

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

Bendung merupakan bangunan air yang memiliki peran penting sebagai salah satu prasarana pertanian, dimana dalam perencanaan dan pelaksanaannya melibatkan berbagai disiplin ilmu yang mendukung, seperti ilmu hidrologi, hidrolika, irigasi, teknik sungai, pondasi, mekanika tanah, dan ilmu teknik lingkungan untuk menganalisis dampak lingkungan akibat pembangunan bendung tersebut.

Dalam perencanaan bendung, perlu melalui tahapan-tahapan perencanaan. Tahapan tahapan perencanaan ini meliputi analisa hidrologi, analisa hidrolika bendung, dan analisa stabilitas bendung. Analisa hidrologi dilakukan guna mengetahui debit banjir rancangan yang dibutuhkan untuk mendesain tubuh bendung, sedangkan perhitungan debit andalan untuk mengetahui ketersediaan air dari sungai yang di bendung, untuk memenuhi kebutuhan irigasi. Didalam analisa tersebut data curah hujan sangat mempengaruhi hasil akhir dari analisa hidrologi.

Setiap daerah pengaliran sungai mempunyai sifat-sifat khusus yang berbeda, hal ini memerlukan kecermatan dalam menerapkan suatu teori yang cocok pada daerah pengaliran yang bersangkutan. Oleh karena itu, sebelum memulai analisa hidrolika bendung, perlu mengacu pada spesifikasi-spesifikasi yang ada sesuai dengan karakteristik daerah aliran sungainya. Misalnya: letak topografi, luas DAS, data klimatologi, data tanah, serta keadaan lingkungan. Analisa Hidrolika dimaksudkan untuk menghitung dimensi dari bendung yang direncanakan sesuai dengan kondisi sungai tempat dibangun bendung tersebut.

Untuk dapat memastikan keamanan dari bendung yang telah di rancang, maka perlu di lakukan analisa stabilitas. Analisa ini dilakkan guna menguji gaya-gaya yang bekerja dan menganalisa pengaruh pengaruh yang terjadi pada bendung. Pada bab ini akan memaparkan secara singkat mengenai dasar-dasar teori yang digunakan dalam perencanaan bendung untuk menyelesaikan penelitian ini.

2.2 Analisis Hidrologi

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

terhadap waktu (Soewarno, 1995). Data hidrologi dianalisis untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisis hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana. Adapun langkah-langkah dalam analisis debit rencana adalah sebagai berikut:

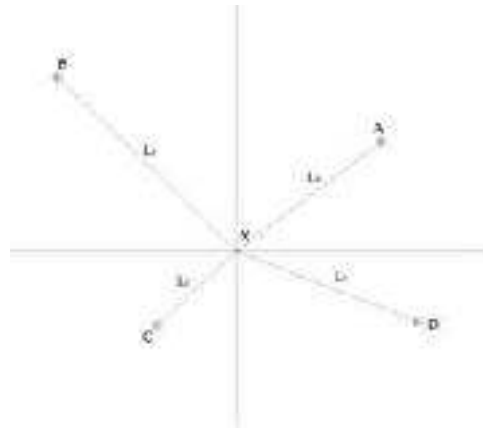
- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya dan STA penakar hujan di sekitarnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
- d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
- e. Menganalisa intensitas dan hujan netto jam-jaman
- f. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana di atas pada periode ulang T tahun.
- g. Menghitung debit andalan dimana merupakan debit minimum sungai yang dipergunakan untuk keperluan irigasi.

2.2.1 Perbaikan Data dan Uji Konsistensi

Didalam pengukuran hujan sering dialami dua masalah. Permasalahan pertama adalah tidak tercatatnya data hujan karena rusaknya alat atau pengamat tidak mencatat data. Data yang hilang ini dapat diisi dengan nilai perkiraan. Masalah kedua adalah karena adanya perubahan kondisi di lokasi pencatatan selama suatu periode pencatatan, seperti pemindahan atau perbaikan stasiun, perubahan prosedur pengukuran atau karena penyebab lain. Kedua masalah tersebut perlu diselesaikan dengan melakukan koreksi berdasarkan data dari beberapa stasiun di sekitarnya.

1. Pengisian Data Hilang

Data hujan yang hilang di suatu stasiun dapat diisi dengan nilai perkiraan berdasarkan data dari tiga atau lebih stasiun terdekat disekitarnya. Gambar 2.1 adalah stasiun x dan beberapa stasiun di sekelilingnya. Berikut ini diberikan dua cara untuk melakukan koreksi data.



Gambar 2.1 Stasiun Hujan Untuk Koreksi Data

Sumber : Bambang Triadmodjo, Hidrologi Terapan

a. Metode Perbandingan Normal (*normal ratio method*)

Data yang hilang diperkirakan dengan rumus sebagai berikut

$$\frac{P_x}{N_x} = \frac{1}{n} \left(\frac{P_1}{N_1} + \frac{P_2}{N_2} + \frac{P_3}{N_3} + \dots + \frac{P_n}{N_n} \right) \dots\dots\dots 2.1a$$

Keterangan :

P_x = hujan yang hilang di stasiun x

P_1, P_2, P_n = data hujan stasiun sekitarnya pada periode yang sama

N_x = hujan tahunan di stasiun x

N_1, N_2, N_n = hujan tahunan di stasiun sekitar x

N = jumlah stasiun hujan di sekitar x

b. *Reciprocal method*

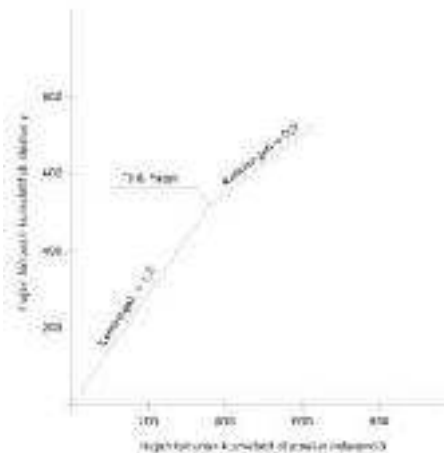
Cara ini lebih baik karena lebih baik karena memperhitungkan jarak antara stasiun (L_i), seperti diberikan oleh bentuk berikut :

$$P_x = \frac{\sum_i^n \frac{P_i}{L_{i1}^2}}{\sum_i^n \frac{1}{L_{i1}^2}} \dots\dots\dots 2.1b$$

2. Pemeriksaan Konsistensi Data

Perubahan lokasi stasiun hujan atau perubahan prosedur pengukuran dapat memberikan pengaruh yang cukup besar terhadap jumlah hujan yang terukur, sehingga dapat menyebabkan terjadinya kesalahan. Konsistensi dari pencatatan hujan diperiksa dengan metode kurva massa ganda (*double mass curve*). Metode ini membandingkan hujan tahunan kumulatif di stasiun y terhadap stasiun referensi x. Stasiun referensi biasanya adalah nilai rerata dari beberapa stasiun didekatnya. Nilai kumulatif tersebut digambarkan pada

sistem koordinat kartesian x-y, dan kurva yang terbentuk diperiksa untuk melihat perubahan kemiringan (*trend*). Apabila garis yang terbentuk harus berarti pencatatan stasiun y adalah konsisten. Apabila kemiringan kurva patah/berubah, berarti pencatatan distasiun y tak konsisten dan perlu dikoreksi. Koreksi dilakukan dengan mengalihkan data setelah kurva berubah dengan perbandingan kemiringan setelah dan sebelum kurva patah. Gambar 2.2 adalah contoh metode kurva massa ganda.



Gambar 2.2 Metode Kurva Massa Ganda

Sumber : Bambang Triadmodjo, Hidrologi Terapan

2.2.2 Perencanaan Daerah Aliran Sungai

Daerah aliran sungai menjadi system penting dalam mentransformasikan curah hujan menjadi debit aliran. Analisa terhadap sistem hidrologi DAS menjadi penting untuk mengetahui dan memahami perilaku DAS terhadap curah hujan sehingga dapat memperkirakan komponen hidrograf aliran dalam waktu tertentu (Harto 2000).

Daerah Aliran Sungai (catchment area, basin, watershed) adalah semua daerah dimana semua airnya yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju ke dalam suatu sungai yang dimaksudkan. Aliran air tersebut tidak hanya berupa air permukaan yang mengalir di dalam alur sungai, tetapi termasuk juga aliran di lereng-lereng bukit yang mengalir menuju alur sungai sehingga daerah tersebut dinamakan daerah aliran sungai. Daerah ini umumnya dibatasi oleh batas topografi, yang berarti ditetapkan berdasarkan air permukaan. Batas ini tidak ditetapkan berdasarkan air bawah tanah karena permukaan air tanah selalu berubah sesuai dengan musim dan tingkat kegiatan pemakaian (Sri Harto, 1993). Menurut Linsley *et*

a/. (1982) DAS merupakan daerah yang dianggap sebagai wilayah dari titik tertentu pada sungai dan dipisahkan oleh punggung bukit/gunung yang dapat ditelusuri pada peta topografi. UU RI No.7 Tahun 2004 tentang sumberdaya air pasal 1 ayat 1 mendefinisikan daerah aliran sungai sebagai suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungai yang berfungsi menampung, menyimpan dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami.

Ciri – ciri Daerah Aliran Sungai meliputi :

- a. Luas dan bentuk daerah. Dihitung tiap km² banjir – banjir sungai dengan aliran kecil terdapat lebih besar daripada banjir – banjir sungai dengan daerah aliran yang lebih luas. Ini disebabkan antara lain karena di daerah kecil air hujan umumnya mudah mencapai sungai. Selain itu di daerah – daerah yang luas bisa terdapat danau, rawa, kolam, tanah porous (pasir) dan lain sebagainya yang menahan air hujan, tetapi debit minimumnya terdapat lebih kecil.
- b. Pada daerah aliran yang bentuknya lebar dengan banyak sungai cabang, banjir dari sungai cabang sering mencapai sungai induknya dalam waktu yang bersamaan. Tidak demikian keadaannya pada daerah–daerah yang bentuknya sempit dan panjang. Sehubungan dengan daerah–daerah yang berbentuk lebar tersebut, banjirnya lebih besar daripada di daerah sempit memanjang. Selanjutnya, di daerah-daerah yang letaknya sejajar dengan arah hujan sering terdapat banjir besar.
- c. Keadaan Topografi. Di daerah yang permukaan tanahnya miring terdapat aliran permukaan yang deras dan besar, terlebih jika tanahnya keras dan rapat. Kemiringan rata–rata dasar sungai sangat besar pengaruhnya pada kecepatan meningkatnya banjir.
- d. Kepadatan drainase, yaitu panjang dari saluran–saluran persatuan luas daerahnya. Kepadatan drainase yang kecil menunjukkan secara relatif pengaliran melalui permukaan tanah yang panjang untuk mencapai sungai, disini kehilangan air bisa menjadi besar. Selain itu meningkatnya banjir berlangsung lambat.
- e. Geologi. Sifat–sifat tanah berpengaruh banyak pada banyaknya air yang hilang. Kerapatan tanah dan tebalnya lapisan tanah yang tembus air sangat menentukan besarnya infiltrasi dan evaporasi.
- f. Elevasi rata–rata dari daerah aliran. Hujan–hujan lebat umumnya lebih banyak terjadi di daerah–daerah pegunungan daripada daerah dataran.

- g. Keadaan daerah umumnya. Banyaknya tumbuhan perkampungan, kota, daerah–daerah pertanian dan lain sebagainya mempengaruhi banyaknya kehilangan air. Perkampungan, kota dan daerah industri mengurangi banyaknya infiltrasi.

2.2.3 Curah Hujan Daerah

Metode yang digunakan untuk merata-rata curah hujan pada suatu DAS adalah metode Aritmatik, Thiessen dan Isohiet, dijelaskan sebagai berikut :

1. Metode Aritmatik

Metode Aritmatik hitung ditentukan dengan cara menjumlahkan tinggi hujan dari semua tempat pengukuran selama periode tertentu, dibagi dengan jumlah pos pengukuran, (Lihat Gambar LA.3). Metode ini sebaiknya dipakai pada daerah yang datar, pos hujan banyak dan sifat hujannya merata, digunakan persamaan :

$$\bar{P} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \dots\dots\dots 2.2a$$

Keterangan:

$\bar{P}$ adalah tinggi hujan rata-rata (mm);

$P_1, \dots, P_n$ adalah tinggi hujan pada setiap pos hujan yang diamati (mm);

n adalah banyaknya pos hujan.



Gambar 2.3 Metode Aritmatik

Sumber : Bambang Triadmodjo, Hidrologi Terapan

2. Metode Thiessen

Metode Thiessen ditentukan dengan cara membuat polygon antar pos hujan pada suatu wilayah DAS kemudian tinggi hujan rata-rata daerah dihitung dari jumlah perkalian antara tiap-tiap luas polygon dan tinggi hujannya dibagi dengan luas seluruh DAS. (Lihat Gambar LA.4). Metode ini cocok untuk menentukan tinggi hujan rata-rata, apabila pos hujannya tidak merata, digunakan persamaan :

$$\bar{P} = \frac{A_1P_1 + A_2P_2 + \dots + A_nP_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots 2.2b$$

Keterangan:

P adalah tinggi hujan rata-rata (mm);

$P_1 \dots P_n$ adalah tinggi hujan pada setiap pos (mm);

$A_1 \dots A_n$ adalah luas yang dibatasi garis polygon (Km²).

Metode Thiessen dipandang cukup baik karena memberikan koreksi terhadap kedalaman hujan sebagai fungsi luas daerah yang diwakili. Akan tetapi metode ini dipandang belum memuaskan karena pengaruh topografi tidak nampak. Demikian juga apabila ada salah satu stasiun hujan tidak berfungsi, misalnya rusak atau data tidak benar, maka poligon harus diubah (Sri Harto, 1993).

3. Metode Isohyet

Metode isohyet ditentukan dengan cara menggunakan peta garis kontur tinggi hujan suatu daerah dan tinggi hujan rata-rata DAS dihitung dari jumlah perkalian tinggi hujan rata-rata diantara garis isohiet dengan luas antara kedua garis isohyet tersebut, dibagi luas seluruh DAS (Lihat Gambar LA.5). Metode ini cocok untuk daerah pegunungan dan yang berbukit-bukit, digunakan persamaan :

$$\bar{P} = \frac{\frac{A_1(P_1+P_2)}{2} + \frac{A_2(P_2+P_3)}{2} \dots\dots + \frac{A_n(P_n+P_{n+1})}{2}}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots 2.2c$$

Keterangan:

P adalah tinggi hujan rata-rata (mm);

$P_2 \dots P_n$ adalah tinggi hujan yang sama pada setiap garis isohiet (mm);

$A_1 \dots A_n$ adalah luas yang dibatasi oleh 2 garis isohiet (km²);

A_2 adalah luas total DAS ($A_1 + A_2 + \dots A_n$) (km²).

Cara ini adalah cara yang paling teliti untuk mendapatkan hujan daerah rata-rata, tetapi memerlukan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat. Pada menggambar garis-garis Isohyet sebaiknya juga memperhatikan pengaruh bukit atau gunung terhadap distribusi hujan (Sosrodarsono, 2003).

2.2.4 Analisa frekuensi

2.2.4.1 Perhitungan Dispersi

Dalam perhitungan parameter yang harus dianalisis dalam menentukan curah hujan rencana yaitu menentukan nilai standar deviasi (Sd), Koefisien Kemiringan Sample (Cs) dan koefisien Kurtosis (Ck).

1. Parameter Statistik

Perhitungan parameter statistik dilakukan sebelum perhitungan dispersi. Parameter statistik adalah

$$(X_i - \bar{X}), (X_i - \bar{X})^2, (X_i - \bar{X})^3, (X_i - \bar{X})^4.$$

Dimana:

X_i = Besarnya curah hujan daerah (mm)

$\bar{X}$ = Rata-rata curah hujan maksimum daerah (mm)

Perhitungan Dispersi Untuk Parameter Statistik

a. Deviasi Standar (Sd)

Perhitungan Deviasi Standar menggunakan persamaan sebagai berikut, menurut Soemarto, 1999 :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots 2.3a$$

Dimana :

Sd = Standar Deviasi

X_i = nilai varian ke i

$\bar{X}$ = nilai rata-rata

n = jumlah data

b. Koefisien Skewness (Cs)

Kemencengan (skewness) adalah nilai yang menunjang derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi, perhitungan Koefisien Skewness digunakan persamaan sebagai berikut menurut Soemarto, 1999 :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \dots\dots\dots 2.3b$$

Dimana :

Cs = Koefisien Skewness

X_i = nilai varian ke i
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata
 n = jumlah data
 Sd = Standar deviasi

c. Pengukuran Kurtosis (Ck)

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Perhitungan Kurtosis menggunakan Persamaan sebagai berikut menurut Soemarto,1999 :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \dots\dots\dots 2.3c$$

Dimana :

Ck = pengukuran kurtosis
 X_i = nilai varian ke i
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata
 n = jumlah data
 Sd = Standar deviasi

d. Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi. Perhitungan Koefisien variasi menggunakan persamaan sebagai berikut menurut Soemarto,1999 :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \dots\dots\dots 2.3d$$

Dimana :

Cv = Koefisien variasi
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata
 Sd = Standar deviasi

2. Parameter Logaritma

Perhitungan parameter logaritma sama dengan perhitungan parameter statistik. Namun perhitungan untuk parameter statistik perhitungannya

biasa sedangkan untuk perhitungan parameter logaritma perhitunganya menggunakan logaritma. Parameter logaritma adalah $(\text{Log } X_i - \bar{X}), (\text{Log } X_i - \bar{X})^2, (\text{Log } X_i - \bar{X})^3, \text{Log } (X_i - \bar{X})^4$.

Dimana:

X_i = Besarnya curah hujan daerah (mm)

$\bar{X}$ = Rata-rata curah hujan maksimum daerah (mm)

Perhitungan Dispersi untuk Parameter Logaritma:

a. Deviasi Standar (S_x)

Perhitungan Deviasi Standar menggunakan rumus

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots 2.4a$$

(CD. Soemarto, 1999)

Dimana :

S_x = Standar Deviasi

$\text{Log } X_i$ = nilai varian ke i

$\bar{X}$ = nilai rata-rata

n = jumlah data

b. Koefisien skewness (C_s)

Kemencengan (skewness) adalah nilai yang menunjang derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi, perhitungan Koefisien Skewness digunakan persamaan sebagai berikut menurut Soemarto, 1999 :

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S_x^3} \dots\dots\dots 2.4b$$

Dimana :

C_s = Koefisien Skewness

$\text{Log } X_i$ = nilai varian ke i

$\bar{X}$ = nilai rata-rata

n = jumlah data

S_x = Standar deviasi

c. Pengukuran Kurtois (C_k)

Pengukuran kurtosis dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Perhitungan Kurtosis menggunakan Persamaan sebagai berikut menurut Soemarno,1995 :

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (\log X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S_x^4} \dots\dots\dots 2.4c$$

Dimana :

Ck = pengukuran kurtosis
 $\log X_i$ = nilai varian ke i
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata
 n = jumlah data
 S_x = Standar deviasi

d. Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien variasi adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rata-rata hitung suatu distribusi. Perhitungan Koefisien variasi menggunakan persamaan sebagai berikut menurut Soemarto,1999 :

$$Cv = \frac{S_x}{\bar{X}} \dots\dots\dots 2.4d$$

Dimana :

Cv = Koefisien variasi
 $\bar{X}$ = nilai rata-rata
 S_x = Standar deviasi

2.2.4.2 Pemilihan Jenis Sebaran

Tabel 2.1 menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan suatu metode sebaran. Dari tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai C_s , C_v , dan C_k yang menjadi persyaratan dari penggunaan empat jenis metode sebaran

Table 2.1 Persyaratan Metode Sebaran

	GUMBEL	LOG-PEARSON III	LOG-NORMAL	NORMAL
Parameter	$C_s \approx 1,139$	$C_s \neq 0$	$C_s \approx 1,137$	$C_s \approx 0$
	$C_k \approx 5,402$	$C_v \approx 0,3$	$C_k \approx 5,383$	$C_k \approx 3$

Sumber: Bambang Triadmodjo, Hidrologi Terapan

2.2.4.3 Pengujian Jenis Distribusi

Ada berbagai macam distribusi teoritis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinyu. Yang diskrit adalah binomial dan poisson, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, Pearson dan Gumbel (C.D. Soemarto, 1999). Berikut ini adalah beberapa macam distribusi yang sering digunakan untuk menganalisis probabilitas banjir, yaitu:

1. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan. Sebaran normal atau kurva normal disebut pula sebaran Gauss. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Soewarno, 1995 sebagai berikut :

Rumus :

$$P(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \times e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{X-\mu}{\sigma}\right)^2} \dots\dots\dots 2.5a$$

Dimana:

- P(X) = Nilai logaritmik dari X atau log (X)
- = 3,14156
- e = 2,71828
- X = Variabel acak kontinu
- = Rata-rata nilai X
- = Standar deviasi nilai X

2. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal, merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai logaritmik varian X. Distribusi

ini dapat diperoleh juga dari distribusi Log Pearson Tipe III, apabila nilai koefisien kemencengan $C_s = 0,00$. Metode Log Normal apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Soewarno, 1995 sebagai berikut :

Rumus :

$$X_T = X + (K.S_d) \dots\dots\dots 2.5b$$

Dimana:

X_T = Curah hujan dengan periode ulang T tahun (mm)

$\bar{x}$ = Harga rata-rata curah hujan (mm)

S_d = Standar deviasi (simpangan baku)

K = Nilai variabel reduksi Gauss periode ulang T tahun.

3. Distribusi Gumbel

Rumus yang digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan menggunakan metode Distribusi Gumbel, menurut Loebis, 1984 sebagai berikut :

Rumus :

$$X_T = \bar{X} + K. S_x \dots\dots\dots 2.5c$$

Dimana:

X_T = besarnya curah hujan yang terjadi dengan kala ulang T tahun (mm)

$\bar{X}$ = rata-rata x maksimum dari seri data X_i (mm)

S_x = Standar deviasi

K = faktor frekuensi

Dengan $K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots 2.5d$

Dimana:

Y_t = Koefisien Distribusi Gumbel (Tabel 2.2)

Y_n = Koefisien Untuk Distribusi Gumbel ke n (Tabel 2.3)

S_n = Standar Deviasi ke n (Tabel 2.4)

Table 2.2 Reduced Variate (Yt)

Periode Ulang	Reduced Variate
2	0,3663
5	1,4839
10	2,2507
20	2,9696
25	3,1985
50	3,9010
100	4,8001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,0210

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 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	0,532	0,5337	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,538	0,5388	0,5396	0,54	0,541	0,5418	0,5424	0,543
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,553	0,5533	0,5535	0,5538	0,554	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,555	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,557	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,558	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,56									

Sumber: Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 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	1,1226	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	1,1653	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	1,2063									

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

4. Distribusi Log Person Tipe III

Metode yang dianjurkan dalam pemakaian distribusi Log Pearson Type III adalah dengan mengkorvesikan rangkaian datanya menjadi bentuk logaritmis. Rumus yang digunakan dalam perhitungan menurut Loebis, 1984 sebagai berikut :

Rumus :

$$\text{Log } X_t = \log \bar{X} + K \cdot S_x \dots\dots\dots 2.5e$$

$$X_t = 10^{\text{Log } X_t}$$

Dimana:

Log X_t = Logaritma rata-rata

S_x = Standar deviasi dari logaritma

K = Koefisien untuk distribusi Log Person Tipe III (Tabel 2.5)

$\bar{X}$ = Curah Hujan rata-rata

Table 2.5 Faktor K Untuk Sebaran Log Person III

Koef C	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,4152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,414	3,973
2,6	-0,760	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,4071	3,884
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,4023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,248	2,240	3,3970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,307	2,219	3,392	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	3,384	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	3,380	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	3,3706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	3,3626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	3,342	3,022
0,8	-1,737	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	3,353	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	3,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	3,361	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	3,359	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	3,351	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	3,345	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	3,334	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	3,320	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,165	1,448	3,306	1,723
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	3,292	1,568
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	3,279	1,449
-1,4	-3,271	-0,704	0,224	0,832	1,041	1,198	3,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	3,266	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	3,269	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	3,280	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	3,290	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	3,300	0,832
-2,6	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	3,308	0,769
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	3,314	0,714
-3,0	-4,051	-0,430	0,396	0,636	0,660	0,666	3,316	0,667

Sumber: Suripin 2004

2.2.4.4 Pengujian kecocokan distribusi

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Dalam pengujian distribusi probabilitas ini terdapat 2 metode pengujian distribusi probabilitas, yaitu Metode Chi-Kuadrat dan Metode Smirnov-Kolmogorof. Lebih jelasnya akan dibahas selanjutnya:

1. Metode Chi Kuadrat (χ^2)

Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan metode uji chi kuadrat adalah sebagai berikut (I Made Kamiana, 2010):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \left[\frac{E_{fi} - O_{fi}}{E_{fi}} \right]^2 \dots\dots\dots 2.6a$$

Dimana:

χ^2 : Parameter chi kuadrat terhitung

E_{fi} : Frekuensi yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya

O_{fi} : Frekuensi yang diamati pada kelas yang sama

n : Jumlah sub kelompok

Derajat nyata atau drajat kepercayaan (α) tertentu yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan (Dk) dihitung dengan rumus :

$$Dk = K - (P + 1) \dots\dots\dots 2.6b$$

$$K = 1 + 3,3 \log n \dots\dots\dots 2.6c$$

Dimana:

Dk = Drajat kebebasan

P = Banyaknya paremeter, untuk Chi kuadrat adalah 2

K = Jumlah kelas distribusi

n = Banyaknya data

Selanjutnya distribusi probabilitas yang dipakai untuk menentukan curah hujan rencana adalah distribusi probabilitas yang mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis.

$$\chi^2 < \chi^2 \text{ kritis}$$

Dimana:

χ^2 = parameter Chi kuadrat terhitung

χ^2_{cr} = parameter Chi kuadrat kritis

Prosedur perhitungan dengan menggunakan metode Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Menghitung jumlah kelas
3. Menghitung derajat kebebasan (Dk) dan χ^2_{cr}
4. Menghitung kelas distribusi
5. Menghitung interval kelas
6. Perhitungan nilai χ^2
7. Bandingkan nilai χ^2 terhadap χ^2_{cr}

Apabila nilai $X^2 < X_{cr2}$ maka pemilihan jenis sebaran memenuhi syarat distribusi.

2. Metode Smirnov Kolmogorof

Pengujian distribusi probabilitas dengan menggunakan Smirnovkolmogorof dilakukan dengan langkah-langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Urutkan data (X_i) dari besar ke kecil atau sebaliknya
2. Tentukan peluang empiris masing-masing data yang sudah diurut tersebut $P(X_i)$ dengan rumus tertentu, rumus Weibull misalnya.

$$P(x) = \frac{m}{(n+1)} \times 100 \% \dots\dots\dots 2.6d$$

Dengan :

P = Probabilitas (%)

m = nomor urut data

n = jumlah data

3. Hitung nilai peluang teoritis, $P(x<)$, dengan rumus

$$P(x<) = X_i - P(x) \dots\dots\dots 2.6e$$

4. Hitung fungsi $f(t)$ dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(X_i - X_{rata-rata})}{S_x} \dots\dots\dots 2.6f$$

5. Berdasarkan nilai $f(t)$ tentukan luas daerah kurva distribusi normal $P'(x)$, dimana luas kurva distribusi normal ditunjukkan pada Lampiran. Nilai $P'(x)$ didapat dengan rumus

$$P'(x) = \frac{m}{(n-1)} \times 100 \% \dots\dots\dots 2.6g$$

6. Hitung $P'(x<)$ dengan rumus,

$$P'(x<) = X_i - P'(x) \dots\dots\dots 2.6h$$

7. Hitung nilai ΔP dengan rumus

$$\Delta P = P'(x<) - P(x<) \dots\dots\dots 2.6i$$

8. Apabila harga $\Delta P_{Max} < \Delta P$ Kritis, maka dapat disimpulkan bahwa penyimpangan yang terjadi masih dalam batas-batas yang diijinkan Nilai ΔP Kritis dapat dilihat pada Tabel berikut :

Table 2.6 Harga Kritis Kolmogorov Smirnov (Yt)

n	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
> 50	1,07 $\sqrt{n}$	1,22 $\sqrt{n}$	1,36 $\sqrt{n}$	1,63 $\sqrt{n}$

Sumber: SNI 2415-2016

9. Tentukan apakah $\Delta P_{\text{Max}} < \Delta P_{\text{kritis}}$, jika tidak artinya distribusi probabilitas yang dipilih tidak dapat diterima, demikian sebaliknya.

2.2.5 Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman

Perhitungan distribusi curah hujan jam-jaman atau intensitas hujan jam-jaman dilakukan untuk mengetahui intensitas hujan yang terjadi dalam jam tertentu, dengan memperhatikan waktu konsentrasi hujan per jamnya.

Dalam studi ini untuk perhitungannya digunakan rumus mononobe, sebagai berikut :

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots 2.7$$

Dimana :

R_T = intensitas curah hujan rerata dalam T jam

R_{24} = curah hujan dalam 1 hari (mm)

T = waktu konsentrasi hujan (jam)

t = durasi waktu hujan hujan (jam)

2.2.6 Koefisien Pengaliran

Factor-faktor yang mempengaruhi harga koefisien pengaliran adalah infiltrasi dan tampungan air hujan pada tanah, sehingga dapat mempengaruhi jumlah air hujan yang mengalir (Soewarno,1991)

Rumus :

$$C_r = \frac{\sum C_i.A_i}{A} \dots\dots\dots 2.8$$

Dimana :

- Cr = harga rata-rata koefisien pengaliran
- Ci = nilai koefisien pengaliran pada masing-masing daerah
- Ai = luas masing-masing bagian daerah pengaliran (ha)
- A = luas daerah pengaliran total (ha)

Table 2.7 Nilai C pada Berbagai Topografi dan penggunaan Lahan

Kondisi Daerah	Nilai C
Pegunungan yang curam	0.75 – 0.90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Tanah bergelombang dan hutan	0.50 – 0.75
Tanah dataran yang ditanami	0.45 – 0.60
Persawahan yang diairi	0.70 – 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 – 0.85
Sungai kecil di dataran	0.45 – 0.75
Sungai besar di dataran	0.50 – 0.75

Sumber: Joesron Loebis, 1987

Koefisien pengaliran adalah variabel untuk menentukan besarnya limpasan permukaan tersebut dimana penentuannya didasarkan pada:

- a. Bentuk dan luas daerah pematusan
- b. Miring daerah pematusan dan miring palung sungai
- c. Keadaan daerah pematusan yang terpenting ialah besarnya kemampuan mengisap/menyerap dan daya menahan air
- d. Keadaan flora daerah pematusan
- e. Daya tampung penampang sungai
- f. Tinggi suhu, besarnya angin disertai tingkat penguapannya
- g. Jatuhnya hujan yang mendahului hujan maksimum dalam persoalan

2.2.7 Analisa Curah Hujan Netto Jam-Jaman

Hujan netto adalah bagian hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run – off*). Limpasan langsung terdiri atas limpasan permukaan (*Surface Run*

Off), dan air yang masuk kedalam limpasan tipis dibawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah, yang keluar lagi ketempat yang lebih rendah menjadi rembesan (*Intrflow*).

Dengan berasumsi bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti program linear dan tidak berubah oleh waktu (*linear and time invariant process*), maka hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$R_n = C \cdot R \dots\dots\dots 2.9$$

Dimana :

- R_n = hujan netto (mm)
- C = koefisien limpasan
- R = intensitas curah hujan

2.3 Analisis Debit Banjir Rencana

Debit banjir rancangan adalah debit banjir maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir banjir rancangan digunakan cara hidrograf banjir yang didasarkan oleh parameter dan karakteristik daerah pengalirannya. Untuk menghitung atau menentukan banjir rancangan non hidrograf biasanya menggunakan metode Rasional dan metode Weduwen sedangkan untuk menentukan banjir rancangan hidrograf menggunakan metode Nakayasu atau Snyder.

Setiap daerah aliran sungai (DAS) memiliki karakteristik pengaliran yang sangat berbeda-beda. Hal ini dipengaruhi oleh beberapa hal, diantaranya bentuk topografi daerah aliran sungai, tata guna lahan, tipologi sungai (panjang, jumlah dan kemiringan), tinggi dan durasi curah hujan daerah. Beberapa metode perhitungan hidrograf satuan sintesis (HSS) yang ada diantaranya Metode Nakayasu, Snyder dan Gama I metode ini tidak selalu cocok digunakan pada setiap daerah aliran sungai (DAS). Maka dalam menentukan metode yang akan dipilih dan digunakan dalam perhitungan hidrograf satuan sintesis (HSS) pada suatu daerah aliran sungai (DAS) perlu dilakukan perbandingan antara hasil pengukuran debit lapangan dengan hasil perhitungan hidrograf banjir dari metode-metode yang ada, selanjutnya dengan menggunakan parameter statistik berupa koefisien korelasi (R) dapat diperoleh hasil metode manakah yang memiliki hubungan paling dekat dengan hasil pengukuran debit lapangan.

2.3.1 Metode Non Hydrograph

2.3.1.1 Metode Rasional

Metode ini menggambarkan hubungan antara debit limpasan dengan besar curah hujan yang terjadi pada daerah pengaliran sungai. Parameter utama yang digunakan adalah koefisien pengaliran (α), waktu konsentrasi (t_c), intensitas hujan (I) dan luas daerah pengaliran sungai (A). Persamaan empiris dari metode rasional adalah :

$$Qt = \frac{1}{3.6} \cdot \alpha \cdot I \cdot A \dots\dots\dots 2.10a$$

Keterangan :

- QT = Debit banjir rencana (m^3 / dtk)
 α = Koefisien pengaliran
 I = Intensitas hujan (mm/jam)
 A = Luas daerah pengaliran / tangkapan hujan (km^2)

a. Waktu Kosentrasi

Waktu kosentrasi aliran adalah waktu yang dibutuhkan untuk hujan yang jatuh di hampir seluruh daerah tangkapan untuk dapat mengalir, sehingga seluruh aliran daerah tangkapan mengalir pada suatu titik yang ditinjau atau waktu yang dibutuhkan oleh air yang jatuh pada titik terjauh ke titik yang ditinjau.

T_c = Waktu konsentrasi

$$T_c = \frac{L}{W} \dots\dots\dots 2.10b$$

W = Waktu kecepatan perambatan

$$W = 72 \times (H/L)^{0.6} \dots\dots\dots 2.10c$$

Keterangan :

- t_c = waktu kosentrasi (jam)
 L = alur terpanjang dimana permukaan mengalir (Km)
 H = Beda Tinggi ujung hulu dengan titik yang ditinjau

b. Intensitas Hujan

Intensitas curah hujan adalah curah hujan jangka pendek yang dinyatakan dalam intensitas perjam (mm/jam). Intensitas curah hujan digunakan untuk

menghitung besarnya debit banjir rencana dalam merencanakan teknis bangunan air. Untuk menentukan intensitas curah hujan digunakan rumus Dr. Mononobe.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \times \left[\frac{24}{t} \right]^{2/3} \dots\dots\dots 2.10d$$

Keterangan :

I = Intensitas hujan selama waktu kosentrasi tc (mm/jam)

RT = Curah hujan dengan kala ulang t tahun (mm)

tc = Waktu kosentrasi (jam)

c. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu faktor koreksi yang sangat dipengaruhi oleh kondisi dan situasi daerah tangkapan hujan seperti kemiringan kondisi vegetasi dan lain-lain. Koefisien pengaliran dihitung dengan memperhatikan faktor iklim dan fisiografi yaitu dengan menjumlahkan beberapa koefisien sebagai berikut:

$$C = C_p + C_t + C_o + C_s + C_c \dots\dots\dots 2.10e$$

Keterangan :

Cp = Komponen C yang disebabkan oleh intensitas hujan yang bervariasi (Tabel 2.8)

Ct = Komponen C yang disebabkan oleh keadaan topografi (Tabel 2.9)

Co = Komponen C yang disebabkan oleh tampungan permukaan (Tabel 2.10)

Cs = kompenen C yang disebabkan oleh infiltrasi (Tabel 2.11)

Cc = Komponen C yang disebabkan oleh penutup lahan (Tabel 2.12)

Table 2.8 Harga Komponen C Oleh Factor Intensitas Curah Hujan Cp

Intensitas Hujan (mm/jam)	Cp
< 25	0.05
25 – 50	0.15
50 – 75	0.25
> 75	0.30

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 2.9 Harga Komponen C Oleh Factor Topografi Ct

Kondisi topografi	Kemiringan (m/km)	Ct
Curam dan tidak rata	200	0.10
Berbukit-bukit	100 – 200	0.05
Landai	50 – 100	0.00
Hamir datar	0 – 50	0.00

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 2.10 Harga Komponen C Oleh tampungan permukaan Co

Tampungan permukaan	Co
1. Daerah pengaliran yang curam, sedikit depresi permukaan.	0.10
2. Daerah pengaliran yang sempit dengan sistem teratur.	0.05
3. Tampungan dan aliran permukaan yang beranti, terdapat kolam, berkontur.	0.05
4. Sungai berkelok-kelok dengan usaha pelestarian alam.	0.00

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 2.11 Harga Komponen C Oleh Factor Infiltrasi Cs

Kemampuan infiltrasi tanah	K (cm/dt)	Cs
Infiltrasi besar (tidak terdapat penutup lahan)	$< 10^{-6}$	0.25
Infiltrasi lambat (lempung)	$10^{-6} - 10^{-5}$	0.20
Infiltrasi sedang (loam)	$10^{-5} - 10^{-4}$	0.10
Infiltrasi cepat (pasir tebal tanah beragregat baik)	10^{-3}	0.05

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

Table 2.12 Harga Komponen C Oleh Factor Penutupan Lahan Cc

Penutup tumbuh-tumbuhan pada daerah pengaliran	Cc
1. Tidak terdapat tanaman yang efektif.	0.25
2. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 10 %	0.20
3. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 50 %, ditanami atau banyak pepohonan.	0.10
4. Terdapat padang rumput yang baik sebesar 90 %, hutan	0.05

Sumber: Bahan Ajar Rekayasa Hidrologi, Susilawati

2.3.2 Metode Hydrograph

2.3.2.1 Metode Nakayasu

Nakayasu (1950) telah menyelidiki hidrograf satuan di Jepang dan memberikan seperangkat persamaan untuk membentuk suatu hidrograf satuan, berikut persamaan:

Rumus :

$$Q_p = \frac{A \times R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})} \dots\dots\dots 2.12a$$

Dimana :

Q_p = Debit puncak banjir (m³/detik)

R_o = Hujan Satuan

T_p = Tegangan waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit dari puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Dalam perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu, ada beberapa parameter yang diperlukan:

1. Waktu Kelambatan, time

$$T_g = 0.21 \times L^{0.7} \quad \rightarrow \quad L < 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0.4 + 0.058 \times L \quad \rightarrow \quad L > 15 \text{ km}$$

2. Waktu puncak dan debit puncak hidrograf satuan sintesis

$$T_p = T_g \times 0.8 \times T_r$$

$$T_r = 0.75 \times T_g$$

3. Waktu saat debit sama dengan 0,3 kali debit puncak

$$T_{0.3} = \alpha \times T_g$$

4. Debit puncak

$$Q_p = \frac{A \times R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0.3})}$$

Dimana

t_g : waktu kelembapan (jam)

l : Panjang sungai (km)

$t_{0.3}$: waktu saat debit sama dengan 0,3 kali debit puncak (jam)

$1,5 t_{0.3}$: waktu saat debit sama dengan 0,33 kali debit puncak

a : koefisien, nilainya antara 1,5 – 3,0

t_p : waktu puncak (jam)

Q_p : debit puncak

A : Luas DAS (Km²)

T_r : durasi hujan (jam)

R_o : Satuan kedalaman hujan (mm)

5. Debit bagian lengkung naik : $0 < t < t_p$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \dots\dots\dots 2.12b$$

6. Debit bagian lengkung turun :

a. $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{t-T_p}{(T_{0.3})} \right)} \dots\dots\dots 2.12c$$

b. $(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + 2.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{(t-T_p)+0,5 \times T_{0.3}}{(1,5 \times T_{0.3})} \right)} \dots\dots\dots 2.12d$$

c. $t > (T_p + 2.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_{\text{Maks}} \times 0,3^{\left(\frac{(t-T_p)+1,5 \times T_{0.3}}{(2 \times T_{0.3})} \right)} \dots\dots\dots 2.12e$$

Hasil akhir dari perhitungan debit banjir rancangan adalah informasi kejadian banjir disertai probabilitas dan kala ulangnya (return period) untuk masing-masing titik peninjauan.

2.4 Perhitungan Debit Andalan

2.4.1 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi adalah banyaknya air yang dilepaskan ke udara dalam bentuk uap air yang dihasilkan dari proses evaporasi dan transpirasi. Evaporasi terjadi pada permukaan air seperti danau, sungai, serta genangan air. Sedangkan transpirasi terjadi pada tumbuhan akibat proses asimilasi. Untuk perhitungan evapotranspirasi ada beberapa metoda yang digunakan antara lain Thornwaite, Blaney Criddle, dan Penman modifikasi. Untuk setiap metoda, data yang digunakan berbeda-beda. Untuk metoda Thornwaite memerlukan data temperatur dan letak geografis, untuk metoda Blaney Criddle memerlukan data temperatur dan presentase penyinaran matahari, sedangkan metode Penman modifikasi memerlukan data temperatur, kelembaban udara, presentase penyinaran matahari, dan kecepatan angin. Setiap metode sebenarnya bias digunakan tergantung data yang tersedia, namun penggunaan metode Penman modifikasi lebih akurat karena metoda ini menggunakan banyak data meteorologi dan klimatologi. Untuk perhitungan di tugas kali ini digunakan metode Penman modifikasi yang dapat dijabarkan sebagai berikut:

Rumus umum Penman Modifikasi:

$$ET = c \times (w \times R_n + (1-w) \times f(u) \times (e_a - e_d)) \dots\dots\dots 2.14a$$

Keterangan:

ET	= Evapotranspirasi dalam mm/hari
c	= Faktor koreksi akibat keadaan iklim siang dan malam
w	= Faktor bobot tergantung dari temperature udara dan ketinggian tempat
Rn	= Radiasi netto ekivalien dengan evaporasi mm/hari
Rns	= Gelombang pendek radiasi yang masuk = $(1-\alpha).(0,25+n/N) .Ra$
Ra	= Ekstra terrestrial radiasi matahari
Rnl	= Gelombang panjang radiasi netto
N	= Lama maksimum penyinaran matahari
1-w	= Faktor bobot tergantung pada temperature udara
f(U)	= Fungsi kecepatan angin = $0,27 * (1+u/100)$
f(ed)	= efek tekanan uap pada radiasi gelombang panjang
f(n/N)	= efek lama penyinaran matahari pada radiasi gelombang panjang
f(t)	= efek temperature pada radiasi gelombang panjang
ea	= tekanan uap jenuh tergantung pada temperature
ed	= $ea * Rh/100$
Rh	= curah hujan efektif

2.4.2 Neraca Air

Dengan menggunakan model neraca air (water balance) harga-harga debit bulanan dapat dihitung dari curah hujan bulanan, evapotranspirasi, kelembapan tanah dan tampungan air tanah. Hubungan antara komponen-komponen terdahulu akan bervariasi untuk tiap daerah aliran sungai. Model neraca air Dr. M. J. Mock memberikan metode penghitungan yang relatif sederhana untuk bermacam-macam komponen berdasarkan hasil riset daerah aliran sungai di seluruh Indonesia. Curah hujan rata-rata bulanan di daerah aliran sungai dihitung dari data pengukuran curah hujan dan evapotranspirasi yang sebenarnya di daerah aliran sungai dari data meteorologi (rumus Penman) dan karakteristik vegetasi. Perbedaan antara curah hujan dan evapotranspirasi mengakibatkan limpasan air hujan langsung (direct runoff), aliran dasar/air tanah dan limpasan air hujan lebat (storm run off).

1. Metode M. J. Mock

Metode M. J. Mock memperhitungkan data curah hujan, evapotranspirasi, dan karakteristik hidrologi daerah pengaliran sungai. Hasil dari permodelan ini dapat dipercaya jika ada debit pengamatan sebagai pembanding. Oleh karena

keterbatasan data di daerah studi maka proses pembandingan akan dilakukan terhadap catatan debit di stasiun pengamat muka air

Data dan asumsi yang diperlukan untuk perhitungan metode Mock adalah sebagai berikut:

1. Data Curah Hujan Data curah hujan yang digunakan adalah curah hujan 10 harian. Stasiun curah hujan yang dipakai adalah stasiun yang dianggap mewakili kondisi hujan di daerah tersebut.
2. Evapotranspirasi Terbatas (Et) Evapotranspirasi terbatas adalah evapotranspirasi actual dengan mempertimbangkan kondisi vegetasi dan permukaan tanah serta frekuensi curah hujan. Untuk menghitung evapotranspirasi terbatas diperlukan data:

- 1) Curah hujan 10 harian (P)
- 2) Jumlah hari hujan (n)
- 3) Jumlah permukaan kering 10 harian (d) dihitung dengan asumsi bahwa tanah dalam suatu hari hanya mampu menahan air 12 mm dan selalu menguap sebesar 4 mm.
- 4) Exposed surface (m%) ditaksir berdasarkan peta tata guna lahan atau dengan asumsi:

m = 0% untuk lahan dengan hutan lebat

m = 0% pada akhir musim hujan dan bertambah 10% setiap bulan kering untuk lahan sekunde m = 10% - 40% untuk lahan yang tererosi.

m = 20% - 50% untuk lahan pertanian yang diolah.

Secara matematis evapotranspirasi terbatas dirumuskan sebagai berikut:

$$Et = Ep - E \dots\dots\dots 2.14b$$

$$E = Ep \times \left(\frac{m}{20}\right) \times (18 - n) \dots\dots\dots 2.14c$$

Dimana:

E = Beda antara evapotranspirasi potensial dengan evapotranspirasi terbatas (mm)

Et = Evapotranspirasi terbatas (mm)

Ep = Evapotranspirasi potensial (mm)

M = Singkapan lahan (Exposed surface)

n = Jumlah hari hujan

3. Faktor Karakteristik Hidrologi Faktor Buka Lahan $m = 0\%$ untuk lahan dengan hutan lebat $m = 10 - 40\%$ untuk lahan tererosi $m = 30 - 50\%$ untuk lahan pertanian yang diolah. Berdasarkan hasil pengamatan di lapangan untuk seluruh daerah studi yang merupakan daerah lahan pertanian yang diolah dan lahan tererosi maka dapat diasumsikan untuk faktor m diambil 30% .
4. Luas Daerah Pengaliran Semakin besar daerah pengaliran dari suatu aliran kemungkinan akan semakin besar pula ketersediaan debitnya.
5. Kapasitas Kelembaban Tanah (SMC) Soil Moisture Capacity adalah kapasitas kandungan air pada lapisan tanah permukaan (surface soil) per m^2 . Besarnya SMC untuk perhitungan ketersediaan air ini diperkirakan berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah permukaan dari DPS. Semakin besar porositas tanah akan semakin besar pula SMC yang ada.

Dalam perhitungan ini nilai SMC diambil antara 50 mm sampai dengan 200 mm. Persamaan yang digunakan untuk besarnya kapasitas kelembaban tanah adalah:

$$SMC(n) = SMC_{n-1} + IS(n) \dots\dots\dots 2.14d$$

$$WS = As - IS \dots\dots\dots 2.14e$$

Dimana:

SMC = Kelembaban tanah

SMC (n) = Kelembaban tanah periode ke n

SMC(n-1) = Kelembaban tanah periode ke n-1

IS = Tampungan awal (initial storage) (mm)

As = Air hujan yang mencapai permukaan tanah

6. Keseimbangan air di permukaan tanah Keseimbangan air di permukaan tanah dipengaruhi oleh faktor faktor sebagai berikut:

- 1) Air hujan

- 2) Kandungan air tanah (soil storage)

- 3) Kapasitas kelembaban tanah (SMC)

Air Hujan (As) Air hujan yang mencapai permukaan tanah dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$As = P - Et \dots\dots\dots 2.14f$$

Dimana:

As = Air hujan yang mencapai permukaan tanah

P = Curah hujan bulanan

Et = Evapotranspirasi

7. Kandungan air tanah Besar kandungan tanah tergantung dari harga As. bila harga As negatif. Maka kapasitas kelembaban tanah akan berkurang dan bila As positif maka kelembaban tanah akan bertambah.
8. Aliran dan Penyimpangan Air Tanah (run off dan Ground water storage) Nilai run off dan ground water tergantung dari keseimbangan air dan kondisi tanahnya.
9. Koefisien Infiltrasi Koefisien nilai infiltrasi diperkirakan berdasarkan kondisi porositas tanah dan kemiringan DPS. Lahan DPS yang porous memiliki koefisien infiltrasi yang besar. Sedangkan lahan yang terjadi memiliki koefisien infiltrasi yang kecil. karena air akan sulit terinfiltrasi ke dalam tanah. Batasan koefisien infiltrasi adalah 0 - 1.
10. Faktor Resesi Aliran Tanah (k) Faktor Resesi adalah perbandingan antara aliran air tanah pada bulan ke n dengan aliran air tanah pada awal bulan tersebut. Faktor resesi aliran tanah dipengaruhi oleh sifat geologi DPS. Dalam perhitungan ketersediaan air metode FJ Mock, besarnya nilai k didapat dengan cara coba-coba sehingga dapat dihasilkan aliran seperti yang diharapkan.
11. Initial Storage (IS) Initial Storage atau tampungan awal adalah perkiraan besarnya volume air pada awal perhitungan. IS di lokasi studi diasumsikan sebesar 100 mm.
12. Penyimpangan air tanah (Ground Water Storage) Penyimpangan air tanah besarnya tergantung dari kondisi geologi setempat dan waktu. Sebagai permulaan dari simulasi harus ditentukan penyimpanan awal (initial storage) terlebih dahulu. Persamaan yang digunakan dalam perhitungan penyimpanan air tanah adalah sebagai berikut:
$$V_n = k \times V_{n-1} + 0,5 I + k I \dots\dots\dots 2.14g$$
$$V_n = v_n - v_{n-1} \dots\dots\dots 2.14h$$

Dimana:

V_n = Volume air tanah periode ke n

$k = q_t/q_0$ = Factor resesi aliran tanah

q_t = Aliran air tanah pada waktu periode ke t

q_0 = Aliran air tanah pada awal periode (periode ke 0)

v_{n-1} = Volume air tanah periode ke (n-1)

v_n = Perubahan volume aliran air tanah

13. Aliran Sungai

Aliran Dasar = Infiltrasi – Perubahan aliran air dalam tanah

Aliran permukaan = volume air lebih – infiltrasi

Aliran sungai = aliran permukaan + aliran dasar

$$\text{Debit Andalan} = \frac{\text{Aliran sungai} \times \text{Luas DAS}}{1 \text{ bulan dalam detik}} \dots\dots\dots 2.14i$$

Air yang mengalir di sungai merupakan jumlah dari aliran langsung (direct run off). aliran dalam tanah (interflow) dan aliran tanah (base flow).

Besarnya masing-masing aliran tersebut adalah:

1. Interflow = Infiltrasi - volume air tanah
2. Direct run off = Water surplus - infiltrasi
3. Base flow = Aliran yang selalu ada sepanjang tahun
4. Run off = Interflow + direct run off+ base flow.

2.5 Perhitungan Kebutuhan Air

Kebutuhan air irigasi adalah jumlah volume air yang diperlukan untuk memenuhi kebutuhan evaporasi, kehilangan air, kebutuhan untuk tanaman dengan memperhatikan jumlah air yang diberikan oleh alam melalui hujan dan kontribusi air tanah (Sosrodarsono dan Takeda, 2003).

Kebutuhan air sawah untuk padi ditentukan oleh factor – factor berikut :

- a. Penyiapan lahan
- b. Penggunaan komsumtif
- c. Perkolasi dan rembesan
- d. Pergantian lapisan air
- e. Curah hujan efektif

2.5.1 Penyiapan Lahan

Untuk menghitung kebutuhan air irigasi selama penyiapan lahan, digunakan metode yang dikembangkan oleh Van de Goor dan Zijlsha (1968). Metode tersebut didasarkan pada laju air konstan dalam lt/det/ha selama periode penyiapan lahan dan menghasilkan rumus sebagai berikut :

$$IR = Me^k / (e^k - 1) \dots\dots\dots 2.15a$$

Dimana :

IR = Kebutuhan air irigasi ditingkat persawahan (mm/hari)

e = Bilangan Napier (2,7138)

M = Kebutuhan air untuk mengganti kehilangan air akibat evaporasi dan perkolasi yang sudah di jenuhkan

$$M = E_o + P \dots\dots\dots 2.15b$$

Dimana :

Eo = Evaporasi air terbuka yang diambil 1,1 ETo selama penyiapan lahan (mm/hari)

P = Perkolasi (mm/hari)

k = Konstanta

$$k = M \cdot T/S \dots\dots\dots 2.15c$$

Dimana :

T = Jangka waktu penyiapan lahan (hr)

S = Kebutuhan ai, untuk penenjenuhan di tambah dengan lapisan air 50 mm

Untuk petak tersier, jangka waktu yang dianjurkan untuk penyiapan lahan adalah 1,5 bulan. Bila penyiapan lahan terutama dilakukan dengan peralatan mesin, jangka waktu satu bulan dapat dipertimbangkan. Kebutuhan air untuk pengolahan lahan sawah (*puddling*) bisa diambil 200 mm. Ini meliputi penjenuhan (*presaturation*) dan penggenangan sawah, pada awal transplantasi akan ditambahkan lapisan air 50 mm lagi. Angka 200 mm di atas mengandaikan bahwa tanah itu "bertekstur berat, cocok digenangi dan bahwa lahan itu belum bero (tidak ditanami) selama lebih dari 2,5 bulan. Jika tanah itu dibiarkan bero lebih lama lagi, ambillah 250 mm sebagai kebutuhan air untuk penyiapan lahan. Kebutuhan air untuk penyiapan lahan termasuk kebutuhan air untuk persemaian (KP-01 2010).

2.5.2 Penggunaana konsumtif

Penggunaan komsumtif adalah jumlah air yang dipakai oleh tanaman untuk proses fotosintesis dari tanaman tersebut. Penggunaan komsumtif dihitung dengan rumus berikut:

$$ET_c = k_c \times ET_o \dots\dots\dots 2.15d$$

Dengan :

ET_c = Evapotranspirasi tanaman

K_c = Koefisien tanaman

ET_o = Evapotranspirasi potensial (Penmann modifikasi) (mm/hari)

2.5.3 Perkolasi dan Rembesan

Perkolasi adalah gerakan air ke bawah zona tidak jenuh, yang tertekan diantara permukaan tanah sampai ke permukaan air tanah (zona jenuh). Daya perkolasi (P) adalah laju perkolasi maksimum yang dimungkinkan, yang besarnya dipengaruhi oleh kondisi tanah dalam zona tidak jenuh yang terletak antara permukaan tanah dengan permukaan air tanah. Pada tanah – tanah lempung berat dengan karakteristik pengolahan (puddling) yang baik, laju perkolasi dapat mencapai 1-3 mm/hari. Pada tanah-tanah yang lebih ringan laju perkolasi bias lebih tinggi.

Tabel 2.13 Harga Perkolasi dari Jenis Tanah

No	Jenis Tanah	Perkolasi (mm/hari)
1	<i>Sandy Loam</i>	3 - 6
2	<i>Loam</i>	2 - 3
3	<i>Clay</i>	1 - 2

Sumber: Soemarto, 1987

2.5.4 Pergantian Lapisan Air

Pergantian lapisan air dilakukan setelah pemupukan. Penggantian lapisan air dilakukan menurut kebutuhan. Jika tidak ada penjadwalan semacam itu, lakukan pergantian sebanyak 2 kali, masing – masing 50 mm (atau 3,3 mm/hari selama ½ bulan) selama sebulan dan 2 bulan setelah transplantasi.

2.5.5 Curah Hujan Rata – Rata

Curah hujan rata- rata di hitung menggunakan rumus perhitungan rata – rata curah hujan aljabar di dalam dan di sekitar daerah DAS yang bersangkutan.

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots 2.15e$$

Dimana :

- R = Curah hujan daerah (mm)
- N = Jumlah titik – titik (stasiun hujan)
- R1, R2,..., Rn = Curah huja pada tiap stasiun hujan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak jauh berbeda dari hasil yang didapat dengan cara lain, jika titik stasiun hujan itu banyak atau tersebar merata di seluruh daerah itu. Keuntungan cara ini adalah bahwa cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan cara isohyet, dimana factor subyektif turut menentukan (Sosrodarsono dan Kensaku, 2003).

2.5.6 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif ditentukan R_{80} yang merupakan curah hujan yang besarnya dapat melampaui sebanyak 80% atau dengan kata lain dilampauiya 8 kali kejadian dari 10 kejadian. Dengan kata lain bahwa besarnya curah hujan yang lebih kecil dari R_{80} mempunyai kemungkinan hanya 20%. Bila dinyatakan dengan rumus adalah sebagai berikut:

$$R_{80} = \frac{m}{n+1} \rightarrow m = R_{80} \times (n + 1) \dots\dots\dots 2.15f$$

Dimana :

- R80 = Curah hujan sebesar 80%
- n = jumlah data
- m = Ranging curah hujan yang dipilih

Curah hujan efektif untuk padi adalah 70% dari curah hujan tengah bulanan yang terlampaui 80% dari waktu periode tersebut. Untuk curah hujan efektif untuk palawija ditentukan dengan periode bulanan (terpenuhi 50%) dikaitkan dengan tabel evapransirasi tanaman rata – rata bulaan dan curah hujan rata – rata bulanan (USDA (SCS), 1986)

- Untuk Padi

$$Re_{Padi} = \frac{R_{80} \times 0,7}{Periode\ pengamatan} \dots\dots\dots 2.15g$$

- Untuk Palawija

$$Re_{Palawija} = \frac{R_{80} \times 0,5}{Periode\ pengamatan} \dots\dots\dots 2.15h$$

Dimana :

R_e = Curah hujan efektif (mm/hari)

R_{80} = Curah hujan dengan kemungkinan terjadi sebesar 80%

2.5.7 Pola Tanam

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

Tabel 2.14 Pola Tanam

Ketersediaan air untuk jaringan irigasi	Pola tanam dalam satu tahun
Tersedia air cukup banyak	Padi – Padi – Palawija
Tersedia air dalam jumlah cukup	Padi – Padi – Bero Padi – Palawija – Palawija
Daerah cenderung yang kekurangan air	Padi – Palawija – Bero Palawija – Padi – Bero

Sumber: S.K.Sidharta, Irigasi dan Bangunan Air , 1997

2.5.8 Analisa Kebutuhan Air Irigasi

2.5.8.1 Kebutuhan Bersih Air Di Sawah

$$NFR = ET_c + P + WLR + R_e \dots\dots\dots 2.15i$$

Dimana :

NFR = Netto Field Water Requirement, kebutuhan bersih air sawah (mm/hr)

ET_c = Evapotranspirasi tanaman (mm/hr)

P = Perkolasi (mm/hr)

WLR = Penggantian lapisan air (mm/hr)

R_e = Curah hujan efektif (mm/hr)

2.5.8.2 Kebutuhan Air Irigasi Untuk Padi

$$IR = \frac{NFR}{e} \dots\dots\dots 2.15j$$

Dimana :

IR = Kebutuhan air irigasi (mm/hr)

NFR = Netto Field Water Requirement, kebutuhan bersih air sawah (mm/hr)

e = Efisiensi irigasi secara keseluruhan (mm/hr)

2.5.8.3 Kebutuhan Air Irigasi Untuk Palawija

$$IR = \frac{(ETc-Re)}{e} \dots\dots\dots 2.15k$$

Dimana :

- IR = Kebutuhan air irigasi (mm/hr)
- ETc = Evapotranspirasi tanaman (mm/hr)
- Re = Curah hujan efektif (mm/hr)
- e = Efisiensi irigasi secara keseluruhan (mm/hr)

2.5.8.4 Kebutuhan Pengambilan Air Di Sumbernya

$$DR = \frac{IR}{8,64} \dots\dots\dots 2.15l$$

Dimana :

- DR = kebutuhan pengambilan air pada sumbernya (lt/det/ha)
- IR = Kebutuhan air irigasi (mm/hr)
- 8,64 = Konstanta pengubah mm/hr ke lt/det/ha

2.6 Perencanaan Bangunan Utama

2.6.1 Pengertian Bendung

Definisi bendung menurut analisa upah dan bahan BOW (Burgerlijke Openbare Werken), bendung adalah bangunan air beserta kelengkapannya yang dibangun melintang sungai untuk meninggikan taraf muka air sehingga dapat dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkan. Fungsi utama dari bendung adalah untuk meninggikan elevasi muka air dari sungai yang dibendung sehingga air bisa disadap dan dialirkan ke saluran lewat bangunan pengambilan (intake structure), dan untuk mengendalikan aliran, angkutan sedimen dan geometri sungai sehingga air dapat dimanfaatkan secara aman, efisien, dan optimal. (Mawardi & Memet, 2010:4). Berdasarkan definisi di atas, dapat disimpulkan bahwa bendung adalah bangunan melintang sungai yang berfungsi untuk meninggikan muka air sungai sehingga air bisa disadap dan dialirkan ke saluran lewat bangunan pengambilan (intake structure).

2.6.2 Klasifikasi Bendung

Adapun klasifikasi bendung sebagai berikut:

- 1) Bendung berdasarkan fungsinya

- (a) Bendung penyalang, digunakan sebagai penyalang aliran sungai untuk berbagai keperluan seperti untuk irigasi, air baku dan sebagainya.
 - (b) Bendung pembagi banjir, dibangun di percabangan sungai untuk mengatur muka air sungai, sehingga terjadi pemisahan antara debit banjir dan debit rendah sesuai dengan kapasitasnya.
 - (c) Bendung penahan pasang, dibangun dibagian sungai yang dipengaruhi pasang surut air laut antara lain untuk mencegah masuknya air asin.
- 2) Bendung berdasarkan tipe strukturnya:
- a) Bendung tetap, bendung tetap adalah jenis bendung yang tinggi pembendungannya tidak dapat diubah, sehingga muka air di hulu bendung tidak dapat diatur sesuai yang dikehendaki. Pada bendung tetap elevasi muka air di hulu bendung berubah sesuai dengan debit sungai yang sedang melimpas (muka air tidak bisa diatur naik ataupun turun). Bendung tetap biasanya dibangun pada daerah hulu sungai. Pada daerah hulu sungai kebanyakan tebing-tebing sungai relative lebih curam dari pada di daerah hilir.
 - b) Bendung gerak, bendung gerak adalah jenis bendung yang tinggi pembendungannya dapat diubah sesuai yang dikehendaki. Pada bendung gerak elevasi muka air di hulu bendung dapat dikendalikan naik atau turun sesuai yang dikehendaki dengan membuka atau menutup pintu air. Bendung gerak biasanya dibangun pada hilir sungai atau muara.
- 3) Bendung berdasarkan dari segi sifatnya
- a) Bendung permanen, seperti bendung pasangan batu, beton, dan kombinasi beton dan pasangan batu.
 - b) Bendung semi permanen, seperti bendung bronjong.
 - c) Bendung darurat, yang dibuat oleh masyarakat pedesaan seperti bendung tumpukan batu dan sebagainya (Mawardi dan Memet, 2010:5)

2.6.3 Komponen Utama Bendung

Bendung tetap yang terbuat dari pasangan batu untuk keperluan irigasi terdiri atas berbagai komponen, yaitu:

- a. Tubuh Bendung (Weir)

Tubuh bendung merupakan struktur utama bendung yang berfungsi untuk membendung aliran sungai dan menaikkan tinggi muka air sungai dari elevasi awal yang terbuat dari beton, pasangan batu, urugan tanah atau bronjong. Bangunan ini merupakan bagian yang selalu atau boleh dilewati air baik dalam keadaan normal maupun air banjir, serta harus aman terhadap tekanan air, tekanan akibat gempa dan tekanan akibat berat sendiri.

b. Pintu Pengambilan (intake)

Pintu pengambilan merupakan bagian bendung yang berfungsi untuk mengatur banyaknya air yang masuk ke saluran. Pada bendung, pintu pengambilan bisa terdiri dari dua unit, yaitu kanan dan kiri dan bisa juga hanya satu unit, tergantung dari letak daerah yang akan diairi.

c. Pintu Penguras

Pintu penguras berfungsi untuk menguras bahan-bahan endapan yang terbawa aliran sungai. Pintu penguras biasanya berada pada sebelah kiri atau sebelah kanan bendung atau kadang-kadang pada kiri dan kanan bendung tergantung pada letak pintu pengambilan. Bila pintu pengambilan terletak pada sebelah kiri bendung, maka pintu penguras juga terletak di sebelah kiri bendung dan begitu sebaliknya bila pintu pengambilan terletak pada sebelah kanan bendung, maka pintu penguras juga terletak di sebelah kanan bendung. Apabila pintu pengambilan ada dua buah, akan tetapi pintu penguras hanya satu, hal ini terjadi jika salah satu pintu pengambilan melewati tubuh bendung.

d. Kantong Lumpur

Kantong lumpur berfungsi untuk mengendapkan fraksi-fraksi sedimen yang lebih besar dari fraksi pasir halus (0.06 mm sampai 0,07 mm) dan biasanya ditempatkan persis disebelah hilir bangunan pengambilan. Bahan-bahan yang telah mengendap dalam kantong lumpur kemudian dibersihkan secara berkala melalui saluran pembilas. e. Kolam Peredam Energi Bila kita membuat bendung pada aliran sungai baik pada palung maupun pada sodetan, maka pada sebelah hilir bendung akan terjadi loncatan air. Kecepatan pada daerah itu masih tinggi, hal ini akan menimbulkan gerusan setempat (local scouring). Untuk meredam kecepatan yang tinggi itu dibuat suatu konstruksi peredam energi. Bentuk hidrolis peredam energi merupakan suatu pertemuan antara penampang

miring, lengkung, dan lurus. Secara garis besar, konstruksi peredam energi dibagi menjadi beberapa tipe, yaitu:

1) Tipe vlughter

Peredam energi tipe ini dipakai pada tanah aluvial dengan aliran sungai tidak membawa batuan besar. Bentuk hidrolis kolam ini akan dipengaruhi oleh tinggi energi di hulu di atas mercu dan perbedaan energi di hulu dengan muka air banjir hilir.

2) Tipe schoklitsch

Peredam tipe ini mempunyai bentuk hidrolis yang sama sifatnya dengan peredam energi tipe vlughter. Bentuk hidrolis kolam peredam energi ini dipengaruhi oleh tinggi energi di atas mercu dan perbedaan tinggi energi di hulu dengan muka air banjir di hilir.

3) Tipe bucket Kolam

peredam energi ini terdiri dari tiga tipe, yaitu solid bucket, slotted rooler bucket atau dentated roller bucket dan sky jump. Ke tiga tipe ini mempunyai bentuk hampir sama dengan tipe vlugter, namun perbedaannya ada ujung ruang olakan. Peredam tipe bucket digunakan jika sungai membawa batuan sebesar kelapa (boulder).

4) Tipe USBR

Kolam peredam energi tipe ini biasanya dipakai untuk head drop yang lebih tinggi dari 10 meter. Tipe USBR terdiri dari empat tipe yaitu USBR tipe I, USBR tipe II, USBR tipe III dan USBR tipe IV. Pemilihan tipe USBR ini tergantung pada besar nilai froud dan debit aliran.

5) Tipe the SAF stilling basin (SAF = Saint Anthony Falls)

Kolam peredam energi tipe ini memiliki bentuk trapezium yang berbeda dengan bentuk tipe peredam energi lain (berbentuk melebar). Bentuk hidrolis tipe ini mensyaratkan bilangan Froude berkisar antara 1,7 sampai dengan 17. Pada pembuatan kolam ini dapat diperhatikan bahwa panjang kolam dan tinggi loncatan dapat di reduksi sekitar 80% dari seluruh perlengkapan. Kolam ini akan lebih pendek dan lebih ekonomis akan tetapi mempunyai

kelemahan yaitu keselamatan rendah (Open Channel Hidraulics, V.T.Chow: 417-420).

e. Bangunan Pelengkap

Bangunan pelengkap lain yang harus ada pada bendung antara lain yaitu tembok pangkal, sayap bendung, lantai udik dan dinding tirai, pengarah arus tanggul banjir dan tanggul penutup atau tanpa tanggul, penangkap sedimen atau tanpa penangkap sedimen, tangga, penduga muka air, dan sebagainya. (Mawardi dan Memet, 2010:7).

2.6.4 Syarat-syarat Konstruksi Bendung

Syarat-syarat konstruksi bendung harus memenuhi beberapa faktor yaitu:

- Bendung harus stabil dan mampu menahan tekanan air pada waktu banjir.
- Pembuatan bendung harus memperhitungkan kekuatan daya dukung tanah di bawahnya.
- Bendung harus dapat menahan bocoran (seepage) yang disebabkan oleh aliran air sungai dan aliran air yang meresap kedalam tanah.
- Tinggi ambang bendung harus dapat memenuhi tinggi muka air minimum yang diperlukan untuk seluruh daerah irigasi.
- Bentuk peluap harus diperhitungkan, sehingga air dapat membawa pasir, kerikil dan batu-batu dari sebelah hulu dan tidak menimbulkan kerusakan pada tubuh bendung.

2.6.5 Perencanaan Tubuh Bendung

2.6.5.1 Kemiringan Sungai Rata-rata

Kemiringan sungai yang diambil adalah kemiringan sungai rata-rata dari profil memanjang sungai pada peta Topografi aliran sungai Asam skala 1:50000 antara elevasi hulu sungaidan elevasi dasar sungai dilokasi bendung. Kemiringan sungai rata-rata (I) adalah sebagai berikut:

$$I = \frac{Elv_{Hulu} - Elv_{Bendung}}{0,9 \times L} \dots\dots\dots 2.16a$$

Dimana:

Elv_{Hulu} = Elevasi sungai bagian hulu (m)

Elv_{Bendung} = Elevasi sungai pada lokasi dibangun bendung (m)

L = Panjang sungai (m)

I = Kemiringan sungai (m)

2.6.5.2 Lebar Sungai Rata-rata

Dalam menentukan lebar sungai pada lokasi bendung adalah dengan cara mengambil lebar sungai rata-rata berdasarkan data lapangan dimana pengukuran lebar sungai dilakukan per-patok arah ke hulusungai dengan jarak bervariasi.

Rumus yang digunakan

$$l_{\text{Sungai rata-rata}} = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n} \dots\dots\dots 2.16b$$

Dimana:

$l_{\text{Sungai rata-rata}}$ = Lebar sungai rata-rata (m)

l_1, l_2, l_n = lebar sungai pada beberapa titik yang diukur (m)

n = Jumlah titik tinjau

2.6.5.3 Lebar Bendung

Lebar bendung adalah panjang bagian bendung yang terlintas air. Lebar bendung pada umumnya sama dengan lebar sungai rata-rata di daerah lokasi bendung dikurang dengan fasilitas bangunan pembilas. Lebar bendung harus dirancang dengan memperhatikan kemampuan peluapan bendung terhadap debit rancangan yang dihitung dengan persamaan VT.CHOW berikut:

$$Q_{100} = 1,704 \times B_{eff} \times H1^{1,5} \dots\dots\dots 2.16c$$

$$q = \frac{Q_{100}}{B_{eff}} \dots\dots\dots 2.16d$$

$$V = \frac{q}{P+H1} \dots\dots\dots 2.16e$$

$$H1 = hd + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 2.16f$$

$$k = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots 2.16g$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots 2.16h$$

Dimana:

Q_{100} = Debit banjir rencana (m^3/det)

q = Debit banjir per satuan meter persegi (m^2/det)

B_{eff} = Lebar efektifmercu bendung (m)

$H1$ = Tinggi energi di atas bendung (m)

hd = Tinggi air di atas mercu bendung (m)

- k = Tinggi energi (m)
 p = Tinggi mercu bendung di ukur dari lantai muka bendung (m)
 d = Tinggi air di atas titik pertengahan puncak (m)
 g = Percepatan gravitasi (m/det²)
 V = Kecepatan aliran (m/det)

untuk menentukan harga r ditentukan dengan rumus Krington:

$$\frac{H1}{r} = 3,80 \dots\dots\dots 2.16i$$

Menurut konsep rancangan pedoman teknis bahan konstruksi bangunan dan rekayasa sipil, panjang mercu bendung ditentukan 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil. Persamaan lebar efektif mercu menurut KP-02 tahun 2013 adalah:

$$Be = Bn - 2(n.Kp + Ka) \dots\dots\dots 2.16j$$

Dimana:

- Be = Lebar efektif bendung
 Bn = Lebar netto bendung
 n = Jumlah pilar
 Kp = Koefisien kontraksi pilar
 Ka = Koefisien kontraksi pangkal bendung
 $H1$ = Tinggi energi di atas mercu

Table 2.15 Nilai Kp dan Ka

No	Pilar	Nilai Kp
1	Pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut dibulatkan pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar.	0,02
2	Pilar berujung bulat	0,01
3	pilar berujung runcing	0

No	Pangkal Tembok	Nilai Ka
1	Pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
2	Pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H1 > r > 0,15 H1$	0,10
3	Pangkal tembok bulat dimana $r > 0,15 H1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

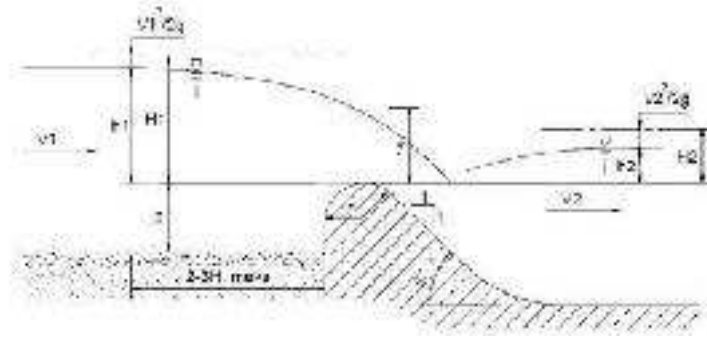
2.6.5.4 Tipe-tipe Mercu

Mercu bendung harus didesain sederhana sesuai dengan kriteria desain untuk memudahkan pelaksanaan, mercu bendung dapat didesain dengan mercu bulat atau ambang lebar. Kriteria desain yang dimaksud menyangkut parameter aliran, debit rencana untuk kapasitas limpah dan benturan. Di Indonesia pada umumnya digunakan dua type mercu untuk bendung pelimpah: tipe Ogee dan tipe bulat.

Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai baik untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya. Kemiringan maksimum muka bendung bagian hilir yang dibicarakan di sini berkemiringan (1) satu banding (1) satu batas bendung dengan muka hilir vertikal mungkin menguntungkan jika bahan pondasinya dibuat dari batu keras dan tidak diperlukan kolam olak. Dalam hal ini kavitasi dan aerasi tirai luapan harus diperhitungkan dengan baik.

1. Mercu Bulat

Bendung dengan mercu bulat (Gambar 2.10) memiliki harga koefisiensi debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisiensi bendung ambang lebar. Pada sungai, ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisiensi debit menjadi lebih tinggi karena lengkung streamline dan tekanan negatif pada mercu. Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1 / r). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit. Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai -4 m tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pasangan batu tekanan subatmosfir sebaiknya dibatasi sampai -1 m tekanan air.



Gambar 2.10 Bendung dengan Mercu Bulat

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 40

Dari Gambar 2.10 tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{1maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{1maks}

Persamaan tinggi energi-debit untuk bendung ambang pendek dengan pengontrol segi empat adalah:

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times g \times b \times H_1^{1,5}} \dots\dots\dots 2.17a$$

Dimana:

Q = Debit (m^3/det)

C_d = Koefisien debit ($C_d = C_0 \times C_1 \times C_2$)

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

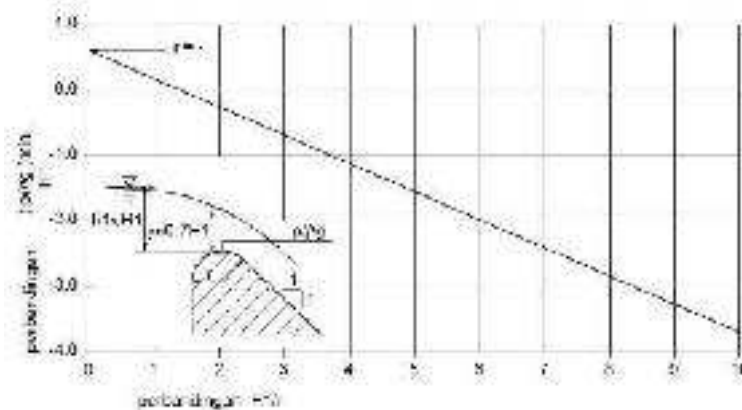
b = Panjang mercu (m)

H_1 = Tinggi energi diatas mercu (m)

Koefisien debit C_d adalah hasil dari:

- a. C_0 yang merupakan fungsi H_1/r (Gambar 2.12)
- b. C_1 yang merupakan fungsi p/H_1 (Gambar 2.13), dan
- c. C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan mukan hulu bendung (Gambar 2.14)

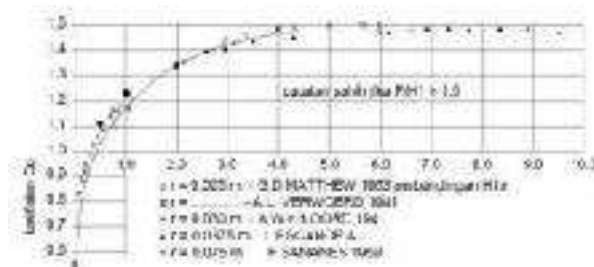
C_0 mempunyai harga maksimum 1,49 jika H_1/r lebih dari 5,0 seperti diperlihatkan pada Gambar 2.12



Gambar 2.11 Tekanan Pada Mercu Bendung Bulat Sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r

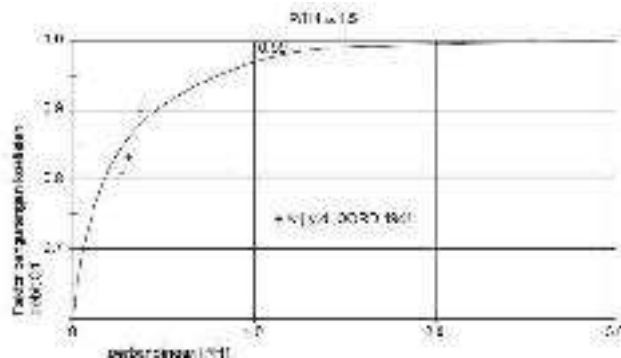
Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 41

Harga-harga C_0 pada Gambar 2.11 sah (valid) apabila mercu bendung cukup tinggi di atas rata-rata alur pengarah ($p/H_1 \geq$ sekitar 1,5). Dalam tahap perencanaan p dapat diambil setengah jarak dari mercu sampai dasar rata-rata sungai sebelum bendung tersebut dibuat. Untuk harga-harga p/h_1 yang kurang dari 1,5, maka Gambar 2.13 dapat dipakai untuk menemukan faktor pengurangan C_1 .



Gambar 2.12 Harga-harga Koefisien C_0 untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H_1/r

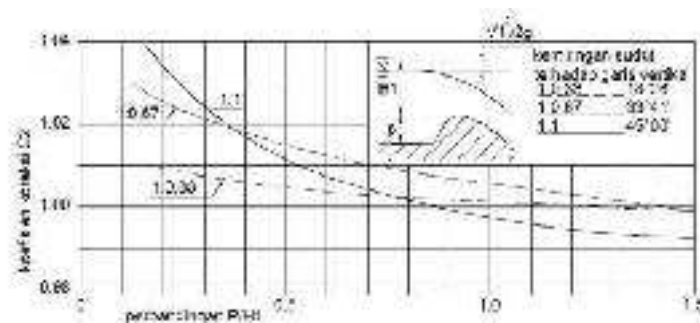
Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 41



Gambar 2.13 Koefisien C_1 sebagai Fungsi Perbandingan P/H_1

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 42

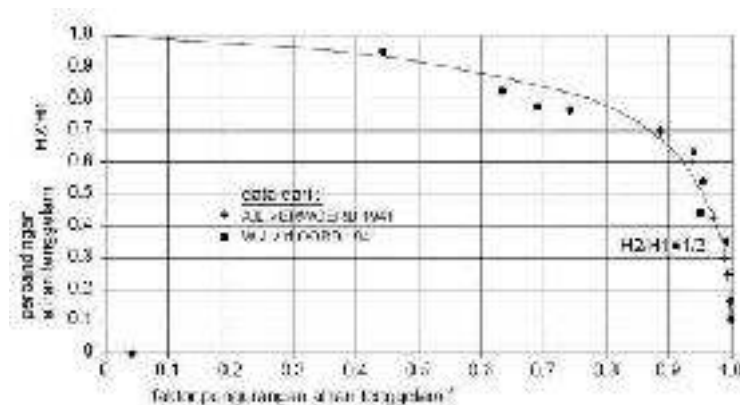
Harga-harga koefisien koreksi untuk pengaruh kemiringan muka bendung bagian hulu terhadap debit diberikan pada Gambar 2.14. Harga koefisien koreksi, C_2 , diandaikan kurang lebih sama dengan harga faktor koreksi untuk bentuk-bentuk mercu tipe Ogee.



Gambar 2.14 Harga-harga Koefisien C_2 untuk Bendung Mercu Tipe Ogee dengan Muka Hulu Melenkung (menurut USBR,1960)

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 42

Harga-harga faktor pengurangan aliran tenggelam f sebagai fungsi perbandingan tenggelam dapat diperoleh dari Gambar 2.15. Faktor pengurangan aliran tenggelam mengurangi debit dalam keadaan tenggelam.



Gambar 2.15 Faktor Pengurang Aliran Tenggelam sebagai Fungsi H_2/H_1

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 43

2. Mercu Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bandung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk

debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, U.S. Army Corps of Engineers telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{hd} = \frac{1}{K} \left[\frac{X}{Hd} \right]^n \dots\dots\dots 2.17b$$

Dimana

- Y = Ordinat permukaan mercu ditinjau dari puncak mercu (m)
X = Absis permukaan mercu ditinjau dari puncak mercu (m)
Hd = Tinggi energi rencana diatas mercu (m)
K dan n = parameter yang nilainya tergantung harga kecepatan dan kemiringan permukaan belakang.

Table 2.16 Harga-harga K dan n

Kemiringan Permukaan hilir	K	N
Vertical	2,000	1,850
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,810
1:1	1,873	1,776

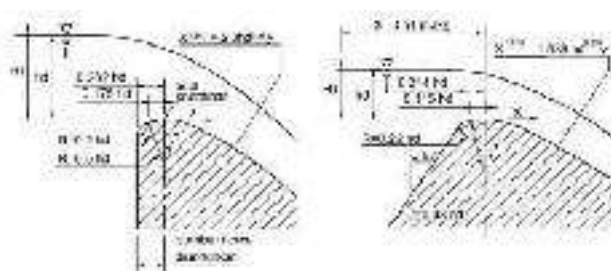
Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02,2013

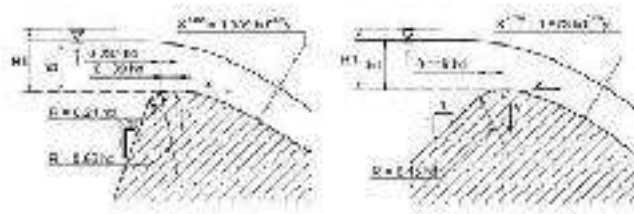
Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir. (Gambar 2.14). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah:

$$Q = C_d \times 2/3 \times \sqrt{2/3 \times g \times b \times Hl^{1,5}} \dots\dots\dots 2.17c$$

Dimana:

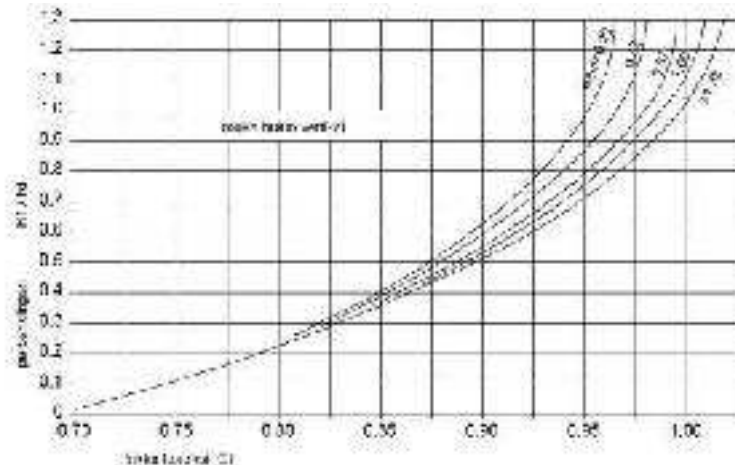
- Q = Debit (m³/det)
C_d = Koefisien debit (C_d = C₀ x C₁ x C₂)
g = Percepatan gravitasi (m/dt) = 9,8
b = Panjang mercu (m)
Hl = Tinggi energi diatas mercu (m)





Gambar 2.16 Bentuk-bentuk Bendung Mercu Ogee

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 44



Gambar 2.17 Faktor Koreksi untuk Selain Tinggi Energi Rencana Pada Bendung Mercu Ogee

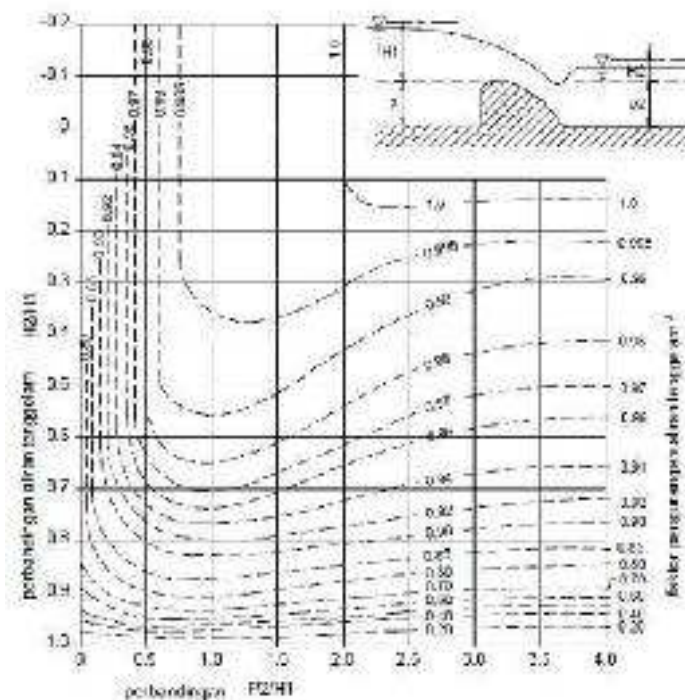
Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 45

Koefisien debit efektif C_e adalah hasil dari C_0, C_1 dan C_2

- $C_d = C_0 C_1 C_2$
- C_0 adalah konstanta (1,30)
- C_1 adalah fungsi p/h_d dan $H_1 p/h_d'$ dan
- C_2 faktor koreksi untuk permukaan hulu

Faktor koreksi C_1 disajikan pada Gambar 2.17 dan sebaiknya dipakai untuk berbagai tinggi bendung di atas dasar sungai. Harga-harga C_1 pada Gambar 2.17 berlaku untuk bendung mercu Ogee dengan permukaan hulu vertikal. Apabila permukaan bendung bagian hulu miring, koefisien koreksi tanpa dimensi C_2 harus dipakai; ini adalah fungsi baik kemiringan permukaan bendung maupun perbandingan p/H_1 . Harga-harga C_2 dapat diperoleh dari Gambar 2.14.

Gambar 2.18 menyajikan faktor pengurangan aliran tenggelam f untuk dua perbandingan: perbandingan aliran tenggelam H_2/H_1 dan P_2/H_1 .



Gambar 2.18 Faktor Pengurangan Aliran Tenggelam sebagai Fungsi H_2/H_1 dan P_2/H_1

Sumber : KP-02 Tahun 2013 Hal 46

2.6.5.5 Tinggi mercu

1. Pertimbangan dan Kriteria Penentuan Elevasi Mercu

Elevasi mercu bendung ditentukan berdasarkan beberapa pertimbangan:

- Elevasi sawah tertinggi yang akan diairi,
- Keadaan tinggi air sawah,
- Kehilangan tekanan mulai dari intake samapai dengan saluran tersier ditambah kehilangan tekanan aibat exploitasi,
- Tekanan yang diperlukan agar dapat membilas sedimen undersluice dan kantong sedimen
- Pengaruh elevasi mercu bendung terhadap panjang bendung untuk mengalirkan debit banjir rencana,
- Untuk mendapatkan sifat aliran sempurna.

Kriteria lain yang harus dipenuhi dalam penentuan elevasi mercu bendung antara lain yaitu:

- Harus terpenuhi pencapan pengaliran air keseluruhan wilayah pengairan,
- Perkiraan respon morfologi sungai dibagian udik dan hilir terhadap bendung pada elevasi tersebut,

- c. Kestabilan bangunan secara keseluruhan, biaya pembangunan, dengan tidak menutup kemungkinan pemilihan lokasi lain

2. Langkah Penentuan Elevasi Mercu Bendung

Dalam penentuan elevansi mercu bendung dapat dilakukan langkah kegiatan sebagai berikut:

- a) Tetapkan elevasi sawah tertinggi yang akan diairi; tinggi muka air di sawah dan di saluran irigasi hingga mendapatkan tinggi muka air di bangunan bagi pertama.
- b) Hitung kebutuhan tinggi tekanan untuk mengalirkan air dari intake ke bangunan ukur dan bangunan bagi pertama ke saluran sekunder, tersier dan sawah dengan memperhatikan kehilangan tenaga akibat gesekan sepanjang saluran.
- c) Hitung kehilangan tinggi tekan pada bangunan ukur dengan memmpershitungkan tipe alat ukur yang dipakai.
- d) Hitung kehilangan tinggi tekan di intake dengan memperhatikan kehilangan tekanan akibat saringan sampah dan pintu-pintu.
- e) Bila bendung dilengkapi kantong sedimen maka; hitung fungsi elevasi muka iar di awal intake berdasarkan keadaan aliran untuk pembilasan sedimen di kantong sedimen.
- f) Pilih elevasi muka iar di udik intake yang lebih menentukan diantara hasil perhitungan untuk keperluan jaringan irigasi dan hasil perhitungan untuk keperluan pembilasan sedimen.
- g) Tentukan kehilangan tinggi tekan akibat saringan sampah dan atau saringan batu yang dipasang di udik intake.
- h) Tambahkan tinggimercu sekurangnya sebesar 0,10 meter, untuk mengatasi penurunan muka air di udik mercu akibat gelombang yang timbul oleh tiupan angin dan kebocoran di pintu.
- i) Evaluasi hasil perhitungan di atas, sehingga pada debit desain tetap terjadi aliran sempurna.

2.6.5.6 Tinggi Air Banjir Di Hilir Bendung

Dalam menghitung tinggi muka air hilir bendung diperlukan asumsi bentuk penampang sungai. Dalam perhitungan ini penampang sungai dianggap berbentuk trapesium dengan perbandingan kemiringan talud 1:1. Perhitungan tinggi muka air banjir menggunakan persamaan strickler yaitu:

$$Q = A \times V \dots\dots\dots 2.18a$$

$$V = k \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots 2.18b$$

$$A = (b + m \cdot h) \times h \dots\dots\dots 2.18c$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \dots\dots\dots 2.18d$$

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots 2.18e$$

Dimana:

Q = debit rencana(m³/det)

V = kecepatan (m/dt)

A = luas penampang (m²)

P = keliling basah (m)

R = jari-jari hidrolis (m)

K = koefisien stricker

I = kemiringan sungai

2.6.5.7 Tinggi Maksimum Air Diatas Mercu

Tinggi muka air diatas mercu (Gambar 2.10) dapat dihitung dengan persamaan tinggi energi-debit, untuk amabang bukat dan pengontrol segi empat yaitu:

$$Q_d = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots 2.19$$

dimana:

Q_d = debit desain, m³/det

C_d = koefesien debit = $C_d = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2$

g = percepatan gravitasi

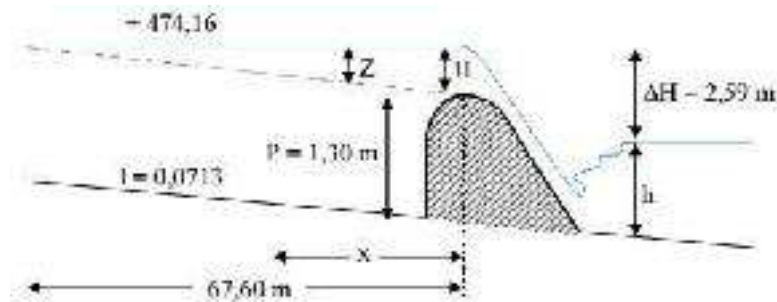
b = panjang mercu efektif, m

H = tinggi energi di atas mercu, m

Dalam penentuan harga koefesien debit, C_d , lebih lanjut dapat dipelajari pada Standar Perencanaan Irigasi KP. 02

2.6.5.8 Arus Balik

Untuk mengetahui panjang tanggul yang diperlukan jika situasi disekitar bendung tidak memungkinkan dibuat tanggul pendek akibat banjir rencana yang terjadi. Maka perlu diperhitungkan arus balik (*back water*) akibat pembendung.



Gambar 2.19 Sketsa Arus Balik (Back Water)

Sumber : -

Untuk menghitung arus balik (*back water*) dapat dipakai Rumus:

$$Z = \Delta H \cdot 1 - X/L^2 \dots\dots\dots 2.20$$

Untuk $H/P > 1$, maka $L = 2 \cdot H / I$

Untuk $H/P < 1$, maka $L = P + H / I$

Dimana:

Z = Ketinggian muka air disepanjang *back water* (m).

H = Tinggi muka air diatas mercu bendung (m).

h = Tinggi muka air dihilir bendung (m).

P = Tinggi puncak mercu bendung (m).

L = Panjang total dimana kurva bisa dilihat (m).

I = Kemiringan dasar sungai sekitar bendung.

2.6.6 Peredam Energi

Bangunan peredam energi bendung adalah struktur dari bangunan di hilir tubuh bendung yang terdiri dari beberapa tipe, bentuk dan di kanan kirinya dibatasi oleh tembok pangkal bendung dilanjutkan dengan tembok sayap hilir dengan bentuk tertentu. Fungsi Bangunan adalah untuk meredam energi air akibat pembendungan, agar air dihilir bendung tidak menimbulkan penggerusan setempat yang membahayakan struktur.

a. Prinsip peredam energi

Prinsip peredam energi pada bangunan peredam energi adalah dengan cara menimbulkan gesekan air dengan lantai dan dinding struktur, gesekan air dengan air, membentuk pusaran air berbalik vertikal ke atas dan ke bawah serta pusaran arah horizontal dan menciptakan benturan aliran ke struktur serta membuat loncatan air di dalam ruang olakan.

b. Faktor pemilihan tipe

Dalam memilih tipe bangunan peredam energi sangat bergantung kepada kepada berbagai faktor antara lain:

- 1) Tinggi pembendungan
- 2) Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya jenis bantuan, lapisan, kekerasan tekan, diameter butiran, dan sebagainya.
- 3) Jenis angkutan sedimen yang terbawa aliran sungai
- 4) Kemungkinan degradasi dasar sungai yang akan terjadi di hilir bendung
- 5) Keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi seperti aliran tidak sempurna/tenggelam, loncatan aliran yang lebih rendah atau lebih tinggi dan sama dengan kedalaman muka air hilir (tail water)

2.6.6.1 Tipe Kolam Olak

1. Tipe MDO

Bendung dengan peredam energi lantai datar dan ambang akhir modifikasi tipe Vlughter dikenal dengan sebutan tipe MDO. Peredam energi tipe MDO telah banyak digunakan diberbagai bendung yang jumlahnya mencapai puluhan. Bentuk hidraulik bangunan, yaitu :

- a. Mercu bendung bertipe bulat
- b. Tubuh bendung bagian hilir tegak dengan sampai kemiringan 1:1
- c. Tanpa lengkungan dipertemuan kaki bendung dan lantai
- d. Lantai hilir berbentuk datar tanpa kemiringan
- e. Berambang akhir berbentuk kotak-kotak di bagian akhir lantai hilir
- f. Harus dilengkapi dengan tembok sayap hilir dengan bentuk miring dan ujung dimasukan ke dalam tebing
- g. Untuk menambah keamanan tepat dihilir ambang akhir di kaki tembok sayap dipasang rip-rap dari batu diameter antara 0,30-0,40 m.

Dalam mendesain dimensi peredam energi tipe MDO ini menggunakan grafik yang diterbitkan oleh DPMA (Gambar 2.20). Grafik tersebut yaitu untuk menentukan dimensi peredam energi tipe MDO yaitu :

- a. Penentuan kedalam lantai peredam energi
- b. Penentuan panjang lantai peredam energi

Perhitungan dimensi peredam energi tipe MDO dihitung dengan menggunakan persamaan (E.Mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu:

- a. Parameter energi dihitung dengan rumus :

$$E = \frac{q}{\sqrt{gZ^3}} \dots\dots\dots 2.21a$$

- b. Kedalaman lantai peredam energi dihitung dengan rumus :

$$Ds = (Ds) \left(\frac{Ds}{D2} \right) \dots\dots\dots 2.21b$$

Ds/D2 diperoleh dari gambar 2.20

- c. Panjang lantai peredam energi dihitung dengan rumus :

$$Ds = (Ds) \left(\frac{Ls}{D2} \right) \dots\dots\dots 2.21c$$

Ls/D2 diperoleh dari gambar 2.20

- d. Kedalam ambang akhir dihitung dengan rumus :

$$Y = \frac{(Q)^{2/3}}{C \times L} \dots\dots\dots 2.21d$$

- e. Tinggi ambang akhir dihitung dengan rumus :

$$a = 0,3 \times D2 \dots\dots\dots 2.21e$$

- f. Lebar ambang akhir dihitung dengan rumus :

$$b = 2 \times a \dots\dots\dots 2.21f$$

Dimana:

E = parameter energi

Q = debit persatuan lebar (m³/dt/m')

Z = beda tinggi muka air hulu dan hilir (m)

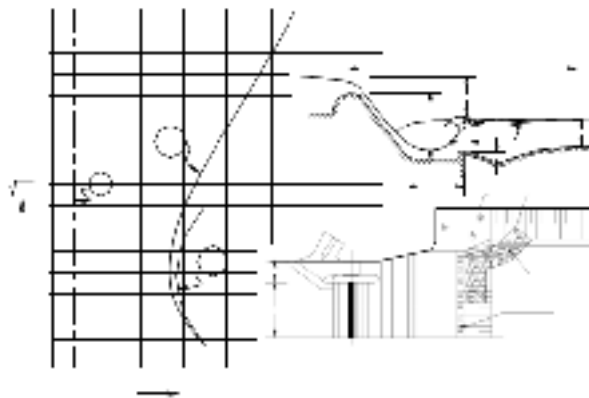
g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

Ds = kedalaman lantai peredam energi (m)

a = tinggi ambang akhir (m)

b = lebar ambang akhir(m)

D2 = kedalaman air dihilir (m)

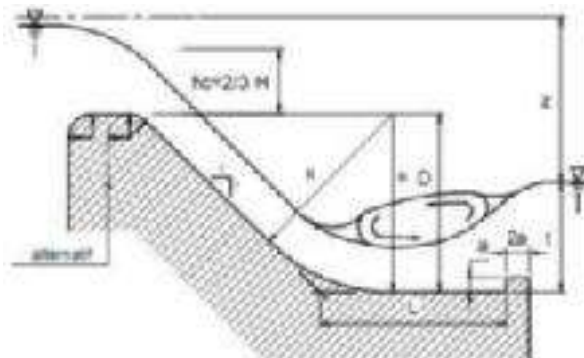


Gambar 2.20 Grafik Peredam Energi Tipe MDO

Sumber : KP-02 Tahun 2013

2. Tipe Vlugter

Bentuk hidrolik kolam olak tipe Vlugter merupakan pertemuan suatu penampang miring, penampang melengkung dan penampang lurus. Tipe ini digunakan karena mempunyai dasar aluvial dan tidak banyak membawa sedimen yang berdiameter besar.



Gambar 2.21 Peredam Energy Tipe Vlugter

Sumber : KP-02 Tahun 2013

Perhitungan dimensi peredam energi tipe Vlugter menggunakan rumus (Standart Perencanaan Irigasi KP-02: 60, 2013) yaitu:

$$hc = \sqrt{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots 2.22a$$

jika $0,5 < \frac{z}{hc} \leq 2,0$ maka menggunakan rumus

$$t = 2,4hc + 0,4z \dots\dots\dots 2.22b$$

jika $2,0 < \frac{z}{hc} \leq 15,0$ maka menggunakan rumus

$$t = 2,4hc + 0,4z \dots\dots\dots 2.22c$$

$$a = 0,28hc \sqrt{\frac{hc}{z}} \dots\dots\dots 2.22d$$

$$D = R = L = (Z + t - H) \dots\dots\dots 2.22e$$

Dimana:

- Q = debit banjir rencana (m³/dt)
- q = debit satuan, (m³/dt/m')
- Be = lebar bendung (m)
- Hc = kedalaman kritis (m)
- g = percepatang gravitasi (m/dt²)
- a = tinggi ambang akhir (m)
- D = kedalaman lantai peredam energi (m)
- R = jari-jari kolam olak (m)
- L = panjang lantai peredam energi (m)
- Z = bedatinggi muka air hulu dan hilir (m)
- T = Kedalaman air hilir (m)

3. Tipe USBR

United States Bureau of Reclamation (USBR) adalah sebuah lembaga yang mengawasi pengelolaan sumber daya air yang meliputi pengawasan proyek-proyek untuk irigasi, suplai air, dan pembangkit listrik tenaga air. Dari penelitian yang intensif pada beberapa jenis rancangan kolam olakan didapatkan beberapa tipe kolam olakan. Rancangan peredam energi tersebut diuraikan sebagai berikut:

- a. Untuk $Fr \leq 1,7$ tidak diperlukan kolam olak pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi saluran pasangan batu atau beton tidak memerlukan lindungan khusus. Tipe ini termasuk kolam olak USBR tipe I yang dilengkapi dengan blok halang dan End Sill.
- b. Bila $1,7 < Fr \leq 2,5$ maka kolam olak diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Pada umumnya kolam olak dengan ambang ujung (*blok end sill*) mampu bekerja dengan baik. Untuk penurunan muka air $\Delta z < 1,5$ m dapat dipakai bangunan terjun tegak. Tipe ini termasuk kolam olak USBR tipe II yang dilengkapi dengan blok halang dan End Sill
- c. Jika $2,5 < Fr \leq 4,5$ maka akan timbul situasi yang paling sulit dalam memilih kolam olak yang tepat. Loncatan air terbentuk dengan baik dan

menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh disaluran. Cara mengatasinya adalah mengusahakan agar kolam olak mampu menimbulkan olakan (turbulensi) yang tinggi dengan blok halangnya atau menambah intensitas pusaran dengan memasang blok depan kolam berukuran besar (USBR tipe IV). Tetapi sebaiknya geometrinya diubah untuk memperbesar/memperkecil bilangan Froude dan memakai kolam dari tipe lainnya.

- d. Kalau $Fr \geq 4,5$ ini akan merupakan kolam yang paling ekonomis karena kolam ini pendek. Tipe ini termasuk kolam olak USBR tipe III yang dilingkapi dengan blok depan dan blok halang.

Persamaan peredam energi USBR dihitung dengan rumus (Standart Perencanaan Irigasi KP-02: 52, 2013) yaitu:

Bilangan Froude dihitung dengan menggunakan rumus:

$$Fr = \frac{V1}{\sqrt{g \times Yu}} \dots\dots\dots 2.23a$$

Kesepatan (V1) awal loncatan dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V1 = \sqrt{2g \left(\frac{1}{2} H1 \times Z \right)} \dots\dots\dots 2.23b$$

Kedalaman konjungsi dalam loncatan air dihitung dengan menggunakan rumus:

$$\frac{y2}{yu} = \frac{1}{2} (V1 + (1 + 8Fr^2 - 1)) \dots\dots\dots 2.23c$$

Panjang kolam olak dihitung dengan rumus:

$$L = 2yu \left(\sqrt{1 + 8Fr^2 - 1} \right) \dots\dots\dots 2.23d$$

Dimana:

- Fr = bilangan Froude
- H1 = tinggi energi diatas ambang, (m)
- Z = tinggi jatuh (m)
- V1 = kecepatan awal loncatan (m/dt)
- Yu = kedalaman air di awal loncat air (m)
- y2 = kedalaman air di akhir loncat air (m)
- g = percepatan gravitasi
- L = panjang kolam olak

4. Tipe Bak Tenggelam

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan sejak lama dengan sangat berhasil pada bendung-bendung rendah dan untuk bilanganbilangan Fruode

rendah. Parameter-parameter dasar sebagaimana diberikan oleh USBR sulit untuk diterapkan bagi perencanaan bendung dengan tinggi energy rendah. Perhitungan dimensi peredam energi menggunakan rumus (Standart Perencanaan Irigasi KP-02 : 57, 2013) yaitu :

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots 2.24a$$

$$q = \frac{Q}{Be} \dots\dots\dots 2.24b$$

Dimana:

Q = debit banjir rencana (m³/dt)

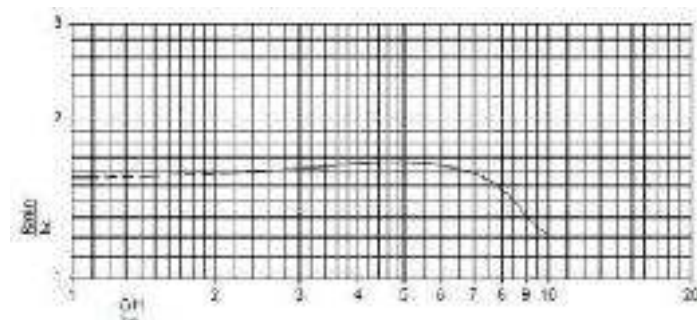
q = debit satuan (m³/dt/m')

Be = lebar bendung(m)

Hc = kedalaman kritis (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

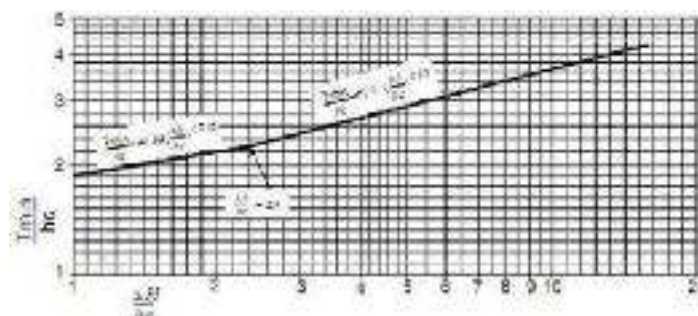
Jari-jari minimum bak yang diizinkan (Rmin) diperoleh pada gambar 2.9 dimana garis menerus adalah garis asli dari kriteria USBR.



Gambar 2.22 Jari-jari Minimum Bak Tenggelam

Sumber : KP-02 Tahun 2013

Batasan minimum tinggi air hillir (T min) diperoleh dari gambar 2.10



Gambar 2.23 Batas Minimum Tinggi Air Hilir

Sumber : KP-02 Tahun 2013

2.6.6.2 Perhitungan Tebal Lantai Kolam Olak

Syarat tebal lantai peredam energi menurut KP-02 tahun 2013 adalah:

$$dx \geq Sx \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots 2.25a$$

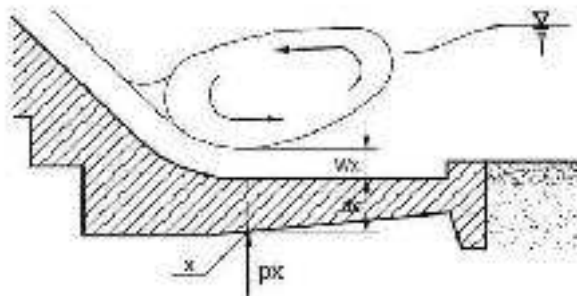
Dimana:

d = Tebal lantai pada titik (m)

P = Gaya angkat (Up-lift) pada titik (ton/m²) W = Kedalaman air pada titik (m)

γ = Berat jenis pasangan batu (2,2 ton/m³)

S = Faktor keamanan (1.5 untuk kondisi air normal dan 1.25 untuk kondisi air banjir/ekstrim)



Gambar 2.24 Tebal Lantai Kolam Olak

Sumber : KP-02 Tahun 2013, hal 116

Untuk mengitung besar tekanan ke atas dihitung dengan rumus:

$$Ux = \left(Hx - \frac{lx}{\Sigma l} \Delta H \right) \gamma_{air} \dots\dots\dots 2.25b$$

Dimana:

U = Gaya angkat (Uplift preasure) pada titik (ton/m²)

H = Tinggi titik terhadap air muka (m)

l = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai (m)

Σl = Panjang total bidang kontak bendung dengan tanah (m)

ΔH = Beda tinggi energi (m)

γ air = Berat jenis air (1 ton/m³)

2.6.7 Lantai Muka

Perencanaan lantai muka bendung menggunakan garis kemiringan hidrolis. Garis gradien hidrolis ini digamhar dari hilir ke arah hulu dengantitik ujung hilir bendung sebagai permukaa dengan tekanan sebesar nol.Kemiringan garis hidrolis gradien disesuaikan dengan kemiringan yangdijijinkan untuk suatu tanah dasar

tertentu, yaitu menggunakan Creep Ratio (C). Untuk mencari panjang lantai depan hulu yang menentukan adalah bedatinggi energi terhesar dimana terjadi pada saat muka banjir di hulu dan kosong di hilir, Garis hidrolik gradien akan membentuk sudut dengan bidang horisontal sebesar α , sehingga akan memotong muka air banjir di hulu. Proyeksi titik perpotongan tersebut ke arah horisontal (lantai hulu bendung) adalah titik ujung dari panjang lantai depan minimum.

Persamaan :

$$C_L = \frac{\Sigma L_V + \Sigma \left(\frac{1}{3} L_H\right)}{H} \dots\dots\dots 2.26$$

Dimana :

CL = Koefisien Lane

LV = Panjang creep line vertikal (m)

LH = Panjang creep line horizontal (m)

H = Elevasi mercu bendung – Elevasi ambang kolam olak

2.6.7.1 Panjang Lantai Muka

Lantai muka adalah sebuah struktur bangunan di dasar sungai yang terletak di hilir bendung. Lantai muka berfungsi untuk memperpanjang jalur rembesan air. Dalam perancangan lantai muka terdapat dua teori yaitu teori Bligh dan teori Lane, yang digunakan untuk mengevaluasi panjang lantai muka. Untuk melakukan perhitungan lantai muka dapat digunakan rumus sebagai berikut:

a. Teori Bligh

$$L_v + L_h > \Delta H \times C \dots\dots\dots 2.27a$$

Dimana:

Lv = Panjang Creep line vertikal (m)

Lh = Panjang Creep line horizontal (m)

C = Koefisien Bligh

ΔH = selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung (m)

b. Teori Lane

$$\frac{L_v + 1/3 L_h}{\Delta H} \geq C \dots\dots\dots 2.27b$$

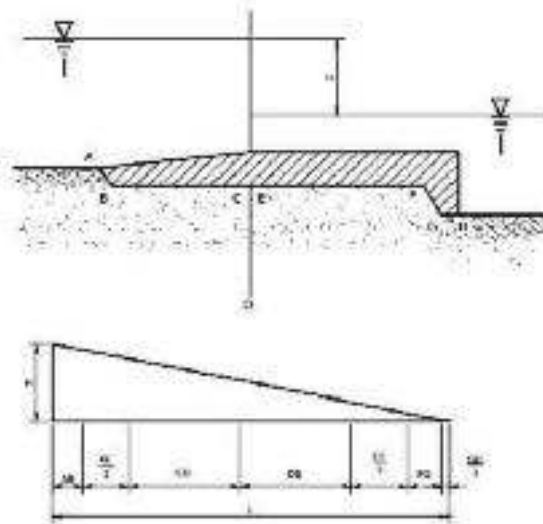
Dimana:

C = Koefisien Lane

Lv = Panjang Creep line vertikal (m)

Lh = Panjang Creep line horizontal (m)

ΔH = Selisih tinggi muka air hulu dan hilir bendung



Gambar 2.25 Metode Angka Rembesan Lane

Sumber : KP-02 Tahun 2013, hal 116

Table 2.17 Harga-harga Minimum Angka Rembesan Lane (C_L)

No	Material di Hawah Bendung	Lane	High
1.	Pasir sangat halus atau lanau	8,5	18
2.	Pasir halus	7,0	
3.	Pasir sedang	6,0	
4.	Pasir kasar	5,0	12
5.	Kerikil halus	4,0	
6.	Kerikil sedang	3,5	
7.	Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0	
8.	Boulder, batu kecil dan kerikil	2,5	4-6
9.	Lempung lunak	3,0	
10.	Lempung sedang	1,8	
11.	Lempung keras	1,6	
12.	Lempung sangat keras	1,6	

Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02,2013

2.7 Perencanaan Pintu Penguras dan Pintu Pengambilan

Bangunan pengambilan berfungsi untuk mengelakkan air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan dan bangunan pembilas berfungsi untuk mengurangi sebanyak mungkin benda-benda terapung dan fraksi-fraksi sedimen kasar yang masuk ke jaringan saluran irigasi. Pengambilan sebaiknya dibuat sedekat mungkin dengan pembilas dan as bendung atau bendung gerak. Lebih disukai jika

pengambilan ditempatkan di ujung tikungan luar sungai atau pada ruas luar guna memperkecil masuknya sedimen.

2.7.1 Pintu Penguras

Pintu penguras berfungsi sebagai penguras/membersihkan sedimen atau material yang hanyut dibawa air dan berkumpul pada bagian muka pintu intake. Pintu penguras ini lebar (b) harus diperhitungkan mampu menguras atau membilas sedimen atau material yang ada. Besarnya debit (Q) yang lewat melalui pintu dihitung dengan rumus:

$$Q = C \times b \times h^{3/2} \dots\dots\dots 2.28a$$

Dimana:

Q = Debit yang melewati pintu (m³/dt)

C = Konstanta = 1,4

b = Lebar pintu (m)

h = Tinggi pintu (m)

Untuk perhitungan sedimen yang dapat dibilas dilakukan pada pintu dibuka penuh. Kecepatan aliran rata-rata dihitung dengan rumus:

$$V_a = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots 2.28b$$

Dimana:

V_a = Kecepatan aliran rata-rata (m/dt)

Q = Debit yang melewati pintu (m³/dt)

A = Luas penampang basah (m²)

Diameter sedimen yang dapat dibilas dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{V_a^2}{2,25 \times C^2} \dots\dots\dots 2.28c$$

Dimana:

d = Diameter sedimen yang dapat dibilas (cm)

V_a = Kecepatan aliran rata-rata (m/dt)

C = Koefisien pengaliran (diambil C = 4,20)

Lebar pintu penguras dapat diambil 1/6 s/d 1/10 lebar total bendung dengan rumus:

$$B_p = 1/10 \times B_{tot} \dots\dots\dots 2.28d$$

Dimana:

B_p = Lebar pintu penguras

B_{tot} = Lebar total bendung

Dalam perhitungan hidrolis pintu penguras terdapat dua (2) macam:

- 1) Pintu dibuka setinggi onderspuier

Rumus:

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot P - 1/2h} \dots\dots\dots 2.28e$$

Dimana:

Q = Debit penguras (m^3/dt)

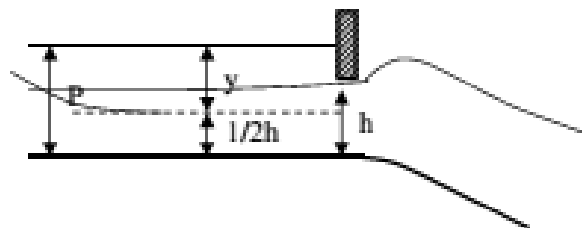
h = Tinggi onderspuier (m)

b = Lebar pintu penguras (m)

P = Tinggi air normal dibendung (m)

μ = Koefisien pengaliran = 0,62

g = Percepatan grafitasi (m/dt^2)



Gambar 2.26 Pintu penguras dibuka setinggi onderspuier

- 2) Pintu dibuka penuh

Rumus:

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \dots\dots\dots 2.28f$$

Dimana:

Q = Debit pembilas/penguras (m^3/dt)

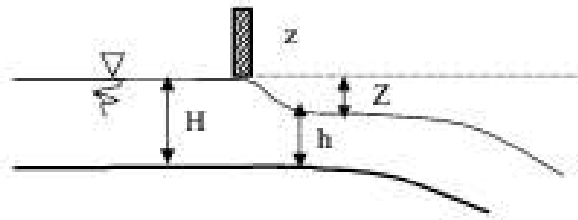
h = Tinggi bukaan pintu = 2/3 H(m)

b = Lebar pintu (m)

μ = Koefisien pengaliran = 0,75

g = Percepatan grafitasi (m/dt^2)

Z = Beda tinggi muka air di hulu dengan muka air di hilir = $1/3 H$ (m)



Gambar 2.27 Pintu penguras dibuka penuh

Kecepatan bilas dihitung dengan rumus:

$$V = 1,50 \cdot c \sqrt{D} \dots\dots\dots 2.28g$$

Dimana:

V = Kecepatan bilas

c = Koefisien sedimen dan bentuk

D = Diameter material yang dibilas.

2.7.2 Pintu Pengambilan

Pembilas pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga bila terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung kepada kecepatan aliran masuk yang diizinkan. Kecepatan ini bergantung kepada ukuran butir bahan yang akan diangkat. Kapasitas pengambilan harus sekurang-kurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (dimension requirement) guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek.

Kecepatan masuk sebesar 1,0 – 2,0 m/dt yang merupakan besaran perencanaan normal, dapat diharapkan bahwa butir-butir berdiameter 0,01 sampai 0,04 m dapat masuk.

$$Q = \mu \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot z} \dots\dots\dots 2.29$$

Dimana:

Q = Debit pengambilan (m^3/dt)

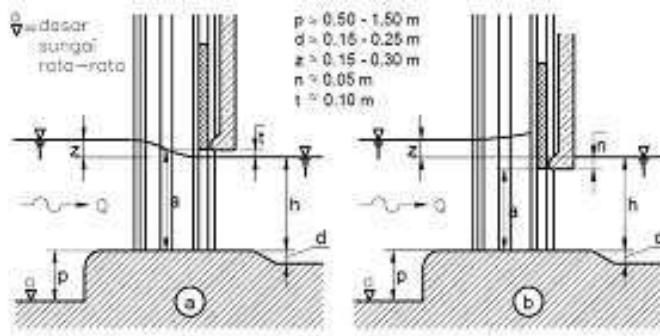
μ = Koefisien debit, untuk bukaan dibawah permukaan air dengan kehilangan tinggi energi kecil $\mu = 0,80$

b = Lebar pintu (m)

a = Tinggi bukaan (m)

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

z = kehilangan energi pada bukaan (m)



Gambar 2.28 Tipe pintu pengambilan

(Sumber: KP-02 tahun 2013 hal 89)

Bila pintu pengambilan dipasang dengan pintu radial, maka $\mu = 0,80$ jika ujung pintu bawah tenggelam 20 cm di bawah muka air hulu dan kehilangan energi sekitar 10 cm.

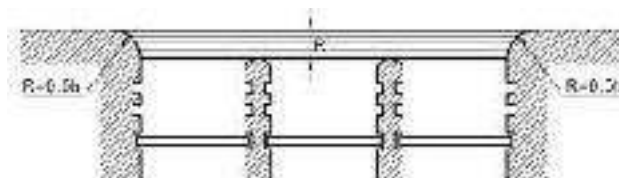
Elevasi mercu bendung direncanakan 0,10 di atas elevasi pengambilan yang dibutuhkan untuk mencegah kehilangan air pada bendung akibat gelombang.

Elevasi ambang bangunan pengambilan ditentukan dari tinggi dasar sungai. Ambang direncanakan di atas dasar dengan ketentuan berikut:

- 0,50 m jika sungai hanya mengangkut lanau
- 1,00 m bila sungai juga mengangkut pasir dan kerikil
- 1,50 m kalau sungai mengangkut batu-batu bongkah.

Harga-harga itu hanya dipakai untuk pengambilan yang digabung dengan pembilas terbuka; jika direncanakan pembilas bawah, maka kriteria ini tergantung pada ukuran saluran pembilas bawah. Dalam hal ini umumnya ambang pengambilan direncanakan $0 < p < 20$ cm di atas ujung penutup saluran pembilas bawah.

Bila pengambilan mempunyai bukaan lebih dari satu, maka pilar sebaiknya dimundurkan untuk menciptakan kondisi aliran masuk yang lebih mulus.



Gambar 2.29 Geometri bangunan pengambilan

(Sumber: KP-02 tahun 2013 hal 90)

Pengambilan hendaknya selalu dilengkapi dengan sponeng skot balok di kedua sisi pintu, agar pintu itu dapat dikeringkan untuk keperluankeperluan pemeliharaan dan perbaikan.

2.8 Analisis Stabilitas

2.8.1 Gaya-gaya yang Berkerja

1. Gaya Akibat Berat Sendiri

Besarnya berat sendiri dari bangunan tergantung kepada bahan yang digunakan untuk membuat konstruksi bendung. Adapun berat jenis bendung sesuai dengan jenis konstruksinya yaitu sebagai berikut:

- a. Pasangan batu : 2,2 ton/m³
- b. Beton tumbuk : 2,2 ton/m³
- c. Beton bertulang : 2,4 ton/m³

Perhitungan gaya dan momen akibat berat sendiri bendung adalah:

$$M = G \times x \dots\dots\dots 2.30a$$

$$G = A \times \gamma t \dots\dots\dots 2.30b$$

Dimana:

M = Momen dari gaya yang bekerja dari masing-masing bagian (ton.m)

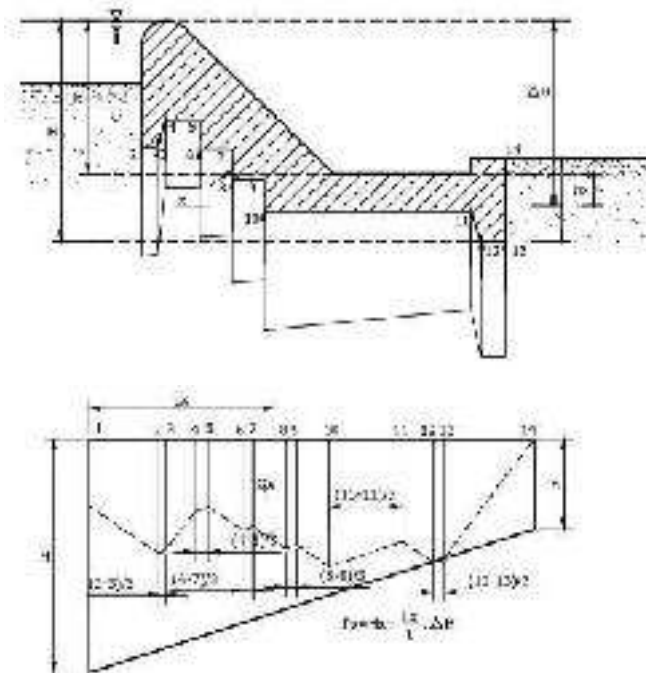
x = Panjang lengan gaya dari titik berat bidang ketitik guling

A = Luas bagian yang ditinjau (m²)

γt = Berat jenis pasangan batu

2. Gaya Akibat Gaya Angkat

Hukum Archimedes berlaku untuk konstruksi bendung dengan gaya tekan ke atas sama dengan berat dari volume benda yang dipindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal semakin berat betonnya akan semakin stabil terhadap gaya geseran. Oleh karena itu harus diusahakan agar gaya tekan ke atas sekecil-kecilnya (Soedibyo. 1993). Dalam teori angka rembesan Lane, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal.



Gambar 2.30 Gaya Angkat Pada Pondasi Bendung

Sumber : KP-02 Tahun 2013, hal 110

Adapun rumus akibat gaya angkat adalah:

$$P_x = Hx \times \frac{Lx}{L} \times \Delta H \dots\dots\dots 2.31a$$

$$Momen = P_x \times L \dots\dots\dots 2.31b$$

Dimana:

P_x = Gaya angkat pada , kg/m²

L = Panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah, m

L_x = Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai , m

ΔH = Beda tinggi energi, m

H = Tinggi energi di hulu bendung, m

Dan di mana L dan L_x adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horizontal, dianggap vertikal.

3. Gaya Akibat Gempa

Perhitungan gaya gempa dapat di hitung dengan menggunakan rumus berikut (Rizal, 2010:85):

$$F = \frac{Ad}{g} \dots\dots\dots 2.32a$$

$$Ad = n(AC \times z)^m \dots\dots\dots 2.32b$$

Dimana:

A_d = Percepatan Gempa (cm/dtk²)

n/m = Koefisien untuk jenis tanah.

A_C = Percepatan kejut dasar (cm/dtk²).

f = Koefisien gempa

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/dtk²)

Z = Koefisien Zona

$$M = G \times x \dots\dots\dots 2.33c$$

$$G = f \times A \times B_j \dots\dots\dots 2.33d$$

M = Momen gaya (ton m)

A = Luas bidang yang ditinjau (m²)

Nilai n/m dan A_C (Lampiran 2.9 dan Lampiran 2.10)

Table 2.18 Koefisien Jenis Tanah

Jenis Tanah	N	M
Batu	2.76	0.71
Diluvium	0.87	1.05
Aluvium	1.56	0.89
Aluvium Lunak	0.29	1.32

Sumber: Perencanaan Jaringan Irigasi Matobe, 2013

Table 2.19 Periode Ulang dan Percepatan Dasar Gempa (A_C)

Periode Ulang	A_C (gal = cm/det ²)
20	85
50	113
100	160
500	225
1000	275

Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02,2013

4. Gaya Hidrostatik

Dalam perhitungan gaya hidrostatik ditinjau pada keadaan:

- Kondisi air Normal

b. Kondisi air banjir

Gaya hidrostatik kondisi air normal dihitung dengan rumus:

$$W_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \dots\dots\dots 2.34a$$

Gaya hidrostatik kondisi air banjir dihitung dengan rumus:

$$W_w = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot h \cdot (2h_1 - h) \dots\dots\dots 2.34b$$

$$M = W_w \cdot L \dots\dots\dots 2.34c$$

Dimana:

W_w = Besar gaya hidrostatik (ton)

γ_w = Berat jenis air (1 ton/m³)

h = Tinggi mercu (m)

h_1 = Tinggi muka air di depan mercu (m)

M = Momen gaya (ton m)

L = Jarak titik berat (m)

5. Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \times H_A^2 \times K_A \dots\dots\dots 2.35a$$

$$K_A = tg^2 \times \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots 2.35b$$

$$M = P_A \times L_A \dots\dots\dots 2.35c$$

Keterangan:

P_A = tekanan tanah aktif

γ_{sub} = berat isi jenis tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$

H_A = tinggi tanah aktif

K_A = Koefisien tanah aktif

L_A = Panjang lengan gaya

ϕ = Sudut geser dalam

6. Gaya Akibat Tekanan Tanah Pasif

$$P_P = \frac{1}{2} \gamma_{sub} \times H_P^2 \times K_P \dots\dots\dots 2.36a$$

$$K_P = tg^2 \times \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots 2.36b$$

$$M = P_P \times L_P \dots\dots\dots 2.36c$$

Keterangan:

P_P = tekanan tanah pasif

γ_{sub} = berat isi jenis tanah = $\gamma_{tanah} - \gamma_{air}$
 H_p = tinggi tanah pasif
 K_p = Koefisien tanah pasif
 L_p = Panjang lengan pasif
 ϕ = Sudut geser dalam

7. Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Apabila bendung telah bereksplotasi, maka akan ada endapan lumpur di bawah bendung. Endapan lumpur ini diperhitungkan setinggi mercu. Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai menurut KP-02 tahun 2013 berikut:

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma_s \times H_s^2 \times K_s \dots\dots\dots 2.37a$$

$$K_s = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots\dots\dots 2.37b$$

$$M = P_s \times L_s \dots\dots\dots 2.37c$$

Keterangan:

P_s = tekanan tanah lumpur (ton)
 γ_s = berat isi tanah lumpur = 1,00 ton/m² (KP-02 tahun 2013)
 H_s = tinggi tanah lumpur (m)
 K_s = Koefisien tanah lumpur
 L_s = Panjang lengan gaya
 ϕ = Sudut geser dalam
 M = Momen akibat tekanan lumpur

Table 2.17 Sudut Gesekan Dalam ϕ dan Kohesi c

Jenis tanah	ϕ °	e (kN/m ²)	c (kgf/cm ²)
pasir lepas	30 – 32,5	0	0
pasir padat	32,5 – 35	0	0
pasir lempungan	18 – 22	10	0,1
lempung	15 – 30	10 – 20	0,1 – 0,2

Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02,2013

2.8.2 Stabilitas Bendung

Stabilitas bendung merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran bendung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam segala keadaan, dalam hal ini termasuk terjadinya angin kencang dan gempa bumi hebat dan banjir besar. Syarat-syarat stabilitas konstruksi seperti lereng di sebelah hulu dan hilir bendung tidak mudah longsor, harus aman terhadap geseran, harus aman terhadap rembesan, dan harus aman terhadap penurunan bendung. Perhitungan konstruksi yang dilakukan untuk menentukan dimensi/ukuran bendung (weir) supaya mampu menahan muatanmuatan dan gaya-gaya yang bekerja pada bendung dalam keadaan apapun, termasuk banjir besar dan gempa bumi. Penyelidikan geologi teknik, ditujukan untuk mengetahui apakah pondasi bendung cukup kuat, apakah rembesan airnya tidak membahayakan konstruksi, dan apakah bendung akan dapat dioperasikan bagi penggunaan airnya dalam jangka waktu yang lama (Mawardi & Memet, 2010). Syarat-syarat stabilitas bendung antara lain:

1. Kontrol Terhadap Guling

Kontrol terhadap guling Persamaan yang digunakan yaitu :

$$Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,5 \text{ (pada kondisi normal) 2.38a}$$

$$Sf = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} \geq 1,25 \text{ (pada kondisi banjir) 2.38b}$$

Dimana:

Sf = faktor keamanan

$\sum Mt$ = besarnya momen vertikal (KNm)

$\sum Mg$ = besarnya momen horisontal (KNm)

2. Kontrol Terhadap Geser

Persamaan yang digunakan yaitu :

$$Sf = \frac{\sum Rv \times f}{\sum Rh} \geq 1,5 \text{ (pada kondisi normal) 2.39a}$$

$$Sf = \frac{\sum Rv \times f}{\sum Rh} \geq 1,25 \text{ (pada kondisi banjir) 2.39b}$$

Dimana:

Sf = faktor keamanan

$\sum Rv$ = besarnya gaya vertikal (KN)

$\sum Rh$ = besarnya gaya horisontal (KN)

f = Koefisien geser antara konstruksi dengan tanah dasar

Table 2.20 Koefisien Geser Antara Konstruksi Dengan Beberapa Jenis Tanah Dasar

Bahan	F
Pasangan batu pada : pasangan batu	0.60 – 0.75
Batu keras berkualitas baik	0.75
Kerikil	0.50
Pasir	0.40
Lempung	0.30

Sumber: Perencanaan Jaringan Irigasi Matobe, 2013

3. Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah

Nilai eksentrisitas dihitung dengan menggunakan persamaan (E.mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu :

$$e = \frac{1}{2} B - \left(\frac{MT - MG}{\Sigma V} \right) < \frac{1}{6} B \dots\dots\dots 2.40a$$

Dimana :

e = eksentrisitas

B = lebar dasar

MT = momen tanah

MG = momen guling

ΣV = jumlah gaya vertical

Perhitungan tegangan tanah menggunakan persamaan (E. Mawardi dan Moch Memed, 2002) yaitu :

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{B} \times \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \dots\dots\dots 2.40b$$

Dimana :

$\sigma_{1,2}$ = tegangan tanah yang terjadi

V = gaya-gaya vertical

B = lebar dasar

e = eksentrisitas

$\bar{\sigma}$: tegangan ijin (ton/m²)

Persyaratannya yaitu bila $\sigma < \bar{\sigma}$ dan $\sigma > \bar{\sigma}$