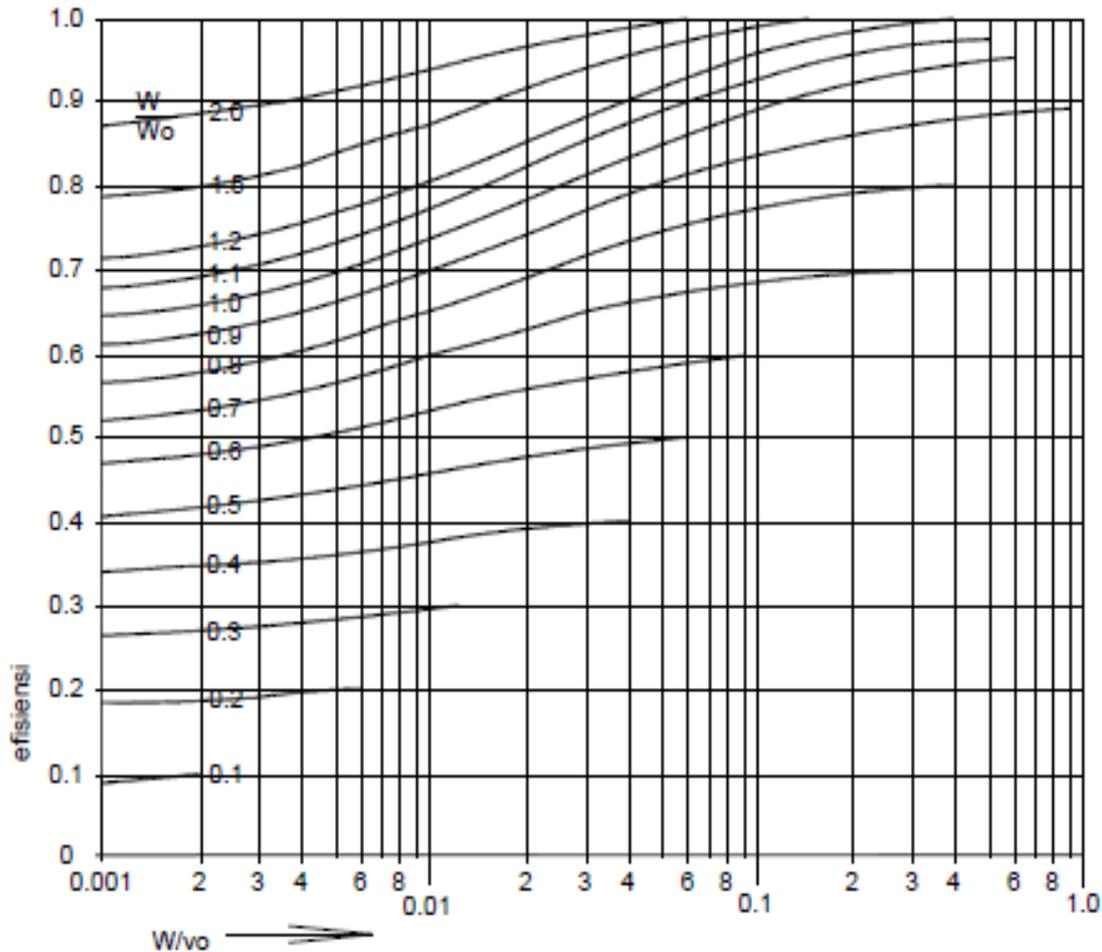
w_0 = kecepatan endap rencana

v_0 = kecepatan rata-rata aliran dalam kantong lumpur

a. pengaruh aliran turbulensi terhadap sedimentasi



b. efisiensi sedimentasi partikel-partikel individual untuk aliran turbulensi



Gambar 2.39 Grafik pembuangan sedimen Camp untuk aliran Turbulensi
 Sumber: KP-02 (2010,p.174)

Selain efisiensi pengendapan partikel sedimen, perlu dicek juga suspensi sedimen dengan menggunakan kriteria *Shinohara Tsubaki* bahan akan tetap berada pada suspensi penuh jika:

$$\frac{v^*}{w} > \frac{5}{3} \dots\dots\dots (2-98)$$

Dengan:

- v* = kecepatan geser (gHI)^{0,5}, m/dt
- g = percepatan gravitasi, m/dt² (9,81)
- h = kedalaman air, m

I = kemiringan energi

w = kecepatan endap sedimen

Untuk mengecek efisiensi pada saat kantong kosong dapat dicek kecepatan minimum. Kecepatan tersebut tidak boleh terlalu kecil yang memungkinkan tumbuh vegetasi atau terjadi pengendapan partikel lempung. Berdasarkan *Vlugter*, nilai minimum tersebut adalah

$$v > \frac{w}{1.1,61} \dots\dots\dots (2-99)$$

Dengan

V = kecepatan rata-rata, m/dt

w = kecepatan endap sedimen, m/dt

I = kemiringan energi.

4. Penampung Sedimen

Bagian ini adalah daerah dimana sedimen diendapkan.

5. Pelimpah

Untuk mendesain dimensi pelimpah menggunakan persamaan berikut:

$$Q_d = C \times B_{ap} \times h_{ap}^{1.5} \dots\dots\dots (2-100)$$

Dimana:

Q_d = Debit Desain (m^3/dt)

C = Koefisien = 1,80

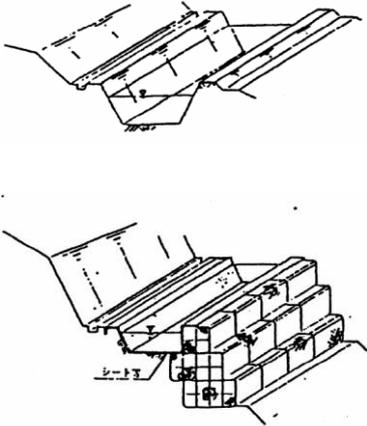
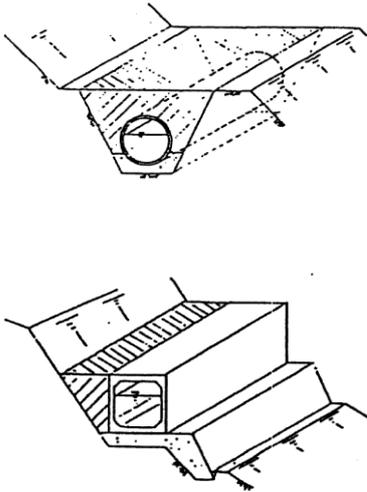
B_{ap} = Lebar pelimpah (m)

2.11. Saluran Pembawa (*Head Race*)

Jumlah air yang disalurkan pada saluran pembawa pada umumnya tidak berjumlah banyak, saluran pembawa untuk sebuah pembangkit listrik secara umum menggunakan saluran terbuka atau saluran tertutup.

Dalam pemilihan saluran terbuka atau tertutup tentu mempertimbangkan keuntungan dan kerugian dari masing-masing pilihan. Pada umumnya pada headrace PLTM digunakan saluran terbuka namun tidak sedikit pula yang menggunakan saluran tertutup. Selain mempertimbangkan saluran terbuka atau tertutup, material yang digunakan juga perlu dipertimbangkan karena akan mempengaruhi debit, kehilangan, kecepatan dan tentu saja biaya. Untuk dapat lebih jelas membedakan antara saluran terbuka dan saluran tertutup serta material yang digunakan dapat melihat tabel berikut.

Tabel 2.23
Jenis Saluran Pembawa untuk PLTM

Tipe	Gambar	Keuntungan & Kekurangan	Karakteristik struktur
Saluran terbuka		<p><u>Keuntungan</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Relatif murah • Konstruksi cukup mudah <p><u>Kekurangan</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Memungkinkan sedimen masuk dari lereng di atasnya • Kemungkinan adanya sampah yang masuk ke saluran 	<ul style="list-style-type: none"> • Saluran tanah sederhana • Saluran pasangan batu atau batu kali • Saluran pasangan semen (plester atau tanpa plester) • Saluran beton • Saluran pagar kayu
Saluran tertutup		<p><u>Keuntungan</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Pada umumnya volume pekerjaan tanah lebih besar • Terhindar dari sampah yang masuk ke saluran <p><u>Kekurangan</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Kesulitan dalam perawatan, pembersihan dari sedimen dll. 	<ul style="list-style-type: none"> • Pipa dalam tanah (PVC, Hume, FRPM) • <i>Box Culvert</i> • Saluran berpagar

Sumber: JICA (2009,p.6-14)

Tabel 2.24
Struktur dasar untuk saluran pembawa PLTM

Tipe	Kelebihan	Kekurangan
Saluran terbuka tanah sederhana n= 0,030	<ul style="list-style-type: none"> • Konstruksi mudah • Tidak mahal • Perawatan mudah 	<ul style="list-style-type: none"> • Memungkinkan terjadi <i>scouring</i> atau erosi pada dinding • Tidak dapat diterapkan pada lahan yang mudah menyerap air • Sulit untuk melakukan penanganan sedimen
Saluran terbuka pasangan (batu kali atau batu) n= 0,025	<ul style="list-style-type: none"> • Konstruksinya relatif mudah • Dapat menggunakan material sekitar • Tahan terhadap gerusan • Perbaikan relatif mudah 	<ul style="list-style-type: none"> • Tidak dapat dilakukan pada lokasi dengan tingkat permeabilitas yang tinggi
Saluran terbuka pasangan batu semen (plester) (non plester) n=0,015 n=0,020	<ul style="list-style-type: none"> • Material sekitar dapat digunakan • Tahan terhadap gerusan • Mudah dilakukan pada bagian yang lengkung 	<ul style="list-style-type: none"> • Lebih mahal dibandingkan saluran tanah sederhana atau saluran pasangan biasa. • Pengerjaannya relatif memakan waktu.
Saluran terbuka beton n= 0,015	<ul style="list-style-type: none"> • Dapat diaplikasikan dengan berbagai bentuk melintang saluran 	<ul style="list-style-type: none"> • Konstruksi sulit dilakukan ketika diameter terlalu kecil. • Relatif lama pengerjaannya.
Saluran terbuka pagar kayu n= 0,015	<ul style="list-style-type: none"> • Sedikit lebih murah dibandingkan saluran beton • Fleksibel untuk mengatasi deformasi minor 	<ul style="list-style-type: none"> • Penggunaan dibatasi oleh pondasi tanah • Tidak cocok untuk penampang yang besar • Sulit untuk memastikan jumlah air • Rawan terjadi pembusukan
Saluran tertutup berbnetuk kotak (<i>box culvert</i>) n= 0,015	<ul style="list-style-type: none"> • Konsruksi lebih mudah daripada pipa • Waktu pengerjaan lebih pendek dan dapat langsung diaplikasikan pada penampang yang kecil apabila produk tersedia. • Banyak ragam 	<ul style="list-style-type: none"> • Cukup berat dan biaya transportasi tinggi bila digunakan produk siap pakai • Pengerjaan konstruksi lama apabila <i>box culvert</i> dibuat di lokasi pekerjaan.
Saluran tertutup pipa beton n=0,015	<ul style="list-style-type: none"> • Konstruksi mudah pada lahan yang cukup landai • Konstruksi relatif cepat • Cukup aman terhadap tekanan luar • Dapat dilakukan pada penampang yang kecil • Cocok pada konstruksi tinggi jarak pendek 	<ul style="list-style-type: none"> • Cukup berat dan biaya transportasi tinggi

Sumber: JICA (2009,p.6-16)

Ukuran dari penampang melintang dan kemiringan dapat ditentukan dengan menyesuaikan karakteristik lokasi sehingga dapat ditentukan turbin yang digunakan. Pada umumnya ukuran dari penampang melintang sangat bersangkutan dengan kemiringan saluran. Kemiringan dari saluran pembawa harus direncanakan sedemikian rupa sehingga didapatkan headloss seminimal mungkin. (Perbedaan antara muka air di intake dan bak penenang). Tetapi hal ini akan menyebabkan kecepatan yang lebih rendah dan potongan melintang yang lebih besar. Selain itu kemiringan yang curam, akan menyebabkan kecepatan aliran yang tinggi dan bagian yang lebih kecil tetapi juga kehilangan ketinggian yang besar.

Adapun metode perhitungan untuk saluran pembawa dijelaskan dengan metode berikut:

$$Qd = \frac{A \times R^2 \times SL^{\frac{1}{2}}}{n} \dots\dots\dots (2-101)$$

Dengan,

Qd = debit rencana (m³/detik)

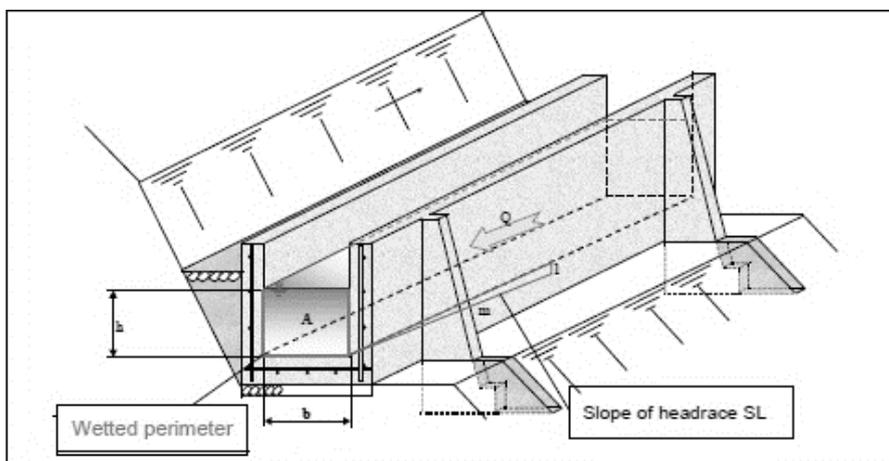
A = luasan dimensi (m²)

R = A/P (meter)

P = Keliling basah (m)

SL = Kemiringan Saluran

n = Koefisien kekasaran



Gambar 2.40 Penampang Melintang Saluran Pembawa
Sumber: JICA (2009,p.5-21)

Untuk saluran terbuka, diperlukan dimensi yang paling optimum agar didapatkan biaya yang paling ekonomis serta dapat sesuai dengan ketentuan yang telah ditetapkan untuk saluran pembawa. Acuan yang digunakan dalam penentuan saluran terbuka dengan dimensi yang paling optimum adalah berdasarkan ESHA yang ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 2.25
Dimensi optimum saluran terbuka

Jenis Saluran	Luas (A)	Keliling basah (P)	Jari-jari hidrolis (R)	Lebar atas (T)	Kedalaman air (d)
Trapesium	$1,73y^2$	$3,46y$	$0,500y$	$2,31y$	$0,750y$
Segi empat	$2y^2$	$4y$	$0,500y$	$2y$	Y
Segi tiga	Y^2	$2,83y$	$0,354y$	$2y$	$0,500y$
Setengah lingkaran	$0,5 \Pi y^2$	Πy	$0,500y$	$2y$	$0,250 \Pi y$

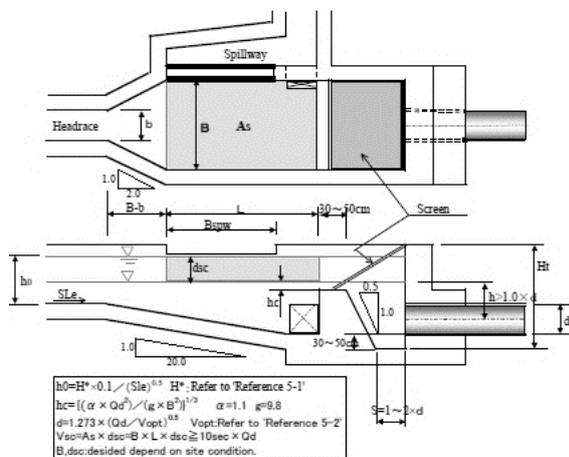
Sumber: ESHA (2004,p.128)

Beberapa ketentuan yang digunakan dalam merencanakan saluran pembawa adalah sebagai berikut

- Saluran pembawa (*headrace*) harus mampu menampung debit air 10% lebih tinggi dari debit rencana, hal ini ditujukan agar pada saat operasi maksimal, muka air bak penenang (*forebay*) tidak turun dari ketinggian biasanya dan untuk tinggi jagaan aar tidak terhindar dari pelimpasan apabila terjadi kelebihan debit air. (Peraturan Menteri ESDM No.10 tahun 2015)
- Acian dinding saluran pembawa menggunakan adukan semen (Peraturan Menteri ESDM No.10 tahun 2015)
- Kecepatan aliran sampai dengan 4 m/detik untuk saluran pasangan diperbolehkan (ESHA, 2004:131)

2.12. Bak Penenang (*Headpond*)

Bak penenang berfungsi untuk mengontrol perbedaan debit dalam pipa pesat dan saluran pembawa karena fluktuasi beban, serta sebagai pemilah akhir dari tanah, pasir dan kayu yang mengapung di dalam air yang mengalir.



Gambar 2.41 Bak Penenang
Sumber: JICA (2009,p.5-24)

Bak penenang berfungsi mencegah adanya udara masuk kedalam pipa pesat pada muka air rendah yang bisa menyebabkan kerusakan. Besar kecilnya dimensi bak penenang tergantung juga dari panjang pipa penstock. Dimana dimensi bak penenang:

$$V_r = A_r \times h_f \dots\dots\dots (2-102)$$

$$= B_r \times L \times (h_s + \Delta z) \dots\dots\dots (2-103)$$

Dengan:

V_r = Volume desain bak penenang (m^3)

A_r = Luas bak penenang (m^2)

h_f = tinggi muka air pada bak penenang (m)

L = Panjang bak penenang(m)

Δz = Beda tinggi (m)

Dalam JICA, untuk beban dan debit yang telah dikontrol kapasitas bak penenang dapat didesain 30 sampai 60 kali dari debit rencana bak penenang.

Kedalaman air pada *inlet penstock* harus diatas nilai berikut untuk mencegah terjadinya aliran turbulen.

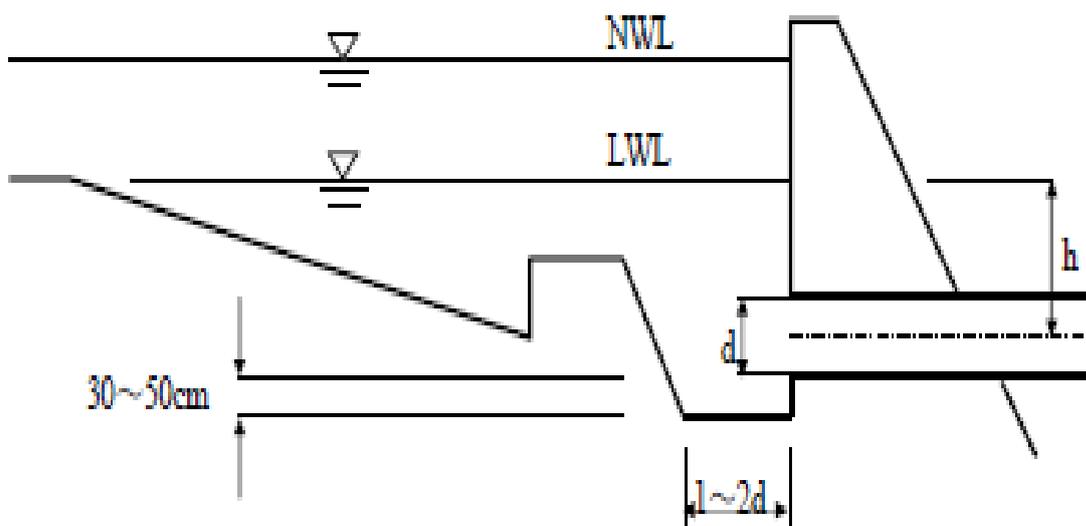
$$d \leq 1,0 \text{ meter} \rightarrow h \geq 1,0 d$$

$$d < 1,0 \text{ meter} \rightarrow h \geq d^2$$

dengan:

h = kedalaman air dari pusat inlet ke level air terendah dari bak penenang = seluruh kedalaman air (meter)

d = diameter dalam dari *penstock* (meter)



Gambar 2.42 Dimensi bak penenang
Sumber: JICA (2009,p.5-27)

Jika instalasi pintu bak penenang dilakukan untuk pusat tenaga listrik, maka diperlukan instalasi pipa lubang angin di belakang pintu bak penenang untuk mencegah rusaknya saluran *penstock*. Dalam kasus ini, formula empiris dibawah ini digunakan untuk menentukan dimensi pipa lubang angin.

$$d = 0,0068 \left(\frac{P^2 L}{H^2} \right)^{0,273} \dots\dots\dots (2-104)$$

dengan

d = diameter dalam dari pipa lubang angin (meter)

P = nilai output dari turbin (kW)

L = panjang total pipa lubang angin (meter)

H = *head* (meter)

Adanya bak penenang yaitu bertujuan jika pada suatu saat turbin berhenti beroperasi dalam hal ini turbin air ditutup, air yang mengalir menuju bak penenang sebelum masuk ke pipa pesat akan dibuang kembali ke sungai melalui pelimpahnya. Bak penenang juga bertindak seperti *surge tank* yang melindungi pipa pesat dari tekanan yang disebabkan oleh water hammer ketika katup pada ujung pipa pesat tersebut tiba-tiba ditutup dan air berhenti mengalir pada pipa pesat. Syarat di banggunya bak penenang tinggi muka airnya harusnya sama dengan tinggi muka di intake karena untuk menjaga air tersebut tidak meluap kemana-kemana.

2.13. Pipa Pesat (*Penstock*)

Pipa Pesat (*Penstock*) adalah saluran penghubung antara bak penenang menuju turbin atau saluran yang menyalurkan air dan mmengarahkan air dari bak penenang ke turbin. Pada bagian pipa pesat yang keluar dari bak penenang di pasang *air vent* (pipa udara) setinggi 1 m diatas permukaan air bak penenang yang bertujuan untuk mencegah terjadinya *low pressure* (Tekanan Rendah) jika pada ujung pipa pesat tersumbat.

Pipa pesat juga biasanya dilengkapi dengan *surge tank* (tanki peredam) yang berfungsi untuk menyimpan air cadangan dan menyerap pukulan air untuk mengatasi peningkatan beban yang tiba-tiba.

Tapi untuk pipa pesat yang pendek akan lebih ekonomis jika pengamannya tidak disandarkan pada tangki peredam, tetapi pada dinding pipa yang lebih tebal serta pada katup yang penutupnya yang lebih lambat (*Linsley*, 1986, p.166).



Gambar 2.43 Pipa Pesat (*Penstock*)

Sumber: JICA (2009,p.2-5)

Pipa pesat direncanakan untuk dapat menahan tekanan tinggi serta berfungsi untuk mengalirkan air dari pengambilan menuju bak penenang. Untuk mendapatkan diameter pipa dapat dihitung dari *European Standard Hydropower Association (ESHA)* dengan persamaan sebagai berikut:

$$D = 2,69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0,1875} \dots\dots\dots (2-105)$$

Dengan:

- D = Diameter pipa pesat (m)
- Q = Debit pembangkit (m³/detik)
- H = Tinggi Jatuh (m)
- n = kekasaran pipa (0,012 untuk pipa baja)
- np = jumlah penstock

Sedangkan untuk menentukan tebal pipa pesat digunakan persamaan dari *European Standard Hydropower Association (ESHA)*:

$$e = \frac{P \times d}{2 \times \sigma_f \times K_f} + e_s \dots\dots\dots (2-106)$$

Dengan:

- e = ketebalan minimum pipa
- P = tekanan hidrostatis (kN/mm²)
- d = diameter dalam (mm)
- σ_f = tegangan yang dapat diterima (kN/mm²)
- k_f = efisiensi pengelasan (0,90-1,00)
- e_s = ketebalan tambahan untuk mencegah korosi

Dalam perencanaan pipa pesat digunakan material-material tertentu dengan karakteristik yang berbeda-beda. Adapun material tersebut ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 2.26
Material Pipa pesat

Material	Modulus	Koefisien	Kekuatan	Kekasaran
	Young	pemuaian	tarik ultimate	manning
	$E(\text{N/m}) \times 10^9$	$a (\text{m/m}^\circ\text{C}) \times 10^6$	$(\text{N/m}^2) \times 10^6$	n
Welded Steel	206	12	400	0,012
Polietilen	0,55	140	5	0,009
PVC	2,75	54	13	0,009
Asbestos Cement	n.a	8,1	n.a	0,011
Cast Iron	78,5	10	140	0,014
Ductile Iron	16,7	11	340	0,015

Sumber: ESHA (2004,p.137)

Dalam perencanaan pipa pesat selain mempertimbangkan debit dan tinggi jatuh efektif sebagai penentu diameter dan ketebalan pipa penstock. Keamanan penstock terhadap *water hammer* perlu diperhitungkan.

Untuk *water hammer* yang juga merupakan parameter penting dalam perencanaan pipa pesat dapat dihitung nilainya dengan tahapan rumus berikut:

$$\text{Kecepatan aliran dalam pipa (V)} = \frac{4.Q}{\pi.D} \dots\dots\dots (2-107)$$

$$\text{Nilai N} = \left(\frac{V.L}{g.P_o.t}\right)^2 \dots\dots\dots (2-108)$$

$$\Delta p (\text{hidrostatik}) = H \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{N + \frac{N^2}{4}}\right) \dots\dots\dots (2-109)$$

Dengan:

V = kecepatan aliran (m/detik)

Q = debit pembangkitan (m^3/detik)

D = diameter pipa pesat (meter)

N = parameter tak berdimensi

L = panjang pipa pesat

g = gravitasi (m/detik^2)

P_o = tekanan atmosfer

t = lama penutupan katup/*valve*

Δp = tekanan hidrostatik

H = tinggi jatuh

Nilai *water hammer* akan didapatkan setelah dihitung nilai tekanan hidrostatik positif dijumlah dengan tinggi jatuh.

Untuk menumpu pipa pesat, maka diperlukan interval jarak agar pipa pesat tidak mengalami jatuh atau kegagalan, rumus yang digunakan untuk mengestimasi jarak antar tumpuan pipa pesat adalah berikut ini

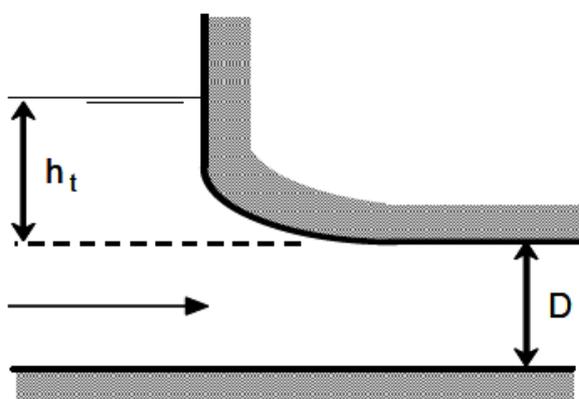
$$\text{Jarak antar tumpuan (L)} = 182,61 \times \frac{\sqrt[3]{(D+0,0147)^4 - D^4}}{P} \dots\dots\dots (2-110)$$

Dengan:

D = diameter pipa pesat (meter)

P = berat pipa pesat dan air (kg/meter)

Dalam peninjauan pipa pesat terhadap keamanan vortisitasnya, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 2.44 Tingkat minimum vortisitas
Sumber: ESHA (2004,p.119)

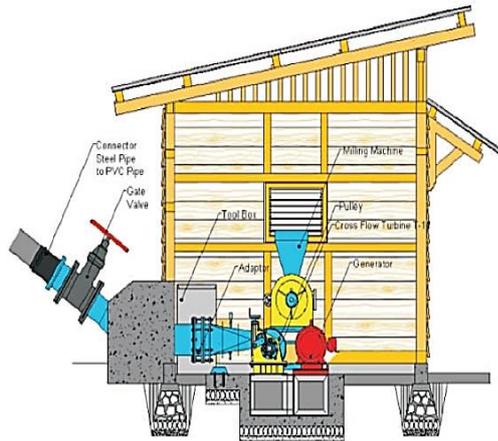
Dalam perhitungan vortisitas, digunakan beberapa rumus dari ESHA sebagai berikut.

- Berdasarkan KNAUSS = $ht \geq D(1 + 2,3 \frac{V}{\sqrt{gD}}) \dots\dots\dots (2-111)$
- Berdasarkan ROHAN = $ht \geq 1,474V^{0,48}D^{0,76} \dots\dots\dots (2-112)$
- Berdasarkan GORDON = $ht \geq c.V.\sqrt{D} ; \dots\dots\dots (2-113)$

Keterangan: c = 0,7245 (asimetris), c= 0,5434 (simetris)

2.14. Rumah Pembangkit (*Power House*)

Rumah pembangkit (*Power House*) merupakan bangunan yang memiliki fungsi untuk melindungi peralatan elektrik mekanikal seperti turbin, generator, panel kontrol dan lainnya dari segala gangguan. Gangguan yang dimaksud adalah cuaca, pencegahan dari pihak-pihak yang tidak berkepentingan dan pencurian peralatan tersebut.

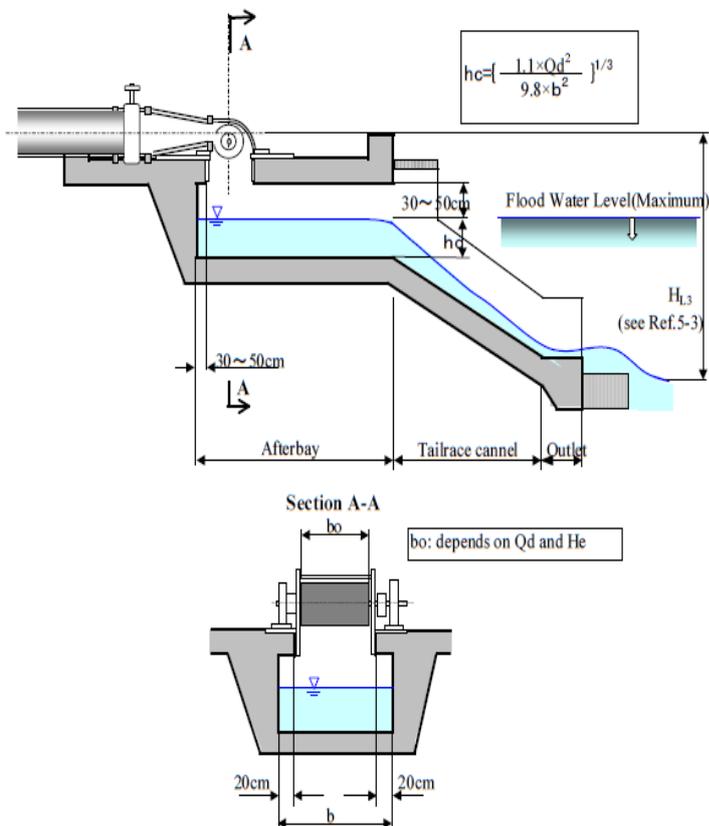


Gambar 2.45 Rumah Pembangkit (*Power House*)

Sumber: IMIDAP ESDM (2009,p.18)

Dimensi lantai rumah pembangkit menyesuaikan peralatan hidromekanik dan kebutuhan operasional. Berbagai jenis ukuran untuk bagian dari rumah pembangkit tergantung pada jenis turbin yang digunakan, perbedaan tersebut digolongkan menjadi turbin impuls (*Pelton, Turgo, Crossflow*) atau turbin reaksi (*Francis* atau *Propeller*).

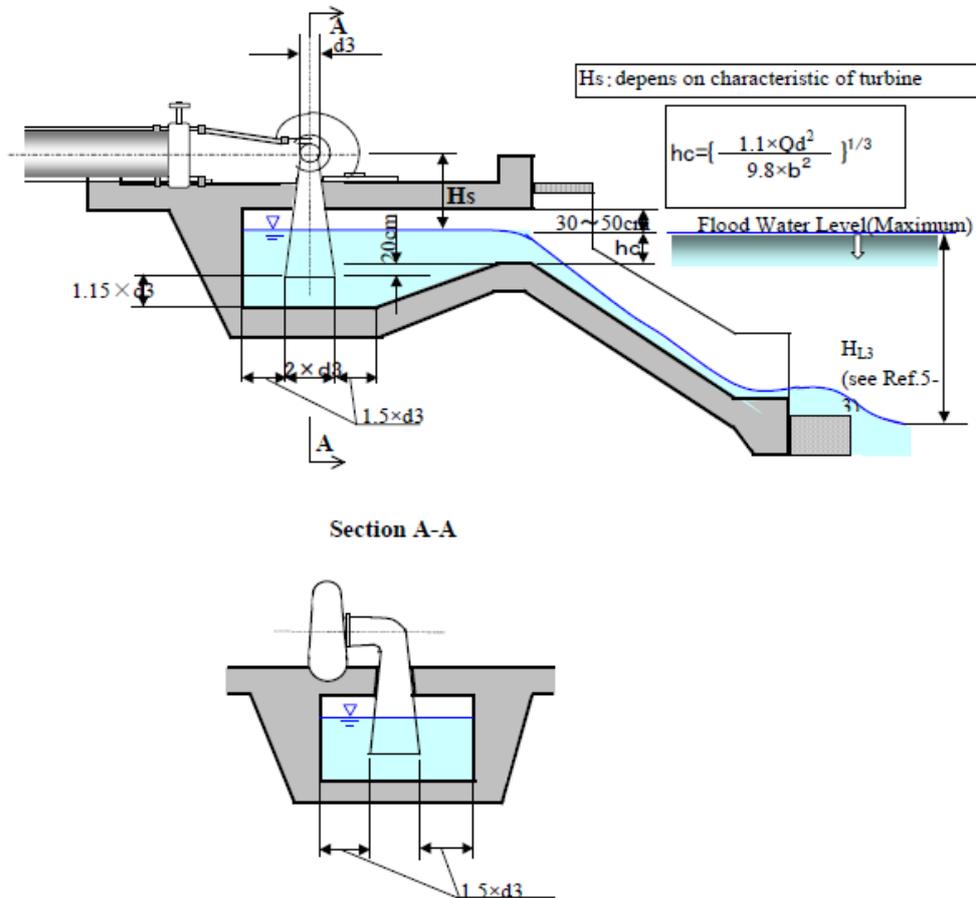
Pada gambar 2.46 akan ditunjukkan bagian pondasi rumah pembangkit untuk turbin impuls, yang pada umumnya digunakan pada pembangkit listrik tenaga mini hidro (PLTM).



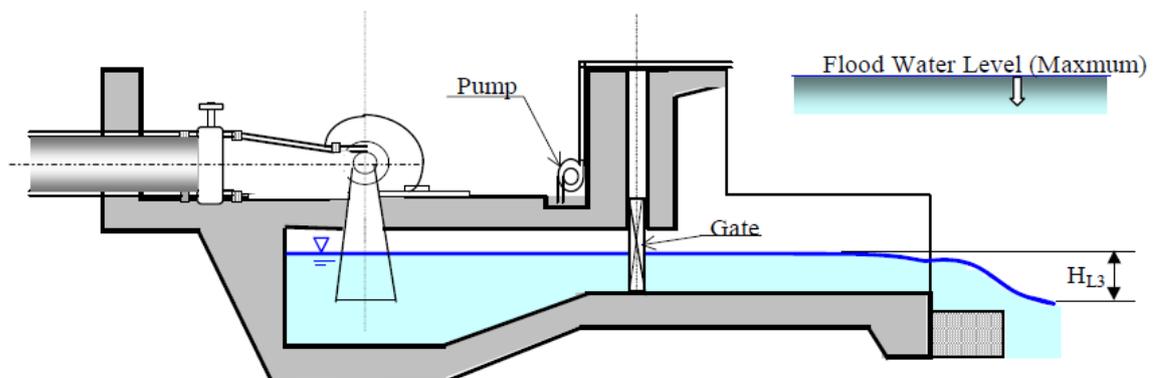
Gambar 2.46 Rumah pembangkit untuk turbin impuls

Sumber: JICA (2003,p.5-35)

Adapun pondasi untuk rumah pembangkit dengan turbin reaksi (Francis atau Propeller) pada gambar 2.47 untuk pondasi atas tanah. Sedangkan pada gambar 2.48 untuk pondasi bawah tanah.



Gambar 2.47 Rumah pembangkit untuk turbin reaksi (pondasi atas)
Sumber: JICA (2003,p.5-36)



Gambar 2.48 Rumah pembangkit untuk turbin impuls (pondasi bawah)
Sumber: JICA (2003,p.5-36)

2.15. Saluran Pembuangan Akhir (*Tail Race*)

Saluran pembuang akhir (*Tail Race*) adalah bagian dari sistem PLTM yang berfungsi sama seperti saluran pembawa. *Tail Race* tidak boleh tersumbat dan penuh dengan tumbuhan maupun sampah.

Tail Water Level (TWL) adalah elevasi muka air bawah, yang elevasinya tergantung dari debit yang keluar dari turbin, dimensi penampang saluran pembuang serta jenis penampangnya. Jenis penampang saluran yang paling baik adalah penampang trapesium dengan jari-jari hidrolis, $R=1/2 h$ dan kemiringan saluran (m) dapat diambil sebesar (Patty,1995:47):

- Saluran tanah; 1:1,5 sampai 1:2
- Saluran pasangan batu/beton; 1:1 sampai 1:2

Debit air yang keluar dari turbin berubah-ubah sehingga mengakibatkan perubahan tinggi air pada saluran. Perubahan tinggi air pada saluran tersebut dapat dihitung dengan rumus *Manning* (Patty, 1995, p.46):

$$Q = v \times A \dots\dots\dots (2-114)$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (2-115)$$

Dengan:

Q = Debit air yang keluar dari turbin (m³/detik)

v = Kecepatan air (m/detik)

R = Jari-jari hidrolis (m)

$$= \frac{A}{P} \dots\dots\dots (2-116)$$

A = Luas penampang basah (m²)

P = Keliling basah saluran (m)

n = koefisien manning (Tabel 2.26)

S = Kemiringan saluran

2.16. Kehilangan Tinggi (*Headloss*)

Persamaan umum kehilangan tinggi tekan adalah sebagai berikut (Henry Liu, 2003, p.32):

$$h_1 = k \times \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (2-117)$$

Dengan:

h₁ = jumlah kehilangan tinggi (m)

k = Koefisien kehilangan tinggi

v = Kecepatan aliran (m/detik)

g = Percepatan gravitasi

Sedangkan perhitungan koefisien kehilangan tinggi pada pipa pesat sebagai berikut.

a. Penyempitan

Koefisien kehilangan tinggi pada penyempitan pipa pesat tergantung pada diameter antara pipa yang satu dengan yang lainnya (*Linsley, 1985, p.311*).

Tabel 2.27

Koefisien Tinggi Tekan pada Penyempitan Pipa

D2/D1	K
0	0,5
0,4	0,4
0,6	0,3
0,8	0,1
1	0

Sumber: *Linsley (1985,p.274)*

b. Katup

Koefisien kehilangan tinggi pada katup tergantung pada besarnya bukaan katupnya (*Dake, 1985, p.78*).

Tabel 2.28

Koefisien Tinggi Tekan pada Katup Pipa

Jenis Katup	K
Katup Pintu Terbuka Penuh	0,19
Katup Pintu $\frac{3}{4}$ Terbuka	1,15
Katup Pintu $\frac{1}{2}$ Terbuka	5,6
Katup Pintu $\frac{1}{4}$ Terbuka	24

Sumber: *Dake (1985,p.78)*

c. Gesekan

Koefisien kehilangan tinggi karena faktor gesekan dapat di hitung dengan rumus *Darcy-Weibach (Varshney, 1977, p.353)*:

$$k_s = \frac{\lambda L}{D} \dots\dots\dots (2-118)$$

Dengan:

K_s = Koefisien kehilangan tinggi akibat gesekan

L = Panjang pipa (m)

λ = Faktor gesekan pipa yang tergantung pada jenis aliran.

Harga λ untuk aliran turbulen akan berbeda-beda tergantung kekasaran pipanya. Berdasarkan *Karman-Prandtl* sebagai berikut (*Weber,1978, p.109*):

- Untuk pipa dengan kekasaran kasar:

$$\lambda^{\frac{1}{2}} = 2 \log \frac{3,7 D}{k} \dots\dots\dots (2-119)$$

- Untuk pipa dengan kekasaran halus:

$$\lambda^{\frac{1}{2}} = 2 \log \frac{R \lambda^{\frac{1}{2}}}{2,51} \dots\dots\dots (2-120)$$

- Untuk pipa dengan kekasaran Transisi, berdasarkan rumus *Colebrook-White* adalah (*Weber,1978, p.109*):

$$\lambda^{\frac{1}{2}} = -2 \log \left[\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{R \lambda^{\frac{1}{2}}} \right] \dots\dots\dots (2-121)$$

Dengan:

- R = Bilangan *reynold*
- D = Diameter pipa (m)
- k = Koefisien kekasaran bahan pipa

Harga λ untuk aliran laminer adalah (*Weber,1978, p.82*):

$$\lambda = \frac{64}{R} \dots\dots\dots (2-122)$$

Bilangan *Reynold* untuk masing-masing tipe aliran adalah (*Weber,1978, p.82*):

- Aliran Turbulen

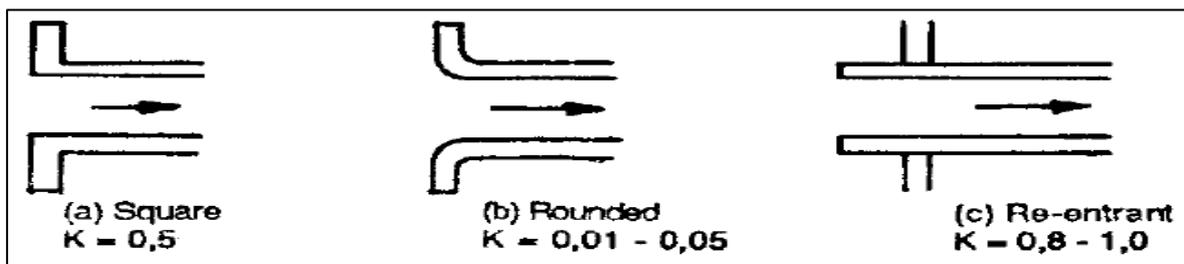
$$R = \frac{DV}{\mu} < 2000 \dots\dots\dots (2-123)$$

- Aliran Laminer

$$R = \frac{DV}{\mu} > 2000 \dots\dots\dots (2-124)$$

d. Pemasukan dan Keluaran

Kehilangan tinggi akibat pemasukan tergantung pada bentuk pemasukannya. Dimana nilai koefisien dapat dilihat pada gambar dibawah ini (*Orianto dan Pratikto, 1984, p.96*):



Gambar 2.49 Koefisien kehilangan tinggi untuk bermacam-macam masukan pipa
 Sumber: Orianto dan Pratikto (1984,p.96)

Sedangkan air yang keluar dari suatu pipa menuju ke dalam suatu *reservoir* dapat diabaikan, maka nilai koefisien kehilangan tinggi tekan akibat pengeluaran pada pipa adalah 1,0 untuk semua kondisi (Orianto dan Pratikto, 1984, p.91).

e. Belokan

Kehilangan tinggi akibat belokan terdiri 2 macam belokan yaitu belokan lekung dan belokan patah, akan tetapi belokan lekung yang biasa digunakan. Koefisien kehilangan tinggi untuk belokan lekung dapat dilihat pada tabel berikut ini (Patty,1995):

Tabel 2.29

Nilai K_b pada Belokan Pipa

Sudut	20	40	60	80	90
K_b	0,05	0,14	0,36	0,74	0,98

Sumber: Patty (1995,p.23)

2.17. Tinggi Jatuh Efektif

Seperti yang telah dijelaskan pada sub-bab sebelumnya tentang sistem pembangkitan daya PLTM, *head* menjadi salah satu elemen yang penting untuk penentu daya yang dihasilkan. *Head* merupakan tekanan yang tersedia pada PLTM yang dinyatakan dengan meter. Harus dibedakan antara *gross head*, yang merupakan perbedaan elevasi antara muka air dari *forebay* atau bak penenang, dengan tail race dengan *net head*, yang merupakan tekanan aktual yang tersedia untuk turbin.

Untuk mendapatkan *net head*, maka perlu dihitung kehilangan-kehilangan tinggi karena beberapa aspek. Pada umumnya kehilangan tinggi terjadi pada belokan, perubahan penampang saluran, penyaring sampah (*trashrack*) dan pipa pesat.

Untuk menghitung tinggi jauh efektif dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$H_{eff} = H_g - (\text{Total Headloss}) \dots\dots\dots (2-125)$$

$$H_{eff} = (\text{Elv. M.A. Headpond} - \text{Elv. TWL}) - (\text{Total Headloss}) \dots\dots\dots (2-126)$$

Dimana:

$$H_{eff} = \text{Tinggi jatuh efektif (m)}$$

$$H_g = \text{Tinggi jatuh kotor (m)}$$

Dari rumus diatas dapat dipahami bahwa untuk mencari tinggi jatuh efektif dapat diperoleh dengan mengurangi tinggi jatuh kotor dengan total kehilangan tinggi (*Headloss*). Tinggi jatuh penuh adalah tinggi air yang bekerja efektif pada turbin yang sedang berjalan. Bila diketahui permukaan air pada bangunan pengambilan dan saluran bawah serta debit air, maka tinggi jatuh efektif dapat ditentukan (Munandar,1991, p.31).

2.18. Turbin

Turbin air merupakan turbin dengan air sebagai fluida kerjanya. Air akan mengalir dari tempat yang lebih tinggi ke tempat yang lebih rendah sehingga air akan memiliki energi potensial. Dimana energi potensial ini akan berubah menjadi energi mekanis yang akan menggerakkan turbin. Turbin akan dihubungkan dengan generator yang berfungsi mengubah energi mekanis menjadi energi listrik (Arismunandar,1988, p.64).

2.18.1. Klasifikasi Jenis Turbin

Berdasarkan prinsip kerja turbin dalam mengubah energi potensial air menjadi energi mekanis, turbin digolongkan menjadi 2 kelompok, yaitu (Fritz,1993, p.6):

Tabel 2.30

Pengelompokan Turbin

Jenis	<i>High Head</i>	<i>Medium Head</i>	<i>Low Head</i>
Turbin Impuls	<i>Pelton</i>	<i>Cross Flow/Banki</i>	<i>Cross Flow/Banki</i>
	<i>Turgo</i>	<i>Multi-Jet Pelton</i>	
		<i>Turgo</i>	
Turbin Reaksi		<i>Francis</i>	<i>Propeller</i>
			<i>Kaplan</i>

Sumber: IMIDAP ESDM 2C (2009,p.8)

Perbedaan utama antara kedua golongan turbin tersebut, yaitu (Fritz, 1993, p.14):

- Turbin Impuls berputar di udara karena mendapat pancaran air.
- Turbin Reaksi berputar didalam air oleh energi dalam bentuk tekanan dan kinetik.

Untuk memudahkan pemilihan jenis turbin, maka turbin-turbin tersebut diklasifikasikan lagi sebagai berikut:

- Berdasarkan Tinggi Tekan

Tabel 2.31

Jenis Turbin Berdasarkan Tinggi Tekan

Jenis Turbin	Karakteristik	Tinggi Tekan (m)
<i>Baling/Kaplan/Banki</i>	Rendah	2-15
<i>Kaplan dan Francis</i>	Sedang	16-70
<i>Francis atau Pelton</i>	Tinggi	71-500
<i>Pelton</i>	Sangat Tinggi	>500

Sumber: Danddenkar dan Sharma (1991,p.394)

b. Berdasarkan Kecepatan

Tabel 2.32

Jenis Turbin Berdasarkan Kecepatan

Jenis Turbin	Kecepatan Khusus (rpm)		
	Lambat	Sedang	Cepat
<i>Pelton</i>	4-15	16-30	31-70
<i>Banki</i>		20-480	
<i>Francis</i>	60-150	151-250	251-400
<i>Kaplan</i>	300-450	451-700	700-1100

Sumber: Danddenkar dan Sharma (1991,p.398)

c. Berdasarkan Arah Aliran

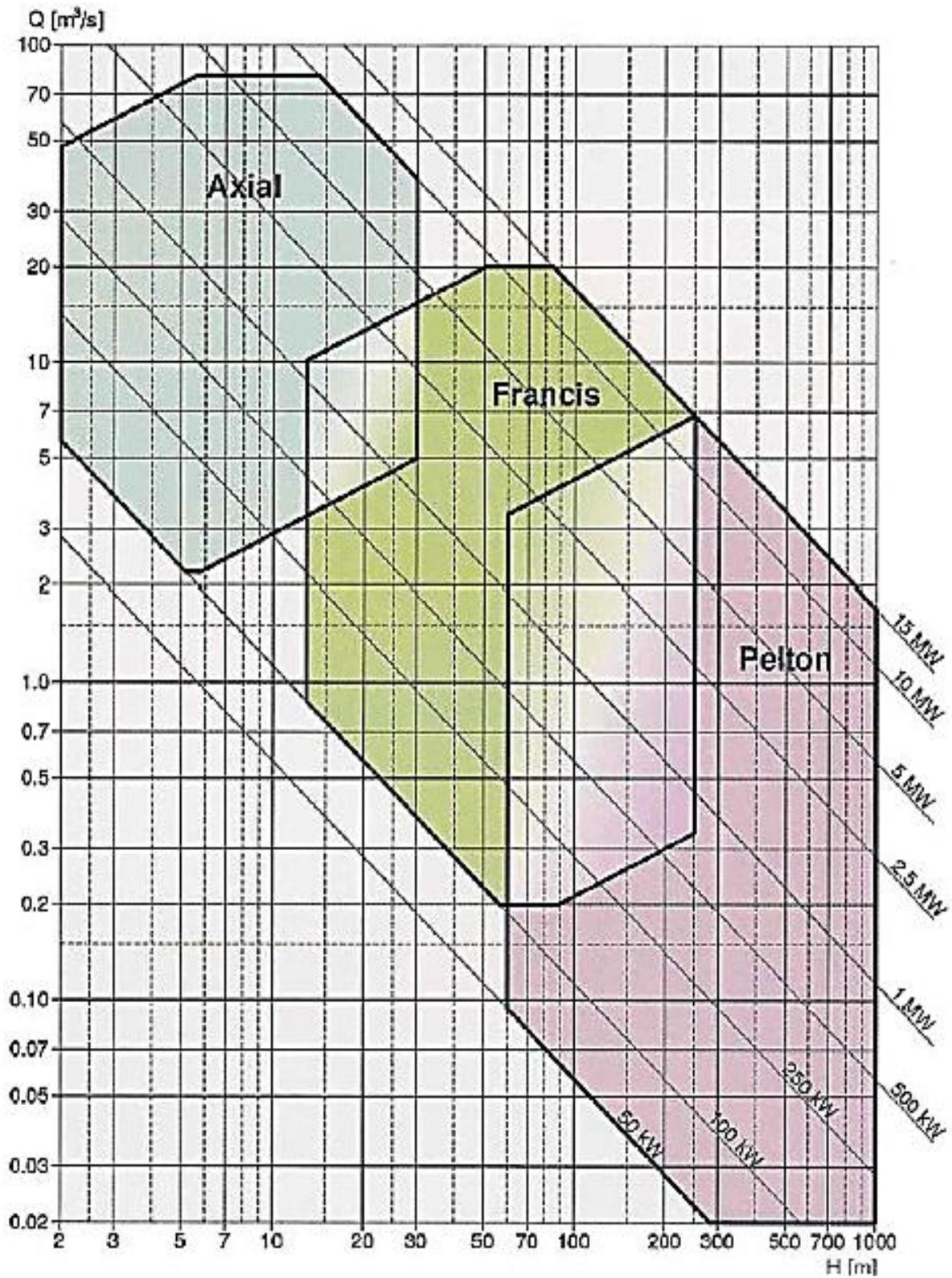
Tabel 2.33

Jenis Turbin Berdasarkan Arah Aliran

Jenis Turbin	Arah Aliran
<i>Francis</i>	Radial atau Gabungan
<i>Pelton</i>	Tangensial
Baling-baling/ <i>kaplan</i>	Aksial
<i>Deriaz</i>	Diagonal

Sumber: Danddenkar dan Sharma (1991,p.396)

Selain berdasarkan klasifikasi diatas, pemilihan jenis turbin juga dapat ditentukan berdasarkan gambar berikut.



Gambar 2.50 Grafik Hubungan Head dan Discharge
 Sumber: ESHA (2004,p.175)

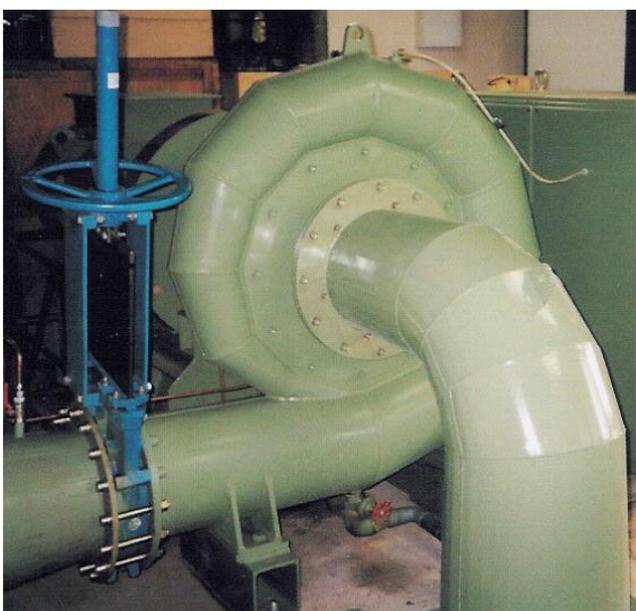
Tabel 2.34
Pengaplikasian Turbin Standar

Jenis	Turbin	Head meter	Q m ³ /detik	P kW	Ns (rpm) (kW.m)
	<i>Bulb</i>	2-10	3-40	100-2500	200-450
	<i>Kaplan dan Propeller</i>	2-20	3-50	50-5000	250-750
Reaksi	<i>Francis</i> berkecepatan spesifik tinggi - aliran diagonal	10-40	0.7-10	100-5000	100-250
	<i>Francis</i> berkecepatan spesifik rendah - aliran radial	40-200	1-20	500-15000	30-100
	<i>Pelton</i>	60-1000	0.2-5	200-15000	<30
Impuls	<i>Turgo</i>	30-200	-	100-6000	-
	<i>Cross-flow</i>	2-50	0,01-0.12	2-15	-

Sumber: *Quintela* (2010,p.82)

2.18.1.1. Turbin Francis

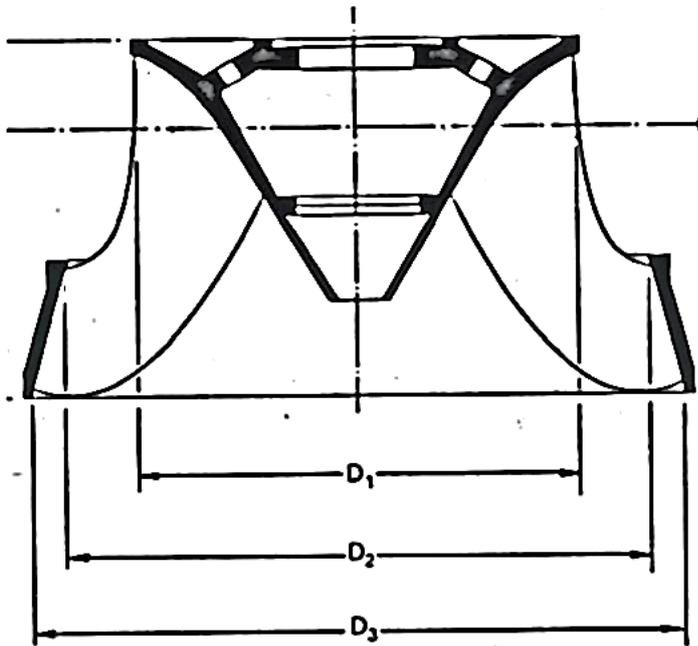
Turbin *francis* merupakan turbin reaksi. Pada turbin *francis*, air mengalir ke runner dengan arah radial dan keluar dengan arah aksial. Turbin *francis* dipakai untuk berbagai keperluan (*wide range*) dengan tinggi air jatuh menengah (*medium head*). Dibandingkan dengan turbin crossflow dan pelton, turbin *francis* kurang populer untuk pembangkit listrik tenaga air dengan daya yang kecil (PLTM) karena konstruksinya sangat kompleks serta tingkat kesulitan dalam pembuatan yang cukup tinggi.



Gambar 2.51 Turbin Francis
Sumber ESHA (2004,p.161)

Turbin Francis memiliki interval kecepatan spesifik yang cukup lapang, mulai dari 0,05 sampai dengan 0,33 dengan hubungan terhadap *head* yang tinggi dan juga *head* rendah.

Gambar 2.52. menunjukan secara skematik potongan melintang dari *runner* turbin *Francis*, dengan diameter D_1 , D_2 dan D_3 .



Gambar 2.52 *Runner* turbin *Francis*
Sumber: Warnick (1984,p.134)

Adapun perhitungan untuk masing-masing dimensi utama dari turbin *Francis* yaitu diameter D_1 , D_2 dan D_3 .

Diameter bagian outlet D_3 memiliki persamaan sebagai berikut

$$D_3 = 84,5 \cdot (0,31 + 2,488 \cdot n_{QE}) \frac{\sqrt{Hn}}{60 \cdot n} \dots \dots \dots (2-127)$$

Diameter bagian dalam untuk D_1 memiliki persamaan sebagai berikut

$$D_1 = (0,4 + \frac{0,095}{n_{QE}}) D_3 \dots \dots \dots (2-128)$$

Kemudian diameter dalam D_2 memiliki persamaan sebagai berikut untuk $n_{QE} > 0,164$

$$D_2 = \frac{D_3}{0,96 + 0,3781 \cdot n_{QE}} \dots \dots \dots (2-129)$$

Untuk $n_{QE} < 0,164$ dapat digunakan persamaan $D_1 = D_2$

Selain merencanakan dimensi *runner* turbin, diperlukan juga perencanaan *case* turbin.

Dalam hal ini turbin *Francis* pada umumnya menggunakan *spiral case*. Besar kecilnya *spiral case* tergantung daripada kecepatan spesifik turbin. Berikut ini adalah rumus dan visualisasi dari *spiral case* untuk turbin *Francis*

$$A = \left(1,2 - \frac{19,5}{N_{s-max}} \right) D_3 \dots \dots \dots (2-130)$$

$$B = \left(1,1 + \frac{54,8}{N_{s-max}} \right) D_3 \dots \dots \dots (2-131)$$

$$C = \left(1,32 + \frac{49,25}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-132)$$

$$D = \left(1,50 + \frac{48,80}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-133)$$

$$E = \left(0,98 + \frac{63,60}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-134)$$

$$F = \left(1 + \frac{131,4}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-135)$$

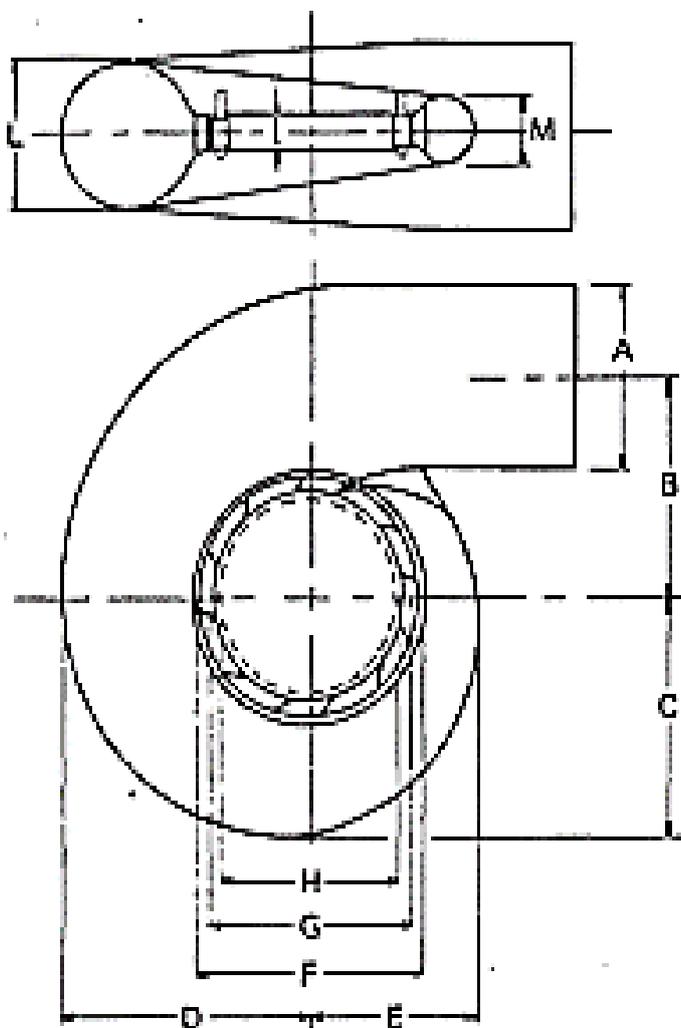
$$G = \left(0,89 + \frac{96,5}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-136)$$

$$H = \left(0,79 + \frac{81,75}{N_{s-max}}\right) D_3 \dots\dots\dots (2-137)$$

$$I = (0,1 + 0,00065N_{s-max})D_3 \dots\dots\dots (2-138)$$

$$L = (0,88 + 0,00049N_{s-max})D_3 \dots\dots\dots (2-139)$$

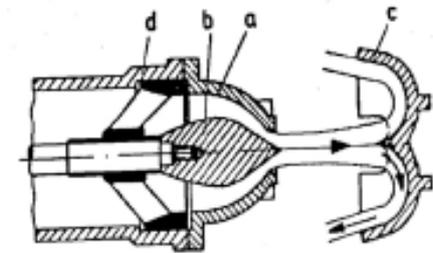
$$M = (0,60 + 0,000015N_{s-max})D_3 \dots\dots\dots (2-140)$$



Gambar 2.53 Spiral Case
 Sumber: Warnick (1984,p.134)

2.18.1.2. Turbin Pelton

Turbin pelton dipakai pada daerah dengan head yang tinggi. *Runner* turbin pelton dilengkapi dengan mangkok (*buckets*) pada sekeliling piringannya (*disc*), yang bekerja karena pancaran air (*jet discharge*) dari nosel. Penampang konstruksi nosel *runnernya* seperti pada Gambar berikut.



Gambar 2.54 Penampang nosel dan *Runner Pelton*
Sumber: JICA (2009,p.7-19)

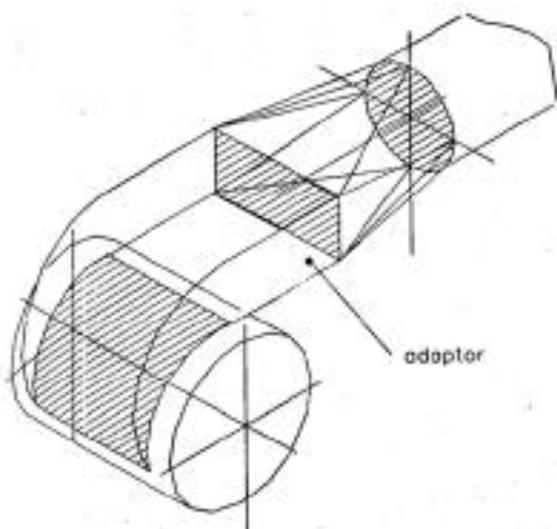
Pancaran air akan mengenai sudut ditengah-tengahnya yang kemudian oleh penampang-penampang sudut, pancaran tersebut akan dibelokkan dengan sudut 165° . Penampang-penampang ini mengalihkan tenaga impuls yang didapatnya pada piringan. Pada pusat mulut pancaran dipasang sebuah jarum untuk mengatur jumlah aliran air, yaitu dengan menggerakkannya maju dan mundur. Dengan demikian efisiensi turbin pelton dapat dipertahankan. Diantara mulut pancaran dan rotor dapat juga dipasang sebuah deflektor untuk membelokkan pancaran air. Bila beban tiba-tiba dibuang (*rejected*), deflektor secara darurat menghalangi pancaran air. Kemudian tempat keluar mulut pancaran dengan perlahan-perlahan disumbat oleh jarum sehingga tidak mengakibatkan kenaikan tekanan pada pipa pesat yang dikenal dengan istilah *water hammer*. Turbin pelton pada umumnya digunakan untuk head yang tinggi, diatas 25 meter. Efisiensi turbin *pelton* dapat mencapai 80%.



Gambar 2.55 Turbin Pelton
Sumber: Colorado Energy Office (1973,p.38)

2.18.1.3. Turbin Crossflow

Turbin *crossflow* terdiri atas empat bagian utama: *nosel*, *runner*, *guide vane* dan *casing* (rumah turbin). Air dialirkan masuk turbin melalui pipa pesat berpenampang bulat. Pada ujung pipa pesat, yaitu sebelum masuk ke turbin, dipasang adaptor, tempat perubahan penampang lingkaran menjadi persegi, menjelang masuk rumah turbin, Dari adaptor air masuk ke nosel. Nosel berpenampang persegi dan mengeluarkan pancaran air ke sebarang runner. Bentuk pancaran adalah persegi, lebar dan tidak terlalu tebal. Sebelum mencapai runner, aliran disesuaikan kecepatan masuk dan sudut masuknya. Konstruksi runner terdiri dari dua buah pinggiran sejajar yang disatukan pada lingkaran luarnya oleh sejumlah sudut. Sudut-sudut diperkuat oleh piringan tambahan yang dilas setiap 10-15 cm sepanjang runner.



Gambar 2.56 Turbin Crossflow
 Sumber: JICA (2009,p.7-13)

2.18.2. Karakteristik Turbin

1. Kecepatan Spesifik (Ns)

Kecepatan Spesifik merupakan kecepatan turbin model dengan bentuk yang sama namun skala yang berbeda, bekerja pada tinggi satu satuan jatuh dengan debit satu-satuan debit serta menghasilkan daya satu-satuan daya. Untuk menentukan nilai Ns dapat dihitung dengan rumus (Varshney,1977, p.614):

$$N_s = \frac{3470}{Hd^{0,625}} \dots\dots\dots (2-141)$$

Dengan:

- Ns = Kecepatan spesifik
- Hd = Tinggi jatuh efektif (m)

Batasan dari kecepatan spesifik turbin (N_s -max) dapat diperiksa dengan rumus berikut

$$\text{Turbin Pelton: } N_s - \max \leq 85,49H^{-0,243}$$

$$\text{Turbin Crossflow: } N_s - \max \leq 650H^{-0,5}$$

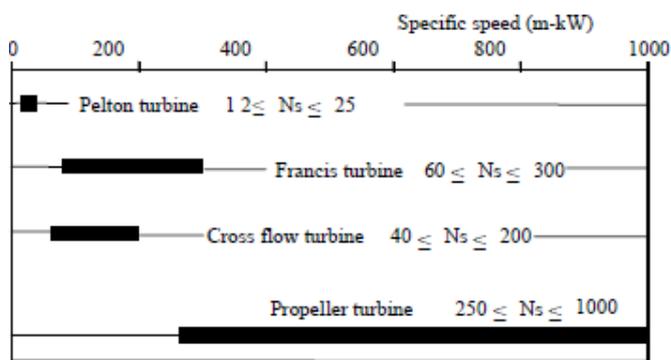
$$\text{Turbin Francis: } N_s - \max \leq \left(\frac{20000}{H+20}\right) + 30$$

$$\text{Turbin Francis Horizontal: } N_s - \max \leq 3200H^{-\frac{2}{3}}$$

$$\text{Turbin Propeller: } N_s - \max \leq \left(\frac{20000}{H+20}\right) + 50$$

$$\text{Turbin Tubular: } N_s - \max \leq \left(\frac{20000}{H+16}\right)$$

Kisaran dari kecepatan spesifik turbin dapat dilihat pada Gambar berikut.



Gambar 2.57 Kisaran dari kecepatan spesifik dengan tipe turbin

Sumber: JICA (2009,p.6-9)

2. Efisiensi

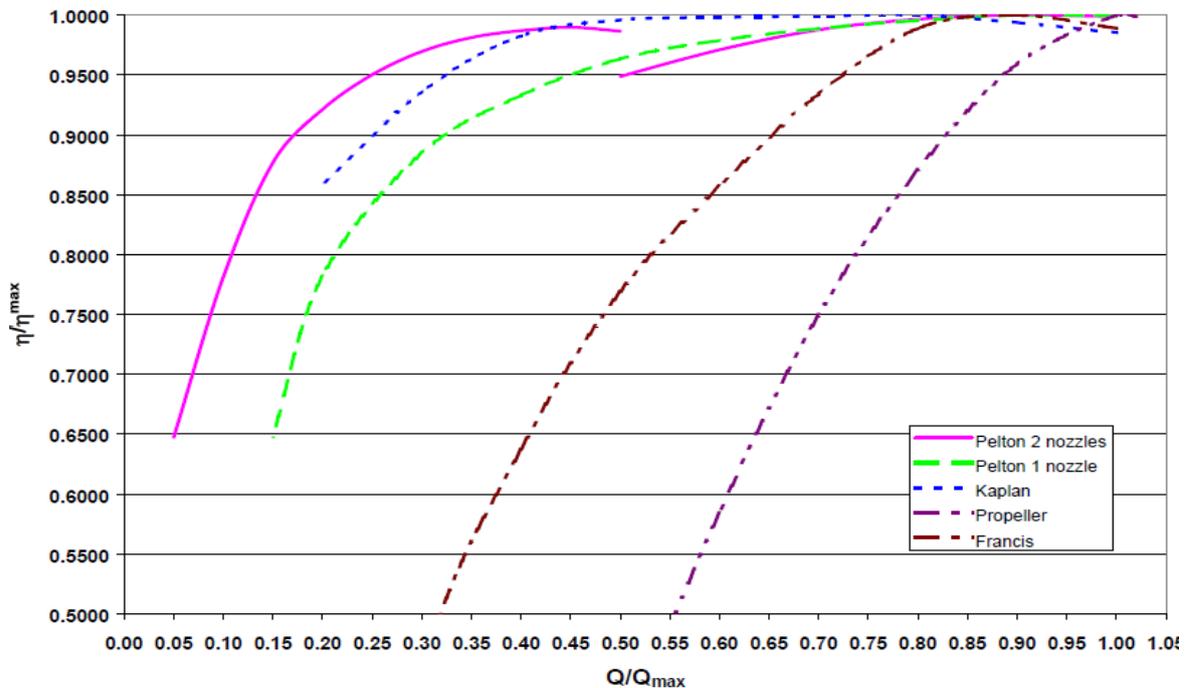
Efisiensi turbin merupakan perbandingan antara energi yang dikeluarkan dari turbin dan energi masuk turbin (Patty, 1995, p.92).

Setiap turbin memiliki angka efisiensi yang berbeda-beda. Agar efisiensi turbin maksimum maka biasanya tinggi jatuh yang di perbolehkan dibatasi, misalnya deviasi beberapa persen dari tinggi air jatuh yang direncanakan sesuai dengan turbin yang digunakan. Untuk turbin *Pelton* efisiensi maksimumnya 82%, Untuk turbin francis efisiensi maksimumnya 84%, untuk turbin *Crossflow* efisiensi maksimumnya 70% dan untuk turbin tubular S-Type efisiensi maksimumnya 84% (Arismunandar,1988, p.71).

Efisiensi turbin sangat penting untuk diperhitungkan, karena tidak menutup kemungkinan dalam suatu skema pembangkit listrik tenaga hidro banyak permasalahan yang mempengaruhi kinerja turbin seperti kavitasi, getaran dan lain-lain.

Setiap pembangkit listrik seharusnya memperhitungkan jaminan efisiensi dari suatu produsen turbin agar menjamin turbin yang digunakan nantinya dapat beroperasi secara optimal. Efisiensi turbin nantinya juga akan berpengaruh pada produksi energi dalam

setahun, karena dalam periode operasi dengan debit tertentu efisiensi turbin juga akan berubah. Pada gambar 2.58 akan ditampilkan grafik estimasi efisiensi untuk beberapa jenis turbin, yang nilai efisiensinya didapatkan dari hubungan debit pembangkitan dengan efisiensi yang ingin diketahui.



Gambar 2.58 Efisiensi turbin
Sumber: ESHA (2004,p.183)

3. Kecepatan Lari

Kecepatan lari merupakan kecepatan putaran turbin tanpa beban dengan debit tertentu, kecepatan maksimum yang terjadi disebut kecepatan lari maksimum. Kecepatan lari maksimum masing-masing turbin berbeda-beda, yaitu (Arismunandar,1988, p.68):

- Turbin *Pelton*, kecepatan putarnya sebesar 1,85 kali kecepatan normal
- Turbin *Francis*, kecepatan putarnya sebesar 1,8 - 2,3 kali kecepatan normal
- Turbin *Propeller*, kecepatan putarnya sebesar 2,2 – 3,2 kali kecepatan normal

2.19. Generator

Generator adalah komponen elektrikal yang akan mengubah energi gerak menjadi energi listrik. Berdasarkan karakteristik turbin yang digunakan, maka untuk memilih generator perlu menyesuaikan kecepatan turbin dengan kecepatan generator. Sehingga, tahapan untuk menentukan spesifikasi umum generator yang digunakan adalah sebagai berikut

- Menentukan kecepatan turbin

$$\text{Kecepatan putaran (n)} = \frac{(N_{s-max} H_{net}^{5/4})}{\sqrt{P}} \dots\dots\dots(2-142)$$

Dengan:

- n = kecepatan putar
- Ns-max = kecepatan spesifik maksimum
- H_{net} = tinggi jatuh efektif
- P = estimasi daya dihasilkan tiap turbin (kW)

- Menentukan frekuensi generator yang digunakan yaitu 50 Hz atau 60 Hz
- Menentukan kecepatan sinkron (turbin dengan generator)

$$\text{Kecepatan putaran (n)} = \frac{120 \times f}{p} \dots\dots\dots(2-143)$$

Dengan:

- f = frekuensi (50 atau 60 Hz)
- p = jumlah kutub generator

- Setelah didapatkan kecepatan putar turbin maka untuk menentukan kecepatan putar generator dapat menggunakan kecepatan sinkron dengan frekuensi 50 Hz dan 60 Hz, dan merencanakan generator berdasarkan kecepatan putar sinkron yang mendekati kecepatan putar turbin

Tabel 2.35
Kecepatan standar generator sinkron

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

Sumber: JICA (2003: 6-18)

Jenis	Garis besar	Kapasitas	Head & Debit	Beban Parsial	Variasi head	Perawatan	Harga
Francis batang horizontal	Aliran air kedalam pusat runner dan melingkar dan memutar runner dengan tekanan air dan keluaran air ke tailrace melalui draft tube	200 kW - 500 kW tetapi sekitar 500 kW) mungkin dirancang dan dibuat	Head : 15-300 m, Debit 0,4 -200 m ³ /s Tapi mini turbin (head 4m, debit: 0,01m ³ /s) juga dibuat	Efisiensi maks tinggi tapi jika drop menjadi lebih besar pada output rendah	Efisiensi terjaga baik melawan drop dari head efektif (karakteristik bagus)	Perawatan mudah sederhana. Konstruksi sangat baik	Biaya menengah konstruksi sederhana tapi biaya sipil seperti draft tube menjadi lebih tinggi
Tubular S-tipe (Propeller batang horizontal)	Aliran air kedalam runner pada arah yang sama dari batang dan putaran runner oleh tekanan air dan keluaran air ke tail race melalui draft tube bentuk S	50 kW - 500 kW sekitar	Head : 3-18 m ; Debit : 1,5 - 40 m ³ /s Cocok untuk head rendah dan debit besar	Runner vane dapat bergerak 10-100% Runner vane tetap 80-100%	ditto	Perawatan tidak mudah karena mekanisme dari operasi runner vane	Biaya tinggi
Tipe pompa submerged (Propeller batang vertikal)	Digunakan untuk membalik sebuah pompa standar	30 kW - 850 kW	Head : 2,5 - 20 kW	Efisiensi maks tinggi Efisiensi drop menjadikan output rendah makin besar	Efisiensi dijaga baik untuk menahan penurunan head bersih (karakteristik bagus)	Perawatan mudah karena fasilitas penyokong lebih sedikit (karakteristik lebih buruk)	Biaya rendah untuk membuat lebih lengkap dan standarisasi
Pompa reversible (Batang horizontal)	Digunakan untuk membalik sebuah pompa standar	1 - sekitar 1000 kW	Head 1,5 - 30 m ; Debit 0,5 - 5m ³ /s	Tanpa guide vane, debit harus dijaga efisiensi maks rendah (lebih kecil dari 80%)	ditto	Cavitas besar dan perbaikan runner vane dibutuhkan. Masa pakai bearing dan seal batang pendek.	Biaya sangat rendah karena pompa di pasar dapat digunakan

Tabel 2.36 Jenis dan Karakteristik tiap tipe Turbin reaksi

Lanjutan tabel 2.36 Jenis dan Karakteristik tiap Turbin Reaksi

Jenis	Garis besar	Kapasias	Head & Debit	Beban Parsial	Variasi head	Perawatan	Harga
Pompa reversible (Batang vertikal)	Digunakan untuk membalik sebuah pompa standar	50 - sekitar 5000 kW	Head 1,5 - 30 m ; Debit 0,5 - 5m ³ /s	Tanpa guide vane, debit harus dijaga efisiensi maks rendah (lebih kecil dari 80%)	ditto	Cavitasi besar dan perbaikan runner vane dibutuhkan. Masa pakai bearing dan seal batang pendek.	Biaya sangat rendah karena dapat menggunakan pompa yang ada di pasar
Tipe batang vertikal aliran terbuka	Untuk menghilangkan casing dari turbin Francis atau propeller	0,8 kW - 30 kW	Head 0,8 - 30 m ; Debit 0,5 - 5 m ³ /s	Efisiensi drop karena tanpa casing. Konstruksi sederhana tanpa mekanisme kontrol debit	Sama seperti asli seperti tubin Francis atau propeller	Cavitasi besar dan perbaikan runner vane tidak dibutuhkan karena head rendah	Biaya rendah, biaya sipil dapat dihemat karena saluran pembuang tidak dibutuhkan
Tipe runner rotor integrated	Untuk mengalirkan air ke dalam tipe propeller turbin dipasang di dalam rotor generator	0,8 kW - 30 kW	Head 3-20 m ; Debit 0,5 - 4 m ³ /s	Variasi debit dapat diatur dengan hanya sejumlah unit karena ada guide vane atau runner vane		Secara komparatif bagus karena konstruksi sederhana tanpa mekanisme yang rumit	Biaya tinggi tapi konstruksi rumah pembangkit lengkap
Tubular batang vertikal	Salah satu tipe turbin propeller tetapi tanpa disiapkan casing spiral. Oleh karena itu, aliran langsung ke casing	100 – 2000 kW	Head: 5-18 m Debit: 2-18 m ³ /s	Bilah yang dapat dilepas disiapkan tetapi operasi yang ada 60-100%	Secara komparatif sesuai karena bilah dapat dilepas	Secara komparatif sederhana tetapi sejumlah perawatan dibutuhkan karena bilah dapat dilepas	Secara komparatif murah karena desainnya sederhana dan dapat digunakan pada bentuk turbin propeller

Sumber: JICA (2009,p.7-11)

Tabel 2.37
Jenis dan Karakteristik tap tipe Turbin Impuls

Jenis	Garis besar	Kapasitas	Head & Debit	Beban Parsial	Variasi head	Perawatan	Harga
Francis batang horizontal	Semburan air dari nozzle menghantam bagian belakang runner. Debit dikontrol oleh jarum valve dari nozzle	100-5000 kW	Head: 70-400 m Debit 0,2-3 m ³ /s	Efisiensi turbin dapat dihindari meskipun jika debit bervariasi pada head efektif	Efisiensi turbin karena perubahan pada head	Operasi dari jarum dan deflektor rumit. Perawatan sedikit rendah	Secara biaya kecil mesin menjadi besar karena kecepatan putaran rendah
Cross flow (batang horizontal)	sederhana aliran air ke dalam runner tipe silindris pada sudut yang tepat dari batang dan keluaran setelah melalui runner. Satu atau dua guide vane mungkin disiapkan untuk dua langkah output tergantung debit air seperti hantaman semburan air ke belakang runner dalam lingkaran flank dan pitch dapat menjadi kecil, kecepatan runner dapat ditingkatkan	50-1000 kW	Head: 5-100 m Debit 0,1-10 m ³ /s	Efisiensi maksimum kecil tetapi saat efisiensi rendah outputnya bagus	ditto	Konstruksi sangat sederhana perawatan mudah	Lebih murah
Turgo impulse	runner dapat ditingkatkan menjadi kecil, kecepatan flank dan pitch dapat runner dalam lingkaran semburan air ke belakang Seperti hantaman tergantung debit air dua langkah output mungkin disiapkan untuk	100-sekitar 10000 kW	Head: 5-100m Debit 0,2-8 m ³ /s	Ditto 2 jenis nozzle digunakan untuk mengatur debit	ditto	Lebih murah, kecepatan putaran dapat ditingkatkan untuk mesin kecil	Ditto

Sumber: IICA (2009: 7-12)

2.20. Perhitungan Daya dan Energi

Daya adalah energi tiap satuan waktu, besarnya daya yang dapat dihasilkan dihitung dengan rumus (Patty,1995, p.14):

$$P = 9,8 \times H_{\text{eff}} \times Q \times \eta \dots\dots\dots (2-144)$$

Dengan:

P = Daya (kW)

H_{eff} = Tinggi jatuh efektif (m)

Q = Debit *outflow* (m³/detik), dengan debit andalan 90%

η = Efisiensi turbin

Sedangkan produksi energi tahunan dapat dihitung berdasarkan tenaga andalan. Tenaga andalan dihitung berdasarkan debit andalan yang tersedia untuk PLTM yang berupa debit *outflow* dengan periode n harian.

$$E = P \times 24 \times n \dots\dots\dots (2-145)$$

Dengan:

E = Energi tiap satuan periode (kWH)

n = Jumlah hari dalam satu periode

P = Daya (kW)

2.21. Faktor Kapasitas

Faktor kapasitas atau *Capacity Factor* (CF) merupakan sebuah unit pembangkit menggambarkan seberapa besar sebuah unit pembangkit itu dimanfaatkan. Faktor kapasitas tahunan (8760 jam) didefinisikan sebagai:

$$CF = \frac{E \times 100}{P \times H} \dots\dots\dots (2-146)$$

Dengan:

CF = Faktor Kapasitas (%)

E = Energi tiap satuan periode (kWH)

P = Daya (kW)

H = Jumlah jam dalam satu tahun (jam)

Faktor kapasitas adalah rasio energi yang benar-benar diproduksi dibagi dengan total energi yang akan diproduksi PLTM beroperasi setiap saat selama 1 tahun tanpa dikurangi dengan waktu pemeliharannya maupun terjadinya kekeringan. Seperti yang telah dijelaskan, CF memiliki peranan penting dalam menentukan efisiensi ekonomi pada perencanaan PLTM ini.

2.22. Analisis Ekonomi

2.22.1. Biaya Proyek

Biaya ini merupakan biaya perkiraan yang diperlukan untuk pelaksanaan pembangunan atau biaya konstruksi. Biaya pembangunan PLTM dinyatakan dengan rumus empiris yang harga satuannya berasal dari proyek-proyek terkait yang ada di Indonesia dan utamanya yang menjadi acuan adalah harga satuan pokok (HSP).

Dalam perhitungan biaya pembangunan PLTM, volume pekerjaan (*Bill of Quantity/BOQ*) harus di rinci sesuai dengan paket konstruksi yang mengacu pada hasil planning. Kemudian dibuat daftar rekapiulasi kuantitas pada masing-masing rincian tersebut antara lain volume galian (m^3), timbunan (m^3), pasangan batu (m^3) dan sebagainya.

2.22.2. Manfaat Proyek

Nilai manfaat (*benefit*) dalam suatu proyek pembangkit listrik tenaga mini/mini hidro pada dasarnya didapatkan dari jumlah produksi energi yang dihasilkan. Sehingga, untuk mendapatkan nilai manfaat proyek perlu dihitung produksi energi selama 1 tahun yang nantinya diakumulasikan sesuai dengan total tahun investasi.

Selain dari produksi energi, juga perlu ditetapkan harga listrik yang ingin dijual agar didapatkan keuntungan dan kelayakan proyek pembangkit listrik tenaga mini/mini hidro ditinjau dari sisi ekonomi. nantinya harga listrik per kWh akan dikalikan dengan jumlah produksi energi yang dihasilkan sehingga didapatkan nilai manfaat.

Untuk memudahkan dalam penetapan harga listrik per kWh, kementerian energi dan sumber daya mineral (ESDM) telah membuat peraturan menteri yang menetapkan nilai harga jual listrik untuk pembangkit listrik tenaga air pada PERMEN ESDM No. 12 tahun 2014. Adapun nilai harga sesuai dengan peraturan menteri (PERMEN) No. 12 tahun 2014 disajikan pada tabel berikut ini.

Tabel 2.38

Harga rata-rata tertimbang pembelian tenaga listrik

Tegangan jaringan listrik (kapasitas pembangkit)	Lokasi/wilayah	Harga rata-rata tertimbang	Faktor F
Tegangan menengah (s.d 10 MW)	Jawa, Bali, Madura	$880,0 \times F$	1,00
	Sumatera	$880,0 \times F$	1,10
	Kalimantan dan Sulawesi	$880,0 \times F$	1,20
	NTT dan NTB	$880,0 \times F$	1,25
	Maluku dan Maluku Utara	$880,0 \times F$	1,30
	Papua dan Papua Barat	$880,0 \times F$	1,50
Tegangan rendah (s.d 250 kW)	Jawa, Bali, Madura	$970,0 \times F$	1,00
	Sumatera	$970,0 \times F$	1,10
	Kalimantan dan Sulawesi	$970,0 \times F$	1,20
	NTT dan NTB	$970,0 \times F$	1,25
	Maluku dan Maluku Utara	$970,0 \times F$	1,30
	Papua dan Papua Barat	$970,0 \times F$	1,60

Sumber: Permen ESDM No.12 tahun 2014

2.22.3. *Benefit Cost Ratio (BCR)*

Metode *benefit cost ratio (BCR)* adalah salah satu metode yang sering digunakan dalam suatu kasus analisis ekonomi pada suatu proyek. Metode *BCR* ini memberikan penekanan terhadap nilai perbandingan antara komponen manfaat (*benefit*) dengan komponen biaya (*cost*) pada suatu investasi. Adapun persamaan untuk *benefit cost ratio (BCR)* adalah berikut ini

$$BCR = \frac{\Sigma Benefit}{\Sigma Cost} \dots\dots\dots(2-147)$$

Dengan:

BCR = *benefit cost ratio*

Benefit = nilai manfaat sekarang

Cost = nilai biaya sekarang

Kriteria keputusan yang menentukan apakah proyek yang direncana layak atau tidak secara ekonomi untuk metode ini adalah apabila $BCR > 1$ maka proyek dapat dikatakan layak secara ekonomi, sedangkan apabila $BCR < 1$ maka proyek dapat dikatakan tidak layak secara ekonomi.

2.22.4. *Net Present Value (NPV)*

Nilai *net present value (NPV)* adalah metode menghitung nilai bersih (*netto*) di waktu sekarang (*present*). Dengan kata lain, metode *NPV* pada dasarnya memindahkan *cash flow* yang tersebar sepanjang waktu investasi ke waktu dimulainya investasi ($t=0$) atau kondisi *present*. Untuk mendapatkan nilai *NPV* maka dapat dihitung dengan rumus berikut

$$NPV = PWB - PWC \dots\dots\dots(2-148)$$

Dengan:

NPV = *net present value*

PWB = *present worth of benefit*

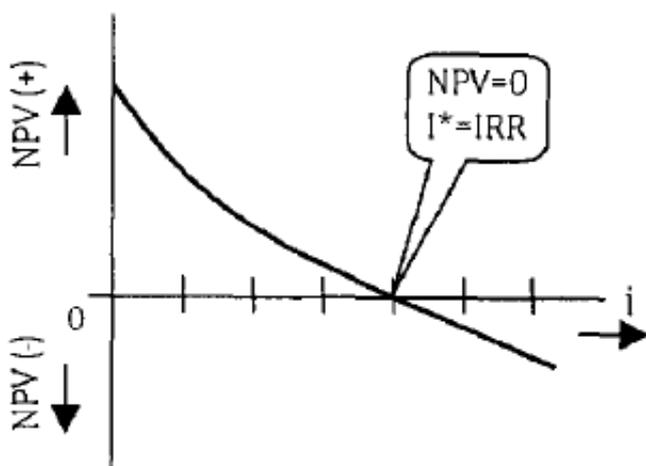
PWC = *present worth of cost*

Untuk mengetahui apakah rencana proyek investasi tersebut layak secara ekonomi atau tidak, maka diperlukan suatu kriteria keputusan. Untuk metode *NPV* kriteria layak ekonomi adalah apabila nilai $NPV > 0$ (investasi akan menguntungkan/*feasible*) sedangkan apabila tidak layak ekonomi adalah ketika nilai $NPV < 0$ (investasi tidak menguntungkan/*unfeasible*).

Apabila investasi dinyatakan layak maka proyek tersebut direkomendasikan untuk dilaksanakan, sedangkan apabila ternyata tidak layak, maka tidak direkomendasikan untuk dilanjutkan.

2.22.5. Internal rate of return (IRR)

Berbeda dengan metode lain untuk analisis ekonomi yang pada umumnya akan dicari nilai ekuivalensi *cash flow* dengan mempergunakan suku bunga sebagai faktor penentu utama, pada metode *IRR* justru akan dicari nilai suku bunga pada saat NPV bernilai 0.



Gambar 2.59 Grafik nilai IRR

Sumber: Giatman (2006,p.92)

Proses menemukan *IRR* ($NPV = 0$) adalah dengan tahapan sebagai berikut

- Hitung *NPV* untuk suku bunga dengan interval tertentu sampai ditemukan *NPV* mendekati 0, yaitu *NPV+* dan *NPV-*
- Lakukan interpolasi pada *NPV+* dan *NPV-* tersebut sehingga didapatkan suku bunga pada saat $NPV=0$.

Apabila dirumuskan, maka nilai *IRR* dapat dihitung dengan persamaan berikut

$$IRR = iNPV_+ + \frac{NPV_+}{|NPV_+ + NPV_-|} (iNPV_- + iNPV_+) \dots\dots\dots (2-149)$$

Untuk mengetahui apakah suatu investasi layak atau tidak, ditinjau dari segi metode *internal rate of return (IRR)* maka kriteria keputusan adalah IRR (*Internal rate of return*) > *MARR* (*Minimum attractive rate of return*). Nilai *MARR* adalah suku bunga yang digunakan untuk suatu proyek.

2.22.6. Payback period

Analisis *payback period* pada dasarnya adalah untuk mengetahui seberapa lama durasi (periode) investasi akan dapat dikembalikan saat terjadinya kondisi pulang pokok (*break event point*). Nilai *payback period* (k) saat kondisi *break event point* adalah

$$k_{PBP} = \sum_{t=0}^k CF_t \geq 0 \dots\dots\dots (2-150)$$

Dengan:

k_{PBP} = periode pengembalian

CF_t = *cash flow* pada tahun ke-t

Jika komponen *cash flow benefit* dan *cost*-nya bersifat *annual* (pengeluaran per tahun tetap), maka persamaan yang digunakan adalah

$$k_{PBP} = \frac{\text{Investasi}}{\text{Annual benefit}} \times \text{periode waktu} \dots\dots\dots(2-151)$$

Dengan:

k_{PBP} = periode pengembalian

Investasi = jumlah biaya investasi yang dikeluarkan

Annual benefit = keuntungan per tahun (dikurangi O&P, bila ada)

Periode waktu = lama periode (1 tahun)

Untuk mengetahui apakah rencana suatu investasi tersebut layak ekonomis atau tidak, dibutuhkan kriteria keputusan tertentu. Pada metode *payback period*, rencana investasi dapat dikatakan layak apabila nilai k (jumlah periode pengembalian) < n (umur investasi) dan sebaliknya.