

6.8 Perencanaan Teknis dimensi bangunan pengambilan saluran	
Primer.....	127
6.9 Perencanaan Teknis Perencanaan Tanggul.....	129
6.10 Perencanaan Teknis Stabilitas Bendung.....	130
6.10.1 Perencanaan teknis gaya "Up-lift Pressure" .....	130
6.10.2 Gaya berat bendung.....	136
6.10.3 Akibat gempa .....	139
6.10.4 Rencana pembebanan.....	140
6.11 Stabilitas Tembok Penahan Tanah .....	147
<b>BAB VII PEMBAHASAN.....</b>	<b>155</b>
<b>BAB VIII KESIMPULAN dan SARAN .....</b>	<b>160</b>
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	
<b>LAMPIRAN</b>	

mercu adalah 6,887 m, dengan jari – jari terkecil adalah 1,9 m dan jari-jari terbesar adalah 3,8 m, panjang kolam olak adalah 7,907 m, panjang lantai muka adalah 40 m, desain pintu pembilas sebanyak 1 buah lebar adalah 1,5 m lebar pilar utama 1,5 m dan.untuk pintu pengambilan didesain dengan dua pintu yaitu disebelah kanan dan sebelah kiri, untuk pintu sebelah kiri dengan menggunakan gorong – gorong.

#### **2.4 Joko Mulyono, (1983), Redesain Bendung Boro Dengan Lokasi Pada Kopur**

Desain bendung Boro di kali Bogowonto Kabupaten Purworejo Propinsi Jawa Tengah. Bendung ini direncanakan pada daerah kopur sungai dengan luas DAS adalah 321,04 km<sup>2</sup>, panjang sungai 45,36 km<sup>2</sup> dan kemiringan dasar sungai rata – rata adalah 0,00329

Analisa hidrologi untuk mencari debit hujan rencana menggunakan metode Melchior, metode FSR Jawa-Sumatra, metode Passing Capacity, kemudian dihasilkan  $Q_{50}$  sebesar 483,24 m<sup>3</sup>/dt. Debit rencana yang dipakai untuk mengalir sawah sebesar 6,8136 m<sup>3</sup>/dt, untuk mengairi sawah seluas 4027 ha.

### 3.4.1 Metode Haspers

$$Q_T = C \cdot \beta \cdot q \cdot A$$

Penemuan koefisien aliran reduksi hujan maksimum dicari dengan metode

Haspers. Rumus yang digunakan adalah:

$$\alpha = \frac{1 + 0,012f^{0,7}}{1 + 0,075f^{0,7}}$$

$$t = 0,1 \times L^{0,8} \times J^{-0,3}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + (3,7 \times 10^{-0,4t})}{t^2 + 15} \times \frac{f^{3/4}}{12}$$

$$q = \frac{Rt}{3,6t}$$

Keterangan:

$Q_t$  = Debit maksimum ( $m^3/det$ )

$\alpha$  = Koefisien aliran

$\beta$  = Koefisien reduksi

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

$A$  = Luas daerah pengaliran sungai ( $km^2$ )

$t$  = Lamanya hujan (jam)

### 3.4.2 Metode Manual Banjir Rencana Jawa – Sumatera

Rumus umum

$$Q_t = GF_5 \times MAF_5$$

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

- a. Macam dasar serta tebal lapisan-lapisannya. Hal ini diperlukan untuk Mengetahui bentuk pondasi bendung dan dalamnya koperan (*footing*). Macam tanah dasarnya dapat di perkirakan besarnya *weighted creep ratio* yang akan digunakan untuk menentukan panjangnya lantai muka dan besarnya muka *up-lift pressure*.
- b. Letaknya lapisan yang rapat air.
- c. Ada atau tidaknya gejala-gejala rekahan yang membahayakan stabilitas bendung.

#### 3.5.4 Aspek Mekanika Tanah

Mekanika tanah ini dilakukan disekitar rencana bendung. Hal-hal yang diperlukan dari penyelidikan tanah ini antara lain (Soenarno, 1972):

- a. Jenis lapisan tanah hubungan tiap lapis serta jenis tanah seta jenis batuan dasar dengan cara uji *slump*,
- b. Harga koefisien permabilitas ( $k$ ) dengan cara sumur uji (*test pit*).
- c. Berat volume tanah,
- d. Sudut geser dalam dengan uji tekanan bebas antara dasar bendungan dan dasar,
- e. Tegangan izin tekanan tanah.

Bendung yang ditenpatkan harus mempunyai pondasi yang cukup baik sehingga bangunan akan stabil. Faktor lain yang harus dipertimbangkan adalah potensi kegempaan, potensi gusuran. Cara terbaik untuk memperoleh data tanah pada lokasi bangunan pengelak ialah dengan menggali sumur dan perit uji, karena sumuran dan paritan akan memungkinkan diadakan pemeriksaan visual

dan diperolehnya contoh tanah yang tidak terganggu. Kelulusan tanah harus diketahui agar gaya angkat dan perembesan dapat diperhitungkan (Kriteria Perencanaan 02, 1986).

### **3.5.5 Biaya Pelaksanaan**

Beberapa alternatif lokasi harus dipertimbangkan sehingga biaya pelaksanaan dapat ditentukan dan cara pelaksanaan peralatan dan tenaga kerja, yang kesemuanya ini ditinjau dari segi biaya yang paling murah dan pelaksanaan yang tidak terlalu sulit.

### **3.5.6 Aspek Hidrologi**

#### **a. Data Banjir Rencana**

Data banjir rencana adalah debit maksimum sungai dengan periode ulang tertentu dan dapat dialirkan tanpa membahayakan stabilitas bangunan. Data-data yang diperlukan untuk merencanakan bangunan utama adalah (Kriteria Perencanaan 02, 1986):

- a. Data yang menghitung berbagai harga banjir rencana,
- b. Data untuk meniali debit rendah andalan,
- c. Data untuk membuat neraca air sungai secara keseluruhan.

Banjir dengan periode 100 tahun atau maksimal digunakan untuk bangunan pengelak, banjir dengan periode ulang 100 tahun diperlukan untuk mengetahui tinggi tanggul banjir dan mengontrol keamanan bangunan utama (kriteria Perencanaan 02, 1986).

Banjir dengan periode 100 tahun dari daerah dam sampai bangunan pengelak di gunakan untuk bangunan dihilir waduk dan aliran waduk. Banjir

dengan periode 5 sampai 25 tahun digunakan elevasi tanggul hilir sesuai dari bangunan utama. Banjir dengan periode 25 tahun digunakan untuk saluran pengelak jika diperlukan selama pelaksanaan (kriteria Perencanaan 02, 1986).

Data hidrologi untuk perencanaan semakin lama waktu pengamatan data hidrologi ini semakin baik (sekitar 20 tahun) jika data tersebut tidak tersedia digunakan cara debit curah hujan daerah aliran atau daerah terdekat (kriteria Perencanaan 02, 1986).

#### **b. Data Debit Rendah Andalan**

Perhitungan debit rendah andalan dengan periode ulang yang diperlukan (biasanya 5 tahun) cara terbaik untuk memenuhi persyaratan ini adalah dengan melakukan pengukuran debit (atau membaca papan duga) tiap hari. Jika tidak tersedia data mengenai muka air dan debit, maka debit rendah harus dihitung berdasarkan curah hujan dan data limpasan air hujan daerah aliran sungai (kriteria Perencanaan 02, 1986).

#### **c. Neraca Air**

Neraca air adalah hak atas air, penyadapan air di hulu dan di hilir sungai pada bangunan pengelak serta kebutuhan air dimasa datang, harus ditinjau kembali (kriteria Perencanaan 02, 1986). Neraca air (*water balance*) seluruh sungai harus dibuat guna mempertimbangkan perubahan alokasi/penjatahan akibat dibuatnya bangunan utama.

- b. **Bendung tetap**, disebut juga dengan bendung peluap, yaitu berfungsi menaikan permukaan air sungai atau air saluran sehingga dapat mengalir ke daerah irigasi (Soenarni, 1972).

Jika ditinjau dari letak dimana bendung tersebut dibangun terhadap sungai (Harbi hadi 2000):

1. **Bendung tetap pada dasar sungai**, yaitu bendung tetap yang dibangun pada dasar aliran sungai
2. **Bendung tetap pada kopur atau pada sudetan sungai**, yaitu bendung tetap yang dilaksanakan di tepi sungai yang terletak pada daerah palung sungai, karena sungai selalu mengalami banjir sehingga bendung dibangun pada pelurusan sungai sehingga diwaktu pengerjaan tidak terlalu banjir.

Gambar tentang letak bendung terhadap sungai terdapat pada gambar 3.1

### 3.7.2 Bentuk Bendung Pelimpah

Bendung untuk melimpahkan aliran sungai tubuh bendungnya harus kuat dan stabil. Untuk itu bentuk tubuh bendung bagian hulunya dapat dibuat tegak atau miring, sedangkan bagian hilirnya dengan kemiringan. Selain bentuk lurus pelimpah bendung dapat pula berbentuk lengkung, gergaji, bentuk U, kurva lancip, dan sebagainya seperti contoh dibawah ini (Moch Memed, 2006):

- a. **Pelimpah Lurus** : yaitu aliran sungai yang keluar dari bendung ke hilir akan merata dan tidak terkonsentrasi pada satu bagian, sehingga pengerusan setempat di hilir bendug tidak terpusat pada suatu tempat.
- b. **Pelimpah Lengkung** : yaitu alternatif lain dari bentuk lurus. Bentuk ini akan melimpahkan aliran sungai lebih besar dibandingkan dengan bentuk lurus karena bentangnya lebih panjang. Umumnya dibangun di daerah dasar sungai dari jenis batuan keras sehingga pengerusan setempat di hilir tidak perlu dikhawatirkan.
- c. **Pelimpah bentuk U** : yaitu dimaksudkan agar dapat melimpahkan aliran sungai dari sisi yang lain, karena di hulu bendung terdapat percabangan sungai.
- d. **Pelimpah bentuk kurva lancip** : yaitu di maksudkan untuk menyesuaikan letak mulut *intake*, arah aliran utama sungai dan penempatan bendung maka di tata penempatannya.



**Pelimpah bentuk gergaji:** yaitu kapasitas pelimpah akan menjadikan jauh lebih besar dan dapat dikembangkan di daerah dataran untuk mengurangi daerag genangan banjir di bagian hulu bendung.

### **3.7.3 Komponen Bendung Tetap**

Komponen bendung tetap terdiri lima bagian utama seperti diilustrasikan pada gambar 3.3 berikut:

- c. **Tipe B:** tipe ini di gunakan pada tanah yang lebih baik dari pada aluvia, dengan sungai yang banyak membawa batu-batu. Agar tidak cepat tergerus, maka koperanya harus masuk kedalam tanah dasar minimal 4 m. Jika nantinya setelah bendung tersebut dipakai dan ternyata terjadi gurusan sehingga koperan yang tinggal didalam tanah tinggal sepertiganya, maka dibelakang koperan lama dibuat koperan baru sedalam 4 m lagi, dengan bidang kontak setengahnya atau sepertiganya.
- d. **Tipe C:** tipe ini biasanya digunakan pada waduk-waduk sebagai *spillway*, yakni *spillway* dari *high-dam*, dengan terjunan yang tinggi dan dengan air yang bersih.

Tipe yang sudah banyak digunakan di Indonesia adalah tipe A. Mercu bendung direncanakan dengan bentuk bulat dengan pasanga batu yang kokoh dengan bak tenggelam, karena mampu membendung air sampai tinggi air minimum yang diperlukan serta dapat mempengaruhi muka air hulu, bendung ini dibangun di palung sungai (soenarno 1972).

### 3.8.2 Elevasi Mercu Bendung.

Penentuan elevasi mercu bendung adalah berdasarkan hal-hal sebagai berikut: elevasi sawah tertinggi yagakan diairi ditambah tinggi muka air disawah kemudian ditambahkan dengan nilai-nilai keamanan dibawah ini.

- a. Kehilangan tekanan dari mercu ke hulu intake
- b. Kehilangan tekanan dari saluran induk ke intake
- c. Kehilangan tekanan dari saluran sekunder ke tersier
- d. Kehilangan tekanan dari saluran tersier ke sawah

### 3.8.4 Jari-jari Mercu

Dipakai rumus "Bunshu" (Harbi Hadi 2000)

$$Q = m \times b \times d^2 \times g^2 \quad (3.14)$$

Keterangan:

Q = Debit aliran yang lewat mercu ( $m^3/det$ )

m = Koefisien peluapan (1,33)

b = Lebar efektif bendung (m)

d = Tinggi air diatas mercu  $\approx 2/3 H$  (m)

H = Tinggi air dibagian hulu bendung (m)

$$= h + k$$

k = Besarnya energi kecepatan aliran diatas mercu bendung (m)

$$k = \frac{4}{27} m^2 h^3 \left\{ \frac{1}{(h+p)} \right\}^2 \quad (3.15)$$

$$m = 1,49 - 0,0118 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2 \quad (3.16)$$

Untuk menetapkan  $R_1$  dipakai metode "krenghthen" sebagai rumus pendekatan

bila :  $\frac{H_1}{R_1} = 3,8$  dan  $R_1 < 1m$ , maka:  $R_1 = 0,5 H$  dan  $R_2 = 2 H$

Keterangan:

P = Tinggi bendung dari dasar sungai (m)

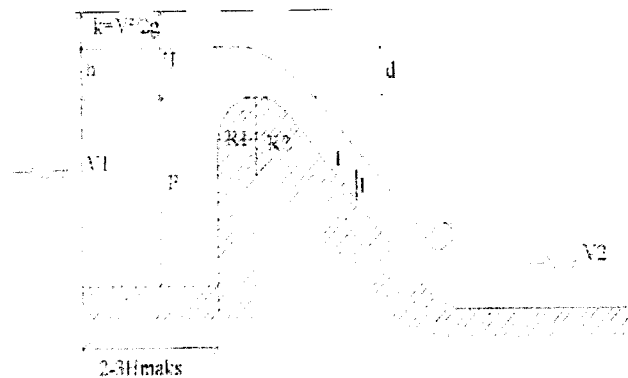
$R_1$  dan  $R_2$  = Jari-jari mercu bendung (m)

Contoh Gambar yang menunjukkan letak  $R_1$  dan  $R_2$  Terdapat pada gambar 3.8

$$m = 1,49 - 0,0118 \left\{ 5 - \frac{h}{R} \right\}^2$$

$$k = \frac{4}{27} m^2 h^3 \left\{ \frac{1}{(h+p)} \right\}^2$$

Contoh sketsa tinggi muka air setelah ada bendung ada pada gambar 3.9



Gambar 3.9 Penentuan muka air sungai setelah ada bendung

### 3.8.7 Perencanaan Kolam Olak

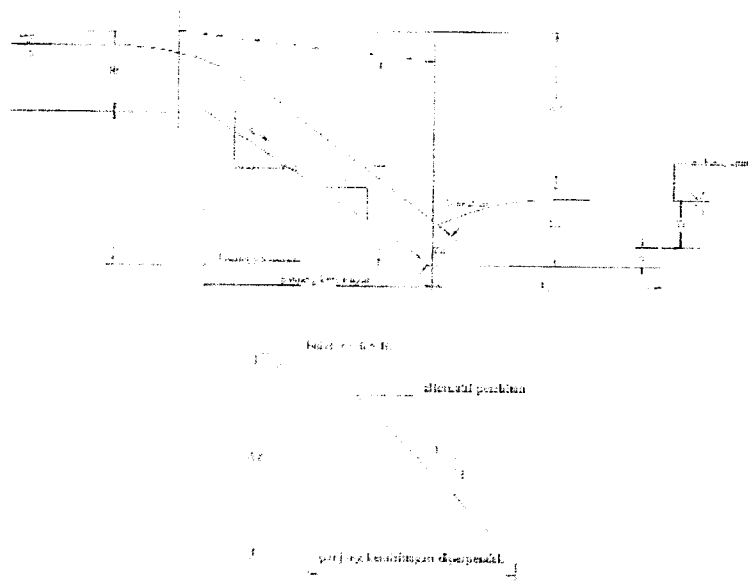
Untuk mengatasi terjadinya kerusakan pada lantai kolam olak, maka diperlukan peredam energi. Pada perencanaan bendung Boro ini menggunakan kolam Vlugter. Penelitian menunjukkan bahwa tipe kolam Vlugter, yang perencanaannya mirip dengan tipe bak tengalam. (buku Kereteria Perencanaan, 02, 1986)

$$q = \frac{Q}{be} \quad (3.20)$$

$$\text{Jika } 0,5 < \frac{z}{hc} < 2 \rightarrow t = 2,4 hc + 0,4 z$$

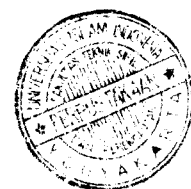
- $Y_2$  = Tinggi loncatan air (m)  
 $Fr$  = Angka priode  
 $P$  = Tinggi mercu bendung (m)  
 $LW$  = Panjang loncatan air (m)  
 $LB$  = Panjang gerusan yang terjadi (m)  
 $A$  = Tinggi ambang akhir sebelah hilir  
 $R$  = Jari-jari mercu bendung

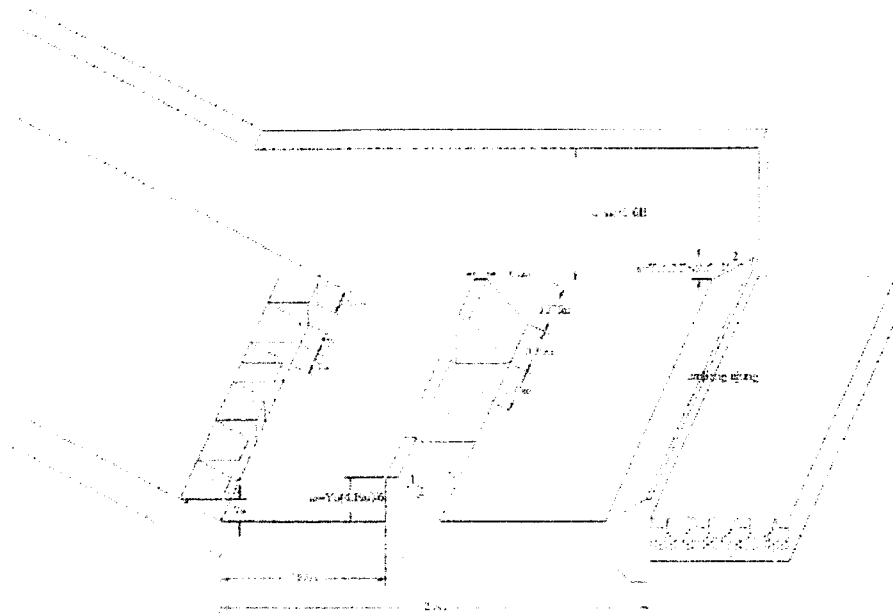
Berikut adalah gambar yang berhubungan dengan loncat air



Gambar 3.10 Parametr loncat air

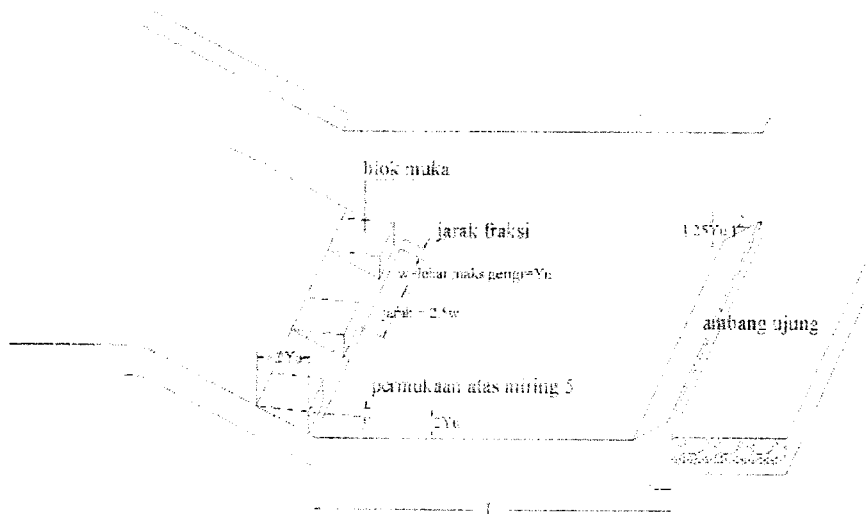
Berikut ini adalah contoh gambar kolam olak loncat air tipe USBR III (Gambar 3.11)



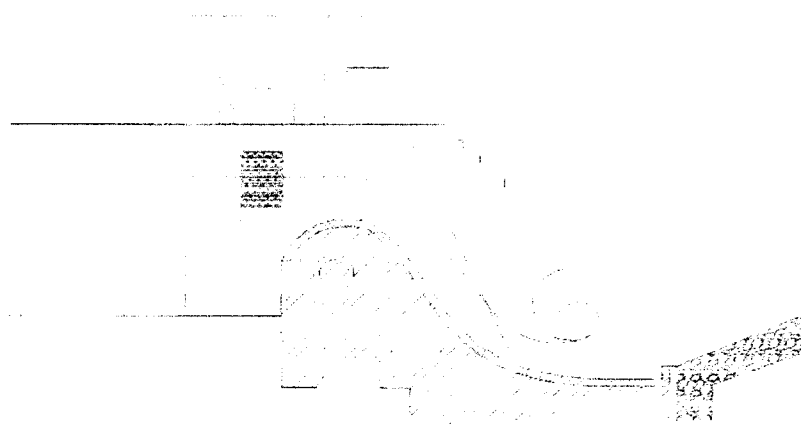


Gambar 3.11 Kolam olak loncat air dengan variasi tipe USBR III

Berikut ini adalah contoh gambar kolam olak tipe USBR IV;(Gambar 3.12)



Gambar 3.12 Kolam olak loncat air dengan variasi tipe USBR IV



Gambar 3.15 Sketsa potongan badan bendung pada dasar suagai

### 3.9.3 Perencanaan Bangunan Pembilasan Utama

Lantai pembilasan merupakan kantong tempat mengendapnya bahan-bahan kasar didepan pengambilan. Sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran tepat didepan pengambilan.

Pembilasan pada bendung dikelompokkan 2 macam yaitu:

1. Pembilasan tidak kontinyu (periode)

$$Q \text{ pembilasan} = Q \text{ minimum sungai}$$

Jika  $Q$  minimum sungai tidak diketahui maka  $Q$  pembilasan =  $Q$  pengambilan

2. Pengambilan Kontinyu

Apabila debit minimum sungai  $>$  debit pengambilan

$$Q \text{ pembilasan} = Q \text{ minimum sungai} - Q \text{ pengambilan}$$

### 3.10 Perencanaan Saluran Penangkap Pasir

Agar air pada saluran induk tidak membawa pasir atau pun lumpur, maka dibuat saluran penangkap pasir dengan dimensi tertentu untuk mengendapkan pasir atau pun lumpur tersebut.

Langkah pertama :

- a. Menentukan ukuran partikel rencana yang akan diangkut jaringan irigasi ( data morfologi sungai )
- b. Menentukan volume (V) kantong lumpur yang diperlukan dengan asumsi bahwa air yang dialirkan mengandung 0,5% sedimen yang harus diendapkan dalam kantong lumpur.

$$\text{Rumus: } V = 0,0005 \cdot Q_n \cdot T \quad ( 3.32)$$

Keterangan:

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

Q<sub>n</sub> = Debit pengambilan (m<sup>3</sup>/dt)

T = Jarak waktu pembilasan (dt)

- c. Membuat perkiraan awal luas permukaan rata-rata kantong lumpur dengan menggunakan rumus : ( KP.02, hal 141)

$$L \cdot B = Q_n / w$$

Keterangan:

L = Panjang kantong (m)

B = Lebar profil pembawa (m)

Q<sub>n</sub> = Kebutuhan pengambilan rencana (m<sup>3</sup>/dt)

w = Kecepatan endap partikel rencana (m/dt)



$$V = 0,5 \times b \times L + 0,5 (I_s - I_n) L^2 \cdot b \quad (3.37)$$

Keterangan:

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

b = Lebar dasr (m)

L = Panjang kantong lumpur (m)

### 3.10.1 Bangunan Pembilas Kantong Lumpur

Selama pembilasan dilakukan bangunan pembilas tidak boleh menjadi gangguan. Oleh karena itu aliran pada pintu pembilas harus tidak tenggelam, karena jika aliran tenggelam akan menurunkan kapasitas angkutan sedimen.

$$B \times h_s = b_{nf} \times h_f$$

Keterangan:

b = lebar total bangunan pembilas = lebar dasar kantong (m)

$h_s$  = Kedalaman air pembilas (m)

$b_{nf}$  = Lebar bersih bukaan pembilas (m)

$h_f$  = Kedalaman air pada bukaan pembilas (m)

### 3.11 Dimensi Bangunan Primer

Bangunan pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu mencegah agar selama pembilasan air tidak mengalir kembali ke saluran primer dan mencegah masuknya air pembilas yang mengandung sedimen ke saluran.

$$Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2 \times g \times z} \quad (3.38)$$

Keterangan:

:  $Q_n$  = Debit pengambilan (m<sup>3</sup>/dt)

### 3. Terhadap penurunan pondasi/erosi bawah tanah (pipung)

Untuk mencegah pecahnya bagiam hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang – kurangnya 2. Keamanan dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$SF = \frac{s(1 + a/s)}{h_x} \quad (3.42)$$

Keterangan:

SF = Faktor kemanan = 2

s = Kedalaman tanah (m)

a = Tebal lapisan pelindung (m)

$h_x$  = Tekanan air pada kedalaman (A, Kg/m<sup>2</sup>)

### 4. Kontrol terhadap kern/eksentrisitas

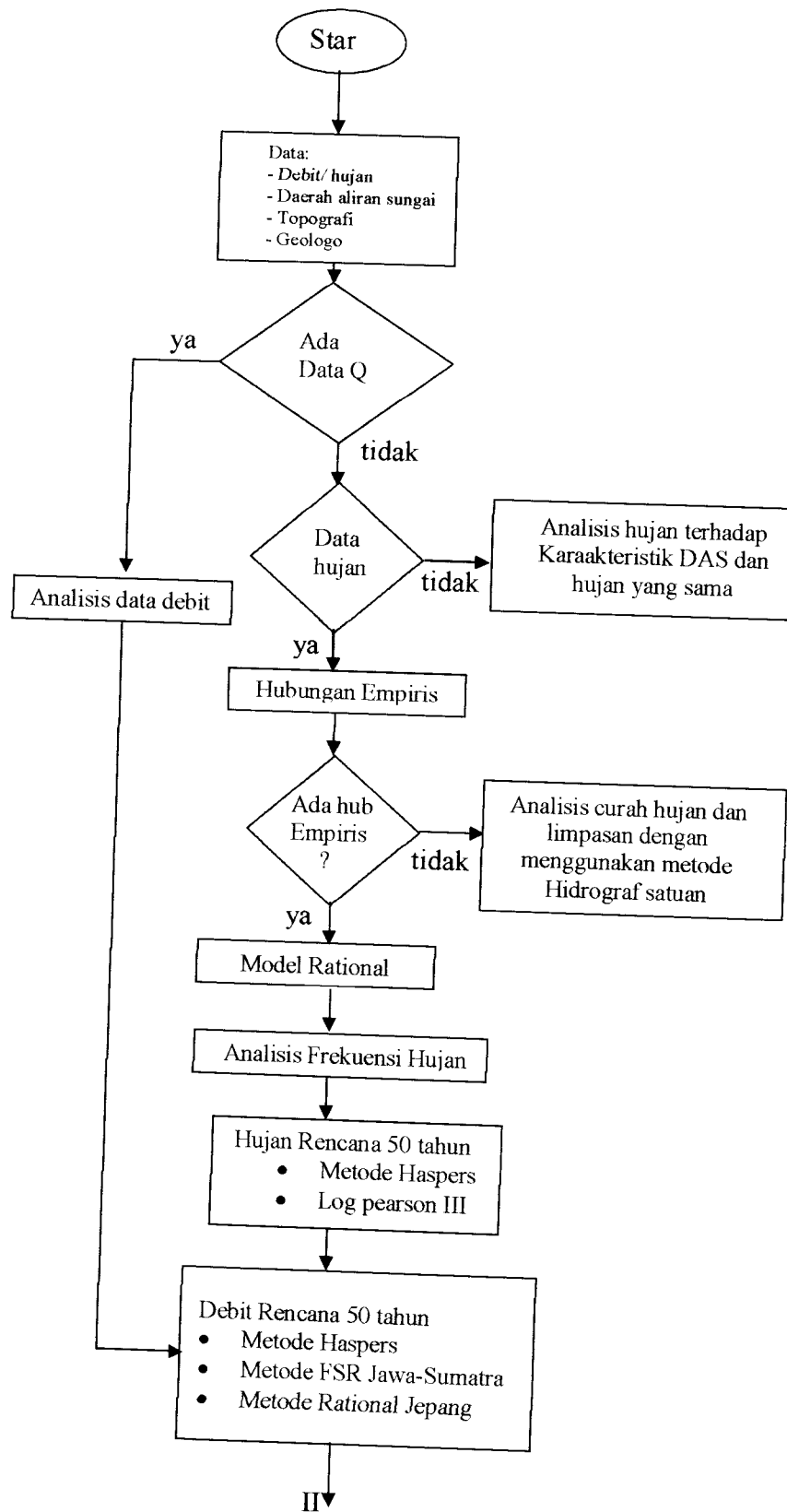
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} < \frac{1}{6} B \quad (3.43)$$

Keterangan:

B = Panjang bendung pada titik A (m)

M = Momen vertikal total pada terhadap titik A (KN-m)

V = Gaya vertikal total (KN)



2	1973	25.0775	0.8429	21.1389
3	1974	71.4393	0.8429	60.2191
4	1975	58.7952	0.8429	49.5609
5	1976	32.6640	0.8429	27.5338
6	1977	32.2425	0.8429	27.1785
7	1978	51.4194	0.8429	43.3435
8	1979	24.4453	0.8429	20.6059
9	1980	29.2922	0.8429	24.6916
10	1981	33.5069	0.8429	28.2444
11	1982	33.0854	0.8429	27.8891
12	1983	253.9361	0.8429	214.0532
13	1984	146.8825	0.8429	123.8133
14	1985	35.8250	0.8429	30.1984
			Total =	723.6951

Tabel 5.3 Rekapitulasi Hujan harian maksimum tahunan.

No	Tahun	Rata - rata aljabar (mm)	Poin Rainfall (mm)
1	1972	43.75	25.2245
2	1973	79.75	21.1389
3	1974	107.25	60.2191
4	1975	98.25	49.5609
5	1976	71.5	27.5338
6	1977	67.25	27.1785
7	1978	54.75	43.3435
8	1979	66.25	20.6059
9	1980	70.25	24.6916

5	54.75	5.2632	-25.2679	638.4668	-16132.7145	407639.8169
6	66.25	5.0000	-13.7679	189.5551	-2609.7753	35931.1247
7	67.25	4.7619	-12.7679	163.0193	-2081.4137	26575.2825
8	70.25	4.5455	-9.7679	95.4119	-931.9736	9103.4250
9	71.5	4.3478	-8.5179	72.5546	-618.0130	5264.1729
10	79.75	4.1667	-0.2679	0.0718	-0.0192	0.0052
11	98.25	4.0000	18.2321	332.4095	6000.5221	110490.0500
12	110.5	3.8102	30.7321	727.1564	20322.0779	663335.3702
13	107.25	3.7057	21.2321	741.5015	20177.5767	347731.0770
14	207	3.5714	120.7321	10127.4551	2047510.7740	257778007.7816
<b>Tg</b>	1120.25			23701.8080	1951900.5122	200712335.9808

$$\bar{X} = \frac{1120,25}{10} = 80,0179$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{23701,8080}{14-1}} = 42,6991$$

$$C_s = \frac{n \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{14 \times 23701,8080}{(14-1)(14-2) \times 42,6991^3} = 2,2271$$

$$C_k = \frac{n^2 (\bar{X} - X)^3}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{14^2 (266972335,9808)}{(14-1)(14-2)(14-3) \times 42,6991^4} = 9,1773$$

$$C_v = \frac{S}{\bar{X}} = 0,5336$$

Dengan  $C_s = 1,05967$  untuk masa ulang 5 tahun didapat nilai  $K = 0,7349$  mencari nilai  $K$  ada di lampiran.

Persamaan garis lurus

$$\begin{aligned} \text{Log}X_5 &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,8609 + 0,7349(0,1866) \\ &= 1,9981 \end{aligned}$$

$$X_5 = 99,5785 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{10} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,8609 + 1,340(0,1866) \\ &= 2,1111 \end{aligned}$$

$$X_{10} = 129,1521 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{25} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,8609 + 1,3243(0,1866) \\ &= 2,1081 \end{aligned}$$

$$X_{25} = 128,2840 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{50} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,8609 + 1,4851(0,1866) \\ &= 2,1381 \end{aligned}$$

$$X_{50} = 137,4643 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Log}X_{100} &= \overline{\log X} + k(\overline{S \log X}) \\ &= 1,8609 + 1,6412(0,1866) \\ &= 2,1671 \end{aligned}$$

$$X_{100} = 146,9996 \text{ mm}$$

Tabel.5.7 Ploting data log pearson III

( T )	K	Log X	Xt	$P = \frac{1}{T} \%$
5	0,7349	1,9981	99,5785	20
10	1,340	2,1111	129,1521	10
25	1,3243	2,1081	128,2840	4
50	1,4851	2,1381	137,4643	2
100	1,6412	2,1671	146,9996	1

Di dapat 5 titik untuk menggambar garis reoritas ( Xt sebagai ordinat

dengan skala log :  $\frac{1}{T}$  sebagai absis menggunakan skala atas )

### Uji Sebaran

#### 1. Uji Chi Kuadrat

Data dibagi menjadi 5 Sub-bagian, interval peluang  $P = 0,2$ . Besarnya

peluang untuk tiap-tiap sub-group adalah :

Tabel 5.8 Uji Chi-Kuadrat

Kemungkinan	Ef	Of	Ef - Of	$(Ef - Of)^2 / Ef$
$P < 2$	3	3	0	0
$0,25 < P < 0,45$	3	3	0	0
$0,45 < P < 0,65$	3	3	0	0
$0,65 > P > 0,75$	3	3	0	0
$0,75 < P < 1$	3	3	0	0
Jumlah	14	14		$X^2 = 0$

$$Dk = K - (P + 1) \quad (3.6)$$

$$= 5 - (2 + 1) = 2 \text{ (Derajat kebebasan)}$$

$$\alpha = 5\% \text{ (derajad nyata)}$$

Di dapatkan dari lampiran 1 :  $X^2_{cr} = 5,911$

$$X^2 < X^2_{cr} = 5,911 \text{ (OK)}$$

## 2. Uji Smirnov-Kolmogrov

$$n = 14 ; \alpha = 0,05$$

dari lampiran 2 di dapatkan  $\Delta_{Kritik} = 0,354$

dari gambar didapatkan  $\Delta_{maks} = 0,1$

$$\Delta_{maks} < \Delta_{Kritik} \text{ (OK)}$$

Berdasarkan hasil kedua pengujian di atas, bisa disimpulkan bahwa data hujan di atas mengikuti sebaran Log Pearson III.

### 5.3.2 Metode Haspers

$$\text{Rumus} \quad = R_1 = R + S.U$$

Keterangan :

$R_1$  = Hujan rencana dengan kala ulang tertentu

$R$  = Hujan rata – rata diambil = 80,0179 mm (hal...)

$S$  = Standar deviasi = 42,6991 (hal ...)

$U$  = Variable standar untuk kala ulang tertentu (lampiran..)

Untuk selanjutnya dengan menggunakan rumus :  $R_1 = R + S.U$

$$R_5 = 80,0179 + 42,6991 \times 0,64 = 107.3453 \text{ mm}$$

$$R_{10} = 80,0179 + 42,6991 \times 1,26 = 133.8188 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}
 W &= 72 \times \left( \frac{H}{L} \right)^{0.6} \\
 &= 72 \times 0,0282^{0.6} \\
 &= 8.4621 \\
 T &= L / W \\
 &= 45,35 / 8.4621 \\
 &= 5.3532 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.13 Debit banjir rencana maksimum cara Rational Jepang

T	W	T (mm)	R24 (mm)	Ro (mm)	Rm (mm)	Q (m3/det)
5	8.462174	5.3532342	107.34532	4.47272183	12.16097951	813.366846
10	8.462174	5.3532342	133.81877	5.57578192	15.16011328	1013.95891
25	8.462174	5.3532342	169.68601	7.07025042	19.2234558	1285.7288
50	8.462174	5.3532342	197.44043	8.22668438	22.36770894	1496.02693
100	8.462174	5.3532342	226.47581	9.43649221	25.65708146	1716.03113

Tabel 5.14 Rekapitulasi Debit Rencana

T	Haspers	MAF	Rational
5	381.3378637	98.29992339	813.3668465
10	475.3831881	204.1133021	1013.95891
25	602.799434	449.9048648	1285.728802
50	701.3953386	788.2823126	1496.026933
100	804.5418234	1303.524234	1716.031132

Dalam perhitungan selanjutnya yaitu desain teknis bendung maka debit rencana yang digunakan adalah debit 50 tahun dengan metode Haspers sebesar  $= 701.3953 \text{ m}^3/\text{dt}$ , karena desain sebelumnya merancang Q50 tahun dan kami mengambil desain kala ulang 50 tahun dengan metode yang berbeda, disamping itu kami tidak mengambil disaen kala ulang diatas 50 tahun dikarenakan demensi bendung tidak ekonomis, karena pengambilan debit yang terlalu besar.

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

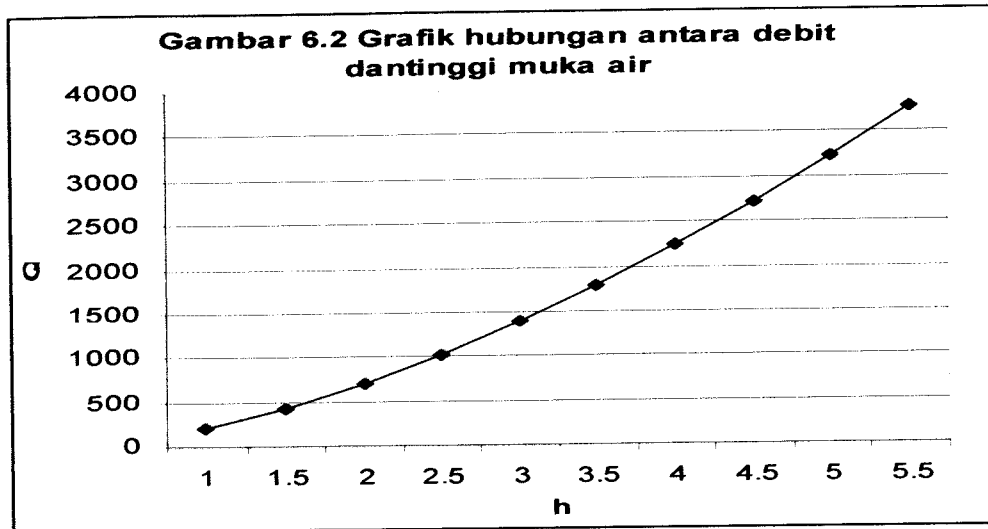
$$= \frac{80,5h + h^2}{80,5 + 2,83h}$$

Perhitungan selanjutnya di sajikan dalam tabel berikut:

Tabel 6.1 Perhitungan tinggi muka air pada bagian hulu bendung

h (m)	A (m)	P (m)	R=A/P	4,990 R	0,85 + R0,5	V m/dt	Q m <sup>3</sup> /dt
1	81.5	83.33	0.9780	4.8804	1.8390	2.6539	216.2930
1.5	123	84.745	1.4514	7.2426	2.0547	3.5248	433.5493
2	165	86.16	1.9150	9.5561	2.2339	4.2778	705.8439
2.5	207.5	87.575	2.3694	11.8233	2.3893	4.9485	1026.8067
3	250.5	88.99	2.8149	14.0465	2.5278	5.5569	1391.9918
3.5	294	90.405	3.2520	16.2276	2.6533	6.1159	1798.0840
4	338	91.82	3.6811	18.3688	2.7686	6.6346	2242.5018
4.5	382.5	93.235	4.1025	20.4717	2.8755	7.1194	2723.1735
5	427.5	94.65	4.5166	22.5380	2.9752	7.5752	3238.3988
5.5	473	96.065	4.9237	24.5695	3.0690	8.0058	3786.7575

Dari perhitungan diatas dibuat grafik hubungan antara debit dan tinggi muka air (lihat gambar 6.2)



**Gambar 6.2** Grafik Hubungan Antara Debid dan Tinggi Muka Air

Untuk debit kala ulang 50 tahun (grafik lengkung debit) dengan interpolasi

$Q_{50}(\text{Desain}) = 701.3953 \text{ m}^3/\text{dt} \sim 701.4 \text{ m}^3/\text{dt}$  didapat :

$$h = 1,9918 \text{ m}$$

Kontrol untuk  $h = 1,9918 \text{ m} \sim 2.0 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A &= (b+m \cdot h)h = (80,5 + 1h)h = 80,5 h + h^2 \\ &= 80,5 \times 1,9918 + 1,9918^2 \\ &= 164.3098 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \sqrt{1+m^2} \\ &= 80,5 + 2h \sqrt{1+1^2} \\ &= 80,5 + 2,83h = 80,5 + 2,83 \times 1,9918 \\ &= 86.13688 \end{aligned}$$

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

### 6.3.5 Desain teknis lantai muka

Pada kondisi air banjir dapat dihitung

- a. elevasi muka air hulu = +40,84
  - b. elevasi muka air di halar bendung = +30.35
- 
- $\Delta H = 10,49$

Pada kondisi air normal / kondisi tidak ada air dihilir dapat di hitung:

- a. elevasi muka air hulu/mercu = + 38,15
  - b. elevasi dasar kolam olak = + 23,2 -
- 
- $\Delta H = 14,95 \sim 15 \text{ m}$

Untuk memperhitungkan panjang lantai muka, maka di tinjau selisih tinggi muka air pada keadaan normal (tinggi air sama dengan mercu bendung) yang dianggap lebih membahayakan terhadap kesetabilan tubuh bendung.

Bligh dan lane menetapkan besarnya creep ratio untuk berbagai jenis tanah. Untuk Bendung Boro telah diselidiki jenis tanahnya yaitu pasir sedang sehingga dapat ditentukan nilai:

- a. Creep ratio untuk bligh (CB) = 9
- b. Creep ratio untuk lane (CL) = 6

Perhitungan dari masing-masing cara bligh dan lane adalah sebagai berikut:

- a. Cara bligh

Panjang garis minimum yang di peroleh :

$$CB \leq \frac{L}{\Delta H}$$

$$CB = 9$$

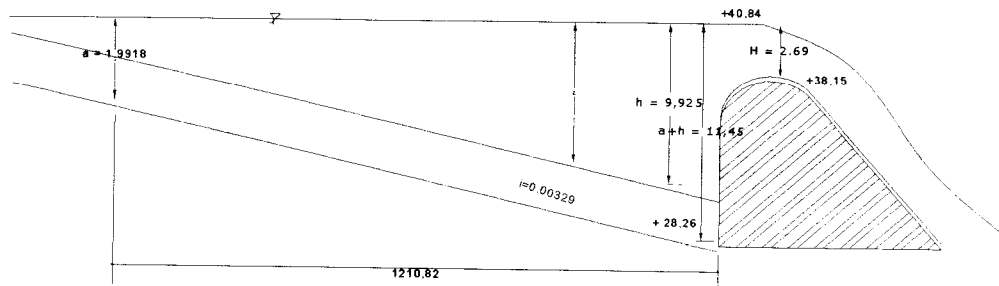
$$h = (9,19+2,7253-1,9918) = 9,9253 \text{ m}; h/a = 9,9253/1,9918 = 4,9822 > 1 \text{ ..OK}$$

$$i = \text{kemiringan dasar sungai di hulu bendung} = 0,00329$$

Tabel rencana dan gambar rencana back water terdapat pada tabel 6.4 dan gambar seperti dibawah ini:

Tabel 6.4 Hasil hitung curve kedalaman air “back water”

x	1210.82	600	500	400	300	200	100	0
z	0	6.745	6.86	6.98	7.1	7.2	7.3	7.47
a+z	1.9918	8.7368	8.8518	8.9718	9.0918	9.1918	9.2918	9.4618



**Gambar 6.10** Pengaruh Penggenangan Akibat Debit Banjir

Jadi pengaruh pembendungan untuk tinggi muka air setelah bendung sejauh 1210,82 m dengan ketinggian air banjir +40,84. Perlu tanggul dengan tinggi jagaan (F) = 1,5 m sehingga elevasi tabggul adalah + 42,34.

$$= 1 \times 11,888 + \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1^2 \times 0,33$$

$$= 12,152 \text{ t/m}$$

Jadi tekanan :

$$P = \left( \frac{p_1 + p_2}{2} \right) \cdot t = \left( \frac{11,8569 + 12,152}{2} \right) \cdot 0,2 = 2,4008 \text{ t/m}$$

2. Momen maksimum pintu :

$$M_{\text{MAX}} = 1/8 \times q \times b^2$$

$$= 1/8 \times 2,4008 \times 1,5^2$$

$$= 0,675 \text{ tm} = 67500 \text{ kg/cm}^2$$

Digunakan kayu jati  $\sigma_d = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_d = \frac{M}{W}$$

$$80 = \frac{67500}{\frac{1}{6} \times 20 \times d^2}$$

$$d^2 = \frac{67500}{80 \times \frac{1}{6} \times 20}$$

$$d^2 = 253,135$$

$$d = 15,910 \text{ cm}$$

jadi tebal papan pintu (d) = 15,910 cm ~ 16,0 cm

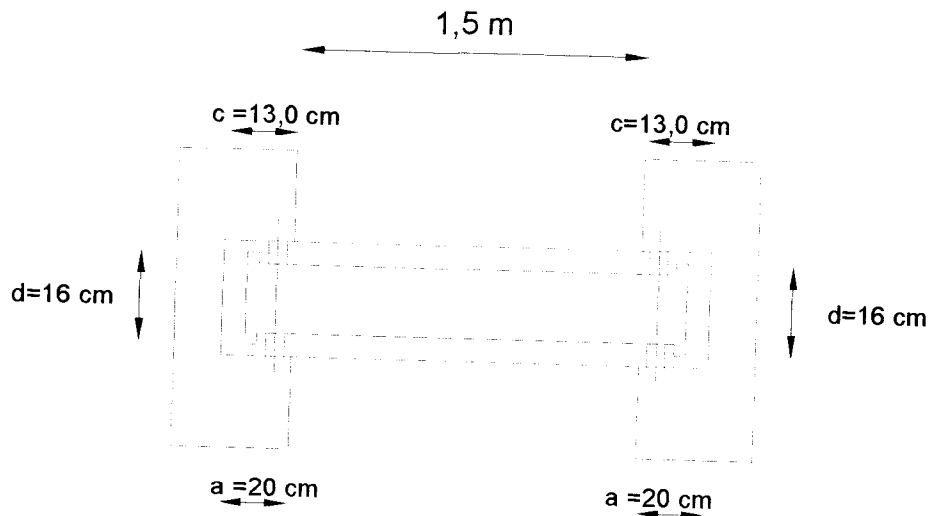
3. Hitungan sponeng

Tebal papan (d) = 15,910 cm

$$c = 5 + \frac{d}{2} = 5 + \frac{15,910}{2} = 12,955 \text{ cm}$$

$$a = c \times \frac{c}{10} + 3 = 12,955 \times \frac{12,955}{10} + 3 = 19,783 \text{ cm}$$

$$b = d + \frac{d}{10} + 3 = 19,783 + \frac{19,783}{10} + 3 = 24,7613 \text{ cm}$$



**Gambar 6.16** Tampak Atas Pintu Pembilas Utama

#### 4. Hitungan stang

Lebar pintu = 1,5 m, lebar pintu teoritis = 1,7

Untuk menghitung stang diperhitungkan terhadap:

Tekanan air setinggi air banjir +40,148

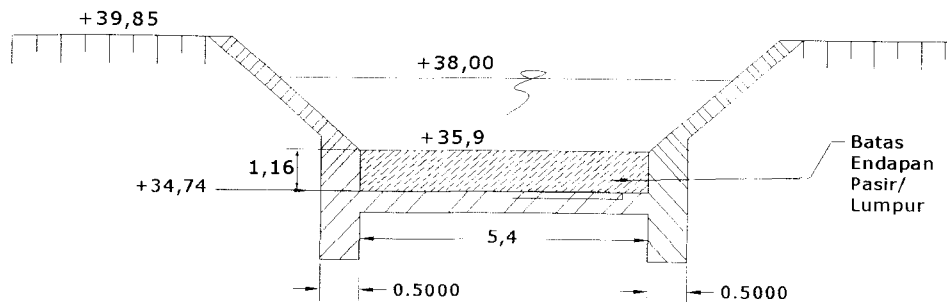
Tekanan akibat berat sendiri pintu, maka koefisien gesek = 0,4 m

Tekanan air pada P1 =  $10,888 \times 1000 = 10888 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air pada P2 =  $11,888 \times 1000 = 11888 \text{ kg/m}^2$

Tekanan air =  $\frac{p1 + p2}{2} = \frac{10888 + 11888}{2} = 11388 \text{ kg/m}^2$





**Gambar 6.18** Penampang Kantong Lumpur

$$P_s = b + 2hs$$

$$P_s = 5,4 + 2 \times 0,8411 = 7,0822 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{4,5424}{7,0822} = 0,641 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{V_n^2}{(R_n^{2/3} \times K_s)^2} = \frac{1,5^2}{(0,641^{2/3} \times 45)^2} = 2,010 \times 10^{-3}$$

Agar pembilasan dapat dilakukan dengan baik, kecepatan aliran harus tetap dijaga agar selalu subkritis,  $Fr < 1$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{1,5}{\sqrt{9,81 \cdot 1,23}} = 0,389 < 1 \dots \text{Ok}$$

Dari diagram Shield (KP-02 hal 143) dapat dipilih diameter partikel maksimum yang akan terbilas dengan menentukan tegangan geser bahan yang mengendap pada sungai.

$$\begin{aligned} \tau &= \rho \times g \times h_s \times I_s \\ &= 1000 \times 9,81 \times 0,8411 \times 2,010 \cdot 10^{-3} = 16,58 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Merujuk pada KP-02 halaman 136, ukuran butir yang harus diendap bergantung kepada kapasitas angkutan sedimen di jaringan sedimen di jaringan saluran. Dianjurkan bahwa sebagian besar (60-70%) dari pasir halus terendapkan dengan partikel-partikel berdiameter diatas 0,06-0,07 mm. untuk itu dianggap diameter butiran terkecil yang diangkut  $d = 0,07$  ( $t = 20^\circ$ ) sebagai perencanaan, maka kecepatan endap ( $w$ ) = 4 mm/dt = 0,004 m/dt ( grafik shields, KP – 02 hal .142).

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{V}$$

$$\text{Dimana : } v = \frac{Q}{HB} = \frac{6,8136}{1,23 * 5,4} = 1,02 \text{ m/dt}$$

$$\frac{H}{w} = \frac{L}{v}$$

$$= \frac{1,23}{0,004} = \frac{L}{1,02} = L = 313,7 \text{ m}$$

Volume kantong Lumpur yang diperoleh adalah:

$$\begin{aligned} V &= 0,5 \times B \times L + 0,5 (I_s - I_n) \times L^2 \times B \\ &= 0,5 \times 5,4 \times 313,7 + 0,5 (2,010 \times 10^{-3} - 1,6872 \times 10^{-4}) \times 313,7^2 \times 5,4 \\ &= 1336,22 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$T = \frac{V}{0,0005 \times Q_r}$$

$$T = \frac{1336,22}{0,0005 \times 6,8136}$$

$$T = 392221,44 \text{ dt} = 10,895 \text{ hari}$$

### 6.7 Desain Teknis Saluran Pembuang Pasir

Kecepatan aliran pada saluran pembilas diambil 1,5 m/dt, kemiringan talud diambil 1:1. Kemiringan yang diperlukan dapat ditentukan dengan rumus *stickler* dengan  $K_s = 35 \text{ m}^{1/2}/\text{dt}$ .

Elevasi dasar sungai = + 28,26

Elevasi m.a. banjir = + 37,428

Dari desain bangunan pembilas didapatkan data sebagai berikut:

$$b_f = 1,5 \text{ m}$$

$$h_f = 2,610 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_f &= (b + m \cdot h_f) h_f \\ &= (1,5 + 1 \cdot 2,610) \times 2,610 \\ &= 10,73 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

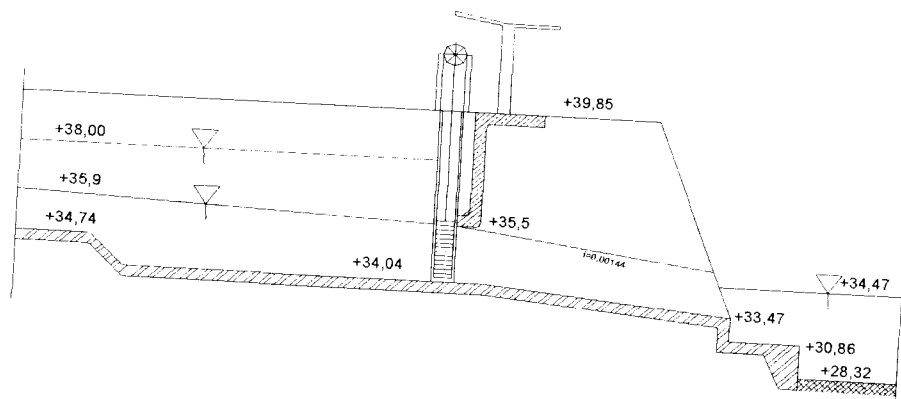
$$\begin{aligned} P_f &= b_f + 2 \cdot h_f \sqrt{1 + m^2} \\ &= 1,5 + 2 \cdot 2,610 \sqrt{1 + 1^2} \\ &= 8,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$R_f = \frac{A_f}{P_f} = 1,2 \text{ m}$$

$$V_f = K_s \cdot R_f^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$1,5 = 35 \times 1,2^{2/3} \cdot i_f^{1/2}$$

$$i_f = 1,440 \times 10^{-3}$$



**Gambar 6.20** Potongan Memanjang Akhir Saluran Pembuang Pada Sungai.

Rencana panjang saluran = 20 m.

Muka rencana dihillir pintu pembilas menjadi:

$$+33,5 - (1,440 \times 10^{-3} \times 20) = +33,47$$

Elevasi dasar titik temu sungai adalah  $+33,47 - 2,610 = +30,86$

### 6.8 Desain Teknis Dimensi Bangunan Pengambilan Saluran Primer

Bangunan pengambilan saluran primer dilengkapi dengan pintu mencegah agar selama pembilasan air tidak mengalir kembali ke saluran primer dan mencegah masuknya air pembilas yang mengandung sedimen ke saluran.

$$Q_n = \mu \cdot b \cdot h \cdot i \cdot \sqrt{2gz}$$

Dimana:

$$Q_n = 6,8136$$

$$\mu = 0,9 ; z = 0,1$$

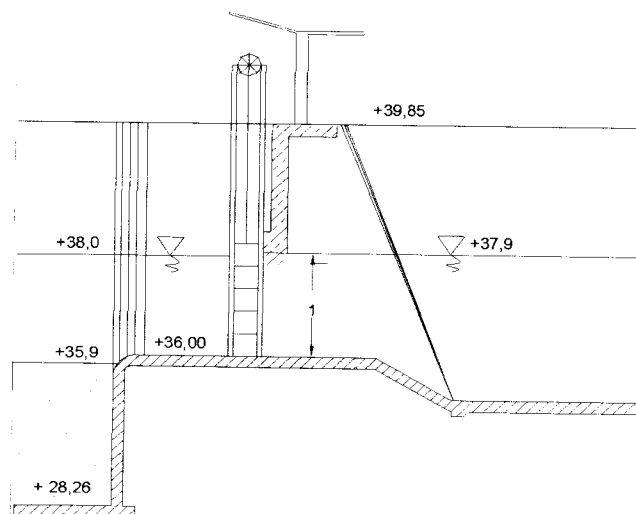
1. Elevasi kantong lumpur dalam keadaan penuh hilir = +35,9
2. Ambang pengambilan di saluran primer diambil = 0,1 +
3. Elevasi ambang pengambilan di saluran primer = +36
4. Kehilangan energi pada tinggi bukuaan pintu,  $n = 0,05$  m
5. Kecepatan aliran di saluran primer,  $v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 1,4$  m/dt
6. Tinggi bukaan pintu  $a = 1$  m
7.  $Q_n = \mu \cdot b_i \cdot h_i \cdot \sqrt{2gz}$

$$6,8136 = 0,9 \times b_i \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}$$

$$6,8136 = 1,65 b \longrightarrow b_i = 4,1 \text{ m}$$

Sehingga dapat kita rencanakan 2 buah pintu dengan lebar = 2,1 m' dan 1 pilar = 1,0 m'

Jadi lebar saluran pembilas adalah:  $= (2 \times 2,1) + (1 \times 1) = 5.2 \text{ m}'$

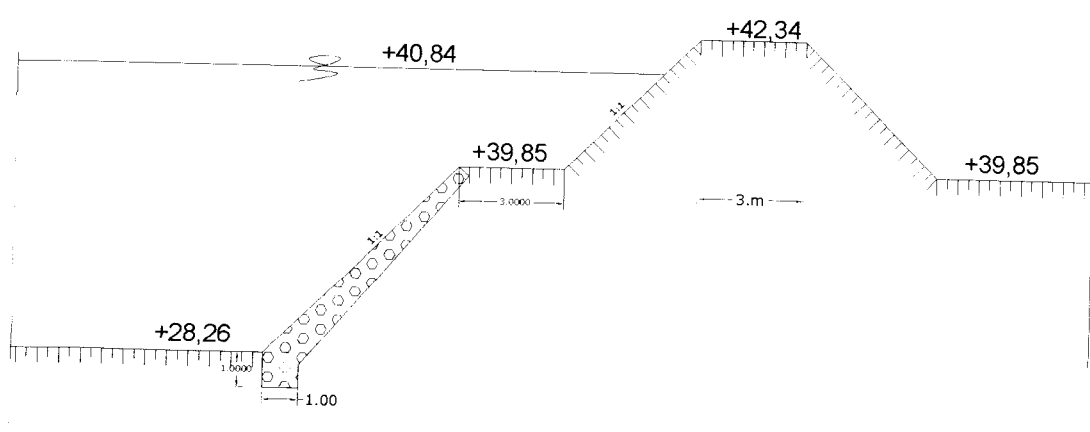


**Gambar 6.21** Potongan memanjang bangunan pengambilan saluran primer

## 6.9 Desain Teknis Perencanaan Tanggul

Tanggul sebelah kanan dan kiri adalah sebagai berikut:

- a. Elevasi muka tanah pada tebing sungai = 38,15
- b. Tinggi energi hulu = elevasi m.a setelah pembendungan  
 = elevasi mercu + H  
 = +38,15 + 2,69 = + 40,84 > 37,54  
 → diperlukan tanggul
- c. Tinggi jagaan tanggul diambil  $F = 1,5$  m (kreteria perencanaan 02.1986)
- d. Jadi, elevasi muka tanggul = + 40,84 + 1,5 = + 42,34



**Gambar 6.22** Potongan melintang tanggul sebelah kanan dan kiri

Tabel 6.5 mengacu pada Gambar 6.8 yang memperlihatkan panjang jalur rembesan  $L_x$ , pengurangan tekanan air  $\Delta H$

**Tabel 6.5** gaya tekanan up-lift

Titik point	Garis Lane	Panjang Rembesan				$(L_x/\sum L) \times \Delta H$	Hx	Ux
		Verti	Horizl	1/3 Horiz	Lx			
		1	2	3=2/3	4	5=(4/ $\sum L$ ) $\times \Delta H$	6	7=6-5
A	A-B	3	0	0	58.1667	9.6764	9.89	0.2135
B	B-C	0	2	0.6667	61.1667	10.1755	12.89	2.7144
C	C-D	1	1.5	0.5	61.8333	10.2864	12.89	2.6035
D	D-E	0	2	0.6667	63.3333	10.5360	11.89	1.3539
E	E-F	6	7	2.3333	64	10.6469	11.89	1.2430
F	F-G	0	6	2	72.3333	12.0332	17.89	5.8567
G	G-H	1	1.5	0.5	74.3333	12.3659	17.89	5.5240
H	H-I	0	31	10.3333	75.8333	12.6154	16.89	4.2745
I	I-J	1	1.5	0.5	86.16667	14.3345	16.89	2.5554
J	J-K	0	1.5	0.5	87.6667	14.5840	16.89	2.3059
K	K-L	3	0	0	88.1667	14.6672	17.69	3.0227
L								
TOTAL		45.5			91.16667	15.1663	14.8	0.3663

### Kontrol Patah Tarik

Guna menghindari patah tarik pada bagian hilir bendung dimana kolam olak di hitung dengan rumus:

$$dH \geq S \frac{UH - WH \cdot \gamma_w}{\gamma_{bt}}$$

$dH$  = tebal lantai kolam olak pada titik H = 2,3 m

$UH$  = gaya angkat dititik H = 4,274 t/m<sup>2</sup>

$WH$  =  $Y_1$  kedalaman air pada titik H = 0,63 m

$\gamma_{bt}$  = berat jenis pasangan batu kali = 2,2 t/m<sup>2</sup>

$$2,3 \geq 1,1 \times (4,274 - 0,63)/2,2$$

$$2,3 \geq 1,8 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

$$dI \geq S \frac{UI - WI \cdot \gamma_w}{\gamma_{bt}}$$

$dI$  = tebal lantai kolam olak pada titik I = 1,3 m

$UI$  = gaya angkat dititik I = 2,5554 t/m<sup>2</sup>

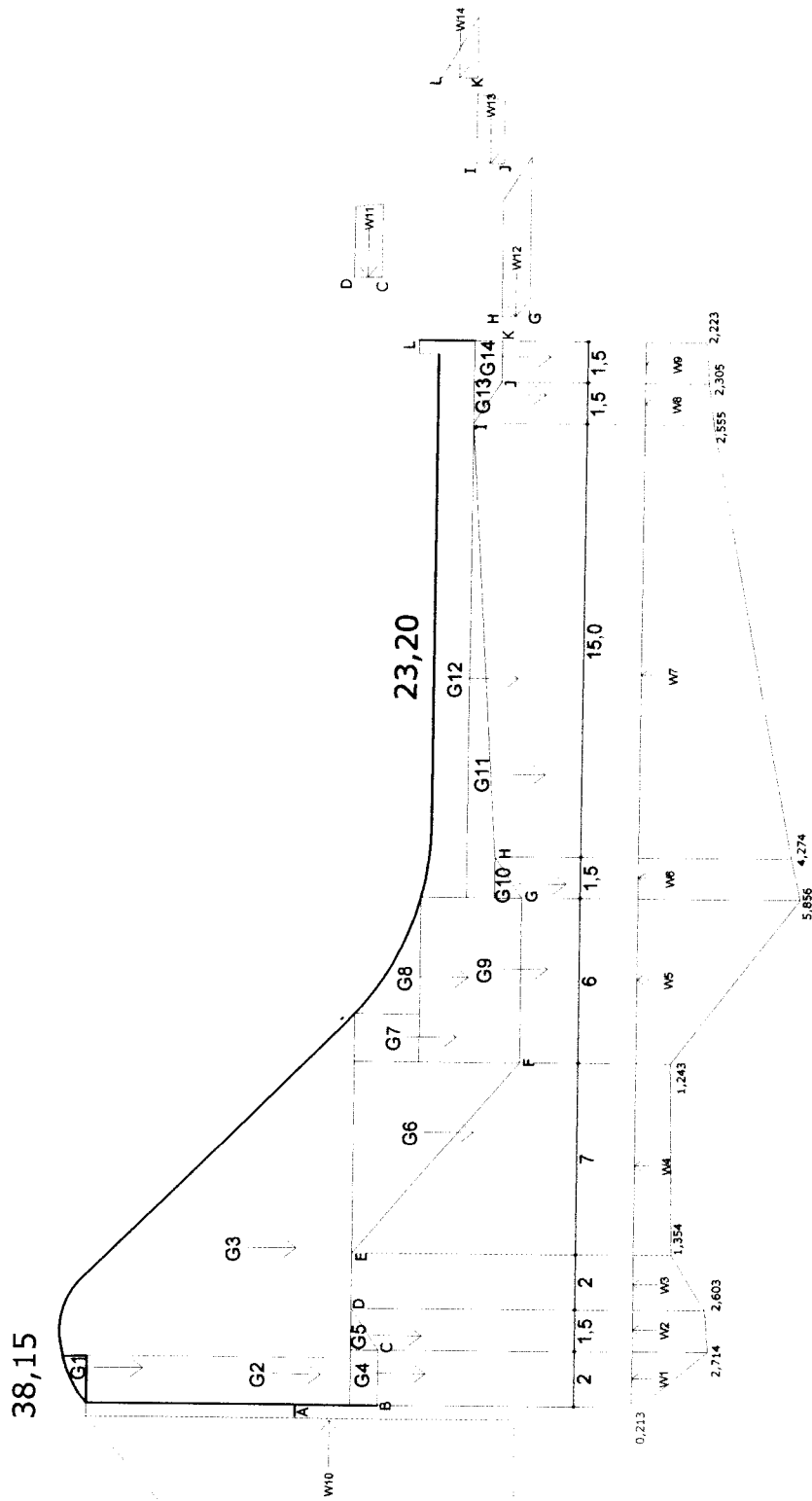
$WI$  =  $Y_1$  kedalaman air pada titik k = 0,63 m

$\gamma_{bt}$  = berat jenis pasangan batu kali = 2,2 t/m<sup>2</sup>

$$1,3 \geq 1,1 \times (2,5554 - 0,63)/2,2$$

$$1,3 \geq 0,95 \dots\dots\dots(\text{aman})$$





**Gambar 6.24** Gaya berat dan tekanan hidrostatik

Tabel 6.7 Perhitungan momen dan gaya up-pressure keadaan normal di tinjau titik G

Gaya	Luas x tekanan	Gaya		lengan G (m)	Momen ( Tm )
		V	H		
W1	$0.5 \times (0,213 + 2,714) \times 2$ =2,927	2.927		17.5	51.2225
W2	15.7155	3.98775		17.5	69.785625
W3	4.143	4.143		14	58.002
W4	9.0895	9.0895		17	154.5215
W5	21.297	21.297		16.5	351.4005
W6	160.02605		160.02605	8.5	1360.221425
W7	8.8		8.8	5.5	48.4
W8	11.2464		11.2464	1.85	20.80584
	<b>jumlah</b>	<b>41.44425</b>	<b>180.07245</b>		<b>2114.35939</b>

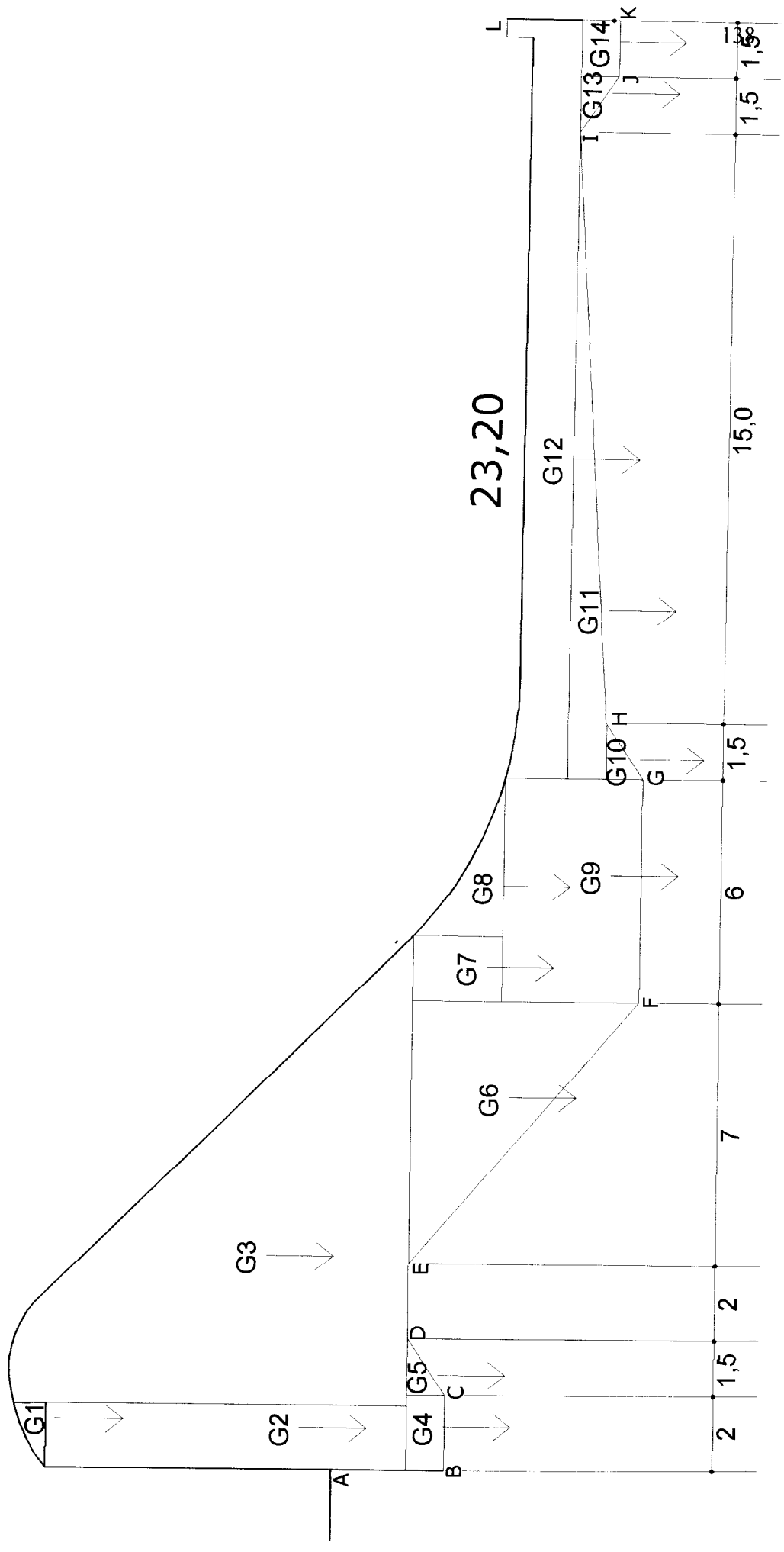
Keterangan :

Nilai mencari Luas x Tekanan, perhitungan menggunakan proram komputer excel.

### 6.10.2 Gaya Berat Bendung

Pada perhitungan kstabilan konstruksi tubuh bendung diambil berat dan momenya tiap 1 m lebar dengan dipandang pada pias potongan G1 sampai potongan G2 dan sterusnya. Berat jenis pasangan batu ( $\gamma$  batu) = 2,2 t/m<sup>3</sup>), Perhitungan berat konstruksi dan momen guling di sajikan pada tabel 6.8. Sketsa gaya berat tubuh bendung bisa dilihat pada gambar 6.25.

38,15



Gambar 6.26 Berat sendiri tubuh bending lengkap

$$= 0,99^2 / (0,822 \cdot 0,617 (1 + 0,72^2))$$

$$= 1,27$$

$$K_p = \frac{\sin^2(65.08 - 33)}{\sin^2 65.08 \sin(65.08 + 27) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(33 + 27) \sin(33 - 0)}{\sin(65.08 + 27) \sin(65.08 + 0)}} \right]^2}$$

$$= 0,98^2 / (0,822 \cdot 0,99 (1 - 0,72)^2)$$

$$= 2,51$$

Tabel 6.16 Gaya horisontal dan momen

Bagian	Berat	Lengan thd A		momen		Titik berat Gaya total
		X	Y	mx	my	
PH1	1 x 16,4 x 1,27 = 20.828		8,2		170.7896	X = 0
PH2	0,5 x 1,66 x 16,4 <sup>2</sup> x 1,27 = 283,51		5,466		1549,666	$Y = \frac{\sum MY}{\sum PH}$
PH3	0,5 x 1,66 x 2 x 2,51 = 8,333		0,666		5,549778	
Total	$\sum PH = 296.005$		14,332		$\sum MY = 1726.005$	5,8310

Keterangan :

Nilai mencari berat (PHI) menggunakan perhitungan program komputer excel.

Tabel 6.17 Gaya horisontal dan momen

No	Berat tembok W1 & W2	Lengan A (m)		Momen (Tm)		Titik berat
		x	y	mx	my	
1	2,2	1,5	15,9	3,3	34,98	$X = \frac{\sum Mx}{\sum W1} = 3,60$ $Y = \frac{\sum My}{\sum W1} = 7,71$
2	2,75	2,83	15,73	7,7825	43,2575	
3	110,88	2,75	8,2	304,92	909,216	
4	18,7	4,25	0,5	79,475	9,35	
5	47,52	5,5	8,573	261,36	407,389	
	$\sum W1 = 182,05$			$\sum Mx = 656,8375$	$\sum My = 1404,192$	

6	2,078	3,67	15,73	7,62626	32,68694	$X = \frac{\sum Mx}{\sum W^2}$ $= 6.94$
7	4,98	6	15,9	29,88	79,182	
8	35,856	6,5	11,987	233,064	429,8059	$Y = \frac{\sum My}{\sum W^2}$ $= 11.93$
9	25,564	8	10,78	204,512	275,5799	
$\sum W^2 = 68,478$				$\sum Mx = 475,0823$	$\sum My = 817,2547$	

b. Akibat gaya gempa

Gaya gempa (K) bekerja pada tembok penahan tanah, uraikan sebagai berikut :

$$K = f \cdot \sum W_{tembok}, f = (\text{berdasarkan lampiran dan perhitungan})$$

$$K = 0,146 \times 182,05 = 26.57 \text{ Ton}$$

Apabila gaya gempa dihitung terhadap adanya tekanan tanah dibelakang tembok, maka besarnya adalah :

$$K_{\text{total}} = f \cdot \sum W_{\text{total}}$$

$$= 0,146 \times (182.05 + 68.478) = 36.577 \text{ Ton}$$

#### Kontrol stabilitas

a. Tinjauan terhadap guling di titik A

Tabel 6.18 Gaya-gaya dan momen yang terjadi

Notasi	Gaya	Lengan terhadap A (m)		Titik berat tembak
		y	x	
$\sum W1$	182,05		2,6	473,33
$\sum W2$	68,478		4	273,912
$\sum V$	250,528		$\sum Mv$	747,242
$\sum PH$	103,538	5,831		1726,005
K	36,57	3,734		136,578
$\sum H =$	130,108		$\sum MH =$	1862,583

Pada redesain ini untuk menghindari terjadinya penggerusan lokasi dihilir kolam olak maka diperlukan konstruksi lindung yang dapat melindungi bagian hilir kolam olak tersebut dengan membuat rip – rap yakni bongkahan batu alam dengan diameter 0,46 m yang diletakkan disepanjang 32,72 m di bagian hilir bendung.

Redesain bendung boro yang diletakkan pada as sungai memiliki kelemahan bentuk bendung yang besar sehingga akan mengakibatkan pemborosan ini terbukti pada desain ini memiliki berat bendung 604,213 ton sedangkan pada desain lama berat konstruksi 90,433 ton, ini diakibatkan tinggi bendung pada as sungai 9,89 m sedangkan pada desain lama yaitu bendung pada sudetan tinggi bendung 2 m. sebelum mendesain bangunan air diperlukan terutama dalam mendisain bendung diperlukan analisis hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana, hal ini dikarenakan data debit banjir sering tidak tercatat, pada redesain bendung ini kami menggunakan data hujan pada daerah aliran sungai (DAS) adapun data hujan dapat dilihat pada table 7.1 di bawah ini.

table 7.1 tabel stasiun pencatat data hujan

Tgl - Bln	Th	Stasiun				R (mm)	R (DAS)
		BD3. Kedung Loteng	BD.8 Kedung Pucung	BD9. Ngasinan	BD 10 Kepil		
18-3		101	13	10	0	31	
19-2		0	98	16	17	32.75	
26-12		21	31	108	15	43.75	
24-12	72	0	0	21	116	34.25	43.75
21-3		108	0	12	0	30	
31-1		90	72	13	19	48.5	
21-1	73	11	9	118	69	51.75	79.75

3-2		65	38	107	109	79.75	
24-11		130	168	120	11	107.25	
24-11		130	168	120	11	107.25	
9-4		37	0	186	51	68.5	
21-2	74	5	3	35	132	43.75	107.25
12-9		120	101	0	39	65	
28-10		50	127	0	18	48.75	
28-4		8	12	280	93	98.25	
29-9	75	25	39	1	37	25.5	98.25
24-11		85	12	0	5	25.5	
5-12		20	99	10	15	36	
25-11		5	0	175	9	47.25	
18-11	76	85	44	10	147	71.5	71.5
11-4		75	4	32	34	36.25	
12-2		38	75	0	3	29	
23-11		50	74	93	52	67.25	
9-5	77	0	0	0	105	26.25	67.25
31-12		146	43	5	25	54.75	
24-3		25	82	28	0	33.75	
12-12		0	62	129	0	47.75	
31-8	78	25	57	90	10	45.5	54.75
23-5		86	12	46	81	56.25	
24-5		85	96	52	32	66.25	
3-2		18	6	76	88	47	
8-2	79	7	2	62	118	47.25	66.25
5-3		91	0	0	0	22.75	
28-11		18	116	5	14	38.25	
25-3		90	17	96	78	70.25	
3-12	80	15	6	43	106	42.5	70.25
28-2		65	50	40	20	43.75	
6-3		27	81	41	42	47.75	
8-12		0	26	97	78	50.25	
21-4	81	0	2	0	100	25.5	50.25
26-2		38	18	17	26	24.75	
24-1		0	118	56	14	47	
22-3		0	0	67	5	18	
4-2	82	0	21	30	87	34.5	47
25-11		71	180	20	9	70	
26-11		16	700	29	83	207	
24-11		6	40	56	8	27.5	
20-11	83	18	285	34	104	110.25	207
15-11	84	76	113	61	162	103	110.5
15-1		15	400	10	17	110.5	

12-11		37	51	140	43	67.75	
15-11		76	133	61	162	108	
1-3		100	33	28	25	46.5	
5-2		50	118	0	15	45.75	
27-2		11	14	92	10	31.75	
2-9	85	0	5	0	96	25.25	46.5

Dalam pengolahan data hujan banyak metode yang dapat digunakan dalam redesain bendung pada as sungai ini kami menggunakan metode analisis hidrologi Haspers , Maf dan rational jepang dari tiga metode tadi didapat debit banjir kala ulang 5,10,25,50 ,100 tahun dapat dilihat pada table di bawah ini.

7.2 Tabel Rekapitulasi Debit Rencana

T	Haspers	MAF	Rational
5	381.3378637	98.29992339	813.3668465
10	475.3831881	204.1133021	1013.95891
25	602.799434	449.9048648	1285.728802
50	701.3953386	788.2823126	1496.026933
100	804.5418234	1303.524234	1716.031132

dalam menentukan debit kala ulang perlu diperhatikan karena jika dalam pengambilan debit banjir rencana jangan diambil debit yang terlalu besar sehingga akan menghasilkan desain bendung yang besar dan tidak ekonomis. Dalam perencanaan redesain bendung boro ini digunakan debit kala ulang 50 tahun dengan metode hasper 701,395 m<sup>3</sup>/dt.

Sebagai bahan perbandingan antara desain lama dan dengan desain baru dapat dilihat pada table 7.3 dibawah ini