

## **BAB II**

### **DASAR TEORI**

#### **2.1 URAIAN UMUM**

Bendung merupakan bangunan air, dimana dalam perencanaan dan pelaksanaannya melibatkan berbagai disiplin ilmu yang mendukung, seperti ilmu hidrologi, hidrolika, irigasi, teknik sungai, pondasi, mekanika tanah, dan ilmu teknik lingkungan untuk menganalisis dampak lingkungan akibat pembangunan bendung tersebut.

Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran yang bersangkutan. Oleh karena itu, sebelum memulai perencanaan konstruksi bendung, perlu mengacu pada spesifikasi - spesifikasi yang ada sesuai dengan karakteristik daerah aliran sungainya. Misalnya letak topografi, luas DAS, data klimatologi, serta keadaan lingkungan. Pada bab ini dimaksudkan untuk memaparkan secara singkat mengenai dasar - dasar teori perencanaan bendung yang akan digunakan dalam perhitungan konstruksi dan bangunan pelengkapannya.

#### **2.2 ANALISIS HIDROLOGI**

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*), 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 (Soewarno, 1995). 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. Adapun langkah-langkah dalam analisis debit rencana adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya dan STA penakar hujan di sekitarnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
- e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana di atas pada periode ulang T tahun.
- f. Menghitung debit andalan dimana merupakan debit minimum sungai yang dipergunakan untuk keperluan irigasi.
- g. Menghitung kebutuhan air di sawah yang dibutuhkan untuk tanaman.
- h. Menghitung neraca air yang merupakan perbandingan antara debit air yang tersedia dengan debit air yang dibutuhkan untuk keperluan irigasi.

## **2.3 PENENTUAN DEBIT BANJIR RENCANA**

Pemilihan banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisis statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisis penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun (Soewarno, 1995).

### **2.3.1 Curah Hujan Daerah**

Data curah hujan dan debit merupakan data yang paling fundamental dalam perencanaan pembuatan bendung. Ketetapan dalam memilih lokasi dan peralatan baik curah hujan maupun debit merupakan faktor yang menentukan kualitas data yang diperoleh. Analisis data hujan dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan dan analisis statistik yang diperhitungkan dalam perhitungan debit banjir rencana. Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan debit banjir adalah hujan yang terjadi pada daerah aliran sungai pada

waktu yang sama. Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan area dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 2003).

Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukur yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun sekitar lokasi bendung dimana stasiun hujan tersebut masuk dalam DAS.

### **2.3.2 Perencanaan Daerah Aliran Sungai (DAS)**

Daerah Aliran Sungai (*catchment area, basin, watershed*) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng-lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993).

### **2.3.3 Analisis Curah Hujan Rencana**

Dalam penentuan curah hujan data dari pencatat atau penakar hanya didapatkan curah hujan di suatu titik tertentu (*point rainfall*). Jika di dalam suatu areal terdapat beberapa alat penakar atau pencatat curah hujan, maka dapat diambil nilai rata-rata untuk mendapatkan nilai curah hujan areal. Untuk mendapatkan harga curah hujan areal dapat dihitung dengan beberapa metode :

#### **a. Metode Rata-rata Aljabar**

Metode perhitungan dengan mengambil nilai rata-rata hitung (*arithmetic mean*) pengukuran curah hujan di stasiun hujan di dalam area tersebut. Metode ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya jika

topografi rata atau datar, stasiun hujan banyak dan tersebar secara merata di area tersebut serta hasil penakaran masing-masing stasiun hujan tidak menyimpang jauh dari nilai rata-rata seluruh stasiun hujan di seluruh area.

$$\text{Rumus : } \bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots (2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono dan Kensaku Takeda, 2003, hal : 27)

Dimana :

- $\bar{R}$  = curah hujan rata-rata DAS (mm)
- $R_1, R_2, R_n$  = curah hujan pada setiap stasiun hujan (mm)
- $n$  = banyaknya stasiun hujan

**b. Metode Thiessen**

Cara ini berdasarkan atas rata-rata timbang (*weighted average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan mengambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar.

$$\text{Rumus : } \bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.2)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal :11)

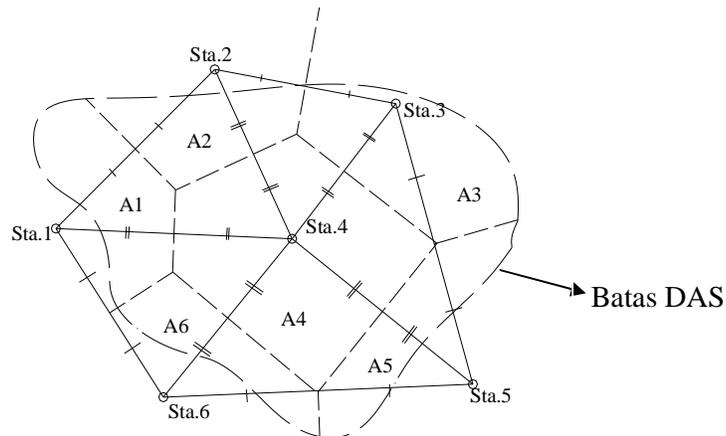
Persamaan di atas dapat ditulis menjadi persamaan di bawah ini :

$$\bar{R} = R_1 \cdot C_1 + R_2 \cdot C_2 + \dots + R_n \cdot C_n$$

$$C = \text{Koefisien Thiessen} = \frac{A}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Dimana :

- $\bar{R}$  = Curah hujan rata-rata DAS (mm)
- $R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan pada setiap stasiun hujan 1,2,.....,n (mm)
- $A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas daerah pengaruh dari setiap stasiun hujan 1,2,.....,n (Km<sup>2</sup>)



**Gambar 2.1.** *Polygon Thiessen*

(Sumber : C.D.Soemarto, 1999)

Metode *Thiessen* dipandang cukup baik karena memberikan koreksi terhadap kedalaman hujan sebagai fungsi luas daerah yang diwakili. Akan tetapi metode ini dipandang belum memuaskan karena pengaruh topografi tidak nampak. Demikian juga apabila ada salah satu stasiun hujan tidak berfungsi, misalnya rusak atau data tidak benar, maka poligon harus diubah (Sri Harto,1993)

**c. Metode Isohyet**

Pada metode ini, dengan data curah hujan yang ada dibuat garis-garis yang merupakan daerah yang mempunyai curah hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat Gambar 2.2

Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan harganya rata-ratanya dihitung sebagai rata-rata timbang dari nilai kontur, kemudian dikalikan dengan masing-masing luasnya. Hasilnya dijumlahkan dan dibagi dengan luas total daerah maka akan didapat curah hujan areal yang dicari.

$$\text{Rumus : } \bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_2 + \frac{R_2 + R_3}{2} A_3 + \dots + \frac{R_{n-1} + R_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots (2.3)$$

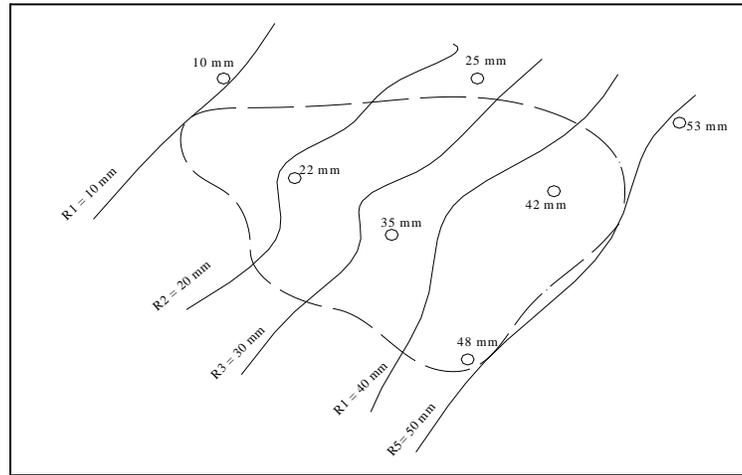
(C.D.Soemarto, 1999. hal :11)<sub>12</sub>

Dimana :

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

$R_1, R_2, \dots, R_n$  = Curah hujan stasiun 1, 2, ..., n (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas bagian yang dibatasi oleh isohyet-isohyet ( $\text{Km}^2$ )



**Gambar 2.2** Metode Isohyet

Cara ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan daerah rata-rata, tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat. Pada menggambar garis-garis Isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (Sosrodarsono, 2003).

### 2.3.4 Analisis Frekuensi

Dari curah hujan rata-rata dari berbagai stasiun yang ada di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata.

#### 2.3.4.1 Pengukuran Dispersi

Pada kenyataannya bahwa tidak semua varian dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya. Variasi atau dispersi adalah besarnya derajat atau besaran varian di sekitar nilai rata-ratanya. Cara mengukur besarnya dispersi disebut pengukuran dispersi (Soewarno, 1995).

Adapun cara pengukuran dispersi antara lain :

**a. Deviasi Standar (S)**

Rumus : 
$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{X_i - \bar{X}\}^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.4)$$
  
(Soewarno, 1995. hal : 75)

Dimana :

- S = deviasi standar curah hujan
- $\bar{X}$  = nilai rata-rata curah hujan
- $X_i$  = nilai pengukuran dari suatu curah hujan ke-i
- n = jumlah data curah hujan

**b. Koefisien Variasi (Cv)**

Koefisien variasi (*variation coefficient*) adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung dari suatu distribusi.

Rumus : 
$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.5)$$
  
(Soewarno, 1995. hal : 80)

Dimana :

- $C_v$  = koefisien varian
- $\bar{X}$  = nilai rata-rata varian
- S = deviasi standar

Dari nilai-nilai di atas, kemudian dilakukan pemilihan jenis sebaran yaitu dengan membandingkan koefisien distribusi dari metode yang akan digunakan.

**c. Koefisien Skewness (Cs)**

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi.

$$\text{Rumus : } C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)(n-2)S^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

(Soewarno, 1995. hal : 8)

Dimana :

$C_s$  = koefisien *skewness*

$X_i$  = nilai varian ke i

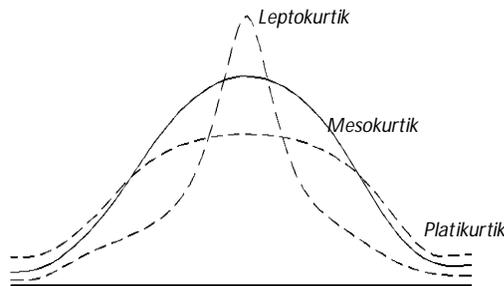
$\bar{X}$  = nilai rata-rata varian

$n$  = jumlah data

$S$  = deviasi standar

**d. Pengukuran Kurtosis**

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal yang mempunyai  $C_k = 3$  yang dinamakan *mesokurtik*,  $C_k < 3$  berpuncak tajam yang dinamakan *leptokurtik*, sedangkan  $C_k > 3$  berpuncak datar dinamakan *platikurtik*.



**Gambar 2.3** Koefisien Kurtosis

(Sumber : C.D. Soemarto, 1999)

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{S^4} \dots\dots\dots (2.7)$$

(Soewarno, 1995. hal : 89)

Dimana :

$C_k$  = koefisien *kurtosis* curah hujan

$n$  = jumlah data curah hujan

- $X_i$  = curah hujan ke i
- $\bar{X}$  = nilai rata-rata dari data sampel
- $S$  = standar deviasi

**2.3.4.2 Pemilihan Jenis Sebaran**

Ada berbagai macam distribusi teoritis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi *diskrit* dan distribusi kontinyu. Yang *diskrit* adalah binomial dan *poisson*, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, *Pearson* dan Gumbel (C.D. Soemarto, 1999). Berikut ini adalah beberapa macam distribusi yang sering digunakan untuk menganalisis probabilitas banjir, yaitu :

**a. Distribusi Normal**

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran *Gauss*. Rumus yang digunakan dalam perhitungan adalah :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

(Soewarno, 1995. hal : 107)

Dimana :

- $P(X)$  = nilai logaritmik dari X atau log (X)
- $\pi$  = 3,14156
- $e$  = 2,71828
- $X$  = variabel acak kontinu
- $\mu$  = rata-rata nilai X
- $\sigma$  = standar deviasi nilai X

**b. Distribusi Log Normal**

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi ini

dapat diperoleh juga dari distribusi Log *Pearson* Tipe III, apabila nilai koefisien kemencengan  $C_s = 0,00$ . Metode log normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus (Soewarno, 1995) :

$$\text{Rumus : } X_t = \bar{X} + K_t \cdot S \dots\dots\dots (2.9)$$

Dimana:

$X_t$  = Besarnya curah hujan yang terjadi pada periode ulang T tahun

$$S = \text{Standar deviasi} = \sqrt{\frac{1}{1-n} \sum (X_1 - \bar{X})^2}$$

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

$K_t$  = Standar variabel untuk periode ulang T

**Tabel 2.1** Standar Variabel

T	Kt	T	Kt	T	Kt
1	-1,86	20	1,89	96	3,34
2	-0,22	25	2,1	100	3,45
3	0,17	30	2,27	110	3,53
4	0,44	35	2,41	120	3,62
5	0,64	40	2,54	130	3,7
6	0,81	45	2,65	140	3,77
7	0,95	50	2,75	150	3,84
8	1,06	55	2,86	160	3,91
9	1,17	60	2,93	170	3,97
10	1,26	65	3,02	180	4,03
11	1,35	70	3,08	190	5,09
12	1,43	75	3,6	200	4,14
13	1,5	80	3,21	220	4,24
14	1,57	85	3,28	240	4,33
15	1,63	90	3,33	260	4,42

(Sumber : Sri Harto, BR, Dipl, H. Hidrologi Terapan)

**c. Distribusi Gumbel Tipe I**

Distribusi *Gumbel* Tipe I digunakan untuk analisis data maksimum, misal untuk analisis frekuensi banjir.

$$X_T = \bar{X} + \frac{S}{S_n} (Y_T - Y_n) \dots\dots\dots (2.10)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.11)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan  $Y_T$  dapat dihitung dengan rumus : untuk  $T \geq 20$ , maka :  $Y = \ln T$

$$Y = -\ln \left[ -\ln \frac{T-1}{T} \right] \dots\dots\dots (2.12)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal : 123)

Dimana :

- $X_T$  = nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun.
- $\bar{X}$  = nilai rata-rata hujan
- S = standar deviasi (simpangan baku)
- $Y_T$  = nilai reduksi variat (*reduced variate*) dari variabel yang diharapkan terjadi pada periode ulang T tahun.
- $Y_n$  = nilai rata-rata dari reduksi variat (*reduce mean*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). (Tabel 2.2)
- $S_n$  = deviasi standar dari reduksi variat (*reduced standart deviation*) nilainya tergantung dari jumlah data (n). (Tabel 2.2)

**Tabel 2.2** *Reduced mean* ( $Y_n$ ) dan *Reduced Standart Deviation* ( $S_n$ )

n	$Y_n$	$S_n$	n	$Y_n$	$S_n$	n	$S_n$	n	$Y_n$	$S_n$
8	0,4843	0,9043	29	0,5363	1,1086	49	1,1590	78	0,5565	1,1923
9	0,4902	0,9288	30	0,5362	1,1124	50	1,1607	80	0,5569	1,1938
10	0,4952	0,9497	31	0,5371	1,1159	51	1,1623	82	0,5575	1,1953
11	0,4996	0,9676	32	0,5380	1,1193	52	1,1638	84	0,5576	1,1967
12	0,5035	0,9833	33	0,5388	1,1226	53	1,1653	86	0,5580	1,1980
13	0,5070	0,9972	34	0,5396	1,2550	54	1,1667	88	0,5583	1,1994
14	0,5100	1,0095	35	0,5403	1,2850	55	1,1681	90	0,5586	1,2007
15	0,5128	1,0206	36	0,5410	1,1313	56	1,1696	92	0,5589	1,2020
16	0,5157	1,0316	37	0,5418	1,1339	57	1,1708	94	0,5592	1,2032
17	0,5181	1,0411	38	0,5424	1,1363	58	1,1721	96	0,5595	1,2044
18	0,5202	1,0493	39	0,5430	1,1388	59	1,1734	98	0,5598	1,2055
19	0,5220	1,0566	40	0,5436	1,1413	60	1,1747	100	0,5601	1,2065
20	0,5236	1,0628	41	0,5442	1,1436	62	1,1770	150	0,5646	1,2253
21	0,5252	1,0696	42	0,5448	1,1458	64	1,1777	200	0,5672	1,2360
22	0,5268	1,0754	43	0,5453	1,1480	66	1,1793	250	0,5688	1,2429
23	0,5283	1,0811	44	0,5458	1,1499	68	1,1814	300	0,5699	1,2479
24	0,5296	1,0864	45	0,5463	1,1518	70	1,1854	400	0,5714	1,2545
25	0,5309	1,0915	46	0,5468	1,1538	72	1,1873	500	0,5724	1,2588

<i>n</i>	<i>Yn</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Yn</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Sn</i>	<i>n</i>	<i>Yn</i>	<i>Sn</i>
26	0,5320	1,0961	47	0,5473	1,1557	74	1,1890	750	0,5738	1,2651
27	0,5332	1,1004	48	0,5477	1,1574	76	1,1906	1000	0,5745	1,2685
28	0,5343	1,1047								

(Sumber : Sri Harto, BR, Dipl, H. Hidrologi Terapan)

**d. Distribusi Log Pearson Tipe III**

Distribusi Gumbel Tipe III Digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrim. Bentuk sebaran Log *Pearson* tipe III merupakan hasil transformasi dari sebaran *Pearson* tipe III dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik. Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut (C.D.Soemarto, 1999) :

1. Mengubah data curah hujan sebanyak *n* buah  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$  menjadi  $\log(X_1), \log(X_2), \log(X_3), \dots, \log(X_n)$ .
2. Menghitung harga rata-ratanya dengan rumus :

$$\log(\bar{X}) = \frac{\sum_{i=1}^n \log(X_i)}{n} \dots\dots\dots (2.13)$$

Dimana :

- $\log(\bar{X})$  = harga rata-rata logaritmik
- n* = jumlah data
- $X_i$  = nilai curah hujan tiap-tiap tahun ( $R_{24}$  maks)

3. Menghitung harga standar deviasinya dengan rumus berikut :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \log(\bar{X})\}^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

- S = standar deviasi

4. Menghitung koefisien *skewness* (Cs) dengan rumus :

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n \{\log(X_i) - \log(\bar{X})\}^3}{(n - 1)(n - 2)S^3} \dots\dots\dots (2.15)$$

Dimana :

$C_s$  = koefisien *skewness*

5. Menghitung logaritma hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan rumus :

$$\text{Log}Y = \text{Log}\bar{X} + k \cdot S \dots\dots\dots (2.16)$$

$$X_t = 10^{(\text{log}Y)}$$

Dimana :

$X_t$  = curah hujan rencana periode ulang T tahun

$k$  = harga yang diperoleh berdasarkan nilai  $C_s$

$S$  = standar deviasi

Distribusi Log Pearson III, mempunyai koefisien kemencengan (*Coeffisien of skewnes*) atau  $C_s \neq 0$ . Setelah pemilihan jenis sebaran dilakukan maka prosedur selanjutnya yaitu mencari curah hujan rencana periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun (Soewarno, 1995).

**Tabel 2.3** Faktor k untuk sebaran Log Pearson III

Asimetri $C_s > 0$	Periode Ulang								
	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	25	50	100
3,0	-0,6670	-0,6650	-0,6660	-0,6360	-0,3960	0,4200	2,2780	3,1520	4,0540
2,9	-0,6900	-0,6880	-0,6810	-0,6510	-0,3900	0,4400	2,2770	3,1340	4,0120
2,8	-0,7140	-0,7110	-0,7020	-0,6660	-0,3840	0,4600	2,2750	3,1140	3,9730
2,7	-0,7690	-0,7360	-0,7250	-0,6810	-0,3760	0,4790	2,2720	3,0930	3,9320
2,6	-0,7990	-0,7620	-0,7470	-0,6960	-0,3680	0,4990	2,2670	3,0720	3,8890
2,5	-0,8120	-0,7900	-0,7710	-0,7110	-0,3600	0,5180	2,2620	3,0480	3,8450
2,4	-0,8670	-0,8190	-0,7980	-0,7250	-0,3510	0,5370	2,2560	3,0290	3,8000
2,3	-0,9050	-0,8500	-0,8190	-0,7390	-0,3410	0,5550	2,2480	2,9970	3,7530
2,2	-0,9460	-0,8820	-0,8440	-0,7520	-0,3300	0,5740	2,2400	2,9700	3,7050
2,1	-0,9900	-0,9140	-0,8690	-0,7850	-0,3190	0,5920	2,2300	2,9420	3,6560
2,0	-1,0370	-0,9490	-0,8950	-0,7770	-0,3070	0,6090	2,2190	2,9120	3,6050
1,9	-1,0370	-0,9840	-0,9200	-0,7880	-0,2940	0,6270	2,2070	2,8810	3,5530
1,8	-1,0870	-1,0200	-0,9450	-0,7990	-0,2820	0,6430	2,1930	2,8480	3,4990
1,7	-1,1400	-1,0560	-0,9700	-0,8080	-0,2680	0,6600	2,1790	2,8150	3,4440
1,6	-1,1970	-1,0930	-0,9940	-0,8170	-0,2540	0,6750	2,1630	2,7800	3,3860
1,5	-1,2560	-1,1310	-1,0180	-0,8250	-0,2400	0,6900	2,1460	2,7450	3,3300
1,4	-1,3180	-1,1630	-1,0410	-0,8320	-0,2250	0,7050	2,1280	2,7060	3,2710
1,3	-1,3830	-1,2060	-1,0640	-0,8380	-0,2100	0,7190	2,1080	2,6660	3,2110
1,2	-1,4490	-1,2430	-1,0860	-0,8440	-0,1950	0,7320	2,0870	2,6260	3,1490
1,1	-1,5180	-1,2800	-1,1070	-0,8480	-0,1800	0,7450	2,0660	2,5850	3,0870
1,0	-1,5880	-1,3170	-1,1280	-0,8520	-0,1640	0,7580	2,0430	2,5420	3,0220
0,9	-1,6600	-1,3530	-1,1470	-0,8540	-0,1480	0,7690	2,0190	2,4980	2,9570
0,8	-1,7330	-1,3880	-1,1660	-0,8560	-0,1320	0,7800	1,9930	2,4530	2,8910
0,7	-1,8060	-1,4230	-1,1830	-0,8570	-0,1160	0,7900	1,9670	2,4070	2,8740
0,6	-1,8800	-1,4550	-1,2090	-0,8570	-0,0990	0,8000	1,9390	2,3590	2,7550

Asimetri	Periode Ulang									
	Cs>0	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	25	50	100
0,5	-1,9550	-1,4910	-1,2160	-0,8560	-0,0830	0,8080	1,9100	2,3110	2,6860	
0,4	-2,0290	-1,5240	-1,2310	-0,8550	-0,0660	0,8160	1,8800	2,2610	2,6150	
0,3	-2,1040	-1,5550	-1,2450	-0,8530	-0,0500	0,8240	1,8490	2,2110	2,5440	
0,2	-2,1760	-1,5860	-1,2580	-0,8500	-0,0330	0,8300	1,8180	2,1590	2,4720	
0,1	-2,2520	-1,6160	-1,2700	-0,8460	-0,0170	0,8360	1,7850	2,1070	2,4000	
0,0	-2,3260	-1,6450	-1,2820	-0,8520	0,0000	0,8420	1,7510	2,0540	2,3260	

(Sumber : Soewarno)

### 2.3.4.3 Pengujian Kecocokan

Pengujian kecocokan sebaran ini digunakan untuk menguji sebaran data apakah memenuhi syarat untuk data perencanaan. Pengujian kecocokan sebaran ini dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu *Chi-Kuadrat* ataupun dengan *Smirnov-Kolmogorov*. Umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara mengambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya (Soewarno, 1995).

#### a. Uji keselarasan Distribusi / *Chi-kuadrat*

Uji keselarasan distribusi ini digunakan pengujian *Chi-kuadrat* yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisis.

$$\text{Rumus : } \chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.17)$$

(Soewarno, 1995. hal : 194)

Dimana :

- $\chi^2$  = harga *Chi-kuadrat* terhitung
- $O_i$  = jumlah data yang teramati terdapat pada sub kelompok ke-i
- $E_i$  = jumlah data yang secara teoritis terdapat pada sub kelompok ke-i
- G = jumlah sub kelompok

Adapun prosedur pengujian *Chi-kuadarat* adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995):

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  *sub-group*, tiap-tiap *sub-group* minimal terdapat empat buah data pengamatan.
3. Hitung jumlah pengamatan yang teramati di dalam tiap-tiap *sub-group* ( $O_i$ ).
4. Hitung jumlah atau banyaknya data yang secara teoritis ada di tiap-tiap *sub-group* ( $E_i$ ).
5. Tiap-tiap *sub-group* hitung nilai :  
 $(O_i - E_i)$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlah seluruh  $G$  *sub-group* nilai  $\sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai *Chi-kuadrat* hitung.
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  (nilai  $R=2$ , untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R=1$ , untuk distribusi *Poisson*).

Dapat disimpulkan bahwa setelah diuji dengan *Chi-kuadrat* pemilihan jenis sebaran memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana dapat dihitung. Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno, 1995):

1. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
3. Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

#### **b. Uji *Smirnov-Kolmogorov***

Pengujian kecocokan sebaran dengan cara ini dinilai lebih sederhana dibanding dengan pengujian dengan cara *Chi-Kuadrat*. Dengan membandingkan kemungkinan (*probability*) untuk setiap variat, dari distribusi

empiris dan teoritisnya, akan terdapat perbedaan ( $\Delta$ ) tertentu (Soewarno, 1995).

Apabila harga  $\Delta$  max yang terbaca pada kertas probabilitas kurang dari  $\Delta$  kritis untuk suatu derajat nyata dan banyaknya variat tertentu, maka dapat disimpulkan bahwa penyimpangan yang terjadi disebabkan oleh kesalahan-kesalahan yang terjadi secara kebetulan (Soewarno, 1995).

Prosedur uji kecocokan *Smirnov-Kolmogorof* adalah :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya nilai masing-masing data tersebut :

$$X_1 \rightarrow P(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \rightarrow P'(X_1)$$

$$X_2 \rightarrow P'(X_2)$$

$$X_m \rightarrow P'(X_m)$$

$$X_n \rightarrow P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [ P(X_m) - P'(X_m) ]$$

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorof test*), tentukan harga  $D_0$ .

### 2.3.5 Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula

intensitasnya. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

**a. Menurut Dr. Mononobe**

Jika data curah hujan yang ada hanya curah hujan harian. Rumus yang digunakan :

$$i = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left[ \frac{24}{t} \right]^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (2.18)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal :14)

Dimana :

- i = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- R<sub>24</sub> = curah hujan maksimum dalam 24 jam (mm)

**b. Menurut Sherman**

Rumus yang digunakan :

$$i = \frac{a}{t^b} \dots\dots\dots (2.19)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal :14)

Dimana :

- i = intensitas curah hujan (mm/jam)
- t = lamanya curah hujan (menit)
- a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran.
- n = banyaknya pasangan data i dan t.

$$\log a = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left( \sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2}$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (\log(i)) \sum_{i=1}^n (\log(t)) - n \sum_{i=1}^n (\log(t) \cdot \log(i))}{n \sum_{i=1}^n (\log(t))^2 - \left( \sum_{i=1}^n (\log(t)) \right)^2}$$

**c. Menurut Talbot**

Rumus yang dipakai :

$$i = \frac{a}{(t + b)} \dots\dots\dots (2.20)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal :14)

Dimana :

i = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i.t) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2.t) \sum_{i=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2}$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i.t) - n \sum_{j=1}^n (i^2 .t)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2}$$

**d. Menurut Ishiguro**

Rumus yang digunakan :

$$i = \frac{a}{\sqrt{t + b}} \dots\dots\dots (2.21)$$

(C.D.Soemarto, 1999. hal :14)

Dimana :

i = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (menit)

a,b = konstanta yang tergantung pada lama curah hujan yang terjadi di daerah aliran

n = banyaknya pasangan data i dan t

$$a = \frac{\sum_{j=1}^n (i \cdot \sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i^2) - \sum_{j=1}^n (i^2 \cdot \sqrt{t}) \sum_{j=1}^n (i)}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2}$$

$$b = \frac{\sum_{j=1}^n (i) \sum_{j=1}^n (i \cdot \sqrt{t}) - n \sum_{j=1}^n (i^2 \cdot \sqrt{t})}{n \sum_{j=1}^n (i^2) - \left[ \sum_{j=1}^n (i) \right]^2}$$

### 2.3.6 Analisis Debit Banjir Rencana

Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana sebagai dasar perencanaan konstruksi bendung adalah sebagai berikut :

#### 2.3.6.1 Metode Rasional

Perhitungan metode rasional menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot f \cdot r \cdot A \dots\dots\dots (2.22)$$

(*Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987. hal: IV-3*)

Dimana :

Q = Debit banjir rencana (m<sup>3</sup>/det)

f = Koefisien pengaliran

i = Intensitas hujan selama t jam (mm/jam)

$$r = \frac{R_{24}}{24} * \left( \frac{24}{T} \right)^{2/3} = R_{24} \left[ \frac{0,347}{T^{2/3}} \right]$$

$$T = \frac{l}{w}$$

T = Waktu konsentrasi ( jam )

$$w = 20 \frac{H^{0,6}}{l} (m / det)$$

$$w = 72 \frac{H^{0,6}}{l} (Km / jam)$$

- w = waktu kecepatan perambatan (m/det atau Km/jam)
- l = Jarak dari ujung daerah hulu sampai titik yang ditinjau (Km)
- A = Luas DAS (Km<sup>2</sup>)
- H = Beda tinggi ujung hulu dengan titik tinggi yang ditinjau (m)

Koefisien pengaliran (f) tergantung tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, luas dan bentuk pengaliran sungai. Sedangkan besarnya nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.1

**Tabel 2.4** Koefisien Pengaliran

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran (f)
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan bersemak-semak	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang digarap	0,45 – 0,65
Persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil didataran	0,45 – 0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran lebih dari seperduanya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

(Sumber : Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987)

### 2.3.6.2 Metode Weduwen

Rumus dari metode *Weduwen* adalah sebagai berikut :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n A \dots\dots\dots(2.23)$$

(Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987. hal: IV-3)

Dimana :

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q_n + 7}$$

$$\beta = \frac{120 + ((t + 1)(t + 9))A}{120 + A}$$

$$t = 0,125LQ^{-0,125} I^{-0,25}$$

$$q_n = \frac{R_n \cdot 67,65}{240 t + 1,45}$$

dimana :

$Q_t$  = Debit banjir rencana ( $m^3/det$ )

$R_n$  = Curah hujan maksimum (mm/hari)

$\alpha$  = Koefisien pengaliran (*run off*)

$\beta$  = Koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS

$q_n$  = Debit persatuan luas ( $m^3/det.Km^2$ )

$t$  = Waktu konsentrasi (jam)

$A$  = Luas daerah pengaliran ( $Km^2$ )

$L$  = Panjang sungai (Km)

$I$  = Gradien sungai atau medan yaitu kemiringan rata-rata sungai (10% bagian hulu dari panjang sungai tidak dihitung. Beda tinggi dan panjang diambil dari suatu titik 0,1 L dari batas hulu DAS).

Adapun syarat dalam perhitungan debit banjir dengan metode *Weduwen* adalah sebagai berikut :

$A$  = Luas daerah pengaliran  $< 100 Km^2$

$t$  = 1/6 sampai 12 jam

Langkah kerja perhitungan Metode *Weduwen* :

1. Hitung  $A$ ,  $L$  dan  $I$  dari peta garis tinggi DAS, substitusikan kedalam persamaan.
2. Buat harga perkiraan untuk  $Q_1$  dan gunakan persamaan diatas untuk menghitung besarnya  $t$ ,  $q_n$ ,  $\alpha$  dan  $\beta$ .
3. Setelah besarnya  $t$ ,  $q_n$ ,  $\alpha$  dan  $\beta$  didapat kemudian dilakukan iterasi perhitungan untuk  $Q_2$ .
4. Ulangi perhitungan sampai dengan  $Q_n = Q_{n-1}$  atau mendekati nilai tersebut.

### 2.3.6.3 Metode *Haspers*

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode *Haspers* digunakan persamaan sebagai berikut :

$$Qt = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A \dots\dots\dots(2.24)$$

Dimana :

(*Ir.Joesron Loebis.M.Eng, 1987. hal: IV-3*)

$$\alpha = \frac{1 + 0.012f^{0.7}}{1 + 0.75f^{0.7}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3.7 \times 10^{-0.4t}}{t^2 + 15} \times \frac{f^{3/4}}{12}$$

$$t = 0.1 L^{0.8} I^{-0.3}$$

#### Intensitas Hujan

- Untuk  $t < 2$  jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1 - 0.0008 * (260 - R24)(2 - t)^2}$$

- Untuk  $2 \text{ jam} \leq t \leq 19$  jam

$$Rt = \frac{tR24}{t + 1}$$

- Untuk  $19 \text{ jam} \leq t \leq 30$  jam

$$Rt = 0.707R24\sqrt{t + 1}$$

dimana t dalam jam dan Rt,R24 (mm)

#### Hujan maksimum ( $q_n$ )

$$q_n = \frac{Rn}{3.6 * t}$$

dimana t dalam (jam), q (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/sec)

Dimana :

f = luas ellips yang mengelilingi DPS dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1,5 kali sumbu pendek (km<sup>2</sup>)

t = waktu konsentrasi (jam)

- L = Panjang sungai (Km)
- I = kemiringan rata-rata sungai
- Qt = Debit banjir rencana (m<sup>3</sup>/det)
- Rn = Curah hujan maksimum (mm/hari)
- qn = Debit persatuan luas (m<sup>3</sup>/det.Km<sup>2</sup>)

Adapun langkah-langkah dalam menghitung debit puncak adalah sebagai berikut :

1. Menentukan besarnya curah hujan sehari (Rh rencana) untuk pereode ulang rencana yang dipilih.
2. Menentukan koefisien *run off* ( $\alpha$ ) untuk daerah aliran sungai
3. Menghitung A, L, I, F untuk daerah aliran sungai
4. Menghitung nilai t (waktu konsentrasi)
5. Menghitung  $\beta$ , Rt, qn dan  $Qt = \alpha \beta qn A$

#### 2.3.6.4 Metode FSR Jawa Sumatera

Untuk menghitung debit banjir rencana dengan Metode FSR Jawa Sumatra digunakan :

$$Q = GF \cdot MAF \dots\dots\dots (2.25)$$

(Ir. Joesron Loebis, M.Eng, 1987. hal III-16)

$$MAF = 8,10^6 \cdot (AREA)^V \cdot APBAR^{2,445} \cdot SIMS^{0,117} \cdot (1+LAKE)^{-0,85}$$

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

$$APBAR = PBAR \cdot ARF$$

$$SIMS = H / MSL$$

$$MSL = 0,95 \cdot L$$

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

dimana:

$$Q = \text{debit banjir rencana (m}^3\text{/dt)}$$

- GF = *Growth factor* (Tabel 2.6)
- AREA = luas DAS (km<sup>2</sup>)
- PBAR = hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)
- ARF = faktor reduksi (Tabel 2.5)
- SIMS = indeks kemiringan
- H = beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)
- MSL = panjang sungai sampai titik pengamatan (km)
- L = panjang sungai (km)
- LAKE = indek danau
- MAF = debit maksimum rata-rata tahunan (m<sup>3</sup>/dt)

**Tabel 2.5** Faktor Reduksi Areal (ARF)

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

(Sumber : Ir. Joesron Loebis, M.Eng, 1987)

**Tabel 2.6** *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	1,7	1,64	1,59
50	2,35	2,3	2,18	2,1	2,03	1,95
100	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27

(Sumber : Ir. Joesron Loebis, M.Eng, 1987)

### 2.3.6.5 Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Gama I.

Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Gama I biasa digunakan untuk mengukur debit banjir dengan parameter yang sesuai dengan keadaan di Indonesia. Parameter-parameter yang digunakan yaitu sebagai berikut :

- 1) Faktor sumber (SF), yaitu perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai-sungai semua tingkat.
- 2) Frekuensi sumber (SN), yaitu perbandingan antara jumlah pangsa sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai-sungai semua tingkat.
- 3) Faktor lebar (WF), yaitu perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak 0,75L dengan lebar DAS yang diukur di titik di sungai yang berjarak 0,25L dari stasiun hidrometri.
- 4) Luas DAS sebelah hulu (RUA), yaitu perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melewati titik tersebut.
- 5) Faktor simetri (SIM), yaitu hasil kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu.
- 6) Jumlah pertemuan sungai (JN), yaitu jumlah pertemuan sungai di dalam DAS tersebut
- 7) Kerapatan jaringan kuras (D), yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

Hidrograf satuan diberikan dengan empat variabel pokok, yaitu waktu naik (TR), debit puncak (QP), waktu dasar (TB) dan koefisien tampungan (k).

Persamaan-persamaan yang dipakai yaitu:

$$Q_t = QP \times e^{-t/k} \quad (\text{m}^3/\text{dtk})$$

$$TR = 0,43(L/100SF)^3 + 1,0665SIM + 1,2775 \quad (\text{jam})$$

$$QP = 0,1836A^{0,5886} TR^{-0,4008} JN^{0,2381} \quad (\text{m}^3/\text{dtk})$$

$$TB = 27,4132TR^{0,1457} S^{-0,0986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574} \quad (\text{jam})$$

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

Dalam pemakaian cara ini masih ada hal-hal lain yang perlu diperhatikan, diantaranya sebagai berikut :

- 1) Penetapan hujan-mangkus untuk memperoleh hidrograf dilakukan dengan menggunakan indeks-infiltrasi. Perkiraan dilakukan dengan

mempertimbangkan pengaruh parameter DAS yang secara hidrologik dapat diketahui pengaruhnya terhadap indeks-infiltrasi. Persamaan pendekatannya sebagai berikut :

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

2) Untuk memperkirakan aliran dasar digunakan persamaan berikut ini :

$$QB = 0,4751A^{-0,1491} D^{0,9430} \text{ (m}^3/\text{dtk)}$$

3) Dalam menetapkan hujan rata-rata DAS, perlu mengikuti cara-cara yang ada. Tetapi bila dalam praktek analisis tersebut sulit, maka disarankan menggunakan cara yang disebutkan dengan mengalikan hujan titik dengan faktor reduksi hujan, sebesar :

$$B = 1,5518A^{-0,1491} N^{-0,2725} SIM^{-0,0259} S^{-0,0733}$$

Berdasarkan persamaan di atas maka dapat dihitung besar debit banjir setiap jam dengan persamaan :

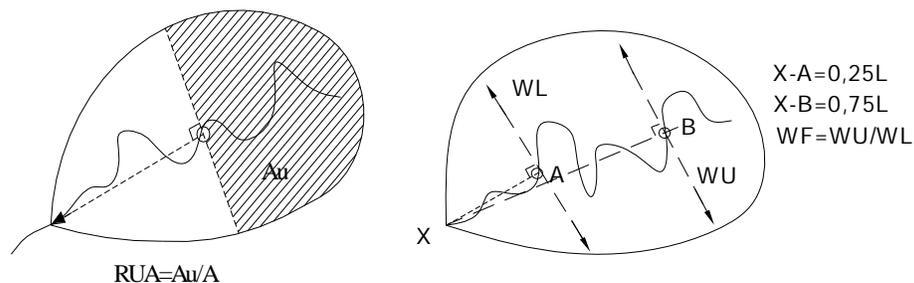
$$Qp = (Qt * Re) + QB \text{ (m}^3/\text{dtk)}$$

Dimana :

$Qp$  = debit banjir setiap jam ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ )

$Qt$  = debit satuan tiap jam ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ )

$Re$  = curah hujan efektif ( $\text{mm}/\text{jam}$ )



**Gambar 2.3.** Sketsa Penetapan RUA

### 2.3.6.6 Metode Passing Capacity

Untuk menghitung besarnya debit dengan metode Passing Capacity digunakan persamaan berikut :

$$Q = A \times V$$

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

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2}$$

di mana :

$V$  = kecepatan rencana (m/det)

$n$  = koefisien kekasaran manning,  $m^{1/3}/det$

$R$  = jari-jari hidrolis (m)

$i$  = kemiringan saluran

$A$  = luas penampang basah ( $m^2$ )

$P$  = keliling basah (m)

## 2.4 Analisis Kebutuhan Air

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

### 2.4.1 Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumptive Use*)

Kebutuhan air untuk tanaman yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaring tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (*evapotranspirasi*), *perkolasi*, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman.

$$\text{Rumus : } I_r = E T_c + P - R_e + WLR \dots \dots \dots (2.27)$$

(*PU Pengairan, 1986. hal 5*)

di mana :

$I_r$  = kebutuhan air (mm/hari)

$E$  = evaporasi (mm/hari)

- T = transpirasi (mm)
- P = perkolasi (mm)
- B = infiltrasi (mm)
- W = tinggi genangan (mm)
- Re = Hujan efektif (mm/hari)

### 1. Evapotranspirasi

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metode *Penman* yang dimodifikasi oleh *Nedeco/Prosida* seperti diuraikan dalam PSA – 010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek (*abeldo* = 0,25). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan *Penman* x *crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

$$\text{Rumus : } E_{to} = \frac{1}{L^{-1}x\delta + \Delta(H_{sh}^{ne} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + A} \dots\dots\dots (2.28)$$

di mana :

$E_{to}$  = Indek evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput

yang dipotong pendek (mm/hr)

$H_{sh}^{ne}$  = Jaringan radiasi gelombang pendek (*longley/day*)

$$= \{ 1,75 \{ 0,29 \cos \Omega + 0,52 r \times 10^{-2} \} \} \times \alpha^h \times 10^{-2}$$

$$= \{ a_{ah} \times f(r) \} \times \alpha^h \times 10^{-2}$$

$$= a_{ah} \times f(r) \text{ (Tabel } Penman \text{ 5)}$$

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

$R_a = \alpha a^h \times 10^{-2}$   
 = Radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (*Longley/day*)  
 = jaringan radiasi gelombang panjang (*Longley/day*)  
 =  $0,97 \alpha T_{ai}^4 \times (0,47 - 0,770 \sqrt{e_d} x \{1 - 8/10(1 - r)\})$

$H_{sh}^{ne} = f(T_{ai}) x f(T_{dp}) x f(m)$

$f(T_{ai}) = \alpha T_{ai}^4$  (Tabel *Penman 1*)  
 = efek dari temperature radiasi gelombang panjang

$m = 8(1 - r)$

$f(m) = 1 - m/10$   
 = efek dari angka nyata dan jam penyinaran matahari terang maksimum  
 pada radiasi gelombang panjang

$r$  = lama penyinaran matahari relatif

$E_q$  = evaporasi terhitung pada saat temperatur permukaan sama dengan  
 temperatur udara (mm/hr)  
 =  $0,35 (0,50 + 0,54 \mu_2) \times (e_a - e_d)$   
 =  $f(\mu_2) \times PZ^{wa} \text{ sa} - PZ^{wa}$

$\mu_2$  = kecepatan angin pada ketinggian 1m di atas tanah (Tabel *Penman 3*)

$PZ^{wa} = e_a =$  tekanan uap jenuh (mmHg) (Tabel *Penman 3*)  
 =  $e_d =$  tekanan uap yang terjadi (mmHg) (Tabel *Penman 3*)

$L$  = panas laten dari penguapan (*longley/minutes*)

$\Delta$  = kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan dengan  
 kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/ $^{\circ}$ C)

$\delta$  = konstata *Bowen* (0,49 mmHg/ $^{\circ}$ C), kemudian dihitung Eto.

catatan : 1 *longley/day* = 1 kal/cm<sup>2</sup>hari

## 2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat - sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

- a. Berdasarkan kemiringan :
  - lahan datar = 1 mm/hari
  - lahan miring > 5% = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan Tekstur :
  - berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
  - sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
  - ringan = 3 – 6 mm/hari

## 3. Koefisien Tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (Kc) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan *Nedeco/Proside*. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada Tabel 2.7 sebagai berikut ini.

**Tabel 2.7** Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut *Nedeco/Proside*

Bulan	Padi		Palawija	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Jagung	Kacang Tanah
0,5	1,2	1,2	0,5	0,5
1	1,2	1,27	0,59	0,51
1,5	1,32	1,33	0,96	0,66
2	1,4	1,3	1,05	0,85
2,5	1,35	1,15	1,02	0,95
3	1,24	0	0,95	0,95
3,5	1,12			0,95
4	0			0,55
4,5				0,55

(Sumber : Dirjen Pengairan, Bina Program PSA 010, 1985)

#### 4. Curah Hujan Efektif (Re)

##### a. Besarnya Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah bagian dari curah hujan total yang digunakan oleh akar-akar tanaman selama masa pertumbuhan. Besarnya curah hujan efektif dipengaruhi oleh :

- Cara pemberian air irigasi (rotasi, menerus atau berselang)
- Laju pengurangan air genangan di sawah yang harus ditanggulangi
- Kedalaman lapisan air yang harus dipertahankan di sawah
- Cara pemberian air di petak
- Jenis tanaman dan tingkat ketahanan tanaman terhadap kekurangan air

Untuk irigasi tanaman padi, curah hujan efektif diambil 20% kemungkinan curah hujan bulanan rata-rata tak terpenuhi.

##### b. Koefisien Curah Hujan Efektif

Besarnya koefisien curah hujan efektif tanaman padi berdasarkan Tabel 2.8.

**Tabel 2.8** Koefisien Curah Hujan Untuk Padi

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,5	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,0	0,7	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,5	0,4	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,0	0,4	0,4	0,5	0,46	0,37	0,31
2,5	0,4	0,4	0,4	0,48	0,45	0,37
3,0	0,4	0,4	0,4	0,4	0,46	0,44
3,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,45
4,0	0	0,2	0,27	0,3	0,32	0,33
4,5			0,13	0,2	0,24	0,27
5,0				0,1	0,16	0,2
5,5					0,08	0,13
6,0						0,07

(Sumber : Dirjen Pengairan, Bina Program PSA 010, 1985)

Sedangkan untuk tanaman palawija besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode curah hujan bulanan yang dihubungkan dengan

curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan berdasarkan Tabel 2.9.

**Tabel 2.9** Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rata-rata Bulanan dan Curah Hujan Rata-rata Bulanan

Curah Hujan Bulanan/mm	Mean Mm	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	112,5	125	137,5	150	162,5	175	187,5	200
ET tanaman Rata-rata Bulanan/mm	25	8	16	24													
	50	8	17	25	32	39	46										
	75	9	18	27	34	41	48	56	62	69							
	100	9	19	28	35	43	52	59	66	73	80	87	94	100			
	125	10	20	30	37	46	54	62	70	76	85	97	98	107	116	120	
	150	10	21	31	39	49	57	66	74	81	89	97	104	112	119	127	133
	175	11	23	32	42	52	61	69	78	86	95	103	111	118	126	134	141
	200	11	24	33	44	54	64	73	82	91	100	106	117	125	134	142	150
	225	12	25	35	47	57	68	78	87	96	106	115	124	132	141	150	159
	250	13	25	38	50	61	72	84	92	102	112	121	132	140	150	158	167
Tampungan Efektif		20	25	37,5	50	62,5	75	100	125	150	175	200					
Faktor tampungan		0,73	0,77	0,86	0,93	0,97	1	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08					

(Sumber : Ref.FAO, 1977)

## 5. Kebutuhan Air Untuk Pengolahan Lahan

### a. Pengolahan Lahan Untuk Padi

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan maksimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjemuran, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan tabel koefisien *Van De Goor* dan *Zijlstra* pada tabel 2.10 berikut ini.

**Tabel 2.10** Koefisien kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan

Eo + P (mm/hari)	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

(Sumber : Buku *Petunjuk Perencanaan Irigasi*, 1986)

#### **b. Pengolahan Lahan Untuk Palawija**

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,33 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemian yang baru tumbuh.

### **6. Kebutuhan Air Untuk Pertumbuhan**

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk.

#### **2.4.2. Kebutuhan air untuk irigasi**

Kebutuhan air untuk irigasi yaitu kebutuhan air yang digunakan untuk menentukan pola tanaman untuk menentukan tingkat efisiensi saluran irigasi sehingga didapat kebutuhan air untuk masing-masing jaringan. Perhitungan

kebutuhan air irigasi dimaksudkan untuk menentukan besarnya debit yang akan dipakai untuk mengairi daerah irigasi. Setelah sebelumnya diketahui besarnya efisiensi irigasi. Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulut dari bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar.

### **1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam**

Pola tanam adalah suatu pola penanaman jenis tanaman selama satu tahun yang merupakan kombinasi urutan penanaman. Rencana pola dan tata tanam dimaksudkan untuk meningkatkan efisiensi penggunaan air, serta menambah intensitas luas tanam. Suatu daerah irigasi pada umumnya mempunyai pola tanam tertentu, tetapi bila tidak ada pola yang bias pada daerah tersebut direkomendasikan pola tanaman padi-padi-palawija.

Pemilihan pola tanam ini didasarkan pada sifat tanaman hujan dan kebutuhan air.

- a. Sifat tanaman padi terhadap hujan dan kebutuhan air
  - Pada waktu pengolahan memerlukan banyak air
  - Pada waktu pertumbuhannya memerlukan banyak air dan pada saat berbunga diharapkan hujan tidak banyak agar bunga tidak rusak dan padi baik.
- b. Palawija
  - Pada waktu pengolahan membutuhkan air lebih sedikit daripada padi
  - Pada pertumbuhan sedikit air dan lebih baik lagi bila tidak turun hujan.

Setelah diperoleh kebutuhan air untuk pengolahan lahan dan pertumbuhan, kemudian dicari besarnya kebutuhan air untuk irigasi berdasarkan pola tanam dan rencana tata tanam dari daerah yang bersangkutan.

### **2. Efisiensi Irigasi**

Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari bendung sampai petak sawah.

Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar. Besarnya angka efisiensi tergantung pada penelitian lapangan pada daerah irigasi.

Pada perencanaan jaringan irigasi, tingkat efisiensi ditentukan menurut kriteria standar perencanaan yaitu sebagai berikut :

- Kehilangan air pada saluran primer adalah 10 – 15 %, diambil 10%  
Faktor koefisien =  $100/90 = 1,11$
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 20 – 25 %, diambil 20%  
Faktor koefisien =  $100/80 = 1,25$ .

### 2.4.3 Analisis debit Andalan

Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan areal persawahan yang dapat diairi. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari Dr. F. J. Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Prinsip perhitungan ini adalah hujan yang jatuh di atas tanah (presipitasi) sebagian akan hilang karena penguapan (evaporasi), sebagian akan menjadi aliran permukaan (*direct run off*) dan sebagian akan masuk tanah (infiltrasi). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow*. Pada saat itu terjadi *water balance* antara presipitasi, evapotranspirasi, *direct run off* dan *ground water discharge*. Oleh karena itu aliran yang terdapat di sungai disebut *direct run off* dan *base flow*.

Perhitungan debit andalan meliputi :

#### a. Data Curah Hujan

$R_s$  = curah hujan bulanan (mm)

$n$  = jumlah hari hujan.

#### b. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metode *Penman*.

$$dE / Eto = ( m / 20 ) x ( 18 - n )$$

$$dE = ( m / 20 ) x ( 18 - n ) x Eto$$

$$Etl = Eto - dE$$

di mana :

dE = selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

Eto = evapotranspirasi potensial.

Etl = evapotranspirasi terbatas

M = prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

### c. Keseimbangan air pada permukaan tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = Rs - Etl$$

$$SMC(n) = SMC (n-1) + IS (n)$$

$$WS = S - IS$$

Di mana :

S = kandungan air tanah

Rs = curah hujan bulanan

Etl = evapotranspirasi terbatas

IS = tampungan awal / *Soil Storage (mm)*

IS (n) = tampungan awal / *Soil Storage* bulan ke-n (mm)

SMC = kelembaban tanah/ *Soil Storage Moisture* (mm) diambil antara 50 -250 mm

SMC (n) = kelembaban tanah bulan ke – n

SMC (n-1) = kelembaban tanah bulan ke – (n-1)

WS = *water surplus* / volume air berlebih

d. **Limpasan (*run off*) dan tampungan air tanah (*ground water storage*)**

$$V(n) = k.V(n-1) + 0,5.(1-k). I(n)$$

$$dVn = V(n) - V(n-1)$$

di mana :

$V(n)$  = volume air tanah bulan ke-n

$V(n-1)$  = volume air tanah bulan ke-(n-1)

$k$  = faktor resesi aliran air tanah diambil antara 0-1,0

$I$  = koefisien infiltrasi diambil antara 0-1,0

Harga  $k$  yang tinggi akan memberikan resesi yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lulus air. Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran.

Lahan yang porous mempunyai infiltrasi lebih tinggi dibanding tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat berinfiltrasi ke dalam tanah sehingga koefisien infiltrasi akan kecil.

e. **Aliran Sungai**

Aliran dasar = infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

$$B(n) = I - dV(n)$$

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

$$D(ro) = WS - I$$

Aliran sungai = aliran permukaan + aliran dasar

$$\text{Run off} = D(ro) + B(n)$$

$$\text{Debit} = \frac{\text{aliransungai} \times \text{luas DAS}}{\text{satubulan}(\text{detik})} \dots\dots\dots (2.29)$$

**2.4.4 Perhitungan Neraca Air**

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi atau tidak. Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai :

1. Pola tanam akhir yang akan dipakai untuk jaringan irigasi yang sedang di rencanakan.
2. Penggambaran akhir daerah proyek irigasi.

Berikut adalah Tabel 2.11 Perhitungan Neraca Air.

**Tabel 2.11** Perhitungan Neraca Air

BIDANG	Parameter yg dihitung	Neraca Air	Kesimpulan
Meteorologi	Evaporasi dan Curah Hujan	Kebutuhan Air Irigasi	Jatah debit/kebutuhan Luas Daerah irigasi Pola Tanam Pengaturan rotasi
Agronomi dan Tanah	Pola Tanam Koefisien Tanam		
Jaringan irigasi	Efesiensi Irigasi		
Topografi	Daerah Layanan	Debit Andalan	
Hidrologi	Debit Andalan	Debit Minimum persetengah bulan pereode 5 th kering bangunan utama	

(Sumber : Standar perencanaan Irigasi, KP-01, 1986)

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa diairi, luas daerah irigasi, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut :

1. Luas daerah irigasi dikurangi
2. Melakukan modifikasi pola tanam
3. Rotasi teknis/golongan.

## 2.5 Analisis Hidrolis Bendung dan Bangunan Pelengkap

Analisis hidrolis bendung meliputi tubuh bendung itu sendiri dan bangunan-bangunan pelengkap sesuai dengan tujuan bendung. Perhitungan

struktur bendung dimulai dengan analisis saluran yaitu saluran induk/primer, pintu romijn, saluran kantong lumpur, saluran penguras kantong lumpur dan saluran *intake*. Dari saluran *intake* ini dapat diketahui elevasi muka air pengambilan, dimana elevasi ini digunakan sebagai acuan dalam menentukan tinggi mercu bendung.

Setelah elevasi mercu diketahui maka analisis struktur bendung dapat dihitung, yaitu menentukan lebar bendung, kolam olak, lantai muka, bangunan pembilas.

### **2.5.1. Pemilihan Tipe Bendung**

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan dalam pemilihan tipe bendung adalah :

- a. Sifat dan kekuatan tanah dasar.
- b. Jenis material yang diangkut oleh aliran sungai.
- c. Keadaan/kondisi daerah aliran sungai di bagian hulu, tengah dan hilir.
- d. Tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi.
- e. Kemudahan eksploitasi dan pemeliharaan.
- f. Efisiensi biaya pelaksanaan.

Adapun alternatif pemilihan tipe bangunan utama/bendung, yaitu :

- a. Bendung Tetap.
- b. Bendung Gerak.
- c. Bendung Karet.

Berdasarkan letak topografi yang terletak di daerah perbukitan maka dapat ditentukan tipe bendung yang cocok untuk Sungai Bogowonto adalah bendung tetap di mana bendung tetap diharapkan dapat mengalirkan berbagai jenis material yang diangkut, selain itu dilihat dari biaya pemeliharaan, eksploitasi dan biaya pelaksanaan bendung relatif lebih murah dibandingkan dengan bendung gerak maupun bendung karet.

- **Bendung Tetap**

Bendung tetap adalah suatu bangunan air melintang sungai dengan konstruksi bangunan tetap yang berfungsi untuk menaikkan muka air sungai

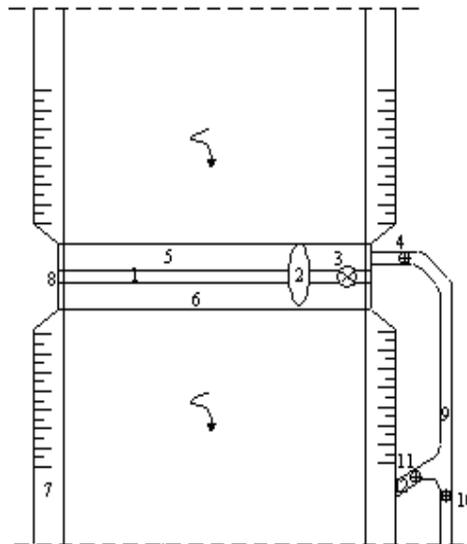
agar dapat digunakan untuk mengairi sawah tertinggi pada daerah pengairannya.

Keuntungannya :

1. Operasi dan pemeliharannya lebih murah dan mudah.
2. Stabilitasnya besar karena memanfaatkan berat sendiri dari bangunan bendung tersebut.
3. Tahan terhadap kondisi alam.

Kerugiannya :

1. Pembuatannya mahal.
2. Diperlukan bangunan tanggul penahan banjir yang tinggi akibat *backwater*.
3. Tanah dasar yang baik untuk kedudukan pondasi agar tidak terjadi penurunan tanah dasar.



**Gambar 2.4** Skema Bendung Tetap, Intake Kiri dengan Kantong Lumpur.

Keterangan :

1. Mercu bendung.
2. Pilar.

3. Pintu penguras bendung.
4. Pintu pengambilan.
5. Lantai muka.
6. Lantai olakan.
7. Lembah sayap.
8. Dinding tegak.
9. Kantong lumpur.
10. Pintu pengambilan saluran.
11. Pintu penguras kantong lumpur.

### **2.5.2 Pemilihan Lokasi Bendung**

Faktor yang menentukan dalam pemilihan lokasi bendung yaitu :

- a. Keadaan topografi daerah yang akan diiri sedemikian rupa sehingga seluruh daerah rencana tersebut dapat terairi secara gravitasi.
- b. Penempatan lokasi bendung yang tepat dilihat dari segi hidraulik dan angkutan sedimen sehingga aliran ke *intake* tidak mengalami gangguan dan angkutan sedimen yang masuk ke *intake* dapat dihindari. Untuk menjamin aliran lancar masuk *intake*, salah satu syaratnya yaitu bendung harus terletak di tikungan luar aliran atau di bagian sungai yang lurus dan harus dihindari penempatan bendung di tikungan sebelah dalam aliran.
- c. Bendung harus ditempatkan di lokasi dimana tanah pondasinya cukup baik sehingga bangunan akan stabil. (*Dr. Ir Suyono Sosrodarsono. 1994, hal : 207*)

### **2.5.3 Saluran Primer**

Untuk menentukan dimensi saluran primer terlebih dahulu harus diketahui elevasi saluran primer, dimana elevasi air di saluran primer ditentukan sebagai berikut:

- a. Elevasi sawah terjauh dan tertinggi yang akan diiri.
- b. Tinggi genangan air di sawah.
- c. Jumlah kehilangan energi :

- dari saluran tersier ke sawah.
- dari saluran sekunder ke tersier.
- dari saluran primer ke sekunder.
- akibat kemiringan saluran.
- kehilangan energi di saluran pengambilan atau sadap.

Dimensi saluran dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = V * A$$

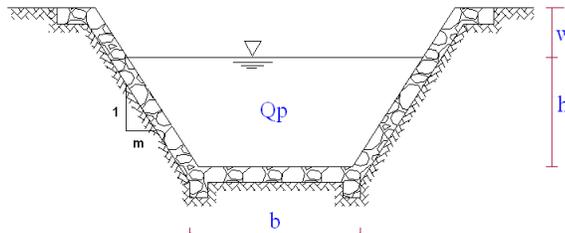
$$A = (b + m.h)h$$

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

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

$$V = k * R^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots (2.30)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-03, hal 15 )



**Gambar 2.5** Potongan Melintang Dimensi Saluran Primer

dimana :

- V = kecepatan rencana (m/det)
- K = koefisien *Strickler* (m<sup>1/3</sup>/det) (
- R = jari-jari hidrolis (m)
- I = kemiringan saluran
- A = luas penampang basah (m<sup>2</sup>)
- P = keliling basah (m)
- m = kemiringan talud saluran
- h = kedalaman air (m)

b = lebar dasar saluran (m)

**Tabel 2.12** Harga K (koefisien *Strickler*)

Jenis saluran	K(m <sup>1/3</sup> /dt)
A. Saluran tanah	
Saluran Pembuang	33
Saluran Tersier	35
Saluran Primer & Sekunder	
Qp < 1 m <sup>3</sup> /dt	35
1 m <sup>3</sup> /dt < Qp < 5 m <sup>3</sup> /dt	40
5 m <sup>3</sup> /dt < Qp < 10 m <sup>3</sup> /dt	42,5
Qp > 10 m <sup>3</sup> /dt	45
B. Saluran Pasangan	
Pasangan Batu Satu Sisi	42
Pasangan Batu dua Sisi	45
Pasangan Batu seluruhnya	50
Pasangan Slab Beton Satu Sisi	45
Pasangan Slab Beton Dua Sisi	50
Pasangan Slab Beton Seluruhnya	70
Saluran segiempat diplester	75

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP 03)

#### 2.5.4. Alat Pengukur Debit

Parameter dalam menentukan pemilihan alat pengukur debit adalah sebagai berikut :

- Kecocokan bangunan untuk keperluan pengukuran debit.
- Ketelitian pengukuran di lapangan.
- Bangunan yang kokoh, sederhana dan ekonomis.
- Rumus debit sederhana dan teliti.
- Eksploitasi dan pembacaan mudah.
- Pemeliharaan mudah dan murah.
- Cocok dengan kondisi setempat dan dapat diterima oleh para petani

**a. Alat Ukur Romijn**

Alat ukur ini digunakan di depan bangunan *intake* saluran. Alat ukur ini juga berfungsi mengatur dan mengukur debit serta sebagai pintu saluran primer.

Untuk menentukan h pintu didapat dari Tabel Q dan b seperti Tabel 2.13 berikut.

**Tabel 2.13** Tipe Pintu *Romijn*

	TIPE ROMIJN STANDAR					
	I	II	III	IV	V	VI
Lebar (m)	0,5	0,5	0,75	1	1,25	1,5
Kedalaman maks.aliran pada muka air rencana	0,33	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Debit maks.pada muka air rencana	160	300	450	600	750	900
Kehilangan energi	0,08	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
Elevasi dasar di bawah muka air rencana	$0,81 + V$	$1,15 + V$	$1,15 + V$	$1,15 + V$	$1,15 + V$	$1,15 + V$
V = Varian = $0,18 \times H_{maks}$						

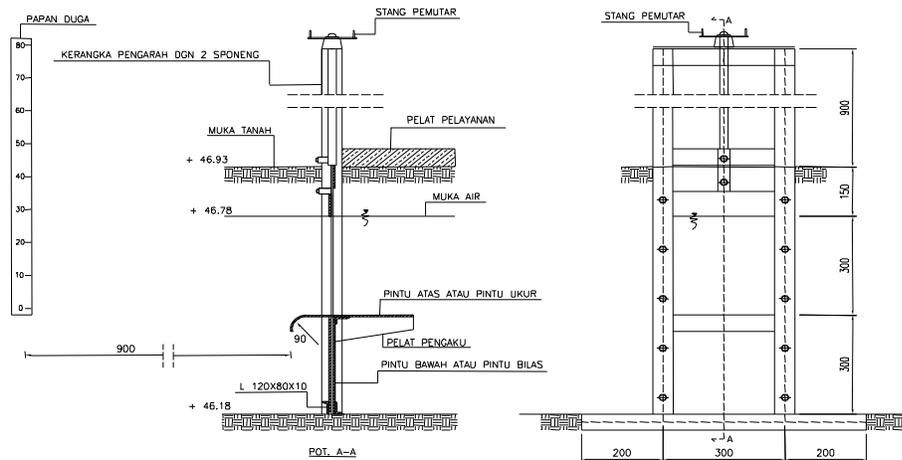
(Sumber : Buku *Petunjuk Perencanaan Irigasi, 1986*)

Kelebihan alat ukur *Romijn* adalah sebagai berikut :

- Bangunan ini bisa mengukur dan mengatur debit sekaligus
- Dapat membilas endapan sedimen halus
- kehilangan energi relatif kecil
- Ketelitian baik
- Ekspliotasi mudah

Kekurangan alat ukur *Romijn* adalah sebagai berikut :

- Pembuatannya rumit dan mahal
- Bangunan ini membutuhkan muka air yang tinggi di saluran
- Biaya pemeliharaan bangunan itu relatif mahal
- Bangunan ini bisa disalahgunakan dengan jalan membuka pintu bawah
- Bangunan ini peka terhadap fluktuasi muka air di saluran pengarah



**Gambar 2.6** Alat Ukur Romijn

### b. Alat Ukur Ambang Lebar

Alat ukur ini dianjurkan karena bangunan ini kokoh, mudah dibuat dan mudah disesuaikan dengan tipe saluran. Pembacaan debit dengan alat ukur ini dapat dilakukan secara langsung, karena hanya menyatakan hubungan antara muka air hulu dengan debit.

Kelebihan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bentuk hidrolis luwes dan sederhana.
- Konstruksi kuat, sederhana dan tidak mahal.
- Benda-benda hanyut dapat dilewatkan dengan mudah.
- Eksploitasi mudah.

Kelemahan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bangunan ini hanya bisa digunakan untuk mengukur saja.
- Agar pengukuran teliti, aliran tidak boleh tenggelam.

### c. Alat Ukur *Crump – de Gruyter*

Alat ukur *Crump – de Gruyter* dipakai pada muka air di saluran selalu mengalami fluktuasi dan muka air rendah di saluran. Alat ukur ini mempunyai kehilangan tinggi energi yang lebih besar daripada alat ukur Romijn. Penggunaannya dengan cara menggerakkan pintu ke arah vertikal.

Kelebihan alat *Crump – de Gruyter* adalah sebagai berikut :

- Bangunan ini dapat mengukur dan mengatur debit sekaligus.
- Bangunan ini kuat dan tidak ada masalah dengan sedimen.
- Eksploitasi mudah dan pengukuran teliti

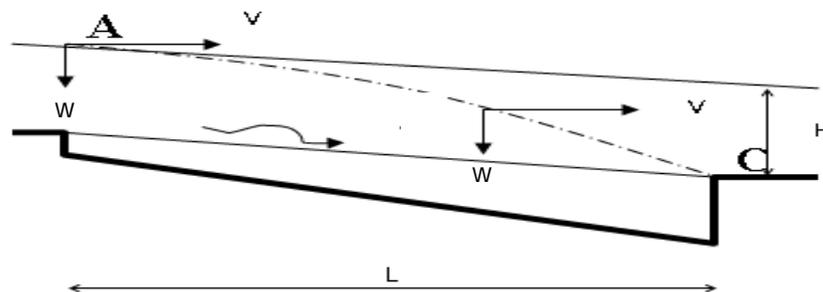
Kelemahan alat *Crump – de Gruyter* adalah sebagai berikut :

- Pembuatannya rumit dan mahal.
- Biaya pemeliharaan mahal.
- Kehilangan tinggi energi besar.
- Bangunan ini ada masalah dengan benda-benda hanyut.

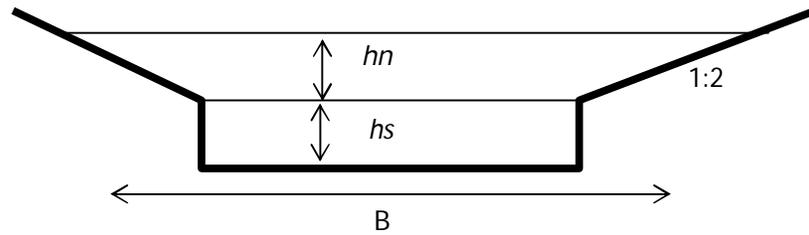
Dilihat dari segi kelebihan dan kekurangan, maka alat ukur debit Romijn sangat cocok digunakan.

### 2.5.5 Saluran Kantong Lumpur

Kantong lumpur merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan memberi kesempatan pada sedimen untuk mengendap. Untuk menampung endapan sedimen tersebut dasar bagian saluran tersebut diperdalam dan diperlebar. Tampungan ini dibersihkan setiap jangka waktu tertentu dengan cara membilas sedimennya kembali ke sungai dengan aliran super kritis. Kantong lumpur ditempatkan dibagian awal dari saluran primer tepat dibagian belakang pengambilan.



**Gambar 2.6a** Potongan Memanjang Kantong Lumpur



**Gambar 2.6b** Potongan Melintang Kantong Lumpur

Keterangan :

- H = Kedalaman aliran di saluran (m)
- w = Kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)
- L = Panjang kantong lumpur (m)
- B = Lebar rerata kantong lumpur (m)
- V<sub>n</sub> = Kecepatan aliran (m/dt)
- Q = Debit kebutuhan (m<sup>3</sup>/dt)
- h<sub>n</sub> = Kedalaman normal saluran
- h<sub>s</sub> = Kedalaman saluran kantong lumpur

Perhitungan kantong lumpur diasumsikan sama dengan saluran primer.

- Perhitungan Kemiringan Saluran Kantong Lumpur (I<sub>n</sub>)

$$\text{Rumus : } V_n = k_s * R_n^{2/3} * I_n^{1/2} \dots\dots\dots (2.31)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

dimana :

- V<sub>n</sub> = kecepatan rata-rata selama eksploitasi normal
- K<sub>s</sub> = koefisien *Strickler*
- R<sub>n</sub> = jari-jari hidrolis (m)
- i<sub>n</sub> = kemiringan saluran
- Q<sub>n</sub> = kebutuhan pengambilan rencana (m<sup>3</sup>/det)
- A<sub>n</sub> = luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

- Perhitungan Kemiringan Dasar Saluran Kantong Lumpur ( $I_s$ )  
 Agar pengambilan dapat dilakukan dengan baik, maka kecepatan aliran harus tetap kritis dimana  $Fr = 1$ .

$$\text{Kedalaman kritis } (hc) = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ dimana } q = \frac{Q}{B} \text{ maka } hc = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{B}\right)^2 \times \frac{1}{g}}$$

$$V_s = \sqrt{g \times hs}$$

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g \times hs}}$$

$$\text{Kemiringan saluran } (I_s) = \frac{V_s^2}{\left(\frac{1}{n_s} \times R_s^{2/3}\right)^2}$$

dimana :

$V_s$  = kecepatan rata-rata saat pembilasan = 1 m/det

$K_s$  = koefisien *Strickler*

$R_s$  = jari-jari hidrolis (m)

$I_s$  = kemiringan saluran

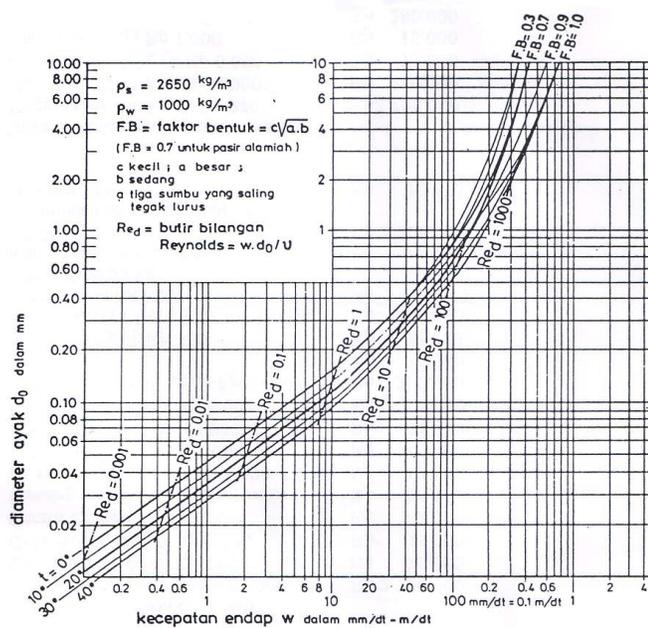
$Q_s$  = kebutuhan pengambilan rencana ( $m^3/det$ )

$A_s$  = luas penampang basah ( $m^2$ )

- Perhitungan Panjang Kantong Lumpur menggunakan rumus :

$$\frac{hn}{w} = \frac{L}{Vn} \dots\dots\dots(2.32)$$

$w$  = kecepatan endap, diambil berdasarkan hubungan antara diameter saringan dan kecepatan endap untuk air tenang. Grafiknya dapat dilihat pada Gambar 2.7.



**Gambar 2.7** Grafik Hubungan Diameter Saringan dan Kecepatan Endap Lumpur untuk Air Tenang

### 2.5.6 Pintu Penguras Kantong Lumpur

Pintu penguras kantong lumpur tidak boleh terjadi gangguan selama pembilasan, oleh karena itu aliran pada pintu penguras tidak boleh tenggelam. Penurunan kecepatan aliran akan mengakibatkan menurunnya kapasitas angkutan sedimen, oleh karena itu untuk menambah kecepatan aliran tidak boleh berkurang, untuk menambah kecepatan aliran maka dibuat kemiringan saluran yang memungkinkan untuk kemudahan dalam transportasi sedimen.

### 2.5.7 Bangunan Pengambilan

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk membelokkan aliran air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Saluran pembilas pada bangunan 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 :  $Q_n = 1,2 * Q$  ..... (2.33)

(Standar perencanaan Irigasi KP-02)

$$Q = \mu . a . b . \sqrt{2 . g . z} \dots\dots\dots (2.34)$$

(Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi, PU Pengairan, Hal: 76 )

dimana :

$Q_n$  = debit rencana ( $m^3/det$ )

$Q$  = kebutuhan air di sawah ( $m^3/det$ )

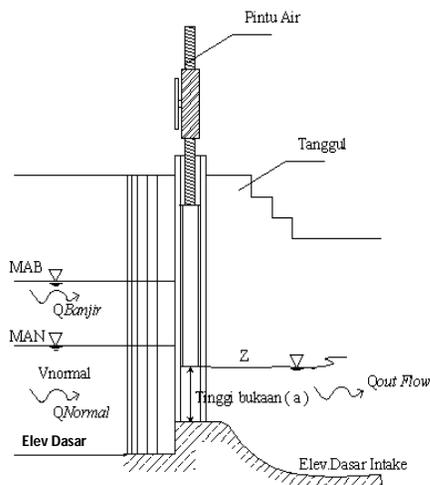
$\mu$  = koefisien debit

$a$  = tinggi bukaan (m)

$b$  = lebar bukaan (m)

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

$z$  = kehilangan tinggi energi pada bukaan antara 0,15 – 0,30 m



**Gambar 2.8** Potongan Melintang Bangunan Pengambilan

### 2.5.8 Lebar Bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkalnya (*abutment*) dan sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Pada bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata tersebut dapat diambil pada debit penuh (*bankfull discharge*), sedangkan pada bagian atas sungai sulit untuk menentukan debit penuh. Lebar maksimum bendung sebaiknya tidak lebih dari 1,2 kali rata-rata lebar sungai pada alur yang stabil.

Lebar total bendung tidak seluruhnya dimanfaatkan untuk melewati debit air karena adanya pilar dan bangunan penguras, jadi lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit disebut lebar efektif ( $B_e$ ), yang dipengaruhi oleh tebal pilar dan koefisien kontraksi pilar dan pangkal bendung.

Dalam menentukan lebar efektif perlu diketahui mengenai eksploitasi bendung, dimana pada saat air banjir datang pintu penguras dan pintu pengambilan harus ditutup. Hal ini dimaksudkan untuk mencegah masuknya benda yang terangkut oleh banjir yang dapat menyumbat pintu penguras bila pintu terbuka dan air banjir masuk ke saluran induk.

$$\text{Rumus : } B_e = B - 2(n.K_p + K_a)H_1 \dots \dots \dots (2.35)$$

(Gunadharma, 1997. hal :114)

dimana :

$B_e$  = lebar efektif bendung (m)  $\rightarrow (Be1+Be2+Be3)$

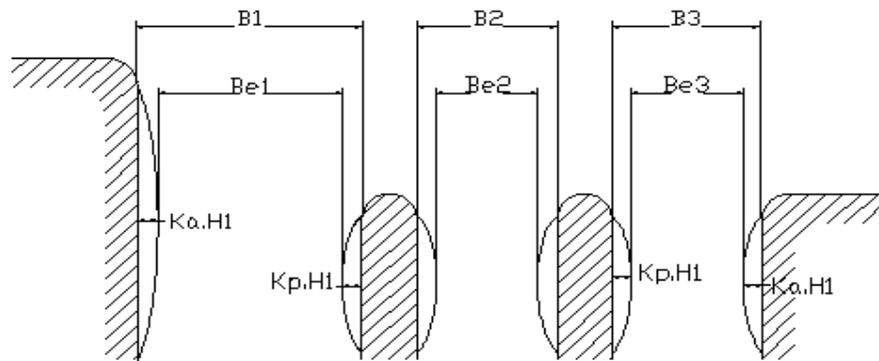
$B$  = lebar mercu sebenarnya (m)  $\rightarrow (B1+B2+B3)$

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar

$K_a$  = koefisien kontraksi pangkal bendung

$n$  = jumlah pilar

$H_1$  = tinggi energi (m)



**Gambar 2.9** Sketsa Lebar Efektif Bendung

**Tabel 2.14** Harga-harga Koefisien Kontraksi Pilar ( $K_p$ )

No	Keterangan	$K_p$
1	Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
2	Untuk pilar berujung bulat	0,01
3	Untuk pilar berujung runcing	0

(Sumber : Gunadarma, 1997)

**Tabel 2.15** Harga-harga Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung ( $K_a$ )

No	Keterangan	$K_a$
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada $90^\circ$ ke arah aliran	0,2
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada $90^\circ$ ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
3	Untuk pangkal tembok bulat dimana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari $45^\circ$ ke arah aliran	0

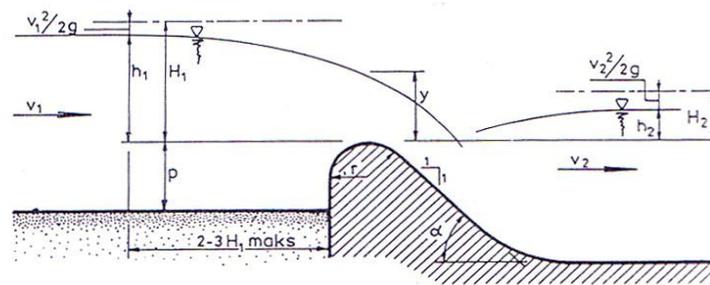
(Sumber : Gunadarma, 1997)

## 2.5.9 Menentukan Tipe Mercu Bendung

Untuk tipe mercu bendung di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu, yaitu tipe *Ogee* dan tipe bulat. Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya.

### a. 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 ada mercu.



**Gambar 2.10** Bendung dengan Mercu Bulat  
(Sumber : KP-02 Bangunan Utama)

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 kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai  $-4$  m tekanan air jika mercu tersebut dari beton. Untuk pasangan batu tekanan *subatmosfer* sebaiknya dibatasi sampai  $-1$  m tekanan air. Persamaan energi dan debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot B e \cdot H_1^{3/2} \dots \dots \dots (2.36)$$

dimana :

$Q$  = debit ( $m^3/dt$ )

$C_d$  = koefisien debit ( $C_d = C_0 C_1 C_2$ )

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

$b$  = panjang mercu (m)

$H_1$  = tinggi di atas mercu (m)

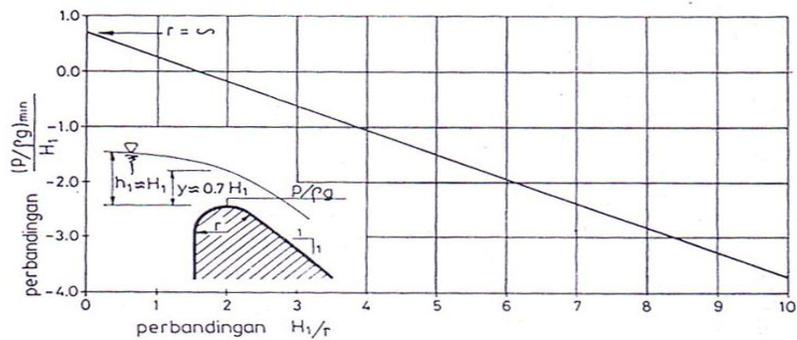
$C_0$  = fungsi  $H_1/r$  (lihat Gambar 2.10)

$C_1$  = fungsi  $p/H_1$  (lihat Gambar 2.11)

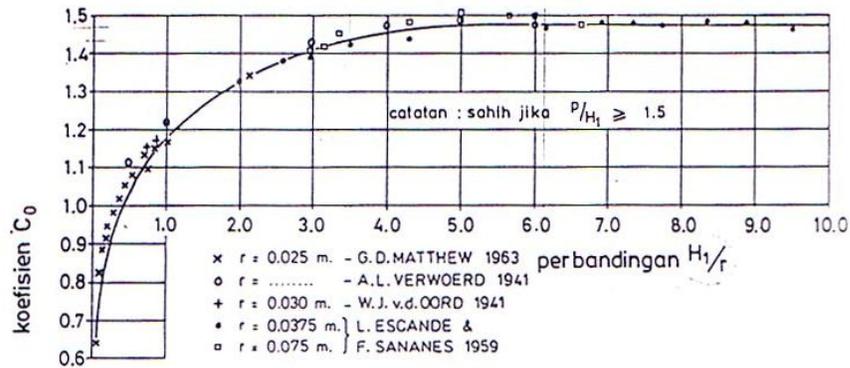
$C_2$  = fungsi  $p/H_1$  dan kemiringan muka hulu bendung (lihat Gambar 2.12)

$C_0$  mempunyai harga maksimum 1,49 jika  $H_1/r$  lebih dari 5,0

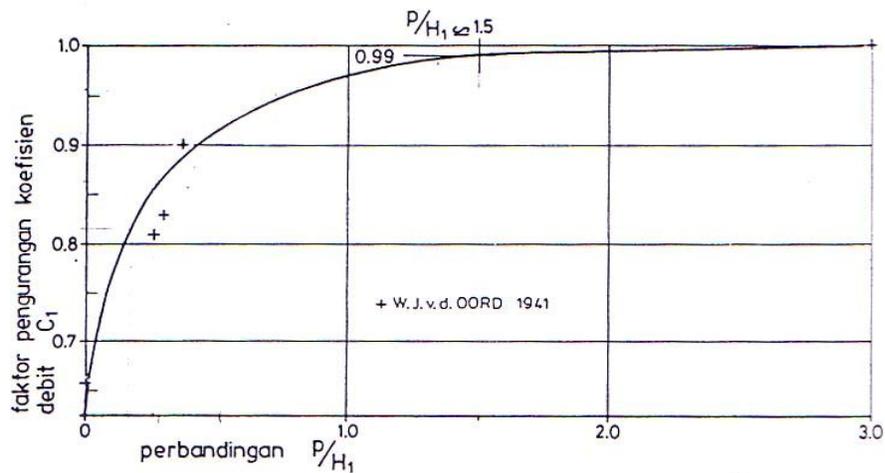
(lihat Gambar 2.11)



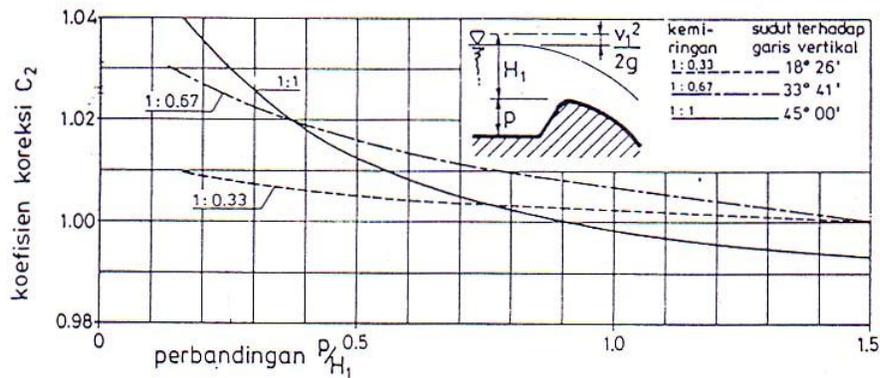
**Gambar 2.11** Tekanan pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan  $H_1/r$  (Sumber : KP-02 Bangunan Utama)



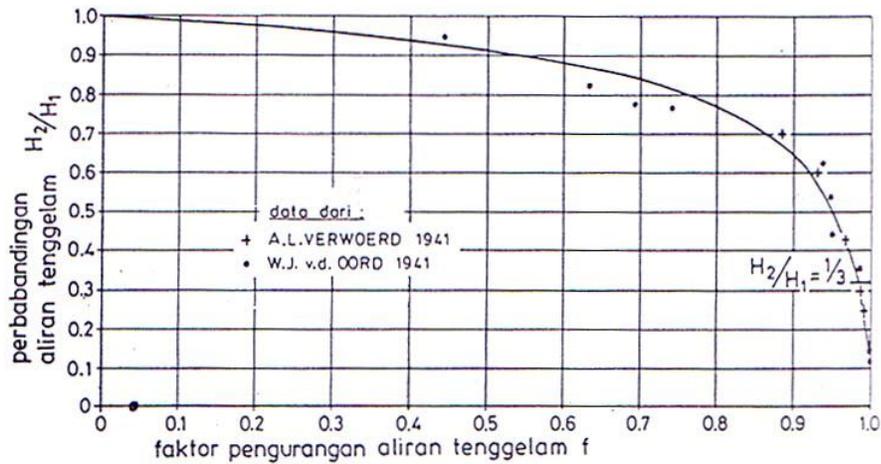
**Gambar 2.12** Harga-harga Koefisien  $C_0$  untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi Perbandingan  $H_1/r$   
 (Sumber : KP-02 Bangunan Utama)



**Gambar 2.13** Koefisien  $C_1$  sebagai Fungsi Perbandingan  $p/H_1$   
 (Sumber : KP-02 Bangunan Utama)



**Gambar 2.14** Harga-harga Koefisien  $C_2$  untuk Bendung Mercu Ogee dengan Muka Hulu Melengkung (menurut USBR,1960)  
 (Sumber: KP-02 Bangunan Utama)



**Gambar 2.15** Faktor Pengurangan Aliran Tenggelam sebagai Fungsi  $H_2/H_1$   
 (Sumber : KP-02 Bangunan Utama)

**b. Mercu Ogee**

Mercu *Ogee* berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu tidak akan memberikan tekanan *subatmosfer* 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 :

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left[ \frac{X}{hd} \right]^n \dots\dots\dots(2.36)$$

dimana :

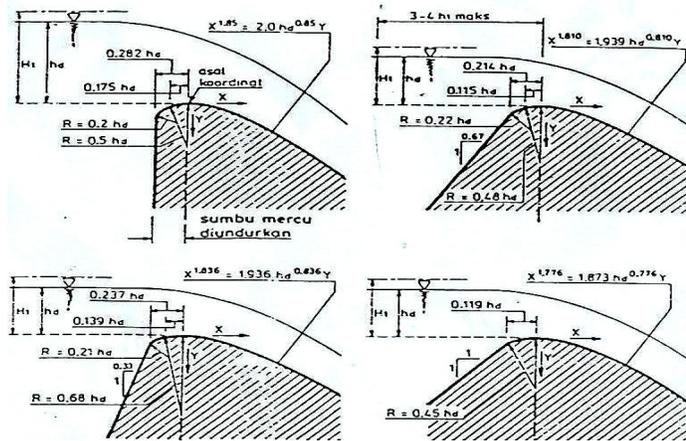
- X dan Y = koordinator-koordinator permukaan hilir
- hd = tinggi rencana di atas mercu (mm)
- k dan n = koefisien kemiringan permukaan hilir

**Tabel 2.16** Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	N
Vertikal	2	1,85
3:01	1,936	1,836
3:02	1,939	1,81
1:01	1,873	1,776

(Sumber : KP-02 Standar Perencanaan Irigasi)

Bentuk-bentuk mercu dapat dilihat pada Gambar 2.16 adalah sebagai berikut :



**Gambar 2.16** Tipe Mercu Ogee

(Sumber : KP-02 Bangunan Utama)

Bangunan hulu mercu bervariasi disesuaikan dengan kemiringan permukaan hilir. Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung *Ogee* adalah :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot Be \cdot H_1^{3/2} \dots \dots \dots (2.37)$$

dimana:

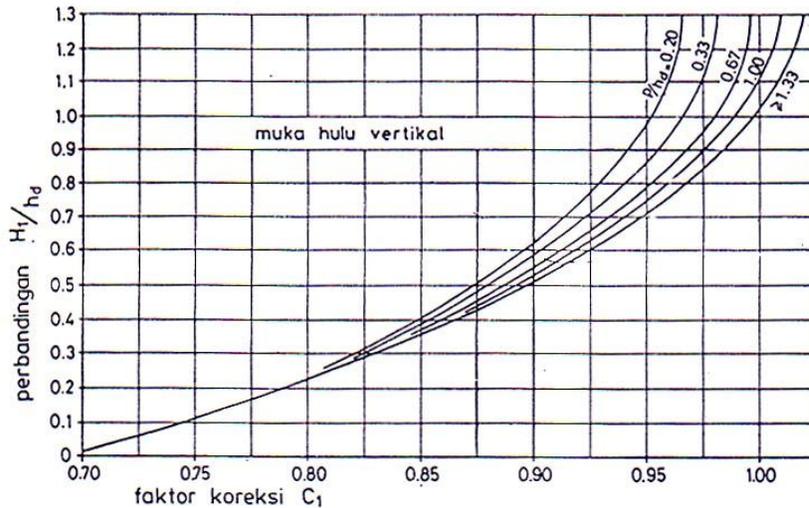
- Cd = koefisien debit (C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>)
- g = gravitasi (m /dt<sup>2</sup>)
- b = lebar mercu (m)
- H<sub>1</sub> = tinggi energi di atas ambang (m)

$C_0 = \text{konstanta} = 1,30$

$C_1 = \text{fungsi } p/h_d \text{ dan } H_1/h_d$

$C_2 = \text{faktor koreksi untuk permukaan hulu}$

Faktor koreksi  $C_1$  disajikan dalam Gambar 2.18 dan sebaiknya dipakai untuk berbagai tinggi bendung di atas dasar sungai.



**Gambar 2.17** Faktor Koreksi untuk Selain Tinggi Energi Rencana pada Bendung Mercuri Ogee (Menurut Ven Te Chow, 1959, Berdasarkan Data USBR dan WES)

(Sumber : KP-02 Bangunan Utama)

### 2.5.10 Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung

Perhitungan dilakukan dengan rumus sebagai berikut:

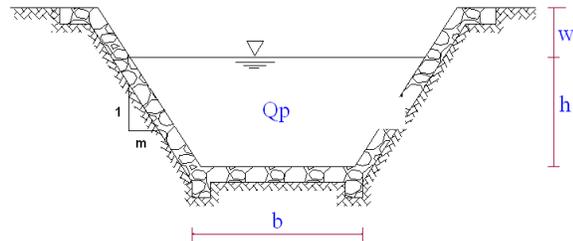
$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * I^{1/2} \dots\dots\dots(2.38)$$

(Robert J Kodoatie, 2002. hal 127)

$$A = (b + m.h).h$$

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

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



Perhitungan h dengan coba-coba.

Elevasi muka air di hilir bendung = elevasi dasar hilir + h

### 2.5.11 Tinggi Air Banjir di Atas Mercu

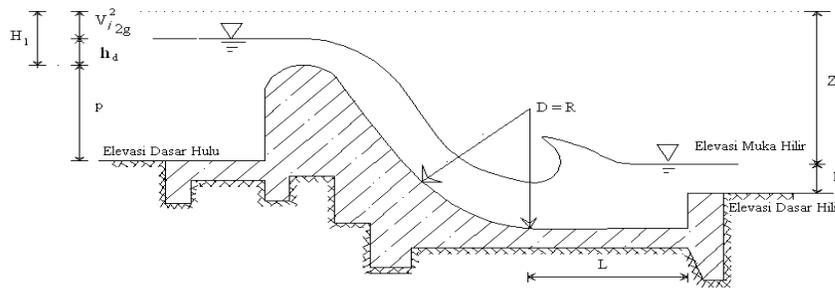
Persamaan tinggi energi di atas mercu ( $H_1$ ) menggunakan rumus debit bendung dengan mercu bulat, yaitu :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot Be \cdot H_1^{3/2}} \dots\dots\dots(2.39)$$

(PU Pengairan, Hal :80)

dimana :

- Q = debit (m<sup>3</sup>/det)
- C<sub>d</sub> = koefisien debit
- g = percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)
- Be = lebar efektif bendung (m)
- H<sub>1</sub> = tinggi energi di atas mercu (m)



**Gambar 2.18** Elevasi Air di Hulu dan Hilir Bendung

### 2.5.12 Kolam Olak

Kolam olak adalah suatu bangunan berupa olak di hilir bendung yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam aliran air superkritis yang melewati pelimpah.

Faktor pemilihan tipe kolam olak :

- Tinggi bendung

- Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya jenis batuan, lapisan, kekerasan tekan, diameter butir dsb.
- Jenis angkutan sedimen yang terbawa aliran sungai.
- Keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi seperti aliran tidak sempurna/tenggelam, loncatan air lebih rendah atau lebih tinggi.

Tipe kolam olak :

- a. Berdasarkan Bilangan *Froude*, kolam olak dikelompokkan sebagai berikut :
  1. Untuk  $Fr \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
  2. Bila  $1,7 < Fr \leq 2,5$  maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olak dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.
  3. Jika  $2,5 < Fr \leq 4,5$  maka loncatan air tidak terbentuk dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olak yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olakan) yakni tipe USBR tipe IV.
  4. Untuk  $Fr \geq 4,5$  merupakan kolam olak yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olak yang sesuai adalah kolam USBR tipe III.
- b. Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam

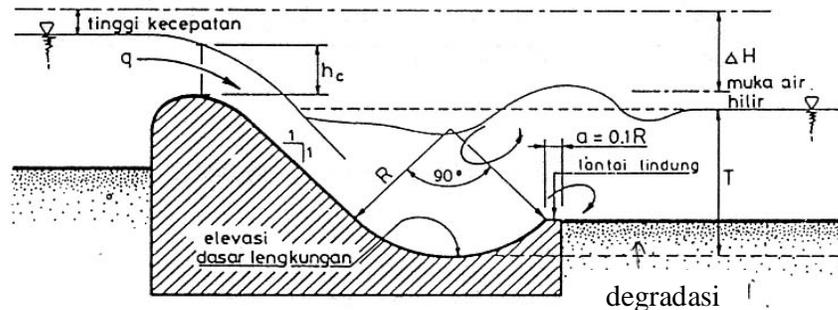
Jika kedalaman konjungsi hilir dari loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir, atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam yang panjang akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas bendung, maka dapat dipakai peredam energi yang relatif pendek tetapi dalam.

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan *Froude* rendah. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini. Dapat dihitung dengan rumus :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2.40)$$

dimana :

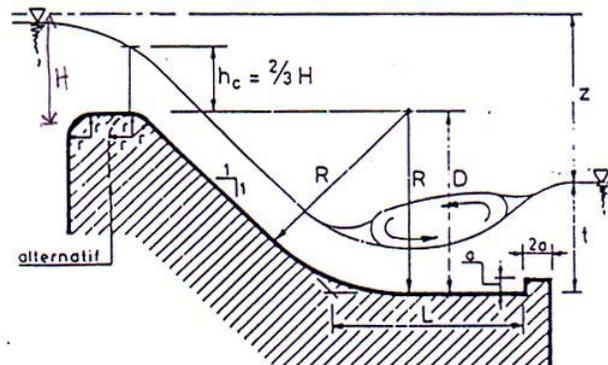
- $h_c$  = kedalaman air kritis (m)
- $q$  = debit per lebar satuan ( $m^3/dt.m$ )
- $g$  = percepatan gravitasi (9,81 m/dt)



**Gambar 2.19** Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam

**c. Kolam Vlughter**

Kolam *vlughter* dikembangkan untuk bangunan terjun di saluran irigasi. Batas-batas yang diberikan untuk  $Z/h_c$  0,5; 2,0; 15,0 dihubungkan dengan bilangan *Froude*. Bilangan *Froude* itu diambil dalam  $Z$  di bawah tinggi energi hulu. Kolam *vlughter* bisa dipakai sampai beda tinggi energi  $Z$  tidak lebih dari 4,50 m.



**Gambar 2.20** Kolam Vlughter

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(2.41)$$

Jika  $0,5 < \frac{z}{hc} \leq 2,0$

$$t = 2,4 hc + 0,4 z$$

Jika  $2,0 < \frac{z}{hc} \leq 15,0$

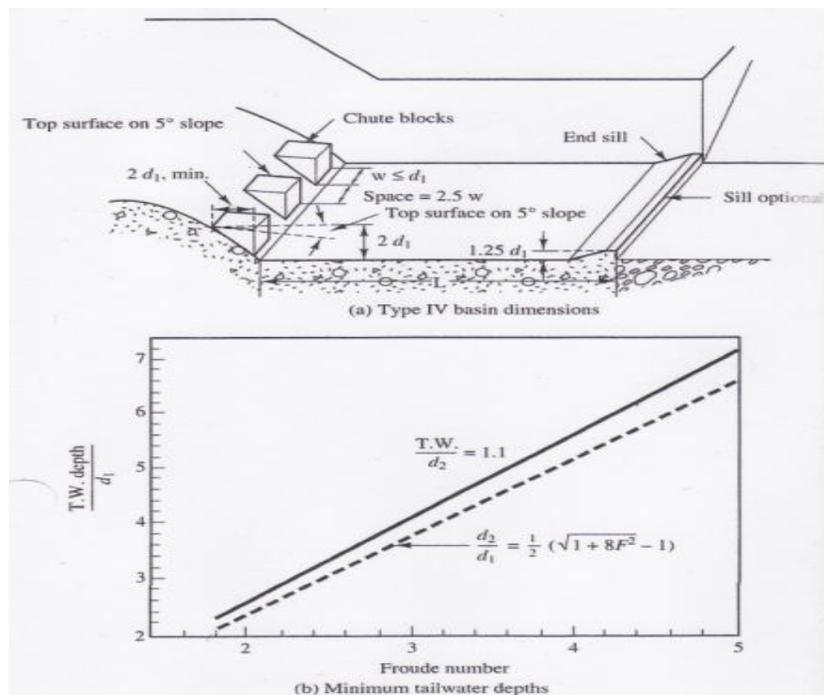
$$t = 3,0 hc + 0,1 z$$

$$a = 0,28 hc \sqrt{\frac{hc}{z}}$$

D = R = L (ukuran dalam m)

**d. Kolam Olak USBR Tipe IV**

Kolam olak tipe USBR digunakan untuk bilangan froude  $2,5 < Fr \leq 4,5$



**Gambar 2.21** Kolam Olak Tipe USBR IV  
(Sumber : Dirjen Pengairan DPU, 1986)

Panjang Kolam Olak

$$L = 2 Y_1 ( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 ) \dots\dots\dots (2.42)$$

(Dirjen Pengairan DPU, 1986. hal 106)

Tinggi blok muka / chute block = 2 \* Y<sub>1</sub>

Tebal blok muka / chute block = 2 \* Y<sub>1</sub> (minimum)

Lebar blok muka / chute block W = Y<sub>1</sub>

Jarak antar blok muka = 2,5 \* W

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

Tinggi *end sill* H<sub>s</sub> = 0,2 \* d<sub>2</sub> (dimana d<sub>2</sub> = Y<sub>2</sub>)

Lebar atas *end sill* = 0,2 \* H<sub>s</sub>

Kemiringan *end sill* = 2 : 1

Kedalaman lantai kolam olak H , digunakan rumus kecepatan akibat tinggi jatuh  $V_1 = \sqrt{2 * g * H}$

Ketinggian air dari dasar lantai kolam olak (Tw) didapat dari gambar 2.23 bergantung dari nilai Fr dan d<sub>1</sub> dimana d<sub>1</sub> = Y<sub>1</sub>.

Syarat : Tw x 1,1 < Y<sub>2</sub> + n

### 2.5.13 Panjang Lantai Muka

Perencanaan panjang lantai muka bendung menggunakan garis kemiringan hidrolis. Garis Gradien Hidrolis ini digambarkan di hilir ke arah hulu dengan titik ujung hilir bendung sebagai permukaan dengan tekanan sebesar nol. Kemiringan garis hidrolis gradien disesuaikan dengan kemiringan yang diijinkan untuk suatu tanah dasar tertentu, yaitu menggunakan *Creep Ratio (Cr)*. Untuk mencari panjang lantai depan hulu yang menentukan adalah beda tinggi energi terbesar dimana terjadi pada saat muka banjir di hulu dan kosong di hilir. Garis Gradien hidrolis akan membentuk sudut dengan bidang horisontal sebesar α, sehingga akan memotong muka air banjir di hulu. Proyeksi titik perpotongan tersebut ke arah horisontal (lantai hulu bendung) adalah titik ujung dari panjang lantai depan minimum.

$$L_w = \Sigma L_v + \frac{1}{3} \Sigma L_h \dots\dots\dots (2.43)$$

(Dr.Ir Suyono Sosrodarsono dan Dr. Masateru Tominaga, 2003)

dimana :

$L_w$  = panjang garis rembesan (m)

$\Sigma L_v$  = panjang *creep line* vertikal (m)

$\Sigma L_h$  = panjang *creep line* horisontal (m)

Faktor Rembesan / *creep ratio* ( $C_w$ ) =  $\Sigma L_w / \Delta H_w$  dimana,  $C_w > C_L$  (aman).

**Tabel 2.17** Harga-harga Minimum Angka Rembesan *Lane* ( $C_L$ )

Jenis Material	$C_L$
Pasir sangat halus / 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 : Gunadharna, 1997)

### 2.5.14 Tebal Lantai Kolam Olak

Untuk menentukan tebal lantai kolam olak harus ditinjau pada dua kondisi yaitu pada kondisi air normal dan kondisi air banjir.

$$P_x = \left\{ H_x - \left[ \frac{L_x}{L} * \Delta H' \right] \right\} * \gamma_w \dots\dots\dots (2.44)$$

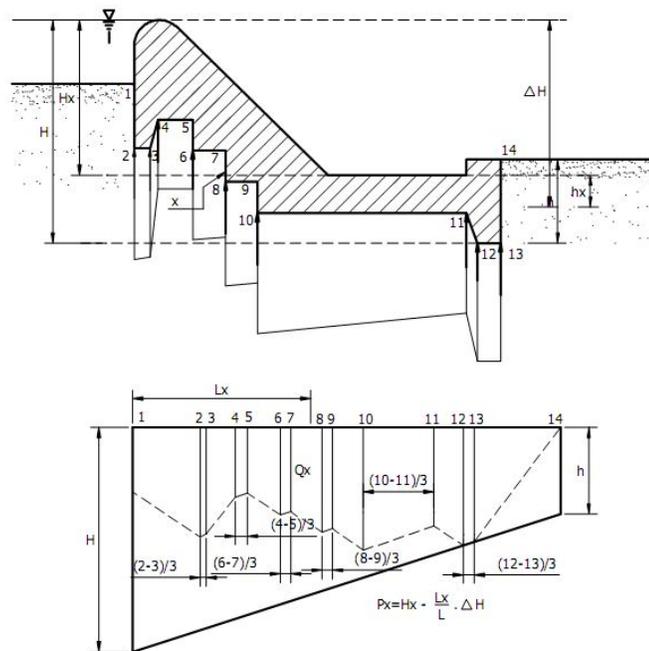
(Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986)

$$t_{\min} = \frac{s.(P_x - W_x)}{\gamma_{pas}}$$

dimana :

$P_x$  = Uplift Pressure (T/m<sup>2</sup>)

- $H_x$  = tinggi muka air di hulu bendung diukur dari titik x (m)  
 $L_x$  = panjang *creep line* sampai titik x (m)  
 $L$  = panjang *creep line* total (m)  
 $\Delta H$  = perbedaan tinggi tekan di hulu dan di hilir bendung (m)  
 $\gamma_w$  = berat jenis air ( $1 \text{ T/m}^3$ )  
 $t_{\text{min}}$  = tebal minimum lantai kolam (m)  
 $s$  = faktor keamanan untuk :  
     1,5 = untuk kondisi air normal  
     1,25 = untuk kondisi air banjir  
 $W_x$  = kedalaman air pada titik X (m)  
 $\gamma_{\text{batu}}$  = berat jenis pasangan batu ( $2,2 \text{ T/m}^3$ )



**Gambar 2.22** Gaya Angkat pada Pondasi Bendung

## 2.6 Tinjauan Gerusan di Hilir Bendung

Tinjauan terhadap gerusan bendung digunakan untuk menentukan kedalaman gerusan di hilir bendung. Untuk menghitung kedalaman gerusan digunakan metode *Lacey* sebagai berikut :

$$R = 0,47 \left( \frac{Q}{f} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (2.45)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986. hal 104)

$$f = 1,76 Dm^{1/2}$$

dimana :

R = kedalaman gerusan di bawah permukaan air banjir (m)

Dm = diameter rata-rata material dasar sungai (mm)

Q = debit yang melimpah di atas mercu (m<sup>3</sup>/det)

f = faktor lumpur *Lacey*

Menurut *Lacey*, kedalaman gerusan bersifat empiris, maka dalam penggunaannya dikalikan dengan angka keamanan sebesar 1,5.

## 2.7 Analisis Struktur Bendung

Stabilitas bendung dianalisis pada tiga macam kondisi yaitu pada saat sungai kosong, normal dan pada saat sungai banjir. Tinjauan stabilitas yang diperhitungkan dalam perencanaan suatu bendung meliputi :

### 2.7.1 Analisis Gaya-gaya Vertikal

#### 2.7.1.1 Gaya Akibat Berat Sendiri Bendung

$$\text{Rumus : } G = V * \gamma \dots\dots\dots (2.46)$$

dimana : (Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986)

V = Volume (m<sup>3</sup>)

$\gamma$  = berat jenis bahan, pasangan batu = 2,2 T/m<sup>3</sup>

### 2.7.1.2 Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Rumus :  $P_x = H_x - H$  ..... (2.47)

$$P_x = H_x - \left( L_x \cdot \frac{\Delta H}{L} \right) \quad (\text{Gunadarma, 1997. hal 131})$$

dimana :

$P_x$  = *Uplift Pressure* (akibat tekanan air) pada titik X ( $T/m^2$ )

$L_x$  = jarak jalur rembesan pada titik x (m)

$L$  = panjang total jalur rembesan (m)

$\Delta H$  = beda tinggi energi (m)

$H_x$  = tinggi energi di hulu bendung

## 2.7.2 Analisis Gaya-gaya Horisontal

### 2.7.2.1 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Rumus :  $P_s = \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \left[ \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right]$  ..... (2.48)  
(Gunadharna, 1997. hal 132)

Dimana :

$P_s$  = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja secara horisontal (kg)

$\theta$  = sudut geser dalam

$\gamma_s$  = berat jenis lumpur ( $kg/m^3$ ) =  $1600 \text{ kg/m}^3 = 1,6 \text{ T/m}^3$

$h$  = kedalaman lumpur (m)

### 2.7.2.2 Gaya Hidrostatik

Rumus :  $W_u = c \cdot \gamma_w [h_2 + \frac{1}{2} \zeta (h_1 - h_2)] A$  ..... (2.49)

dimana: (Gunadharna, 1997. hal 131)

$c$  = proposan luas dimana tekanan hidrostatik bekerja ( $c = 1$  untuk semua tipe pondasi)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $kg/m^3$ ) =  $1000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ T/m}^3$

$h_2$  = kedalaman air hilir (m)

- $h_1$  = kedalaman air hulu (m)
- $\zeta$  = proporsi tekanan, diberikan pada Tabel 2.10 (m)
- $A$  = luas dasar ( $m^2$ )  $\Delta$
- $W_u$  = gaya tekanan ke atas resultan (Ton)

**Tabel 2.18** Harga-harga  $\zeta$

<b>Tipe Pondasi Batuan</b>	<b>Proporsi Tekanan</b>
Berlapis horisontal	1
Sedang, pejal ( <i>massive</i> )	0.67
Baik, pejal	0.50

(Sumber : Gunadarma, 1997)

**2.7.2.3 Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif**

- Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Ka * h^2 \dots\dots\dots (2.50)$$

$$Ka = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{dimana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

- Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Kp * h^2 \dots\dots\dots (2.51)$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{dimana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

Dimana :

Pa = tekanan tanah aktif (T/m<sup>2</sup>)

Pp = tekanan tanah pasif (T/m<sup>2</sup>)

φ = sudut geser dalam (°)

g = gravitasi bumi = 9,81 m/detik<sup>2</sup>

h = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)

γ<sub>sub</sub> = berat jenis *submerged* / tanah dalam keadaan terendam (T/m<sup>3</sup>)

γ<sub>sat</sub> = berat jenis *saturated* / tanah dalam keadaan jenuh (T/m<sup>3</sup>)

γ<sub>w</sub> = berat jenis air = 1,0 T/m<sup>3</sup>

Gs = *Spesifik Gravity*

e = *Void Ratio*

#### 2.7.2.4 Gaya Gempa

Rumus :  $a_d = n(a_c x z)^m$  ..... (2.52)

(Standar Perencanaan Irigasi KP-06)

$$E = \frac{a_d}{g}$$

Dimana :

a<sub>d</sub> = percepatan gempa rencana (cm/dt<sup>2</sup>)

n, m = koefisien untuk masing-masing jenis tanah

a<sub>c</sub> = percepatan kejut dasar (cm/dt<sup>2</sup>)

z = faktor yang tergantung dari letak geografis (dapat dilihat pada "Pete Zona Seismik untuk Perencanaan Bangunan Air Tahan Gempa" Lampiran 1)

E = koefisien gempa

G = percepatan gravitasi = 9,81 m/dt<sup>2</sup>.

Dari koefisien gempa di atas, kemudian dicari besarnya gaya gempa dan momen akibat gaya gempa dengan rumus :

Gaya Gempa,  $K = E \times G$

dimana:

$E$  = koefisien gempa

$K$  = gaya gempa

$G$  = berat bangunan (Ton)

Momen:  $\rightarrow M = K \times \text{Jarak (m)}$

Setelah menganalisis gaya-gaya tersebut, kemudian diperiksa stabilitas bendung terhadap guling, geser, pecahnya struktur, erosi bawah tanah (pipung) dan daya dukung tanah.

## 2.8 Analisis Stabilitas Bendung

### 2.8.1 Terhadap Guling

$$\text{Rumus : } SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} > 1.5 \dots\dots\dots(2.53)$$

*(Ir.Soedibyo, 1996. hal 105)*

dimana :

$SF$  = faktor keamanan

$\sum Mt$  = jumlah momen tahan (Ton meter)

$\sum Mg$  = jumlah momen guling (Ton meter)

### 2.8.2 Terhadap Geser

Rumus :

$$SF = f \frac{\sum Rv}{\sum Rh} > 1.5 \dots\dots\dots(2.54)$$

dimana :

$SF$  = faktor keamanan

$\sum Rv$  = total gaya vertikal (Ton)

$\sum Rh$  = total gaya horisontal (Ton)

$f$  = koefisien gesekan = (0,6-0,75)

### 2.8.3 Terhadap Daya Dukung Tanah

Dari data tanah pada lokasi bendung, diperoleh :

$\gamma$  = berat jenis tanah ( $T/m^3$ )

$c$  = kohesi

$\phi$  = sudut geser dalam

$D_f$  = kedalaman pondasi (m)

$N_c, N_q, N_\gamma$  didapat dari grafik *Terzaghi*

Rumus daya dukung tanah *Terzaghi* :

$$q_{ult} = c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot D_f + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots\dots\dots (2.55)$$

(*Braja M. Das, 1998*)

$$\bar{\sigma} = \frac{q_{ult}}{SF} \dots\dots\dots (2.56)$$

Kontrol :

$$\sigma_{maks} = \frac{RV}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) < \bar{\sigma} \dots\dots\dots (2.57)$$

$$\sigma_{min} = \frac{RV}{B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) > 0 \dots\dots\dots (2.58)$$

(*Ir. Soedibyo, 1996. Hal : 107*)

dimana :

SF = faktor keamanan

RV = gaya vertikal (Ton)

B = panjang tubuh bendung (m)

$\sigma$  = tegangan yang timbul ( $T/m^2$ )

$\bar{\sigma}$  = tegangan ijin ( $T/m^2$ )

### 2.8.4 Terhadap Erosi Bawah Tanah (Piping)

Keamanan bendung terhadap erosi bawah bendung dihitung dengan rumus :

$$SF = \frac{s(1 + a/s)}{h_s} \dots\dots\dots (2.59)$$

(*Standar Perencanaan Irigasi, KP-02, hal : 127*)

dimana :

SF = faktor keamanan

s = kedalaman tanah (m)

a = tebal lapisan pelindung (m)

$h_s$  = tekanan air pada kedalaman s ( $\text{kg/m}^2$ )

Rumus di atas mengasumsikan bahwa berat volume tanah di bawah air dapat diambil 1 ( $\gamma_w = \gamma_s = 1 \text{ T/m}^3$ ). Berat volume bahan lindung di bawah air adalah 1. Faktor keamanan, SF sekurang-kurangnya 2.