

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. Defenisi bendung
2. Dasar-dasar analisis data
3. Dasar-dasar perencanaan

2.2 DEFINISI BENDUNG

Bendung adalah bangunan yang direncanakan melintang sungai atau aliran air untuk membelokkan air ke dalam jaringan/ saluran agar dapat dipakai untuk keperluan irigasi. Bendung dapat didefinisikan juga sebagai suatu bangunan/ konstruksi yang dibangun melintang pada suatu palung sungai dengan tujuan untuk menaikkan muka air sungai sehingga dapat dimanfaatkan untuk irigasi.

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

1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

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

. Standar Perencanaan Irigasi KP-02

2.3 DASAR-DASAR ANALISA DATA

Dalam perhitungan hidrologi untuk perencanaan pembangunan bendung di Daerah Irigasi Sidorejo Kecamatan Purwodadi Kabupaten Grobogan dasar-dasar analisa yang digunakan adalah sebagai berikut:

2.3.1 Analisa 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 *Arithmetic Mean*
2. Metode *Polygon Thiesen*
3. Metode *Isohyet*

2.3.1. Metode *Arithmetic Mean*

Rumus:

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

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, B.I.E. Dipl.H.*)

Dimana:

R_{ave} = Curah hujan rata-rata

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

N = Banyaknya stasiun hujan

2.3.1. Metode *Polygon Thiesen*

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

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

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, B.I.E. Dipl.H.*)

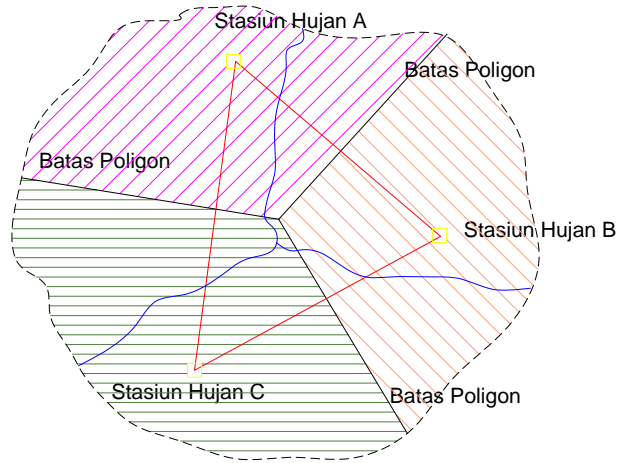
Dimana:

\bar{R} = Hujan Areal rata-rata (mm)

F_i = Luas pengaruh stasiun hujan ke-i

F = Luas daerah pengaliran sungai (DPS) (km²)

R_i = Curah hujan yang tercatat pada masing-masing stasiun ke-i (mm)



Gambar 2.1. Sketsa Metode *Polygon Thiesen*

2.3.1. Metode *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:

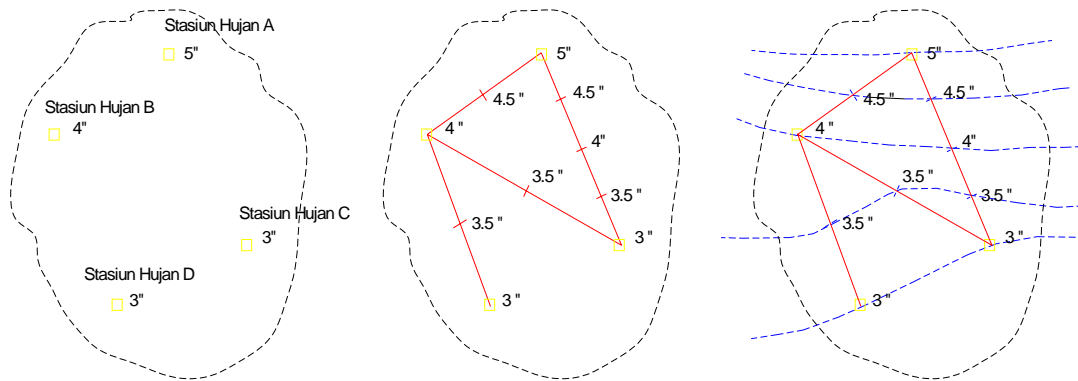
$$\bar{R} = \frac{A_{12}}{A} R_{12} + \frac{A_{23}}{A} R_{23} + \dots + \frac{A_{n,n+1}}{A} R_{n,n+1} \dots\dots\dots(2.3)$$

(*Hidrologi Teknik, Ir. CDSoemarto, B.I.E. Dipl.H.*)

Di mana:

$A_{i,i+1}$ = Luas daerah yang terletak antara *Isohyet* ketinggian I_i dan ketinggian I_{i+1} (km²)

$R_{i,i+1}$ = tinggi Hujan rata-rata antara *Isohyet* I_i dan I_{i+1} (m)



Gambar 2.2 Sketsa Metode *Isohyet*

Analisa hujan rata-rata dari hujan rata-rata harian dan hujan rata-rata harian maksimum tahunan. Hujan rata-rata harian maksimum tahunan digunakan untuk analisa debit banjir rencana.

2.3.2 Analisa Frekuensi Curah Hujan

Untuk menghitung curah hujan rencana dapat digunakan beberapa metode yaitu sebagai berikut:

1. Distribusi *Log – Normal*
2. Distribusi *Gumbel*
3. Distribusi *Log – Person Type III*

2.3.2.1 Distribusi *Log – Normal*

Distribusi *log Lormal* merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Distribusi *log-Pearson Type III* akan menjadi distribusi *log Normal* apabila nilai koefisien kemencengan $CS = 0,00$. Secara matematis distribusi *log Normal* di tulis sebagai berikut :

$$P(X) = \frac{1}{(\log X)(S)(\sqrt{2\pi})} \cdot \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{\log X - \bar{X}}{S} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

(*Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Soewarno*)

Dimana :

$P(X)$ = peluang *log normal*

X = nilai variat pengamatan

\bar{X} = nilai rata-rata dari logaritmik variat X, umumnya dihitung nilai rata-rata geometriknya.

S = deviasi standar dari logaritmik nilai variat X

2.3.2.2 Distribusi *Gumbel*

Rumus :

$$R_T = \bar{R} + (K * Sx) \dots \dots \dots (2.5)$$

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. H*)

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 dobel eksponensial. Besarnya faktor frekuensi dalam metode ini adalah:

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \dots \dots \dots (2.6)$$

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl H*)

Dimana :

Y_T = *Reduced variate*

Y_n = *Reduced mean*, tergantung dari besarnya sampel n

S_n = *Reduced standard deviation*, tergantung dari besarnya sampel n

$$Y_T = -\ln[-\ln\{(T_r - 1)/T_r\}] \dots \dots \dots (2.7)$$

(*Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl.)*

Tabel 2.1. *Reduced Variate* Sebagai Fungsi Waktu Balik

T_r (tahun)	<i>Reduced Variate</i>	T_r (tahun)	<i>Reduced Variate</i>
5	1,4999	200	5,2958
10	2,2504	500	6,2136
100	4,6001	1000	6,9072

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

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 : J. Nemeč, Engineering Hydrology)

Tabel 2.3. Hubungan *Reduced Standard Deviation* s_n dengan Besarnya Sampel n

n	sn	n	sn	n	sn	n	sn
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 : J. Nemeec, *Engineering Hydrology*)

Distribusi Log – Person 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

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \dots\dots\dots(2.8)$$

- Hitung standar *deviasi* dari logaritma data

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\text{Log}X_i - \overline{\text{Log}X} \right)^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.9)$$

- Hitung koefisien *skewness*

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\overline{\text{Log} X_i - \text{Log} X} \right)^3}{(n-1) * (n-2) * S^3} \dots\dots\dots (2.10)$$

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

$$\text{Log} R = \overline{\text{Log} X} + k * S \dots\dots\dots (2.11)$$

(Hidrologi Teknik, Ir. CD. Soemarto, BIE. Dipl. H)

Harga “k” adalah harga untuk setiap nilai “C_s” 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 Cs (Koefisien *Skewness*)

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3	-0,396	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 : Ir. CD. Soemarto, BIE, Dipl. H, Hidrologi Teknik)

2.3.3 Uji Sebaran

Untuk mengetahui data tersebut benar sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih maka perlu dilakukan uji sebaran. Apabila besaran statistik dari data hujan yang bersangkutan tidak menunjukkan besaran tertentu, maka dipilih macam sebaran yang memberi penyimpangan distribusi terkecil. Untuk menguji kebenaran suatu sebaran terhadap data diperlukan pengujian sebagai berikut:

2.3.3.1 Metode Chi Kwadrat (“Chi Square Test”)

Prinsip metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca dalam kelas tersebut atau dengan membandingkan nilai Chi – kwadrat (X^2) dengan nilai Chi Kwadrat kritik (X^2Cr).

Persamaan Chi – Kwadrat:

$$X^2 = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef} \leq X^2Cr \dots\dots\dots(2.12)$$

(Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Soewarno)

Dimana:

X^2 = Harga Chi kwadrat terhitung

X^2Cr = Harga Chi kwadrat kritik

Ef = Frekuensi yang diharapkan

Of = Frekuensi yang terbaca

Prosedur perhitungan uji *Chi Kuadrat* adalah :

1. Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil
2. Hitunglah jumlah kelas yang ada (K) = $1 + 3,322 \log n$. Dalam pembagian kelas disarankan agar setiap kelas terdapat minimal tiga buah pengamatan.

3. Hitung nilai $Ef = \left[\frac{\sum n}{\sum K} \right] \dots\dots\dots(2.13)$

4. Hitunglah banyaknya Of untuk masing – masing kelas.
5. Hitung nilai X^2Cr untuk setiap kelas kemudian hitung nilai total X^2Cr dari tabel *Chi Kwadrat* untuk derajat nyata tertentu yang sering diambil sebesar 5% dengan parameter derajat kebebasan.

Derajat kebebasan dihitung dengan rumus:

$$DK = K - (R + 1)$$

Dimana:

DK= Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

R = Banyaknya ketertarikan, untuk sebaran Chi Kwadrat umumnya diambil dua

Nilai X^2_{Cr} didapat dari Chi Kwadrat untuk derajat kebebasan dan derajat nyata tertentu.

2.3.3.2 Metode *Smirnov Kolmogorov*

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

Persamaan *Smirnov Kolmogorov*:

$$\Delta_{maks} = P(X) - P(X_i) < \Delta CT \dots\dots\dots(2.14)$$

(*Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data, Soewarno*)

Dimana:

Δ_{maks} = Perbedaan maksimum antara data hujan dengan garis teoritis

P(X) = Probabilitas dari distribusi hujan empiris

P(X_i)= Probabilitas dari distribusi hujan teoritis

ΔCT = Perbedaan maksimum yang diijinkan

Apabila harga Δ_{maks} yang terbaca pada kertas probabilitas lebih kecil dari ΔCT untuk suatu derajat nyata (*level of signifikan*) 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, kita tinjau 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*

2.3.4.1 Metode Rasional (Luas DPS ≤ 300 km²)

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 :

$$Q_T = (1/3,6) * C * I * A \text{ (m}^3\text{/detik)} \dots\dots\dots(2.15)$$

(Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dimana :

Q_T = debit banjir periode ulang tertentu (m³/detik)

C = koefisien debit

I = $(R_{24}/24) * (24/t)^{2/3}$ (mm)

A = luas daerah pengaliran sungai (km²)

Intensitas hujan dapat dihitung menggunakan rumus *Mononobe* :

$$I = \frac{R_{24}}{24} x \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(2.16)$$

(Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dimana :

R_{24} = Hujan maksimum (mm)

tc = Waktu konsentrasi (jam)

$$tc = L/V$$

$$V = 72(H/L)^{0,6}$$

Dimana:

L = Panjang sungai (m)

H = Beda tinggi antara titik terjauh (di hulu) dengan titik pengamatan (m)

V = Kecepatan rambat banjir (m/jam)

2.3.4.2 Metode Haspers (Luas DPS < 300 km²)

Rumus :

$$Q_T = \alpha * \beta * q * A \text{ (m}^3\text{/detik)} \dots\dots\dots(2.17)$$

(Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono)

Dimana :

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

α = koefisien run off

β = koefisien reduksi

q = hujan maksimum ($m^3/det/km^2$)

A = luas daerah pengaliran sungai (km^2)

Prosedur perhitungan :

$$1. \quad t = 0,1 * L^{0,8} * I^{-0,3} \dots\dots\dots(2.18)$$

$$2. \quad \alpha = \frac{1 + 0,012 * A^{0,7}}{1 + 0,075 * A^{0,7}} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$3. \quad \frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,7 * 10^{-0,4*t}}{t^2 + 15} * \frac{A^{0,75}}{12} \dots\dots\dots(2.20)$$

Untuk $t < 2$ jam digunakan rumus :

$$r = \frac{t * r}{t + 1 - 0,0008(260 - R)(2 - t)^2} \dots\dots\dots(2.21)$$

Untuk $t > 2$ jam digunakan rumus :

$$r = \frac{t * R}{t + 1} \dots\dots\dots(2.22)$$

$$q = \frac{r}{3,6 * t} \dots\dots\dots(2.23)$$

Dimana :

t = lamanya curah hujan (jam)

R = curah hujan harian maksimum (mm/hari)

(*Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono*)

2.3.4.3 Passing Capacity

Untuk menentukan besar debit banjir dengan memperhatikan keadaan alam, keadaan sungai juga tinggi air dengan rumus hidrolika. Maka dapat diperkirakan besar debit yang digunakan dalam perencanaan menggunakan rumus:

$$Q = A.V \dots\dots\dots(2.24)$$

$$V = k.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots(2.25)$$

$$R = A/P \dots\dots\dots(2.26)$$

Dimana : Q = volume banjir yang melalui tampang per satuan waktu (m³/dtk)

A = luas penampang basah (m²)

V = kecepatan aliran (m/dtk)

R = jari-jari hidrolis (m)

P = keliling penampang basah sungai (m)

I = kemiringan sungai

2.4 KEBUTUHAN AIR

Kebutuhan air irigasi adalah besarnya debit air yang akan digunakan untuk mengairi areal layanan di daerah irigasi tersebut. Perhitungan kebutuhan air ini dimaksudkan untuk:

- Menentukan besarnya debit air yang dibutuhkan berdasarkan rencana pola tanam, tata tanam dan intensitas tanaman.
- Menentukan dimensi saluran irigasi dan bangunan irigasi yang dibutuhkan.
- Dapat dijadikan pedoman eksploitasi suatu jaringan irigasi.

Data-data yang diperlukan untuk perhitungan kebutuhan air adalah sebagai berikut:

- Data klimatologi diambil dari stasiun klimatologi meliputi temperatur bulanan rata-rata (°C), kelembaban udara relatif rata-rata (%), kecepatan angin rata-rata (m/dtk) dan lama penyinaran matahari rata-rata (%).
- Data curah hujan diambil dari stasiun hujan yang mewakili

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air untuk padi dan palawija di sawah adalah:

2.4.1 Penyiapan lahan

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan sama dengan kebutuhan maksimum air irigasi. Penyiapan lahan ini dibedakan untuk tanaman padi dan palawija.

1. Penyiapan lahan untuk padi

Waktu yang diperlukan untuk penyiapan lahan adalah selama 30 hari. Kebutuhan air untuk penjemuran dan pengolahan tanah diambil 200 mm. Setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air untuk penyiapan awal dan lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya 250 mm.

Untuk perhitungan kebutuhan air irigasi selama penyiapan lahan, digunakan metode *Van de Goor* dan *Zijlstra*. Metode tersebut didasarkan pada laju air konstan dalam 1/dtk selama periode penyiapan lahan, dengan rumus:

$$IR = \frac{M \cdot e^k}{e^k - 1} \dots\dots\dots(2.27)$$

(*Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma*)

Dimana:

IR = Kebutuhan air di sawah (mm/hari)

M = Kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air akibat evaporasi dan perkolasi di sawah yang sudah dijenuhkan.

$$M = E_0 + P \text{ (mm/hari)} \dots\dots\dots(2.28)$$

(*Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma*)

E_0 = Evaporasi air terbuka = 1,1 ET_0

P = Perkolasi

e = Bilangan rasional (2,7182818)

$$k = \frac{M \cdot T}{S}$$

T = jangka waktu penyiapan lahan (hari)

S = kebutuhan air untuk penjemuran ditambah lapisan air 50 mm

Tabel 2.5. Kebutuhan air selama penyiapan lahan

E ₀ + 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

2. Penyiapan lahan untuk palawija

Kebutuhan air untuk palawija diperlukan dalam proses penggarapan lahan untuk penanaman palawija dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemaian. Jumlah air yang diperlukan antara 50-100 mm. Untuk palawija diambil 50 mm selama 15 hari (3,33 mm/hari).

2.4.2 Penggunaan Konsumtif

Penggunaan konsumtif dibedakan dalam dua hal pemanfaatan:

1. Kebutuhan air untuk pertumbuhan

Tergantung dari jenis tanaman, periode pertumbuhan, jenis tanah, iklim, luas area dan topografi.

a. Evapotranspirasi potensial (E_{t0})

Evapotranspirasi potensial atau evapotranspirasi tanaman acuan adalah evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan, yakni rerumputan pendek (*albedo*=0,25). Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metode Penman Modifikasi, dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi setempat. Untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman, sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan Penman x *Crop Factor*. Harga yang didapat digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Rumus evapotranspirasi Penman Modifikasi :

$$Et_0 = \frac{1}{L^{-1} \delta + \Delta (H_{sh}^{ne} - H_{lo}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + \Delta} \dots\dots\dots(2.29)$$

(Petunjuk Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi, Subdin Pengairan DPU Jateng)

Dimana:

Et_0 = indeks evaporasi yang sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hari)

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

$$1 \text{ Longleys/day} = 1 \text{ kal/m}^2/\text{hari}$$

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

$$= (1-0,25)(0,29 \cos\Omega + 0,52r \times 10^{-2}) \times \alpha a^H sh.10^{-2}$$

$$= \{ash.f(r)\} \cdot \alpha a^H sh.10^{-2}$$

α = albedo, tergantung lapis permukaan yang ada
untuk rumput $\alpha = 0,25$

Ω = derajat lintang (utara dan selatan)

Ra = Radiasi gelombang pendek maksimum secara teori
Longleys/day = $\alpha a^H sh.10^{-2}$

H_{sh}^{ne} = jaringan radiasi gelombang panjang (*Longleys/day*)

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

$$= f(tai) \times f(Tdp) \times f(m)$$

$f(Tai)$ = αTai^{-4} (Tabel penman 1)

efek dari temperatur radiasi gelombang panjang

$f(Tdp)$ = efek dari tekanan uap pada radiasi gelombang panjang

$$= (0,47 - 0,770 \sqrt{e_d})$$

m = $8(1-r)$

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

$$= 1 - m/10$$

r = lama penyinaran matahari relatif

- Eq = Evaporasi yang dihitung saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hari)
- $$= 0,35 (0,50 + 0,54 \mu 2) (e_a - e_d)$$
- $$= f(\mu 2) (Pz^{wa})_{sa} - Pz^{wa}$$
- $\mu 2$ = Kecepatan angin di ketinggian 2 m di atas tanah(m/dtk)
- $(Pz^{wa})_{sa}$ = e_a = tekanan uap jenuh (mmHg)
- Pz^{wa} = e_d = tekanan uap yang terjadi (mmHg)
- L = Panas laten dari penguapan (*longleys/minute*)
- Δ = Kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/ $^{\circ}$ C)
- δ = Konstanta Bowen (0,49 mmHg/ $^{\circ}$ C)

b. Koefisien tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (Kc) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhannya. Pada perhitungan ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul sesuai ketentuan Nedeco/Prosida. Harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada tabel berikut:

Tabel 2.6. Koefisien tanaman padi dan palawija

Bulan	Padi		Palawija
	Varietas biasa	Varietas Unggul	Jagung
0,5	1,20	1,20	0,50
1	1,20	1,27	0,59
1,5	1,32	1,33	0,96
2	1,40	1,30	1,05
2,5	1,35	1,15	1,02
3	1,24	0,00	0,95
3,5	1,12		
4	0,00		
4,5			

2. Kebutuhan air untuk tanaman

Kebutuhan air untuk tanaman adalah banyaknya air yang dibutuhkan oleh tanaman untuk pertumbuhan dan penguapan, yang lebih dikenal sebagai evapotranspirasi atau *consumptive use value*. Penggunaan konsumtif air oleh tanaman dihitung berdasarkan metode prakiraan empiris dengan menggunakan data iklim dan koefisien tanaman pada tahap pertumbuhan. Penggunaan konsumtif diperoleh dengan mengalikan hasil perhitungan evapotranspirasi (E_t) dari Penman dengan koefisien tanaman.

Rumus:

$$E_c = k_c \times E_t \dots\dots\dots(2.30)$$

(*Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma*)

Dimana:

E_c = Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)

E_t = Evapotranspirasi tanaman acuan (mm/hari)

K_c = koefisien tanaman

Untuk perhitungan kebutuhan air dengan data klimatologi diperlukan tabel–tabel koefisien sebagai berikut :

Tabel 2.7 Koefisien suhu (tabel 1a – b) $((f(T.a_i).10^{-2})$

Suhu Udara (^o celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	8,370	8,380	8,400	8,410	8,420	8,430	8,440	8,460	8,470	8,480
21	8,430	8,500	8,510	8,520	8,530	8,540	8,550	8,700	8,570	8,590
22	8,600	8,610	8,620	8,630	8,640	8,650	8,670	8,680	8,690	8,710
23	8,720	8,730	8,740	8,760	8,770	8,780	8,790	8,810	8,820	8,930
24	8,840	8,850	8,860	8,880	8,890	8,900	8,910	8,930	8,940	8,950
25	8,960	8,970	9,980	9,000	9,010	9,020	9,030	9,050	9,060	9,070
26	9,080	9,090	9,100	9,120	9,130	9,140	9,150	9,170	9,180	9,190
27	9,200	9,210	9,220	9,240	9,250	9,260	9,270	9,270	9,300	9,310
28	9,320	9,330	9,350	9,366	9,370	9,390	9,400	9,410	9,430	9,440
29	9,450	9,460	9,470	9,490	9,500	9,510	9,520	9,540	9,550	9,560
30	9,570	9,580	9,600	9,610	9,620	9,640	9,650	9,660	9,680	9,690

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.8 Koefisien suhu (1a – b) ($d \cdot 10^{-2}$)

Suhu Udara ($^{\circ}$ Celsius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	1,840	1,860	1,870	1,880	8,420	1,910	1,910	1,920	1,930	1,940
21	1,960	1,970	1,980	1,990	8,530	2,020	2,020	2,040	2,050	2,060
22	2,070	2,080	2,090	2,100	8,640	2,120	2,140	2,150	2,160	2,170
23	2,180	2,190	2,210	2,220	8,770	2,240	2,260	2,270	2,280	2,290
24	2,300	2,320	2,330	2,340	8,890	2,370	2,380	2,400	2,410	2,420
25	2,430	2,450	2,460	2,470	9,010	2,500	2,510	2,520	2,540	2,550
26	2,560	2,570	2,590	2,600	9,130	2,630	2,640	2,660	2,670	2,690
27	2,700	2,710	2,730	2,740	9,250	2,780	2,890	2,810	2,820	2,840
28	2,860	2,870	2,880	2,900	9,370	2,920	2,940	2,950	2,960	2,980
29	2,990	3,010	3,020	3,040	9,500	3,070	3,080	3,100	3,110	3,130
30	3,140	3,160	3,180	3,190	9,620	3,230	3,240	3,260	3,280	3,290

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.9 Tekanan udara (tabel 1a – b) ($P_{wa.z}$)sa

Suhu Udara ($^{\circ}$ Celsius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	17,53	17,64	17,75	17,86	17,97	18,08	18,20	18,31	18,43	18,54
21	18,65	18,77	18,86	19,00	19,11	19,23	19,35	19,46	19,58	19,70
22	19,82	19,94	20,06	20,19	20,31	20,43	20,56	20,69	20,89	20,93
23	21,09	21,19	21,32	21,45	21,58	21,71	21,84	21,97	21,10	21,23
24	22,37	22,50	22,63	22,76	22,91	23,05	23,19	23,31	23,45	23,60
25	23,75	23,90	24,03	23,20	24,35	24,49	24,64	24,79	24,94	25,08
26	25,31	25,45	25,60	25,74	25,89	26,03	26,10	26,32	26,46	26,60
27	26,74	26,90	27,00	27,21	27,37	27,53	27,69	27,85	28,10	28,16
28	28,32	28,49	28,66	28,83	29,00	29,17	29,34	29,51	29,68	29,85
29	30,03	30,20	30,38	30,56	30,74	30,92	31,30	31,28	31,46	31,64
30	31,82	32,00	32,19	32,38	32,57	32,76	32,95	32,14	33,33	33,52

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.10 Koefisien tekanan udara (tabel 1a – b)(g+d)

Suhu Udara (⁰ celcius)	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
20	1,58	1,58	1,59	1,60	1,60	1,61	1,61	1,62	1,63	1,63
21	2,64	1,65	1,66	1,66	1,66	1,67	1,68	1,68	1,69	1,70
22	1,70	1,71	1,72	1,72	1,73	1,74	1,75	1,75	1,75	1,76
23	1,77	1,78	1,78	1,79	1,83	1,80	1,81	1,82	1,82	1,83
24	1,83	1,84	1,85	1,86	1,87	1,87	1,88	1,89	1,89	1,90
25	1,91	1,92	1,92	1,93	1,94	1,94	1,95	1,96	1,97	1,98
26	1,98	1,99	2,00	2,01	2,01	2,01	2,03	2,04	2,04	2,05
27	2,06	2,07	2,08	2,08	2,09	2,09	2,10	2,11	2,12	2,13
28	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,19	2,20	2,21	2,22
29	2,23	2,24	2,25	2,25	2,26	2,26	2,28	2,29	2,30	2,31
30	2,32	2,33	2,34	2,35	2,36	2,36	2,38	2,38	2,39	2,40

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.11 Koefisien tekanan udara dan angin (tabel Penman 2) (f(T.dp))

Harga Pz.wa	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
12	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,195	0,194	0,194
13	0,193	0,192	0,191	0,190	0,189	0,187	0,186	0,185	0,184	0,183
14	0,182	0,181	0,180	0,179	0,177	0,176	0,175	0,175	0,174	0,173
15	1,172	0,171	0,170	0,169	0,168	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
16	0,162	0,161	0,160	0,159	0,158	0,157	0,156	0,560	0,155	0,145
17	0,153	0,152	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,146	0,135
18	0,144	0,143	0,142	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,126
19	0,134	0,133	0,132	0,131	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,117
20	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,122	0,121	0,120	0,119	0,110
21	0,117	0,116	0,115	0,114	0,114	0,112	0,112	0,111	0,110	0,102
22	0,109	0,108	0,107	0,107	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,094
23	0,102	0,101	0,100	0,099	0,099	0,097	0,096	0,096	0,095	0,087
24	0,093	0,092	0,091	0,091	0,091	0,090	0,089	0,089	0,088	0,086
25	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086	0,086

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.12 Koefisien angin (tabel Penman 3)(g.f(u²))

Kec.Pd V ² M/dt	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0	0,086	0,095	0,104	0,123	0,132	0,142	0,151	0,151	10,160	0,169
1	0,178	0,187	0,197	0,206	0,215	0,225	0,234	0,244	0,258	0,262
2	0,271	0,280	0,290	0,299	0,308	0,318	0,327	0,337	0,346	0,355
3	0,364	0,373	0,382	0,392	0,401	0,410	0,420	0,429	0,438	0,447
4	0,456	0,465	0,475	0,484	0,493	0,503	0,512	0,522	0,531	0,540
5	0,549	0,558	0,570	0,548	0,586	0,599	0,605	0,614	0,624	0,633
6	0,642	0,651	0,550	0,670	0,678	0,688	0,698	0,707	0,716	0,725
7	0,734	0,743	0,752	0,762	0,771	10,780	0,790	0,799	0,808	0,817
8	0,826	0,835	0,845	0,854	0,863	0,873	0,882	0,891	0,901	0,910
9	0,919	0,928	0,938	0,947	0,956	0,966	0,975	0,984	0,994	1,003
10	1,012	0,021	1,031	1,040	1,049	1,059	1,068	1,077	1,087	1,096

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.13 Tekanan udara (tabel Penman 4)(OA.Hsh.10⁻²)

Lintang Utara/ Selatan	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
0	8,590	8,870	8,930	8,670	8,230	7,950	8,030	8,410	8,770	8,830	8,620	8,460
1	8,660	8,920	8,930	8,620	8,150	7,850	7,940	8,340	8,740	8,850	8,640	8,550
2	8,740	8,960	8,920	8,570	8,060	7,750	7,850	8,270	8,710	8,880	8,750	8,630
3	8,820	9,000	8,920	8,520	7,980	7,650	7,750	8,210	8,680	8,810	8,810	8,720
4	8,890	9,040	8,910	8,470	7,890	7,550	7,660	8,140	8,670	8,930	8,880	8,800
5	8,970	9,080	8,910	8,420	7,810	7,450	7,560	8,080	8,640	8,950	8,940	8,890
6	9,040	9,120	8,910	8,370	7,720	7,350	7,470	8,010	8,620	8,970	9,010	8,970
7	9,120	9,160	8,900	8,320	7,640	7,250	7,370	7,950	8,590	8,880	9,080	8,060
8	9,190	9,200	8,900	8,270	7,550	7,150	7,280	7,880	8,570	9,010	9,140	9,140
9	9,270	9,240	8,900	8,220	7,470	7,050	7,180	7,810	8,540	9,030	9,210	9,230
10	9,350	9,280	8,890	8,170	7,380	6,950	7,090	7,740	8,510	9,060	9,270	9,320

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

Tabel 2.14 Koefisien radiasi matahari (tabel Penman 5)(a.sh.f(a))

Lintang Utara/ Selatan	Radiasi Matahari (r)										
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
0	0,218	0,257	0,265	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530	0,569	0,603
6	0,216	0,255	0,294	0,333	0,372	0,411	0,450	0,489	0,280	0,567	0,606
10	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409	0,449	0,487	0,526	0,565	0,604
20	0,204	0,243	0,282	0,321	0,360	0,399	0,438	0,477	0,526	0,555	0,591
30	0,188	0,227	0,266	0,305	0,344	0,383	0,422	0,461	0,500	0,539	0,573
40	0,167	0,206	0,245	0,284	0,323	0,362	0,401	0,440	0,479	0,518	0,557
50	0,140	0,179	0,218	0,257	0,296	0,335	0,374	0,413	0,452	0,491	0,530
60	0,120	0,159	0,198	0,237	0,276	0,315	0,354	0,393	0,432	0,471	0,510
70	0,074	0,113	0,152	0,191	0,230	0,269	0,308	0,347	0,386	0,425	0,461
80	0,019	0,058	0,097	0,136	0,175	0,214	0,253	0,292	0,331	0,370	0,409
90	0,00	0,039	0,078	0,117	0,156	0,195	0,234	0,273	0,312	0,351	0,390

Sumber data PSA-010, Dirjen Pengairan, Bina Program (1985)

2.4.3 Perkolasi dan Rembesan

Perkolasi adalah kehilangan air dari petak sawah baik yang meresap ke bawah maupun ke samping. Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Apabila tidak tersedia hasil penelitian, dapat digunakan pedoman di bawah ini:

- Berdasarkan kemiringan lahan
 - Lahan datar = 1 mm/hari
 - Lahan miring > 5 % = 2-5 mm/hari
- Berdasarkan tekstur tanah
 - Berat (lempung) = 1-2 mm/hari
 - Sedang (lempung kepasiran) = 2-3 mm/hari
 - Ringan (pasir) = 3-6 mm/hari

(Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Rembesan / Infiltrasi adalah peristiwa meresapnya air ke dalam tanah melalui permukaan tanah.

Kapasitas infiltrasi adalah kecepatan infiltrasi maksimum yang bisa terjadi, tergantung dari kondisi permukaan tanah, dengan satuan mm/jam atau mm/hari. Kecepatan infiltrasi dipengaruhi oleh intensitas curah hujan, kapasitas infiltrasi dan jenis tanahnya.

2.4.4 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman selama masa pertumbuhannya. Curah hujan efektif dipengaruhi oleh cara pemberian air irigasi, sifat hujan, kedalaman lapisan air yang harus dipertahankan di sawah, jenis tanaman dan tingkat ketahanan tanaman terhadap kekurangan air.

Untuk irigasi tanaman padi, curah hujan efektif tengah bulanan diambil 70 % dari curah hujan rata-rata tengah bulanan dengan kemungkinan tak terpenuhi 20 %.

Rumus:

$$Re = 0,7 \times 1/15 R_{(\text{setengah bulanan})} \dots\dots\dots(2.31)$$

Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma

Dimana:

Re = curah hujan efektif (mm/hari)

R_(setengah bulanan) = curah hujan maksimum tengah bulanan (mm/hari)

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan Tabel 2.15 berikut ini:

Tabel 2.15. 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	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,5	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,0	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,5	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,0	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,5	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,0	0,00	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,5			0,13	0,20	0,24	0,27
5,0				0,10	0,16	0,20
5,5					0,08	0,13
6,0						0,07

Sedangkan untuk palawija, besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode tengah bulanan yang dihubungkan dengan curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan.

2.4.5 Debit Andalan

Debit andalan adalah debit minimum sungai yang dapat dipakai untuk keperluan irigasi dengan kemungkinan 80 % terpenuhi. Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan areal persawahan yang dapat dialiri. Perhitungan ini menggunakan cara analitis *water balance* dari DR. FJ Mock berdasarkan data curah hujan bulanan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Prinsip perhitungan ini adalah bahwa air hujan yang jatuh di atas tanah (*presipitasi*) sebagian akan hilang karena penguapan (*evaporasi*), sebagian akan hilang menjadi aliran permukaan (*direct run off*) dan sebagian akan masuk ke dalam tanah (*infiltrasi*). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan tanah (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai aliran dasar (*base flow*). Dalam keadaan ini akan terjadi *water balance* antara presipitasi dan evapotranspirasi, antara *direct run off* dengan *ground water discharge*. Karenanya aliran yang ada di sungai adalah *direct run off* dan *base flow*.

Rumus:

$$Q = (DRO + BF) \times A \dots\dots\dots(2.32)$$

Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Dimana:

Q = Debit andalan (m³/dtk)

DRO = *Direct run off* (mm/ha)
= ROS + W_s-I

ROS = *Run off storm*

W_s = *Water surplus* (mm)

BF = *Base flow* (mm)
= I-dV_n

dV_n = Perubahan *volume of storage* (mm)

A = Luas *catchment area* (km²)

Perhitungan debit andalan meliputi:

A. Data curah hujan

Data curah hujan yang dibutuhkan meliputi:

Rs : curah hujan bulanan (mm)

N : jumlah hari hujan

B. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial metode Penman.

$$\begin{aligned}dE/Et_0 &= (m/20) \times (18-n) \\dE &= (m/20) \times (18-n) \times Et_0 \\Et_1 &= Et_0 - dE \dots \dots \dots (2.33)\end{aligned}$$

(Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Dimana:

dE = Selisih antara evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas

Et₀ = Evapotranspirasi potensial

Et₁ = Evapotranspirasi terbatas

m = Prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi
= 10 % - 40 % untuk lahan yang tidak tererosi
= 30 % - 50 % untuk tanah pertanian yang diolah

C. Keseimbangan air pada permukaan tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah yaitu:

$$S = Rs - Et_1 \dots \dots \dots (2.34)$$

$$SMC(n) = SMC(n-1) + IS(n) \dots \dots \dots (2.35)$$

$$WS = S - SI \dots \dots \dots (2.36)$$

(Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarama)

Dimana:

S = Kandungan air tanah

Rs = Curah hujan bulanan (mm)

Et₁ = Evapotranspirasi terbatas

IS = Tampungan awal / *soil storage* (mm)

IS(n) = Tampungan awal / *soil storage* bulan ke-n (mm)

- SMC = Kelembaban tanah (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* (mm)

D. Run off dan Ground water Storage

$$V(n) = k \times V(n-1) + 0,5 \times (1-k) \times I(n) \dots\dots\dots(2.37)$$

$$dVn = V(n) - V(n-1) \dots\dots\dots(2.38)$$

(Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Dimana:

- V(n) = Volume air tanah bulan ke-n
- V(n-1) = volume air tanah bulan ke(n-1)
- K = Faktor resesi aliran air tanah (0 – 1,0)
- I = Koefisien infiltrasi (0 – 1,0)

Harga k yang tinggi akan memberikan resesi yang lambat seperti pada kondisi geologi lapisan bawah yang sangat lolos air. Koefisien infiltrasi ditaksir berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran. Lahan yang porus mempunyai infiltrasi lebih tinggi dibandingkan tanah lempung berat. Lahan yang terjal menyebabkan air tidak sempat berinfiltrasi ke dalam tanah, sehingga koefisien infiltrasi akan semakin kecil.

E. Aliran Sungai

$$BF(n) = I - dV(n) \dots\dots\dots(2.39)$$

$$DRO = WS - 1 \dots\dots\dots(2.40)$$

$$Q' = DRO + BF(n) \dots\dots\dots(2.41)$$

$$Q = \frac{DRO \times 10^{-3} \times A}{n \times 24 \times 3600} \dots\dots\dots(2.42)$$

(Irigasi dan Bangunan Air, Gunadarma)

Dimana:

- Aliran dasar/BF(n) = infiltrasi perubahan volume air dalam tanah
- Aliran permukaan/DRO = Volume air lebih atau infiltrasi
- Aliran sungai/Q' = aliran permukaan + aliran dasar

Debit/Q = Aliran sungai x luas DAS per satuan waktu
n = jumlah hari dalam satu bulan

2.5 PERENCANAAN BENDUNG

2.5.1 Pemilihan tipe bendung

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

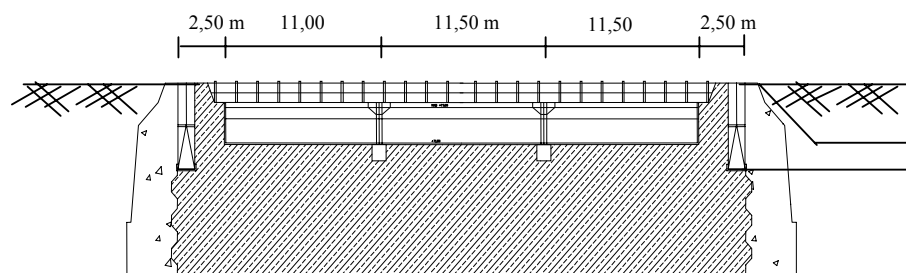
1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

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

2.5.1.1 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 ≤ 50 m
2. Tidak ada aliran permukaan selama banjir.
3. Dapat mengangkut kerikil sampai ukuran 64 mm.
4. Mempunyai debit saluran ≤ 10 m³/ dt.



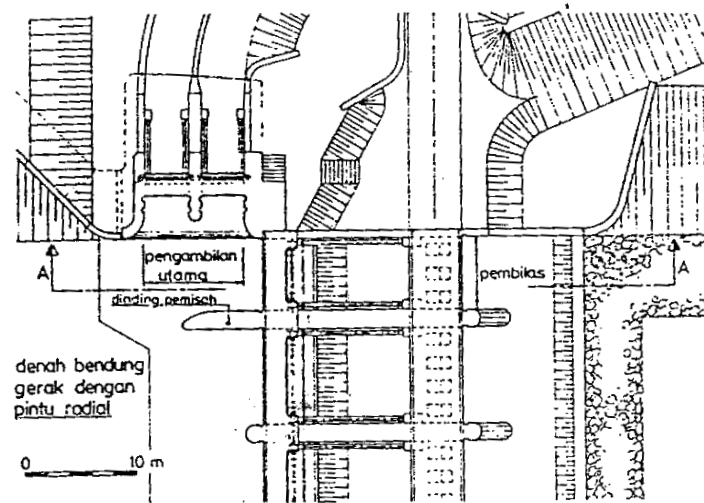
Gambar 2.3 Penampang melintang Bendung Tetap

2.5.1.2 Bendung Gerak

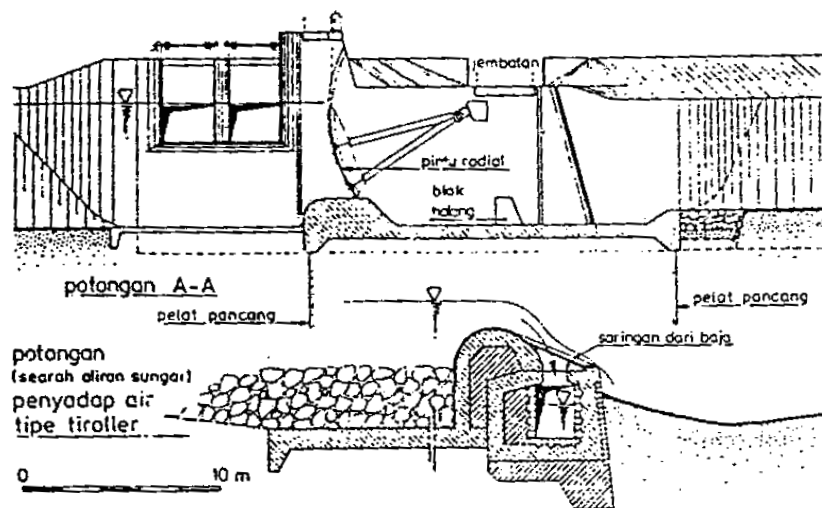
Merupakan bangunan berpintu yang dibuka selama aliran besar. Bendung gerak dapat mengatur muka air di depan pengambilan agar air yang masuk tetap sesuai dengan kebutuhan irigasi, kesulitan pada bendung gerak adalah pintu harus tetap

dijaga dan dioperasikan dengan baik dalam keadaan apapun. Adapun penggunaan dari pada bendung gerak adalah sebagai berikut :

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



Gambar 2.4 Lay Out Bendung Gerak



Gambar 2.5 Potongan Bendung Gerak

2.5.2 Pemilihan Lokasi

Pertimbangan pemilihan lokasi perencanaan bendung adalah:

- a. Tinggi dasar sungai pada lokasi bendung sebaiknya lebih tinggi dari areal yang akan dialiri.
- b. Lebar sungai pada lokasi cukup untuk merencanakan sebuah bendung.
- c. Pada rencana titik bendung lokasi harus pada alur sungai yang lurus.
- d. Tersedia cukup tempat untuk bangunan pelengkap di sekitar bendung.
- e. Topografi dipilih agar mudah untuk menentukan trase salurarn.

2.5.3 Tinggi mercu Bendung

Ditentukan berdasarkan elevasi sawah tertinggi ditambah dengan kehilangan-kehilangan tinggi energi di bangunan ukur, saluran primer dan pintu air.

2.5.4 Lebar Bendung

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:

$$B_e = B - 2(n.k_p + k_a) H_e \dots\dots\dots(2.43)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Dimana:

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

2.5.5 Tipe Mercu Bendung

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

2.5.5.1 Mercu bulat

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

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

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

$$Q = C_d 2/3 \sqrt{2/3 \cdot g \cdot b \cdot H_1^{1.5}} \dots\dots\dots(2.34)$$

Di mana : Q = debit (m^3 / dt)

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

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

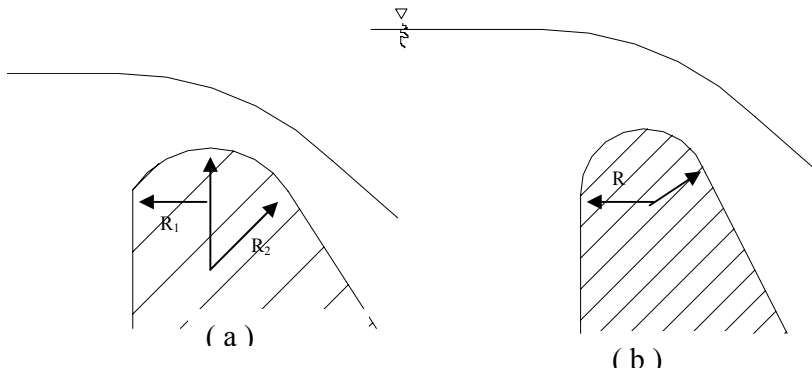
b = bentang efektif bendung (m)

H_1 = Tinggi di atas mercu (m)

C_0 = fungsi H_1/r

C_1 = fungsi p/H_1

C_2 = fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung



Gambar 2.6 Tipe Mercu Bulat

2.5.5.2 Mercu Ogee

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

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

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{k} \left[\frac{X}{hd} \right]^n \dots\dots\dots(2.35)$$

Dimana : X dan Y = koordinator-koordinator permukaan hilir

hd = tinggi rencana atas mercu

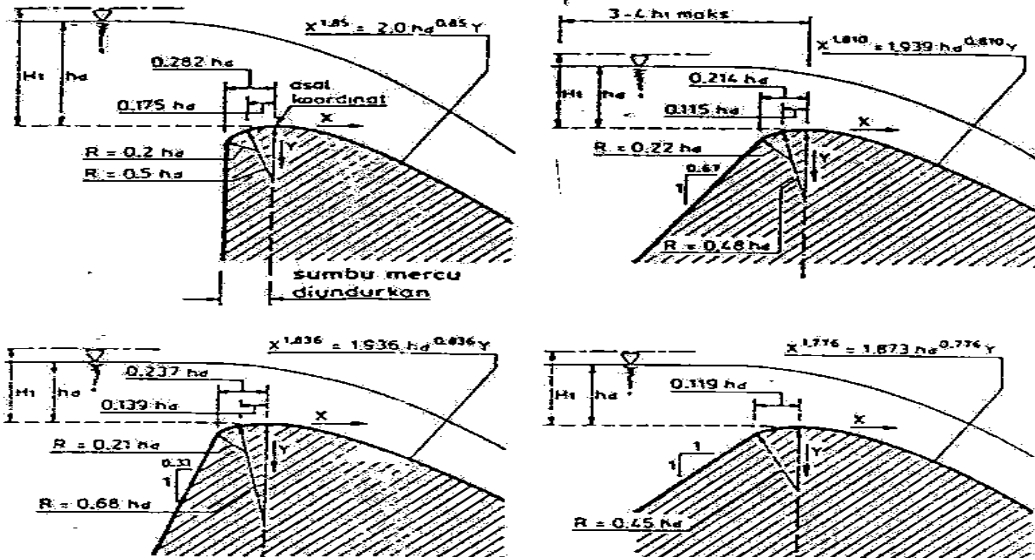
k dan n = parameter

Tabel 2.16 Harga – harga K dan n

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

(Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi)

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



Gambar 2.7 Tipe Mercu OGEE

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

$$Q = C_d \cdot 2/3 \sqrt{2/3 \cdot g} \cdot b \cdot H_1^{1.5} \dots\dots\dots(2.36)$$

- Dimana :
- Cd = koefisien debit (C₀, C₁, C₂)
 - g = gravitasi (m / dt²)
 - b = bentang efektif bendung (m)
 - H₁ = tinggi energi di atas ambang (m)
 - C₀ = konstanta (= 1,30)
 - C₁ = fungsi p/h_d dan H₁/h_d
 - C₂ = faktor koreksi untuk permukaan hulu

2.5.6 Perhitungan Hidrolis Bendung

2.5.6.1 Tinggi air di atas mercu

Untuk menghitung debit yang melimpas di atas mercu digunakan rumus sebagai berikut:

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

(Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Dimana:

- Q = Debit (m^3/dtk)
- C_d = Koefisien debit
- g = Percepatan gravitasi ($9,8 m/dtk^2$)
- B_e = Lebar mercu (m)
- H = Tinggi energi di atas mercu (m)

2.5.6.2 Tinggi Air Banjir di Hilir Mercu

Digunakan rumus *Chezy*

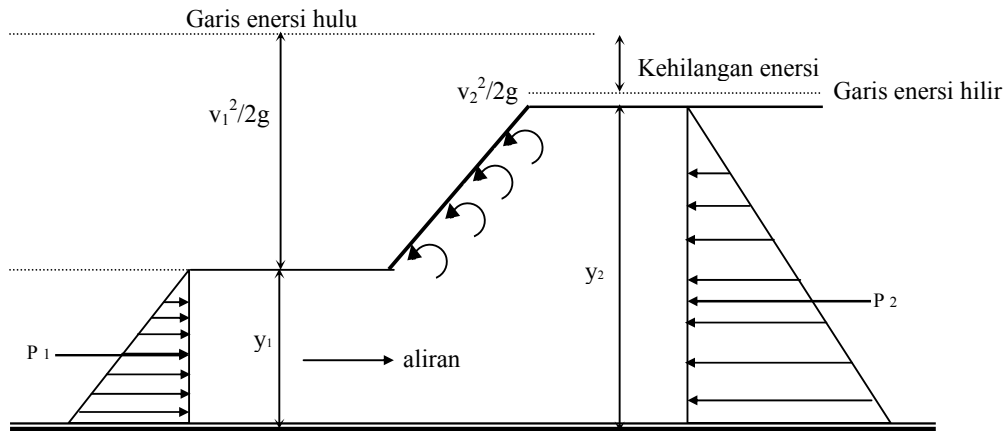
$$\begin{aligned} V &= C\sqrt{R.I} \\ Q &= A.V \\ A &= (B + m.H)H \\ P &= B + 2.H\sqrt{1 + m^2} \\ R &= \frac{A}{P} \\ C &= \frac{87}{1 + 1,5/\sqrt{R}} \dots\dots\dots (2.38) \end{aligned}$$

Dimana:

- V = Kecepatan aliran
- C = Koefisien *Chezy*
- R = jari-jari hidrolis
- I = kemiringan dasar sungai
- Q = Debit sungai
- A = Luas penampang basah
- B = Lebar dasar sungai
- m = kemiringan talud
- P = Keliling penampang basah

2.5.6.3 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 2.8 Hubungan kedalaman air hulu dan hilir

$$\text{Rumus : } y_2 = \frac{y_1}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_{r1}^2} \right] \dots\dots\dots(2.39)$$

$$y_1 = \frac{y_2}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + 8F_{r2}^2} \right] \dots\dots\dots(2.40)$$

$$\text{Dimana : } Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_u}} \dots\dots\dots(2.41)$$

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

y_u = kedalaman air diawal loncat air (m)

Fr = bilangan *Froude*

v_1 = kecepatan awal loncatan (m/dtk)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk²)

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 $2,5 < Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat .
3. Jika $2,5 < Fr_u \leq 4,5$ maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat . Loncatan air tidak terbentuk dengan baik dan

menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak untuk bilangan *Froude* ini mampu menimbulkan olakan (*turbulensi*) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan pemasangan blok depan kolam.

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

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

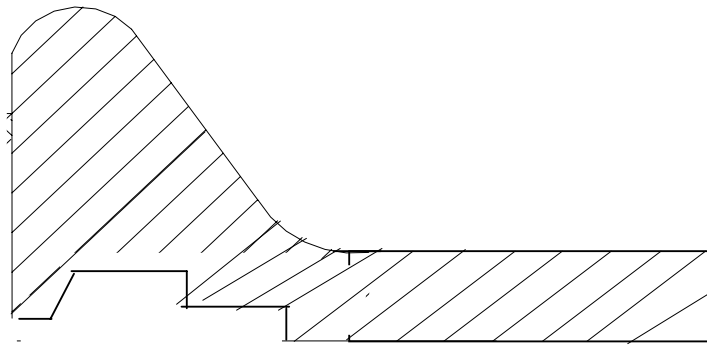
- Bendung di sungai yang mengangkut bongkah atau batu – batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam (*sub merged bucket*).
- Bendung di sungai yang mengangkut batu – batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan *alluvial*, dengan dasar tahan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

2.5.6.3.1 Kolam Olak Tipe USBR

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

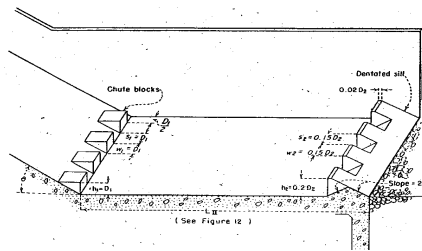
Macam – macam kolam olak tipe *USBR* sebagai berikut :

1. Kolam olak *USBR I*, koalm yang terbentuk oleh loncatan hidraulik yang terjadi pada lantai dasar. Tipe ini biasanya tidak praktis karena terlalu panjang dan di pakai untuk bilangan *Froude* ($F_r = 2,5-4,5$). Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.9 sebagai berikut :



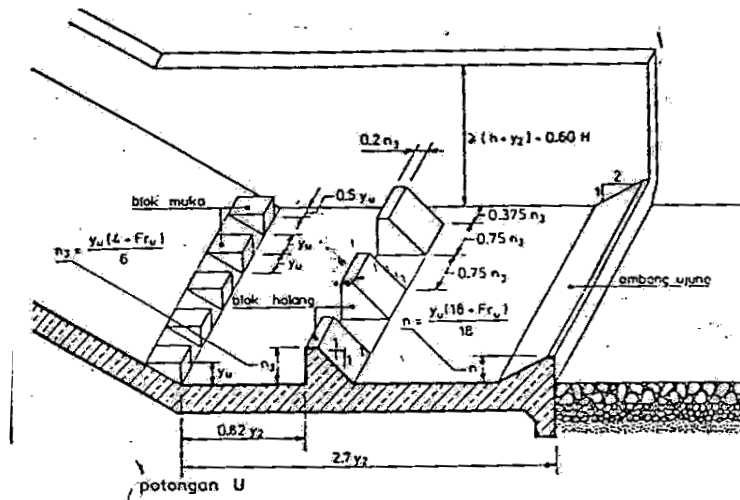
Gambar 2.9 Kolam Olak Type USBR I

2. Kolam olak *USBR II*, dikembangkan untuk kolam olak yang banyak digunakan pada bendungan tinggi, bendungan urug tanah dan struktur – struktur saluran besar. Kolam olak dilengkapi dengan blok – blok di ujung hulu dan ambang bergigi di ujung hilir. Panjang kolam olak dapat diperoleh dari kurva yang dibuat oleh biro tersebut. Kolam olak *USBR II* dapat dipakai pada bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ($F_r \geq 4,5$), dengan catatan kecepatan $v_1 \leq 16$ m/dt untuk menghindari kavitasi). Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.10 sebagai berikut :



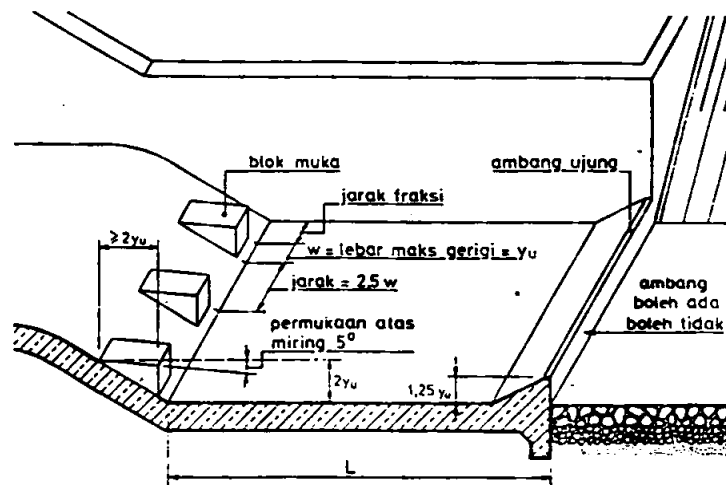
Gambar 2.10 Kolam olak Type USBR II

3. Kolam olak *USBR III*, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan panjang ruang olak :
$$L_B = \left(\frac{4,5 y_2}{F_r^{0,76}} \right)$$
 tetapi mempunyai faktor keamanan yang lebih tinggi. Kolam *USBR* dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ($F_r \geq 4,5$), tetapi bila kecepatan $v_1 \geq 16$ m/dt. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.11 sebagai berikut :



Gambar 2.11 Kolam olak Type USBR III

4. Kolam olak *USBR IV* dirancang untuk mengatasi persoalan pada loncatan hidrolis yang berosilasi. Kolam olak ini hanya dapat digunakan untuk penampang persegi panjang. Kolam olak *USBR IV* dipakai untuk bilangan *Froude* 2,5 samapi 4,5. Gambar dapat dilihat pada Gambar 2.12 sebagai berikut :



Gambar 2.12 Kolam olak Type USBR IV

2.5.6.3.2 Kolam olak Vlugter

Kolam Olak *Vlugter*, (Gambar 2.13) Kolam ini tidak bisa digunakan pada tinggi air hilir di atas dan di bawah tinggi muka air yang telah diuji di laboratorium. Penyelidikan menunjukkan bahwa tipe bak tenggelam yang perencanaannya hampir sama dengan kolam *Vlugter* lebih baik. Karena kolam *Vlugter* tidak bisa digunakan pada bendung yang debitnya selalu mengalami *fluktuasi*. Kolam olak untuk bangunan terjun di saluran irigasi mempunyai batas – batas yang diberikan untuk z/h_c 0,5; 2,0 dan 1,5 dihubungkan dengan bilangan *froude* yaitu 1,0; 2,8 dan 12,8. Bilangan – bilangan *Froude* diambil pada kedalaman z di bawah tinggi energi hulu, bukan pada lantai kolam untuk kolam loncat air.

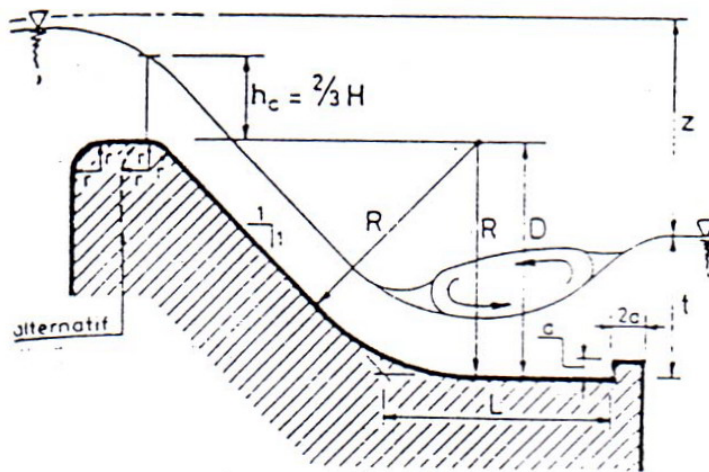
$$\text{Rumus } hc = 2/3Hd \quad \dots\dots\dots(2.42)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \frac{Z}{h_c} \leq 2,0 \text{ maka } t = 2,4h_c + 0,4Z \quad \dots\dots\dots(2.43)$$

$$\text{Jika } 2,0 < \frac{Z}{h_c} \leq 15,0 \text{ maka } t = 3,0hc + 0,1Z \quad \dots\dots\dots(2.44)$$

$$a = 0,28hc \sqrt{\frac{h_c}{Z}} \quad \dots\dots\dots(2.45)$$

D=R=L (ukuran dalam meter)



Gambar 2.13 Kolam olak Type *Vlugter*

2.5.6.3.3 Kolam Olak Bak Tenggelam

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

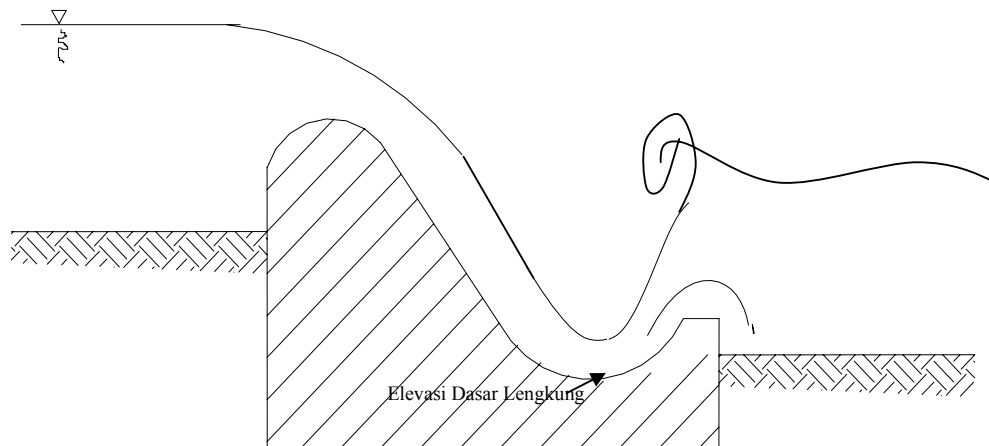
$$\text{Rumus : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (2.46)$$

Dimana : 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 2.14 sebagai berikut :



Gambar 2.14 Kolam olak Type Bak Tenggelam

2.5.7 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 hidrostatik
 - 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

2.5.7.1 Gaya Akibat Berat Bendung

$$W = \gamma_s \times \text{Luas} \dots\dots\dots(2.47)$$

Jarak ditinjau ke titik O

2.5.7.2 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:

$$ad = n(acxz)^m$$

$$E = \frac{ad}{g} \dots\dots\dots (2.48)$$

Dimana:

- Ad = Percepatan gempa rencana (m/dtk²)
- N,m = Koefisien jenis tanah
- ac = percepatan kejut dasar (cm/dtk²)
- E = Koefisien gempa
- g = Percepatan gravitasi
- z = Faktor yang bergantung ppada letak geografis

2.5.7.3 Tekanan *Uplift Pressure*

Tekanan air tanah P_x dihitung dengan rumus:

$$P_x = H_x - H$$

$$P_x = H_x - L_x \cdot H_w / L \dots\dots\dots(2.49)$$

(*Design Of Sabo Facilities, JICA*)

Dimana:

- P_x = Gaya angkat pada titik x (ton/m²)
- 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
- H_w = Beda tinggi energi (m)

2.5.7.4 Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$P_a = 0,5 \times \gamma_{sub} \times K_a \times h^2 \dots\dots\dots(2.50)$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \theta/2) \dots\dots\dots(2.51)$$

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

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \dots\dots\dots(2.52)$$

Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$P_p = 0,5 \times \gamma_{sub} \times K_p \times h^2 \dots\dots\dots(2.53)$$

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \theta/2) \dots\dots\dots(2.54)$$

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

$$= \left[\gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \dots\dots\dots(2.55)$$

Keterangan:

- P_a = Tekanan tanah aktif
- P_p = Tekanan tanah pasif
- θ = Sudut geser dalam
- g = Gravitasi bumi = 9,8 m/dtk²
- H = Kedalaman tanah aktif dan pasif (m)
- γ_{sub} = Berat jenis submerged
- γ_w = Berat jenis air = 1,0 ton/m³

Gs = Specific Gravity
 E = Void Ratio

2.5.7.5 Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik

$$W = \gamma_w \times \text{Luas} \dots\dots\dots(2.56)$$

γ_w = Berat jenis air = 1,0 ton/m³

2.5.7.6 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

$$Ps = \gamma_1 \times h^2 \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) \dots\dots\dots(2.57)$$

Dimana:

Ps = Gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas Lumpur yang bekerja secara normal
 θ = Sudut geser dalam
 γ₁ = Berat jenis Lumpur = 0,91 ton/m³
 h = Kedalaman Lumpur (m)

2.5.7.7 Kontrol Stabilitas Bendung

Persyaratan stabilitas konstruksi yang dinjau antara lain adalah sebagai berikut:

- Kontrol terhadap guling

$$Sf = \frac{\sum MV}{\sum MH} \geq 1,5 \dots\dots\dots(2.58)$$

(Design Of Sabo Facilities, JICA)

Dimana:

Sf = Faktor keamanan
 MV = Jumlah momen vertikal (Ton meter)
 MH = Jumlah momen horisontal (Ton Meter)

- Kontrol terhadap geser

$$\frac{\sum V}{\sum H} f \geq 1,5 \dots\dots\dots(2.59)$$

(Design Of Sabo Facilities, JICA)

Dimana:

Sf = Faktor keamanan

ΣV = Beda tinggi antara titik terjauh (di hulu) dengan titik pengamatan

ΣH = Jumlah gaya horisontal yang bekerja pada bangunan (Ton)

f = Koefisien gesekan (0,75)

- Kontrol terhadap eksentrisitas

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

$$e = B/2 - d < B/6 \quad \dots\dots\dots(2.60)$$

(Design Of Sabo Facilities, JICA)

Dimana:

MV = Jumlah momen vertikal (Ton m)

MH = Jumlah momen horisontal (Ton m)

ΣV = Jumlah gaya vertikal (Ton)

d = Titik tangkap

e = Eksentrisitas

B = Lebar yang ditinjau (m)

2.6 Bangunan Pelengkap

2.6.1 Pintu

Perhitungan pintu pengambilan menggunakan rumus:

$$Q = \mu.b.h.\sqrt{2.g.z} \quad \dots\dots\dots(2.61)$$

(Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Dimana:

Q = Debit rencana (m³/dtk)

μ = Koefisien debit (0,8)

B = Lebar bukaan (m)

H = Tinggi bukaan pintu (m)

g = Percepatan gravitasi (m/dtk²)

z = Kehilangan energi pada bukaan (m)

2.6.2 Kantong lumpur

Untuk mencegah agar sedimen tidak mengendap di saluran irigasi maka pada bagian awal dari saluran primer di belakang pengambilan direncanakan untuk berfungsi sebagai kantong lumpur. Kantong lumpur ini dibuat dengan panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan mengendapkan sedimen. Untuk menampung endapan ini dasar saluran diperdalam atau diperlebar.

Perencanaan kantong lumpur dihitung berdasarkan debit kebutuhan pengambilan rencana (Q_n). Sedangkan debit untuk pembilasan kantong lumpur (Q_s) adalah 120 % dari kebutuhan pengambilan pelaksanaan.

2.6.2.1 Panjang dan lebar kantong Lumpur

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

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

Maka menghasilkan $LB = \frac{Q}{w}$ (2.62)

Dimana : H = kedalam aliran saluran (m)

w = kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)

L = panjang kantong Lumpur (m)

v = kecepatan aliran air (m/dt)

Q = debit saluran (m^3/dt)

B = lebar kantong Lumpur (m)

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

$$LB = \frac{Q}{w} \cdot \frac{\lambda^2}{7,51} \cdot \frac{v}{w} \cdot \frac{(H^{0,5} - 0,2)^2}{H} \dots\dots\dots(2.63)$$

Dimana : L = panjang kantong Lumpur (m)

B = lebar kantong Lumpur (m)

Q = debit saluran (m³ / dt)

w = kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)

λ = koefisien pembagian / distribusi Gauss

λ adalah fungsi D/T, dimana D = jumlah sedimen yang diendapkan dan T = jumlah sedimen yang diangkut. $\lambda = 0$ untuk D/T = 0,5 ; $\lambda = 1,2$ untuk D/T = 0,95 ; $\lambda = 1,55$ untuk D/T = 0,98.

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

H = kedalaman aliran air di saluran (m)

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

1. Pengukuran di tempat

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

2. Dengan rumus atau grafik

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

2.6.2.2 Perhitungan In (eksploitasi normal, kantong sedimen hampir penuh)

$$\text{Rumus : } In = \left(\frac{Vn}{Rn^{2/3} * Ks} \right)^2 \rightarrow Rn = An/Pn \quad (\dots\dots\dots 2.64)$$

- Dimana : In : kemiringan saluran
Vn : kecepatan (m.dt)
Rn : Jari – jari hidrolis
An : Luas penampang basah
Pn : Keliling basah

2.6.2.3 Perhitungan Is (pembilas, Kantong Lumpur kosong)

$$\text{Rumus : } Is = \left(\frac{Vs}{Rs^{2/3} * Ks} \right)^2 \rightarrow Rs = As/Ps \quad (\dots\dots\dots 2.65)$$

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

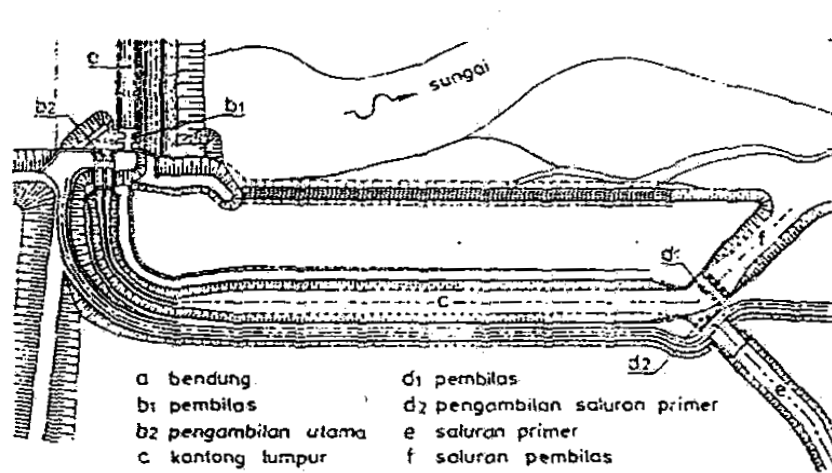
$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}} \quad (\dots\dots\dots 2.66)$$

2.6.2.4 Tata Letak Kantong Lumpur, Pembilas Kantong Lumpur dan Pengambilan di Saluran Primer

Tata letak yang baik apabila saluran pembilas merupakan kelanjutan dari kantong Lumpur dan saluran primer mulai dari samping kantong (lihat Gambar 2.15). Ambang pengambilan disaluran primer sebaiknya tinggi di atas tinggi maksimum sedimen guna mencegah masuknya sedimen ke dalam saluran. Saluran primer terletak di arah yang sama dengan kantong lumpur.

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

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



Gambar 2.15 Tata letak kantong Lumpur