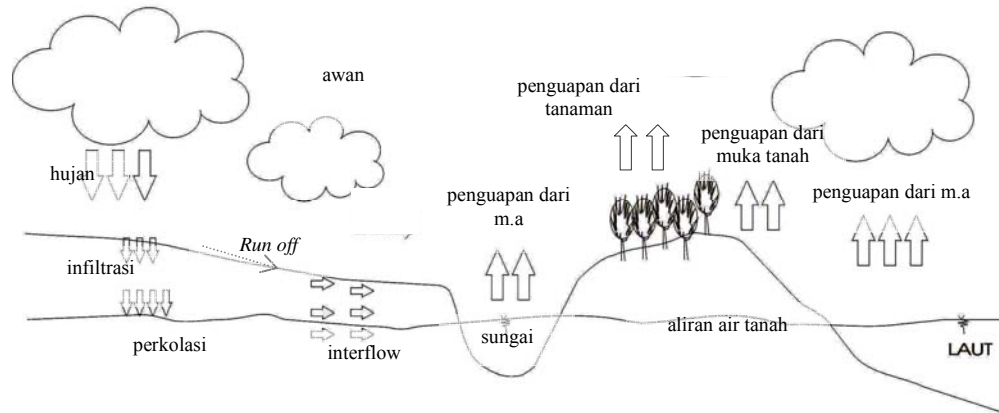


## BAB II DASAR TEORI

### 2.1 URAIAN UMUM

Sumber daya air merupakan bagian dari sumber daya alam yang mempunyai sifat yang sangat berbeda dengan sumber daya alam lainnya. Air adalah sumber daya yang terbaharui, bersifat dinamis mengikuti siklus hidrologi yang secara alamiah berpindah-pindah serta mengalami perubahan bentuk dan sifat. Tergantung dari waktu dan lokasinya, air dapat berupa zat padat sebagai es dan salju. Dapat berupa zat cair yang mengalir sebagai air permukaan, berada dalam tanah sebagai air tanah, berada di udara sebagai air hujan, berada di laut sebagai air laut, dan bahkan berupa uap air yang didefinisikan sebagai air udara (bibit air)

Konsep siklus hidrologi merupakan hal yang sangat penting, karena air (baik air permukaan maupun air tanah) bagian dari siklus hidrologi. Siklus hidrologi (Gambar 2.1) dimulai dengan terjadinya panas matahari yang sampai pada permukaan bumi, sehingga menyebabkan penguapan. Akibat penguapan ini terkumpul massa uap air, yang dalam kondisi atmosfer tertentu dapat membentuk awan. Akibat dari berbagai sebab klimatologi awan tersebut dapat menjadi awan yang potensial menimbulkan hujan. Sebagian air hujan tersebut akan tertahan oleh butiran-butiran tanah, sebagian akan bergerak dengan arah horisontal sebagai limpasan (*run off*), sebagian akan bergerak vertikal ke bawah sebagai infiltrasi, sebagian kecil akan kembali ke atmosfer melalui penguapan. Air yang terinfiltrasi ke tanah mula-mula akan mengisi pori-pori tanah sampai mencapai kadar air jenuh. Apabila kondisi tersebut telah tercapai, maka air tersebut akan bergerak dalam dua arah, arah horisontal sebagai *interflow* dan arah vertikal sebagai perkolasi.



Gambar 2.1 Siklus Hidrologi

## 2.2 ANALISA HIDROLOGI

Analisa hidrologi secara umum dilakukan guna mendapatkan karakteristik hidrologi dan Meteorologi Daerah Aliran Sungai. Tujuan Studi ini adalah untuk mengetahui karakteristik hujan, debit atau potensi air, baik yang ekstrim ataupun yang wajar yang akan digunakan sebagai dasar analisis selanjutnya dalam pekerjaan detail desain.

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai phenomena hidrologi ( *hydrologic phenomena* ), seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu (Soewarno,1995).

Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai phenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Dalam perencanaan bendung analisa hidrologi digunakan untuk menentukan debit banjir rencana, debit andalan, debit kebutuhan, dan neraca air.

Debit banjir rencana adalah debit maksimum di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang (rata-rata) tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan-bangunannya. Adapun

langkah-langkah dalam analisa debit banjir rencana adalah sebagai berikut (Soewarno,1995):

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai ( DAS ) beserta luasnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan harian maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menentukan analisa frekuensi curah hujan untuk mendapatkan pola sebaran yang sesuai.
- e. Menentukan pola jenis sebaran yang sesuai.
- f. Menghitung pengujian kecocokan sebaran digunakan untuk menguji apakah data memenuhi syarat untuk data perencanaan.
- g. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
- h. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana diatas pada periode ulang T tahun.

Debit andalan adalah debit sungai yang dapat diandalkan untuk memenuhi kebutuhan air di daerah layanannya. Perhitungan ini menggunakan cara analisis water balance dari Dr. F. J. Mock. Langkah-langkah dalam analisa debit andalan adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan data curah hujan bulanan maksimum.
- b. Menentukan besarnya evaporasi dengan menggunakan metode Penman.
- c. Menentukan besarnya keseimbangan air pada permukaan tanah (*water balance*).
- d. Menentukan besarnya limpasan (*run off*) dan tampungan air tanah (*ground water storage*)
- e. Menganalisa aliran sungai.
- f. Menganalisa besarnya debit andalan.

Debit kebutuhan adalah besarnya debit yang diperlukan masyarakat di sekitar proyek yang bersangkutan untuk memenuhi kebutuhan sehari-hari. Analisa besarnya debit kebutuhan adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan kebutuhan air bagi tanaman.
- b. Menentukan kebutuhan air untuk areal pertanian.
- c. Menentukan kebutuhan air untuk irigasi.

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi di proyek yang bersangkutan. Neraca air didapat dengan membandingkan besarnya debit kebutuhan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa dialiri.

### 2.2.1 Curah Hujan Rencana

Berdasarkan dari 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 dengan menggunakan hidrograf sintetik. Analisis selanjutnya diarahkan untuk memperkirakan besarnya debit banjir dengan berbagai kala ulang kejadian.

#### 2.2.1.1 Cara Rata-rata Aljabar

Cara mencari rata-rata hujan di dalam suatu daerah aliran dengan cara rata-rata aljabar adalah salah satu cara yang paling sederhana. Biasanya cara ini dipakai pada daerah yang datar dan banyak stasiun curah hujannya. Dengan anggapan bahwa di daerah tersebut sifat curah hujannya adalah *uniform (uniform distribution)*.

Cara perhitungannya adalah sebagai berikut :

Rumus :

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

Di mana :

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

$R_1...R_2$  = Besarnya curah hujan pada masing-masing pos (mm)

$n$  = Banyaknya pos hujan

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)

### 2.2.1.2 Cara Poligon Thiessen

Cara ini diperoleh dengan membuat polygon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar hujan  $R_n$  akan terletak pada suatu wilayah polygon tertutup  $A_n$ .

Rumus :

$$\begin{aligned}\bar{R} &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A} = \frac{A_1}{A} \cdot R_1 + \frac{A_2}{A} \cdot R_2 + \dots + \frac{A_n}{A} \cdot R_n \\ &= \frac{A_1}{A_{Tot}} \cdot R_1 + \frac{A_2}{A_{Tot}} \cdot R_2 + \frac{A_3}{A_{Tot}} \cdot R_3 + \dots + \frac{A_n}{A_{Tot}} \cdot R_n \\ \bar{R} &= R_1 W_1 + R_2 W_2 + \dots + R_n W_n\end{aligned}$$

Dimana :

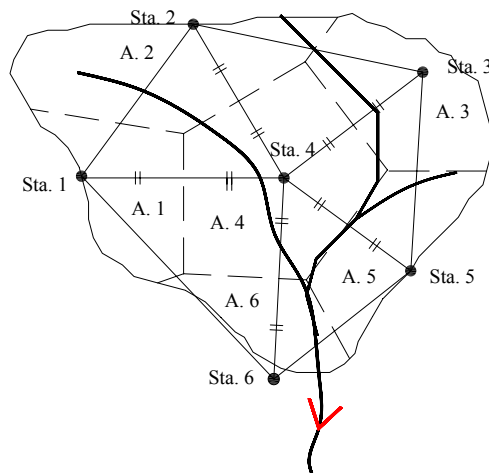
$\bar{R}$  = Curah hujan rata-rata (mm)

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

$A_1...A_2...A_n$  = Luas wilayah masing-masing stasiun (km<sup>2</sup>)

$W_1...W_2...W_n$  = Faktor bobot masing-masing stasiun terhadap luas keseluruhan (%)

(Sumber : Sri Harto, Analisis Hidrologi, 1993)



Gambar 2.2 Pembagian Daerah dengan Cara Poligon Thiessen

### 2.2.1.3 Cara Isohyet

Pada metode ini, dengan data curah hujan yang ada dibuat garis-garis yang merupakan daerah yang mempunyai curah hujan yang sama (*isohyet*), seperti terlihat Gambar 2.3. Kemudian luas bagian di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan harga rata-ratanya dihitung sebagai rata-rata timbang dari nilai kontur, kemudian dikalikan dengan masing-masing luasnya. Hasilnya dijumlahkan dan dibagi dengan luas total daerah maka akan didapat curah hujan areal yang dicari.

Metode ini ini digunakan dengan ketentuan :

- Dapat digunakan pada daerah datar maupun pegunungan.
- Jumlah stasiun pengamatan harus banyak.
- Bermanfaat untuk hujan yang sangat singkat.

Rumus :

$$\bar{R} = \frac{\frac{R_1 + R_2}{2} A_1 + \frac{R_3 + R_4}{2} A_2 + \dots + \frac{R_n + R_{n-1}}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

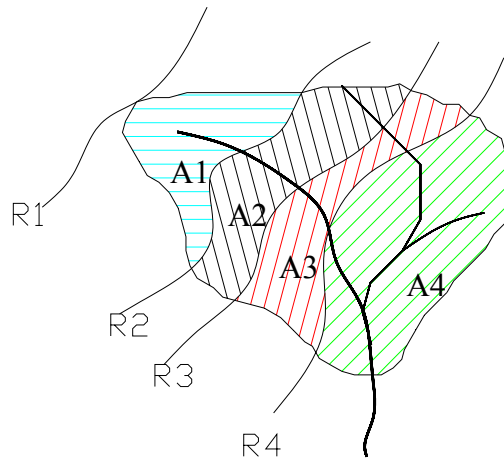
Dimana :

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

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

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

(Sumber : Ir.Suyono Sosrodarsono dan Kensaku Takeda,1976)



Gambar 2.3 Pembagian Daerah Cara Garis Isohyet

### 2.2.2 Analisa Frekuensi

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

### Pengukuran Dispersi

Pada kenyataannya bahwa tidak semua varian dari suatu variable hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya. Variasi atau dispersi adalah besarnya derajat dari sebaran varian disekitar nilai rata-ratanya. Cara mengukur besarnya dispersi disebut pengukuran dispersi (CD Soewarno,1999).

Adapun cara pengukuran dispersi antara lain :

**1. Deviasi Standart (S)**

Rumus :

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

Di mana :

S = Deviasi standart

$X_i$  = Nilai varian ke i

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

N = Jumlah data

(Sumber : CD Soewarno,1999)

**2. Koefisien *Skewness* (CS)**

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

Rumus :

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

Di mana :

CS = Koefisien *Skewness*

$X_i$  = Nilai varian ke i

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

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

(Sumber : CD Soewarno,1999)

**3. Pengukuran Kurtosis**

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.



Rumus :

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

Di mana :

CK = Koefisien Kurtosis

$X_i$  = Nilai varian ke i

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

n = Jumlah data

S = Deviasi standar

(Sumber : CD Soewarno,1999)

#### 4. Koefisien Variasi (CV)

Koefisien Variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi.

Rumus :

$$CV = \frac{S}{\bar{X}}$$

Di mana :

CV = Koefisien variasi

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

S = Standart deviasi

(Sumber : CD Soewarno,1999)

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

#### 2.2.3 Pemilihan Jenis Sebaran

Ada berbagai macam distribusi teoritis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinu. Yang diskrit adalah

binomial dan poisson, sedangkan yang kontinu adalah Normal, Log Normal, Log Pearson Tipe III dan Gumbel (CD Soewarno,1999).

### 1. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekwensi curah hujan, analisis stastistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Distribusi tipe normal, mempunyai sifat khusus, yaitu :

$$CS = 0$$

Rumus :

$$R_t = \bar{R} + k$$

Dimana :

$R_t$  = Tinggi hujan untuk periode ulang t tahun (mm)

$k$  = Faktor frekuensi untuk Agihan Normal (Tabel 2.1)

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

(Sumber : CD Soewarno,1999)

Tabel 2.1 Faktor Frekuensi untuk Agihan Normal

Probability of exceedance (percent)	K	Probability of exceedance (percent)	K
0,12	3,09	50	0
0,5	2,58	55	-0,13
1	2,33	60	-0,25
2.5	1,96	65	-0,38
5	1,64	70	-0,2
10	1,28	75	-0,67
15	1,04	80	-0,84

20	0,84	85	-1,04
25	0,67	90	-1,28
30	0,52	95	-1,64
35	0,38	97.5	-1,96
40	0,25	99	-2,33
45	0,13	99.5	-2,58
50	0	99.9	-3,09

(Sumber : CD Soewarno,1999)

## 2. Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir. Distribusi Gumbel mempunyai sifat khusus, yaitu :

$$CS \leq 1,1396$$

$$CK \leq 5,4002$$

Rumus :

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

Dimana :

$X_T$  = Curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

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

$Y_t$  = *Reduced variabel*, parameter Gumbel untuk periode T tahun (Tabel 2.2)

$S_n$  = *Reduced standar deviasi*, fungsi dari banyaknya data (n) (Tabel 2.3)

$Y_n$  = *Reduced mean*, merupakan fungsi dari banyaknya data (n) (Tabel 2.4)

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

$X_i$  = Curah hujan maksimum (mm)

n = Lamanya pengamatan

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

Tabel 2.2 *Reduced Mean (Yn)*

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,538	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
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	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,554	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	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	0,5600									

(Sumber : CD Soewarno,1999)

Tabel 2.3 *Reduced Standard Deviation (Sn)*

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 Soewarno, 1999)

Tabel 2.4 *Reduced Variate (Yt)*

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

(Sumber : CD Soewarno, 1999)

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

### 3. Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson Tipe III digunakan untuk analisis variable hidrologi dengan nilai varian minimum misalnya analisis frekwensi distribusi dari debit minimum (*low flows*). Distribusi Tipe ini, mempunyai koefisien kemencengan (*Coefisien of skwennes*) atau  $CS \neq 0$ .

Rumus :

$$\text{Log}(X_T) = \overline{\text{Log}(X)} + k.S \text{Log}(X)$$

$$\text{Nilai rata-rata : } \overline{\text{Log}(X)} = \frac{\sum \text{Log}(X)}{n}$$

$$\text{Standar deviasi : } S \text{Log}(X) = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}(x) - \overline{\text{Log}(X)})^2}{n-1}}$$

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

Di mana :

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

$\overline{\text{Log}(X)}$  = Nilai rata-rata dari  $\text{Log}(X_i)$

$S \text{Log}(X)$  = Standar deviasi dari  $\text{Log}(X_i)$

k = Faktor koefisien , fungsi dari tingkat probabilitas (Tabel 2.5)

n = Jumlah pengamatan

Cs = Koefisien Kemencengan

$$G = \frac{n \sum (\text{Log}(X_i) - \overline{\text{Log}(X)})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

(Sumber : DPU Pengairan , Metode Perhitungan Debit Banjir, 1989-F)

Tabel 2.5 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
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,1999)

#### 2.2.4 Pengujian Kecocokan Sebaran

Dari parameter statistik yang ada, apabila tidak dapat memenuhi kondisi untuk kelima jenis agihan atau sebaran seperti tersebut di atas, maka selanjutnya dipilih yang paling mendekati.

Dengan kemungkinan tingkat kesalahan yang cukup besar, maka untuk mengetahui tingkat pendekatan dari agihan terpilih selanjutnya dilakukan uji kecocokan data (*testing at goodness of fit*) dengan menggunakan cara Uji Chi Kuadrat (*Chi Square*).

#### Uji Keselarasan Chi Kuadrat

Rumus :

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Di mana :

$X^2$  = Harga Chi-Kuadrat

G = Jumlah sub-kelompok

$O_i$  = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i (*Observed Frequency*)

$E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i (*Expected Frequency*)

(Sumber : CD Soewarno,1999)

Adapun prosedur pengujian Chi-kuadrat adalah sebagai berikut (CD Soewarno,1999):

1. Urutkan data pengamatan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya;
2. Kelompokkan data menjadi sub group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan;
3. Jumlahkan data dari pengamatan sebesar  $O_i$  tiap-tiap sub group;
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ ;
5. Tiap-tiap sub group hitung nilai:

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlah seluruh G sub group nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai Chi-kuadrat hitung;
7. Tentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$  ( nilai  $R=2$ ), untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai  $R = 1$ , untuk distribusi poisson.

Distribusi yang dipilih dan dianggap tidak cocok menurut Uji Chi Kuadrat apabila harga  $X^2$  melewati harga  $X^2$  kritik. Dapat disimpulkan bahwa setelah diuji dengan Chi-kuadrat pemilihan jenis sebaran memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana dapat dihitung. Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut (Soewarno,1995):

- a. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- b. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- c. Apabila peluang berada diantara 1% - 5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

Tabel 2.6 Nilai kritis untuk Distribusi *Chi Kuadrat* ( $X^2$  kritis)

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	1,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	2,592	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	2,4.92	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	,3.337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	,24.7,6	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26.1,9	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,161	7,261	24,996	27.,88	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

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044



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	0,283	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 : CD Soemarto,1999)

Setelah diperoleh distribusi hujan yang paling sesuai, maka curah hujan rencana dapat dihitung dengan menggunakan distribusi yang paling sesuai. Selanjutnya dari hujan rencana tersebut perlu dihitung debit banjir rencana.

### 2.3 Debit Banjir Rencana

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

#### 2.3.1 Metode Rasional

Metode perhitungan ini dapat diperkirakan dengan menggunakan Metode Rasional dengan urutan sebagai berikut :

##### 1. Data Dasar

Data berupa hujan harian maksimum tahunan sesuai dengan curah hujan rencana untuk kala ulang tertentu.

##### 2. Waktu Konsentrasi (tc)

Waktu yang dibutuhkan oleh limpasan untuk melalui jarak terjauh di daerah tadah hujan yaitu di suatu titik di hulu sampai ke titik tinjau paling akhir.

Kondisi ini dihitung dengan menggunakan rumus Kirpich sebagai berikut:

### Rumus Kirpich

$$t_c = 0,0195 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,77}$$

Di mana :

$t_c$  = Waktu konsentrasi (menit)

$L$  = Panjang sungai utama (m)

$S_b$  = Kemiringan rata-rata daerah alirannya

(Sumber : Imam Subarkah, 1980)

### 3. Curah Hujan ( $R$ )

Durasi curah hujan diambil sebesar waktu konsentrasi ( $t_c$ ), untuk waktu curah hujan dengan durasi 5 - 120 menit dengan kala ulang 2 – 100 tahun digunakan rumus :

$$R_T^t = R_{10}^{60} (0,21 \ln T + 0,52)(0,54 t_c^{0,25} - 0,5)$$

Dimana :

$R_T^t$  = Hujan (mm) untuk durasi  $t$  menit yang sama dengan waktu konsentrasi  $t_c$  untuk kala ulang  $T$  tahun

$R_{10}^{60}$  = Hujan durasi 60 menit dengan kala ulang 10 tahun

(Sumber : Imam Subarkah, 1980)

### 4. Intensitas Hujan ( $i_T$ )

$$i_T = R_T^{t_c}$$

Dimana :

$i_T$  = Intensitas hujan (mm/jam)

$R_T$  = Curah hujan (mm)

$T_c$  = Waktu konsentrasi (jam)

(Sumber : Imam Subarkah, 1980)

### 5. Koefisien Limpasan (C)

Koefisien Limpasan dalam metode ini diperoleh dengan memperhatikan faktor meteorologi seperti tipe hujan, intensitas hujan dan lama waktu hujan, distribusi hujan di daerah pengaliran, topografi, geologi, keadaan tumbuh-tumbuhan, dan perubahan karena pekerjaan manusia. Untuk penggunaan secara umum, harga C dapat diambil sebagai berikut :

Tabel 2.7 Harga Koefisien Limpasan (C)

Kondisi Daerah Pangaliran dan Sungai	Harga 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 dialiri	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengairannya terdiri dari dataran	0,50 – 0,75

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, Hidrologi Untuk Pengairan, 1998)

### 6. Debit Puncak Banjir ( $Q_T$ )

$$Q_T = \frac{C \cdot i_T \cdot A}{3,6}$$

Di mana :

$Q_T$  = Debit puncak banjir untuk periode ulang T tahun ( $m^3/det$ )

C = Koefisien run off total

$i_T$  = Besar hujan untuk periode ulang T tahun (mm/jam)

A = Luas daerah tadah hujan ( $km^2$ )

(Sumber : Imam Subarkah, 1980)

### 2.3.2 Metode FSR Jawa Sumatra

Metode ini merupakan suatu cara sederhana untuk memprediksi puncak banjir.

Persamaan yang digunakan :

$$APBAR = PBAR \cdot ARF$$

$$SIMS = H / MSL$$

$$LAKE = \frac{\text{Luas Danau}}{\text{Luas DAS}}$$

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

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

$$Q = GF \cdot \text{MAF}$$

Parameter yang digunakan :

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

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm). Diperoleh dengan dua cara, yaitu :

- Menggunakan peta hujan 24 jam maksimum merata tahunan di Pulau Jawa.
- Menggunakan rumus  $PBAR = \frac{\text{Jumlah hujan harian maksimum}}{\text{Jumlah pengamatan}}$

APBAR : Rata-rata tahunan dari hujan tahunan terbesar di daerah aliran (mm)

ARF : Faktor reduksi (Table 2.8)

SIMS : Indeks kemiringan = H / MSL

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

MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

LAKE : Indeks danau

AREA : Luas daerah aliran (Km<sup>2</sup>)

V : Eksponen dari AREA

- MAF : Debit maksimum rata-rata tahunan (m<sup>3</sup>/det)  
 $GF_T$  : *Growth factor* kala ulang T tahun (Table 2.9)  
 Q : Debit banjir rencana

(Sumber : Joesron Loebis, 1990)

Tabel 2.8 Faktor reduksi (ARF)

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

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

Tabel 2.9 *Growth Factor* (GF)

Return Period	Luas Catchment area (km <sup>2</sup> )					
	<180	300	600	900	1200	>1500
T						
5	1,28	1,27	1,24	1,22	1,19	1,17
10	1,56	1,54	1,48	1,49	1,47	1,37
20	1,88	1,84	1,75	1,70	1,64	1,9
50	2,35	2,30	2,18	2,10	2,03	1,95
100	2,78	2,72	2,57	2,47	2,37	2,27

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

### 2.3.3 Metode Haspers

Rumus :

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

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

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

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

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

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

Di mana :

$Q_n$  = Debit banjir ( $m^3/dt$ )

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

$\alpha$  = Koefisien limpasan air hujan (*run off*)

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

$q_n$  = Curah hujan ( $m^3/km^2/sec$ )

$A$  = Luas daerah aliran ( $km^2$ )

$t$  = Lamanya curah hujan (jam)

$L$  = Panjang sungai (km)

$i$  = Kemiringan sungai

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

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

- Menentukan besarnya curah hujan sehari (  $R_h$  rencana) untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Menentukan  $\alpha$  untuk daerah aliran sungai.
- Menghitung  $A$ ,  $L$ , dan  $i$  untuk daerah aliran sungai .
- Menghitung nilai  $t$  ( waktu konsentrasi ).
- Menghitung  $\beta$ ,  $R_t$ ,  $q_n$  dan  $Q_t = \alpha \beta q_n A$  .

#### 2.3.4 Metode Melchior

Metode ini digunakan untuk wilayah dengan luas Daerah Pengaliran Sungai  $> 100 \text{ Km}^2$ . Rumus dari metode *Melchior* adalah sebagai berikut :

$$Q_t = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

Di mana :

➤ Koefisien Runoff ( $\alpha$  )

$\alpha = 0,42-0,62$  dan Melchior menganjurkan untuk memakai  $\alpha = 0,52$

- Koefisien Reduksi (  $\beta$  )

$$F = \frac{1970}{\beta - 0.12} - 3960 + 1720$$

- Hujan maksimum (  $q$  )

Waktu konsentrasi (  $t$  )

$$t = 0.186 L Q^{-0.2} I^{-0.4}$$

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

Di mana :

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

$F$  = Luas daerah aliran ( $Km^2$ )

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

$\alpha$  = Koefisien pengaliran

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

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

(Sumber : Joesron Loebis, 1999)

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

- Menentukan besarnya curah hujan sehari untuk periode ulang rencana yang dipilih.
- Menentukan  $\alpha$  untuk daerah aliran sungai.
- Menghitung  $A$ ,  $L$  dan  $I$  untuk daerah aliran sungai .
- Memperkirakan harga untuk waktu konsentrasi  $t_0$ .
- Menghitung  $q_n$  dan  $Q_0 = \alpha \beta q_n A$  .
- Menghitung waktu konsentrasi  $t = 0.186 L Q_0^{-0.2} I^{-0.4}$
- Ulangi sampai harga  $t_0 \approx t$ .

## 2.4 Debit Andalan

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

Prinsip perhitungan ini adalah bahwa 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 tanah (infiltrasi). Infiltrasi mula-mula menjenuhkan permukaan (*top soil*) yang kemudian menjadi perkolasi dan akhirnya keluar ke sungai sebagai *base flow* (Soewarno, 2000).

Data yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi adalah :

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

Sedangkan untuk perhitungan debit andalan meliputi::

### 1. Data Curah Hujan

$R_s$  = curah hujan bulanan (mm)

$n$  = jumlah hari hujan.

### 2. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas dihitung dari evapotranspirasi potensial Metoda Penman.

$$dE / E_{to} = ( m / 20 ) \times ( 18 - n )$$

$$dE = ( m / 20 ) \times ( 18 - n ) \times E_{to}$$

$$E_{tl} = E_{to} - dE$$



Di mana :

$dE$  = Selisih evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas.

$E_t$  = Evapotranspirasi potensial.

$E_{t1}$  = Evapotranspirasi terbatas

$M$  = Prosentase lahan yang tidak tertutup vegetasi.

= 10 – 40 % untuk lahan yang tererosi

= 30 – 50 % untuk lahan pertanian yang diolah

### 3. Keseimbangan air (*water balance*)

Rumus mengenai air hujan yang mencapai permukaan tanah, yaitu :

$$S = R_s - E_{t1}$$

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

$$WS = S - IS$$

Di mana :

$S$  = Kandungan air tanah

$R_s$  = Curah hujan bulanan

$E_{t1}$  = Evapotranspirasi terbatas

$IS$  = Tampungan awal / *Soil Storage (mm)*

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

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

$SMC(n)$  = Kelembaban tanah bulan ke – n

$SMC(n-1)$  = Kelembaban tanah bulan ke – (n-1)

$WS$  = *Water surplus* / volume air berlebih

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

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

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

Di mana :

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

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

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

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

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

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

## 5. Aliran Sungai

Aliran dasar = Infiltrasi – perubahan volume air dalam tanah

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

Aliran permukaan = Volume air lebih – infiltrasi

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

Aliran sungai = Aliran permukaan + aliran dasar

Run off =  $D (ro) + B(n)$

Debit =  $\frac{\text{aliran sungai} \times \text{luas DAS}}{\text{satu bulan (detik)}}$

### 2.5 Debit Kebutuhan Air

Data yang digunakan dalam perhitungan kebutuhan air irigasi adalah :

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

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air adalah jenis tanaman, cara pemberian air, jenis tanah, cara pengolahan, pemeliharaan saluran serta

bangunan, besarnya curah hujan, waktu penanaman, pengolahan tanah dan klimatologi.

Menurut jenisnya ada tiga macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

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

Perhitungan kebutuhan air ini dimaksudkan untuk :

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

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

### **2.5.1 Kebutuhan Air Bagi Tanaman**

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

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

Faktor-faktor yang mempengaruhi kebutuhan air bagi tanaman adalah :

### 1. Evapotranspirasi

Metode perhitungan evapotranspirasi untuk mendapatkan kebutuhan air bagi pertumbuhan, yaitu dengan menggunakan **Metode Penman**.

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

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

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

Di mana :

$E_{to}$  = Indek evaporasi yang besarnya sama dengan evapotranspirasi dari rumput yang dipotong pendek (mm/hr)

$$\begin{aligned} H_{sh}^{ne} &= \text{Jaringan radiasi gelombang pendek (longley/day)} \\ &= \{ 1,75 \{ 0,29 \cos \Omega + 0,52 r \times 10^{-2} \} \} \times \alpha a^h sh \times 10^{-2} \\ &= \{ a_{ah} \times f(r) \} \times \alpha a^h sh \times 10^{-2} \\ &= a_{ah} \times f(r) \text{ (Tabel Penman 5)} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} R_a &= \alpha a^h \times 10^{-2} \\ &= \text{Radiasi gelombang pendek maksimum secara teori (Longley/day)} \\ &= \text{Jaringan radiasi gelombang panjang (Longley/day)} \end{aligned}$$

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

$$H_{sh}^{ne} = f(Tai) \times f(Tdp) \times f(m)$$

$$f(Tai) = \alpha Tai^4 \text{ (Tabel Penman 1)}$$

= Efek dari temperature radiasi gelombang panjang

$$m = 8 (1 - r)$$

$$f(m) = 1 - m/10$$

= Efek dari angka nyata dan jam penyinaran matahari terang maksimum pada radiasi gelombang panjang

$$r = \text{Lama penyinaran matahari relatif}$$

Eq = Evaporasi terhitung pada saat temperatur permukaan sama dengan temperatur udara (mm/hr)

$$= 0,35 (0,50 + 0,54 \mu_2) \times (ea - ed)$$

$$= f(\mu_2) \times PZ^{wa} \text{ sa} - PZ^{wa}$$

$\mu_2$  = Kecepatan angin pada ketinggian 2m diatas tanah (Tabel Penman 3)

$PZ^{wa}$  = ea = Tekanan uap jenuh (mmHg) (Tabel Penman 3)

= ed = Tekanan uap yang terjadi (mmHg) (Tabel Penman 3)

L = Panas laten dari penguapan (*longley/minutes*)

$\Delta$  = Kemiringan tekanan uap air jenuh yang berlawanan dengan dengan kurva temperatur pada temperatur udara (mmHg/<sup>0</sup>C)

$\delta$  = Konstata Bowen (0,49 mmHg/<sup>0</sup>C)

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

Setelah semua besaran diketahui harganya, kemudian dihitung besarnya Eto.

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

## 2. Perkolasi

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

Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

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

### 3. Koefisien Tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (Kc) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan *Nedeco/Prosida*. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada Tabel 2.3 sebagai berikut ini.

Tabel 2.10 Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut  
*Nedeco/Prosida*

Bulan	Padi		Palawija	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Jagung	Kacang Tanah
0,50	1,20	1,20	0,50	0,50
1,00	1,20	1,27	0,59	0,51
1,50	1,32	1,33	0,96	0,66
2,00	1,40	1,30	1,05	0,85
2,50	1,35	1,15	1,02	0,95
3,00	1,24	0,00	0,95	0,95
3,50	1,12			0,95
4,00	0,00			0,55
4,50				0,55

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

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

Curah hujan efektif (Re) untuk menghitung kebutuhan irigasi. Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman. Curah hujan efektif (Re) dihitung dari data curah hujan rata-rata setengah bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar. Metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan efektif metode Normal, yaitu :  $Re = \bar{X}_i - 0,842.SD$

Di mana :

Re = Curah hujan efektif: (mm)

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

Sd = Standard deviasi =  $\sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$

$\bar{X}_i$  = Curah hujan bulanan rata-rata ke i (mm)

(Sumber : DPU, Banjir Rencana Untuk Bangunan Air)

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan tabel berikut :

Tabel 2.11 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,50	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,00	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,50	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,00	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,50	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,00	0,00	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,50			0,13	0,20	0,24	0,27
5,00				0,10	0,16	0,20
5,50					0,08	0,13
6,00						0,07

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

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

### **2.5.2 Kebutuhan Air untuk Areal Pertanian**

Berdasarkan Keputusan Bupati Demak tentang Pola Tanam dan Rencana Tata Tanam, menyebutkan bahwa masa tanam di Kabupaten Demak adalah musim menanam padi dan palawija.

#### **1. Pengolahan Lahan Untuk Padi**

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan maksimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjemuran, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi (Joetata dkk, 1997).

Waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm (Dirjen Pengairan, Bina Program, 1985).

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



Tabel 2.12 Koefisien kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan

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

(Sumber : KP-01, 1986)

## 2. Pengolahan Lahan Untuk Palawija

Masa pra irigasi diperlukan guna menggarap lahan untuk ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemaian yang baru tumbuh. Banyak air yang dibutuhkan bergantung kepada kondisi tanah dan pola tanam yang diterapkan. Jumlah air 50 sampai 100 mm dianjurkan untuk tanaman ladang dan 100 sampai 200 untuk kebun, kecuali jika terdapat kondisi-kondisi khusus (misalnya ada tanaman lain yang ditanam segera sesudah padi) (Joetata dkk, 1997).

### 2.5.3 Kebutuhan Air untuk Irigasi

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

Untuk memenuhi kebutuhan air bagi tanaman, penentuan pola tanam merupakan hal yang perlu dipertimbangkan. Tabel dibawah ini merupakan contoh pola tanam yang dapat dipakai.

Tabel 2.13 Pola Tanam

<b>Ketersediaan air untuk jaringan irigasi</b>	<b>Pola tanam dalam satu tahun</b>
1. Tersedia air cukup banyak	Padi – Padi – Palawija
2. Tersedia air dalam jumlah cukup	Padi – Padi – Beras Padi – Palawija – Palawija
3. Daerah yang cenderung kekurangan air	Padi – Palawija – Beras Palawija – Padi – Beras

(Sumber : Joetata dkk, 1997)

## 2. Efisiensi Irigasi

Untuk tujuan-tujuan perencanaan, dianggap bahwa 1/4 sampai 1/3 dari jumlah air yang diambil akan hilang sebelum air itu sampai disawah. Kehilangan ini disebabkan oleh kegiatan eksploitasi, evaporasi dan perembesan. Kehilangan akibat evaporasi dan perembesan umumnya kecil jika dibandingkan dengan jumlah kehilangan akibat kegiatan eksploitasi. Penghitungan rembesan hanya dilakukan apabila kelulusan tanah cukup tinggi (KP-03, 1986).

Pada umumnya kehilangan air di jaringan irigasi dapat dibagi-bagi sebagai berikut (KP-03, 1986) :

- 15-22,5% dipetak tersier, antara bangunan sadap tersier dan sawah
- 7,5-12,5% disaluran sekunder
- 7,5-15,5% disaluran utama.

### 2.6 Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi di proyek yang bersangkutan (KP-01,1986). Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai (KP-01, 1986) :

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

Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan neraca air yaitu (KP-01, 1986) :

1. Analisa Kebutuhan Air.
2. Analisa Ketersediaan Air (Debit Andalan).
3. Neraca Air.

Dalam perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkan untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang dialiri. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah proyek irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Bila debit sungai tidak melimpah dan kadang-kadang terjadi kekurangan debit, maka ada 3 pilihan yang dapat dipertimbangkan :

1. Luas daerah irigasi dikurangi.

Bagian-bagian tertentu dari daerah yang bisa dialiri (luas maksimum daerah layanan) tidak akan dialiri.

2. Melakukan modifikasi dalam pola tanam.

Dapat dilakukan perubahan dalam pemilihan tanaman atau tanggal tanam untuk mengurangi kebutuhan air irigasi di sawah. Agar ada kemungkinan untuk mengairi areal yang lebih luas dengan debit yang tersedia.

3. Rotasi teknik atau golongan.

Untuk mengurangi kebutuhan puncak air irigasi. Rotasi teknik atau golongan mengakibatkan eksploitasi yang kompleks dan dianjurkan hanya untuk proyek irigasi dengan luas sekitar 10.000 ha atau lebih.

## **2.7 ANALISA HIDROLIKA**

### **2.7.1 Aliran Saluran Terbuka**

Aliran melalui saluran terbuka adalah aliran dengan permukaan bebas, sedangkan aliran tertutup adalah aliran dengan permukaan tidak bebas. Aliran air melalui pipa tertutup apabila airnya tidak penuh (masih ada muka air bebas) termasuk kategori aliran melalui saluran terbuka. Aliran pada saluran terbuka

berdasarkan perubahan kedalaman aliran sesuai dengan waktu dan ruang dapat digolongkan menjadi beberapa jenis, yaitu :

1. Aliran Permanen (*steady flow*)

Aliran dalam saluran terbuka dikatakan langgeng (*steady*) apabila kedalaman aliran tidak berubah atau dapat dianggap konstan selama selang waktu tertentu. Aliran permanen dibedakan menjadi dua, yaitu :

a. Aliran Seragam (*steady uniform flow*)

Yaitu apabila berbagai variabel aliran seperti kedalaman, penampang, kecepatan, dan debit pada setiap penampang aliran adalah konstan.

b. Aliran Tidak Seragam atau Berubah (*steady non uniform flow*)

Yaitu apabila variabel aliran seperti kedalaman, penampang, kecepatan disepanjang saluran tidak konstan. Apabila perubahan aliran terjadi pada jarak yang panjang, maka disebut aliran berubah beraturan atau berubah lambat laun. Sedang apabila terjadi pada jarak yang pendek disebut aliran berubah cepat atau aliran berubah tiba-tiba.

2. Aliran Tidak Permanen

a. Aliran Seragam (*unsteady uniform flow*)

b. Aliran Tidak Seragam (*unsteady non uniform flow*)

- Aliran berubah tiba-tiba
- Aliran berubah lambat laun

Keadaan atau perilaku aliran saluran terbuka pada dasarnya ditentukan oleh pengaruh kekentalan gravitasi. Berdasarkan kekentalannya aliran dapat dibedakan menjadi tiga, yaitu :

1. Aliran laminar yaitu apabila gaya kekentalan relative lebih besar dibandingkan dengan gaya inersia. Pada aliran ini butiran air seolah-olah bergerak menurut landasan tertentu yang teratur atau lurus. Untuk aliran pada pipa berlaku ketentuan aliran laminar jika bilangan Renold ( $Re$ )  $< 2100$ .
2. Aliran turbulen yaitu apabila gaya kekentalan relative lemah dibanding dengan kelembamannya. Pada aliran turbulen butiran air bergerak menurut

lintasan yang tidak teratur, tidak lancar, maupun tidak tetap. Walaupun butiran tersebut tetap menunjukkan gerak maju dalam aliran secara keseluruhan. Aliran turbulen jika  $Re > 4000$ .

3. Aliran peralihan yaitu campuran antara aliran laminar dan aliran turbulen. Untuk aliran pada pipa berlaku ketentuan aliran peralihan jika  $Re$  antara 2100 s/d 4000.

Sebagai ukuran pengaruh kekentalan digunakan bilangan Renold yang dinyatakan dalam persamaan :

$$Re = \frac{VR}{\nu}$$

Dimana :

$Re$  = Bilangan Renold

$V$  = Kecepatan aliran (m/det)

$R$  = Jari-jari hidrolis (m)

$\nu$  = Kekentalan kinetik

(Sumber : Buku Diktat Kuliah Politeknik Negeri Semarang)

Berdasarkan pengaruh gravitasi aliran dapat bersifat sub kritis, kritis, dan super kritis. Sebagai ukuran pengaruh gravitasi digunakan bilangan Froude (Froude Number), yang dinyatakan dalam persamaan :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

Dimana :

$Fr$  = Bilangan Froude

$V$  = Kecepatan aliran rata-rata (m/det)

$G$  = Percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)

$D$  = Kedalaman hidrolis (luas penampang basah / lebar permukaan atas) (m)

(Sumber : Buku Diktat Kuliah Politeknik Negeri Semarang)

Dengan melihat besarnya bilangan Froude dapat dipakai untuk mengetahui jenis aliran, yaitu :

1. Aliran sub kritis apabila besarnya bilangan Froude kurang dari satu.
2. Aliran kritis apabila besarnya bilangan Froude sama dengan satu.

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

3. Aliran super kritis apabila besarnya bilangan Froude lebih dari satu.

### 2.7.2 Geometrik Saluran

Unsur-unsur geometric saluran adalah sifat-sifat suatu penampang saluran yang dapat diuraikan berdasarkan penampang dan kedalaman air. Berikut ini adalah definisi beberapa unsur geometrik dasar yang penting adalah :

1. Kedalaman aliran (Y) adalah jarak vertical titik terendah pada suatu penampang saluran sampai ke permukaan bebas.
2. Kedalaman penampang aliran (d) adalah tinggi penampang saluran yang tegak lurus arah aliran.
3. Lebar puncak (T) adalah lebar penampang saluran pada permukaan bebas.
4. Luas penampang basah (A) adalah luas penampang melintang aliran yang tegak lurus arah aliran.
5. Keliling basah (P) adalah garis potong dari permukaan basah saluran dengan bidang penampang melintang yang tegak lurus arah aliran.
6. Jari-jari hidrolis adalah perbandingan luas penampang basah dengan keliling basah.

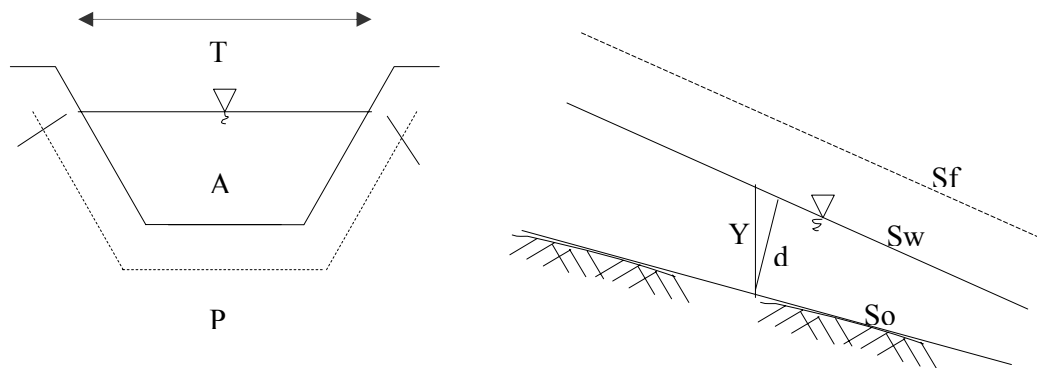
$$R = \frac{A}{P}$$

7. Kedalaman hidrolis (D) adalah perbandingan antara luas penampang basah dengan lebar puncak.

$$D = \frac{A}{T}$$

8. Garis gradien hidrolis adalah garis yang menunjukkan tekanan berbagai penampang disepanjang saluran. Untuk saluran terbuka garis gradien hidrolis berimpit dengan permukaan air.
9. Garis gradien energi adalah garis yang menunjukkan energi total cairan terhadap garis nol yang dipilih, garis gradien energi berada di atas garis gradien hidrolis.
10. Kemiringan hidrolis (S) adalah kemiringan garis energi total, biasanya dibedakan :

- a.  $S_f$  = Kemiringan garis energi
- b.  $S_w$  = Kemiringan muka air
- c.  $S_o$  = Kemiringan dasar saluran



Gambar 2.4 Unsur Geometrik Saluran Terbuka

### 2.7.3 Kapasitas Pengaliran Penampang di Hilir Bendung

Untuk mengetahui pengaliran penampang di hilir bendung karet digunakan pendekatan aliran permanen beraturan dari persamaan Manning :

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

$$Q = A \times V$$

Dimana :

- Q = Debit aliran (m<sup>3</sup>/det)
- A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)
- V = Kecepatan aliran rata-rata (m/det)
- N = Koefisien kekasaran Manning
- R = Jari-jari hidrolis
- So = Kemiringan dasar sungai

(Sumber : Buku Diktat Kuliah Politeknik Negeri Semarang)

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

Tabel 2.14 Koefisien Kekasaran Manning

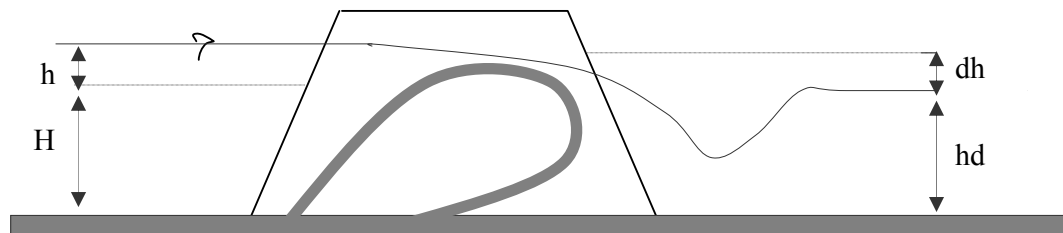
No	Bahan	n
1	Besi tuang dilapis	0,014
2	Kaca	0,010
3	Saluran Beton	0,013
4	Bata dilapis mortar	0,015
5	Pasangan batu disemen	0,025
6	Saluran tanah bersih	0,022
7	Saluran tanah	0,030
8	Saluran dengan dasar batu dan tebing rumput	0,040
9	Saluran pada galian batu padas	0,040

(Sumber : Buku Diktat Kuliah Politeknik Negeri Semarang)

#### 2.7.4 Elevasi Muka Air Pada Kondisi NWL dan HWL

Debit aliran sugai yang melewati bendung karet ditinjau berdasarkan teori saat bendung karet dalam kondisi mengembung (*inflated*) dan mengempis (*deflated*) adalah sebagai berikut :

1. Kondisi bendung karet saat mengembung



Gambar 2.5 Kondisi Bendung Karet Saat Mengempis

Debit yang melimpas diatas bendung karet :

$$Q_i = C_i x B_{ef} x h^{3/2}$$

Dimana :

$Q_i$  = Debit yang melimpas diatas bendung karet ( $m^3/det$ )

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044



- Bef = Lebar efektif bendung karet (m)  
 h = Tinggi air diatas bendung karet (m)  
 Ci = Koefisien debit

Untuk menentukan koefisien debit dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

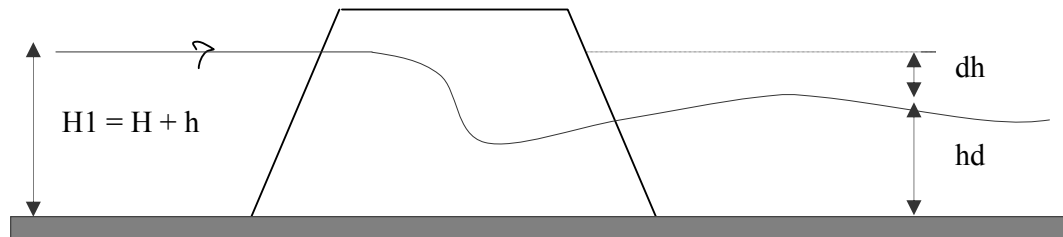
- Aliran sempurna ( $0 < \frac{h}{H} < 0,60$ ) :  $C_1 = 1,77x \frac{h}{H} + 1,05$
- Aliran transisi ( $0,50 < Y < 0,85$ ) :  $C_2 = (-0,20Y + 1,10)xC_1$
- Aliran tenggelam ( $0,85 < Y < 1,00$ ) :  $C_3 = (2,28Y \sqrt{1 - \frac{hd}{h}}) x C_1$

Dimana :

- Y =  $(hd-H)/h$   
 hd = Kedalaman air di hilir bendung karet (m)  
 H = Tinggi bendung karet (m)  
 h = Tinggi air di atas bendung karet (m)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

## 2. Kondisi bendung karet saat mengempis



Gambar 2.6 Kondisi Bendung Karet Saat Mengempis

Debit yang mengalir menggunakan rumus D'Aubuisson's :

$$dh = \frac{Q_d^2}{2g} \left[ \frac{1}{C^2 x B_{ef}^2 x (H_1 - dh)^2} - \frac{1}{B_1^2 x H_1^2} \right]$$

Dimana :

$dh$  = Perbedaan muka air antara hulu dan hilir bendung karet (m)

$Q_d$  = Debit saat kondisi bendung mengempis sempurna ( $m^3/det$ )

$g$  = Percepatan gravitasi ( $m/det^2$ )

$C$  = Koefisien bentuk pilar ( $C = 0,90$ )

$B_1$  = Lebar penampang sungai di hulu bendung karet (m)

$B_{ef}$  = Lebar efektif bendung karet (m)

$H_1$  = Tinggi air di hulu bendung karet (m)

Debit keseluruhan yang melimpas adalah :

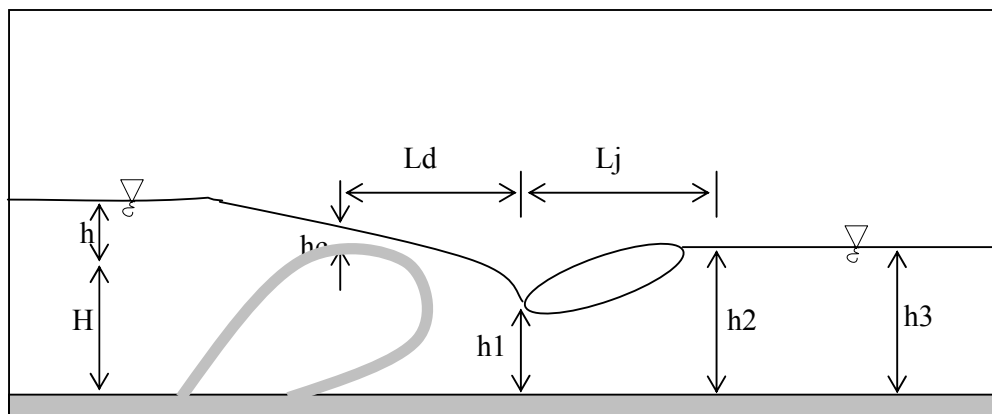
$$Q_T = Q_i + Q_d$$

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

## 2.7.5 Panjang Apron Hilir

### 2.7.5.1 Panjang Apron Akibat Loncatan Hidrolik

Apabila aliran pada saluran terbuka berubah dari aliran super kritis menjadi sub kritis maka akan terjadi loncatan air.



Gambar 2.7 Apron akibat loncatan hidrolik

Aliran di bagian hulu adalah super kritis sedang di bagian hilir adalah sub kritis, di antara kedua kondisi tersebut terdapat daerah transisi dimana loncatan terjadi. Pada loncatan air kecepatan akan berkurang secara mendadak

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

dari  $V_c$  menjadi  $V_1$ , dan kedalaman air akan berubah dari  $h_c$  menjadi  $h_1$ . Pada loncatan akan terjadi olakan air yang besar disertai dengan berkurangnya energi. Setelah loncatan air, aliran menjadi tenang dengan kedalaman besar dan kecepatan kecil. Karena olakan yang sangat besar maka loncat air dapat menyebabkan erosi di lokasi tersebut, sehingga loncatan air sedapat mungkin dilakukan pada apron yang kokoh. Berikut ini adalah perhitungan apron akibat loncatan hidrolis:

1. Perhitungan loncatan air dapat menggunakan rumus Bernoulli's :

$$H = h_c + \frac{V_c^2}{2g} = h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$h_1 = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

$$V_c = \frac{q}{h_c}$$

Dimana :

$H$  = Tinggi bendung karet (m)

$h_c$  = Tinggi air di atas mercu bendung karet (m)

$h_1$  = Tinggi loncatan air (m)

$V_c$  = Kecepatan aliran di hulu bendung karet (m/det)

$V_1$  = Kecepatan loncatan air (m/det)

$g$  = Percepatan gravitasi (m/det<sup>2</sup>)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

2. Perhitungan kedalaman air setelah loncatan air dapat dihitung dengan rumus kedalaman konjugasi :

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$$

Dimana :

$Y_2$  = Kedalaman air setelah loncatan air (m)

$Y_1$  = Kedalaman loncatan air (m)

$Fr$  = Bilangan Froude

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

3. Perhitungan panjang loncatan hidolik dapat dihitung dengan rumus :

$$L_j = 5 (n + Y_2)$$

Dimana :

$L_j$  = Panjang kolam olak (m)

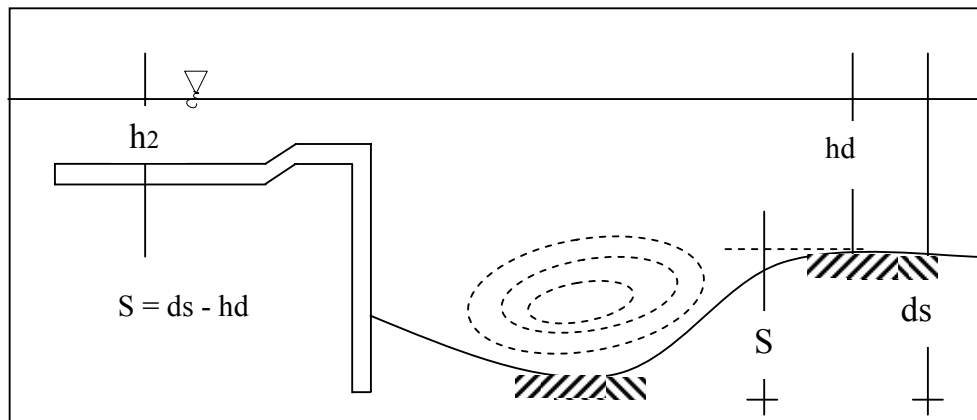
$n$  = Tinggi ambang ujung (m)

$Y_2$  = Kedalaman air setelah loncatan air (m)

(Sumber : KP-02)

### 2.7.5.2 Gerusan Lokal di Hilir Peredam Energi

Untuk perhitungan gerusan lokal di hilir menggunakan rumus sebagai berikut :



Gambar 2.8 Gerusan Lokal di Hilir Peredam Energi

Dimana :

$S$  = Kedalaman gerusan lokal (m)

$ds$  = Kedalaman gerusan lokal diukur dari permukaan air di hilir (m)

$hd$  = Kedalaman air di hilir (m)

Perkiraan kedalaman gerusan lokal di hilir peredam energi dihitung berdasarkan tiga metode empirik dengan tinjauan pada kondisi pengaliran HWL :

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

1. Metode Schoklitsch

$$ds = K \frac{H^{0,20} q^{0,57}}{D_{90}^{0,32}}$$

Dimana :

K = Koefisien Schoklitsch = 4,70

H = Beda tinggi air di hulu dan hilir (m)

q = Debit per satuan lebar (m<sup>3</sup>/det/m')

D<sub>90</sub> = Ukuran butiran dimana 90 % material tertahan (mm)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

2. Metode Lacey

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

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

Dimana :

R = Kedalaman gerusan (m)

Dm = Diameter rata-rata material dasar sungai (m)

Q = Debit yang melimpah diatas mercu (m<sup>3</sup>/det)

f = Faktor lumpur *Lacey*

(Sumber : KP – 02)

## 2.8 ANALISA GEOTEKNIK

### 2.8.1 Uraian Umum

Konstruksi bendung harus kuat menahan gaya-gaya yang bekerja, baik dari berat konstruksi itu sendiri maupun gaya-gaya dari luar. Dalam analisa geoteknik ini juga ditinjau apakah daya dukung tanah dasar memenuhi syarat stabilitas atau tidak. Pada analisis ini data yang diperoleh dari hasil penyelidikan tanah di lokasi sekitar bendung. Gaya-gaya yang diperhitungkan dalam perencanaan bendung ini meliputi :

- Berat sendiri bendung

- Gaya gempa
- Gaya angkat (uplift pressure )
- Tekanan hidrostatik
- Tekanan tanah aktif dan pasif
- Gaya akibat tekanan Lumpur

Dari gaya-gaya diatas kemudian dianalisis stabilitas bendung terhadap :

- Erosi bawah tanah ( *Piping* )
- Daya dukung tanah
- Guling
- Geser

### **2.8.2 Gaya-gaya Yang Bekerja Pada Bendung Karet**

Komponen utama bangunan bendung karet terdiri dari pondasi bendung , pilar, dan dinding samping (abutmen). Secara menyeluruh gaya-gaya yang bekerja pada bendung karet seperti uraian berikut :

#### **2.8.2.1 Gaya Vertikal**

Gaya vertikal yang bekerja pada bendung terdiri dari komponen sebagai berikut :

##### **1. Berat sendiri konstruksi**

Gaya ini terdiri atas berat bendung karet beserta instalasi perlengkapannya, berat pilar, dan berat pondasi.

Rumus :

$$G = V \cdot \gamma_{pas}$$

Di mana :

G = Berat sendiri konstruksi (t)

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

$\gamma_{pas}$  = Berat jenis beton (t/m<sup>3</sup>)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

Dalam perhitungan ini sudah termasuk selimut beton, dengan mengambil berat volume beton sama dengan berat volume pasangan, perhitungan disajikan dalam

2. Gaya berat air di atas pondasi bendung karet

Rumus :

$$P_w = \gamma_w \cdot Y \cdot B \cdot H$$

Dimana :

$P_w$  = Gaya berat air di atas pondasi (ton)

$\gamma_w$  = Berat unit air (ton/m<sup>3</sup>)

$Y$  = Panjang pondasi bendung karet (m)

$B$  = Lebar pondasi bendung karet (m)

$H$  = Tinggi muka air (m)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

3. Gaya angkat (*up lift force*)

Gaya angkat ini bekerja pada dasar pondasi yang besarnya ditentukan oleh perbedaan elevasi antara muka air di bagian hilir terhadap muka air di hulu.

Rumus :

$$U_x = \left\{ H_x - \left( \frac{L_x}{L_T} \cdot x \Delta H \right) \right\} \gamma_w$$

Dimana :

$U_x$  = Gaya angkat yang bekerja pada titik X (ton/m<sup>2</sup>)

$H_x$  = Beda tinggi muka air hulu dan di titik X (m)

$L_x$  = Panjang rayapan sampai di titik X (m)

$L_T$  = Panjang rayapan total (m)

$\Delta H$  = Beda tinggi muka air di hulu bendung dan hilir (m)

$\gamma_w$  = Berat unit air (t/m<sup>3</sup>)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

4. Tekanan dalam (*Internal Pressure*)

Rumus :

$$P = \alpha \cdot \gamma (H_r + h)$$

Dimana :

P = Tekanan dalam (kg/cm)

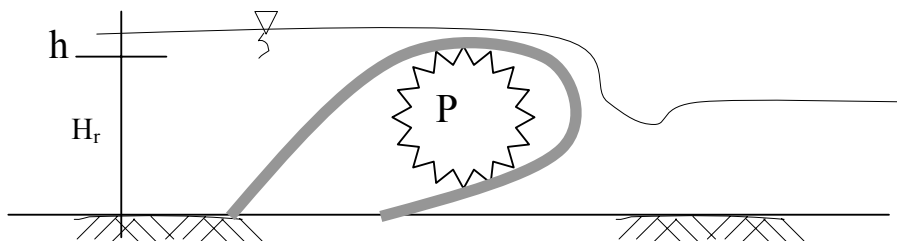
$\alpha$  = Koefisien tekanan dalam ( $\alpha = 1,0$ )

$\gamma$  = Berat jenis air ( $\gamma = 0,001 \text{ kg/cm}^3$ )

$H_r$  = Tinggi efektif bendung (cm)

h = Tinggi limpasan (cm)

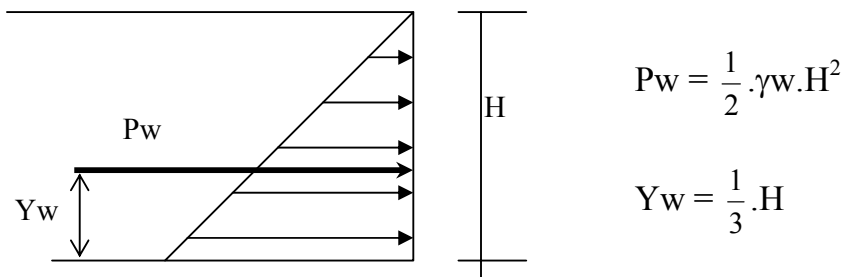
(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)



Gambar 2.9 Tekanan Dalam (*Internal Pressure*)

2.8.2.2 Gaya Horisontal

1. Gaya hidrostatis, merupakan gaya tekanan air yang terbungung.

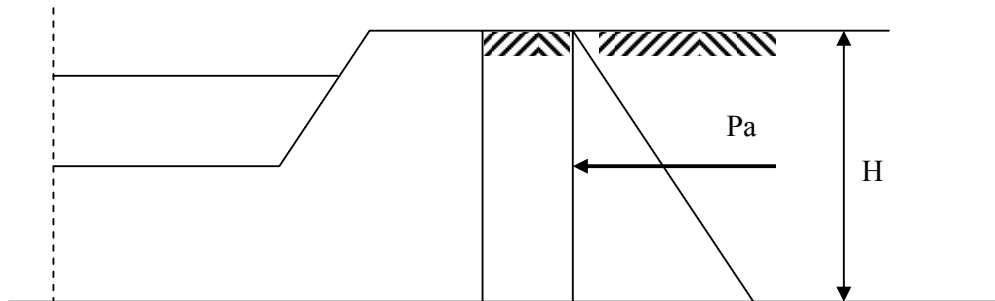


Gambar 2.10 Gaya Hidrostatik



2. Tekanan Tanah

Gaya akibat tekanan tanah terjadi pada konstruksi dinding sampng (*abutment*) kiri dan kanan



Gambar 2.11 Tekanan Tanah

Rumus :

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Dimana :

$Ka$  = Koefisien tekanan tanah aktif

$\gamma_t$  = Berat jenis tanah ( ton/m<sup>3</sup>)

Koefisien tekanan tanah aktif untuk kondisi normal menurut teori Rankine's adalah :

$$Ka = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \text{ atau}$$

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

Dimana :

$\phi$  = Sudut geser dalam (°)

Kondisi gempa

$\phi$  diganti sebagai berikut

$$\phi' = \phi - \tan^{-1} K$$

Dimana :

$K$  = Koefisien gempa horizontal

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

### 3. Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai berikut :

$$P_s = \frac{\gamma_s \cdot h^2}{2} \left( \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$$

Dimana :

$P_s$  = Gaya horizontal pada  $\frac{2}{3}$  kedalaman dari lumpur.

$\gamma_s$  = Berat lumpur (KN/m)

$h$  = Dalamnya lumpur (m)

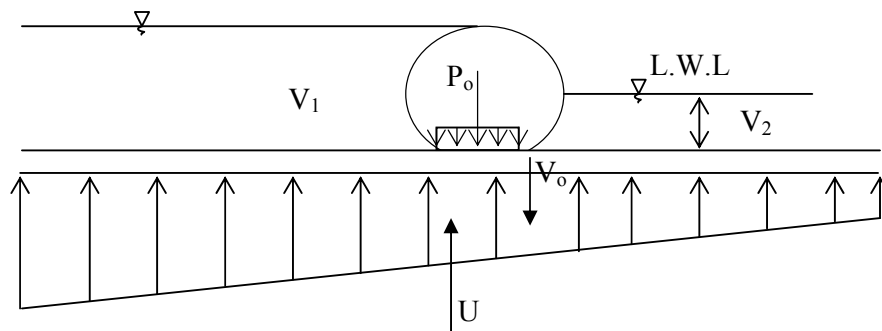
$\varphi$  = Sudut gesek ( $^\circ$ )

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

## 2.8.3 Kombinasi Beban Pada Bendung Karet

### 2.8.3.1 Lantai Bendung

1. Searah aliran air pada kondisi normal dengan air setinggi bendung.



Gambar 2.12 Kombinasi Beban Lantai Bendung Kondisi Normal Dengan Air Setinggi Bendung

Dalam Gambar 2.12 :

$V_0$  = Berat sendiri

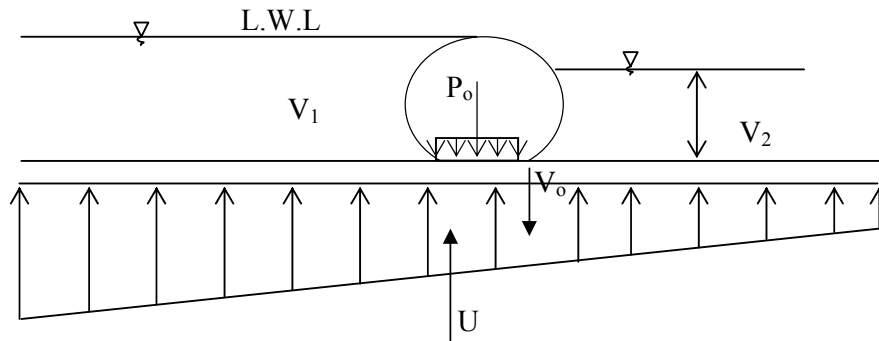
$P_0$  = Komponen vertical dari tekanan dalam

$V_1$  = Berat air hulu

$V_2$  = Berat air hilir

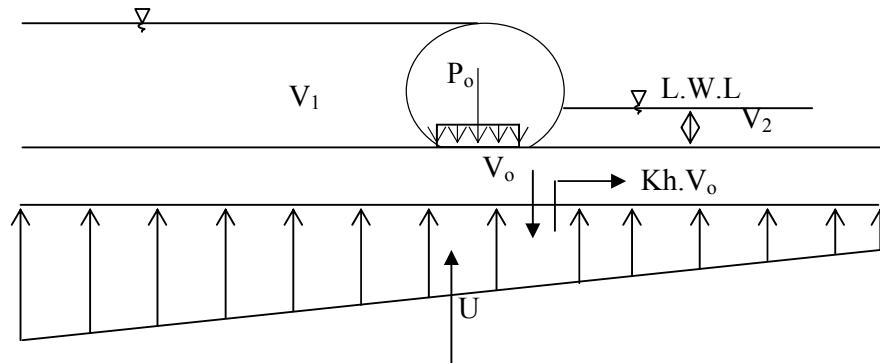
$U$  = Gaya angkat

2. Searah aliran pada kondisi normal dengan air hilir tinggi.



Gambar 2.13 Kombinasi Beban Lantai Bendung Kondisi Normal Dengan Air Hilir Tinggi

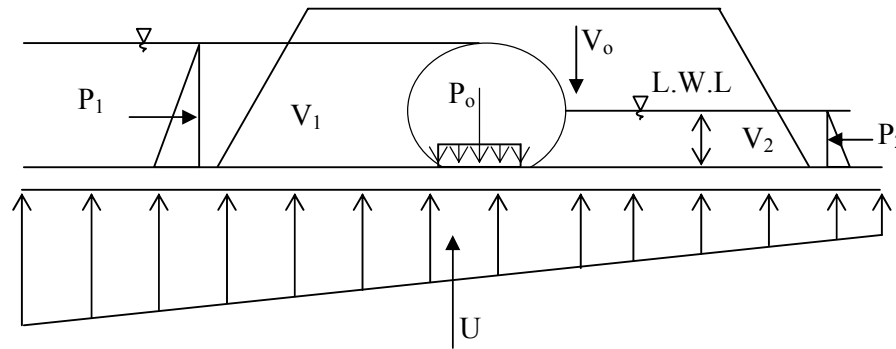
3. Searah aliran pada kondisi gempa dengan air penuh setinggi bendung.



Gambar 2.14 Kombinasi Beban Lantai Bendung Kondisi Gempa Dengan Air Penuh Setinggi Bendung

**2.8.3.2 Tembok Antara (Pier)**

1. Searah aliran air pada kondisi normal dengan air setinggi bendung.

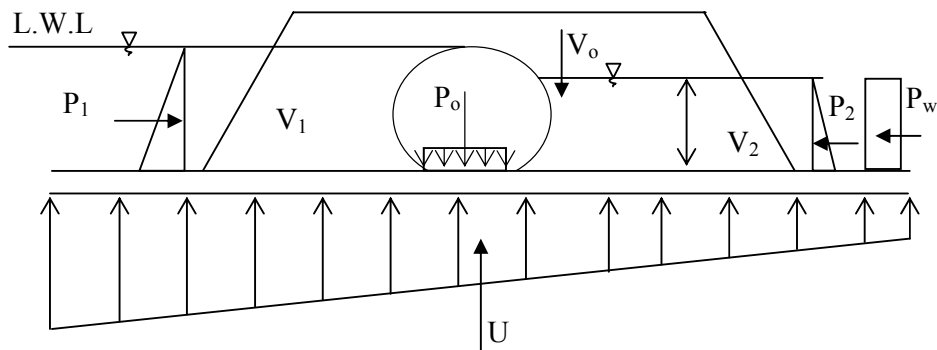


Gambar 2.15 Kombinasi Beban Pier Kondisi Normal Dengan Air Setinggi Bendung

$P_1$  = Tekanan air hulu yang bekerja di pier

$P_2$  = Tekanan air hilir yang bekerja di pier

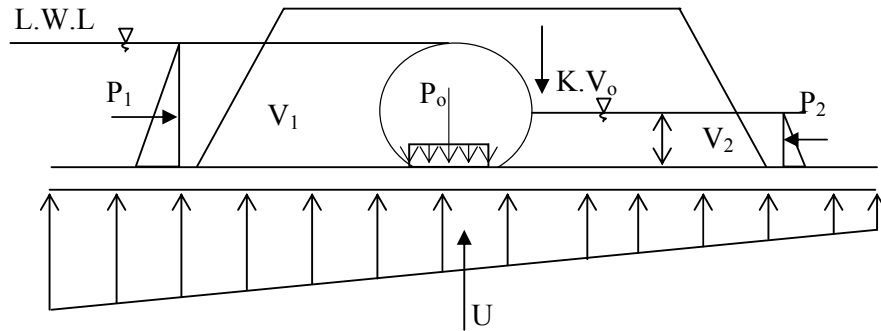
2. Searah aliran air kondisi normal dengan air hilir tinggi.



Gambar 2.16 Kombinasi Beban Pier Kondisi Normal Dengan Air Hilir Tinggi

$P_w$  = Tekanan yang bekerja di pier akibat gelombang rencana.

3. Searah aliran air pada kondisi gempa dengan muka air penuh.



Gambar 2.17 Kombinasi Beban Pier Kondisi Gempa  
Dengan Muka Air Penuh

K = Koefisien gempa

**2.8.4 Stabilitas Bendung Terhadap Erosi Bawah Tanah (Pipping)**

Bahaya terjadinya erosi bawah tanah dapat dicek dengan membuat jaringan aliran dengan menggunakan beberapa metode, yang salah satunya adalah menggunakan Metode Lane. Metode ini membandingkan panjang jalur rembesan di bawah bangunan di sepanjang bidang bangunan tanah bawah dengan beda tinggi muka air diantara kedua sisi bangunan. Di sepanjang jalur perkolasi yang lebih curam dari 45° dianggap horizontal. Jalur vertical dianggap memiliki daya tahan terhadap aliran 3 kali lebih kuat daripada jalur horizontal. Sehingga rumusnya adalah sebagai berikut :

$$CL = \frac{\sum L_v + 1/3L_h}{H}$$

Dimana :

CL = Angka rembesan Lane

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

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

H = Beda tinggi muka air (m)

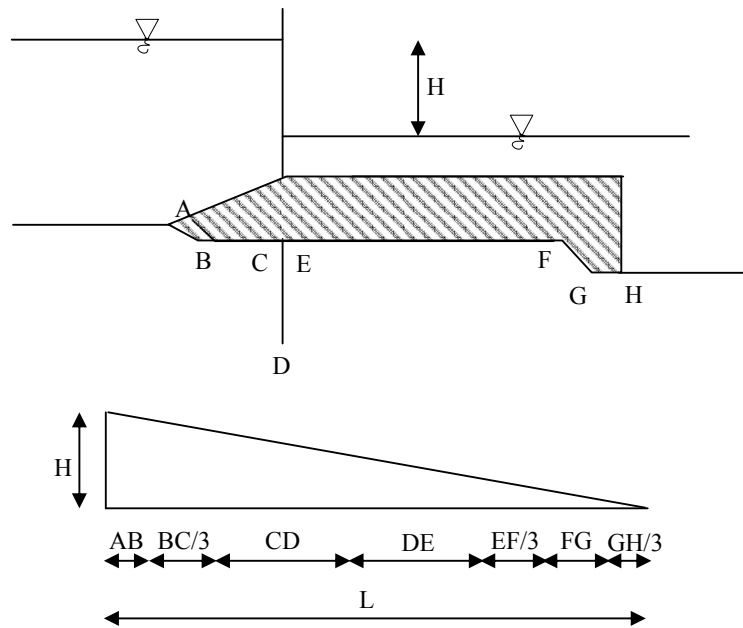
(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-06)

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044



Gambar 2.18 Metode Angka Rembesan Lane

### 2.8.5 Stabilitas Bendung Terhadap Guling

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} > Fg$$

Di mana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma MT$  = Jumlah momen tahan

$\Sigma MG$  = Jumlah momen guling

Fg = Faktor keamanan guling

(Sumber : Ir.Soedibyo)

Harga-harga faktor keamanan terhadap bahaya guling untuk berbagai kombinasi pembebanan seperti dalam tabel berikut :

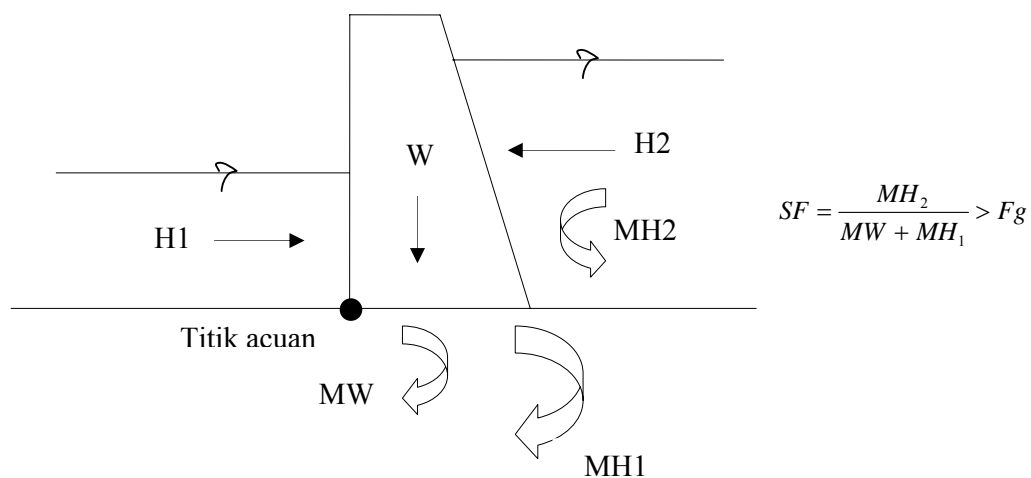
Tabel 2.15 Faktor Keamanan Terhadap Guling

No	Kombinasi Pembebanan	Faktor Keamanan Guling (Fg)
1	M+H+K+T+Thn	1,5
2	M+H+K+T+Thn+G	1,3
3	M+H+K+T+Thb	1,3
4	M+H+K+T+Thb+G	1,1
5	M+H+K+T+Thb+Ss	1,2

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

Dalam Tabel 2.15 :

- M = Beban mati
- H = Beban hidup
- K = Beban kejut
- T = Beban tanah
- Thn = Tekanan air normal
- Thb = Tekanan air selama banjir
- G = Beban gempa
- Ss = Pembebanan sementara selama pelaksanaan



Gambar 2.19 Tahanan Guling

Keterangan gambar :

- W = Berat sendiri bendung  
 H1 = Tekanan air di hilir bendung  
 H2 = Tekanan air di hulu bendung  
 MW = Momen akibat berat sendiri bendung  
 MH1 = Momen akibat gaya H1  
 MH2 = Momen akibat gaya H2

### 2.8.6 Stabilitas Bendung Terhadap Geser

$$\text{Rumus : } Sf = f \frac{\sum V}{\sum H} > Fs$$

Di mana : Sf = Faktor keamanan

$\sum V$  = Besarnya gaya vertikal (KN)

$\sum H$  = Besarnya gaya horisontal (KN)

f = Koefisien gesek (0,6 – 0,75)

Fs = Faktor keamanan geser

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

Tabel 2.16 Faktor Keamanan Terhadap Geser

No	Kombinasi Pembebanan	Faktor Keamanan Geser (Fs)
1	M+H+K+T+Thn	1,5
2	M+H+K+T+Thn+G	1,3
3	M+H+K+T+Thb	1,3
4	M+H+K+T+Thb+G	1,1
5	M+H+K+T+Thb+Ss	1,2

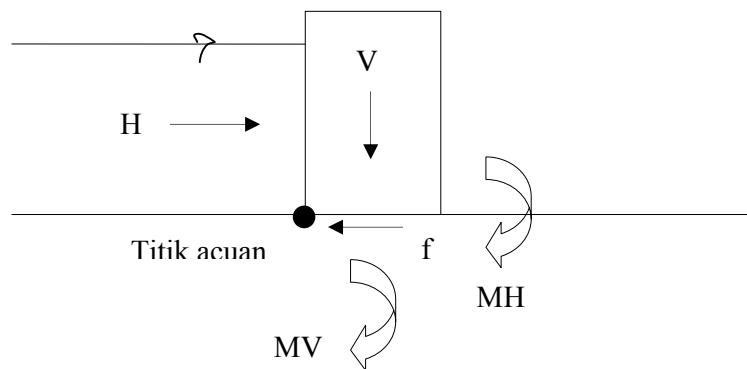
(Sumber : DPU Pengairan, Standar Perencanaan Irigasi KP-02)



Tabel 2.17 Harga-harga Untuk Perkiraan Nilai Koefisien Gesek

Bahan	f
Pasangan batu pada pasangan batu	0,60 – 0,75
Batu Kerikil berkualitas baik	0,75
Krikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

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



Gambar 2.20 Tahanan Geser

Keterangan gambar :

H = Tekanan air

V = Berat sendiri

f = Koefisien gesek

MH = Momen akibat gaya H

MV = Momen akibat gaya V

### 2.8.7 Stabilitas Bendung Terhadap Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung ini dipakai rumus teori daya dukung Terzaghi:

$$\text{Rumus : } q_{ult} = c.N_c + \gamma.N_q.D_f + 0,5.\gamma.B.N_\gamma$$

Di mana :  $q_{ult}$  = daya dukung keseimbangan ( $t/m^2$ )

B = lebar pondasi (m)

D<sub>f</sub> = kedalaman pondasi (m)

c = kohesi

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

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

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

### 2.8.8 Pondasi Tiang Pancang

Apabila daya dukung tanah tidak memenuhi , maka dapat diatasi dengan menggunakan pondasi tiang pancang. Penjelasan mengenai perencanaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

#### 2.8.8.1 Daya Dukung Tiang Pancang

Kapasitas daya dukung tiang dibedakan oleh daya dukung ujung dan daya dukung gesek. Dan apabila kedua daya dukung tersebut dimobilisasi maka akan didapat :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_s$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

$Q_{ult}$  = Kapasitas daya dukung tiang pancang maksimum (ton)

$Q_e$  = Kapasitas daya dukung ujung dari tanah di bawah ujung pondasi (ton)

$Q_s$  = Kapasitas daya dukung dari gaya gesekan tiang pancang dengan tanah (ton)

$Q_{all}$  = Kapasitas daya dukung tiang pancang ijin (ton)

SF = Faktor Keamanan

(Sumber : Sardjono HS,1991)

Daya dukung ujung pondasi tiang pancang dapat dihitung dengan menggunakan rumus dari Terzaghi seperti berikut :

- Tanah berbutir halus (c – soils)

$$Q_e = A_p (1,3.c.N_c + \bar{q}.N_q)$$

$$q = \sum (\gamma_i.h_i)$$

- Tanah berbutir kasar ( $\phi$  – soils)

$$Q_e = A_p (\bar{q}.N_q.a_q + \gamma.B.N_\gamma.a_\gamma)$$

- Tanah pada umumnya (c –  $\phi$  soils)

$$Q_e = A_p (1,3.c.N_c + \bar{q}.N_q + \gamma.B.N_\gamma.a_\gamma)$$

Dimana :

$Q_e$  = Kapasitas daya dukung ujung dari tanah di bawah ujung pondasi (ton)

$A_p$  = Luas penampang tiang ( $m^2$ )

$N_c$  = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

$N_q$  = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

(untuk  $\phi = 0$  didapat  $N_q = 1$ )

$N_\gamma$  = Faktor daya dukung untuk tanah di bawah ujung tiang

$q$  = Tekanan tanah ( $ton/m^2$ )

$\gamma$  = Berat isi tanah ( $ton/m^3$ )

$h$  = Kedalaman tiap lapisan tanah (m)

$i$  = Banyaknya lapisan tanah

$a_q$  = Faktor penampang (penampang persegi dan bulat diambil 1,0)

$a_\gamma$  = Faktor penampang (penampang persegi = 0,4 dan bulat = 0,3)

(Sumber : Sardjono HS,1991)

Daya dukung friksi pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan rumus dengan menggunakan hasil test di lapangan (sondir), seperti berikut :

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

Data CPT (sondir) :

$$Q_s = \left( \frac{A * q_c}{3} \right) + \left( \frac{O * T_f}{5} \right)$$

Dimana :

$Q_s$  = Daya dukung tiang pancang tunggal (ton)

H = Kedalaman tiang pancang (m)

$q_c$  = Tekanan conus ( $\text{kg/cm}^2$ )

$T_f$  = Total friction ( $\text{kg/cm}$ )

D = Diameter tiang pancang (m)

A = Luas tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

O = Keliling tiang pancang (cm)

(Sumber : Sardjono HS,1991)

Daya dukung kelompok tiang pancang (*pile group*) dapat dihitung menggunakan rumus efisiensi dari Converse - Labarre seperti berikut :

$$\eta = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} * \frac{(n-1)*m + (m-1)*n}{m*n}$$

$$Q_T = Q_s * \eta$$

Dimana :

m = Jumlah deret tiang

n = Jumlah tiang tiap deret

$\alpha$  = Arc tan (d/s)

d = Diameter tiang (m)

s = Jarak antar tiang (m)

$Q_T$  = Daya dukung tiang kelompok (ton)

$Q_s$  = Daya dukung tiang tunggal (ton)

### 2.8.8.2 Reaksi Tiang Pancang

$$P = \left( \frac{V}{n} \right) \pm \left( \frac{M}{Y} \right) Y_n$$

Dimana :

P = Reaksi pada tiang akibat gaya vertikal dan momen (ton)

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

- V = Gaya vertikal total yang bekerja pada pondasi (ton)  
N = Jumlah tiang pancang  
M = Momen yang bekerja pada pusat (ton.m)  
Y = Jarak dari pusat untuk tiap tiang,  $\sum V^2$  (m)  
Y<sub>n</sub> = Jarak maksimum tiang ke pusat (m)

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

## **2.9 TIPE BANGUNAN BENDUNG**

### **2.9.1 Uraian Umum**

Bendung karet pertama kali digunakan yaitu pada tahun 1957 (buatan Firestone) di sungai Los Angeles untuk mengisi cadangan air tanah guna menghadapi perkembangan kota. Perkembangan selanjutnya di Jepang melalui produksi pertamanya tahun 1978 telah memasarkan produksinya didalam negeri dan pada tahun 1982 mulai memasarkan ke luar negeri. Di Indonesia bendung karet mulai dipasang pertama kali pada tahun 1990 di kali Kumpulan Demak, selanjutnya di Sungai Brantas yaitu Jatimlerek dan Menturus.

Bendung karet merupakan bendung kecil yang sangat sesuai dengan kondisi hidrologi maupun topografi di Indonesia. Bendung karet dapat dibangun dengan lebar puluhan meter. Menutup bendung dilaksanakan dengan mengisikan media pengisi (dapat berupa air atau udara atau gabungan keduanya). Daya yang dibutuhkan untuk melakukan ini jauh lebih kecil dari pada bendung gerak baja. Pembukaan bendung dilaksanakan dengan mengeluarkan media pengisi dari kantong karet yang merupakan tubuh bendung. Pembukaan ini akan berjalan secara otomatis karena tiap bendung karet memiliki system pengempisan otomatis. Dengan demikian keamanan bendung terhadap banjir mendadak lebih terjamin.



Gambar 2.21 Bendung Karet Kalijajar Demak

Bendung karet dapat digunakan untuk keperluan seperti irigasi, suplai air, rekreasi, PLTA, dan waduk atau *reservoir*.

Pada dasarnya bendung karet terdiri dari komponen-komponen sebagai berikut :

1. Tubuh Bendung

Tubuh bendung berupa lembaran karet yang dipasang sebagai gelembung kedap air melintang alur sungai. Pada saat mengembang karena diisi air atau udara karet ini berfungsi sebagai pembendung air, sedang pada waktu Kempis rata dengan dasar alur sehingga tidak ada pembendungan.

2. Pilar

Pilar pada struktur bendung karet diperlukan untuk membatasi bentang tubuh bendung yang terlalu panjang agar tidak melendut pada waktu mengembang. Kadang-kadang digunakan beberapa pilar untuk membagi bentang bendung menjadi beberapa panel guna penyempurnaan dalam pengoperasian muka air dan pengurasan sedimen.

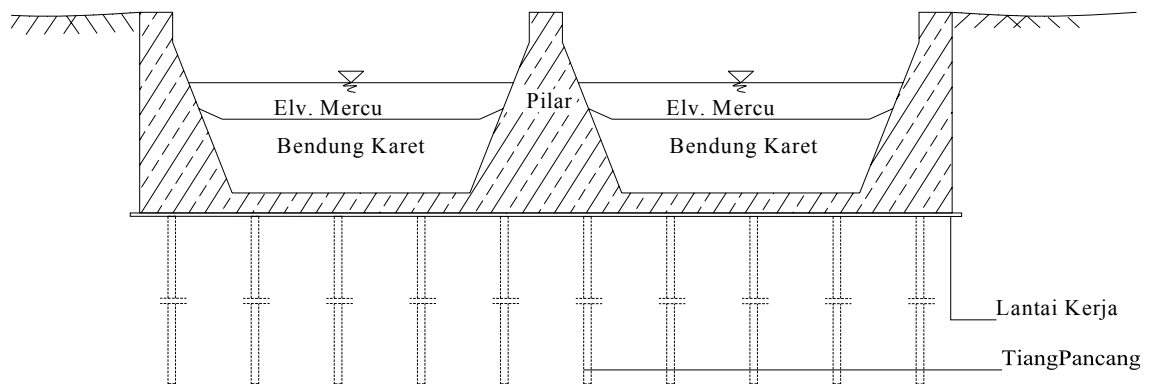
3. Pondasi

Pondasi bendung karet yang berupa pelat beton bertulang berfungsi sebagai dasar perletakan karet bendung beserta pilarnya dan menjaga kestabilan struktur bendung secara keseluruhan.

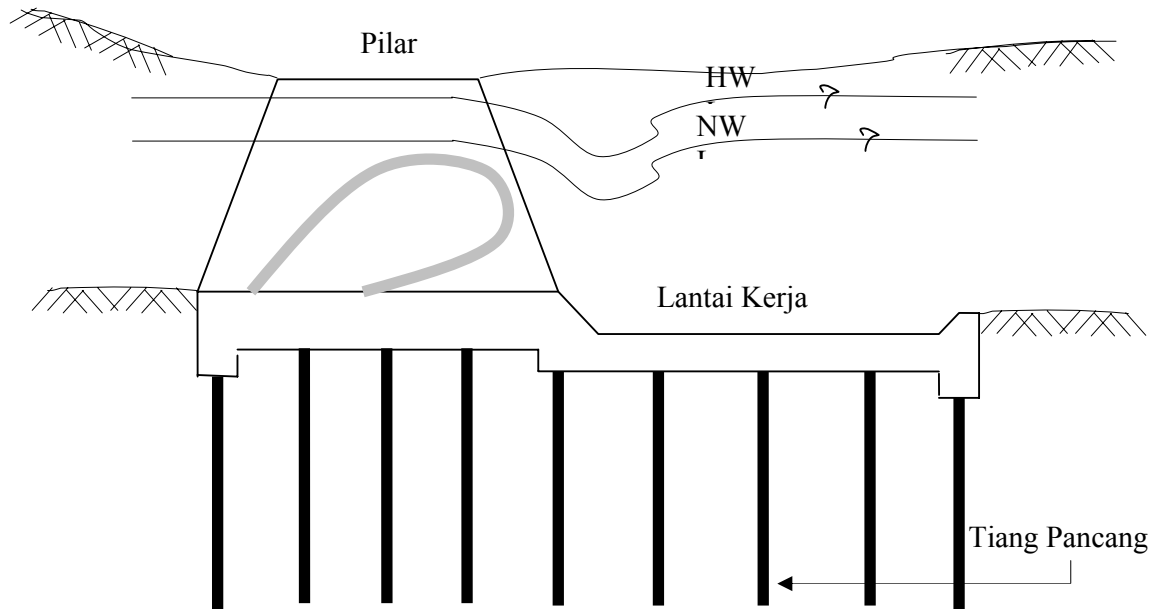
4. Instrumen operasi

Instrumen ini terdiri dari instalansi pipa pengisian dan pembuangan, compressor atau pompa air serta system otomatisasi.

Potongan melintang dan memanjang bendung karet dapat dilihat dalam gambar sebagai berikut :



Gambar 2.22 Potongan Melintang Bendung Karet



Gambar 2.23 Potongan Memanjang Bendung Karet

Dibandingkan dengan bendung gerak konvensional, bendung karet mempunyai beberapa keuntungan yang antara lain sebagai berikut :

1. Waktu pelaksanaan relative lebih cepat dan sederhana / murah.
2. Bentang dapat lebih panjang, tanpa / sedikit pilar, sehingga biaya pilar relatif murah.
3. Dengan tanpa atau sedikit pilar, maka pada waktu bendung karet dikempiskan aliran air di sungai bias lebih lancar.
4. Pengoperasian dengan daya yang tidak begitu besar, pengempisan bendung karet secara otomatis, sehingga biaya operasi relative murah.
5. Biaya pemeliharaan bendung karet relative murah (tidak perlu pengecatan).
6. Fleksibel terhadap penurunan tanah atau pondasi.
7. Pengempisan secara otomatis sehingga aman terhadap banjir yang datang secara mendadak.
8. Lebih tahan terhadap gempa.



Beberapa kerugian bendung karet dibandingkan dengan bendung gerak konvensional antara lain sebagai berikut :

1. Hanya bias dioperasikan mengembang total atau kempis total, sehingga sangat sulit untuk mengatur tingi muka air di hulu bendung.
2. Bisa bocor karena pemasangan, pengoperasian, atau karena goresan material yang hanyut.
3. Pada bagian tubuh bendung karet yang kering (tidak terendam air) akan mudah rusak karena sinar matahari.
4. Perbaikan kerusakan sulit dilakukan dengan sempurna dan dapat memberikan akibat lemahnya pada bagian yang lain.
5. Pada pengempisan yan tidak rata, dapat terjadi gerusan local di hilir bendung.

Tipe bendung karet dilihat dari isian badan bendung karet maka terbagi menjadi 3 (tiga) tipe yaitu :

1. Tipe bendung karet diisi air.
2. Tipe bendung karet diisi udara.
3. Tipe bendung karet campuran (isi udara dan air).

Produk RRC lebih condong ke pemakaian bendung karet diisi air berdasarkan pengalamannya sendiri dan hasil penelitiannya sendiri. Bendung karet produksi Jepang lebih memfokuskan pada bendung karet diisi udara dan sampai sekarang tetap mempertahankan bendung karet diisi udara. Bendung karet diisi udara dan air tidak banyak diproduksi, bahkan sekarang tidak ada yang menggunakan tipe diisi udara dan air. Di Indonesia tidak ada bendung karet yang diisi udara dan air, kebanyakan bendung karet diisi udara, hanya satu bendung karet diisi air yaitu bendung karet Jajar di Demak. Pemilihan tipe bendung karet tersebut diatas tergantung dari manfaat yang diambil dari bendung karet tersebut.

Bendung karet diisi air bisa dikempeskan sampai pengisian air < 100 % dan minimum pengisian 15 % dari tinggi maksimum, untuk selanjutnya harus kempes 100 %. Bendung karet diisi udara hanya boleh dikempeskan 100 % dan

dikembangkan 100 %, tidak boleh berada di antaranya karena akan terjadi konsentrasi aliran.

Hal yang paling penting dari type isian bendung karet ialah sifat-sifat yang paling menonjol dari masing-masing tipe bendung karet tersebut dan sifat-sifat tersebut akan menjadi ciri khas dari masing-masing tipe bendung karet yaitu sebagai berikut :

## **2.9.2 Pengaturan Debit Aliran Diatas Bendung Karet**

### **2.9.2.1 Bendung Karet Diisi Air**

Mercu bendung karet diisi air bisa diturunkan sesuai dengan banjir yang lewat, sampai batas maksimum tersisa 15 % dari tinggi bendung karet, atau turun sampai 85 % dari tinggi bendung karet.

Bendung karet diisi air pada waktu pengempesan akan memerlukan waktu lama, atau terjadi pengempesan yang pelan-pelan sehingga limpasan dihilir juga tidak akan terjadi gelombang air yang besar.

Pada waktu penurunan bendung karet diisi air, mercu bendung akan tetap horizontal, maka debit yang lewat (melimpas) bisa dikontrol. Tetapi pada saat tinggi bendung tinggal 15 % lagi akan terjadi fibrasi sehingga akan merusak bendung karet, untuk itu harus diturunkan sampai kempes sekali.

Keuntungan dari horizontalnya mercu bendung karet diisi air pada waktu dikempeskan ialah sebagai berikut :

- Tidak terjadi konsentrasi aliran diatas mercu maka aliran dihilir akan aman dari gerusan.
- Tidak terjadi konsentrasi gerusan oleh sedimen yang dibawa air sehingga bendung karet akan lebih aman dari gerusan.

- Air yang lewat diatas mercu bisa dihitung debitnya sehingga bisa digunakan sebagai alat pengontrol debit, bisa digunakan untuk memberikan debit minimum ke bagian hilir bendung karet secara pasti.
- Apabila terjadi banjir yang lebih kecil dari banjir yang direncanakan maka cukup dengan menurunkan mercu bendung sampai batas muka air di udik yang diijinkan.

### **2.9.2.2 Bendung Karet Diisi Udara**

Mercu bendung karet diisi udara tidak bisa diturunkan sesuai dengan debit banjir yang lewat, tetapi harus sampai kempes sekali, karena akan terjadi konsentrasi aliran.

Bendung karet diisi udara pada waktu pengempesan memerlukan waktu yang sangat cepat sehingga limpasan dihilir akan terjadi gelombang air yang besar.

Kerugian atau dampak negatif mercu bendung karet diisi udara pada waktu dikempeskan ialah sebagai berikut :

- Akan terjadi konsentasi aliran diatas mercu maka aliran dihilir akan menggerus dan merusak konstruksi.
- Akan terjadi konsentrasi gerusan oleh sedimen yang dibawa air sehingga bendung karet akan tidak aman dari gerusan.
- Air yang lewat diatas mercu tidak bisa dihitung debitnya sehingga tidak bisa digunakan sebagai alat pengontrol debit, tidak bisa digunakan untuk memberikan debit minimum ke bagian hilir bendung karet, kecuali dengan menggunakan bentangan yang lebih kecil yang cukup untuk debit minimum tersebut atau lewat pintu. Maka untuk mengatur debit minimum harus ada bentang kecil atau pintu pengatur.
- Apabila terjadi banjir yang lebih kecil dari banjir yang direncanakan maka harus dengan menurunkan mercu bendung sampai kempes sekali, kalau tidak

harus dengan menggunakan bentang yang bervariasi, misalnya bentang 5 m, 10 m, 15 m dll.

### **2.9.2.3 Bendung Karet Diisi Udara dan Air**

Bagian atas dari isian bendung karet ini ialah udara, sifatnya akan sama dengan bendung karet yang diisi udara selama udara tersebut cukup banyak.

Mercu bendung karet diisi udara dan air tidak bisa diturunkan sampai batas tertentu yang diinginkan kecuali sampai seluruh udara tersebut keluar dan yang tinggal hanya air. Apabila dikempeskan dan udara masih tetap ada maka akan terjadi konsentrasi aliran. Apabila sudah tinggal air maka sifatnya akan sama dengan bendung karet diisi air.

## **2.9.3 Waktu Untuk Pengempesan dan Pengembangan Bendung Karet**

### **2.9.3.1 Bendung Karet Diisi Air**

Waktu pengempesan dan pengembangan bisa diatur dari diameter pipa dan pompa air yang dipasang. Contoh : lebar bendung karet 40 m, tinggi 3,20 m memerlukan waktu pengempesan total 40 menit dan pengembangan kembali 1,50 jam.

Apabila waktu konsentrasi banjir yang direncanakan tidak kurang dari waktu pengempesan maka hal ini tidak jadi masalah, karena waktu untuk mencapai puncak banjir masih > dari waktu pengempesan. Metode perhitungan pengeluaran air dari kantong bendung karet (pengempesan tergantung dari kapasitas pompa). Volume air yang ada didalam kantong bisa dicari dari bentuk bendung karet diisi air dikalikan dengan panjang bendung karet. Waktu pengempesan ialah  $V_{air} / Q_{pompa}$ .

Q pompa ditentukan dengan keinginan waktu pengempesan yang paling baik dan berhubungan erat dengan waktu banjir yang dicapai sampai puncak.

### 2.9.3.2 Bendung Karet Diisi Udara

Waktu pengempesan bendung karet cukup cepat sekali bisa hanya mencapai 10 menit saja, dengan diameter pipa 15 cm, sedangkan pengembangannya kembali hanya memerlukan waktu 30 menit saja.

Formula yang digunakan untuk perhitungan pengembangan dan pengempesan bendung karet diisi udara adalah sebagai berikut :

#### 1. Waktu pengembangan

$$t_1 = V_o / (\alpha \cdot Q_1)$$

Dimana :

$t_1$  = Waktu pengembangan

$V_o$  = Volume udara dalam kantong bendung

$\alpha$  = Rasio tekanan pipa = 0,90

$Q_1$  = Debit kompresor

#### 2. Waktu pengempesan

$$t_2 = V_o / (60 \cdot S \cdot V)$$

Dimana :

$t_2$  = Waktu pengempesan

$V_o$  = Volume udara dalam kantong bendung

60 → 1 menit = 60 detik

$S$  = Penampang melintang pipa pembuang

$V$  = Kecepatan dalam pipa

$$V = \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot H_o}{\{1 + (\lambda \cdot L)/d\} \cdot \rho}}$$

Dimana :

$g$  = Gravitasi

$H_o$  = Tekanan udara rata-rata selama waktu pengempesan

$\lambda$  = Koefisien friksi pipa = 0,03

$d$  = Diameter pipa (referensi dari bendung karet Bridgeston)

$L$  = Panjang pipa pembuang

$\rho$  = Density udara =  $1,2 \times 10^{-3}$  ton/m<sup>3</sup>

(Sumber : Dwi Priyantoro, 1998)

Kelebihan dan kekurangan bendung karet berisi udara dan air dapat dilihat dalam tabel berikut ini :

Tabel 2.18 Perbandingan Bendung Karet Berisi Udara dan Air

Uraian	Tipe	
	Berisi air	Berisi Udara
Temperatur	- air di dalam tubuh bendung akan membeku pada saat dingin	- tekanan udara akan bervariasi pada saat perbedaan temperatur besar
Beban pada pondasi	- lebih besar (kurang sesuai untuk tanah dasar yang lemah)	- lebih kecil (cocok untuk tanah dasar yang lemah)
Dimensi pondasi dasar	- diperlukan dasar yang lebih besar, sehingga biaya mahal	- diperlukan dasar yang lebih kecil, sehingga biaya murah
Kestabilan Aliran	- maksimum 0,50 H	- maksimum 0.20 H
Stabilitas bentuk tubuh	- tekanan air yang merata akan memberikan permukaan yang datar pada mercu bendung	- akan terjadi bentuk V-notch pada as bendung saat dikempiskan
Kontrol TMA hulu	- memungkinkan untuk batas tertentu	- umumnya lebih sulit apabila terjadi bentuk V-notch
Waktu mengembungkan dan mengempiskan	- lebih lama - pompa kapasitas besar - biaya pemeliharaan lebih	- lebih pendek - pompa kapasitas kecil - biaya pemeliharaan lebih

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG KARET WONOKERTO – KABUPATEN DEMAK

Dani Nur Astria K L2A303016

Linda Mahakam L2A303044

	<p>mahal</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- tidak aman apabila terjadi banjir bandang</li> </ul>	<p>murah</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- lebih aman apabila terjadi banjir bandang</li> </ul>
<p>Pipa untuk menggembungkan dan mengempiskan</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- mudah tersumbat oleh pasir/lumpur dari kolam pengisi</li> <li>- mudah berkarat</li> <li>- pemeliharaan terus menerus sehingga mahal</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- tidak tersumbat</li> <li>- tidak mudah berkarat</li> </ul>
<p>Menemukan bocoran</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- mudah</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- tidak mudah</li> </ul>
<p>Biaya :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- tubuh bendung</li> <li>- pipa / pompa</li> <li>- pekerjaan sipil</li> <li>- pemeliharaan</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- lebih besar</li> <li>- lebih besar (karena tekanan lebih tinggi)</li> <li>- lebih besar (diperlukan pula kolam tando)</li> <li>- lebih besar dan terus menerus utamanya untuk pengecekan pipa</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- lebih kecil</li> <li>- lebih kecil</li> <li>- lebih kecil</li> <li>- lebih kecil</li> </ul>

Dari uraian diatas dan beberapa hal perbandingan bendung karet isi air dan bendung karet isi udara serta yang banyak dipakai di Indonesia adalah bendung karet isi udara, maka untuk rencana bendung Wonokerto menggunakan bendung karet isi udara.

## 2.10 PERENCANAAN BENDUNG

### 2.10.1 Tinggi Bendung Karet

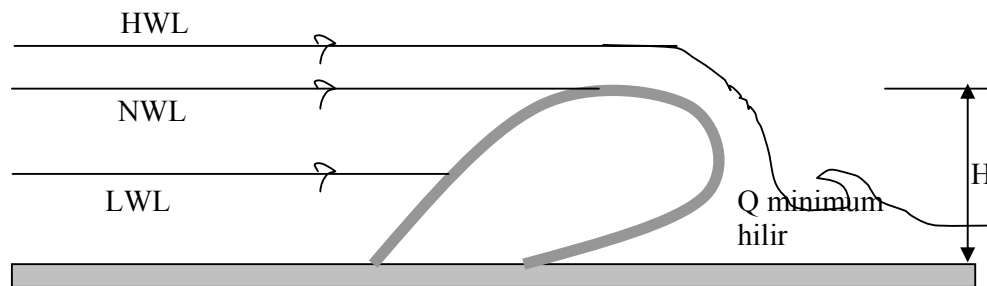
Tinggi bendung karet ditentukan dengan mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

- a) Elevasi muka air normal yang harus dipertahankan agar kebutuhan air di intake dapat terpenuhi.
- b) Elevasi muka air maksimum sebagai batas operasi bendung karet.
- c) Elevasi dasar sungai eksisting.

- d) Volume tampungan memanjang.
- e) Debit minimum yang dilepas ke hilir.

Dengan pertimbangan tersebut diatas, maka tinggi bendung karet adalah

$H = \text{elevasi muka air normal rencana} - \text{elevasi dasar sungai rencana}$



Gambar 2.24 Tinggi Bendung Karet

### 2.10.2 Lebar Bendung

Lebar bendung karet ditentukan berdasarkan pertimbangan – pertimbangan berikut :

- a) Tinggi limpasan (h) maksimum yang diijinkan melimpas diatas mercu bendung karet.
- b) Debit minimum yang harus tersedia di intake dan di hilir bendung karet pada saat musim kemarau.
- c) Penampang melintang rencana as bendung.

### 2.10.3 Bangunan Penganbilen / Intake

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kanan atau kiri bendung (*Joetata dkk., 1997*). Fungsi bangunan ini adalah untuk mengelakan 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 (KP-02, 1986).

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 (KP-02, 1986).

Pengaliran melalui bawah pintu intake, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek, sehingga (KP-02, 1986) :

$$Q_n = 1,2 * Q$$

$$Q_n = \mu . a . b . \sqrt{2 . g . z}$$

Di mana :

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

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

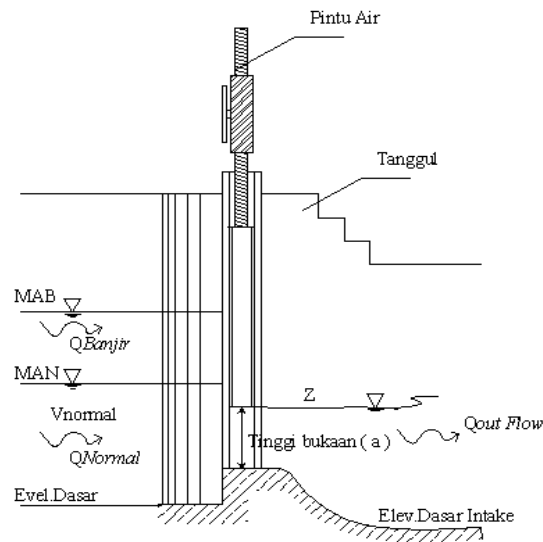
$\mu$  = Koefisien debit

$a$  = Tinggi bukaan (m)

$b$  = Lebar bukaan (m)

$g$  = Gaya grafitasai =  $9,8 m/det^2$

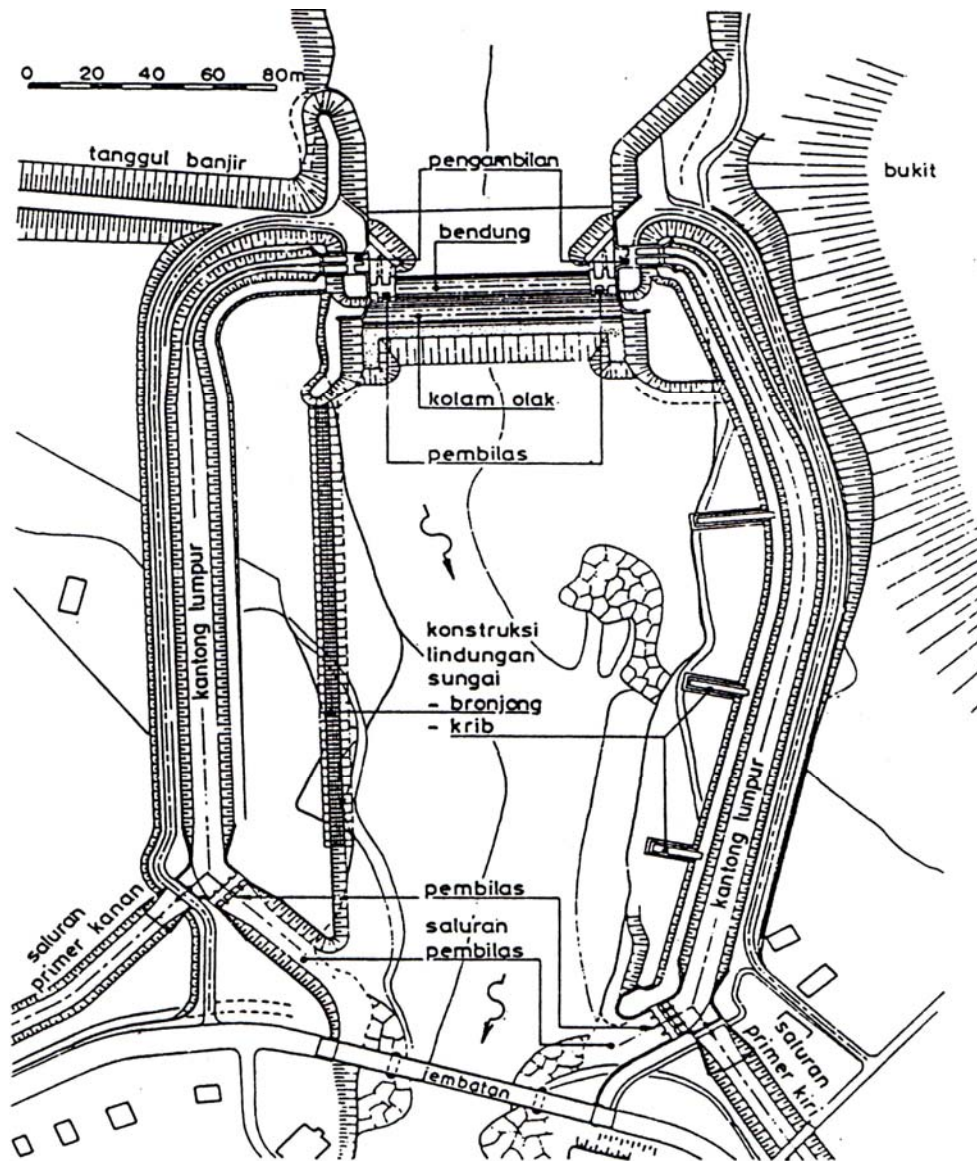
$z$  = Kehilangan tinggi energi pada bukaan antara 0,15 – 0,30 m.



Gambar 2.25 Bangunan Pengambilan

#### 2.10.4 Bangunan Pembilas

Merupakan kantong tempat mengendapnya bahan-bahan kasar. Sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran terkonsentrasi tepat di depan pengambilan. Direncanakan sebagai aliran bebas selama pembilas berlangsung, maka pembilas tidak berpengaruh oleh tinggi muka air di hilir pembilas Untuk membuat bangunan pembilas lurus dengan kantong Lumpur. Berikut ini adalah tipe tata letak bangunan pembilas :



Gambar 2.26 Tipe Tata Letak Pembilas

### 2.10.5 Kolam Olak

Kolam olah adalah suatu bangunan yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam aliran air superkritis yang melewati pelimpah. Faktor pemilihan tipe kolam olah (Joetata dkk, 1997) adalah sebagai berikut :

- Gambar karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendung.
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruksi dari bangunan pelimpah.
- Kondisi-ondisi topografi, geologi dan hidrolis di daerah tempat kedudukan calon peredam energi.
- Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai disebelah hilirnya.

Berdasarkan bilangan Froude, kolam olah dikelompokan sebagai berikut (KP-04, 1986) :

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

Perhitungan dimensi kolam olah adalah sebagai berikut :

- Perhitungan kecepatan awal dari loncatan air.

$$v_1 = \sqrt{2 \cdot g \left( \frac{1}{2} \right) H_1 + Z}$$

Dimana :

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

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

$H_1$  = tinggi energi diatas ambang ( m )

$Z$  = tinggi jatuh ( m )

- Perhitungan bilangan Froude.

Dengan  $q = v_1 y_u$  dan untuk kedalaman konjugasi dalam loncatan air adalah :

$$\frac{y_2}{y_u} = 1/2 \left( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot y_u}}$$

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 / dt<sup>2</sup>)

Untuk aliran tenggelam , jika muka air hilir lebih tinggi dari 2/3  $H_1$  di atas mercu tidak diperlukan peredam energi.

- Perhitungan panjang kolam loncat air.

Panjang kolam loncatan air biasanya kurang dari panjang bebas loncatan tersebut karena ada ambang ujung (*end sil*). Ambang berfungsi memantapkan aliran ini umumnya ditempatkan pada jarak, dan persamaannya :

$$L_j = 5 ( n + y_z )$$

Dimana :

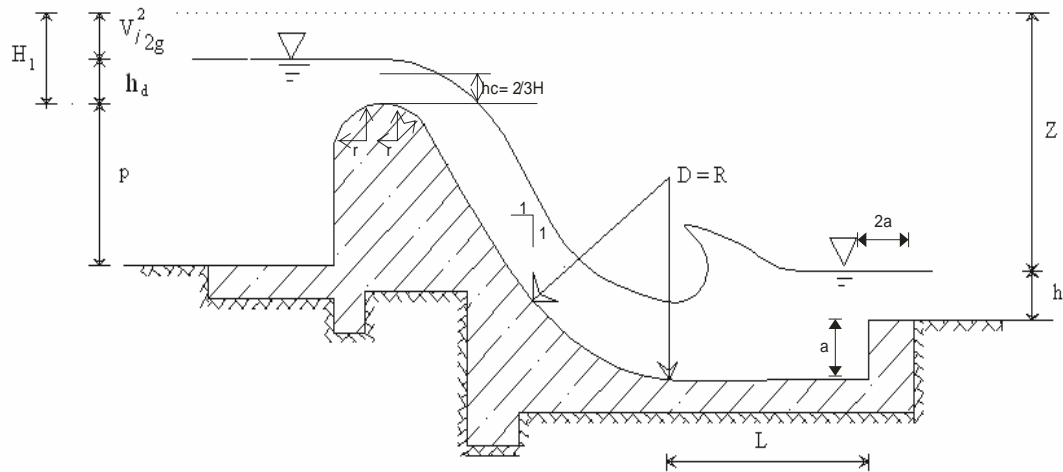
$L_j$  = panjang kolam ( m )

$n$  = tinggi ambang ujung ( m )

$y_z$  = kedalaman air di atas ambang ( m )

Panjang kolam olak dapat sangat diperpendek dengan menggunakan blok-blok halang dan blok-blok muka. Pada kolam USBR tipe III dapat dipakai jika bilangan Froude tidak lebih dari 4,5. Berikut ini adalah contoh kolam olak Tipe Vlughter :

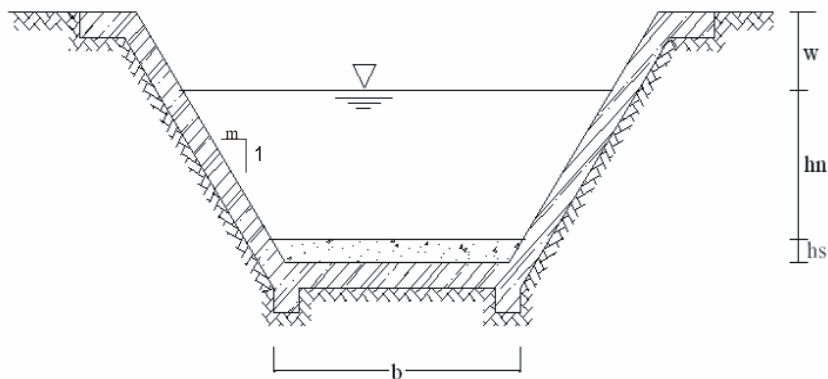
(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-02)



Gambar 2.27 Kolam Olak Tipe Vlughter

### 2.10.6 Kantong Lumpur

Kantong lumpur merupakan pembesaran potongan melintang saluran sampai panjang tertentu untuk mengurangi kecepatan aliran dan kesempatan pada sedimen untuk mengendap. Untuk menampung endapan sedimen tersebut dasar bagian saluran tersebut diperdalam dan diperlebar. Tampungan ini dibersihkan setiap jangka waktu tertentu dengan cara membilas sedimennya kembali ke sungai dengan aliran super kritis. Kantong lumpur ditempatkan dibagian awal dari saluran primer tepat dibagian belakang pengambilan (KP-02, 1986).



Gambar 2.28 Potongan Melintang Kantong Lumpur

Keterangan :

w : Tinggi Jagaan (m)

b : Lebar Kantong Lumpur (m)

hn : Kedalaman Air (m)

hs : Tebal Lumpur (m)

Perhitungan kantong lumpur diasumsikan sama dengan saluran primer.

- Perhitungan kemiringan Saluran Kantong Lumpur ( $i_n$ )

Rumus :

$$V_n = KxRn^{2/3}i_n^{1/2}$$

$$Q_n = V_n x A_n$$

Di mana :

$V_n$  = Kecepatan rata-rata selama eksploitasi normal = 0,40 m/det

$n$  = Koefisien kekasaran Strickler,  $m^{1/3}/det$

$R_n$  = Jari-jari hidrolis (m)

$i_n$  = Kemiringan energi

$Q_n$  = Kebutuhan pengambilan rencana ( $m^3/det$ )

$A_n$  = Luas penampang basah ( $m^2$ )

- Perhitungan Kemiringan Saluran Kantong Lumpur ( $i_s$ )

Agar pengambilan dapat dilakukan dengan baik, maka kecepatan aliran harus tetap kritis di mana  $Fr = 1$ .

Rumus (KP-02, 1986):

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman kritis (hc)} &= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{di mana } q = \frac{Q}{B} \\ &= \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{B}\right)^2 * \frac{1}{g}} \end{aligned}$$

$$V_s = \sqrt{g * h_s}$$

$$Fr = \frac{V_s}{\sqrt{g * h_s}} = 1$$

$$\text{Kemiringan saluran ( } i_s \text{ )} = \frac{V_s^2}{(K_s * R_s^{2/3})^2}$$

- Perhitungan Panjang Kantong Lumpur

$$\frac{hn}{w} = \frac{L}{Vn}$$

w = Kecepatan endap, diambil berdasarkan hubungan antara diameter ayak dan kecepatan endap untuk air tenang (KP-02, 1986). Dengan diameter sedimen 0,007 mm dan suhu air sebesar 20<sup>0</sup> C maka didapat kecepatan endap sebesar 0,004 m/det.

## 2.11 BANGUNAN PELENGKAP

Bangunan pelengkap pada proyek bendung karet ini adalah ruang kontrol. Selain digunakan sebagai area kantor, ruang kontrol juga digunakan untuk mengoperasikan bendung karet. Peralatan yang digunakan adalah :

- Peralatan mekanik berupa sarana kompresi udara, system perpipaan, serta sensor muka air untuk *auto deflation* (pengempisan otomatis).
- Peralatan elektrik meliputi sarana penerangan alat angkat (*electric crane*), system komunikasi, system indicator panel, serta genset.