

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. *Dam* Penahan Sedimen

2.1.1. Uraian Umum

Upaya penanggulangan masalah erosi dan sedimentasi telah lama diterapkan di Indonesia dengan menitik beratkan pada upaya pencegahan berupa penghutanan dan pembuatan *dam* penahan sedimen (*Sabo dam*). Teknologi *Sabo* sendiri dikenalkan di Indonesia sejak kedatangan ahli *sabo* dari Jepang, *Mr. Tomoaki Yokota* sekitar tahun 1970. *Sabo* berasal dari bahasa Jepang yang mengandung pengertian pengendali pasir. Dalam kenyataannya *Sabo* merupakan suatu sistem penanggulangan bencana alam akibat erosi dan sedimentasi (Efendi, 2007).

Tubuh sungai secara geografis dapat dibagi menjadi 3 bagian/ruas (*Sabo Engineering*, 1993):

a. Bagian hulu

Terletak dekat dengan mata air, arusnya relatif deras dan merupakan daerah erosi.

b. Bagian tengah

Terletak diantara bagian hulu dan hilir, arus sedang dan merupakan daerah transportasi material.

c. Bagian hilir

Terletak dekat dengan muara, arus relatif lambat dan merupakan daerah deposisi.

Ada beberapa macam bangunan *Sabo*, antara lain :

a. *Dam* penahan sedimen

Berfungsi memperlambat kecepatan banjir serta menahan, mengendalikan dan menampung material sedimen.

b. *Dam* Konsolidasi

Berfungsi menstabilkan dasar sungai, mengarahkan alur sungai serta menahan dan mengendalikan material sedimen.

Bahan endapan hasil letusan gunung atau hasil pelapukan batuan lapisan atas permukaan tanah yang oleh pengaruh air hujan bergerak turun dari lereng-lereng gunung berapi atau pegunungan memasuki bagian hulu alur sungai arus deras. Pada daerah gunung berapi yang masih aktif, suplai sedimen akan berlangsung secara terus-menerus tanpa

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

berakhir. Dalam keadaan demikian deretan *dam* penahan sedimen dan *dam* pengatur tidak akan mampu menampung suplai sedimen yang terus-menerus tanpa berakhir. Kantong-kantong lahar akan sangat berperan guna menahan masuknya sedimen yang berlebihan ke dalam alur sungai, khususnya ke dalam alur sungai-sungai di daerah kipas pengendapan.

2.1.2. Pola Penanggulangan Banjir Lahar Dingin

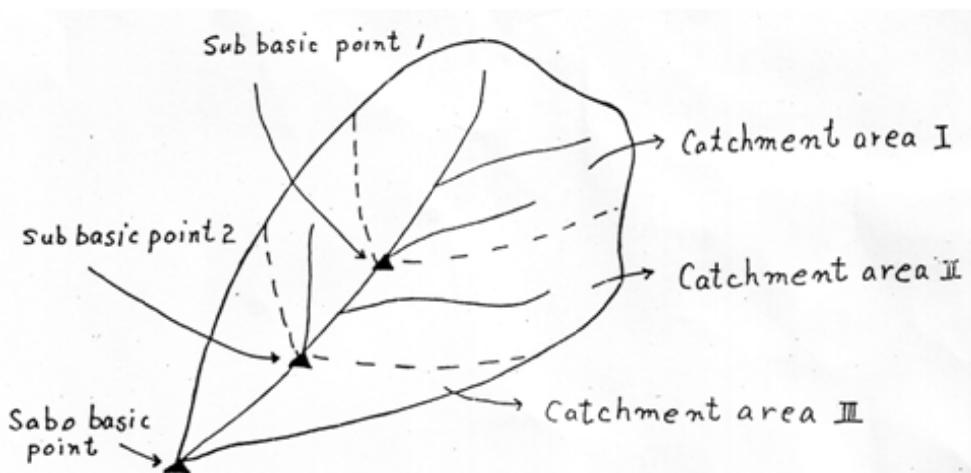
Prinsip pengendalian banjir lahar dingin (Anindya, 2010):

- a. Menampung endapan sedimen pada bagian hulu dengan cara membuat *dam* sehingga kemiringan dasar sungai dapat dikurangi.
- b. Menahan endapan sedimen di daerah endapan dengan membuat kantong-kantong lahar dan tanggul.
- c. Mengarahkan aliran banjir di daerah hilir dengan pembuatan *dam* konsolidasi, tanggul dan perbaikan aliran sungai.

2.1.3. Pemilihan Letak Bangunan

Dalam penentuan lokasi *Sabo dam*, yang perlu diperhatikan adalah (Anindya, 2010):

- a. Terletak pada daerah transportasi sedimen.
- b. Pekerjaan *Sabo dam* terletak pada daerah kipas *alluvial*. Dimulai dari ujung hilir kipas *alluvial* hingga bagian hulu daerah aliran sungai. Lokasi tempat dimulainya pekerjaan *Sabo* disebut sebagai titik peninjauan *Sabo* (*Sabo basic point*). Daerah kipas *alluvial* ditunjukkan pada gambar di bawah.



Gambar 2.1
Daerah Kipas Alluvial Gunung Berapi

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

- c. Lokasi *Sabo dam* diletakkan pada alur sungai yang lebar dengan tebing cukup tinggi, dengan maksud agar volume tampungan sedimen besar.
- d. As *Sabo dam* harus ditempatkan tegak lurus dengan garis tengah ruas sungai, maka sebaiknya *Sabo dam* diletakkan pada alur sungai yang lurus agar tidak perlu penambahan bangunan pengarah ariran *debris* (tanggul pengarah ariran). Penambahan bangunan pengarah akan menyebabkan penambahan biaya yang cukup besar.
- e. *Sabo dam* direncanakan terletak pada tanah yang memiliki daya dukung cukup baik sehingga bangunan akan stabil.
- f. Untuk penampang memanjang sungai yang curam (kemiringan besar), maka *Sabo dam* harus diletakkan secara berdekatan untuk mengurangi kecuraman. Bila penampang memanjang sungai cukup landai, maka *Sabo dam* diletakkan dengan jarak yang relatif jauh, sehingga mencapai kemiringan rencana.

2.2. Analisis Mekanika Tanah

Analisis tanah sangat penting untuk mengetahui jenis tanah dan daya dukung tanah pada daerah yang akan direncanakan. Analisis tanah dilakukan dengan pengambilan sampel yang ada di lokasi. Adapun data tanah yang diperlukan dalam perencanaan (Braja M. DAS, 1995) adalah sebagai berikut:

1. Berat spesifik tanah / *Specific Gravity* (G_s)

Berat spesifik tanah merupakan perbandingan antara berat isi butiran tanah dan berat isi air murni dengan volume yang sama, pada temperatur tertentu. Sebagian besar mineral-mineral tanah memiliki berat spesifik sebesar 2,6-2,9 ton/m³.

Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$G_s = \frac{W_s}{\gamma_w}$$

Di mana :

- G_s = berat spesifik tanah
 W_s = berat butiran padat (ton)
 γ_w = berat jenis air (ton/m³)

2. Berat isi kering (\square_d)

Berat isi kering merupakan berat volume kering tanah di mana volume rongga tanah hanya terisi oleh udara.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e}$$

Di mana :

γ_d = berat isi kering tanah (ton/m³)

γ_w = berat jenis air (ton/m³)

e = angka pori

3. Kadar air optimum (w_s)

Kadar air optimum merupakan perbandingan antara berat air pada tanah dengan berat batuan padat tanah tersebut.

$$W = \frac{Ww}{Ws}$$

Di mana :

W = kadar air optimum (%)

W_w = berat air (ton)

W_s = berat batuan padat (ton)

4. Kuat geser tanah

Kuat geser tanah dibagi menjadi dua komponen, yaitu :

- Kekuatan kohesi yang tergantung dari macam tanah dan kepadatannya, tetapi tidak tergantung dari tegangan vertikal yang bekerja pada bidang gesekan.
- Kekuatan gesekan yang besarnya berbanding lurus dengan tegangan vertikal yang bekerja pada bidang geseran.

5. Permeabilitas (k)

Permeabilitas adalah kemampuan struktur tanah agar air dapat merembes. Tingkat permeabilitas suatu bahan biasanya ditandai dengan angka koefisien permeabilitas dengan satuan cm/det. Nilai standar permeabilitas dapat menggunakan angka rata-rata yaitu $k = 0,9 \cdot 10^{-2}$ cm/det (Tim Proyek Pengendalian Banjir Lahar Gunung Merapi Yogyakarta, 1998)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.3. Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi merupakan salah satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik di mana informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya.

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*). Keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi dapat dikumpulkan, dihitung, disajikan dan ditafsirkan dengan menggunakan prosedur tertentu diantaranya dengan metode statistik yang dapat digunakan untuk melaksanakan penggunaan prosedur tersebut (Soewarno, 1995).

Analisis hidrologi sangat penting untuk memperkirakan debit banjir rencana, debit banjir ini diperlukan untuk merencanakan tipe, bentuk dan ukuran hidrolis bangunan *Sabodam*. Data-data yang diperlukan adalah data-data mengenai curah hujan yang terjadi serta luas daerah aliran sungai. Rangkaian data yang digunakan harus periodik dan kontinyu serta diusahakan untuk memperoleh rangkaian data yang panjang.

2.3.1. Curah Hujan Daerah

Data curah hujan didapat dari stasiun-stasiun yang berada di sekitar Gunung Merapi.

A. Penentuan Daerah Aliran Sungai

Daerah aliran sungai ditentukan berdasarkan topografi daerah tersebut, di mana daerah aliran sungai tersebut dibatasi oleh punggung-punggung bukit di antara dua buah sungai sampai ke sungai yang akan di tinjau. Kita dapat menentukan daerah aliran sungai pada peta topografi dengan cara membuat garis imajiner yang menghubungkan titik-titik yang memiliki elevasi kontur tertinggi di sebelah kiri dan kanan sungai yang ditinjau.

B. Perhitungan Curah Hujan Rerata

Ada tiga macam metode yang umum dipakai dalam menghitung hujan rata-rata kawasan (Triyatmodjo 2008), yaitu : (1) metode Rata-Rata Aljabar, (2) metode Poligon *Thiessen*, dan (3) metode *Isohyet*.

1. Metode Rata-Rata Aljabar

Cara ini digunakan apabila :

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar.
- Penempatan alat pengukur tidak merata.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$R = 1/n (R_1 + R_2 + \dots + R_n)$$

Di mana :

R = curah hujan (mm)

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

n = jumlah stasiun pengamatan

2. Metode Thiessen

Metode ini digunakan dengan ketentuan :

- Daerah dibagi menjadi poligon, di mana stasiun pengamatannya sebagai pusat.
- Penambahan stasiun pengamatan akan mengubah seluruh jaringan.
- Tidak memperhitungkan topografi.
- Lebih baik dari rata-rata aljabar jika curah hujan di tiap-tiap stasiun tidak merata.

Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

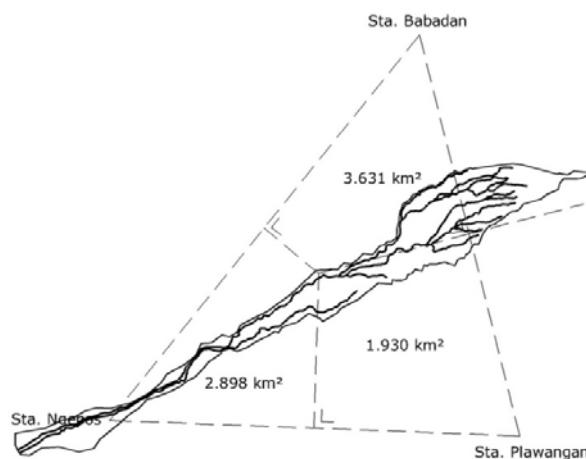
$$R = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + \dots + A_n.R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

Di mana :

R = curah hujan (mm)

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

A_1, A_2, \dots, A_n = luas daerah pada poligon 1,2,..., n (km^2)



Gambar 2.2
Sketsa Metode Thiessen

3. Metode Isohyet

Metode ini digunakan dengan ketentuan :

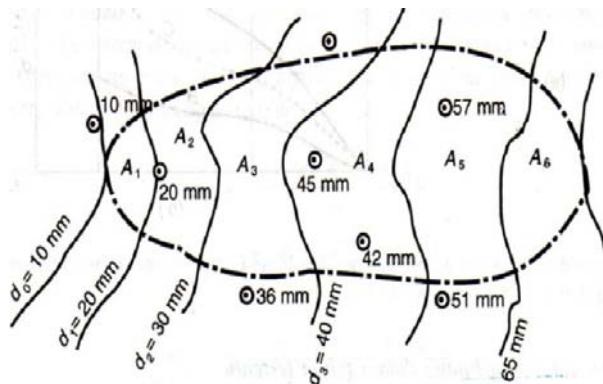
BAB II TINJAUAN PUSTAKA

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

$$R = \frac{\sum A_i R_i}{\sum A_i}$$

Di mana :

- A_i = luas daerah *isohyet* antara R_i dan R_{i-1} (mm)
 R_i = besarnya curah hujan pada garis *isohyet* R_i (km^2)



Gambar 2.3
Sketsa Metode *Isohyet*

Cara yang ditempuh untuk mendapatkan hujan maksimum harian rata-rata DAS adalah sebagai berikut (Efendi, 2007) :

- a. Tentukan hujan maksimum harian pada tahun tertentu di salah satu pos hujan.
- b. Cari besarnya curah hujan pada tanggal-bulan-tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- c. Hitung curah hujan rata-rata dengan salah satu metode yang dipilih.
- d. Tentukan hujan maksimum harian (seperti langkah a) pada tahun yang sama untuk pos hujan yang lain.
- e. Ulangi langkah b dan c setiap tahun.

2.3.2. Analisis Frekuensi Curah Hujan Rencana

A. Pengukuran Dispersi

Setelah memperoleh nilai curah hujan rata-rata dari beberapa stasiun yang berpengaruh di daerah aliran sungai, selanjutnya dilakukan analisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran yang sesuai dengan sebaran curah hujan rata-rata yang

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

ada. Tidak semua varian dari suatu variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya. Variasi atau dispersi adalah besarnya derajat atau besaran varian di sekitar nilai rata-ratanya. Cara mengukur besarnya dispersi disebut pengukuran dispersi (Soewarno, 1995).

Adapun cara pengukuran dispersi antara lain :

1. Standar deviasi (S)

Standar deviasi merupakan ukuran sebaran yang paling banyak digunakan. Apabila penyebaran sangat besar terhadap nilai rata-rata maka nilai S_x akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata maka nilai S_x akan kecil. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

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

Di mana :

S = standar deviasi

X_i = nilai variat ke i

X = nilai rata-rata variat

n = jumlah data

2. Koefisien *Skewness* (C_s)

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrian dari suatu bentuk distribusi. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

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

Di mana :

C_s = koefisien *skewness*

S = standar deviasi

X_i = nilai variat ke i

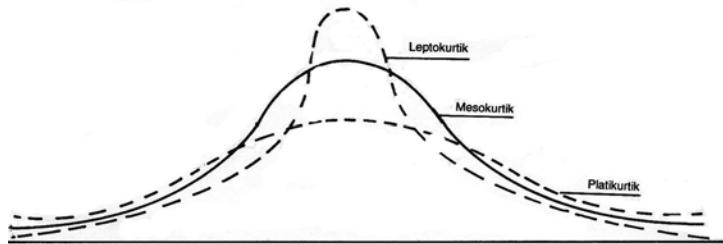
X = nilai rata-rata variat

n = jumlah data

3. Pengukuran Kurtosis (C_k)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Koefisien kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Kepuncakan (*peakedness*) distribusi biasanya dibandingkan dengan distribusi normal, yang mempunyai $C_k = 3$ dinamakan *mesokurtik*, $C_k < 3$ berpuncak tajam dinamakan *leptokurtik*, sedangkan $C_k > 3$ berpuncak datar dinamakan *platikurtik*. Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :



Gambar 2.4.
Koefisien Kurtosis

$$C_k = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

Di mana :

- C_k = koefisien kurtosis
- S = standar deviasi
- X_i = nilai variat ke i
- \bar{X} = nilai rata-rata variat
- n = jumlah data

4. Pengukuran Variasi (Cv)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi. Rumus yang digunakan (Soewarno, 1995) adalah sebagai berikut :

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

Di mana :

- C_v = koefisien variasi
- \bar{X} = nilai rata-rata variat

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

B. Analisis Distribusi Frekuensi

Dalam statistik dikenal beberapa jenis distribusi, diantaranya yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi adalah distribusi normal, distribusi log normal, distribusi *Gumbel* tipe I, dan distribusi Log *Pearson* tipe III.

**TABEL 2.1
ANALISIS DISTRIBUSI FREKUENSI**

Jenis Distribusi Frekuensi	Syarat
• Distribusi Normal	$C_s = 0 \pm 0,3$
• Distribusi Log Normal	$C_s = 3 C_v + C_v^3$
• Distribusi <i>Gumbel</i> Tipe I	$C_s = 1,139$ $C_k = 5,4002$
• Distribusi Log <i>Pearson</i> Tipe III	$C_s \neq 0$

Sumber : Soewarno, 1995

Dengan mengikuti pola sebaran yang sesuai, selanjutnya dihitung curah hujan rencana dalam beberapa metode ulang yang akan digunakan untuk mendapatkan debit banjir rencana.

1. Metode Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal banyak digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Distribusi normal atau kurva normal disebut pula distribusi *Gauss*.

$$X_t = \bar{X} + z S_x$$

Dimana :

X_t = curah hujan rencana (mm/hari)

\bar{X} = curah hujan maksimum rata-rata (mm/hari)

z = nilai variable reduksi *Gauss*

S_x = standar deviasi

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

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

**TABEL 2.2
NILAI VARIABEL REDUKSI GAUSS**

Periode Ulang (tahun)					
2	5	10	25	50	100
0,00	0,84	1,28	1,71	2,05	2,33

Sumber : Dr. Ir. Suripin, M.Eng , 2003:37

2. Metode Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Rumus yang digunakan dalam perhitungan metode ini adalah sebagai berikut :

$$X_t = \bar{X} + K_t \cdot S_x$$

Dimana:

X_t = besarnya curah hujan yang mungkin terjadi pada periode ulang T tahun (mm/hari)

\bar{X} = curah hujan rata-rata (mm/hari)

K_t = Standar variabel untuk periode ulang tahun

S_x = Standar deviasi

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

3. Metode Distribusi Gumbel

Rumus yang digunakan dalam perhitungan metode ini adalah sebagai berikut :

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

Dimana :

X_t = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm/hari)

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

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

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

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

X_i = curah hujan maksimum (mm)

n = lamanya pengamatan

S_x = standar deviasi

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

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

**TABEL 2.3
REDUCED MEAN (YN)**

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,507	0,51	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,522
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,53	0,582	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,538	0,5388	0,5396	0,54	0,541	0,5418	0,5424	0,543
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,553	0,5533	0,5535	0,5538	0,554	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,555	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,557	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,558	0,5581	0,5583	0,5585

Sumber : Dr. Ir. Suripin, M.Eng , 2003:51

**TABEL 2.4
REDUCED STANDARD DEVIASI (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 : Dr. Ir. Suripin, M.Eng , 2003:52

**TABEL 2.5
REDUCED VARIATE (YT)**

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Periode Ulang	Reduced Variate
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 : Dr. Ir. Suripin, M.Eng , 2003:52

4. Metode Distribusi Log Pearson III

Bentuk distribusi *log Pearson type III* merupakan hasil transformasi dari distribusi *Pearson type III* dengan menggantikan variat menjadi nilai logaritmik.

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

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

$$\text{Koefisien kemencengan : } Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } x_i - \overline{\text{Log}X})}{(n-1)(n-2)S^2}$$

Logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus :

$$\text{Log } Q = \overline{\text{Log}X} + G.S$$

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

Dimana :

$\text{Log } x_i$ = logaritma curah hujan dalam periode ulang T tahun (mm/hari)

$\overline{\text{Log}X}$ = jumlah pengamatan

n = jumlah pengamatan

Cs = koefisien Kemencengan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

TABEL 2.6
KOEFISIEN KEMENCENGAN (CS) 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	3,990	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

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Kemencengan	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
(CS)	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
-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 : Dr. Ir. Suripin, M.Eng , 2003:43

C. Pengujian Kecocokan Sebaran

Setelah menentukan metode pemilihan analisis distribusi frekuensi dengan cara di atas, pengujian kecocokan sebaran perlu dilakukan juga dengan cara *Chi-kuadrate* atau *Smirnov-Kolmogorov*. Pengujian dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik data yang dianalisis.

1. Pengujian *Chi-kuadrate*

Rumus metode *Chi-kuadrate* yang digunakan (Soewarno, 1995) adalah sebagai berikut :

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

Di mana :

X_h^2 = parameter *Chi-kuadrate*

G = jumlah sub-kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke I

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke I

Prosedur *Chi-kuadrate* adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub-grup minimal empat data pengamatan.
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i , tiap-tiap sub-grup.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

d. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .

e. Tiap-tiap grup hitung nilai :

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

f. Jumlahkan seluruh G sub-grup $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai *Chi-kuadrat*.

g. Tentukan derajad kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R=2$ untuk distribusi normal dan binomial, serta $R=1$ untuk distribusi *poisson* dan *Gumbel*).

Interpretasi hasilnya adalah sebagai berikut :

- 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 antara 1% - 5% maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu tambahan data.

**TABEL 2.7
NILAI KRITIS UNTUK DISTRIBUSI CHI KUADRAT**

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,01	0,02	0,051	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,072	0,115	0,216	0,352	7,815	9,480	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,69	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	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
15	4,601	5,229	6,161	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Dk	Derajat Kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,17	37,566	39,997
25	10,52	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber : Bambang Triatmodjo, 2008:233

2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini sering juga disebut uji kecocokan non parametrik, karena tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, namun dengan memperhatikan kurva dan penggambaran data pada kertas probabilitas. Dari gambar dapat diketahui jarak penyimpangan setiap titik data dengan kurva. Jarak penyimpangan terbesar merupakan nilai Δ_{\max} dengan kemungkinan didapat nilai lebih kecil dari nilai Δ_{kritis} , maka jenis distribusi yang dipilih dapat digunakan. Nilai Δ_{kritis} diperoleh dari tabel 2.8.

**TABEL 2.8
TABEL NILAI KRITIS**

N	$\alpha = 0,20$	$\alpha = 0,10$	$\alpha = 0,05$	$\alpha = 0,02$	$\alpha = 0,01$
5	0,447	0,509	0,563	0,627	0,669
10	0,323	0,369	0,409	0,457	0,486
15	0,266	0,304	0,338	0,377	0,404
20	0,232	0,265	0,294	0,329	0,352
Pendekatan	$1,07/\sqrt{n}$	$1,22/\sqrt{n}$	$1,36/\sqrt{n}$	$1,52/\sqrt{n}$	$1,63/\sqrt{n}$

Sumber: Bonnier, 1980

Di mana :

N = jumlah data

α = derajat kepercayaan

D. Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana di Kali Putih dengan beberapa metode pendekatan antara lain :

1. Metode Rasional

Perhitungan metode rasional (Salamun, 2010) menggunakan rumus sebagai berikut:

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

$$Q = \frac{1}{3,6} CIA$$

Di mana :

- Q = debit banjir rencana (m^3/det)
- I = intensitas hujan selama t jam (mm/jam)
- A = luas DAS (km^2)
- C = koefisien pengaliran (tergantung dari beberapa faktor antara lain jenis tanah, kemiringan, vegetasi, luas dan bentuk pengaliran sungai)

**TABEL 2.9
KOEFISIEN PENGALIRAN**

Kondisi Daerah Pengaliran	Koefisien Pengaliran (C)
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 – 0,90
Daerah perbukitan	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan semak-semak	0,50 – 0,75
Tanah daratan yang ditanami	0,45 – 0,65
Persawahan irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di daerah pengunungan	0,75 – 0,85
Sungai kecil di daratan	0,45 – 0,75
Sungai besar yang setengah dari daerah pengaliran terdiri dari daratan	0,50 – 0,75

Sumber: Sosrodarsono, 1989

2. Metode *Weduwen*

Metode ini digunakan untuk luas DAS $\leq 100 \text{ km}^2$. Rumus debit banjir rencana metode *Weduwen* yang digunakan (Salamun, 2010) adalah sebagai berikut :

$$Q_t = \alpha_1 \cdot \beta_1 \cdot q_n \cdot A$$

Diketahui nilai :

$$\alpha_1 = \frac{1-4,1}{(\beta \cdot q_n + 7)}$$

$$\beta_1 = \frac{120 + ((t+1)/(t+9)) A}{(120+A)}$$

$$q_n = \frac{Rn}{240} \times \frac{67,65}{t+1,45}$$

$$t = 0,25 \cdot L \cdot Q^{-0,25} \cdot I^{-0,25}$$

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Di mana :

- Q_t = debit banjir rencana (m^3/det)
 R_n = curah hujan maksimum (mm/hari)
 α_1 = koefisien limpasan
 β_1 = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
 q_n = debit per satuan luas ($m^3/det/km^2$)
 A = luas daerah pengaliran (km^2)
 t = lamanya curah hujan (jam)
 L = panjang sungai (km)
 I = gradien sungai atau medan yaitu kemiringan rata-rata sungai (10% bagian hulu dari panjang sungai tidak dihitung, beda tinggi dan panjang diambil dari suatu titik 0,1 L dari batas hulu DAS).

Langkah kerja perhitungan debit banjir dengan metode *Weduwen* adalah sebagai berikut :

- a. Hitung A , L , dan I dari peta garis tinggi DAS, substitusikan ke dalam persamaan
- b. Buat harga perkiraan untuk Q_1 dan gunakan persamaan di atas untuk menghitung besarnya t , q_n , α dan β .
- c. Setelah besarnya t , q_n , α dan β didapat kemudian dilakukan literasi perhitungan untuk Q_2 .
- d. Ulangi perhitungan sampai dengan $Q_n = Q_{n-1}$ atau mendekati nilai tersebut.

3. Metode *Haspers*

Perhitungan debit banjir rencana dengan metode *Haspers* menggunakan persamaan sebagai berikut (Salamun, 2010) :

$$Q = k \cdot \beta_2 \cdot q \cdot A \quad (m^3/det)$$

Diketahui nilai :

$$\begin{aligned} K &= \frac{1 + 0,012 \cdot A^{0,7}}{1 + 0,075 \cdot A^{0,7}} \\ \frac{1}{\beta_2} &= 1 + \frac{t + 3,7 \cdot 10^{-0,4t}}{(t^2 + 1)} \times \frac{A^{0,75}}{12} \\ q &= \frac{t \cdot R_n}{3,6 \cdot t} \\ t &= 0,10 \cdot L^{0,8} \cdot I^{0,3} \end{aligned}$$

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

$$R_n = \frac{t \cdot R_i}{t + I}$$

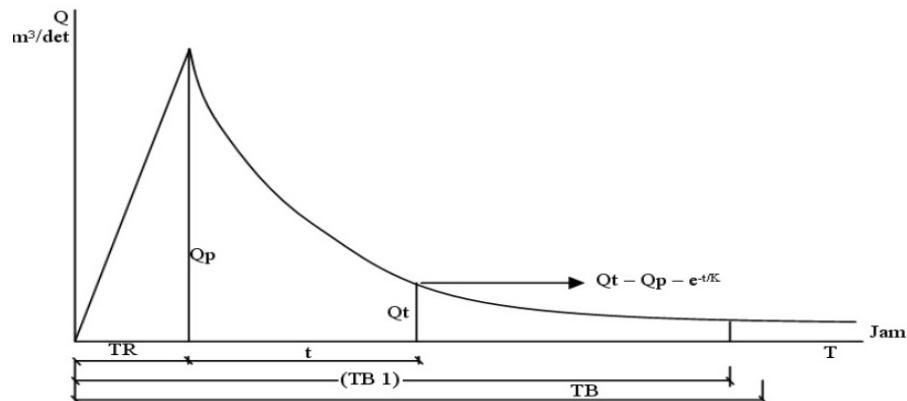
Di mana :

- Q = debit banjir periode ulang tertentu (m^3/det)
- k = koefisien *run off*
- β_2 = koefisien reduksi
- q = intensitas hujan yang diperhitungkan ($m^3/det km^2$)
- R_n = curah hujan harian maksimum (mm/jam)
- A = luas daerah pengaliran (km^2)
- L = panjang sungai (km)
- I = gradien sungai atau medan yaitu kemiringan rata-rata sungai
- t = lamanya curah hujan (jam)

4. Metode HSS Gama I

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* –TR), debit puncak (Q_p), waktu dasar (TB), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti persamaan berikut (Triatmodjo, 2008) :

$$Q_t = Q_p e^{-t/k}$$



Gambar 2.5.
Hidrograf Satuan Sintetik Gama I

Di mana :

- Q_t = debit pada jam ke t ($m^3/detik$)
- Q_p = debit puncak ($m^3/detik$)
- t = waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

k = koefisien tampungan (jam)

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam metode HSS Gama I

a. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0,43 (L/100SF)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775$$

b. Debit puncak banjir (Qp)

$$Q_p = 0,1836 A^{0,5886} TR^{-04008} JN^{0,2381}$$

c. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27,4132 TR^{0,1457} S^{0,00986} SN^{0,7344} RUA^{0,2574}$$

d. Koefisien resesi (K)

$$K = 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} SF^{-1,0897} D^{0,0452}$$

e. Aliran dasar (QB)

$$QB = 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430}$$

Di mana :

A = luas DAS (km^2)

L = panjang sungai utama (km)

S = kemiringan dasar sungai

SF = faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat.

SN = frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat.

WF = faktor lebar, perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri.

JN = jumlah pertemuan sungai

SIM = faktor simetri

RUA = luas DAS sebelah hulu

D = kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satuan luas DAS.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

5. Metode *Passing Capacity*

Cara ini dipakai dengan jalan mencari informasi yang dipercaya tentang tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi. Selanjutnya dihitung besarnya debit banjir rencana dengan rumus :

$$Q = A \times V$$

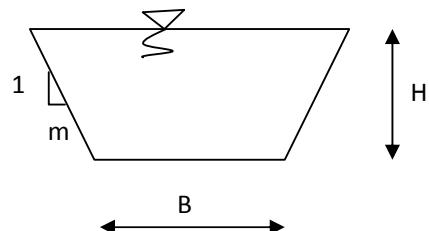
$$V = c \sqrt{R \cdot I} \quad (\text{Rumus Chezy})$$

$$C = \frac{87}{1 + \left(\frac{m}{\sqrt{R}}\right)}$$

$$R = A/P$$

$$A = (B + mH)H$$

$$P = B + 2H(1 + m^2)^{0.5}$$



Gambar 2.6
Jenis penampang

Di mana :

Q = volume banjir yang melalui tampang (m/dtk)

A = luas penampang basah (m^2)

V = kecepatan aliran (m/dtk)

R = jari – jari hidrolis (m)

I = kemiringan sungai

P = keliling penampang basah sungai(m)

c = koefisien *Chezy*

B = lebar sungai (m)

E. Perencanaan Debit Banjir Bangunan *Sabo*

Debit banjir rencana dalam perencanaan ini adalah debit yang timbul akibat adanya gabungan massa air dan massa sedimen yang diperkirakan melimpas pada alur Kali Putih. Besarnya debit banjir rencana dapat ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$Q_d = \alpha_3 \cdot Q_p$$

$$\alpha = \frac{C^*}{C^* - C_d}$$

$$C_d = \frac{\tan \theta}{\rho_s \cdot l \cdot \rho_w - 1 (\tan \varphi - \tan \theta) C^* - C_d}$$

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Di mana :

Q_d	= debit banjir rencana (m^3/det)
Q_p	= debit banjir puncak (m^3/det)
α	= koefisien kandungan sedimen
C^*	= 0,6 (untuk aliran debris)
ρ_w	= berat volume air (t/m^3)
ρ_s	= berat volume sedimen (t/m^3)
$\tan \theta$	= kemiringan dasar sungai
$\tan \phi$	= koefisien gesekan dalam sedimen

2.4. Perencanaan Sabo Dam

2.4.1. Perencanaan Main Dam

A. Tinggi Efektif Main Dam

Tinggi efektif *Main dam* direncanakan dengan tinggi tertentu agar *dam* penahan memiliki daya tampung yang cukup besar. Dalam penentuan tinggi *Main dam* ditentukan oleh ketinggian tebing pada sisi kiri dan kanan sungai serta kondisi tanah pada tebing tersebut. Selain itu ketinggian *Main dam* juga direncanakan berdasarkan dengan kemiringan dasar sungai stabil dan atau berada di bawah ketinggian tebing sungai agar saat terjadi limpasan, air tidak meluap ke kiri dan kanan sungai.

B. Perencanaan Lebar Peluap Main Dam

Untuk menghitung lebar peluap *Main dam* digunakan rumus (Salamun, 2010 : 87) sebagai berikut :

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_d}$$

Di mana :

B_1	= lebar peluap (m)
Q_d	= debit banjir rencana (m^3/det)
a	= koefisian limpasan

Besarnya koefisien limpasan tergantung dari luas DAS, dapat dilihat pada tabel berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

**TABEL 2.10
TABEL NILAI KOEFISIEN LIMPASAN (a)**

Luas Daerah Aliran	Koefisien Limpasan
$A \leq 1 \text{ km}^2$	2 – 3
$1 \text{ km}^2 \leq A \leq 10 \text{ km}^2$	3 – 4
$10 \text{ km}^2 \leq A \leq 100 \text{ km}^2$	3 – 5
$A \geq 100 \text{ km}^2$	3 - 6

Sumber: Salamun, 2010

C. Tinggi Limpasan di Atas Peluap (h_w)

Debit yang mengalir di atas peluap dihitung dengan rumus sebagai berikut (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 7) :

$$Q_d = (2/15) \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_w^{3/2}$$

Di mana :

Q_d = debit banjir rencana (m^3/det)

C_d = koefisien debit (0.6 – 0.66)

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

B_1 = lebar peluap bagian bawah (m)

B_2 = lebar muka air di atas peluap (m)

h_w = tinggi air di atas peluap (m)

D. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan debit banjir rencana. Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping. Tinggi jagaan dapat ditentukan berdasarkan debit banjir rencana sesuai tabel 2.5 (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 54).

**TABEL 2.11
TINGGI JAGAAN**

Debit Rencana (m^3/det)	Tinggi Jagaan (m)
$Q \leq 200$	0,60
$200 \leq Q \leq 500$	0,80
$Q \geq 500$	1,00

Sumber: *Sabo Engineering*, 1997/1998

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

E. Tebal Mercu Peluap *Main Dam*

Tebal mercu peluap harus diperhitungkan terhadap segi stabilitas dan kemungkinan kerusakan akibat aliran *debris*. Mercu berbentuk ambang lebar. Sebagai pedoman penentuan lebar mercu peluap digunakan tabel 2.6 di bawah ini (*Sabo Engineering*, 1997/1998 : 16).

**TABEL 2.12
TEBAL MERCU PELUAP MAIN DAM**

Tebal Mercu	$b = 1,5 - 2,5 \text{ m}$	$b = 3,0 - 4,0 \text{ m}$
Material	Pasir dan kerikil atau pasir dan batu	Batu-batu besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit sampai sedimen yang banyak	<i>Debris flow</i> kecil sampai <i>Debris flow</i> yang besar

Sumber: *Sabo Engineering*, 1997/1998

Di mana :

b = tebal mercu peluap

F. Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Untuk menghitung kedalaman pondasi *Main dam* rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$h_p = (1/3 \text{ s.d. } 1/4) (h_w + h_m)$$

Di mana :

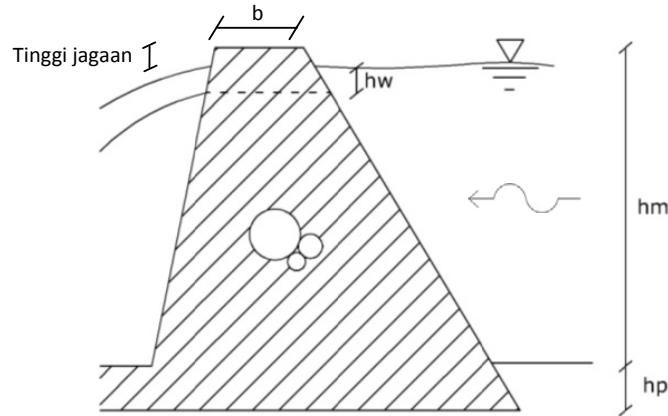
h_w = tinggi air di atas peluap (m)

h_m = tinggi efektif *Main dam* (m)

h_p = kedalaman pondasi *Main dam* (m)

Sketsa ke dalam pondasi *Main dam* dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Gambar 2.7
Sketsa Tinggi Efektif dan Kedalaman Pondasi *Main Dam*

G. Kemiringan Tubuh *Main Dam*

Kemiringan tubuh *Main dam*, baik kemiringan pada bagian hulu maupun bagian hilir tubuh *Main dam* sangat berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Biasanya pada pekerjaan *Sabo dam*, kemiringan pada bagian hilir lebih kecil daripada bagian hulunya. Hal ini berfungsi untuk menghindari batu-batuhan yang melimpas dari peluap *Main dam* yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir *Main dam*.

1. Kemiringan hilir

Kemiringan tubuh *Main dam* bagian hilir didasarkan kecepatan kritis air dan material yang melewati peluap yang diteruskan jatuh secara bebas secara gravitasi ke lantai terjun. Biasanya diambil 1 : 0,2 (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 17).

2. Kemiringan hulu

Kemiringan hulu *Main dam* dengan $H < 15$ m dihitung dengan rumus sebagai berikut (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 22):

$$(1 + \alpha_4) m^2 + [2(n + \beta_4) + (4\alpha_4 + \gamma) 2\alpha_4\beta_4] m - (1 + 3\alpha_4) + \alpha_4\beta_4 (4n + \beta_4) + \gamma (3 n \beta_4 + \beta_4^2) + \gamma (3 n \beta_4 + \beta_4^2 + n^2) = 0$$

Kemiringan hulu *Main dam* dengan $H \geq 15$ m dihitung dengan rumus sebagai berikut (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 22) :

$$[(1 + \alpha_4 - \omega) (1 - \mu) + \square (2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)] m^2 + [2(n + b) \{1 + \square \varepsilon^2 - \mu (1 + \alpha_4 - \omega) - \omega\} + n (\alpha_4 + \gamma) + 2\alpha_4\beta_4] m - (1 + 3\alpha_4) - \mu (1 + \alpha_4 - \omega) (n + \beta_4)^2 - \square \cdot c_e \cdot \varepsilon^2 + \alpha_4\beta_4 (4n + \beta_4) + \gamma (3n\beta_4 + \beta_4^2 + n^2) - \omega (\beta_4 + n)^2 = 0$$

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

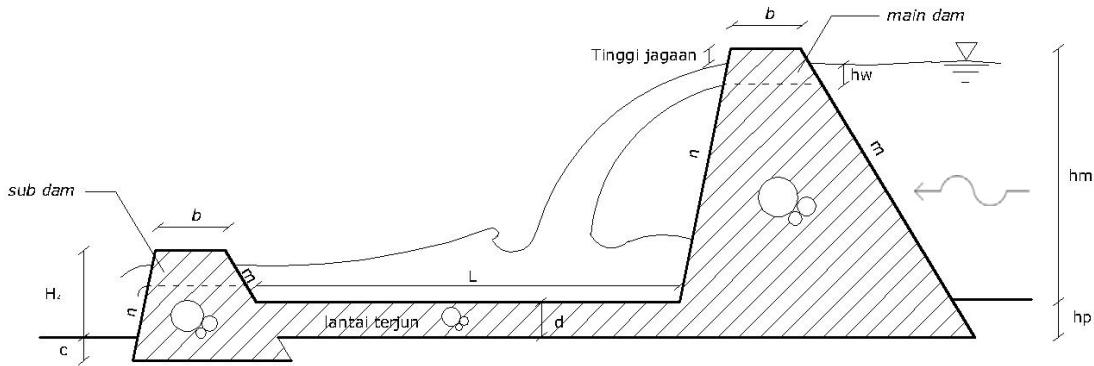
$$\begin{aligned}\square &= \gamma_s / \gamma_w \\ \varepsilon &= (h_w + h_m) / h_p \\ \omega &= h_j / h_p \\ \alpha_4 &= h_w / h_d \\ \beta_4 &= b / h_p \\ h_d &= h_p + h_m \\ \gamma &= \gamma_c / \gamma_w\end{aligned}$$

Di mana :

- γ_s = berat jenis tanah (ton/m³)
 γ_w = berat jenis air (ton/m³)
 γ_c = berat jenis volume bahan *dam* (ton/m³)
 c_e = koefisien tekanan tanah aktif, biasanya diambil 0,3
 μ = koefisien *uplift*, biasanya diambil 0,3 – 1,0
 n = kemiringan di hilir tubuh *Main dam*
 m = kemiringan di hulu tubuh *Main dam*
 h_p = kedalam pondasi (m)
 h_w = tinggi air di atas peluap (m)
 h_m = tinggi efektif *Main dam* (m)
 h_d = tinggi total *Main dam* (m)
 h_j = tinggi air di atas lantai terjun, biasanya $h_j = 0$ karena belum menghitung lantai terjun
 b = tebal mercu (m)

Sketsa kemiringan hulu, kemiringan hilir dan bagian-bagian *Sabo dam* dapat dilihat pada gambar berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Gambar 2.8
Sketsa Bagian-Bagian Sabo Dam

H. Perencanaan Konstruksi Sayap Main Dam

Sayap *Main dam* direncanakan sebagai sayap yang tidak dilimpasi air dan mempunyai kemiringan ke arah dalam dari kedua sisi *Main dam*.

1. Kemiringan sayap

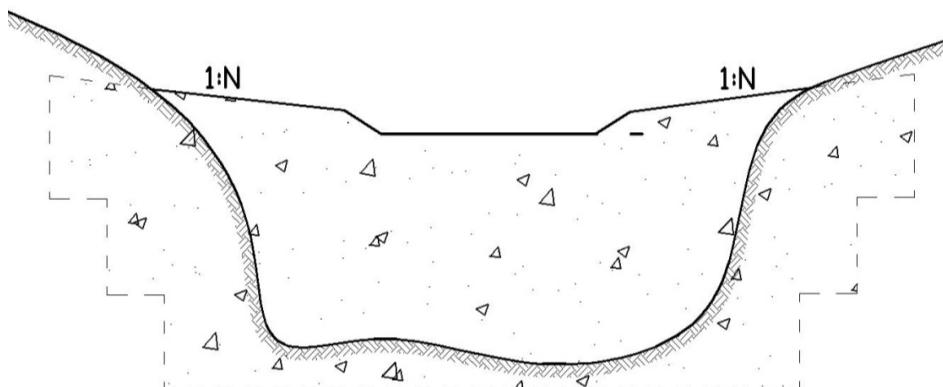
Kemiringan sayap ditentukan sesuai kemiringan dasar sungai arus deras alur sungai tersebut (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 31).

2. Lebar mercu sayap

Lebar mercu sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap atau sedikit lebih kecil (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 16).

3. Penetrasi sayap

Sayap harus direncanakan masuk ke dalam tebing karena tanah pada bagian tebing sungai mudah tergerus oleh aliran air (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 7).



Gambar 2.9
Sketsa Sayap Main Dam

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.4.2. Perencanaan *Sub Dam* dan Lantai Terjun

A. Lebar dan tebal Peluap *Sub Dam*

Lebar dan peluap *Sub dam* direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal *Main dam* (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 40).

B. Perhitungan Tebal Lantai Terjun

Tebal lantai diperhitungkan dengan rumus sebagai berikut (*Sabo engineering*, 1997/1998: 41) :

$$d = c \cdot (0,6 h_m + 3h_w - 1)$$

Di mana :

d = tebal lantai terjun (m)

c = koefisien untuk pelindung air

koefisien besarnya 0,1 apabila menggunakan pelindung dan 0,2 apabila tanpa pelindung

h_m = tinggi *Main dam* (m)

h_w = tinggi air di atas mercu *Main dam* (m)

Biasanya tebal lantai diambil antara 1 ~ 3m.

C. Tinggi *Sub Dam*

Tinggi *Sub dam* direncanakan dengan rumus sebagai berikut (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 37) :

$$H_2 = (1/3 \text{ s.d. } 1/4) (h_m + h_p)$$

Di mana :

H_2 = tinggi mercu *Sub dam* dari lantai terjun (m)

H_m = tinggi efektif *Main dam* (m)

h_p = kedalaman pondasi *Main dam* (m)

D. Panjang Lantai Terjun

Panjang lantai terjun adalah jarak antara *Main dam* dan *Sub dam*, ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

Untuk tinggi *Main dam* kurang dari 20 m (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 37) maka panjang lantai terjun :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

$$L = (1,5 \text{ s.d. } 2,0) (H_1 + h_w)$$

Untuk tinggi *Main dam* lebih dari 20 m (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 39) maka panjang lantai terjun :

$$L = l_w + x + b$$

$$H_1 = h_m + h_p - d$$

$$l_w = V_o \left(\frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_w)}{g} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$x = \beta \cdot h_j$$

$$h_j = \left(\frac{h_1}{2} \right) (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$$

$$h_1 = q_1 / V_1$$

$$q_1 = Q_d / B$$

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_w)}$$

Di mana :

L = jarak antara *Main dam* dan *Sub dam* (m)

H_1 = beda tinggi antara mercu *dam* sampai permukaan lantai terjun (m)

H_2 = tinggi *Sub dam* (m)

h_m = tinggi efektif *Main dam* (m)

h_p = kedalaman pondasi *Main dam* (m)

d = tebal lantai terjun (m)

l_w = tinggi terjunan (m)

h_w = tinggi muka air di atas mercu *dam* (m)

β = koefisien (4,5 – 5,0)

h_j = tinggi muka air di atas mercu *Sub dam* sampai permukaan lantai terjun (m)

F_1 = angka *froude* dari aliran jet pada titik jatuh

h_1 = tinggi air pada titik jatuh terjunnya (m)

q_1 = debit per meter peluap ($m^3/\text{det}/m$)

Q_d = debit banjir rencana (m^3/det)

B = lebar peluap *Main dam* (m)

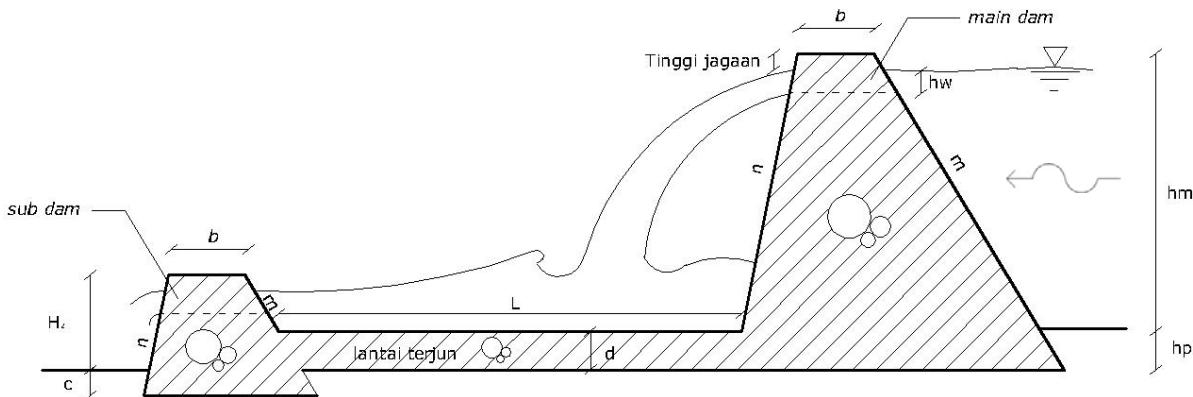
BAB II TINJAUAN PUSTAKA

g = percepatan gravitasi (m)

b = tebal mercu *Sub dam* (m)

x = panjang loncatan air (m)

Sketsa *Main dam*, panjang lantai terjun dan *Sub dam* dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 2.10
Sketsa *Main Dam*, *Lantai Terjun* dan *Sub Dam*

E. Perhitungan Pondasi *Sub Dam*

Kedalaman pondasi *Sub dam* diperhitungkan berdasarkan dalamnya *scouring* yang akan terjadi di hilir *Sub dam*. Dalam perhitungannya digunakan rumus sebagai berikut :

$$Z_s = \left(\frac{q^{0,82}}{d_{85}^{0,23}} \right) \left(\frac{h_w}{q^{0,667}} \right)^{0,93} - h_w$$

Di mana :

d_{85} = diameter partikel 85% dari *grain size distribution* (mm)

Z_s = *scouring* yang terjadi (m)

q = debit per meter peluap ($m^3/det/m$)

h_w = tinggi air di hulu *Main dam* (m)

Setelah *scouring* diketahui kita dapat mengetahui kedalaman pondasi *Sub dam* dengan rumus :

$$C > Z_s - H_2$$

Di mana :

C = kedalaman pondasi *Sub dam* (m)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Z_s = scouring yang terjadi (m)

H_2 = tinggi *Sub dam* (m)

F. Kemiringan Tubuh *Sub Dam*

Kemiringan tubuh *Sub dam* bagian hulu dan hilir direncanakan sama dengan kemiringan tubuh *Main dam* (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 40).

G. Konstruksi Sayap *Sub Dam*

Kedalaman pondasi sayap *Sub dam* harus sama dengan kedalaman pondasi *Sub dam*, hal ini untuk menghindari scouring.

2.4.3. Bangunan Pelengkap

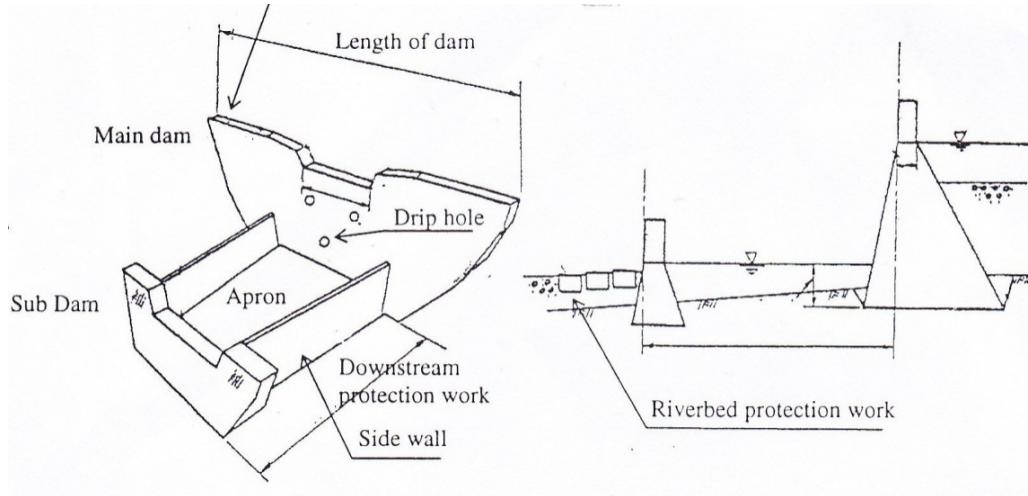
A. Konstruksi Dinding Tepi

Konstruksi dinding tepi bangunan merupakan bangunan pelengkap untuk menahan erosi dan longsoran antara *Main dam* dan *Sub dam* yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu *Main dam*.

Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan dinding tepi adalah (*Sabo Engineering*, 1997/1998: 41) :

1. Letak tembok tepi harus disebelah luar dari pengaruh air-air terjun.
2. Elevasi tembok tepi harus diambil sama tinggi dengan sayap *Sub dam* atau lebih tinggi.
3. Elevasi dari dasar tembok tepi sebaiknya dibuat sama dengan elevasi dasar lantai atau bila tidak ada lantai dibuat sama dengan elevasi dasar *Main dam*

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Sumber: Sabo Engineering 1997/1998

Gambar 2.11
Sketsa Dinding Tepi

B. Lubang Drainase (*Drip Hole*)

Lubang drainase pada *Main dam* direncanakan berukuran 1,5 sampai 2 kali diameter butiran sedimen terbesar (Sabo Engineering, 1997/1998: 45). Untuk memenuhi kebutuhan air di *Main dam* ditentukan debit aliran dari *Main dam* dengan rumus di bawah ini :

$$Q = C \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_o}$$

Di mana :

Q = debit desain (m^3/det)

C = koefisien debit

A = luas lubang drainase (m^2)

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

h_o = tinggi air di hulu *Main dam* sampai titik tengah lubang drainase (m)

2.4.4. Kriteria Perencanaan *Sabo Dam*

Stabilitas *Main dam* harus diperhitungkan dalam dua keadaan yaitu saat kondisi banjir dan kondisi normal yang dilakukan dengan menggabungkan beban-beban rencana seperti pada tabel di bawah ini (Sabo Engineering, 1997/1998: 18) :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

**TABEL 2.13
GAYA YANG BEKERJA PADA MAIN DAM**

Tinggi Dam	Keadaan Biasa Termasuk Gempa	Keadaan Banjir
$H < 15 \text{ m}$	-	W, P
$H > 15 \text{ m}$	W, P, Pe, U, I, Pd	W, P, Pe, U

Sumber : Sabo Engineering, 1997/1998

Keterangan :

- W = Berat sendiri konstruksi (ton)
- P = Tekanan air statik (ton)
- Pe = Tekanan sedimen (ton)
- U = Gaya angkat (ton)
- I = Gaya inersia akibat gempa (ton.m)
- Pd = Tekanan air dinamik (ton)

1. Stabilitas Main Dam Pada Saat Kondisi Banjir

Pada kondisi banjir gaya-gaya yang terjadi pada tubuh *Main dam* adalah :

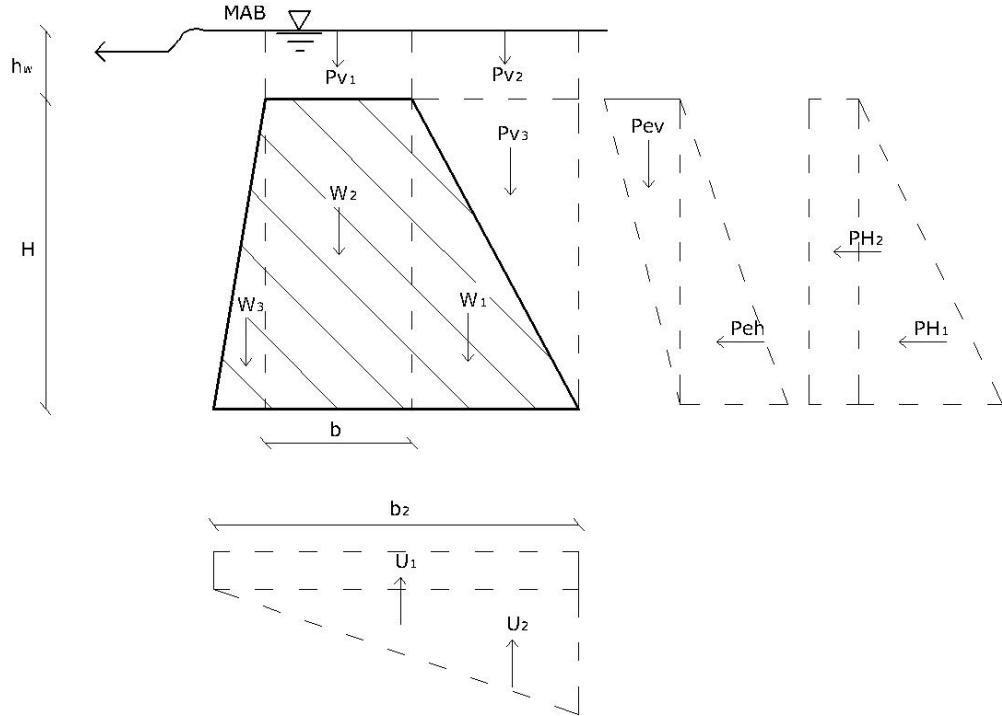
- a. Gaya akibat berat sendiri konstruksi
- b. Gaya akibat tekanan air statis
- c. Gaya akibat tekanan tanah sedimen
- d. Gaya akibat tekanan air ke atas (*uplift pressure*)

Akibat pengaruh gaya-gaya di atas maka tubuh *Main dam* harus aman terhadap guling, geser dan penurunan (*settlement*). Untuk itu angka keamanan harus melebihi dari yang disyaratkan. Syarat yang harus dipenuhi adalah :

- a. Stabilitas terhadap guling $1,5 \sim 2$
- b. Stabilitas terhadap geser $1,5 \sim 2$
- c. $Q_{\text{maks}} < Q_{\text{ult}}$

Gaya yang terjadi pada tubuh *Main dam* pada saat kondisi banjir dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Gambar 2.12
Gaya Yang Bekerja Pada Main Dam Saat Kondisi Banjir

TABEL 2.14
GAYA YANG BEKERJA PADA MAIN DAM SAAT KONDISI BANJIR

Notasi	Gaya yang Bekerja	Panjang Lengan Terhadap Titik O
W_1	$0,5 \cdot m \cdot H^2 \cdot \gamma_m$	$(1/3 \cdot m \cdot H) + b + (n \cdot H)$
W_2	$b \cdot H \cdot \gamma_m$	$(1/2 \cdot b) + (n \cdot H)$
W_3	$0,5 \cdot n \cdot H^2 \cdot \gamma_m$	$2/3 \cdot n \cdot H$
PH_1	$\frac{1}{2} \cdot (H_e)^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot H_e$
PH_2	$H_e \cdot h_w \cdot \gamma_w$	$\frac{1}{2} \cdot H_e$
P_{eh}	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot (H_e)^2 \cdot \gamma \cdot k_a$	$1/3 \cdot H_e$
P_{ev}	$0,5 \cdot m \cdot H^2 \cdot \gamma$	$(2/3 \cdot m \cdot H) + b + (n \cdot H)$
P_{v1}	$b \cdot h_w \cdot \gamma_w$	$(1/2 \cdot b) + (n \cdot H)$
P_{v2}	$m \cdot H \cdot h_w \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot n \cdot H$
P_{v3}	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H^2 \cdot \gamma_w$	$(2/3 \cdot m \cdot H) + b + (n \cdot H)$
U_1	$\gamma_w \cdot b_2 \cdot h_j \cdot 0,5$	$\frac{1}{2} \cdot b_2$
U_2	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot b_2 \cdot (H+h_w-h_j) \cdot 0,5$	$2/3 \cdot b_2$

Sumber: Sabo Engineering, 1997/1998: 20

Di mana :

$W_{1,2,3}$ = berat sendiri konstruksi (ton)

$P_{v1,2}$ = tekanan air arah vertikal (ton)

$PH_{1,2}$ = tekanan air arah horizontal (ton)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

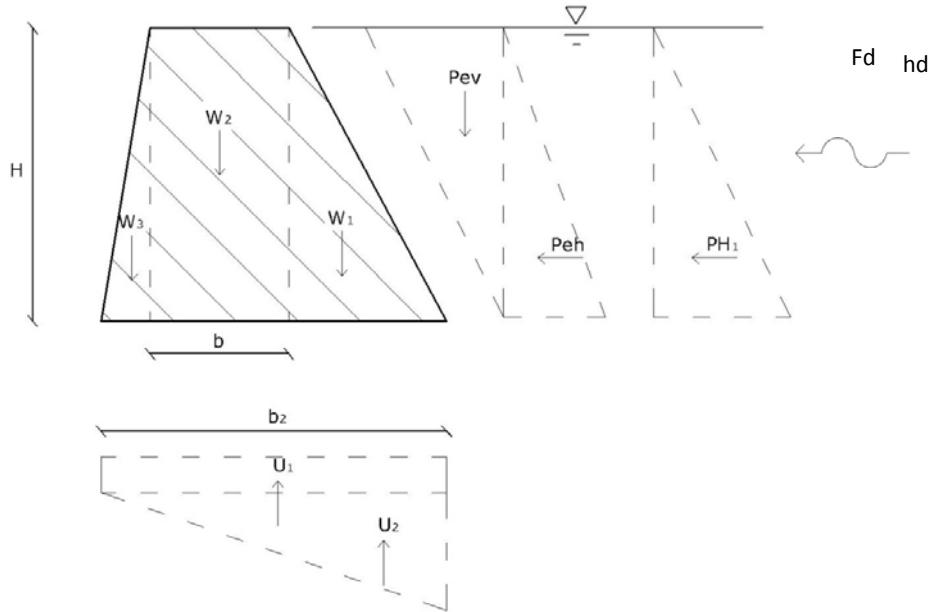
$U_{1,2}$	= gaya angkat (ton)
P_{ev}	= tekanan sedimen arah vertikal (ton)
P_{eh}	= tekanan sedimen arah horizontal (ton)
m	= kemiringan hulu <i>Main dam</i>
n	= kemiringan hilir <i>Main dam</i>
γ_w	= berat jenis air (ton/ m ³)
γ_m	= berat jenis material konstruksi (ton/m ³)
γ'	= berat jenis tanah efektif = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ (ton/m ³)
γ_{sat}	= berat jenis tanah jenuh (ton/m ³)
K_a	= tekanan tanah aktif $= \tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$
H	= tinggi tubuh bendung utama (m)
H_e	= tinggi sedimen di hulu <i>Main dam</i> (m)
b	= lebar mercu <i>Main dam</i> (m)
b_2	= lebar dasar pondasi <i>Main dam</i> (m)
h_w	= tinggi air di atas peluap (m)
h_j	= tinggi air di atas lantai terjun (m)

2. Stabilitas *Main Dam* Pada Saat Aliran Normal

Sungai-sungai di daerah gunung berapi perlu diperhitungkan terhadap aliran *debris*. Pada saat aliran normal akan terjadi tumbukan pada dinding bagian hulu *Main dam* oleh aliran *debris*, oleh karena itu gaya tumbuk tersebut perlu diperhitungkan dalam perencanaan *Main dam*.

Gaya yang bekerja pada saat kondisi air normal dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Gambar 2.13
Gaya yang Bekerja Pada Main Dam Pada Saat Air Normal

TABEL 2.15
GAYA YANG BEKERJA PADA MAIN DAM PADA SAAT AIR NORMAL

Notasi	Gaya yang Bekerja	Panjang Lengan Terhadap Titik O
W ₁	$0,5 \cdot m \cdot H^2 \cdot \gamma_m$	$(1/3 \cdot m \cdot H) + b + (n \cdot H)$
W ₂	$b \cdot H \cdot \gamma_m$	$(1/2 \cdot b) + (n \cdot H)$
W ₃	$0,5 \cdot n \cdot H^2 \cdot \gamma_m$	$2/3 \cdot n \cdot H$
PH ₁	$\frac{1}{2} \cdot (H_e)^2 \cdot \gamma_w$	$1/3 \cdot H_e$
P _{eh}	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot (H_e)^2 \cdot \gamma_{sub\ ka}$	$1/3 \cdot H_e$
P _{ev}	$0,5 \cdot m \cdot H^2 \cdot \gamma_{sub}$	$(2/3 \cdot m \cdot H) + b + (n \cdot H)$
F _d	$F' \cdot h_d$	$H - (\frac{1}{2} h_d)$
U ₁	$\gamma_w \cdot b_2 \cdot (H + h_w - h_j) \cdot 0,5$	$\frac{1}{2} \cdot b_2$
U ₂	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot b_2 \cdot (H + h_w - h_j) \cdot 0,5$	$2/3 \cdot b_2$

Sumber: Sabo Engineering, 1997/1998: 21

Di mana :

W_{1,2,3} = berat sendiri konstruksi (ton)

PH₁ = tekanan air arah horinzontal (ton)

Pev = tekanan sedimen arah vertikal (ton)

Peh = tekanan sedimen arah horizontal (ton)

U_{1,2} = gaya angkat (ton)

F_d = gaya tumbukan akibat aliran debris terhadap Main dam (ton)

hd = kedalaman aliran debris (m)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

γ_w	= berat jenis air (ton / m ³)
γ_m	= berat jenis material konstruksi (ton/m ³)
γ	= berat jenis tanah efektif = $\gamma_{sat} - \gamma_w$ (ton / m ³)
γ_{sat}	= berat jenis tanah jenuh (ton / m ³)
Ka	= tekanan tanah aktif = $\tan^2\left(45 - \frac{\theta}{2}\right)$
m	= kemiringan hulu <i>Main dam</i>
n	= kemiringan hilir <i>Main dam</i>
H	= tinggi tubuh bendung utama (m)
He	= tinggi sedimen di hulu <i>Main dam</i> (m)
b	= lebar mercu <i>Main dam</i> (m)
b_2	= lebar dasar pondasi <i>Main dam</i> (m)
h_w	= tinggi air di atas peluap (m)

3. Akibat Gempa

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa di mana wilayah 1 (satu) dengan kegempaan paling rendah dan wilayah 6 (enam) dengan kegempaan paling tinggi. Untuk wilayah Jawa Tengah (SNI Gempa, 2002) khususnya wilayah Magelang termasuk dalam wilayah gempa 3 (tiga), maka dengan perencanaan ini gaya akibat gempa harus dikalikan dengan koefisien gempa yang besarnya diambil 0,15.

Gaya gempa yang bekerja pada *Main dam* dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$H = k \times W$$

Di mana :

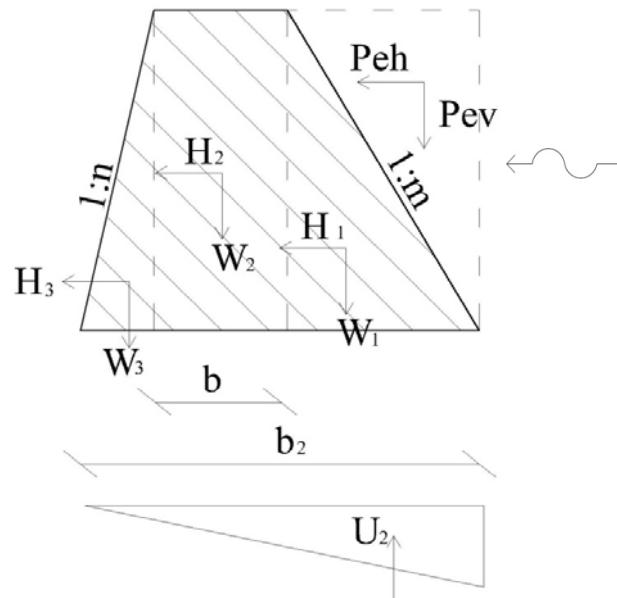
$$H = \text{gaya gempa (ton)}$$

$$k = \text{koefisen gempa} = 0,15$$

$$W = \text{berat konstruksi (ton)}$$

Gaya yang bekerja pada *Main dam* dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :

BAB II TINJAUAN PUSTAKA



Gambar 2.14
Sketsa Gaya Akibat Gempa

Berikut ini pembagian wilayah gempa di Indonesia :

Gambar 2.15
Wilayah Gempa di Indonesia

4. Stabilitas Dinding Tepi

Berikut ini adalah angka keamanan dinding tepi gaya-gaya yang timbul yang diakibatkan oleh adanya timbunan tanah dan tekanan air.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

**TABEL 2.16
HARGA FAKTOR KEAMANAN**

Faktor Keamanan	Stabilitas	Waktu Normal / Banjir	Gempa
<i>Sabo dam</i>	Guling	1,5	1,2
	Geser	1,5	1,2

Sumber : Sosrodarsono, 1987

- **Stabilitas Terhadap Guling**

Untuk mengontrol stabilitas *Sabo dam* terhadap bahaya guling digunakan rumus sebagai berikut :

$$S_f = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

Di mana :

S_f = Faktor keamanan (1,5 ~ 2)

M_t = momen tahan (tm)

M_g = momen guling (tm)

- **Stabilitas terhadap geser**

Untuk mengontrol stabilitas *Sabo dam* terhadap geser digunakan rumus sebagai berikut :

$$S_f = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H} > 1,5$$

Di mana :

S_f = Faktor keamanan (1,5 ~ 2)

ΣH = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

ΣV = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

f = koefisien geser

- **Kontrol Terhadap Daya Dukung / Penurunan**

Untuk mengontrol *Sabo dam* terhadap daya dukung digunakan rumus *Terzaghi* sebagai berikut :

$$Q_{ult} = c \cdot N_c + H_p \cdot \gamma' \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma' \cdot N_\gamma$$

Di mana :

Q_{ult} = daya dukung *ultimate* tanah (ton / m²)

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

- c = nilai kohesi tanah (ton / m²)
H_p = kedalaman pondasi (m)
B = lebar dasar *Main dam* (m)
 γ' = berat jenis tanah efektif (ton / m³)

Sedangkan eksentrisitas dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{\text{maks/min}} = \left(\frac{\Sigma v}{B} \right) \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$
$$e = x - \frac{1}{2} \cdot B$$
$$x = \frac{M_t - M_g}{v}$$

Di mana :

e = eksentrisitas gaya akibat *Main dam* (m)

Syarat : $1/3 B \leq x \leq 2/3 B$ dan $e \leq 1/6 B$

2.4.5. Kontrol Tebal Lantai Dan Rembesan

A. Kontrol Tebal Lantai Terjun Terhadap Terjunan

Tebal lantai terjun harus mampu menahan gaya angkat yang diakibatkan oleh rembesan air yang berada di bawah, hal ini harus dilakukan untuk menghindari pecahnya lantai terjun. Rumus yang digunakan untuk mengontrol tebal lantai (*Sosrodarsono dkk, 1985*) adalah sebagai berikut :

$$U_x = h_1 - \frac{Lx}{\Sigma L} \Delta H$$

Di mana :

- U_x = gaya angkat pada titik x (ton)
 h_1 = tinggi air dihulu bangunan (m)
 L_x = panjang garis rembesan sampai titik yang ditinjau (m)
 ΣL = panjang garis rembesan total (m)
 ΔH = beda tinggi energi (m)

B. Kontrol Terhadap Rembesan

Untuk mengontrol terhadap rembesan digunakan rumus *Lane* (*Sosrodarsono, 1985*) adalah sebagai berikut :

$$L = L_v + 1/3 L_h$$

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

$$L > c \cdot \Delta H$$

Di mana :

L = panjang rembesan (m)

L_v = panjang rembesan arah vertikal (m)

L_h = panjang rembesan arah horizontal

c = koefisien *Lane*

ΔH = beda tinggi muka air pada *Main dam* dengan muka air *Sub dam* (m)