
BAB III TINJAUAN PUSTAKA

3.1 ANALISIS HIDROLOGI

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

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

3.2 CURAH HUJAN RENCANA

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

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

3.2.1 Cara Rata-rata Hitung

Cara menghitung rata-rata aritmetis (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan

banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

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

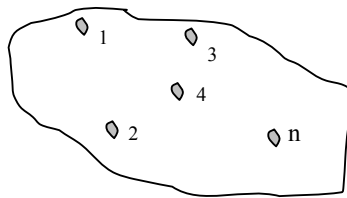
Di mana :

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

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

n = banyaknya stasiun hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.1 Sketsa stasiun curah hujan cara rata-rata hitung

3.2.2 Cara Poligon Thiessen

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

$$\begin{aligned} \text{Rumus : } \bar{R} &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A} \end{aligned}$$

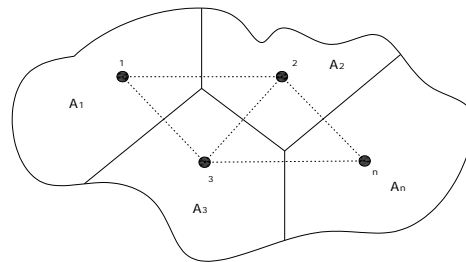
$$\bar{R} = R_1 W_1 + R_2 W_2 + \dots + R_n W_n \dots\dots\dots(3.2)$$

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

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

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

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 3.2 Pembagian daerah dengan cara poligon *Thiessen*

3.2.3 Perhitungan curah hujan rencana dengan periode ulang

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

- a. Sebaran normal

$$C_s = 0$$

- b. Sebaran log normal

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

- c. Sebaran *Gumbel*

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

- d. Sebaran log Pearson III

$$C_s \neq 0$$

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

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

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

Dengan :

C_s = Koefisien Keruncingan (*skewness*)

C_k = Koefisien Kurtosis

C_v = Koefisien variasi

R_i = Curah hujan masing-masing pos (mm)

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

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.

1. Uji keselarasan ***Chi Kuadrat***

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

Di mana :

x^2 = harga chi kuadrat.

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

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

G = jumlah sub kelompok.

Prosedur uji *Chi Kuadrat* adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup yang masing – masing beranggotakan minimal 4 data pengamatan
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap – tiap sub-grup.
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- Pada tiap sub-grup hitung nilai : $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$
- Jumlah seluruh G sub-grup nilai $\frac{(O_i - E_i)}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$ untuk distribusi normal dan binormal)

Interprestasi hasil uji sebagai berikut :

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

Tabel 3.1 Nilai kritis untuk Distribusi Chi Kuadrat

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

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

2. Uji keselarasan *Smirnov Kolmogorof*

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

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

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

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

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

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

3.2.3.1 Metode Gumbel.

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

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

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

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

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

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

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

X_i = curah hujan maksimum tahun ke i (mm)

n = lamanya pengamatan

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

Tabel 3.3 Reduced Mean (Y_n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.507	0.51	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.522
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.53	0.582	0.5882	0.5343	0.5353
30	0.5363	0.5371	0.538	0.5388	0.5396	0.54	0.541	0.5418	0.5424	0.543
40	0.5463	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5468	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.553	0.5533	0.5535	0.5538	0.554	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.555	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.557	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.558	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.8898	0.5599
100	0.56									

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

Tabel 3.4 Reduced Standard Deviation (S)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.108
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.148	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.159
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.177	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.189	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.193
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.198	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2046	1.2049	1.2055	1.206
100	1.2065									

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

Tabel 3.5 Reduced Variate (Y_t)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0.3665
5	1.4999
10	2.2502
20	2.9606
25	3.1985
50	3.9019
100	4.6001
200	5.2960
500	6.2140
1000	6.9190
5000	8.5390
10000	9.9210

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F
Hari Nugroho

L2A 303005
L2A 303032

3.2.3.2 Metode distribusi Log Pearson III

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

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

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

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

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

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

n = Jumlah pengamatan

C_s = Koefisien Kemencengan

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

Tabel 3.6 Harga k untuk Distribusi Log Pearson III

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.840	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	6.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670

TUGAS AKHIR

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

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	5.525
0.2	-0.033	0.831	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.830	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.089	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	1.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber : CD Soemarto, Hidrologi Teknik ,1999)

3.3 DEBIT BANJIR RENCANA

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

3.3.1 Metode *Der Weduwen*

Digunakan untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$

$$\text{Rumus : } Q_{\max} = \alpha \times \beta \times q \times A \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta \cdot qn + 7} \dots\dots\dots (3.16)$$

TUGAS AKHIR

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} * A}{120 + A} \dots\dots\dots (3.17)$$

$$qn = \frac{Rn}{240} x \frac{67,65}{t+1,45} \dots\dots\dots(3.18)$$

$$t = 0,25L * Q^{-0,125} * I^{-0,125} \dots\dots\dots(3.19)$$

Di mana :

- Q_{max} = debit banjir (m³/dtk)
- Rn = curah hujan maksimum harian (mm/jam)
- α = koefisien pelimpasan air hujan (*run off*)
- β = koefisien reduksi luasan untuk curah hujan di DAS
- qn = luasan curah hujan (m³/dtk km²)
- A = luas daerah pengaliran (km²)
- t = lamanya hujan (jam)
- L = panjang sungai (km)
- I = kemiringan sungai

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

3.3.2 Metode Rasional

Metoda ini adalah tertua dan yang terkenal diantara rumus – rumus empiris. Metoda ini banyak di gunakan untuk sungai – sungai biasa dengan daerah pengaliran yang luasnya lebih dari 100 km², dan juga perencanaan drainase daerah pengaliran yang relatif sempit.

Rumus :

$$Q = 0,2778 \times C \times I \times A \dots\dots\dots(3.20)$$

Di mana :

Q = Debit maksimum (m³/dtk)

A = Luas DAS (km²)

C = koefisien limpasan (lihat Tabel 3.7)

I = Intensitas curah hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)

Tabel 3.7 Koefisien limpasan (oleh Dr. Mononobe)

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Harga dari C
Daerah pegunungan yang curam	0,75 – 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, Hidrologi Untuk Pengairan)

3.3.3 Metode Haspers

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

$$Q_n = C \times \beta \times q \times A \dots\dots\dots(3.21)$$

1. Koefisien Aliran (C) dihitung dengan rumus

$$C = \frac{1 + 0,012 \times A^{0,7}}{1 + 0,075 \times A^{0,7}} \dots\dots\dots(3.22)$$

Dimana : A = luas DAS (km²)

2. Koefisien Reduksi (β) dihitung dengan rumus

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{0,4t})}{(t + 15)} \times \frac{A^{0,75}}{12} \dots\dots\dots(3.23)$$

TUGAS AKHIR

Dimana : β = koefisien reduksi
 t = waktu konsentrasi (jam)
 A = luas DAS (km^2)

3. Waktu konsentrasi dihitung dengan rumus

$$t = 0,1 \times L^{0,9} \times i^{-0,3} \dots\dots\dots(3.24)$$

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

4. Modul maksimum menurut Haspers dirumuskan

$$q = \frac{Rt}{3,6 \times t} \dots\dots\dots(3.25)$$

$$Rt = R + Sx \cdot U \dots\dots\dots(3.26)$$

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

5. Intensitas Hujan

Untuk $t < 2$ jam

$$Rt = \frac{t \times R_{24}}{t + 1 - 0,0008(260 - R_{24})(2 - t)} \dots\dots\dots(3.27)$$

Untuk $2 < t < 19$ jam

$$Rt = \frac{t \times R_{24}}{t + 1} \dots\dots\dots(3.28)$$

Untuk $19 < t < 30$ hari

$$Rt = 0,707 \times R_{24} \times t + 1 \dots\dots\dots(3.29)$$

dengan,

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

3.4 Analisis Ketersediaan Air

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan umumnya menentukan kebutuhan maksimum air irigasi pada suatu proyek irigasi. Faktor – faktor penting yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk penyiapan lahan adalah :

- ❖ Lamanya waktu yang dibutuhkan untuk menyelesaikan pekerjaan penyiapan lahan.
- ❖ Jumlah air yang diperlukan untuk penyiapan lahan.

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

Tabel 3.8 Koefisien suhu (tabel 1a – b) ((f(T.ai).10⁻²)

Suhu Udara (°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 3.9 Koefisien suhu (1a – b) (d.^{1.10²})

Suhu Udara (°celcius)	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 3.10 Tekanan udara (tabel 1a – b) ((Pwa.z)sa)

Suhu Udara (°celcius)	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)

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F
Hari Nugroho

L2A 303005
L2A 303032

Tabel 3.11 Koefisien tekanan udara (tabel 1a – b) (g+d)

Suhu Udara (°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 3.12 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	0,197	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)

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F
Hari Nugroho

L2A 303005
L2A 303032

Tabel 3.13 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 3.14 Tekanan udara (tabel Penman 4) (OA.Hsh.10⁻²)

Lintang 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)

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F
Hari Nugroho

L2A 303005
L2A 303032

Tabel 3.15 Koefisien radiasi matahari (tabel Penman 5) (a.sh.f@)

Lintang Selatan	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)

Tabel 3.16 Kebutuhan air selama penyiapan lahan

E _o +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	10,4
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	11,4
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

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

TUGAS AKHIR

Tabel 3.17 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	0,20	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

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

Tabel 3.18 Koefisian Tanaman Padi dan Palawija Menurut Nedeco / Prosida

Periode Tengah Bulanan ke	PADI		PALAWIJA	KETERANGAN
	Varitas biasa	Varitas unggul	Jagung	
1	1,20	1,2	0,50	*) untuk sisanya = 5 hari
2	1,20	1,27	0,59	
3	1,32	1,33	0,96	
4	1,40	1,30	1,05	
5	1,35	1,15	1,02	
6	1,24	0,00	0,95*)	
7	1,12			
8	0,00			

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

TUGAS AKHIR

3.4.1 Evapotranspirasi

Untuk perhitungan evapotranspirasi digunakan rumus sebagai berikut :

$$ET_o = \frac{1}{L^{-1} \cdot \delta + \Delta (H_{sh}^{ne} - H_{10}^{ne})} + \frac{\delta E_q}{\delta + \Delta} \quad (\dots\dots\dots 3.30)$$

Dimana :

E_t_o : indeks evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hari).

H_{sh}^{ne} : jaringan radiasi gelombang pendek (Longley/day) .

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

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

$$= [ash * f(r)] * \alpha a^H * sh * 10^{-2} \quad (\dots\dots\dots 3.31)$$

α : albedo, tergantung lapis permukaan yang ada, untuk rumput = 0,25

Ω : derajat lintang (utara dan selatan)

R_a : radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)

$$= \alpha a^H sh * 10^{-2}$$

H_{10}^{ne} : jaringan radiasi gelombang panjang (longleys/day)

$$= 0,97 * \alpha * T_{ai}^{-4} * (0,47 - 0,77\sqrt{e_d}) * [1 - 8/10(1 - r)]$$

$$= f(T_{ai}) * f(T_{dp}) * f(m) \quad (\dots\dots\dots 3.32)$$

$f(T_{ai})$: efek dari temperatur radiasi gelombang panjang

$$= 0,47 - 0,77\sqrt{e_d} \quad (\dots\dots\dots 3.33)$$

$$m = 8(1-r) \quad (\dots\dots\dots 3.34)$$

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

$$= 1 - m/10 \quad (\dots\dots\dots 3.35)$$

r : lama penyinaran sinar matahari relatif

E_q : evaporasi yang dihitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)

$$= 0,35(0,50+0,54* \mu 2)*(ea-ed)$$

$$= f(U 2)* (Pz^{wa})_{sa} - Pz^{wa} \quad (\dots\dots\dots 3.36)$$

U2 : kecepatan angin ketinggian 2 m di atas tanah (m/dt)

$(Pz^{wa})_{sa} = e_a$ =tekanan uap jenuh (mmHg)

$Pz^{wa} = ed$ =tekanan uap yang terjadi (mm/Hg)

L : panas laten dari penguapan (*longleys/minute*)

Δ : kemiringan tekan uap air jenuh yang berlawanan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/°C)

δ : konstanta Bowen (0,49 mmHg/°C)

3.4.2 Perkolasi dan Rembesan

Perkolasi adalah kehilangan air di petak sawah karena meresap ke bawah atau meresap ke samping. Besar perkolasi dipengaruhi oleh sifat – sifat tanah terutama sifat fisik tanah, yaitu tekstur tanah dan struktur tanah selain itu, juga dipengaruhi oleh kedalaman air tanah.

Besarnya perkolasi diambil berdasarkan pedoman dari PSA – 10 sebagai berikut :

- Untuk lahan yang datar (dataran rendah) dapat digunakan 1 mm per hari
- Untuk lahan yang miring dengan kemiringan lebih besar sama 5 % perkolasi berkisar 7-5 mm perhari
- Atau didasarkan pada tekstur tanah hasil pengamatan di lapangan :
 1. tanah bertekstur berat (lempungan) = nilai 1-2 mm/hari
 2. tanah bertekstur sedang (lempungan pasiran) = nilai 1-3 mm/hari
 3. tanah bertekstur ringan (pasiran) = nilai 3-6 mm/hari

3.4.3 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit minimum sungai yang dapat dipakai untuk keperluan irigasi dengan kemungkinan 80 % terpenuhi. Perhitungan debit andalan bertujuan untuk menentukan areal persawahan yang dapat diairi. Perhitungan ini menggunakan cara analisis *water balance* dari DR. F.J. Mock berdasarkan data

curah hujan, jumlah hari hujan, evapotranspirasi dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran.

Rumus :

$$Q = (DRO+BF)*A \quad (\dots\dots\dots 3.37)$$

Dimana :

Q : debit andalan (m^3/dt)

$$DRO : \textit{direct run off} (mm/ha) \\ = RSO+Ws-I \quad (\dots\dots\dots 3.38)$$

RSO : *run off storm*

Ws : *water surplus* (mm)

$$BF : \textit{base flow} (mm) \\ = I-dVn \quad (\dots\dots\dots 3.39)$$

dVn : perubahan volume *storage* (mm)

A : luas *catchment area* (km^2)

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.

$$dE/Eto = (m/20)*(18-n) \quad (\dots\dots\dots 3.40)$$

$$dE = (m/20)*(18-n)*Eto \quad (\dots\dots\dots 3.41)$$

$$ET1 = Eto-dE \quad (\dots\dots\dots 3.42)$$

Dimana :

dE : selisih antara evapotranspirasi potensial dengan evapotranspirasi terbatas.

Eto : evapotranspirasi potensial.

ET1 : evapotranspirasi terbatas.

m : prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi

TUGAS AKHIR

= 10%-40% untuk lahan yang tererosi

= 30%-50% untuk lahan pertanian yang diolah

C. Keseimbangan Air Pada Permukaan Tanah

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah sebagai berikut :

$$S = R_s - ET_1 \quad (\dots\dots\dots 3.43)$$

$$SMC(n) = SMC(n-1) + IS(n) \quad (\dots\dots\dots 3.44)$$

$$WS = S - IS \quad (\dots\dots\dots 3.45)$$

Dimana :

S : kandungan air tanah

R_s : curah hujan bulanan (mm)

ET₁ : evapotranspirasi terbatas

IS : tampungan awal/*Innitial storage* (mm)

IS(n) : tampungan awal/*Initial storage* bulan ke-n (mm)

SMC : kelembaban tanah/*soil storage moisture* (mm) biasanya diambil antara 50-250 mm, jika porositas tanah lapisan atas besar maka SMC semakin tinggi.

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*

$$V(n) = k \cdot V(n-1) + 0,5 \cdot (1-k) \cdot I(n) \quad (\dots\dots\dots 3.46)$$

$$DV_n = V(n) - V(n-1) \quad (\dots\dots\dots 3.47)$$

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)

Nilainya tinggi jika tanah tersebut memiliki *Permeable* yang baik

I : koefisien infiltrasi (0-1,0)

Berdasarkan keadaan tanah, nilai infiltrasi semakin besar jika tanahnya seperti pasir halus, sedangkan lahan terjal dimana air tidak sempat terinfiltrasi ke tanah nilainya akan kecil

E. Aliran Sungai

Aliran dasar : infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

$$BF(n) = I \cdot dV(n) \quad (\dots\dots\dots 3.48)$$

Aliran permukaan : volume air lebih-infiltrasi

$$DRO = WS - I \quad (\dots\dots\dots 3.49)$$

Aliran sungai : aliran permukaan + aliran dasar

$$Q = DRO + BF(n) \quad (\dots\dots\dots 3.50)$$

Debit : (aliran sungai *luas DAS)/waktu

$$Q = \frac{DRO \times 10^{-3} \times A}{n \times 24 \times 3600} \quad (\dots\dots\dots 3.51)$$

Dimana : n adalah jumlah hari dalam satu bulan.

3.5 TIPE-TIPE BENDUNG

3.5.1 Umum

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

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

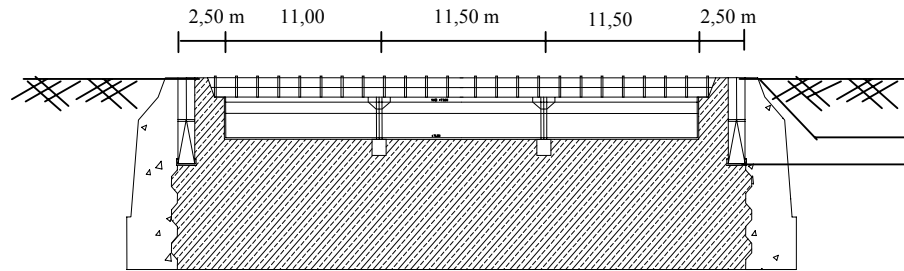
1. Bendung tetap
2. Bendung gerak

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

3.5.2 Bendung Tetap

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

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

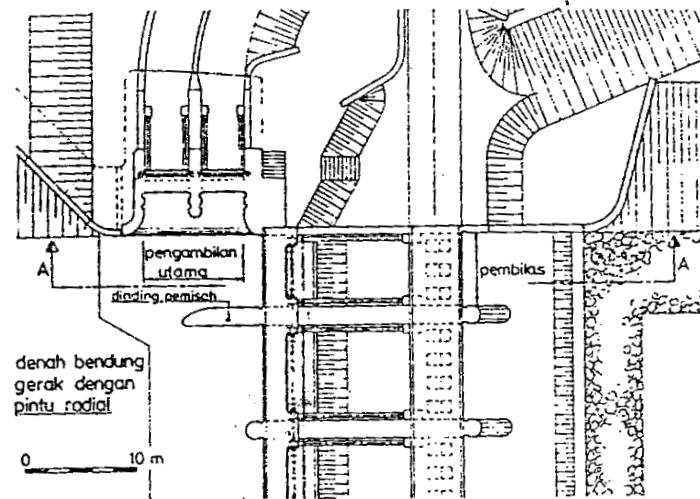


Gambar 3.3 Penampang melintang Bendung Tetap

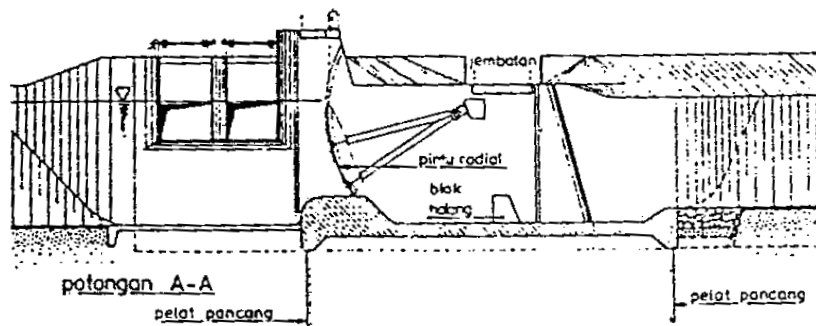
3.5.3 Bendung Gerak

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

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



Gambar 3.4 Lay Out Bendung Gerak



Gambar 3.5 Potongan Bendung Gerak

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

3.6 HIDROLIK BANGUNAN BENDUNG TETAP

3.6.1 Bentang Bendung

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

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

Di mana : n = jumlah pilar

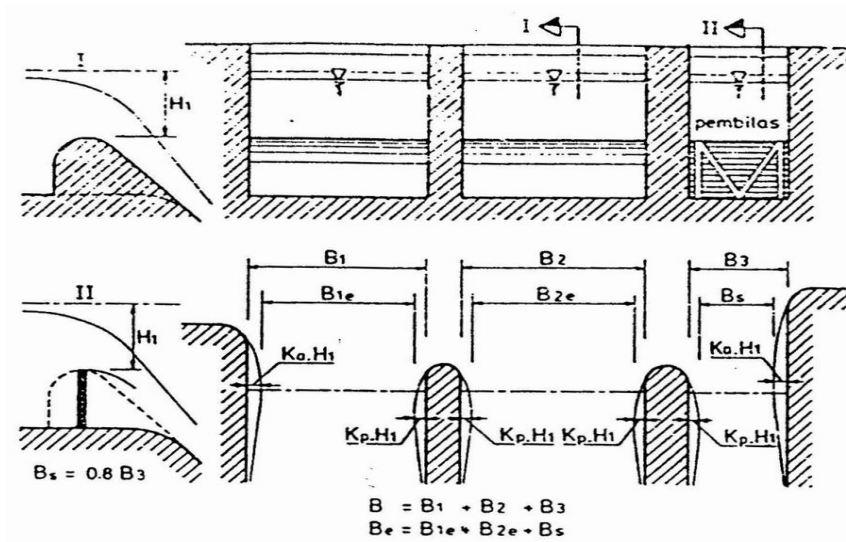
Kp = koefisien kontraksi pilar

Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung

H₁ = tinggi energi (m)

B = lebar mercu yang sebenarnya

Be = lebar efektif mercu



Gambar 3.6 Lebar efektif Mercu

Tabel 3.19 harga-harga koefisien kontraksi

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

(Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi)

3.6.2 Perencanaan Mercu

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

3.6.2.1 Mercu bulat

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

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

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

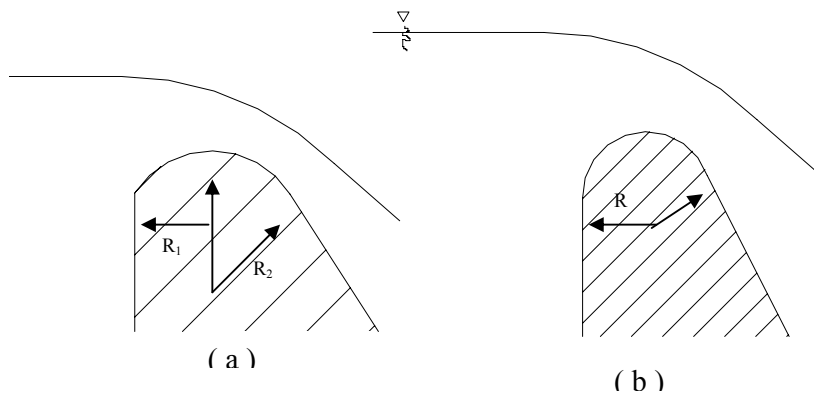
$$Q = C_d 2/3 \sqrt{2/3 \cdot g \cdot b \cdot H_1^{1,5}} \dots\dots\dots(3.53)$$

Di mana : Q = debit (m³ / dt)

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

TUGAS AKHIR

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



Gambar 3.7 Tipe Mercu Bulat

3.6.2.2 Mercu Ogee

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

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

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

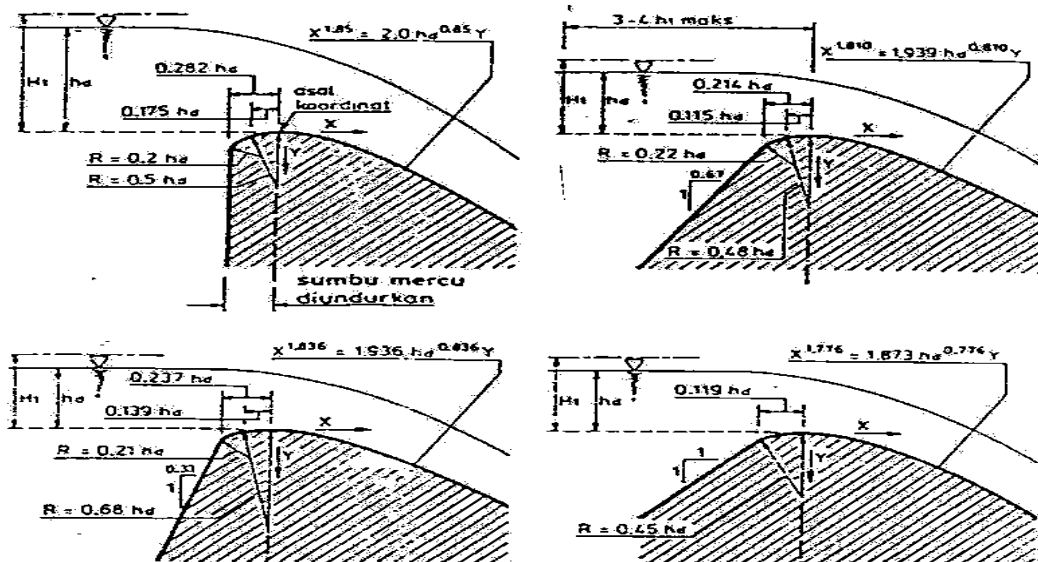
- Dimana : X dan Y = koordinator-koordinator permukaan hilir
- hd = tinggi rencana atas mercu
- k dan n = parameter

Tabel 3.20 Harga – harga K dan n

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

(Sumber : Kp-02 Standar Perencanaan Irigasi)

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



Gambar 3.8 Tipe Mercu OGEE

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

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

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

g = gravitasi (m / dt^2)

TUGAS AKHIR

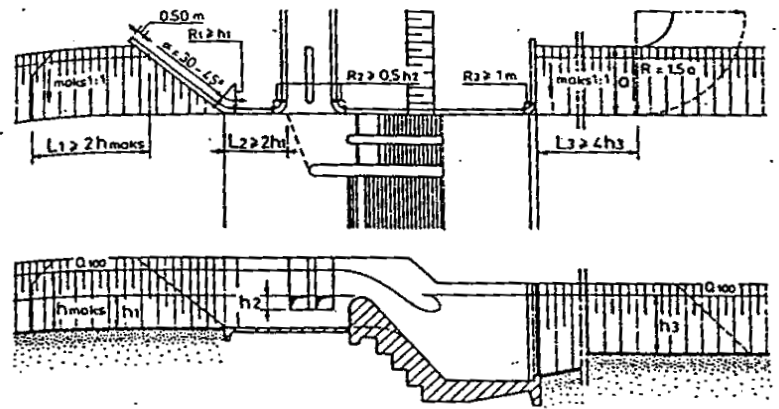
Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F L2A 303005
Hari Nugroho L2A 303032

- b = bentang efektif bendung (m)
- H_1 = tinggi energi di atas ambang (m)
- C_0 = konstanta (= 1,30)
- C_1 = fungsi p/h_d dan H_1/h_d
- C_2 = faktor koreksi untuk permukaan hulu

3.6.3 Pangkal Bendung

Menghubungkan bendung dengan tanggul-tanggul sungai dan tanggul-tanggul banjir. Pangkal bendung harus mengalirkan air dengan tanah dan tidak menimbulkan turbulensi. Elevasi pangkal bendung disisi hulu sebenarnya lebih tinggi dari elevasi air (yang tergantung) selama terjadi debit rencana. Tinggi jagaan yang diberikan adalah 0,75 m sampai dengan 1,5 m dilihat dari kurva debit. Gambar pangkal bendung dapat dilihat pada Gambar 3.9 sebagai berikut :



Gambar 3.9 Pangkal Bendung

3.6.4 Peredam Energi

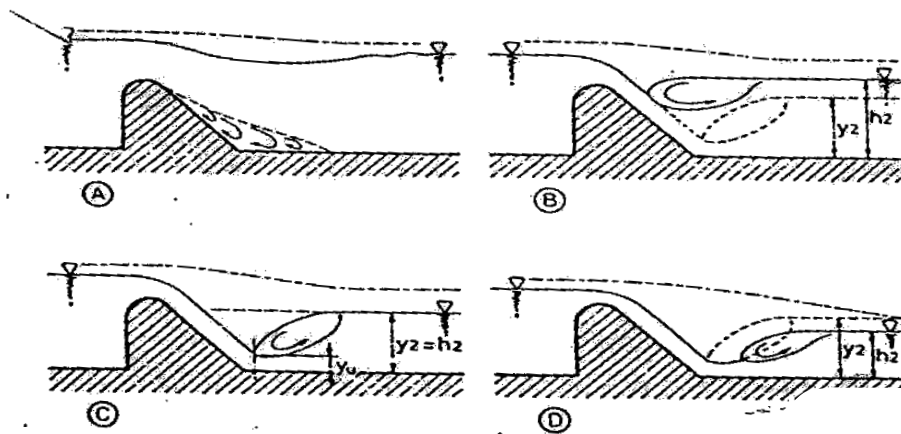
Aliran di atas mercu bendung di sungai dapat menunjukkan berbagai perilaku disebelah hilir bendung akibat kedalaman air yang ada. Adapun kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola aliran di atas bendung. Gambar 3.10 akan menunjukkan beberapa kemungkinan sebagai berikut : Gambar 3.10A menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan gangguan dipermukaan berupa timbulnya gelombang. Gambar 3.10B menunjukkan loncatan tenggelam

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F L2A 303005
Hari Nugroho L2A 303032

diakibatkan oleh kedalaman air di hilir besar. Gambar 3.10C keadaan loncat air di mana kedalaman air di hilir sama dengan kedalaman konjungsi loncat air. Gambar 3.10D terjadi apabila kedalaman air di hilir kurang dari kedalaman konjungsi sehingga loncatan akan bergerak ke hilir. Semua tahap ini bias terjadi di bagian hilir bendung yang di bangun di sungai. Kasus D keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan menyebabkan penggerusan luas.



Gambar 3.10 Kondisi Aliran di atas Mercu

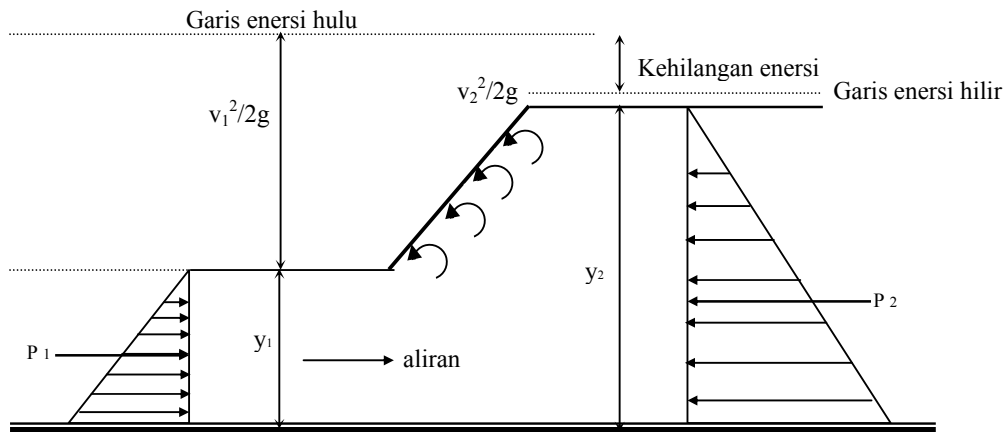
Cara menemukan debit untuk peredaman energi, semua debit dicek dengan muka air di hilir. Apabila terjadi degradasi dibuat perhitungan dengan muka air hilir terendah yang mungkin terjadi degradasi. Degradasi harus dicek jika :

1. bendung dibangun pada sudetan
2. sungai *alluvial* dan bahan tanah yang dilalui rawan terhadap erosi.
3. terdapat waduk di hulu bangunan.

3.6.5 Kolam Olak

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

TUGAS AKHIR



Gambar 3.11 Hubungan kedalaman air hulu dan hilir

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

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

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

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

y_u = kedalaman air diawal loncat air (m)

Fr = bilangan *Froude*

v_1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)

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

1. Untuk $Fr_u \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah, bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi dan saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan lindungan khusus.

TUGAS AKHIR

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 :

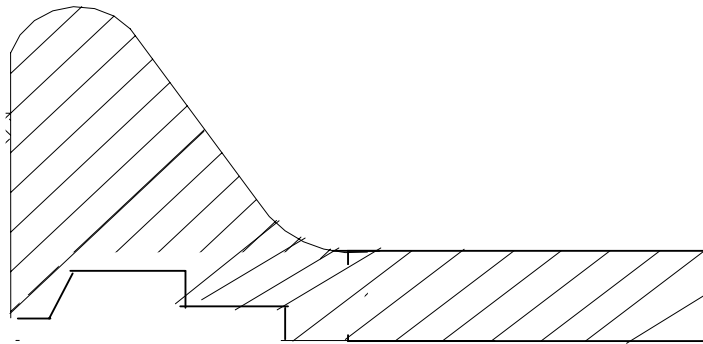
- Bendung di sungai yang mengangkut bongkah atau batu – batu besar dengan dasar yang relatif tahan gerusan, biasanya cocok dengan kolam olak tipe bak tenggelam (*sub merged bucket*).
- Bendung di sungai yang mengangkut batu – batu besar, tetapi sungai itu mengandung bahan *alluvial*, dengan dasar tahan 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.

3.6.5.1 Kolam Olak Tipe USBR

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

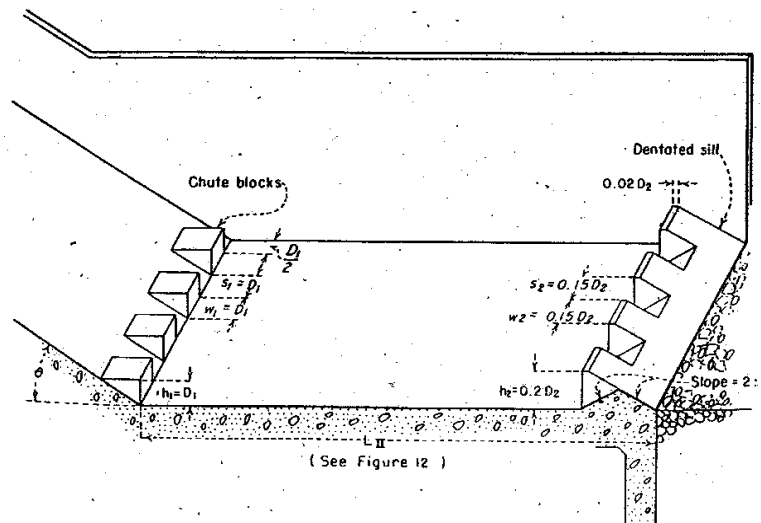
Macam – macam kolam olak tipe *USBR* sebagai berikut :

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



Gambar 3.12 Kolam Olak Type USBR I

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



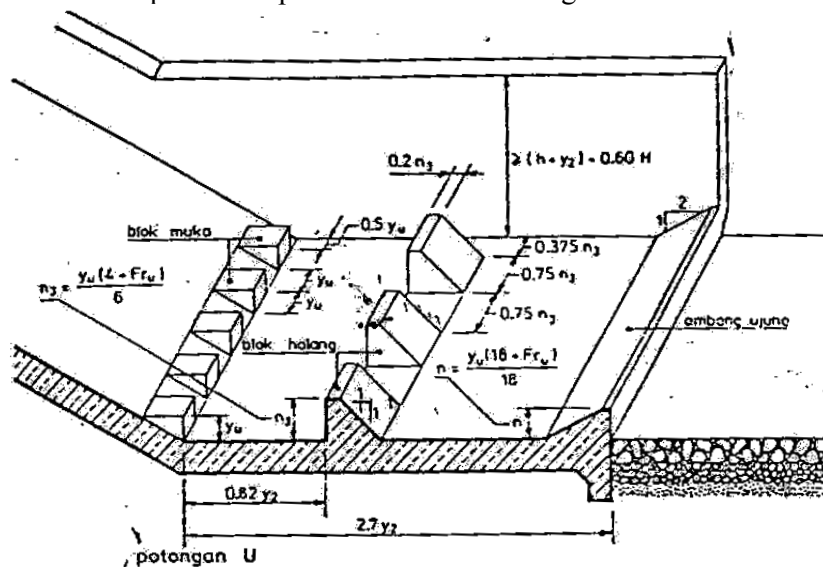
Gambar 3.13 Kolam Olak Type USBR II

3. Kolam olak *USBR III*, digunakan pada bangunan drainase kecil dengan

panjang ruang olak : $L_B = \left(\frac{4,5 y_2}{F_r^{0,76}} \right)$ tetapi mempunyai faktor keamanan

yang lebih tinggi. Kolam *USBR* dapat dipakai untuk bilangan *Froude* lebih besar atau sama dengan 4,5 ($F_r \geq 4,5$), tetapi bila kecepatan $v_1 \geq 16$ m/dt.

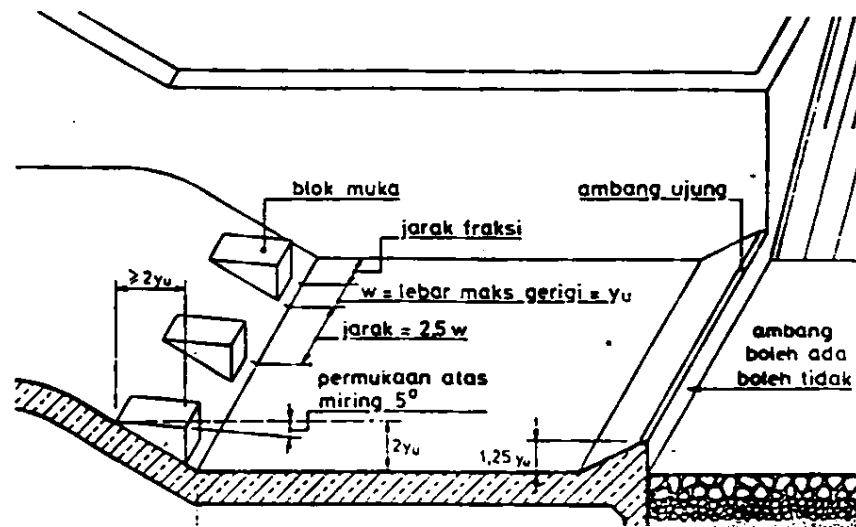
Gambar dapat dilihat pada Gambar 3.14 sebagai berikut :



Gambar 3.14 Kolam olak Type USBR III

TUGAS AKHIR

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



Gambar 3.15 Kolam olak Type USBR IV

3.6.5.2 Kolam olak *Vlugter*

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

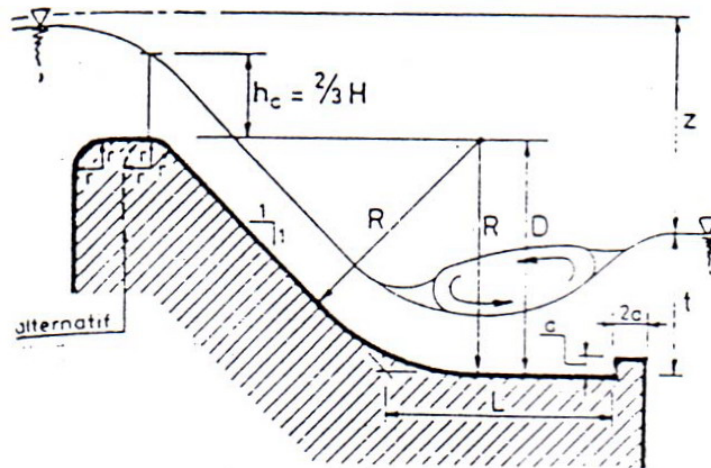
$$\text{Rumus : } hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots(3.59)$$

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

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

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

D=R=L (ukuran dalam meter)



Gambar 3.16 Kolam olak Type Vlugter

3.6.5.3 Kolam Olak Bak Tenggelam

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

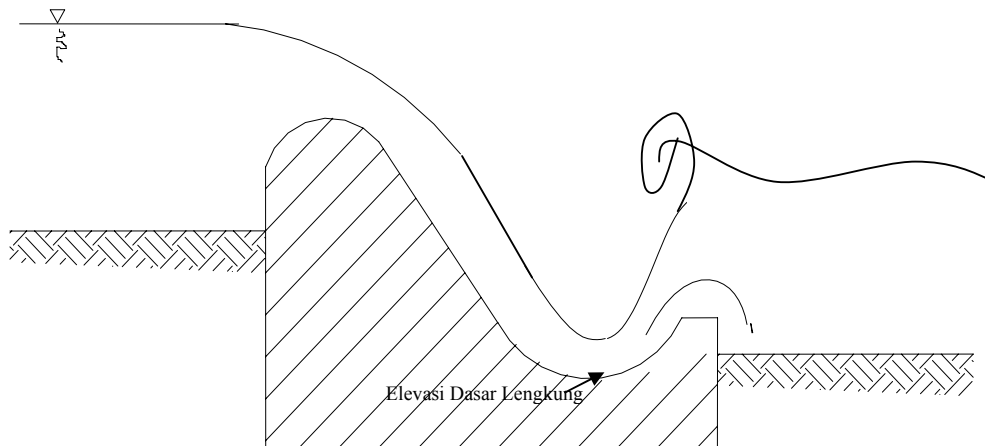
$$\text{Rumus : } h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots (3.63)$$

Dimana : h_c = kedalaman air kritis (m)

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

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

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



Gambar 3.17 Kolam olak Type Bak Tenggelam

3.6.6 Bangunan Pengambilan / *Intake* Pada Bendung

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

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

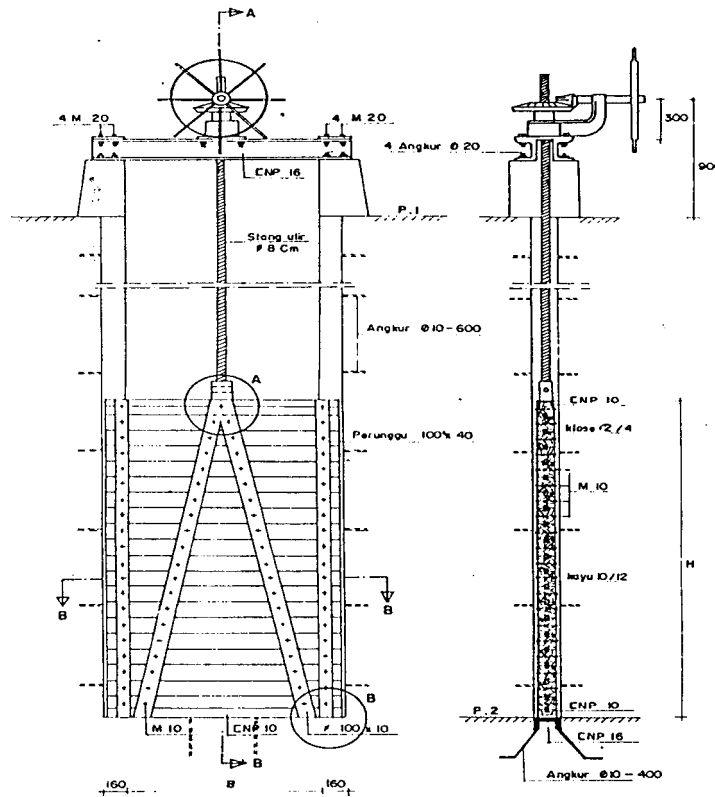
Rumus : $Q_n = 1,2 \cdot Q$ (.....3.64)

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

Dimana :

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

Adapun gambar dari pada bangunan pengambilan/*intake* dapat dilihat pada Gambar 3.18 sebagai berikut :



Gambar 3.18 Bangunan Pengambilan / Intake

3.6.7 Sedimentasi

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

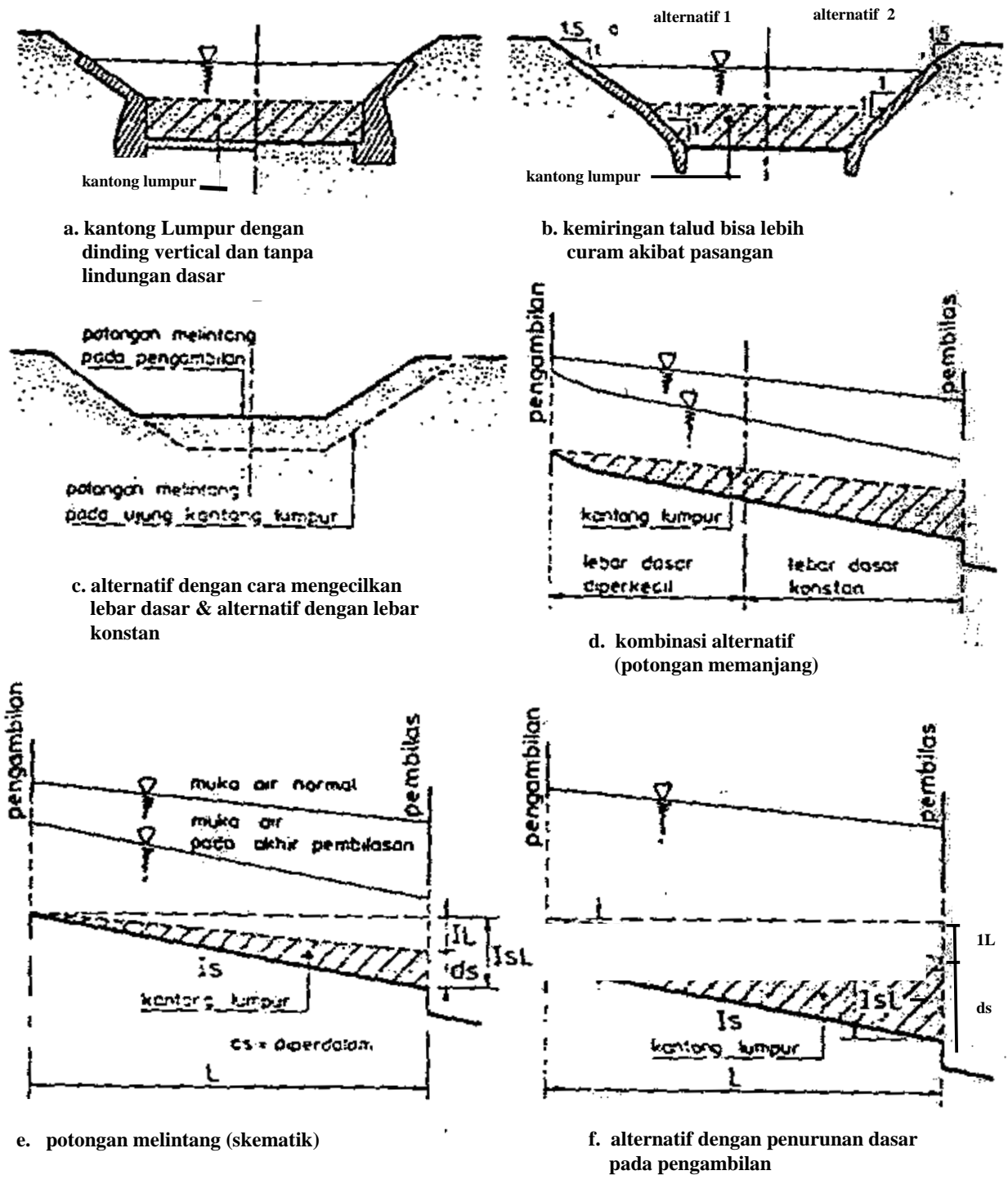
1. Pengukuran langsung di lapangan.
2. Rumus angkutan sedimen yang cocok (Einstein – Brown, Meyer – Peter Mueller) atau data yang andal.
3. Kantong lumpur yang ada di lokasi lain yang sejenis.

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

TUGAS AKHIR

Evaluasi dan Perencanaan Bendung Mrican
Kabupaten Bantul – Daerah Istimewa Yogyakarta

Apriyanti Indra .F L2A 303005
Hari Nugroho L2A 303032



Gambar 3.19 Potongan melintang dan memanjang kantong lumpur

3.6.8 Perencanaan Kantong Lumpur

3.6.8.1 Panjang dan lebar kantong Lumpur

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

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

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

- Dimana : H = kedalam aliran saluran (m)
- w = kecepatan endap partikel sedimen (m/dt)
- L = panjang kantong Lumpur (m)
- v = kecepatan aliran air (m/dt)
- Q = debit saluran (m^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 :

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

- Dimana : L = panjang kantong Lumpur (m)
- B = lebar kantong Lumpur (m)
- Q = debit saluran (m^3 / 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.

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

Rumus :
$$In = \left(\frac{Vn}{Rn^{2/3} * Ks} \right)^2 \rightarrow Rn = An/Pn \quad (\dots\dots\dots 3.68)$$

Dimana : In : kemiringan saluran

Vn : kecepatan (m.dt)

Rn : Jari – jari hidrolis

An : Luas penampang basah

Pn : Keliling basah

3.6.8.3 Perhitungan Is (pembilas, Kantong Lumpur kosong)

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

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

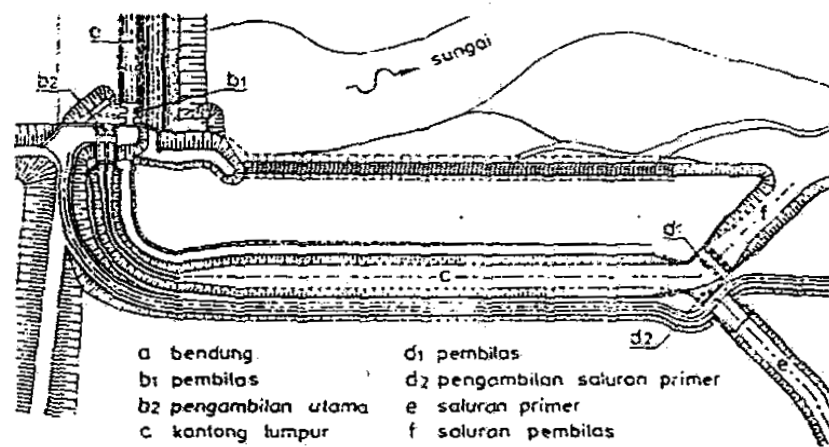
$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$ (.....3.69)

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

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

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

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



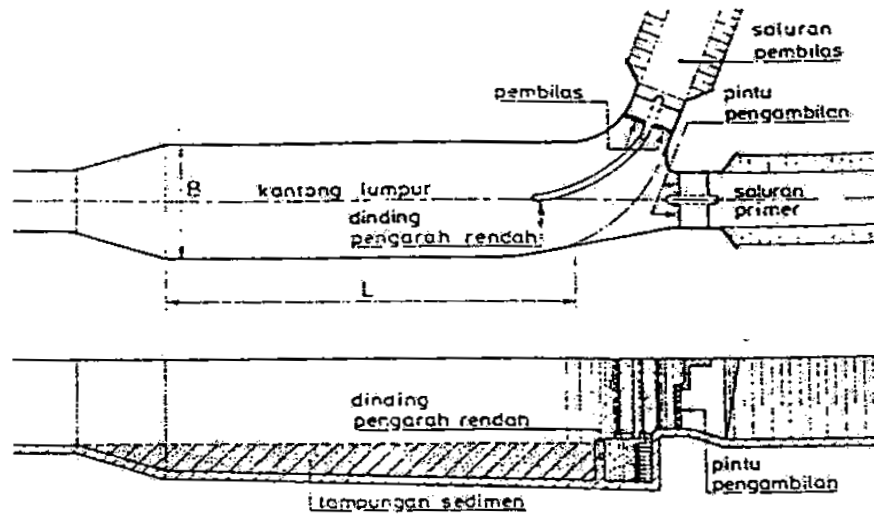
Gambar 3.20 Tata letak kantong Lumpur

3.6.8.5 Saluran Pembilas

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

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

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



Gambar 3.21 Tata letak kantong lumpur dengan saluran primer berada pada trase yang sama

3.7 STABILITAS BANGUNAN

3.7.1 Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

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

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

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

B = lebar pondasi (m)

D = kedalaman pondasi (m)

c = kohesi

γ = berat isi tanah (t/m^3)

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung yang tergantung dari besarnya sudut geser dalam (ϕ)

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

TUGAS AKHIR

3.7.2 Stabilitas Terhadap Guling

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

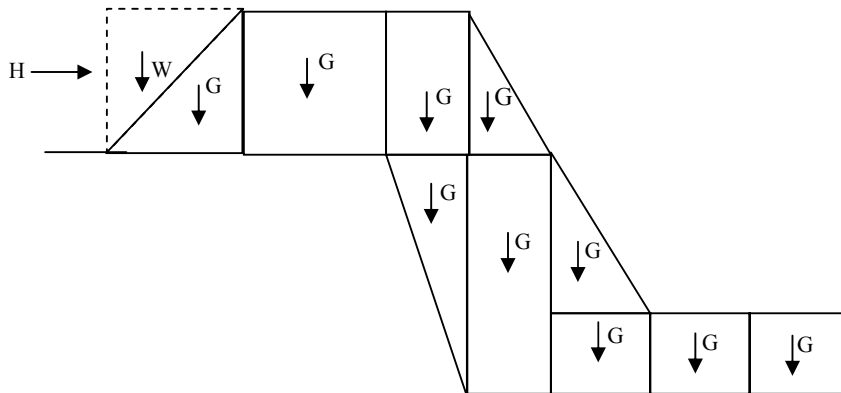
Di mana : Sf = faktor keamanan

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

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

(Sumber : Teknik Bendung, Ir.Soedibyo)

3.7.3 Stabilitas Terhadap Geser



$$\Sigma V = \Sigma G + \Sigma W$$

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

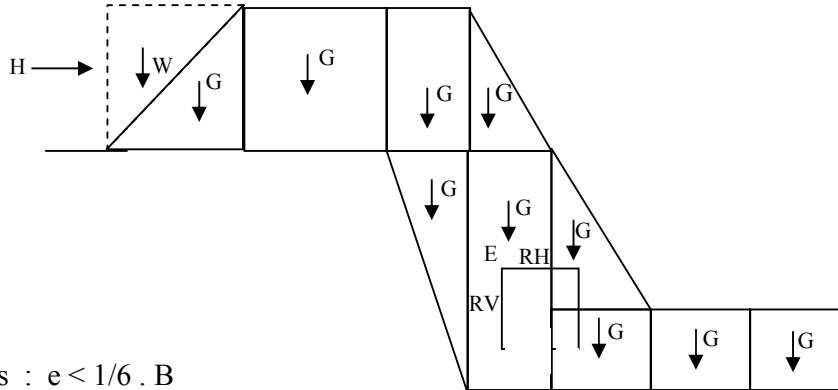
Di mana : Sf = faktor keamanan

ΣV = besarnya gaya vertikal (KN)

ΣH = besarnya gaya horisontal (KN)

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

3.7.4 Stabilitas Terhadap Eksentrisitas



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

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

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

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

3.7.5 Stabilitas terhadap Piping (erosi bawah tanah)

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

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

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

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

H = beda tinggi muka air (m)

Tabel 3.21 Harga – harga minimum angka rembesan Lane (CL)

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

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

TUGAS AKHIR

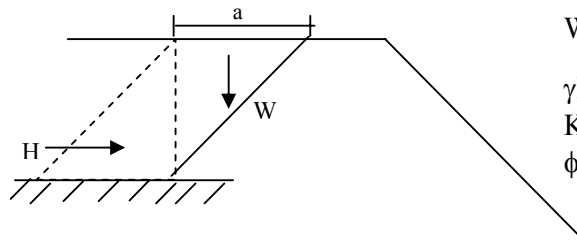
3.7.6 Stabilitas Terhadap Gempa

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

Dimana : α = koefisien gempa

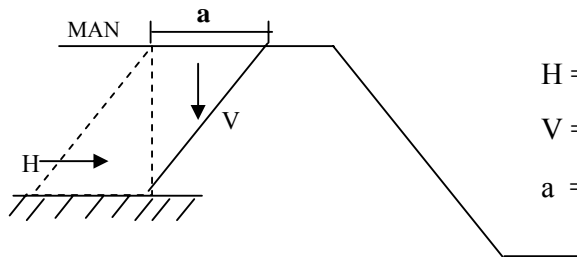
ΣG = berat konstruksi total

3.7.7 Stabilitas Terhadap Gaya Lumpur



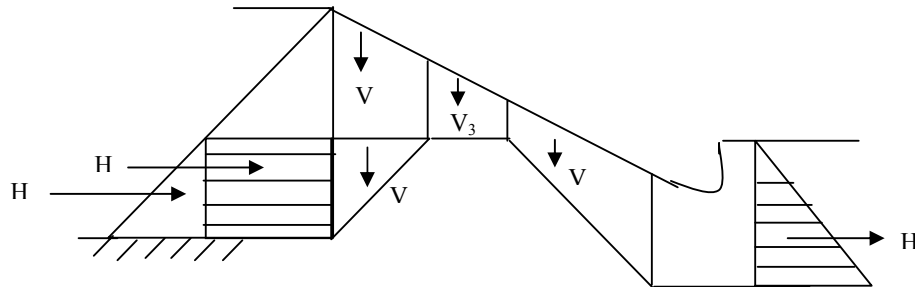
$H = \frac{1}{2} \gamma L * h_1^2 * K_a$
 $W = \frac{a * H}{2} * \gamma L$
 $\gamma L = \gamma \text{ Lumpur}$
 $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$
 ϕ : sudut geser dalam lumpur

3.7.8 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Normal



$H = H^2 * 1/2 \gamma_w$ (.....3.76)
 $V = \frac{a * H}{2} * \gamma_w$ (.....3.77)
 a = dihitung tergantung kemiringan
 mercu

3.7.9 Stabilitas Tekanan Hidrostatik Kondisi Banjir



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

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

H_3 diabaikan

TUGAS AKHIR

