

## **BAB III**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **3.1 ANALISIS HIDROLOGI**

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi, seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu.

Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisis hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana dan debit andalan .

#### **3.2 CURAH HUJAN RENCANA**

Berdasarkan peta jaringan stasiun hidrologi, dapat diketahui letak titik data terhadap jaringan keseluruhan dan dapat diketahui daerah yang dapat diwakili oleh data tersebut. Data hujan memuat catatan tinggi hujan harian dari stasiun hujan. Data hujan dapat berasal dari stasiun hujan otomatis ataupun manual. Data hujan dari stasiun hujan otomatis menginformasikan catatan hujan setiap waktu, data ini digunakan untuk analisis distribusi hujan.

Dari data hujan yang ada dapat diketahui tinggi hujan pada titik-titik yang ditinjau, dan selanjutnya dapat dipergunakan untuk analisis banjir akibat hujan. Analisis selanjutnya diarahkan untuk memperkirakan besarnya debit banjir dengan berbagai kala ulang kejadian.

##### **3.2.1 Cara Rata-rata Hitung**

Cara menghitung rata-rata aritmetis (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots(3.1)$$

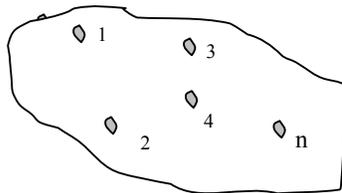
Di mana :

$\bar{R}$  = curah hujan rata-rata (mm)

$R_1 \dots R_2$  = besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

$n$  = banyaknya stasiun hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.1 Sketsa stasiun curah hujan cara rata-rata hitung

### 3.2.2 Cara Poligon Thiessen

Cara ini memperhitungkan luas daerah yang mewakili dari stasiun – stasiun hujan yang bersangkutan, untuk digunakan sebagai faktor bobot dalam perhitungan curah hujan rata-rata.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

$$= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A}$$

$$\bar{R} = R_1 W_1 + R_2 W_2 + \dots + R_n W_n \dots\dots\dots(3.2)$$

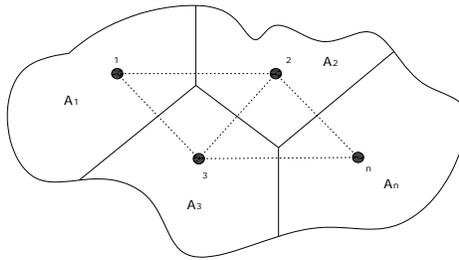
dimana :

$\bar{R}$  = curah hujan rata-rata (mm)

$R_1 \dots R_2 \dots R_n$  = curah hujan masing-masing stasiun (mm)

$W_1 \dots W_2 \dots W_n$  = faktor bobot masing-masing stasiun yaitu % daerah pengaruh terhadap luas keseluruhan.

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.2 Pembagian daerah dengan cara poligon *Thiessen*

**3.2.3 Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang**

Setelah mendapatkan curah hujan rata-rata dari beberapa stasiun yang berpengaruh di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran yang sesuai dengan sebaran curah hujan rata-rata yang ada. Sebaran yang digunakan dalam perhitungan daerah curah hujan adalah :

- a. Sebaran normal

$$C_s = 0$$

- b. Sebaran log normal

$$C_k = 3 C_v \dots\dots\dots(3.3)$$

- c. Sebaran *Gumbel*

$$C_s \leq 1,1396 ; C_k \leq 5,4002$$

- d. Sebaran log Pearson III

$$C_s \neq 0$$

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum (R_i - \bar{R})^3 \dots\dots\dots(3.4)$$

$$C_v = (S_x / \bar{R}) \dots\dots\dots(3.5)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum (R_i - \bar{R})^4 \dots\dots\dots(3.6)$$

Dengan :

$C_s$  = Koefisien Keruncingan (*skewness*)

$C_k$  = Koefisien Kurtosis

$C_v$  = Koefisien variasi

$R_i$  = Curah hujan masing-masing pos (mm)

$\bar{R}$  = Curah hujan rata-rata (mm)

Sx = *Standart deviasi*

(Sumber : Hidrologi untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa metode ulang yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana. Sebelum menghitung debit banjir maka dilakukan uji keselarasan.

Uji keselarasan dimaksudkan untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi *statistic sample* data yang dianalisa. Ada dua jenis keselarasan (*Goodness of Fit Test*), yaitu uji keselarasan **Chi Kuadrat** dan **Smirnov Kolmogorof**. Pada test ini biasanya yang diamati adalah nilai hasil perhitungan yang diharapkan.

1. Uji keselarasan **Chi Kuadrat**

$$\text{Rumus : } x^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(3.7)$$

Di mana :

$x^2$  = harga chi kuadrat.

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke – i.

$E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke – i.

G = jumlah sub kelompok.

Prosedur uji **Chi Kuadrat** adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan ( dari besar ke kecil atau sebaliknya )
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup yang masing – masing beranggotakan minimal 4 data pengamatan
- Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap – tiap sub-grup.
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$
- Pada tiap sub-grup hitung nilai :  $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- Jumlah seluruh G sub-grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.

- Tentukan derajat kebebasan  $dk = G-R-1$  (nilai  $R=2$  untuk distribusi normal dan binormal )

Interprestasi hasil uji sebagai berikut :

- Apabila peluang  $\geq 5 \%$ , maka persamaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
- Apabila peluang  $\leq 1 \%$ , maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.
- Apabila peluang 1-5 %, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu data tambahan.

**Tabel 3.1 Nilai kritis untuk Distribusi *Chi Kuadrat***

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,18	2,733	15,507	17,535	20,09	21,955
9	1,735	2,088	2,7	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	214,92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,161	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,17	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796

23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,52	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : DR. Ir. Suripin, Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan , 2004)

2. Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

Dengan membandingkan probabilitas untuk tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan ( $\Delta$ ) tertentu.

Rumus : 
$$\alpha = \frac{P_{\max} - P_{(xi)}}{P_{(x)} - \Delta_{cr}} \dots\dots\dots(3.8)$$

**Tabel 3.2 Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan  
*Smirnov Kolmogorof***

N	A			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,00
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,693/n

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

Untuk mendapatkan debit banjir rencana digunakan curah hujan rencana yang didapat berdasarkan perhitungan dengan menggunakan jenis sebaran yang cocok.

**3.2.3.1 Metode Gumbel.**

Rumus :  $X_T = \bar{X} + \frac{(Y_t - Y_n)}{S_n} \times S_x$  ..... (3.9)

Dimana :  $X_T$  = hujan harian dengan periode ulang T tahun (mm)

$\bar{X}$  = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

$Y_t$  = *reduced variate*, parameter Gumbel untuk periode T tahun

$Y_n$  = *reduced mean*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

$S_n$  = *reduced* standar deviasi, merupakan fungsi dari banyaknya data (n)

$S_x$  = standar deviasi =  $\sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$  .....(3.10)

$X_i$  = curah hujan maksimum tahun ke i (mm)

n = lamanya pengamatan

(Sumber : DPU Pengairan, metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F

**Tabel 3.3 Reduced Mean (Yn)**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,507	0,51	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,522
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,53	0,582	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,538	0,5388	0,5396	0,54	0,541	0,5418	0,5424	0,543
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,553	0,5533	0,5535	0,5538	0,554	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,555	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,557	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,558	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,8898	0,5599
100	0,56									

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

**Tabel 3.4 Reduced Standard Deviation (S)**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,108
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,148	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,159
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,177	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,189	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,193
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,198	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,206
100	1,2065									

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

**Tabel 3.5 Reduced Variate (Yt)**

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

### 3.2.3.2 Metode distribusi *Log Pearson III*

Rumus : 
$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + k.S_x.\text{Log } X \dots\dots\dots(3.11)$$

Nilai rata-rata : 
$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log} x}{n} \dots\dots\dots(3.12)$$

Standar deviasi : 
$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} X - \overline{\text{Log}X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(3.13)$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}X_i - \overline{\text{Log}X})^3}{(n-1)(n-2)S^2} \dots\dots\dots(3.14)$$

Di mana :  $\text{Log}X_t$  = Logaritma curah hujan dalam periode ulang T tahun (mm)

$\overline{\text{Log}X}$  = Rata – rata logaritma curah hujan

n = Jumlah pengamatan

Cs = Koefisien Kemencengan

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

**Tabel 3.6 Harga k untuk Distribusi Log Pearson III**

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,840	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	6,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670

Lanjutan Tabel 3,6 Harga k untuk Distribusi *Log Pearson III*

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	5,525
0,2	-0,033	0,831	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,830	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,200	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,089	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	1,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

### 3.3 DEBIT BANJIR RENCANA

Metode untuk mendapatkan debit banjir rencana dapat menggunakan metode sebagai berikut :

#### 3.3.1 Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode *Haspers*

$$\text{Rumus : } Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,70}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,70}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 \cdot 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} \cdot \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$q_n = \frac{R_n}{3,6 \cdot t}$$

$$t = 0,10 \cdot L^{0,80} \cdot i^{-0,30}$$

$$R_n = \frac{t \cdot R_r}{t + 1}$$

Di mana :

$Q_n$  = debit banjir rencana ( $m^3/dt$ )

$\alpha$  = koefisien pengaliran (*Run Off Coefficient*)

$\beta$  = koefisien reduksi (*Reduction Coefficient*)

$q_n$  = banyaknya air yang mengalir tiap km,  $m^3 /dt/ km^2$

$A$  = Luas DAS (*Cathment Area*)  $km^2$

Analisis metode ini pada dasarnya merupakan metode empiris dengan persamaan umum sebagai berikut :

$$Q_n = C \times \beta \times q \times A \quad \dots\dots\dots(3.15)$$

1. Koefisien Aliran (C) dihitung dengan rumus

$$C = \frac{1 + 0,012 \times A^{0,7}}{1 + 0,075 \times A^{0,7}} \quad \dots\dots\dots(3.16)$$

Dimana :  $A$  = luas DAS ( $km^2$ )

2. Koefisien Reduksi ( $\beta$ ) dihitung dengan rumus

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{0,4t})}{(t + 15)} \times \frac{A^{0,75}}{12} \quad \dots\dots\dots(3.17)$$

Dimana :  $\beta$  = koefisien reduksi  
 $t$  = waktu konsentrasi (jam)  
 $A$  = luas DAS (km<sup>2</sup>)

3. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus

$$t = 0,1 \times L^{0,9} \times i^{-0,3} \dots\dots\dots(3.18)$$

Dimana :  $t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)  
 $L$  = panjang sungai (km)

4. Modul maksimum menurut Haspers dirumuskan

$$q = \frac{Rt}{3,6 \times t} \dots\dots\dots(3.19)$$

$$Rt = R + Sx \cdot U \dots\dots\dots(3.20)$$

Dimana :  $t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)  
 $R$  = curah hujan maksimum rata-rata (mm)  
 $Sx$  = simpangan baku (standart deviasi)  
 $U$  = variabel simpangan untuk kala ulang T tahun  
 $Rt$  = curah hujan dengan kala ulang T tahun (mm)

5. Intensitas Hujan

Untuk  $t < 2$  jam

$$Rt = \frac{t \times R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2 - t)} \dots\dots\dots(3.21)$$

Untuk  $2 < t < 19$  jam

$$Rt = \frac{t \times R_{24}}{t + 1} \dots\dots\dots(3.22)$$

Untuk  $19 < t < 30$  hari

$$Rt = 0,707 \times R_{24} \times t + 1 \dots\dots\dots(3.23)$$

dengan,

$t$  = waktu konsentrasi/lama hujan terpusat (jam)  
 $R$  = curah hujan maksimum rata-rata (mm)  
 $Sx$  = simpangan baku (standart deviasi)

### 3.3.2 Metode Manual Jawa Sumatra

Persamaan yang digunakan :

$$APBAR = PBAR \cdot ARF$$

$$SIMS = H / MSL$$

$$LAKE = \frac{\text{Luas DAS di hulu bendung}}{\text{Luas DAS total}}$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \text{ Log ( AREA )}$$

$$MAF = 8 \cdot 10^{-6} \cdot \text{AREA}^v \cdot APBAR^{2,455} \cdot SIMS^{0,177} \cdot (1 \pm LAKE)^{-0,85}$$

$$Q = GF \cdot MAF$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km<sup>2</sup>)

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)

ARF : Faktor reduksi (table 3.1)

SIMS : Indeks kemiringan = H / MSL

H : Beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)

MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

LAKE : Indek danau

GF : *Growth factor* (table 3.2)

Q : Debit banjir rencana

**Tabel 3.7 Faktor reduksi (ARF)**

DAS (km <sup>2</sup> )	ARF
1 - 10	0,99
10 - 30	0,97
30 - 3000	1,52 - 0,0123 log A

(Sumber : Banjir Rencana Untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

**Tabel 3.8 Growth Factor (GF)**

Return Period T	Luas <i>cathment</i> area (km <sup>2</sup> )					
	<180	300	600	900	1200	>1500
5	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17
10	1,56	1,54	1,48	1,49	1,47	1,37
20	1,88	1,84	1,75	1,70	1,64	1,59
50	2,35	2,30	2,18	2,10	2,03	1,95
100	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27

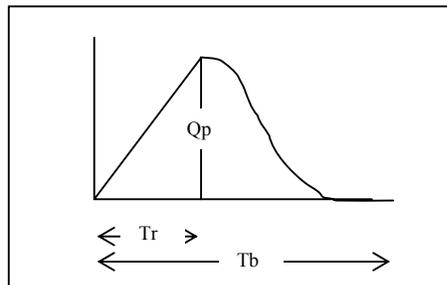
(Sumber : Banjir Rencana Untuk Bangunan Air, Joesron Loebis, 1990)

### 3.3.3 Metode Analisis Hidrograf Satuan Sintetik Gamma I

Cara ini dipakai sebagai upaya untuk memperoleh hidrograf satuan suatu DAS yang belum pernah terukur, dengan pengertian lain tidak tersedia data pengukuran debit maupun data AWLR (*Automatic Water Level Recorder*) pada suatu tempat tertentu dalam sebuah DAS (tidak ada stasiun hidrometer).

Hidrograf satuan sintetik secara sederhana dapat disajikan empat sifat dasarnya yang masing-masing disampaikan sebagai berikut :

1. Waktu naik (*Time of Rise, TR*), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai terjadinya debit puncak.
2. Debit puncak (*Peak Discharge, Qp*).
3. Waktu dasar (*Base Time, TB*), yaitu waktu yang diukur dari saat hidrograf mulai naik sampai berakhirnya limpasan langsung atau debit sama dengan nol.
4. Koefisien tampungan (*Storage Coefficient*), yang menunjukkan kemampuan DAS dalam fungsi sebagai tampungan air.



Gambar 3.3 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis

Sisi naik hidrograf satuan diperhitungkan sebagai garis lurus sedang sisi resesi (*resesion climb*) hidrograf satuan disajikan dalam persamaan *exponensial* berikut :

$$Q_t = Q_p \cdot e^{-t/k}$$

Di mana :

$Q_t$  = Debit yang diukur dalam jam ke-t sesudah debit puncak ( $m^3/dt$ )

$Q_p$  = Debit puncak ( $m^3/dt$ )

$t$  = Waktu yang diukur pada saat terjadinya debit puncak (jam)

$k$  = Koefisien tampungan dalam jam

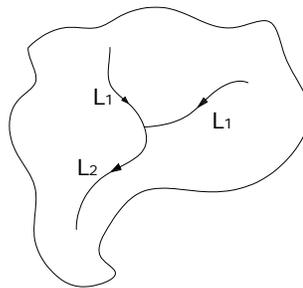
$$Tr = 0,43 \left[ \frac{L}{100.SF} \right]^3 + 1,0665.SIM + 1,2775$$

Di mana :

Tr = Waktu naik (jam)

L = Panjang sungai (km)

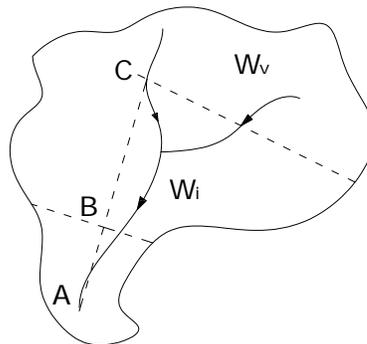
SF = Faktor sumber yaitu perbandingan antara jumlah panjang tingkat 1 dengan jumlah panjang sungai semua tingkat



Gambar 3.4 Sketsa Penetapan Panjang dan Tingkat Sungai

$$SF = (L1+L1)/(L1+L1+L2)$$

SIM = Faktor simetri ditetapkan sebagai hasil kali antara factor lebar (WF) dengan luas relatife DAS sebelah hulu



Gambar 3.5 Sketsa Penetapan RUA

$$A - B = 0,25 L$$

$$A - C = 0,75 L$$

$$WF = Wu/Wi$$

$$Qp = 0,1836 \cdot A^{0,5886} \cdot Tr^{-0,4008} \cdot JN^{0,2381}$$

Di mana :

$Q_p$  = Debit puncak ( $m^3/dt$ )

$JN$  = Jumlah pertemuan sungai

$$T_B = 27,4132 \cdot T_r^{0,1457} \cdot S^{-0,0986} \cdot SN^{0,7344} \cdot RUA^{0,2574}$$

Di mana :

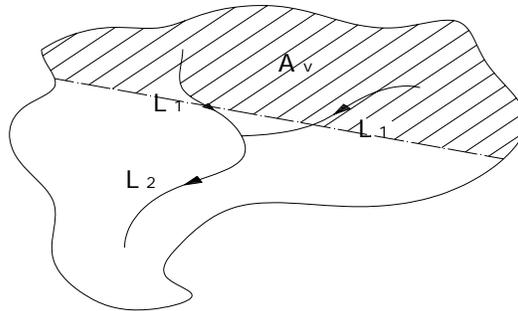
$T_B$  = Waktu dasar (jam)

$S$  = Landai sungai rata-rata

$SN$  = Frekwensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah segmen sungai-sungai tingkat 1 dengan jumlah sungai semua tingkat.

$RUA$  = Perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun pengukuran dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melewati titik tersebut dengan luas DAS total.

$$RUA = A_u/A$$



Gambar 3.6 Sketsa penetapan RUA

Penetapan hujan efektif untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan indeks infiltrasi. Untuk memperoleh indeks ini agak sulit, untuk itu digunakan pendekatan dengan mengikuti petunjuk *Barnes* (1959). Perkiraan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologi dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks infiltrasi, persamaan pendekatannya adalah sebagai berikut :

$$\Phi = 10,4903 - 3,859 \times 10^{-6} \cdot A^2 + 1,6985 \times 10^{-13} (A/SN)^4$$

Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan pendekatan berikut ini. Persamaan ini merupakan pendekatan untuk aliran dasar yang tetap, dengan memperhatikan pendekatan *Kraijenhoff Van Der Leur* (1967) tentang hidrograf air tanah :

$$QB = 0,4751 \cdot A^{0,6444} \cdot D^{0,9430}$$

Di mana :

QB = Aliran dasar

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>)

D = Kerapatan jaringan kuras (*drainage density*)/indeks kerapatan sungai yaitu perbandingan jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

$$k = 0,5617 \cdot A^{0,1798} \cdot S^{-0,1446} \cdot SF^{-1,0897} \cdot D^{0,0452}$$

Di mana :

k = koefisien tampungan

### 3.3.4 Metode *Passing Capacity*

Cara ini dipakai dengan jalan mencari informasi yang dipercaya tentang tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi. Selanjutnya dihitung besarnya debit banjir rencana dengan rumus :

$$Q = AxV$$

$$V = c \cdot \sqrt{RI} \quad (\text{Rumus } Chezy)$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Di mana :

Q = Volume banjir yang melalui tampang (m<sup>3</sup>/dtk)

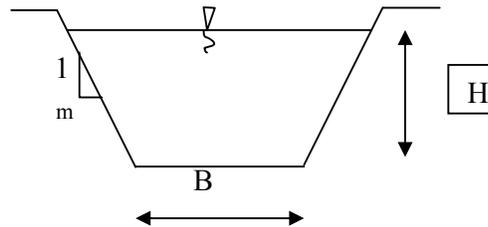
A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

R = Jari – jari hidrolis (m)

I = Kemiringan sungai

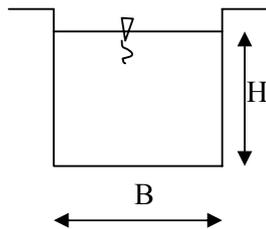
- P = Keliling penampang basah sungai(m)  
 c = Koefisien *Chezy*  
 B = Lebar sungai (m)



$$A = (B+mH)H$$

$$P = B+2H(1+m^2)^{0,5}$$

$$R = A/P$$



$$A = B \times H$$

$$P = B+2H$$

$$R = A/P$$

Gambar 3.7 Jenis-jenis penampang

### 3.4 Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah besarnya debit air yang akan dipakai untuk mengairi lahan di daerah irigasi. Untuk mengetahui apakah air yang tersedia mampu mengairi sawah yang ada, perlu dihitung neraca air daerah irigasi yang bersangkutan. Perhitungan ini dilakukan dengan membandingkan air yang tersedia dengan kebutuhan air yang ada.

Data yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi adalah :

1. Data curah hujan bulanan (mm)
2. Data klimatologi, meliputi :
  - a. Temperatur bulanan rata-rata (°C)
  - b. Kecepatan angin rata-rata (m/det)
  - c. Kelembaban udara relatif rata-rata (%)
  - d. Lamanya penyinaran matahari rata-rata (%)

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air adalah jenis tanaman, cara pemberian air, jenis tanah, cara pengolahan, pemeliharaan saluran serta bangunan, besarnya curah hujan, waktu penanaman, pengolahan tanah dan klimatologi.

Menurut jenisnya ada tiga macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air bagi tanaman (*consumptive use*), yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (*evapotranspirasi*).
2. Kebutuhan air untuk areal pertanian yaitu jumlah air yang dibutuhkan untuk evaporasi dan perkolasi (peresapan air ke dalam dan ke samping).
3. Kebutuhan air untuk irigasi, yaitu jumlah air untuk evaporasi, perkolasi, penjemuran, penggenangan dan kehilangan selama penyaluran.

Perhitungan kebutuhan air ini dimaksudkan untuk :

1. Perencanaan pola tanam, rencana tata tanam dan intensitas tanaman.
2. Menentukan areal yang dapat diairi dengan kondisi yang tersedia.
3. Dapat digunakan untuk membuat pedoman eksploitasi suatu jaringan irigasi yang sesuai dengan persediaan yang ada.

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi I DPU, Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi Dan Tanaman Lain, PSA-010)

Sedangkan dalam perhitungan kebutuhan air didasarkan atas beberapa faktor-faktor yang mempengaruhi, yaitu :

### 3.4.1 Kebutuhan air untuk pengolahan tanah

Kebutuhan air untuk pengolahan tanah tergantung dari besar penjemuran, lama pengolahan (periode pengolahan) dan besar evapotranspirasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut KP-01, angka penjemuran tanah yang diambil 200 mm ditambah dengan lapisan air 50 mm, yakni  $200 + 50 = 250$  mm, untuk lama pengolahan 30 hari. Dengan tabel *zyljstra* dan diketahui  $E_o + P$  didapatkan angka pengolahan tanah. Untuk palawija 50 mm selama 15 hari.

Rumus :  $L_p = M \times e^k / (e^k - 1)$

Dimana :  $L_p$  = besarnya kebutuhan air

$$M = E_o + P$$

- e = bilangan rasional
- k =  $M \times T / S$
- T = lama pengolahan
- S = angka penjumlahan

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-01)

### 3.4.2 Kebutuhan air untuk pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan tergantung dari jenis tanaman, periode pertumbuhan, faktor jenis tanah, iklim, luas area, topografi. Untuk perhitungan kebutuhan air dipakai data iklim setempat meliputi :

1. Intensitas curah hujan (mm/jam)
2. Kelembaban (%)
3. Temperatur (°C)
4. Kecepatan angin (m/dt)
5. Curah hujan (mm)

Metode perhitungan evapotranspirasi untuk mendapatkan kebutuhan air bagi pertumbuhan, yaitu :

#### Metode *Penman*

Metode ini digunakan untuk mencari harga evaporasi dari rumput (*grass*) berdasar data klimatologi yang kemudian untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan faktor tumbuhan (misal : padi, jagung, dan lain-lain). Sehingga evapotranspirasi sama dengan evaporasi hasil perhitungan *penman*  $\times$  *crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang didapat, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data hujan efektif.

Data yang digunakan adalah temperatur, kelembaban, kecepatan angin yang diukur pada ketinggian 2 m (atau harus dikonversikan terlebih dahulu), lama penyinaran selama 12 jam (apabila tidak dilakukan selama 12 jam, dihitung  $0,786Q + 3,46$ ), dan letak lintang.

$$\text{Rumus : } E_{to} = \frac{1}{L^{-1} \times \delta + \Delta(H_{sh}^{na} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + \Delta}$$

Di mana :

$E_{to}$  = evapotranspirasi potensial (mm)

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Kali Kebo  
Kabupaten Klaten Jawa Tengah

$H_{sh}^{na}$  = jaringan radiasi gelombang pendek

$$= \{\alpha_{sh} \times f(r)\} \times \alpha^{11} sh \times 10^{-2}$$

$\alpha$  = albedo koefisien (koefisien refleksi), tergantung pada lapisan permukaan yang ada, untuk rumput = 0,25

$\Omega$  = derajat lintang (utara dan selatan)

$$Ra = \alpha^{11} sh \times 10^{-2}$$

= radiasi gelombang pendek, maksimum secara teori (*longleys/day*)

$H_{i_0}^{ne}$  = jaringan radiasi gelombang panjang (*longleys/day*)

$$= 0,97 \alpha Tai^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{e_d}) \times \{1 - 8/10 (1-r)\}$$

(Sumber : Sub-Direktorat Irigasi I DPU, Pedoman Kebutuhan Air Untuk Tanaman Padi Dan Tanaman Lain, PSA-010).

### 3.4.3 Evapotranspirasi potensial

Dengan menggunakan data-data klimatologi yang tersedia, maka besarnya Evaporasi ( $ET_o$ ) pada daerah irigasi dapat dihitung. Perhitungan besarnya Evaporasi menggunakan metode "*Modified Penman*".

$$\text{Rumus : } ET_c = k_c \times ET_o$$

Dimana :  $k_c$  = koefisien tanaman

$ET_o$  = evaporasi potensial (mm/hari)

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bangunan Utama)

### 3.4.4 Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh ke lapisan jenuh. Perkolasi dipengaruhi oleh sifat tanah, baik sifat fisik, tekstur maupun struktur.

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

### 3.4.5 Curah hujan efektif ( $Re$ )

Curah hujan efektif ( $Re$ ) untuk menghitung kebutuhan irigasi. Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman.

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-01)  
Evaluasi dan Perencanaan Bendung Kali Kebo  
Kabupaten Klaten Jawa Tengah

Curah hujan efektif ( $Re$ ) dihitung dari data curah hujan rata-rata bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar. Data yang sudah urut lalu dicari rangkingnya, yaitu dengan cara :

$$\left( \frac{m}{n+1} \right) \times 100 \%$$

Dimana :  $m$  = nomor urut (rangking) yang menunjukkan debit andalan terpilih  
 $n$  = jumlah data hujan.

Dalam hal ini dihitung hujan 20% kering (1 in 5 *dry*)

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

### 3.4.6 Koefisien untuk tanaman ( $C_f$ )

Untuk memperoleh nilai evapotranspirasi dari suatu tanaman, dengan mengalikan hasil perhitungan evapotranspirasi ( $E_o$ ) dari *Penman* dengan koefisien tanaman. Besarnya koefisien tanaman tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan.

(Sumber : DPU Pengairan, Metode Perhitungan Debit Banjir, SK SNI M-18-1989-F)

### 3.4.7 Debit andalan

Debit andalan merupakan debit minimum yang ditentukan, yang dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan irigasi. Dalam hal ini kemungkinan terpenuhi adalah 80 % atau kemungkinan debit sungai lebih rendah dari debit andalan adalah 20 %.

Analisis debit andalan ditentukan dengan cara mengurutkan data yang ada dari yang terkecil sampai yang terbesar. Data yang sudah urut lalu dicari rangkingnya, yaitu dengan cara :

$$\left( \frac{m}{n+1} \right) \times 100 \%$$

Dimana :  $m$  = nomor urut (rangking) yang menunjukkan debit andalan terpilih  
 $n$  = jumlah data debit.

(Sumber : DPU, Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)

### 3.4.8 Neraca air

Perhitungan neraca air (*water balance*) yaitu untuk menghitung luas area yang akan diairi pada tiap bulan yaitu dengan membandingkan antara debit yang tersedia dengan kebutuhan air, sehingga dapat ditentukan sistem pembagian airnya.

(Sumber : KP-02, Kriteria Perencanaan Bagian Jaringan Irigasi)

## 3.5 TIPE-TIPE BENDUNG

### 3.5.1 Umum

Bangunan bendung merupakan bangunan yang dipakai untuk mengatur elevasi air di sungai atau dengan memperlebar pengambilan didasar sungai.

Ada dua tipe bendung yang digunakan untuk mengatur elevasi air di sungai yaitu :

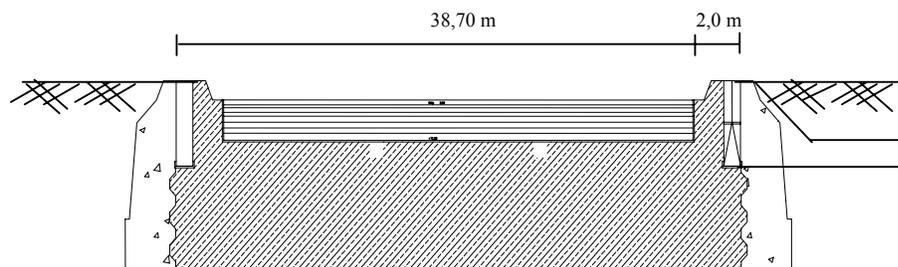
1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

Sementara bendung pengambilan air didasar sungai disebut juga bendung saringan bawah atau bendung *Tyroller*.

### 3.5.2 Bendung Tetap

Bendung tetap dibuat melintang searah dengan sungai untuk menghasilkan elevasi air minimum agar air tersebut bisa dielakkan. Adapun penggunaan dari pada bendung tetap adalah sebagai berikut :

1. Dari data sungai, bendung tetap mempunyai lebar sungai  $\leq 50$  m
2. Tidak ada aliran permukaan selama banjir.
3. Dapat mengangkut kerikil sampai ukuran 64 mm.
4. Mempunyai debit saluran  $\leq 10$  m<sup>3</sup>/ dt.

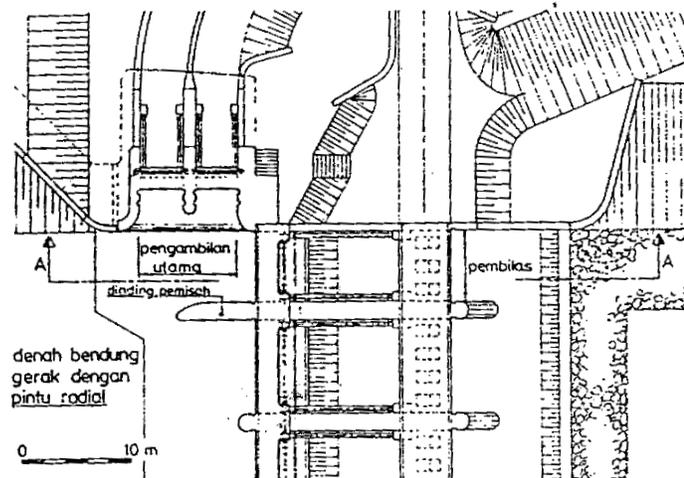


Gambar 3.8 Penampang melintang Bendung Tetap

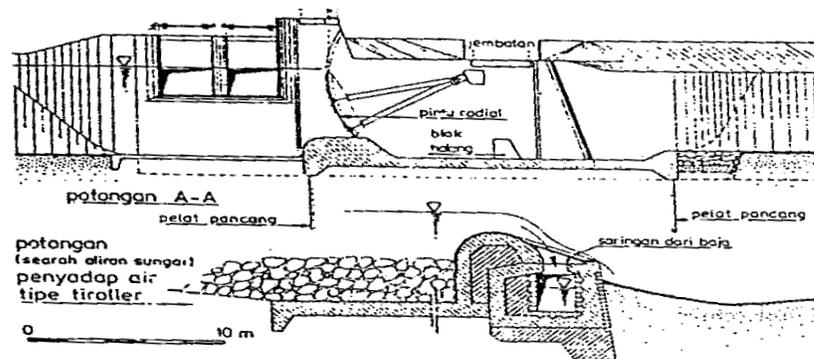
### 3.5.3 Bendung Gerak

Merupakan bangunan berpintu yang dibuka selama aliran besar. Bendung gerak dapat mengatur muka air di depan pengambilan agar air yang masuk tetap sesuai dengan kebutuhan irigasi, kesulitan pada bendung gerak adalah pintu harus tetap dijaga dan dioperasikan dengan baik dalam keadaan apapun. Adapun penggunaan dari pada bendung gerak adalah sebagai berikut :

1. Kemiringan dasar sungai kecil / relatif datar
2. Peninggian dasar sungai akibat konstruksi bendung tetap tidak dapat diterima karena ini akan mempersulit pembuangan air atau membahayakan pekerjaan sungai yang telah ada akibat meningginya muka air.
3. Debit tidak dapat di lewatkan dengan aman dengan bendung tetap.
4. Dapat mengangkut pasir dan kerikil sampai ukuran 64 mm.



Gambar 3.9 Lay Out Bendung Gerak



Gambar 3.10 Potongan Bendung Gerak

Berdasarkan dari penggunaan masing – masing bendung di atas, maka Tugas Akhir kami merupakan bendung tetap. Adapun penjelasan dari pada hidrolis bangunan bendung tetap akan diuraikan pada sub bab berikutnya.

### 3.6 HIDROLIK BANGUNAN BENDUNG TETAP

#### 3.6.1 Bentang Bendung

Yaitu jarak antara pangkal – pangkalnya ( *abutment* ), harus sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil atau tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil dapat di lihat persamaannya sebagai berikut :

$$Be = B - 2 (n Kp + Ka ) H_1 \dots \dots \dots (3.52)$$

Di mana : n = jumlah pilar

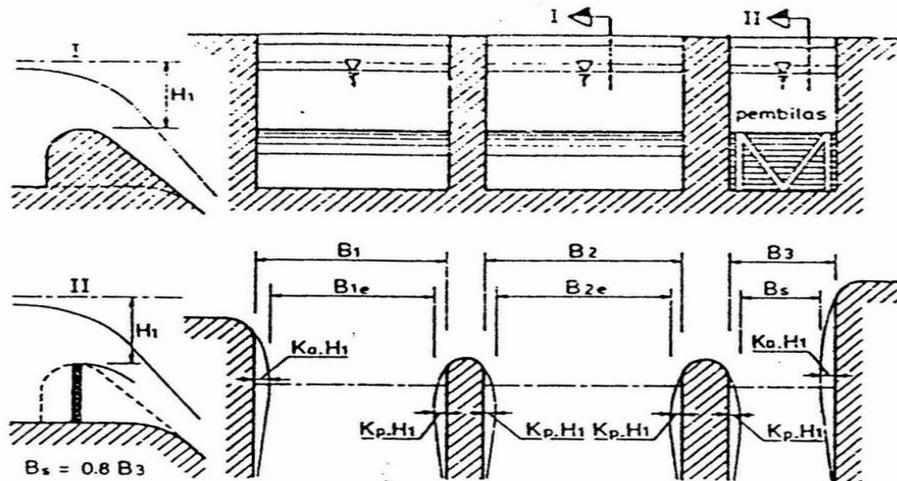
Kp = koefisien kontraksi pilar

Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung

H<sub>1</sub> = tinggi energi ( m )

B = lebar mercu yang sebenarnya

Be = lebar efektif mercu



Gambar 3.11 Lebar efektif Mercu

**Tabel 3.9 harga-harga koefisien kontraksi**

Uraian	Kp
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-udut yang dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
	<b>Ka</b>
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,02
Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

( Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi )

**3.6.2 Perencanaan Mercu**

Di Indonesia pada umumnya menggunakan mercu *type Ogee* dan mercu *type* bulat.

**3.6.2.1 Mercu bulat**

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Pada sungai ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif pada mercu.

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara  $H_1$  dan  $r$  ( $H_1/r$ ). Untuk bendung dengan dua jari – jari ( $R_2$ ), jari – jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit.

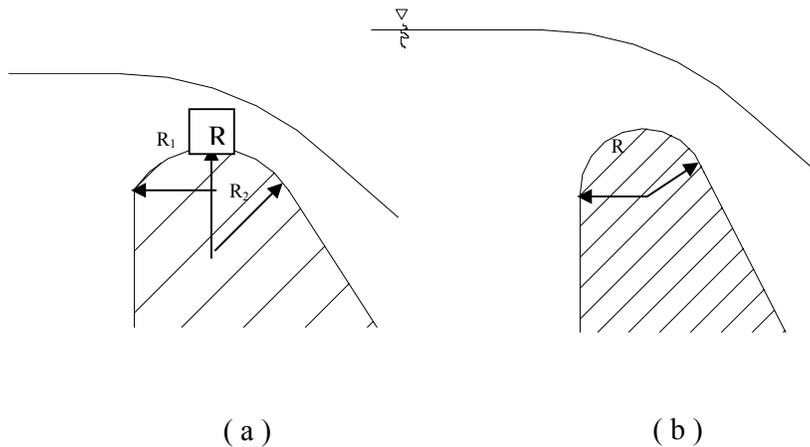
Untuk menghindari bahaya *cavitasi local*, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai –4 m tekanan air jika mercu tersebut dari beton. Untuk pasangan batu tekanan *sub atmosfer* sebaiknya dibatasi sampai –1 m tekanan air. Persamaan energi dan debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{2/3 \cdot g \cdot b \cdot H_1^{1,5}} \dots\dots\dots(3.53)$$

Di mana : Q = debit ( m<sup>3</sup> / dt )

C<sub>d</sub> = koefisien debit ( C<sub>d</sub> = C<sub>0</sub>C<sub>1</sub>C<sub>2</sub> )

- $g$  = Percepatan gravitasi (  $9,8 \text{ m / dt}^2$  )
- $b$  = bentang efektif bendung ( m )
- $H_1$  = Tinggi di atas mercu ( m )
- $C_0$  = fungsi  $H_1/r$
- $C_1$  = fungsi  $p/H_1$
- $C_2$  = fungsi  $p/H_1$  dan kemiringan muka hulu bendung



Gambar 3.12 Tipe Mercu Bulat

**3.6.2.2 Mercu Ogee**

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

Untuk merencanakan permukaan mercu *Ogee* bagian hilir *U.S Army Corps of Engineers* mengembangkan persamaan sebagai berikut :

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left[ \frac{X}{hd} \right]^n \dots\dots\dots(3.54)$$

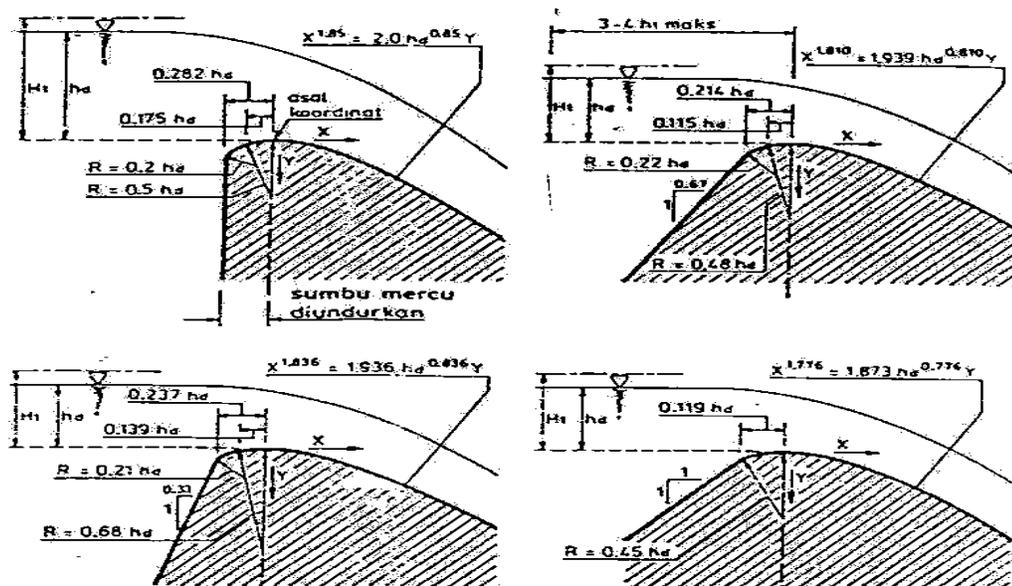
- Dimana : X dan Y = koordinator-koordinator permukaan hilir
- hd = tinggi rencana atas mercu
- k dan n = parameter

Tabel 3.10 Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2,000	1,850
3 : 1	1,936	1,836
3 : 2	1,939	1,810
3 : 1	1,873	1,776

( Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi )

Bentuk - bentuk mercu dapat dilihat pada Gambar 3.8 sebagai berikut :



Gambar 3.13 Tipe Mercu OGEE

Bangunan hulu mercu bervariasi disesuaikan dengan kemiringan permukaan hilir.

Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung *Ogee* adalah :

$$Q = C_d \cdot 2/3 \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot b \cdot H_1^{1.5} \dots\dots\dots(3.55)$$

Dimana :  $C_d$  = koefisien debit ( $C_0, C_1, C_2$ )

$g$  = gravitasi ( $m / dt^2$ )

$b$  = bentang efektif bendung (m)

$H_1$  = tinggi energi di atas ambang (m)

$C_0$  = konstanta (= 1,30)

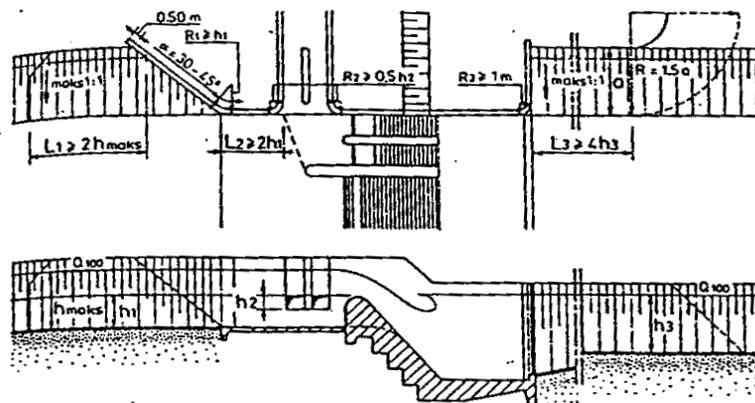
$C_1$  = fungsi  $p/h_d$  dan  $H_1/h_d$

$C_2$  = faktor koreksi untuk permukaan hulu

### 3.6.3 Pangkal Bendung

Menghubungkan bendung dengan tanggul-tanggul sungai dan tanggul-tanggul banjir. Pangkal bendung harus mengalirkan air dengan tanah dan tidak menimbulkan turbulensi. Elevasi pangkal bendung disisi hulu sebenarnya lebih tinggi dari elevasi air ( yang tergantung ) selama terjadi debit rencana. Tinggi jagaan yang diberikan adalah 0,75 m sampai dengan 1,5 m dilihat dari kurva debit.

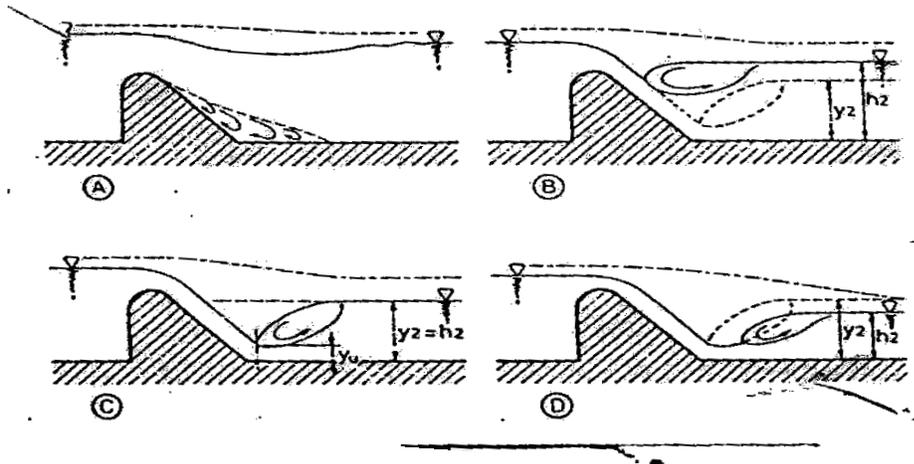
Gambar pangkal bendung dapat dilihat pada Gambar 3.9 sebagai berikut :



Gambar 3.14 Pangkal Bendung

### 3.6.4 Peredam Energi

Aliran di atas mercu bendung di sungai dapat menunjukkan berbagai perilaku disebelah hilir bendung akibat kedalaman air yang ada. Adapun kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola aliran di atas bendung. Gambar 3.10 akan menunjukkan beberapa kemungkinan sebagai berikut : Gambar 3.10A menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan gangguan dipermukaan berupa timbulnya gelombang. Gambar 3.10B menunjukkan loncatan tenggelam diakibatkan oleh kedalaman air di hilir besar. Gambar 3.10C keadaan loncat air di mana kedalaman air di hilir sama dengan kedalaman konjungsi loncat air. Gambar 3.10D terjadi apabila kedalaman air di hilir kurang dari kedalaman konjungsi sehingga loncatan akan bergerak ke hilir. Semua tahap ini bias terjadi di bagian hilir bendung yang di bangun di sungai. Kasus D keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan menyebabkan penggerusan luas.



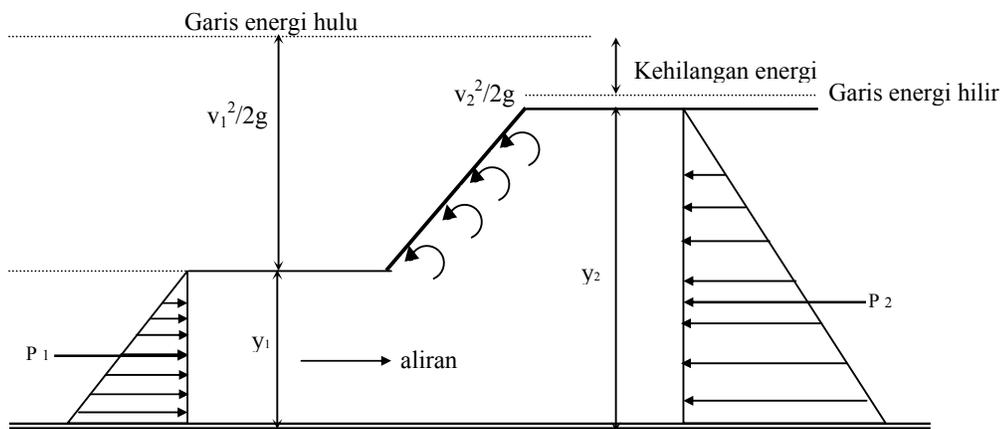
Gambar 3.15 Kondisi Aliran di atas Mercu

Cara menemukan debit untuk peredaman energi, semua debit dicek dengan muka air di hilir. Apabila terjadi degradasi dibuat perhitungan dengan muka air hilir terendah yang mungkin terjadi degradasi. Degradasi harus dicek jika :

1. Bendung dibangun pada sudetan
2. Sungai *alluvial* dan bahan tanah yang dilalui rawan terhadap erosi.
3. Terdapat waduk di hulu bangunan.

### 3.6.5 Kolam Olak

Tipe kolam olak yang akan direncana di sebelah hilir bangunan tergantung pada energi yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan *Froude*, dan pada bahan konstruksi kolam olak.



Gambar 3.16 Hubungan kedalaman air hulu dan hilir

$$\text{Rumus : } y_2 = \frac{y_1}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right] \dots\dots\dots(3.56)$$

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + 8F_{r2}^2} \right] \dots\dots\dots(3.57)$$

$$\text{Dimana : } Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_u}} \dots\dots\dots(3.58)$$

Dimana :  $y_2$  = kedalaman air diatas ambang ujung ( m )

$y_u$  = kedalamam air diawal loncat air ( m )

$Fr$  = bilangan *Froude*

$v_1$  = kecepatan awal loncatan (m/dt )

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/dt<sup>2</sup> )

Berdasarkan bilangan *Froude*, dapat dibuat pengelompokan – pengelompokan dalam perencanaan kolam sebagai berikut :

1. Untuk  $Fr_u \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi dan saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan lindungan khusus.
2. Jika  $2,5 < Fr_u \leq 4,5$  maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat .
3. Jika  $2,5 < Fr_u \leq 4,5$  maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat . Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak untuk bilangan *Froude* ini mampu menimbulkan olakan (*turbulensi*) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah itensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam.
4. Jika  $Fr_u \geq 4,5$  ini akan merupakan kolam yang paling ekonomis karena kolam ini pendek. Dengan kolam loncat air yang sama, tangga dibagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasangan batu.

Terlepas dari kondisi hidrolis, bilangan *Froude* dan kedalaman air hilir, berdasarkan kondisi dasar sungai dan tipe sedimen maka kolam olak bisa ditentukan sebagai berikut :

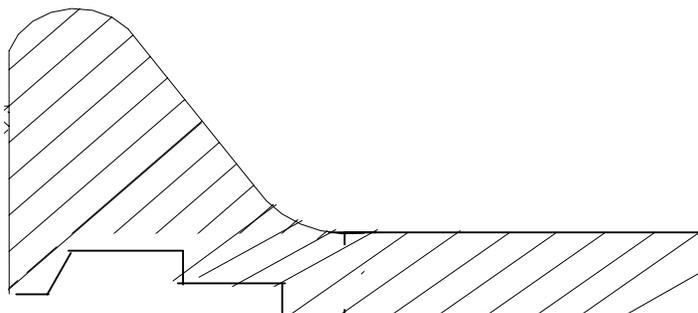
- Bendung di sungai yang mengangkut bongkah atau batu – batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam ( *sub merged bucket* ).
- Bendung di sungai yang mengangkut batu – batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan *alluvial*, dengan dasar tahan gerusan, akan menggunakan kolam loncat air tanpa blok – blok halang atau tipe bak tenggelam.
- Bendung di sungai yang hanya mengangkut bahan – bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam loncat air yang diperpendek dengan menggunakan blok – blok halang.

### 3.6.5.1 Kolam Olak Tipe USBR

Beberapa tipe kolam olak ini telah dikembangkan oleh *USBR*. Pinggir dari tipe ini adalah vertical dan pada umumnya mempunyai lantai yang panjang, blok – blok dan ambang hilir biasa maupun ambang hilir bergigi. Ruang olak dengan blok – blok dan ambang tidak baik untuk sungai yang mengangkut batu.

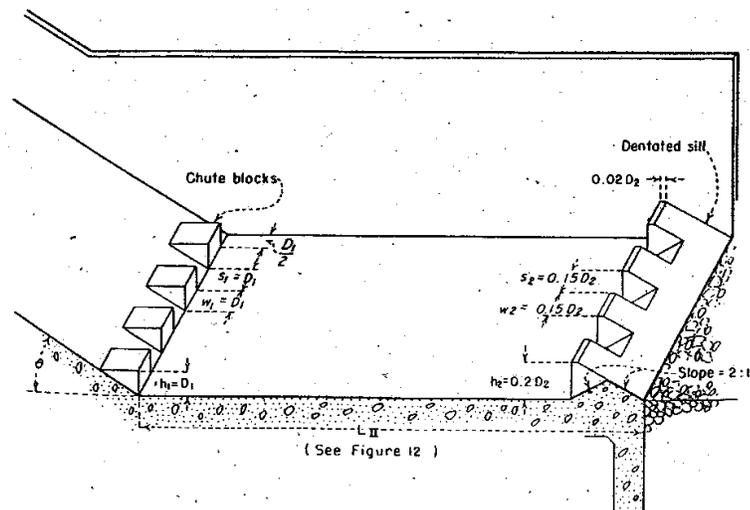
Macam – macam kolam olak tipe *USBR* sebagai berikut :

1. Kolam olak *USBR I*, koalm yang terbentuk oleh loncatan hidraulik yang terjadi pada lantai dasar. Tipe ini biasanya tidak praktis karena terlalu panjang dan di pakai untuk bilangan *Froude* ( $F_r = 2,5-4,5$  ). Gambar dapat dilihat pada Gambar 3.12 sebagai berikut :



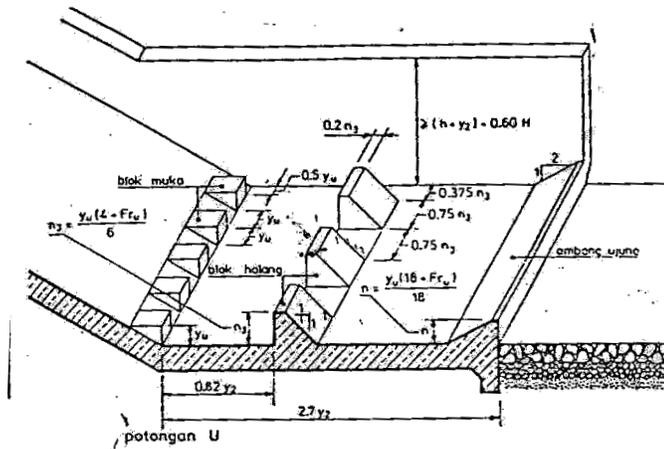
Gambar 3.17 Kolam Olak Type *USBR I*

2. Kolam olak *USBR II*, dikembangkan untuk kolam olak yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan urug tanah dan struktur – struktur saluran besar. Kolam olak dilengkapi dengan blok – blok di ujung hulu dan ambang bergigi di ujung hilir. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva yang dibuat oleh biro tersebut. Kolam olak *USBR II* dapat dipakai pada bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $F_r \geq 4,5$ ), dengan catatan kecepatan  $v_1 \leq 16$  m/dt untuk menghindari kavitasi ). Gambar dapat dilihat pada Gambar 3.13 sebagai berikut :



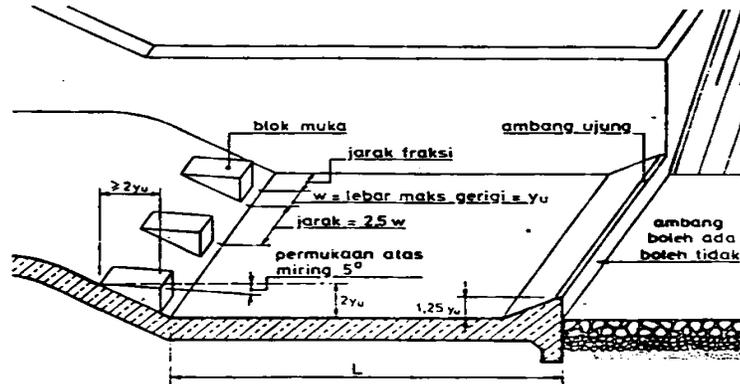
Gambar 3.18 Kolam Olak Type USBR II

3. Kolam olak *USBR III*, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan panjang ruang olak :  $L_B = \left( \frac{4,5 y_2}{F_r^{0,76}} \right)$  tetapi mempunyai faktor keamanan yang lebih tinggi. Kolam *USBR* dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $F_r \geq 4,5$ ), tetapi bila kecepatan  $v_1 \geq 16$  m/dt. Gambar dapat dilihat pada Gambar 3.14 sebagai berikut :



Gambar 3.19 Kolam olak Type USBR III

4. Kolam olak *USBR IV* dirancang untuk mengatasi persoalan pada loncatan hidrolis yang berosilasi. Kolam olak ini hanya dapat digunakan untuk penampang persegi panjang. Kolam olak *USBR IV* dipakai untuk bilangan *Froude* 2,5 samapi 4,5. Gambar dapat dilihat pada Gambar 3.15 sebagai berikut :



Gambar 3.20 Kolam olak Type USBR IV

### 3.6.5.2 Kolam olak *Vlugter*

Kolam Olak *Vlugter*, (Gambar 3.16) Kolam ini tidak bisa digunakan pada tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang telah diuji di laboratorium. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam yang perencanaannya hampir sama dengan kolam *Vlugter* lebih baik. Karena kolam *Vlugter* tidak bisa digunakan pada bendung yang debitnya selalu mengalami *fluktuasi*. Kolam olak untuk bangunan terjun di saluran irigasi mempunyai batas – batas yang diberikan untuk  $z/h_c$  0,5; 2,0 dan 1,5 dihubungkan dengan bilangan *froude* yaitu 1,0; 2,8 dan 12,8. Bilangan – bilangan *Froude* diambil pada Evaluasi dan Perencanaan Bendung Kali Kebo Kabupaten Klaten Jawa Tengah

kedalaman  $z$  di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam untuk kolam loncat air.

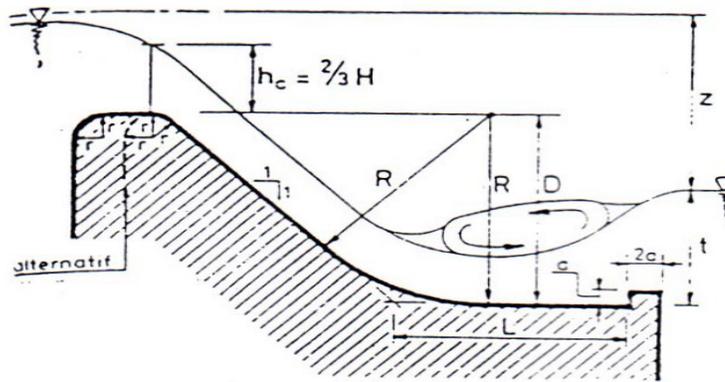
$$\text{Rumus : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.59)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \frac{Z}{h_c} \leq 2,0 \text{ maka } t = 2,4h_c + 0,4Z \dots\dots\dots(3.60)$$

$$\text{Jika } 2,0 < \frac{Z}{h_c} \leq 15,0 \text{ maka } t = 3,0hc + 0,1Z \dots\dots\dots(3.61)$$

$$a = 0,28hc \sqrt{\frac{h_c}{Z}} \dots\dots\dots(3.62)$$

D=R=L (ukuran dalam meter )



Gambar 3.21 Kolam olak Type Vlugter

**3.6.5.3 Kolam Olak Bak Tenggelam**

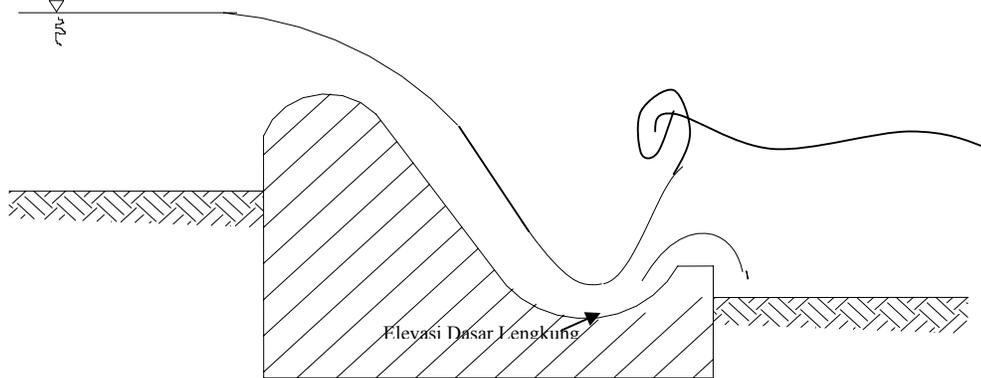
Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung – bendung rendah dan untuk bilangan – bilangan *Froude* rendah. Kriteria yang digunakan untuk perencanaan diambil dari bahan – bahan oleh Peterka dan hasil – hasil penyelidikan dengan model. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

$$\text{Rumus : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.63)$$

Dimana :  $h_c$  = kedalaman air kritis ( m )  
 $q$  = debit per lebar satuan (  $m^3 / dt$  )

$g =$  percepatan gravitasi ( $9,8 \text{ m / dt}^2$ )

Gambar kolam olak tipe bak tenggelam dapat dilihat pada Gambar 3.17 sebagai berikut :



Gambar 3.22 Kolam olak Type Bak Tenggelam

### 3.6.6 Bangunan Pengambilan / Intake Pada Bendung

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut.

Elevasi lantai *intake* diambil minimal satu meter di atas lantai hulu bendung karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini makin tinggi lantai dari dasar sungai maka akan semakin baik, sehingga pencegahan angkutan sedimen dasar masuk ke *intake* juga makin baik. Tetapi bila lantai *intake* terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat intake arah melebar. Agar penyadapan air dapat terpenuhi dan pencegahan sedimen masuk ke intake dapat dihindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dengan tinggi bukaan.

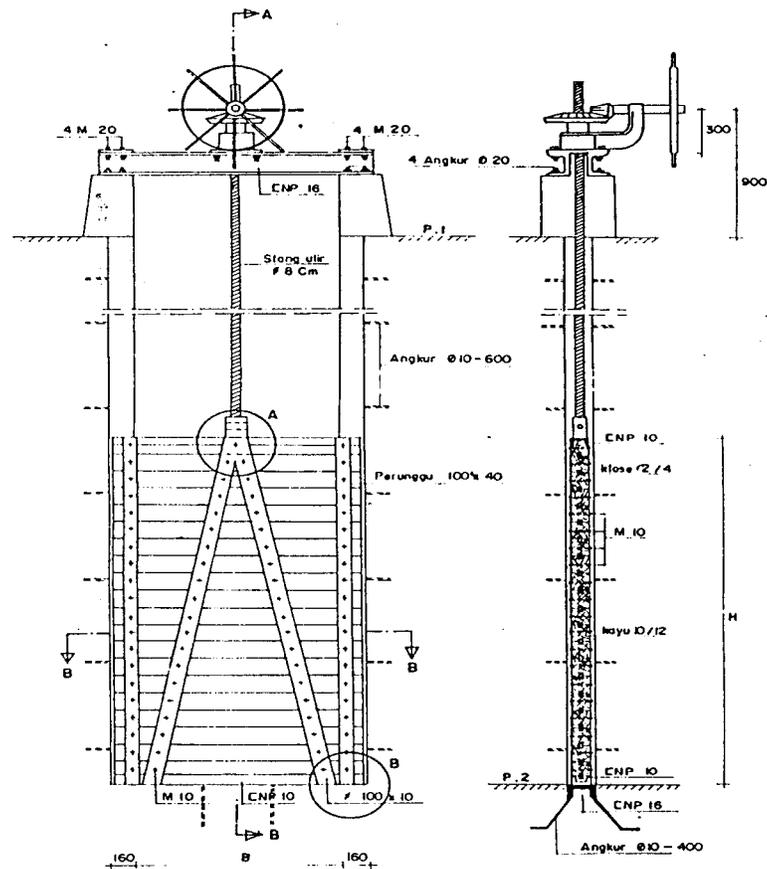
Rumus :  $Q_n = 1,2 \cdot Q$  (.....3.64)

$Q_n = \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$  (.....3.65)

Dimana :

- $Q_n$  = debit rencana ( $m^3/dt$ )
- $Q$  = kebutuhan air di sawah ( $m^3/dt$ )
- $\mu$  = koefisien debit
- $a$  = tinggi bukaan (m)
- $b$  = lebar bukaan (m)
- $g$  = gaya grafitasi ( $m/dt^2$ )
- $z$  = kehilangan tinggi energi pada saat bukaan antara 0,15 – 0,3 m

Adapun gambar dari pada bangunan pengambilan/*intake* dapat dilihat pada Gambar 3.23 sebagai berikut :



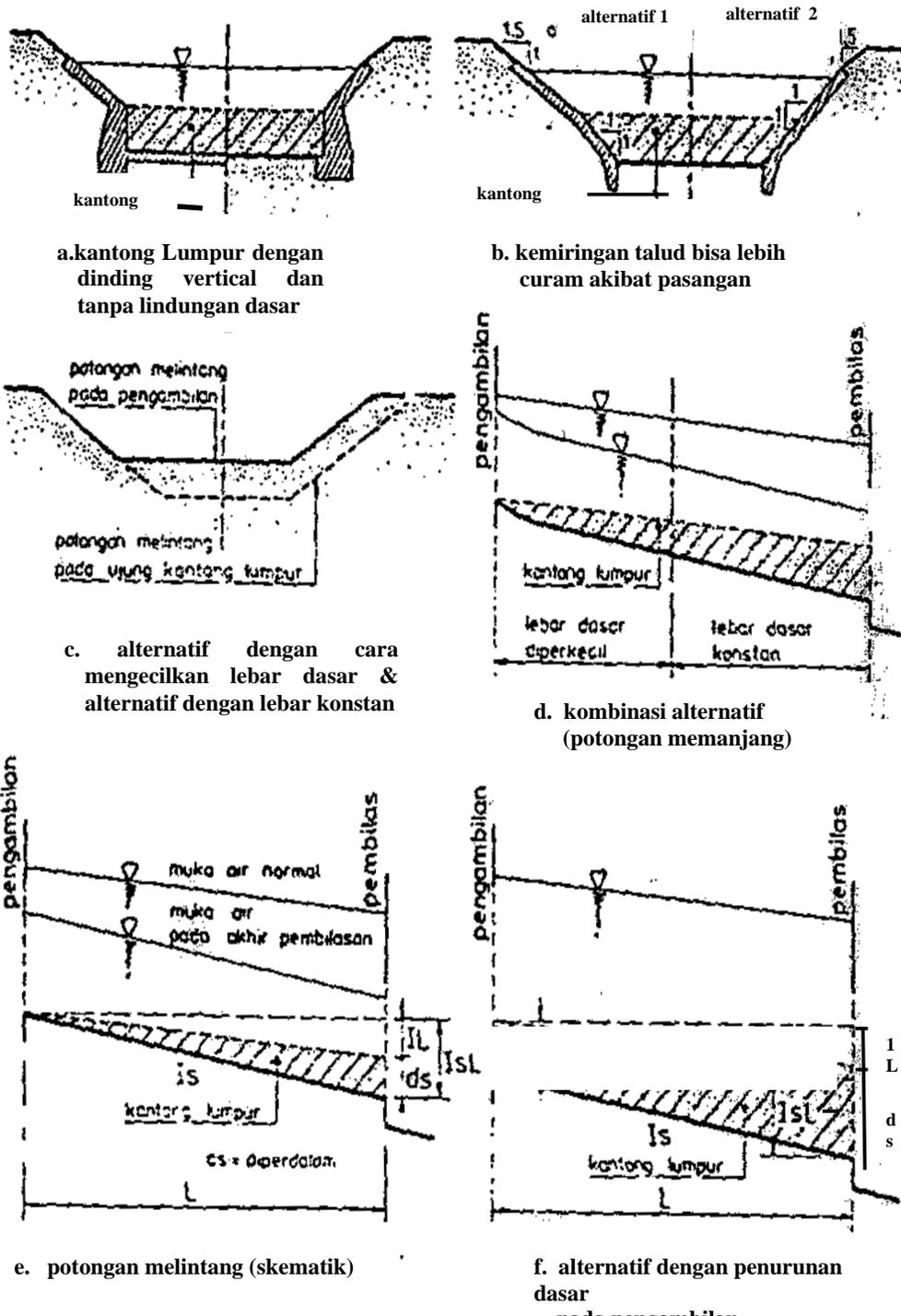
Gambar 3.23 Bangunan Perngambilan / *Intake*

### 3.6.7 Sedimentasi

Tampungan sedimen di luar ( di bawah ) potongan melintang air bebas dapat mempunyai beberapa macam bentuk. Gambar 3.19 memberikan beberapa metode pembuatan volume tampungan. Volume tampungan tergantung pada banyaknya sedimen ( sedimen dasar maupun sedimen layang ) yang akan diendapkan sampai pada saat pembilasan. Banyaknya sedimen yang terbawa oleh aliran masuk dapat ditentukan oleh :

1. Pengukuran langsung di lapangan.
2. Rumus angkutan sedimen yang cocok ( Einstein – Brown, Meyer – Peter Mucller ) atau data yang andal.
3. Kantong lumpur yang ada di lokasi lain yang sejenis.

Sebagai perkiraan kasar yang masih harus dicek ketepatannya , jumlah bahan dalam aliran masuk yang akan diendapkan adalah 0,5 %. Kedalaman tampungan di ujung kantong Lumpur biasanya sekitar 1,0 m untuk jaringan kecil ( sampai  $10 \text{ m}^3 / \text{dt}$  ) hingga 2,5 m untuk saluran yang sangat besar (  $100 \text{ m}^3 / \text{dt}$  ).



Gambar 3.24 Potongan melintang dan memanjang kantong lumpur

### 3.6.8 Kantong Lumpur

#### 3.6.8.1 Panjang dan lebar kantong Lumpur

Untuk merencanakan dimensi kantong Lumpur harus di perhatikan partikel yang masuk ke kolam dengan kecepatan endap, kecepatan partikel ( $w$ ) dan kecepatan air ( $v$ ) dengan waktu ( $H/w$ ) yang diperlukan untuk mencapai dasar dan akan berpindah secara horizontal sepanjang kantong lumpur ( $L$ ) dalam waktu ( $L/v$ ). Maka persamaannya adalah :

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{v}, \text{ dengan } v = \frac{Q}{HB}$$

Maka menghasilkan  $LB = \frac{Q}{w}$  .....(3.66)

- Dimana :
- H = kedalam aliran saluran ( m )
  - w = kecepatan endap partikel sedimen ( m/dt )
  - L = panjang kantong Lumpur ( m )
  - v = kecepatan aliran air ( m/dt )
  - Q = debit saluran ( m<sup>3</sup>/dt )
  - B = lebar kantong Lumpur ( m )

Karena rumus sangat sederhana maka untuk perencanaan yang lebih detail harus ada faktor koreksi yang berguna untuk menyelaraskan faktor – faktor yang mengganggu seperti : turbulensi air, pengendapan yang terhalang, bahan layang yang sangat banyak. *Velikanov* menganjurkan faktor – faktor koreksi dalam rumus sebagai berikut :

$$LB = \frac{Q}{w} \cdot \frac{\lambda^2}{7,51} \cdot \frac{v}{w} \cdot \frac{(H^{0,5} - 0,2)^2}{H} \dots\dots\dots(3.67)$$

- Dimana :
- L = panjang kantong Lumpur ( m )
  - B = lebar kantong Lumpur ( m )
  - Q = debit saluran ( m<sup>3</sup> / dt )
  - w = kecepatan endap partikel sedimen ( m/dt )
  - λ = koefisien pembagian / distribusi Gauss
- λ adalah fungsi D/T, dimana D = jumlah sedimen yang diendapkan dan T = jumlah sedimen yang diangkut. λ = 0 untuk D/T = 0,5 ; λ = 1,2 untuk D/T = 0,95 ; λ = 1,55 untuk D/T = 0,98.

$v$  = kecepatan rata – rata aliran ( m/dt )

$H$  = kedalaman aliran air di saluran ( m )

Dimensi kantong sebaiknya sesuai dengan kaidah bahwa  $L/B > 8$ , untuk mencegah agar aliran tidak *meander* di dalam kantong. Apabila topografi tidak memungkinkan kaidah ini, maka kantong harus di bagi ke arah memanjang dengan dinding – dinding pemisah ( *divider wall* ) untuk mencapai perbandingan anatra  $L$  dan  $B$ . Ada dua metode untuk menentukan kecepatan endap :

1. Pengukuran di tempat

Pengukuran kecepatan endap terhadap contoh – contoh yang diambil dari sungai metode agar akurat dilaksanakan oleh tenaga berpengalaman. Metode ini dijelaskan dalam “ Konstruksi Cara-cara untuk Mengurangi Angkutan Sedimen yang Akan Masuk ke *Intake* dan Saluran Irigasi “ dan dilakukan analisis tabung pengendap terhadap contoh air yang diambil dari lapangan.

2. Dengan rumus atau grafik

Metode ini menggunakan grafik *Shields* untuk kecepatan endap bagi partikel – partikel individual dalam air yang tenang. Rumus *Velikanov* menggunakan faktor koreksi guna mengkompensasi penggunaan harga – harga kecepatan endap.

**3.6.8.2 Perhitungan  $I_n$  ( eksploitasi normal, kantong sedimen hampir penuh )**

$$\text{Rumus} \quad : \quad I_n = \left( \frac{V_n}{R_n^{2/3} * K_s} \right)^2 \rightarrow R_n = A_n/P_n \quad (\dots\dots\dots 3.68)$$

Dimana :  $I_n$  : kemiringan saluran

$V_n$  : kecepatan ( m.dt)

$R_n$  : Jari – jari hidrolis

$A_n$  : Luas penampang basah

$P_n$  : Keliling basah

**3.6.8.3 Perhitungan Is ( pembilas, Kantong Lumpur kosong )**

Rumus : 
$$Is = \left( \frac{Vs}{Rs^{2/3} * Ks} \right)^2 \rightarrow Rs = As/Ps \quad (\dots\dots\dots 3.41)$$

Agar pembilasan dilakukan dengan baik maka kecepatan aliran harus dijaga agar tetap sub-kritis dimana aliran sub-kritis mempunyai  $Fr < 1$  maka persamaannya

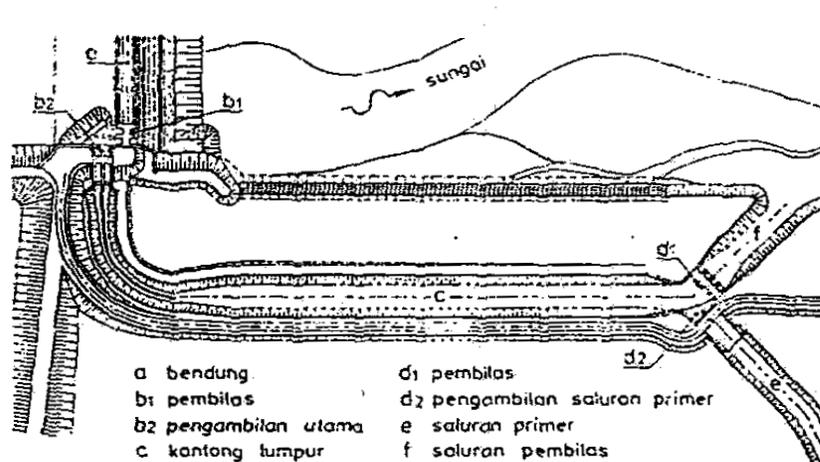
sebagai berikut : 
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}} \quad (\dots\dots\dots 3.69)$$

**3.6.8.4. Tata Letak Kantong Lumpur, Pembilas Kantong Lumpur dan Pengambilan di Saluran Primer**

Tata letak yang baik apabila saluran pembilas merupakan kelanjutan dari kantong Lumpur dan saluran primer mulai dari samping kantong ( lihat Gambar 3.20 ). Ambang pengambilan disaluran primer sebaiknya tinggi di atas tinggi maksimum sedimen guna mencegah masuknya sedimen ke dalam saluran. Saluran primer terletak di arah yang sama dengan kantong lumpur.

Pembilas terletak di samping kantong lumpur agar pembilasan berlangsung mulus, perlu dibuat dinding pengarah rendah yang mercunya sama dengan tinggi maksimum sedimen dalam kantong. Dalam hal – hal tertentu, misalnya air yang tersedia di sungai tetap, pembilas dapat direncanakan sebagai pengelak sedimen / *sand ejector*. Karena keadaan topografi, kantong lumpur dibuat jauh dari pengambilan dan kedua bangunan tersebut dihubungkan dengan saluran pengarah / *feeder canal*. Tata letak kantong lumpur dengan saluran primer berada pada trase.

Kecepatan aliran dalam saluran pengarah harus memadai agar dapat mengangkut semua fraksi sedimen yang masuk ke jaringan saluran pada pengambilan kantong lumpur. Di mulut kantong lumpur kecepatan aliran banyak dikurangi dan dibagi secara merata di lebar kantong. Oleh karena itu peralihan antara saluran pengarah dan kantong lumpur hendaknya direncanakan dengan menggunakan dinding pengarah dan alat – alat distribusi aliran lain.



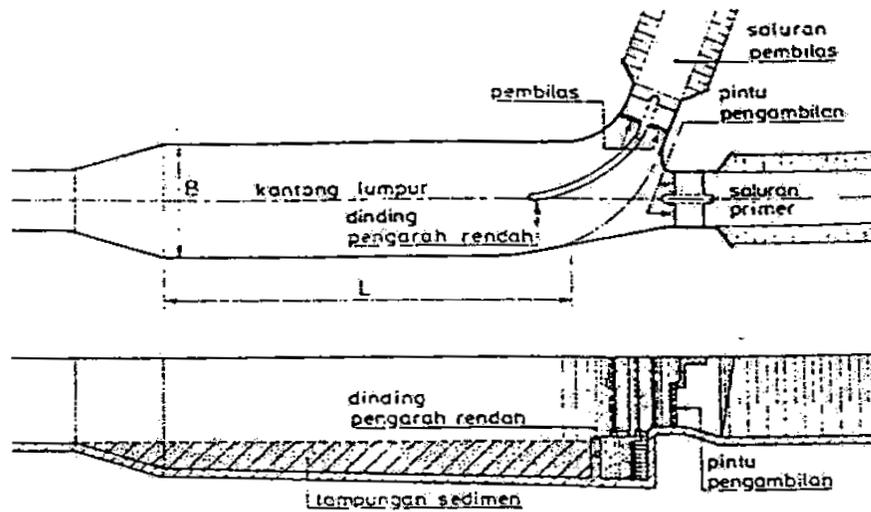
Gambar 3.25 Tata letak kantong Lumpur

### 3.6.8.5 Saluran Pembilas

Selama pembilasan, air yang penuh dengan sedimen dialirkan kembali ke sungai asal atau sungai yang sama tetapi di hilir bangunan utama dan sungai lain / ke cekungan (Gambar 3.21). Kecepatan dalam saluran pembilas antara 1 m/dt sampai 1,5 m/dt. Perencanaan potongan memanjang saluran menggunakan kurve muka air dan debit sungai pada aliran keluar dan bagan frekuensi terjadinya muka air tinggi di tempat itu.

Perencanaan yang didasarkan pada pembilasan dengan menggunakan muka air sungai dengan periode ulang lima kali per tahun akan memberikan hasil yang memadai. Untuk lebih baiknya saluran pembilas dihubungkan langsung dengan dasar sungai. Bila sungai sangat dalam pada aliran keluar, maka pembuatan salah satu dari kemungkinan – kemungkinan berikut hendaknya dipertimbangkan :

1. Bangunan terjun dengan kolam olak dekat sungai
2. Got miring disepanjang saluran
3. Bangunan terjun dengan kolam olak dengan kedalaman yang cukup tepat di hilir bangunan pembilas.



Gambar 3.26 Tata letak kantong lumpur dengan saluran primer berada pada trase yang sama

### 3.7 STABILITAS BANGUNAN

#### 3.7.1 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung ini dipakai rumus teori daya dukung *terzaghi* :

$$\text{Rumus : } q = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \dots\dots\dots(3.70)$$

Di mana :  $q$  = daya dukung keseimbangan ( $t/m^2$ )

$B$  = lebar pondasi (m)

$D$  = kedalaman pondasi (m)

$c$  = kohesi

$\gamma$  = berat isi tanah ( $t/m^3$ )

$N_c, N_q, N_\gamma$  = faktor daya dukung yang tergantung dari besarnya sudut geser dalam ( $\phi$ )

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

#### 3.7.2 Stabilitas Terhadap Guling

$$\text{Rumus : } Sf = \frac{\sum M_T}{\sum M_G} \geq 1,5 \quad \dots\dots\dots(3.71)$$

Di mana :  $Sf$  = faktor keamanan

$\Sigma M_T$  = besarnya momen tahan (KNm)

$\Sigma M_G$  = besarnya momen guling (KNm)

(Sumber : Teknik Bendung, Ir.Soedibyo )

### 3.7.3 Stabilitas Terhadap Geser

Rumus :  $Sf = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} \geq 1,2$  .....(3.72)

Di mana : Sf = faktor keamanan

$\Sigma V$  = besarnya gaya vertikal (KN)

$\Sigma H$  = besarnya gaya horisontal (KN)

(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

### 3.7.4 Stabilitas Terhadap Eksentrisitas

Rumus :  $e < 1/6 \cdot B$

$E = \frac{1}{2} \cdot B - \frac{(M_t - M_g)}{V}$  .....(3.73)

Dengan : B = lebar dasar bendung yang ditinjau ( m )

( Sumber : DPU, Standar Perencanaan Irigasi KP-02 )

**3.7.5 Stabilitas terhadap Piping (erosi bawah tanah)**

Rumus :  $CL = \frac{\sum L_v + \sum 1/3L_h}{H}$  .....(3.74)

Di mana : CL = angka rembesan lane ( lihat Tabel 3.10 )

$\sum L_v$  = jumlah panjang vertikal (m)

$\sum L_h$  = jumlah panjang horisontal (m)

H = beda tinggi muka air (m)

**Tabel 3.11 Harga – harga minimum angka rembesan Lane (CL)**

Uraian	Angka rembesan lane
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

( Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-06 )

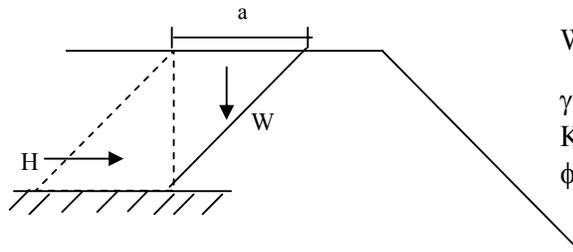
**3.7.6 Stabilitas Terhadap Gempa**

Rumus :  $K = \alpha * \Sigma G$  (.....3.75)

Dimana :  $\alpha$  = koefisien gempa

$\Sigma G$  = berat konstruksi total

**3.7.7 Stabilitas Terhadap Gaya Lumpur**

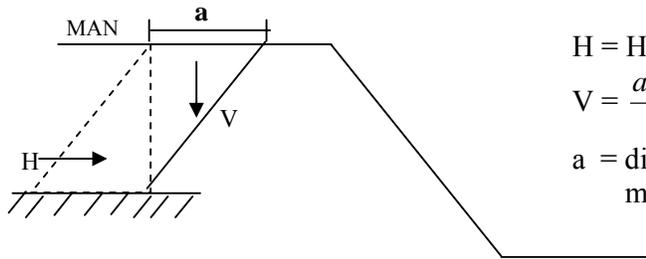


$$H = \frac{1}{2} \gamma L * h_1^2 * K_a$$

$$W = \frac{a * H}{2} * \gamma L$$

$\gamma L = \gamma$  Lumpur  
 $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$   
 $\phi$  : sudut geser dalam lumpur

**3.7.8 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Normal**

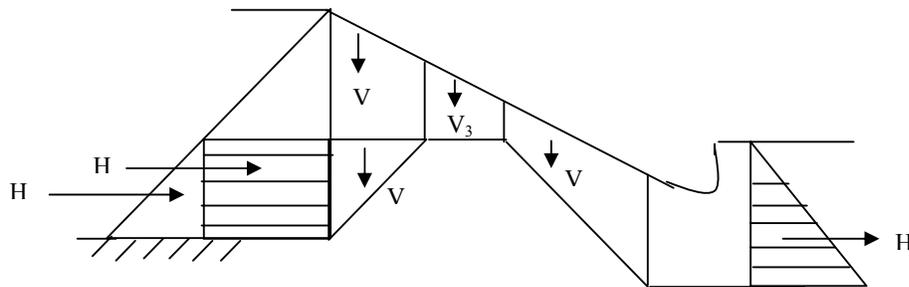


$$H = H^2 * 1/2 \gamma_w \quad (\dots\dots\dots 3.76)$$

$$V = \frac{a * H}{2} * \gamma_w \quad (\dots\dots\dots 3.77)$$

a = dihitung tergantung kemiringan  
mercu

**3.7.9 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Banjir**



Rumus :  $H_1 = P * (H - P) * \gamma_w \quad (\dots\dots\dots 3.78)$

$H_2 = \frac{1}{2} * P^2 * \gamma_w \quad (\dots\dots\dots 3.79)$

$H_3$  diabaikan

### 3.8 DESAIN HIDROLIS PERBAIKAN BAGIAN HILIR BENDUNG

#### 3.8.1 Tinjauan Terhadap Gerusan

##### 3.8.1.1 Metode Lacey

Rumus :

$$R = 0,47 (Q/f)^{1/3} \quad ( \dots\dots\dots 3.80 )$$

$$f = 1,76 \cdot D_m^{0,5} \quad ( \dots\dots\dots 3.81 )$$

Di mana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaanair banjir (m)

Q = debit yang melimpah di atas mercu m<sup>3</sup>/dt

f = faktor lumpur Lacey

D<sub>m</sub> = diameter rata-rata material dasar sungai (mm)

##### 3.8.1.2 Metode Vendjik

Rumus :

$$R = (2,4 \times H_{cr}) + (0,4 \times z) \quad ( \dots\dots\dots 3.82 )$$

Di mana :

R = *Scouring* (m)

H<sub>cr</sub> = tinggi kritis (m)

z = elv. ma hulu – elv. ma hilir (m)

$$H_{cr} = (q^2 / g)^{1/3}$$

##### 3.8.1.3 Metode Shoclistch

Rumus :

$$R = 4,75 \times H^{0,2} \times q^{0,57} \times dt^{-0,32} \quad ( \dots\dots\dots 3.83 )$$

Dimana :

R = *Scouring* (m)

$$dt = h1 \cdot g \cdot z$$

H = tinggi ma. di atas mercu (m)

#### 3.8.2 Panjang Terjunan (lw)

Rumus :

$$l_w = V_o [2(H+0.5 h)/g] \quad ( \dots\dots\dots 3.84 )$$

Di mana :

$H_1$  = beda tinggi antara mercu dengan elv. dasar hilir (m)

$V_0$  =  $q_0 / hw$  (m/dt)

$V_0$  = kecepatan di hulu (m/dt)

$q_0$  =  $Q/B$  ( $m^3/dt/m'$ )

$h_1$  = tinggi air pada titik jatuhnya terjunan (m)

$h_1$  =  $q_1/v_1$  (m)

$V_1$  = kecepatan pada jatuhnya air (m/dt)

$V_1 = \sqrt{2 \cdot g(H_1 + hw)}$

### 3.8.3 Panjang Loncatan Air ( $L_j$ )

Rumus :

$L_j = \beta \cdot h_j$  (..... 3.85)

$h_j = h_1 / 2 (\sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1)$  (..... 3.86)

$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$  (..... 3.87)

Di mana :

$L_j$  = panjang loncatan air (m)

$\beta$  = koefisien (4,5 – 5)

$h_j$  = tinggi muka air sampai dasar sungai (m)

(Sumber : KP 02, DPU Dirjen Pengairan)

### 3.8.4 Menentukan Ukuran Isian Batu

- Berdasarkan Hukum Stokes :

$$V_1 = 0,055 \frac{\rho_s - \rho_w \cdot g \cdot d^2}{\rho_w \cdot \nu} \quad (\dots\dots\dots 3.88)$$

Dimana :

$V_1$  = kecepatan jatuh (m/dt)

$\rho_s$  = *specific weight of grain* ( $kg/m^3$ )

$\rho_w$  = *specific weight of water* ( $kg/m^3$ )

$g$  = kecepatan gravitasi (m/dt)

$\nu$  = kekentalan kinematik ( $m^2/dt$ )

$d$  = diameter batu (m)

### 3.8.5 Kedalaman Gerusan Lokal Setelah Diisi Batu (m)

Tabel 3.12 Kedalaman gerusan lokal

(H+h) M	Kedalaman maksimum gerusan lokal $D_{max}$ (m)				
	$d_{50}=0,750$	$d_{50}=0,500$	$d_{50}=0,250$	$d_{50}=0,125$	$d_{50}=0,075$
5,00	0,04	0,03	0,12	0,17	0,70
5,20	0,06	0,05	0,17	0,27	0,83
5,40	0,07	0,07	0,21	0,36	0,95
5,60	0,09	0,09	0,25	0,46	1,07
5,80	0,10	0,10	0,29	0,55	1,18
6,00	0,11	0,12	0,33	0,63	1,29
6,20	0,12	0,14	,37	0,72	1,39
6,40	0,13	0,15	0,40	0,80	1,49
6,60	0,15	0,17	0,44	0,88	1,59
6,80	0,16	0,19	0,47	0,95	1,69
7,00	0,17	0,20	0,51	1,03	1,78
7,20	0,18	0,21	0,54	1,10	1,87
7,40	0,19	0,23	0,57	1,17	1,96
7,60	0,20	0,24	0,60	1,24	2,05
7,80	0,21	0,26	0,63	1,30	2,13
8,00	0,22	0,27	0,66	1,37	2,21
8,20	0,22	0,28	0,69	1,43	2,29
8,40	0,23	0,29	0,71	1,49	2,37
8,60	0,24	0,31	0,74	1,55	2,44
8,80	0,25	0,32	0,77	1,61	2,52
9,00	0,26	0,33	0,79	1,67	2,59
9,20	0,27	0,34	0,82	1,72	2,66
9,40	0,27	0,35	0,84	1,78	2,73
9,60	0,28	0,36	0,87	1,83	2,80
9,80	0,29	0,37	0,89	1,88	2,86
10,00	0,30	0,38	0,91	1,94	2,93
10,20	0,30	0,39	0,94	1,99	2,99
10,40	0,31	0,40	0,96	2,04	3,05

10,60	0,32	0,41	0,98	2,08	3,11
10,80	0,32	0,42	1,00	2,13	3,17
11,00	0,33	0,43	1,02	2,18	3,23
11,20	0,34	0,44	1,04	2,22	3,29
11,40	0,34	0,45	1,06	2,27	3,35
11,60	0,35	0,46	1,08	2,31	3,40
11,80	0,36	0,47	1,10	2,36	3,46
12,00	0,36	0,48	1,12	2,40	3,51

(Sumber : Hasil penelitian laboratrium hidraulika – Balai Sabo, Jogjakarta)

Ket :

$d_{50}$  = representasi butiran dasar sungai

$(H+h)$  = tinggi terjun alirannya