

---

---

## **BAB II STUDI PUSTAKA**

### **2.1 UMUM**

Studi pustaka dalam Laporan Tugas Akhir ini ditulis berdasarkan bahan referensi yang telah ada. Penggunaan bahan referensi ini dengan tujuan untuk memperkuat materi pembahasan maupun sebagai dasar untuk menggunakan rumus-rumus tertentu dalam perencanaan bangunan sehingga permasalahan yang ada dapat diselesaikan, baik untuk menganalisa data pendukung maupun untuk merencanakan konstruksi yang menyangkut perhitungan teknis.

Bab ini menguraikan secara global pemakaian rumus-rumus yang akan digunakan untuk pemecahan masalah. Sebagai gambaran terhadap proses perencanaan, maka studi pustaka yang dilakukan meliputi:

1. Definisi Bendung
2. Dasar-dasar Analisis Data
3. Dasar-dasar Perencanaan

### **2.2 DEFINISI BENDUNG**

Bendung adalah bangunan yang ditempatkan melintang sungai, dan berguna untuk mengatur aliran air sungai tersebut.

Berdasarkan fungsinya bendung dapat diklasifikasikan dalam Bendung Pembagi Banjir, Bendung Penahan Air Pasang dan Bendung Penyadap. Selain itu tergantung dari konstruksinya bendung dapat diklasifikasikan dalam Bendung Tetap dan Bendung Gerak.

(Sumber : *"Perbaikan dan Pengaturan Sungai"*, terjemahan Ir. M. Yusuf Gayo dkk.)

---

### 2.2.1 Klasifikasi Berdasarkan Fungsi

a. Bendung Pembagi Banjir

Bendung semacam ini didirikan pada percabangan sungai untuk mengatur muka air, sehingga terjadi pemisahan antara debit banjir dan debit rendah sesuai dengan kapasitas yang telah ditetapkan sebelumnya.

b. Bendung Penahan Air Pasang

Bendung ini dibangun di bagian sungai yang dipengaruhi pasang-surut air laut untuk mencegah masuknya air asin dan untuk menjamin agar aliran air sungai senantiasa dalam keadaan normal.

c. Bendung Penyadap

Bendung ini digunakan untuk mengatur muka air di dalam sungai guna memudahkan penyadapan airnya untuk keperluan air minum, air perkotaan, irigasi dan pembangkit tenaga listrik.

d. Lain-Lain

Terdapat pula beberapa tipe khusus, antara lain :

- Bendung untuk mengatur muka air debit sungai dan mengatur resim hidrologi sungai.
- Bendung yang berfungsi sebagai ambang untuk mencegah turunnya dasar sungai yang biasanya dibangun pada suatu saluran pembuangan, saluran banjir atau sudetan.
- Bendung untuk menjaga air sungai pada kedalaman tertentu yang diperlukan bagi lalu-lintas sungai.
- Bendung serbaguna yang mempunyai beberapa fungsi.

### 2.2.2 Klasifikasi Berdasarkan Tipe Konstruksi

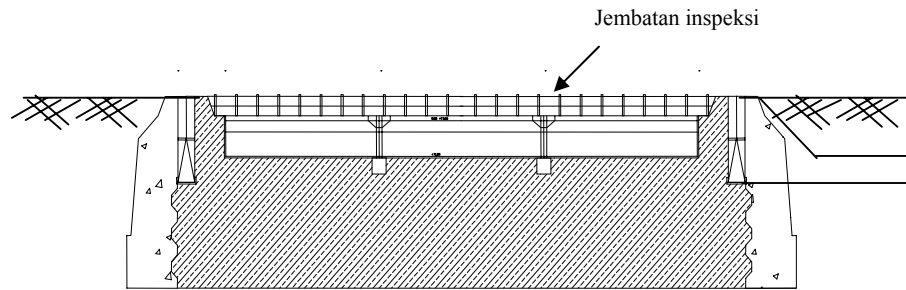
a. Bendung Tetap

Bendung tetap dibuat melintang searah dengan sungai untuk menghasilkan elevasi air minimum agar air tersebut bisa dielakkan.

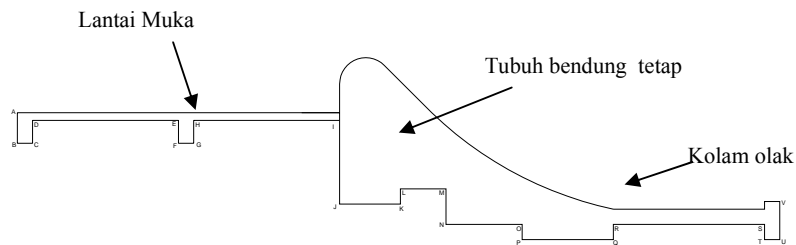
Adapun penggunaan dari pada bendung tetap adalah sebagai berikut :

1. Dari data sungai, bendung tetap mempunyai lebar sungai  $\leq 50$  m
2. Tidak ada aliran permukaan selama banjir.

3. Dapat mengangkut kerikil sampai ukuran 64 mm.
4. Mempunyai debit saluran  $\leq 10 \text{ m}^3/\text{dt}$ .



**Gambar 2.1** Penampang Melintang Bendung Tetap

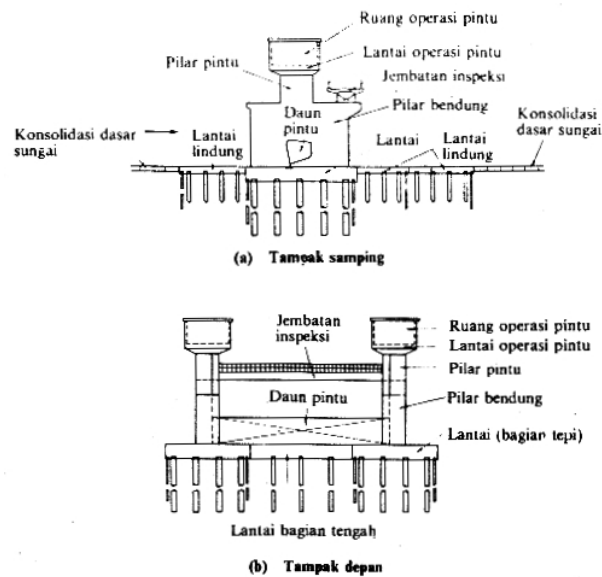


**Gambar 2.2** Tampak Samping Bendung Tetap

b. Bendung Gerak

Bendung ini dapat dipergunakan untuk mengatur tinggi dan debit air sungai dengan pembukaan pintu-pintu yang terdapat pada bendung tersebut. Penggunaan bendung gerak dapat dipertimbangkan jika :

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



**Gambar 2.3** Komponen Utama Bendung Gerak

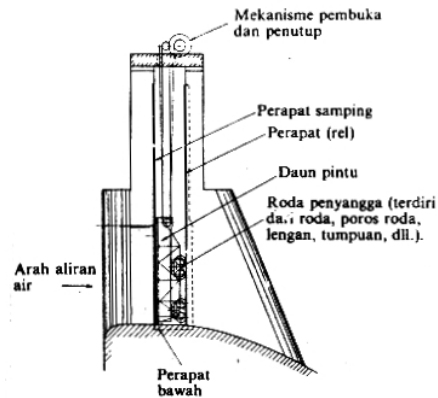
Bentuk tubuh bendung gerak sangat beraneka ragam tergantung dari bentuk daun pintu dan umumnya digunakan adalah pintu geser, pintu engsel, pintu radial, dan pintu rol. Penetapan tipe pintu yang akan digunakan, didasarkan pada berbagai pertimbangan yang antara lain adalah tujuan penggunaan, lokasi pemasangan, besarnya harga dan biaya eksploitasi serta pemeliharaan.

i. Pintu Geser Roda

Pintu geser roda (*roller gate*) adalah tipe pintu khusus yang memindahkan tekanan air dari pelat daun pintu ke balok horisontal utama pintu tersebut melalui balok-balok horisontal. Selanjutnya tekanan air dari balok-balok horisontal utama diteruskan ke balok-balok vertikal utama pada ke dua tepi pintu dan dari balok-balok diteruskan ke roda-roda penyangga.

Pada pintu yang dioperasikan dengan pemutaran, maka daun pintu digantung dengan kabel baja atau batang ulir. Konstruksi pintu ini sangat sederhana dan gesekan yang terjadi pada saat pembukaan-penutupan dapat dikurangi dengan bantuan roda-roda, selain itu kerapatan airnya sangat tinggi. Oleh karena itu pintu tipe ini sangat banyak digunakan.

Adapun kekurangannya yang paling menonjol, adalah daya yang diperlukan untuk mengangkat daun pintu cukup besar, pilar pintu harus tinggi dan bobot bangunan secara keseluruhan menjadi lebih berat.

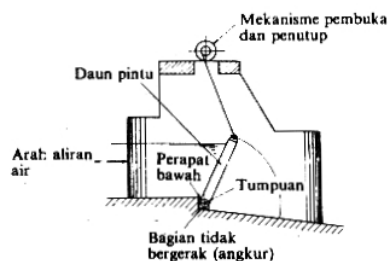


**Gambar 2.4** Pintu Geser Roda

## ii. Pintu Engsel

Pintu engsel (*reversible gate*) adalah salah satu tipe pintu air yang terbuka dan tertutup dengan gerakan berputar pada poros horisontal. Poros horisontal berbentuk engsel ditempatkan pada pinggir bawah daun pintunya dan dilekatkan di atas lantai atau mercu pelimpah. Akan tetapi kelemahan dari pintu ini pada saat dilalui aliran air, timbul getaran yang cukup kuat. Akibatnya kinerja engsel kurang sempurna atau mudah terjadi kerusakan pada daun pintu serta mekanisme operasi pintu.

Mengingat banyaknya kelemahan pada pintu engsel, maka pintu tipe ini dibuat tidak melebihi tinggi 3 m.

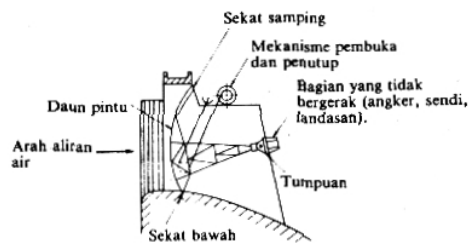


**Gambar 2.5** Pintu Engsel yang Dipasangkan pada Permukaan Lantai

## iii. Pintu Radial

Pintu radial ini terdiri dari daun pintu berbentuk busur, balok utama dan kaki. Permukaan daun pintu dibuat dari pelat baja dan tekanan air disangga oleh sendi. Kelebihan dari pintu radial ini terutama adalah celah

bukaannya tidak terlalu tinggi, karena gerakannya berputar mengelilingi sendinya dan harganya lebih murah dibandingkan dengan tipe lainnya. Sebaliknya pembuatannya sangat sulit, karena merupakan konstruksi tiga dimensi, oleh sebab itu desain, pembuatan dan pemasangannya harus dilaksanakan dengan sangat hati-hati. Selanjutnya bagian-bagian dari pintu jenis ini sangat ramping dan seluruh beban terpusat pada sendi. Akan tetapi pintu radial ini sangat lemah terhadap gaya-gaya limpasan.



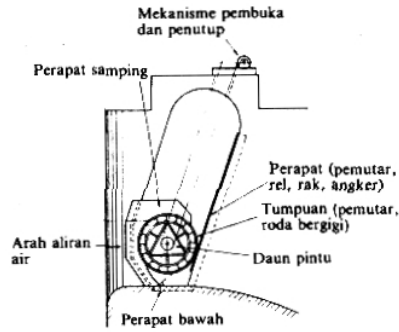
**Gambar 2.6** Pintu Radial

#### iv. Pintu Rol

Tipe ini digunakan pada pintu air yang lebar, sehingga membutuhkan tubuh pintu yang panjang. Konstruksi tubuh pintunya terdiri dari beberapa balok horisontal yang arahnya terpusat pada satu titik dan dibungkus dengan pelat baja membentuk silinder.

Untuk memperkuat daun pintu, maka balok-balok horisontal tersebut ditambah dengan balok pembantu vertikal. Pada balok pembantu vertikal yang paling pinggir di kedua ujung pintu dipasang gigi dan dikaitkan dengan rel gigi yang dipasang pada pilar bendung. Pada pintu yang bukaannya tinggi, guna mengurangi beratnya, maka di bagian bawah pintu dipasang semacam sayap. Pintu rol mempunyai kekakuan yang tinggi, oleh sebab itu cocok untuk sungai-sungai yang banyak membawa pasir dan kerikil atau yang banyak menghanyutkan batang-batang pohon.

Pintu tipe ini mempunyai beberapa kekurangan yang terutama adalah stabilitasnya rendah, karena pada saat terjadi pelimpahan, pintu dalam posisi mengambang oleh gaya apung air yang menyebabkan terjadinya perbedaan yang besar pada beban operasinya. Selain itu bobot tubuh pintu sangat besar dan mekanisme pemutar cukup mahal.



Gambar 2.7 Pintu Rol

## 2.3 DASAR-DASAR ANALISIS DATA

### 2.3.1 Analisis Data Curah Hujan

Dari semua parameter yang dikenal dalam hidrologi, hujan merupakan masukan (*input*) yang paling penting dalam proses hidrologi. Analisis-*analisis* hidrologi tidak akan terlepas dari data curah hujan baik untuk perencanaan pembangunan pengairan maupun studi tentang sumber daya air.

Untuk analisis data curah hujan daerah dapat dihitung dengan beberapa metode antara lain:

1. Metode Rata-Rata Aljabar (*Arithmetic Mean*)
2. Metode *Polygon Thiessen*
3. Metode *Isohyet*

#### 2.3.1.1 Metode Rata-Rata Aljabar (*Arithmetic Mean*)

Rumus:

$$R_{ave} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n}{n} \dots\dots\dots(2.1)$$

(Sumber : “*Hidrologi untuk Perencanaan*”, Ichwan Ridwan Nasution)

Di mana:

$R_{ave}$  = Curah hujan rata-rata (mm)

$R_1$  sampai  $R_n$  = Besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

$n$  = Banyaknya stasiun hujan

**2.3.1.2 Metode Polygon Thiesen**

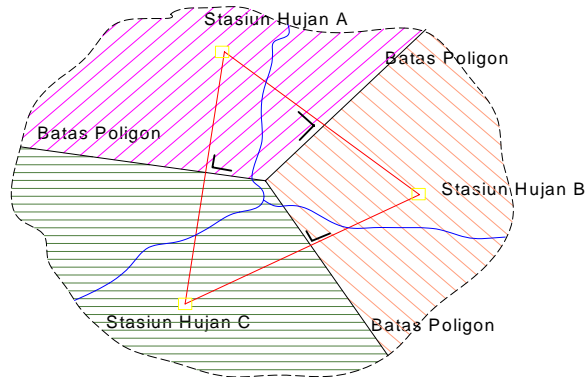
Dengan mendapatkan besar, koefisien dan luas pengaruh tiap-tiap stasiun, curah hujan rata-rata dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{F} R_i \dots\dots\dots (2.2)$$

(Sumber : “Hidrologi untuk Perencanaan”, Ichwan Ridwan Nasution)

Di mana:

- $\bar{R}$  = Hujan Areal rata-rata (mm)
- $F_i$  = Luas pengaruh stasiun hujan ke-i
- $F$  = Luas daerah pengaliran sungai (DPS) (km<sup>2</sup>)
- $R_i$  = Curah hujan yang tercatat pada masing-masing stasiun ke-i (mm)



**Gambar 2.8** Sketsa Metode Polygon Thiesen

**2.3.1.3 Metode Garis Isohyet**

*Isohyet* adalah garis yang menghubungkan lokasi-lokasi yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Metode ini digunakan untuk menghitung hujan rata-rata daerah aliran. *Isohyet* diperoleh dengan cara interpolasi harga-harga tinggi hujan lokal (*point rainfall*).

Rumus:

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots (2.3)$$

(Sumber : “Hidrologi untuk Perencanaan”, Ichwan Ridwan Nasution)



Di mana:

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

$A_1-A_n$  = Luas bagian-bagian antara garis-garis *Isohyet* (km<sup>2</sup>)

$R_1-R_n$  = Curah hujan rata-rata pada bagian-bagian  $A_1-A_n$  (mm)



**Gambar 2.9** Sketsa Metode *Isohyet*

**2.3.2 Analisis Frekuensi Curah Hujan**

Untuk menghitung curah hujan rencana dapat digunakan metode antara lain sebagai berikut:

- a. Distribusi *Gumbel*
- b. Distribusi *Log – Person Type III*

**2.3.2.1 Distribusi *Gumbel***

Rumus :

$$R_T = \bar{R} + (K * Sx) \dots\dots\dots (2.4)$$

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

Dimana :

- $R_T$  = Curah hujan rencana dengan periode ulang T (mm)
- $\bar{R}$  = Curah hujan rata-rata (mm)
- K = Faktor frekuensi
- S = Standar *deviasi*

Pada metode ini biasanya menggunakan distribusi dan nilai ekstrim dengan distribusi *doubel eksponensial*. Besarnya faktor frekuensi dalam metode ini adalah:

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{s_n} \dots\dots\dots (2.5)$$

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

Di mana :

- $Y_T$  = *Reduced variate*
- $Y_n$  = Reduced mean, tergantung dari besarnya sampel n
- $S_n$  = *Reduced standard deviation*, tergantung dari besarnya sampel n

**Tabel 2.1** *Reduced Variate* Sebagai Fungsi Waktu Balik

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

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

**Tabel 2.2** Hubungan *Reduced Mean*  $Y_n$  dengan Besarnya Sampel n

n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$
10	0,4952	34	0,5396	58	0,5515	82	0,5572
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5035	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5439	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,5511	81	0,5570		

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

**Tabel 2.3** Hubungan *Reduced Standard Deviation*  $S_n$  dengan Besarnya Sampel  $n$

n	$S_n$	n	$S_n$	n	$S_n$	n	$S_n$
10	0,9496	33	1,1226	56	1,1696	79	1,1930
11	0,9676	34	1,1255	57	1,1708	80	1,1938
12	0,9833	35	1,1285	58	1,1721	81	1,1945
13	0,9971	36	1,1313	59	1,1734	82	1,1953
14	1,0095	37	1,1339	60	1,1747	83	1,1959
15	1,0206	38	1,1363	61	1,1759	84	1,1967
16	1,0316	39	1,1388	62	1,1770	85	1,1973
17	1,0411	40	1,1413	63	1,1782	86	1,1980
18	1,0493	41	1,1436	64	1,1793	87	1,1987
19	1,0565	42	1,1458	65	1,1803	88	1,1994
20	1,0628	43	1,1480	66	1,1814	89	1,2001
21	1,0696	44	1,1499	67	1,1824	90	1,2007
22	1,0754	45	1,1519	68	1,1834	91	1,2013
23	1,0811	46	1,1538	69	1,1844	92	1,2020
24	1,0864	47	1,1557	70	1,1854	93	1,2026
25	1,0915	48	1,1574	71	1,1863	94	1,2032
26	1,0961	49	1,1590	72	1,1873	95	1,2038
27	1,1004	50	1,1607	73	1,1881	96	1,2044
28	1,1047	51	1,1623	74	1,1890	97	1,2049
29	1,1086	52	1,1638	75	1,1898	98	1,2055
30	1,1124	53	1,1658	76	1,1906	99	1,2060
31	1,1159	54	1,1667	77	1,1915	100	1,2065
32	1,1193	55	1,1681	78	1,1923		

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

**2.3.2.2 Distribusi Log – Pearson Type III**

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

- Gantilah data  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$  menjadi data dalam logaritma yaitu  $\text{Log } X_1, \text{Log } X_2, \text{Log } X_3, \dots, \text{Log } X_n$ .
- Hitung rata-rata dari logaritma data tersebut

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \dots\dots\dots (2.6)$$

- Hitung standar *deviasi* dari logaritma data

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left( \text{Log}X_i - \overline{\text{Log}X} \right)^2}{n - 1}} \dots\dots\dots (2.7)$$

- Hitung koefisien *Skewness*

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log}X_i - \overline{\text{Log}X})^3}{(n-1) * (n-2) * S^3} \dots\dots\dots (2.8)$$

- Hitung Koefisien *Curtosis* ( $C_k$ )

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\text{Log}X_i - \overline{\text{Log}X})^4}{(n-1) * (n-2) * (n-3) * S^4} \dots\dots\dots (2.9)$$

- Hitung logaritma data pada interval pengulangan atau kemungkinan prosentase yang dipilih.

$$\text{Log}R = \overline{\text{Log}X} + k * S \dots\dots\dots (2.10)$$

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

Harga "k" adalah harga untuk setiap nilai "C<sub>s</sub>" dan interval pengulangan atau kemungkinan prosentase yang dipilih. Nilai "k" dapat diambil dari Tabel 2.4 Sedangkan "Log X" = Log R adalah logaritma curah hujan rencana yang mempunyai interval pengulangan atau kemungkinan prosentase sama.

**Tabel 2.4.** Nilai k untuk setiap nilai  $C_s$  (Koefisien *Skewness*)

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
$(C_s)$	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3	-0,396	0,42	1,18	2,278	3,152	4,051	4,97	7,25
2,5	-0,36	0,518	1,25	2,262	3,048	3,845	4,652	6,6
2,2	-0,33	0,574	1,84	2,24	2,97	3,705	4,444	6,2
2	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,91
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,66
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,78	3,388	6,99	5,39
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,11
1,2	-0,195	0,732	1,34	2,087	2,626	3,149	3,661	4,82
1	-0,164	0,758	1,34	2,043	2,542	3,022	3,489	4,54
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,78	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,25
0,7	-0,116	0,79	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,8	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,96
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,91	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,88	2,261	2,615	2,949	3,67
0,3	-0,05	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	5,525
0,2	-0,033	0,831	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,38
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,4	2,67	3,235
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,09
-0,1	0,017	0,836	1,27	1,761	2	2,252	2,482	3,95
-0,2	0,033	0,85	1,258	1,68	1,945	2,178	2,388	2,81
-0,3	0,05	0,83	1,245	1,643	1,89	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,54
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,4
-0,6	0,099	0,857	1,2	1,528	1,72	1,88	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,15
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,488	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,66	1,749	1,91
-1	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,8
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,27	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,2	1,216	1,28
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,089	1,097	1,13
-2	0,307	0,777	0,895	0,959	0,98	0,99	1,995	1
-2,2	0,33	0,752	0,844	0,888	0,9	0,905	0,907	0,91
-2,5	0,36	0,711	0,771	0,793	1,798	0,799	0,8	0,802
-3	0,396	0,636	0,66	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

### 2.3.3 Uji Sebaran

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

- a. Sebaran Normal

$$C_s = 0$$

- b. Sebaran Log Normal

$$C_k = 3 C_v \dots\dots\dots (2.11)$$

- c. Sebaran *Gumbel*

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

- d. Sebaran Log Pearson III

$$C_s \neq 0$$

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum (R_i - \bar{R})^3 \dots\dots\dots (2.12)$$

$$C_v = (S_x / \bar{R}) \dots\dots\dots (2.13)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum (R_i - \bar{R})^4 \dots\dots\dots (2.14)$$

Dengan :

$C_s$  = Koefisien Keruncingan (*Skewness*)

$C_k$  = Koefisien *Curtosis*

$C_v$  = Koefisien variasi

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

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

$S_x$  = *Standart deviasi*

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

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

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

**i. Uji Keselarasan Chi Kuadrat**

$$\text{Rumus : } x^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f} \leq x^2_{CR} \dots\dots\dots (2.15)$$

Di mana :

$x^2$  = harga chi kuadrat,  $x^2_{CR}$  = harga chi kuadrat kritis

$O_f$  = frekuensi yang terbaca

$E_f$  = frekuensi yang diharapkan

$K$  = jumlah sub kelompok.

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

- Urutkan data pengamatan ( dari besar ke kecil atau sebaliknya )
- Hitunglah jumlah kelas yang ada ( $K$ ) =  $1 + 3,322 \log n$ . Dalam pembagian kelas disarankan agar setiap kelas terdapat minimal tiga buah data pengamatan.
- Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_f$  tiap – tiap sub-grup.
- Hitung nilai  $E_f = \left[ \frac{\sum n}{\sum K} \right]$
- Jumlah seluruh  $K$  sub-grup nilai  $\frac{(O_f - E_f)}{E_f}$  untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
- Tentukan derajat kebebasan  $Dk = K - (R + 1)$  (nilai  $R = 2$  untuk distribusi normal dan binormal )

Interprestasi hasil uji sebagai berikut :

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

**Tabel 2.5** Nilai kritis untuk Distribusi *Chi Kuadrat*

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.69	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.18	2.733	15.507	17.535	20.09	21.955
9	1.735	2.088	2.7	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	214.92	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.161	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.17	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.52	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.16	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

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

## ii. Metode *Smirnov Kolmogorov*

Dengan membandingkan probabilitas untuk variat dari distribusi empiris dan teoritis akan terdapat perbedaan ( $\Delta$ ) tertentu.



Persamaan *Smirnov Kolmogorov*:

$$\Delta_{maks} = P(X) - P(X_i) < \Delta_{CT} \dots\dots\dots (2.16)$$

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

Dimana:

$\Delta_{maks}$  = Perbedaan maksimum antara data hujan dengan garis teoritis

$P(X)$  = Probabilitas dari distribusi hujan empiris

$P(X_i)$  = Probabilitas dari distribusi hujan teoritis

$\Delta_{CT}$  = Perbedaan maksimum yang diijinkan

**Tabel 2.6** Nilai Delta Kritis untuk Uji Keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

n	$\Delta_{CT}$			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.00
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n>50	1.07/n	1.22/n	1.36/n	1.693/n

(Sumber : "Hidrologi Teknik", Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. HE)

Apabila harga  $\Delta_{maks}$  yang terbaca pada kertas probabilitas lebih kecil dari  $\Delta_{CT}$  untuk suatu derajat nyata (*level of signficant*) dan banyaknya variat tertentu dapat disimpulkan penyimpangan yang terjadi hanya kebetulan saja.

**2.3.4 Analisis Debit Banjir Rencana**

Untuk menentukan besarnya debit banjir rencana sungai berdasarkan hujan yang terjadi, ditinjau hubungan antara hujan dan aliran sungai. Besarnya aliran yang terjadi pada sungai ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan daerah, durasi hujan dan luas daerah aliran sungai. Perhitungan debit banjir rencana dapat dihitung dengan beberapa metode antara lain:

1. *Metode Rasional*
2. *Metode Haspers*
3. *Metode Passing Capacity*

4. *Metode Melchior*
5. *Metode der Weduwen*

### 2.3.4.1 Metode Rasional

Digunakan untuk luas DPS  $\leq 300 \text{ km}^2$

Metode ini digunakan dengan anggapan bahwa DPS memiliki :

- Intensitas curah hujan merata di seluruh DPS dengan durasi tertentu.
- Lamanya curah hujan = waktu konsentrasi dari DPS.
- Puncak banjir dan intensitas curah hujan mempunyai tahun berulang yang sama.

Rumus :

$$Q_T = (1/3,6) * C * I * A \text{ (m}^3\text{/detik)} \dots\dots\dots (2.17)$$

(Sumber : “*Hidrologi Untuk Pengairan*”, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Di mana :

$Q_T$  = debit banjir periode ulang tertentu ( $\text{m}^3\text{/detik}$ )

$C$  = koefisien debit

$I$  = Intensitas curah hujan ( $\text{mm/jam}$ )

$A$  = luas daerah pengaliran sungai ( $\text{km}^2$ )

Intensitas hujan dapat dihitung menggunakan rumus *Mononobe* :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left( \frac{24}{tc} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.18)$$

(Sumber : “*Hidrologi Untuk Pengairan*”, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Di mana :

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

$tc$  = Waktu konsentrasi (jam)

$$tc = 0,0195 \times L^{0,77} \times S^{-0,385}$$

Di mana:

$L$  = Panjang sungai (m)

$S$  = Kemiringan sungai (m/m)

**2.3.4.2 Metode *Haspers***

Digunakan untuk luas DPS < 300 km<sup>2</sup>

Rumus :

$$Q_T = \alpha * \beta * q * A \text{ (m}^3\text{/detik) } \dots\dots\dots(2.19)$$

(Sumber : “*Hidrologi Untuk Pengairan*”, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Di mana :

$Q_T$  = debit banjir yang diperkirakan dalam periode ulang tertentu (m<sup>3</sup>/detik)

$\alpha$  = koefisien run off

$\beta$  = koefisien reduksi

$q$  = hujan maksimum (m<sup>3</sup>/det/km<sup>2</sup>)

$A$  = luas daerah pengaliran sungai (km<sup>2</sup>)

Prosedur perhitungan :

$$1. \quad t = 0,1 * L^{0,8} * I^{-0,3} \dots\dots\dots (2.20)$$

$$2. \quad \alpha = \frac{1 + 0,012 * A^{0,7}}{1 + 0,075 * A^{0,7}} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$3. \quad \frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 * 10^{-0,4*t}}{t^2 + 15} * \frac{A^{0,75}}{12} \dots\dots\dots (2.22)$$

Untuk  $t < 2$  jam digunakan rumus :

$$r = \frac{t * R}{t + 1 - 0,0008(260 - R)(2 - t)^2} \dots\dots\dots (2.23)$$

Untuk  $2 \text{ jam} \leq t \leq 19 \text{ jam}$  digunakan rumus :

$$r = \frac{t * R}{t + 1} \dots\dots\dots (2.24)$$

Untuk  $19 \text{ jam} < t \leq 30 \text{ hari}$  digunakan rumus :

$$r = 0,707R\sqrt{t + 1} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$q = \frac{r}{3,6 * t} \dots\dots\dots (2.26)$$

Di mana :

t = lamanya curah hujan (jam)

R = curah hujan harian maksimum (mm/hari)

(Sumber : “Hidrologi Untuk Pengairan”, Ir. Suyono Sosrodarsono)

**2.3.4.3 Metode Passing Capacity**

Untuk menentukan besar debit banjir dengan memperhatikan keadaan alam, keadaan sungai juga tinggi air dapat digunakan rumus hidrolika sebagai berikut :

$$Q = A.V \dots\dots\dots (2.27)$$

$$V = \frac{1}{n} .R^{2/3} .I^{1/2} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$R = A/P \dots\dots\dots (2.29)$$

(Sumber : “Hidrologi Untuk Pengairan”, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Di mana : Q = volume banjir yang melalui tampang per satuan waktu ( m<sup>3</sup>/dtk )

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

V = kecepatan aliran ( m/dtk )

R = jari-jari hidrolis ( m )

P = keliling penampang basah sungai ( m )

I = kemiringan sungai

n = angka kekasaran Manning

**Tabel 2.7** Angka Kekasaran Manning

No.	Tipe Saluran dan Jenis Bahan	Harga n		
		Minimum	Normal	Maksimum
1.	<b>Beton</b>			
	Gorong-gorong lurus dan bebas dari kotoran	0,010	0,011	0,013
	Gorong-gorong dengan lengkungan dan sedikit kotoran/gangguan	0,011	0,013	0,014
	Beton dipoles	0,011	0,012	0,014
	Saluran pembuangan dengan bak kontrol	0,013	0,015	0,017
2.	<b>Tanah, lurus dan seragam</b>			
	Bersih baru	0,016	0,018	0,020
	Bersih telah melapuk	0,018	0,022	0,025
	Berkerikil	0,022	0,025	0,030
	Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0,022	0,027	0,033
3.	<b>Saluran alam</b>			
	Bersih lurus	0,025	0,030	0,033
	Bersih, berkelok-kelok	0,033	0,040	0,045
	Banyak tanaman pengganggu	0,050	0,070	0,080
	Dataran banjir berumput pendek-tinggi	0,025	0,030	0,035
	Saluran di belukar	0,035	0,050	0,070

(Sumber : “Buku Kuliah Hidraulika II”, DR. Ir. Suripin, M.Eng)

### 2.3.4.4 Metode *Melchior*

Digunakan untuk luas DAS > 100 km<sup>2</sup>

Rumus :

$$Q_o = \alpha \cdot \beta \cdot q_{no} \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

$$F = (\Pi/4) \times L_1 \times L_2 \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

$$T_c = 0,186 \cdot L \cdot Q_o^{-0,2} \cdot I^{-0,4} \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

(Sumber : *Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi*)

Di mana :

$Q_o$  = debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/dtk)

$\alpha$  = koefisien pelimpasan air hujan (run off)

$\beta \cdot q_{no}$  = luasan curah hujan (m<sup>3</sup>/dtk.km<sup>2</sup>)

A = luas daerah aliran sungai (km<sup>2</sup>)

F = luas elips daerah aliran sungai (km<sup>2</sup>)

$L_1$  = panjang sumbu besar (km)

$L_2$  = panjang sumbu kecil (km)

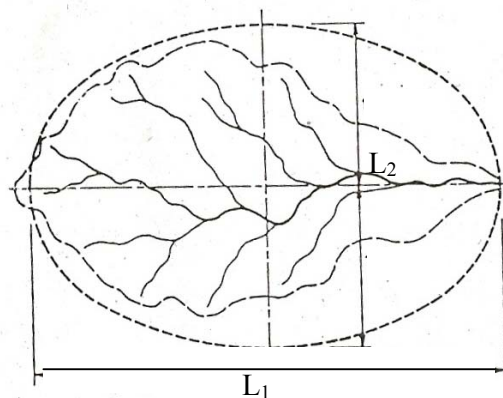
$T_c$  = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang sungai (km)

I = kemiringan rata-rata sungai

Debit puncak dihitung menurut langkah-langkah sebagai berikut :

- Tentukan besarnya curah hujan sehari untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Tentukan  $\alpha$  untuk daerah aliran sungai dari Tabel 2.8.
- Menghitung F untuk daerah aliran sungai.



**Gambar 2.10** Luasan Elips Daerah Aliran Sungai

- Memperkirakan harga pertama untuk waktu konsentrasi  $T_o$  dari Tabel 2.9.
- Mencari nilai  $\beta \cdot q_{no}$  dari Gambar 2.11.
- Menghitung  $T_c$  untuk  $Q_o$ .
- Ulangi lagi langkah d dan e untuk harga  $T_o$  baru yang sama dengan  $T_c$  sampai waktu konsentrasi yang diperkirakan mempunyai harga sama.

**Tabel 2.8** Koefisien Pelimpasan Air Hujan

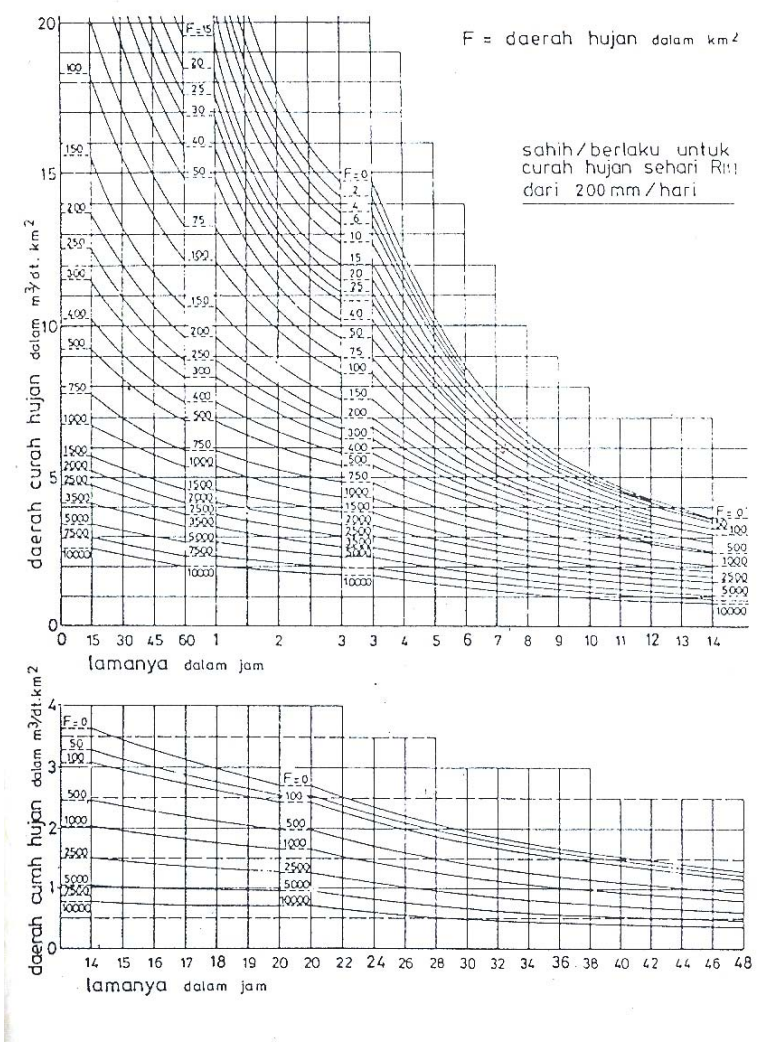
Tanah Penutup	Koefisien Pelimpasan Air Hujan
Hutan lebat (vegetasi dikembangkan dengan baik)	0,6 - 0,70
Hutan dengan kelembatan sedang (vegetasi dikembangkan dengan cukup baik)	0,65 - 0,75
Tanaman ladang dang daerah-daerah gundul (terjal)	0,75 - 0,80

(Sumber : Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)

**Tabel 2.9** Perkiraan  $T_o$  (Metode Melchior)

F (km <sup>2</sup> )	$T_o$ (jam)	F (km <sup>2</sup> )	$T_o$ (jam)
100	7,0	500	12
150	7,5	700	14
200	8,5	1000	16
300	10,0	1500	18
400	11,0	3000	24

(Sumber : Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)



**Gambar 2.11** Luasan Curah Hujan ( Metode Melchior)

(Sumber : Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi)

**2.3.4.5 Metode der Weduwen**

Digunakan untuk luas DAS ≤ 100 km<sup>2</sup>

Rumus :

$$Q_{max} = \alpha \times \beta \times q \times A \dots\dots\dots (2.32)$$

$$\alpha = \frac{1 - 4,1}{\beta \cdot q_n + 7} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$\beta = \frac{120 + ((t+1)/(t+9)) \cdot A}{120 + A} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$t = \frac{0,25 * L}{q_n^{0,125} * I^{0,25}} \dots\dots\dots (2.35)$$

$$q_n = \frac{R_n}{240} x \frac{67,65}{t + 1,45} \dots\dots\dots (2.36)$$

(Sumber : *Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi*)

Di mana :

$Q_{\max}$  = debit banjir ( $m^3/dtk$ )

$R_n$  = curah hujan maksimum harian ( $mm/jam$ )

$\alpha$  = koefisien pelimpasan air hujan (*run off*)

$\beta$  = koefisien reduksi luasan untuk curah hujan di DAS

$q_n$  = luasan curah hujan ( $m^3/dtk km^2$ )

$A$  = luas daerah pengaliran ( $km^2$ )

$t$  = lamanya hujan ( $jam$ )

$L$  = panjang sungai ( $km$ )

$I$  = kemiringan sungai

## 2.4 DASAR-DASAR PERENCANAAN BENDUNG GERAK

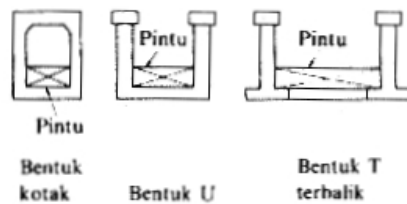
### 2.4.1 Konstruksi dan Dimensi Bendung

Untuk bendung gerak yang bentangnya kecil biasanya konstruksinya berbentuk “kotak”, untuk bentangan sedang diambil konstruksi bentuk huruf “U” dan untuk bentangan lebar dibangun dengan konstruksi bentuk huruf “T terbalik”.

Untuk memilih tipe konstruksi bendung gerak haruslah didasarkan pada pertimbangan-pertimbangan antara lain, karakteristik lapisan tanah pondasi, harga bendung dan fungsi yang akan dibebankan.

Khusus untuk bendung gerak berpintu banyak, maka perlu pula diperhatikan kemungkinan terjadinya penurunan yang tidak rata akibat lapisan tanah pondasi yang lemah dan kemungkinan diperlukannya sambungan-sambungan.





**Gambar 2.12** Tipe Konstruksi Bendung Gerak

#### 2.4.2 Penyelidikan Model Hidrolis

Penyelidikan model dilakukan untuk menyelidiki perilaku (*performance*) hidrolis dari seluruh bangunan atau masing-masing komponennya. Ahli yang bertanggung jawab atas perencanaan bendung, harus memutuskan apakah penyelidikan model diperlukan atau tidak, berdasarkan pertimbangan-pertimbangan berikut :

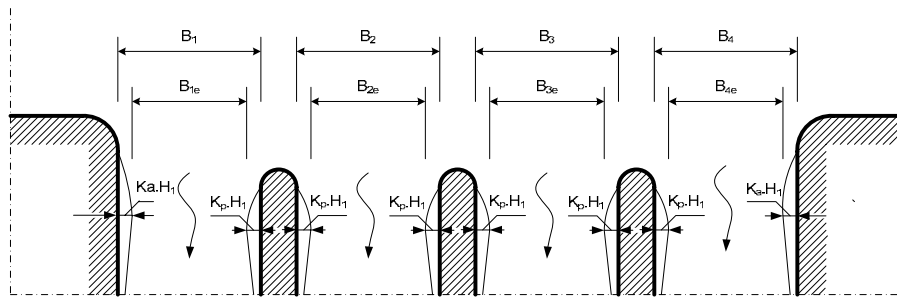
- Apakah kondisi lokasi sedemikian rupa sehingga akan timbul masalah-masalah yang tidak bisa dipecahkan dengan pengalaman yang ada sekarang.
- Apakah masalah-masalah bangunan begitu kompleks sehingga dengan parameter-parameter dan standar perencanaan yang ada tidak mungkin dibuat suatu perencanaan akhir yang dapat diterima.
- Apakah hasil-hasil penyelidikan model itu akan banyak menghemat biaya.
- Apakah aturan-aturan pendahulu untuk eksploitasi dan pemeliharaan bangunan nanti tidak dapat ditetapkan berdasarkan pengalaman sebelumnya.
- Apakah biaya penyelidikan model tidak besar dibandingkan dengan seluruh biaya pelaksanaan bangunan.

**Tabel 2.10** Penyelidikan dengan Model untuk Bangunan Utama

Jenis Sungai	Data Sungai	Lokasi dan Tata Letak Umum	Pekerjaan Pengaturan Sungai	Bentuk Mercu Bendung	Kolam Olak	Eksplorasi Pintu	Pengambilan dan Pembilas	Saluran Pengarah & Kantong Lumpur
I	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bendung Gerak</li> <li>- Lebar sungai <math>\leq 50</math> m</li> <li>- Debit <math>q \leq 10 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}</math></li> <li>- Sungai mengangkut pasir &amp; lanau</li> <li>- Elevasi pengempangan lebih tinggi daripada tanah di sekitarnya</li> <li>- Debit saluran <math>\leq 10 \text{ m}^3/\text{det}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model tak dianjurkan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model tak dianjurkan</li> <li>- Sebaiknya memakai kolam loncat air</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model tak dianjurkan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model tak dianjurkan</li> <li>- Sebaiknya memakai pembilas bawah</li> <li>- Boleh tidak memakai jika sungai hanya mengangkut pasi, lanau dan lempung sangat halus</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model tak dianjurkan</li> </ul>
II	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bendung Gerak</li> <li>- Lebar sungai 50 - 150 m</li> <li>- Debit <math>q = 10 - 15 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}</math></li> <li>- Sungai mengangkut pasir &amp; kerikil ukuran 64 mm</li> <li>- Elevasi pengempangan tinggi</li> <li>- Debit saluran 10 - 15 <math>\text{m}^3/\text{det}</math></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Tata letak pendahuluan &amp; lokasi dicek dengan model dasar gerak</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Pengaturan sungai dioptimasi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan dalam hal-hal khusus</li> <li>- Untuk pintu-pintu khusus perlu model untuk mencek dan memperbaiki berfungsinya bangunan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Verifikasi hasil perencanaan pendahuluan dengan model dasar gerak</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Aturan eksploitasi pintu</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Efisiensi pengelakan sedimen</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Penyelidikan model dianjurkan</li> <li>- Selidiki tata letak morfologi saluran &amp; peralihan untuk kolam yang sangat lebar</li> </ul>

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

### 2.4.3 Lebar Bendung



Gambar 2.13 Lebar Efektif

Jarak antara pangkal-pangkal (*Abutment*) sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Di bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata ini dapat diambil pada debit penuh (*bankfull discharge*). Lebar efektif mercu ( $B_e$ ) sebagai fungsi dari mercu yang sebenarnya ( $B$ ), yakni jarak antara pangkal-pangkal bendung digunakan persamaan sebagai berikut:

$$B_e = B - 2(n.k_p + k_a) H_1 \quad (2.36)$$

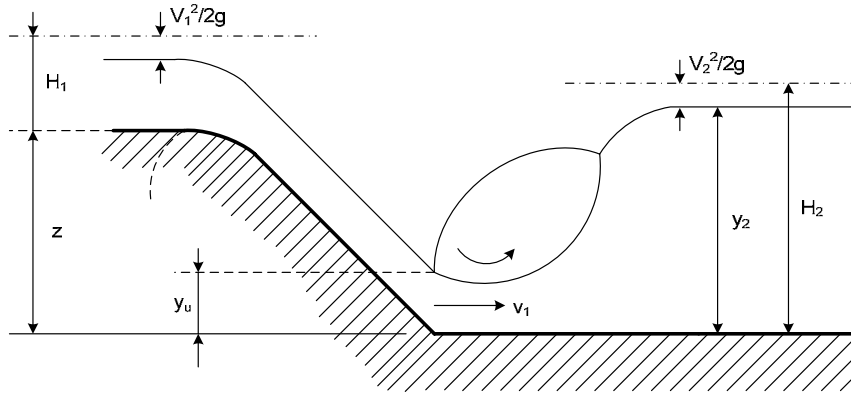
(Sumber : "Standar Perencanaan Irigasi KP-02")

Di mana:

- $n$  = Jumlah pilar
- $k_p$  = Koefisien kontraksi pilar
- $k_a$  = Koefisien kontraksi pangkal pilar
- $H_1$  = Tinggi energi (m)
- $B_e$  = Lebar efektif bendung (m)
- $B$  = Lebar bruto bendung (m)

### 2.4.4 Kolam Olak

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



**Gambar 2.14** Hubungan Kedalaman Air Hulu dan Hilir

Rumus :

$$v_1 = \sqrt{2g(1/2H_1 + z)} \dots\dots\dots (2.37)$$

$$y_2 = \frac{y_u}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right] \dots\dots\dots (2.38)$$

$$y_u = \frac{y_2}{2} \left[ -1 + \sqrt{1 + 8F_{r2}^2} \right] \dots\dots\dots (2.39)$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_u}} \dots\dots\dots (2.40)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana :

- $y_2$  = kedalaman air di akhir loncat air ( m )
- $y_u$  = kedalaman air di awal loncat air ( m )
- $Fr$  = bilangan *Froude*
- $v_1$  = kecepatan awal loncatan ( m/dtk )
- $g$  = percepatan gravitasi ( 9,8 m/dtk<sup>2</sup> )

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

1. Untuk  $Fr_u \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi dan saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan perlindungan khusus.
2. Jika  $1,7 < Fr_u \leq 4,5$  maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat. Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak untuk bilangan *Froude*

ini mampu menimbulkan olakan (*turbulensi*) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam.

3. Jika  $Fr_u > 4,5$  ini akan merupakan kolam yang paling ekonomis karena kolam ini pendek. Dengan kolam loncat air yang sama, tangga dibagian ujungnya akan jauh lebih panjang dan mungkin harus digunakan dengan pasang batu.

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

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

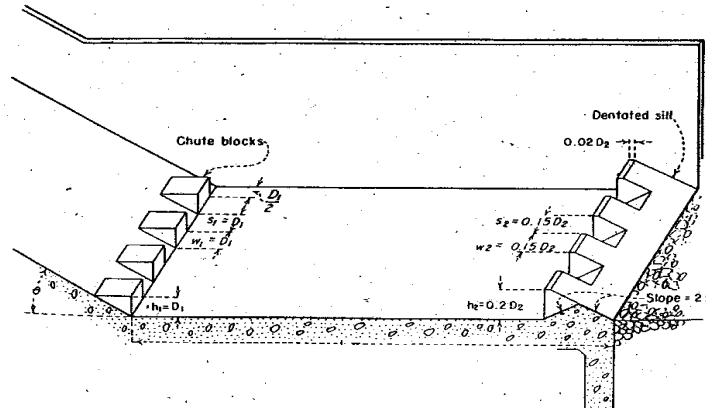
#### 2.4.4.1 Kolam Olak Tipe USBR

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

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

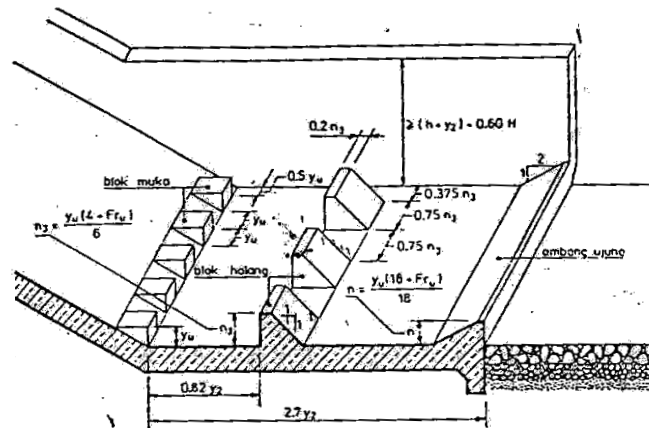
1. Kolam olak *USBR I*, kolam yang terbentuk oleh loncatan hidraulik yang terjadi pada lantai dasar. Tipe ini biasanya tidak praktis karena terlalu panjang dan di pakai untuk bilangan *Froude* ( $F_r = 2,5-4,5$ ).
2. Kolam olak *USBR II*, dikembangkan untuk kolam olak yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan urug tanah dan struktur – struktur saluran besar. Kolam olak dilengkapi dengan blok – blok di ujung

hulu dan ambang bergigi di ujung hilir. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva yang dibuat oleh biro tersebut. Kolam olak *USBR II* dapat dipakai pada bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $F_r \geq 4,5$ ), dengan catatan kecepatan  $v_1 \leq 16$  m/dt untuk menghindari kavitasi). Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.15 sebagai berikut :



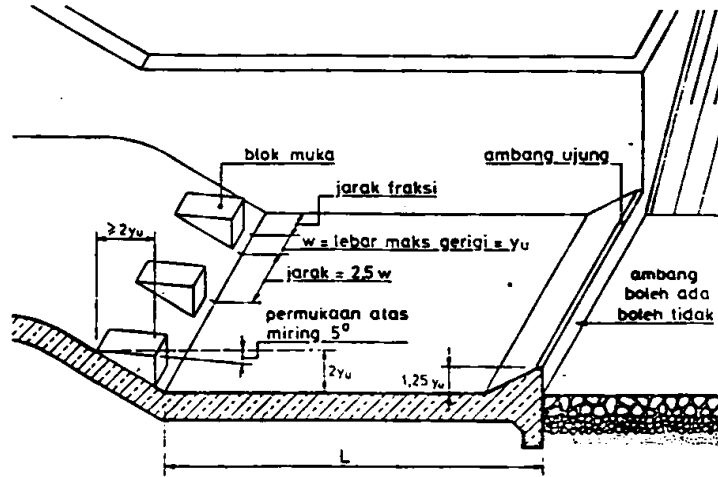
**Gambar 2.15** Kolam Olak Tipe USBR II

3. Kolam olak *USBR III*, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan panjang ruang olak :  $L_B = \left( \frac{4,5 y_2}{F_r^{0,76}} \right)$  tetapi mempunyai faktor keamanan yang lebih tinggi. Kolam *USBR* dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ( $F_r \geq 4,5$ ), tetapi bila kecepatan  $v_1 \geq 16$  m/dt. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.16 sebagai berikut :



**Gambar 2.16** Kolam Olak Tipe USBR III

4. Kolam olak *USBR IV* dirancang untuk mengatasi persoalan pada loncatan hidrolis yang berosilasi. Kolam olak ini hanya dapat digunakan untuk penampang persegi panjang. Kolam olak *USBR IV* dipakai untuk bilangan *Froude* 2,5 sampai 4,5. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.17 sebagai berikut :



Gambar 2.17 Kolam Olak Type USBR IV

**2.4.4.2 Kolam Olak *Vlughter***

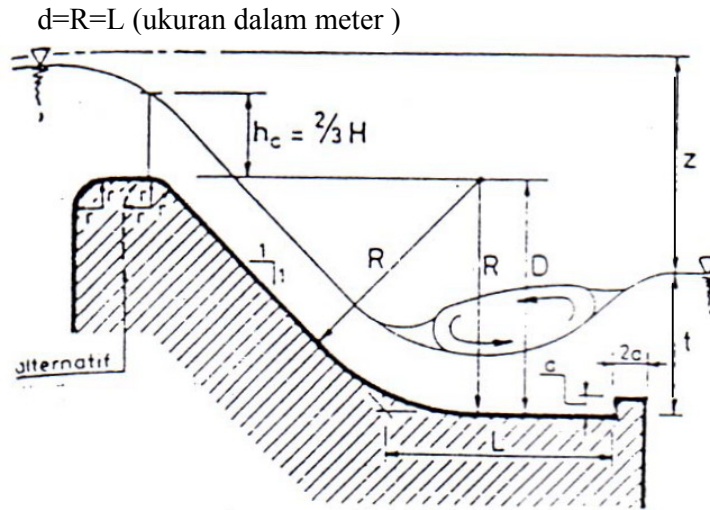
Kolam Olak *Vlughter*, (Gambar 2.18) Kolam ini tidak bisa digunakan pada tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang telah diuji di laboratorium. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam yang perencanaannya hampir sama dengan kolam *Vlughter* lebih baik. Karena kolam *Vlughter* tidak bisa digunakan pada bendung yang debitnya selalu mengalami *fluktuasi*. Kolam olak untuk bangunan terjun di saluran irigasi mempunyai batas – batas yang diberikan untuk  $z/h_c$  0,5; 2,0 dan 1,5 dihubungkan dengan bilangan *Froude* yaitu 1,0; 2,8 dan 12,8. Bilangan – bilangan *Froude* diambil pada kedalaman  $z$  di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam untuk kolam loncat air.

$$\text{Rumus } hc = 2/3Hd \dots\dots\dots (2.41)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \frac{Z}{h_c} \leq 2,0 \text{ maka } t = 2,4h_c + 0,4Z \dots\dots\dots (2.42)$$

Jika  $2,0 < \frac{Z}{h_c} \leq 15,0$  maka  $t = 3,0hc + 0,1Z$  ..... (2.43)

$a = 0,28hc \sqrt{\frac{h_c}{Z}}$  ..... (2.44)



**Gambar 2.18** Kolam Olak Type Vlughter

**2.4.4.3 Kolam Olak Bak Tenggelam**

Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam telah digunakan pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan *Froude* rendah. Kriteria yang digunakan untuk perencanaan diambil dari bahan-bahan dan hasil-hasil penyelidikan dengan model. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

Rumus :  $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$  ..... (2.45)

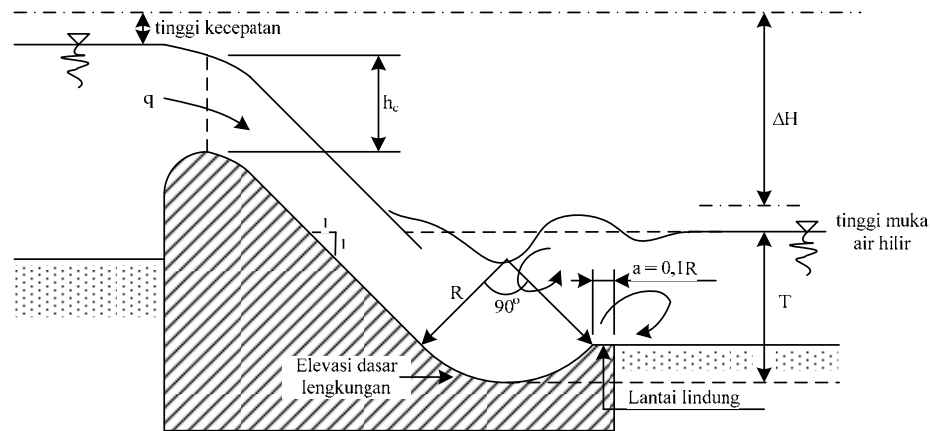
Di mana :  $h_c$  = kedalaman air kritis ( m )

$q$  = debit per lebar satuan (  $m^3 / dt$  )

$g$  = percepatan gravitasi (  $9,8 m / dt^2$  )

Gambar Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam dapat dilihat pada Gambar 2.19 sebagai berikut :





**Gambar 2.19** Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam

#### 2.4.5 Stabilitas Konstruksi

Dalam peninjauan stabilitas konstruksi bendung, ditinjau dalam dua kondisi yaitu: kondisi air normal dan kondisi air banjir. Kondisi air normal adalah kondisi pada saat muka air di hulu bendung hanya mencapai elevasi bendung, sedangkan kondisi air banjir adalah kondisi pada saat debit banjir terjadi

Untuk mengetahui stabilitas konstruksi bendung, maka harus diperhitungkan terhadap beberapa faktor yaitu:

1. Analisa gaya-gaya horisontal
  - Gaya gempa
  - Gaya akibat tekanan lumpur
  - Gaya akibat tekanan hidrostatis
  - Gaya akibat tekanan tanah aktif dan pasif
2. Analisa gaya-gaya vertikal
  - Gaya akibat berat bendung
  - Gaya angkat (*Uplift pressure*)
3. Analisa stabilitas bendung terhadap:
  - Guling
  - Geser
  - Daya dukung tanah

### 2.4.5.1 Gaya Akibat Berat Bendung

$$W = \gamma_s \times \text{Luas bendung} \dots\dots\dots (2.46)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana :

$\gamma_s$  = Berat jenis bahan pada bendung (kN/m<sup>3</sup>)

W = Gaya akibat berat bendung (kN/m)

### 2.4.5.2 Gaya Akibat Gempa

Gaya akibat gempa merupakan gaya yang disebabkan oleh terjadinya gempa dan akan mengakibatkan gaya tekanan terhadap tubuh bendung dan tekanan hidrodinamis.

Koefisien gempa dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$Ad = n(ac \cdot z)^m \dots\dots\dots (2.47)$$

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

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-06”)

Di mana:

Ad = Percepatan gempa rencana (m/dtk<sup>2</sup>)

n, m = koefisien jenis tanah

ac = percepatan kejut dasar (cm/dtk<sup>2</sup>)

E = koefisien gempa

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/dtk<sup>2</sup>)

z = Faktor yang bergantung pada letak geografis

### 2.4.5.3 Uplift Pressure

Tekanan air tanah  $P_x$  dihitung dengan rumus:

$$P_x = H_x - L_x \cdot \Delta H / L \dots\dots\dots (2.48)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana:

- $P_x$  = Gaya angkat pada titik x ( $\text{kg/m}^2$ )  
 $H_x$  = Tinggi titik yang ditinjau ke muka air (m)  
 $L_x$  = Jarak/panjang bidang kontrol bangunan dan tanah bawah (m)  
 $L$  = Panjang total bidang kontrol bendung dan tanah (m)  
 $\Delta H$  = Beda tinggi energi (m)

#### 2.4.5.4 Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$P_a = 0,5 \times \gamma_{\text{sub}} \times K_a \times h^2 \dots\dots\dots (2.49)$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \theta/2) \dots\dots\dots (2.50)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sub}} &= \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \\ &= \left[ \gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \dots\dots\dots (2.51) \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$P_p = 0,5 \times \gamma_{\text{sub}} \times K_p \times h^2 \dots\dots\dots (2.52)$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \theta/2) \dots\dots\dots (2.53)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{sub}} &= \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w \\ &= \left[ \gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \dots\dots\dots (2.54) \end{aligned}$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Keterangan:

- $P_a$  = Tekanan tanah aktif (ton)  
 $P_p$  = Tekanan tanah pasif (ton)  
 $\theta$  = Sudut geser dalam ( $^\circ$ )  
 $g$  = Gravitasi bumi =  $9,8 \text{ m/dtk}^2$   
 $H$  = Kedalaman tanah aktif dan pasif (m)  
 $\gamma_{\text{sub}}$  = Berat jenis submerged ( $\text{ton/m}^3$ )  
 $\gamma_w$  = Berat jenis air =  $1,0 \text{ ton/m}^3$   
 $G_s$  = Specific Gravity  
 $e$  = Void Ratio

**2.4.5.5 Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik**

$$P_{air} = \gamma_w \times \text{Luas tekanan air} \dots\dots\dots (2.55)$$

Di mana :

- $\gamma_w$  = Berat jenis air = 1,0 ton/m<sup>3</sup>
- $P_{air}$  = gaya tekanan hidrostatik (ton/m)

**2.4.5.6 Gaya Akibat Tekanan Lumpur**

$$P_s = \gamma_1 \times h^2 \left( \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \dots\dots\dots (2.56)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana:

- $P_s$  = Gaya akibat tekanan lumpur
- $\theta$  = Sudut geser dalam
- $\gamma_1$  = Berat jenis Lumpur = 0,91 ton/m<sup>3</sup>
- $h$  = Kedalaman Lumpur (m)

**2.4.5.7 Kontrol Stabilitas Bendung**

Persyaratan stabilitas konstruksi yang dinjau antara lain adalah sebagai berikut:

- Kontrol terhadap guling

$$Sf = \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1,5 \dots\dots\dots (2.57)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi”)

Di mana:

- $Sf$  = Faktor keamanan
- $MV$  = Jumlah momen vertikal ( ton.meter )
- $MH$  = Jumlah momen horisontal ( ton.meter )

- Kontrol terhadap geser

$$\frac{\sum V}{\sum H} f \geq 1,25 \dots\dots\dots (2.58)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi”)

Di mana :

Sf = Faktor keamanan

$\Sigma V$  = Jumlah gaya vertikal yang bekerja pada bangunan (Ton)

$\Sigma H$  = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan (Ton)

f = Koefisien gesekan (0,75)

- Kontrol terhadap eksentrisitas

$$d = \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum Y}$$

$$e = B/2 - d < B/6 \quad \dots\dots\dots (2.59)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi”)

Dimana:

MV = Jumlah momen vertikal (Ton.m)

MH = Jumlah momen horisontal (Ton.m)

$\Sigma V$  = Jumlah gaya vertikal (Ton)

d = Titik tangkap

e = Eksentrisitas

B = Lebar yang ditinjau (m)

- Kontrol terhadap erosi bawah tanah (Piping)

$$C_L = \frac{\Sigma L_v + 1/3 \Sigma L_h}{H} \quad \dots\dots\dots (2.60)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana :

$C_L$  = angka rembesan Lane

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

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

H = beda tinggi muka air (m)

**Tabel 2.11** Harga-Harga Minimum Angka Rembesan *Lane* ( $C_L$ )

Jenis Tanah	$C_L$
Pasir tanah sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Keamanan terhadap rekah bagian hilir bangunan bisa dicek dengan rumus berikut :

$$S = \frac{s(1 + a/s)}{h_s} \geq 2 \dots\dots\dots (2.61)$$

(Sumber : “Standar Perencanaan Irigasi KP-02”)

Di mana :

S = faktor keamanan

s = kedalaman tanah (m)

a = tebal lapisan pelindung (m)

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