

## BAB IV METODOLOGI

### 4.1 Umum

Dengan mengamati kegiatan yang dijelaskan dalam kerangka acuan, kami dapat merumuskan pendekatan dan metode yang paling efektif dan efisien untuk proyek ini.

Poin-poin yang paling penting dapat dirangkum sebagai berikut :

1. Tidak hanya menyediakan semua layanan perencanaan sesuai dengan rencana kerja dan persyaratan, tetapi juga berusaha untuk mencapai hasil terbaik.
2. Implementasi program perencanaan yang lebih efektif dan efisien.
3. Menjalin hubungan kerja yang baik dengan kerjasama yang baik dengan divisi terkait untuk memecahkan masalah dan memanfaatkan struktur organisasi.

Rincian pendekatan umum dan metodologi yang akan digunakan oleh konsultan untuk proyek ini diuraikan di bagian berikut :

### 4.2 Metode Pelaksanaan

Metode pelaksanaan adalah kumpulan tindakan, alur dan tahapan pekerjaan yang tersistematis. Ini adalah gambaran konseptual tentang pelaksanaan pekerjaan berdasarkan langkah kerja yang berhubungan dengan capaian tujuan serta target pekerjaan dalam hal lingkup pekerjaan dan lamanya pelaksanaan pekerjaan. Pada pekerjaan Perencanaan ulang Bendungan Jragung Kabupaten Semarang, metode pelaksanaan dibagi menjadi 5 yaitu, metode pelaksanaan yaitu Analisa Hidrologi, Desain Tubuh Bendungan Tipe Urugan Tanah, desain Spillway, desain Intake, Diversion System dan penggambaran model 3 dimensi.

#### 4.2.1 Analisa Hidrologi

Studi mengenai kejadian, aliran, serta karakteristik air pada permukaan bumi, dan air yang menopang kelangsungan di planet ini, dikenal sebagai hidrologi. Hidrologi diterapkan secara interpretatif. Skala kejadian alam yang akan diteliti, yang bersifat langsung dan memiliki dampak tertentu, membatasi ruang lingkup studi. Persyaratan dasarnya adalah mengamati dan mengukur data pada semua aspek limpasan, debit, aliran, penguapan, dan lain-lain.

#### 4.2.1.1 Pengambilan Dan Penyesuaian Data Curah Hujan

Analisis yang dipakai dalam penelitian kali ini menggunakan dua basis data utama presipitasi, data pertama didapatkan dari data perencana DED (Detailed Engineering Design) yang merupakan suatu data presipitasi langsung dari stasiun pengukur hujan di sekitar Daerah Aliran Sungai (DAS) Jragung dimana rentang datanya dimulai dari tahun 1998-2017, sedangkan untuk data kedua yang digunakan yaitu berupa data satelit *Tropical Rainfall Measurement Mission* (TRMM) dan *Global Precipitation Measurement Mission* (GPM) yang rentang datanya diambil dari tahun 1998-2022, pemilihan kedua data satelit pada penelitian ini berdasarkan penelitian terdahulu yang mengindikasikan keakuratan dari kedua satelit tersebut (Azhar dkk, 2024 & Yang dkk, 2017). Lama rentang waktu data yang digunakan pada sumber data satelit ini disesuaikan dengan lama data sebelumnya dan ditambahkan dengan data terbaru setelah dilakukan validasi data yang menunjukkan bahwa kedua data yang digunakan memiliki progresi linier yang sama.

Secara umum, besaran hujan satelit tidak sesuai dengan basis data presipitasi dari stasiun pengukur hujan, sehingga perlu dilakukannya perbaikan melalui berbagai metode, namun yang akan digunakan kali ini yaitu metode regresi linear. Adapun persamaan yang akan digunakan dalam metode regresi linear ini adalah.

$$\hat{Y} = aX + b \quad (4-1)$$

Dimana :

$\hat{Y}$  = persamaan garis lurus Y (curah hujan pengamatan) atas X (curah hujan satelit)

X = Curah hujan satelit

a, b = sebagai koefisien regresi

Kemudian setelah mengolah data menggunakan metode regresi linear, selanjutnya dilakukan validasi data dengan tujuan untuk mendapatkan sebuah gambaran mengenai tingkat ketidakpastian dari sebuah model yang dibuat dari proses sebelumnya untuk memprediksi fenomena suatu hidrologi. Validasi data curah hujan satelit juga melibatkan penentuan seberapa akurat data TRMM dan

GPM dapat menggambarkan curah hujan yang sebenarnya terjadi di permukaan bumi.

Jenis analisis yang digunakan kali ini adalah model perhitungan koefisien korelasi, yang dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$R = \frac{N \sum_{i=1}^N P_i Q_i - \sum_{i=1}^N P_i \times \sum_{i=1}^N Q_i}{\sqrt{N \sum_{i=1}^N P_i^2 - (\sum_{i=1}^N P_i)^2} \sqrt{N \sum_{i=1}^N Q_i^2 - (\sum_{i=1}^N Q_i)^2}} \quad (4-2)$$

Dimana :

P<sub>i</sub> = data observasi (data penakar hujan)

Q<sub>i</sub> = data perkiraan (data satelit)

N = jumlah data

Setelah mendapatkan hasil dengan menggunakan perhitungan koefisien korelasi, pencocokan data dapat dikatakan baik atau tidak dapat ditentukan melalui ketentuan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 1 Kriteria Nilai Koefisien Korelasi

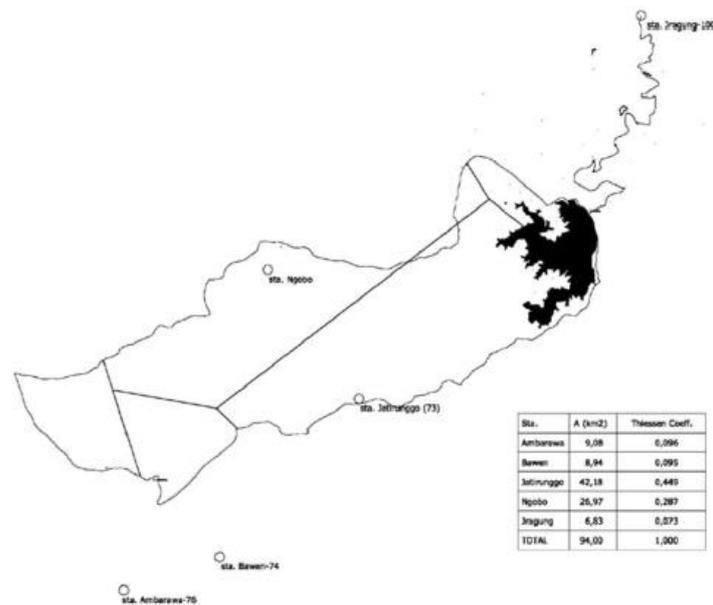
R	Intrepretasi
0 - 0,19	Sangat Rendah
0,20 - 0,39	Rendah
0,40 - 0,59	Sedang
0,60 - 0,79	Kuat
0,81 - 1	Sangat Kuat

Sumber : Jurnal Teknologi dan Rekayasa Sumber Daya Air Vol. 1 No. 2 (2021)

#### 4.2.1.2 *Poligon Thiessen*

Data curah hujan yang didapatkan dari stasiun pengukur hujan merupakan hasil curah hujan pada suatu lokasi atau tempat tertentu. Maka bagi kawasan yang mencakup luasan yang cukup besar, satu pos penakar hujan belum dapat mewakili hujan di wilayah tersebut. Oleh karena itu, diperlukannya curah hujan wilayah yang didapatkan dari harga rata-rata curah hujan beberapa stasiun pengukur hujan yang berada di sekitar daerah tersebut.

Aplikasi dari cara ini, yaitu menggunakan *Poligon Thiessen*, yang merupakan metode perhitungan curah hujan wilayah yang di dasarkan pada interpolasi antara nilai curah hujan satu stasiun dengan stasiun lainnya. Interpolasi *Poligon Thiessen* pada daerah tangkapan air Jragung didukung oleh luasan wilayah yang telah dirumuskan pada DED Perencana sebagai berikut :



Gambar 4. 1 Hasil Interpolasi *Poligon Thiessen* berdasarkan Data Dasar  
 Sumber : PT. Indra Karya (Persero)

Jumlah rata-rata curah hujan dihasilkan dari penjumlahan semua hasil curah hujan pada alat pengukur yang area pengaruhnya dibentuk oleh garis yang tegak lurus dengan garis penghubung antara dua pos pengukur hujan yang berdekatan. Cara penghitungan curah hujan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$d = \frac{A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2 + A_3 \cdot d_3 + \dots + A_n \cdot d_n}{A} = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{A} \quad (4-3)$$

Dimana:

A = Luas areal ( $km^2$ )

D = Tinggi curah hujan areal (mm)

#### 4.2.1.3 Analisis Frekuensi

Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah untuk menggunakan distribusi probabilitas guna mengetahui hubungan antara frekuensi kejadian dan besarnya kejadian ekstrem (Triatmodjo, 2008). Data aliran maksimum atau curah hujan tahunan dari estimasi banjir dengan interval kejadian dua tahun hingga seribu tahun merupakan hasil dari analisis frekuensi.

Diperlukannya pemilihan distribusi yang tepat agar bendungan yang direncanakan dapat menahan debit banjir maksimum yang mungkin terjadi. Diantaranya ada 4 distribusi analisa frekuensi seperti distribusi metode Gumbell,

Log Pearson tipe III, Normal dan Log Normal, yang dimana masing-masing distribusi tersebut memiliki parameter nilai  $C_s$  dan  $C_k$  tersendiri yang tersaji pada tabel 4.2 dibawah ini.

**Tabel 4. 2 Parameter Statistik Cs dan Ck Distribusi Frekuensi**

Metode	Ck	Cs
Gumbel	5.4	1.1
Log Pearson Tipe III	-	-
Normal	3.0	0.0
Log Normal	$C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	$C_v^3 + 3C_v$

Sumber : Triatmodjo, 2008

Koefisien *Skewness* ( $C_s$ ), koefisien kurtosis ( $C_k$ ), dan koefisien variasi ( $C_v$ ) dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S_d^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (4-4)$$

$$C_k = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \quad (4-5)$$

$$C_v = \frac{S_d}{\bar{x}} \quad (4-6)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)}} \quad (4-7)$$

Dimana :

$S_d$  = Standar Deviasi

$n$  = jumlah data

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

#### 4.2.1.4 Analisa Distribusi

Pada tahap analisis distribusi digunakan metode sebaran *Log Pearson Type III*, dimana metode ini menggunakan beberapa perumusan sebagai berikut :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \quad (4-8)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \quad (4-9)$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^3}{(n-1)(n-2)(S_d)^3} \quad (4-10)$$

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T S_d \quad (4-11)$$

$$X_T = 10^{\text{Log } X_T} \quad (4-12)$$

Dimana :

$\overline{\text{Log } X}$  = logaritma rata-rata,

$S_d$  = standart deviasi,

$C_s$  = koefisien kepengcengan (*Skewness*)

$K_T$  = faktor frekuensi, dan

$X_T$  = hujan maksimum harian.

#### 4.2.1.5 Pengujian distribusi frekuensi

Pengujian ini dilaksanakan untuk mengetahui metode distribusi yang akan digunakan menyesuaikan dengan data yang ada. Ada dua acara yang dilakukan untuk pengujian ini, yaitu uji *Chi Square* dan *Smirnov Kolmogorov*, berikut cara penggunaan seluruh pengujian distribusi diatas.

##### a. *Chi Square*

Metode pengujian *Chi Square* memiliki persamaan sebagai berikut.

$$X^2 = \sum_{t=1}^n \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (4-13)$$

$$Ef = \frac{n}{k} \quad (4-14)$$

Dimana :

$X^2$  = nilai *chi square*

$Ef$  = nilai frekuensi yang diharapkan

$Of$  = nilai yang diamati

$n$  = banyak data

Hasil perhitungan  $X^2$  yang didapatkan harus lebih kecil dari hasil  $X_{cr}^2$ . Pada suatu derajat, nilai yang umumnya digunakan adalah 5%. Derajat kebebasan dikalkulasikan menggunakan rumus :

$$D_k = K - (\alpha + 1) \quad (4-15)$$

$$K = 3,3 \log n \quad (4-16)$$

Dimana:

$D_k$  = derajat kebebasan

$K$  = banyaknya kelas

**b. Smirnov Kolmogorov**

Perhitungan ini dilakukan untuk menguji selisih maksimum antara distribusi teoritis dengan empiris melalui persamaan berikut :

$$\Delta_{maks} = [Px' - Px] \quad (4-17)$$

Dimana :

$\Delta_{maks}$  = selisih data teoritis dan empiris

Apabila  $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$ , maka distribusi probabilitas dapat digunakan.

Sedangkan untuk menentukan nilai  $\Delta_{cr}$  dapat ditentukan melalui tabel dibawah ini:

Tabel 4. 3 Nilai  $\Delta_{cr}$  Uji Smirnov Kolmogorov

n	$\alpha$ (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
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	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Sumber : Triatmodjo, (2008)

**4.2.1.6 Probable Maximum Precipitation (PMP)**

Menurut Soemarto (1995) probabilitas maksimum curah hujan atau PMP diartikan jumlah curah hujan tertinggi dengan lama hujan tertentu yang secara meteorologi mungkin terjadi di suatu wilayah tangkapan air pada waktu tertentu untuk setahun, tanpa memperhitungkan tren klimatologi jangka panjang. Keuntungan menggunakan cara ini adalah waktu yang diperlukan untuk menyelesaikan masalah jauh lebih singkat dibandingkan dengan pendekatan lain, seperti pendekatan meteorologi. Rumus yang digunakan diubah menjadi *Hersfield* yaitu sebagai berikut.

$$X_m = \overline{X}_p + K_m \cdot S_p \quad (4-18)$$

$$\overline{X}_p = \overline{X}_n \cdot f_1 \cdot f_2 \quad (4-19)$$

$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \quad (4-20)$$

Dimana :

$X_m$  = hujan maksimum yang mungkin terjadi (mm),

$\overline{X}_p$  = rata-rata hujan maksimum tahunan dikalikan faktor penyesuaian (mm),

$K_m$  = nilai fungsi durasi hujan dan rata-rata hujan harian maksimum tahunan,

$S_p$  = simpangan baku dari seri data hujan harian maksimum,

$\overline{X}_n$  = rata-rata data hujan maksimum tahunan (mm),

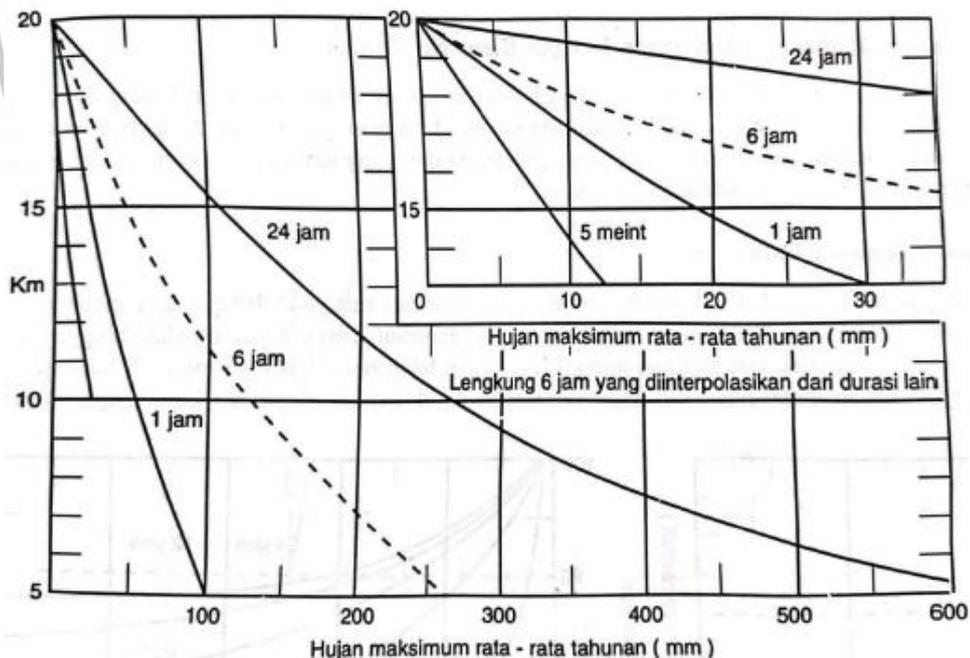
$f_1$  = faktor penyesuaian pada Gambar 4.3,

$f_2$  = faktor penyesuaian pada Gambar 4.5,

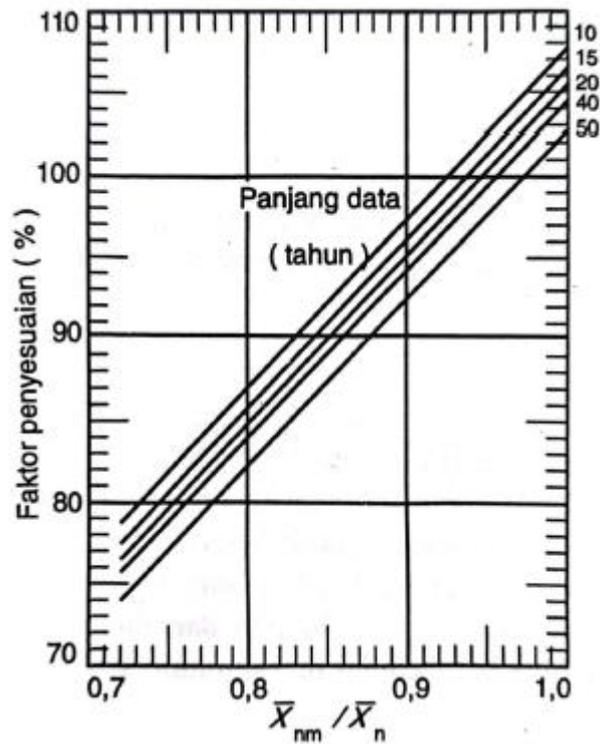
$f_3$  = faktor penyesuaian pada Gambar 4.4, dan

$f_4$  = faktor penyesuaian pada Gambar 4.5.

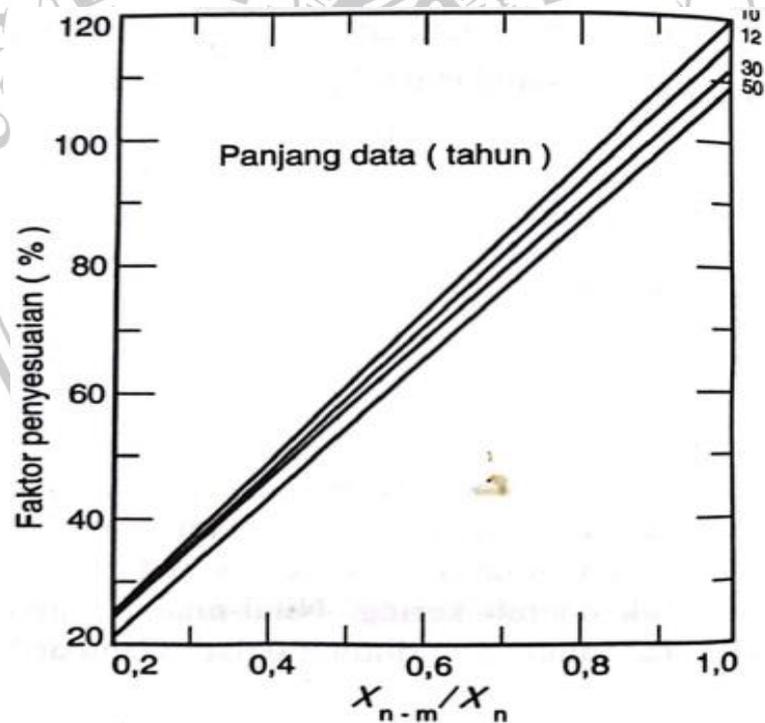
Faktor yang menyesuaikan rata-rata hujan harian maksimum serta simpangan baku diperoleh dari grafik pada Gambar 4.2 s/d 4.6 berikut :



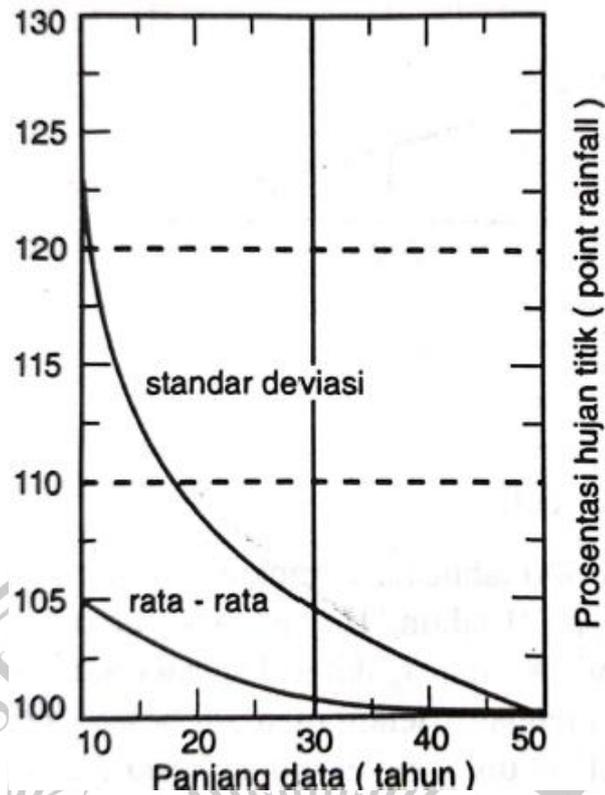
Gambar 4. 2 Grafik Hubungan  $K_m$  Durasi Hujan dan Hujan Maksimum Rata-Rata  
Sumber : C.D. Soemarto, 1995



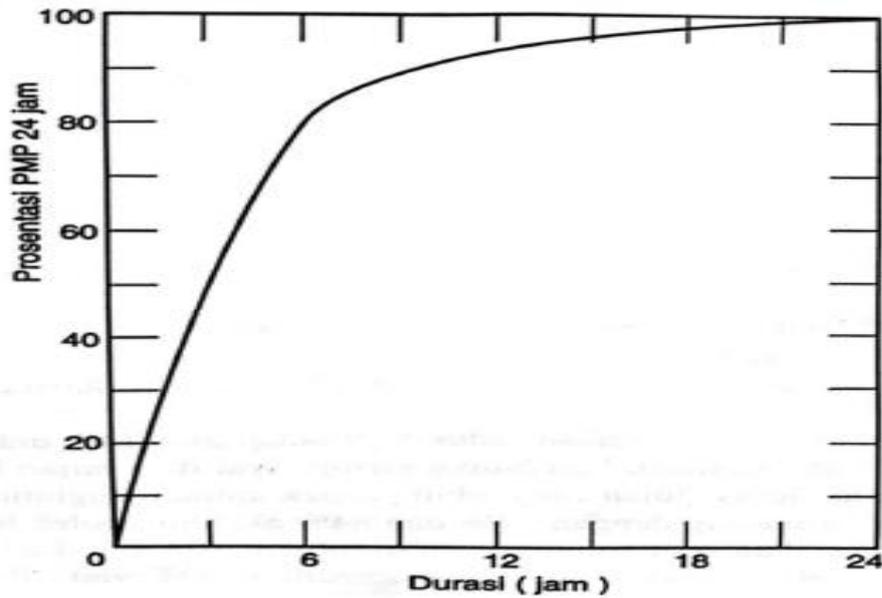
Gambar 4.3 Grafik Hubungan Antara  $X_{n-m}/X_n$  dengan Faktor Penyesuaian  $X_n$   
Sumber : C.D. Soemarto, 1995



Gambar 4.4 Grafik Hubungan Antara  $S_{n-m}/S_n$  dengan Faktor Penyesuaian  $S_n$   
Sumber : C.D. Soemarto, 1995



Gambar 4. 5 Grafik Penyesuaian Terhadap Panjang Data  
Sumber : C.D. Soemarto, 1995



Gambar 4. 6 Grafik Koefisien Reduksi dari R-24 Jam  
Sumber : C.D. Soemarto, 1995

#### 4.2.1.7 Hujan Rencana

Dalam analisis limpasan curah hujan, perlu memasukkan curah hujan rencana ke dalam sistem tangkapan air untuk memperkirakan limpasan banjir yang direncanakan. Curah hujan rencana ialah kedalaman presipitasi dalam peta daerah presipitasi yang mempresentasikan distribusi curah hujan sebagai fungsi waktu selama hujan lebat.

Jika data yang tersedia berupa data presipitasi harian, maka dapat diaplikasikan cara *Mononobe* dengan rumus sebagai berikut untuk mengubah data presipitasi hujan harian menjadi data presipitasi harian dalam jam.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}} \quad (4-21)$$

Dimana :

$I$  = intensitas curah hujan (mm/jam),

$t$  = durasi hujan (jam), dan

$R_{24}$  = curah hujan maksimum selama 24 jam (mm).

#### 4.2.1.8 Hidrograf

Hubungan antara elemen aliran dan waktu disebut hidrograf. Hidrograf air permukaan dan debit, hidrograf kecepatan, hidrograf sedimen, dan hidrograf polutan hanyalah beberapa dari beberapa jenis hidrograf. Secara umum, jenis curah hujan dan fitur lain dari daerah tangkapan air memengaruhi bentuk hidrograf. Sri Harto (1993)

Hidrograf satuan, hidrograf limpasan yang dibuat oleh curah hujan yang konsisten dan efektif selama periode waktu tertentu di wilayah tangkapan air. Untuk wilayah tangkapan air, hidrograf satuan ini biasanya dianggap sebagai hidrograf yang umum. (Aurdin 2014)

Nilai debit banjir dapat diubah menjadi tingkat debit per jam menggunakan hidrograf satuan sintetis (HSS). Mengingat parameter dan referensi yang ada, pendekatan HSS Nakayasu adalah yang paling cocok dalam hal ini. Rumus berikut diterapkan dalam HSS Nakayasu:

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad (4-22)$$

$$t_r = 1 t_g \quad (4-23)$$

$$t_p = t_g + 0,8 t_r \quad (4-24)$$

$$t_{0,3} = \alpha t_g \quad (4-25)$$

Debit bagian Lengkung naik

$$Q = Q_p \frac{t^{2,4}}{t_p} \quad (4-26)$$

Debit Puncak

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times A \times R_o \times \frac{1}{(0,3 \times t_p + t_{0,3})} \quad (4-27)$$

Debit bagian lengkung turun

Jika  $t_p < t < t_{0,3}$

$$Q = Q_p \times 0,3 \frac{t-t_p}{t_{0,3}} \quad (4-28)$$

Jika  $t_{0,3} < t < 1,5 t_{0,3}$

$$Q = Q_p \times 0,3 \frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{1,5 \times t_{0,3}} \quad (4-29)$$

Jika  $t > 1,5 t_{0,3}$

$$Q = Q_p \times 0,3 \frac{t-t_p+1,5 \times t_{0,3}}{2 \times t_{0,3}} \quad (4-30)$$

Dimana :

$Q_p$  = debit puncak banjir ( $m^3/det$ ),

$R_o$  = kedalaman hujan satuan (mm),

$A$  = luas daerah tangkapan sampai outlet,

$L$  = Panjang sungai utama (km),

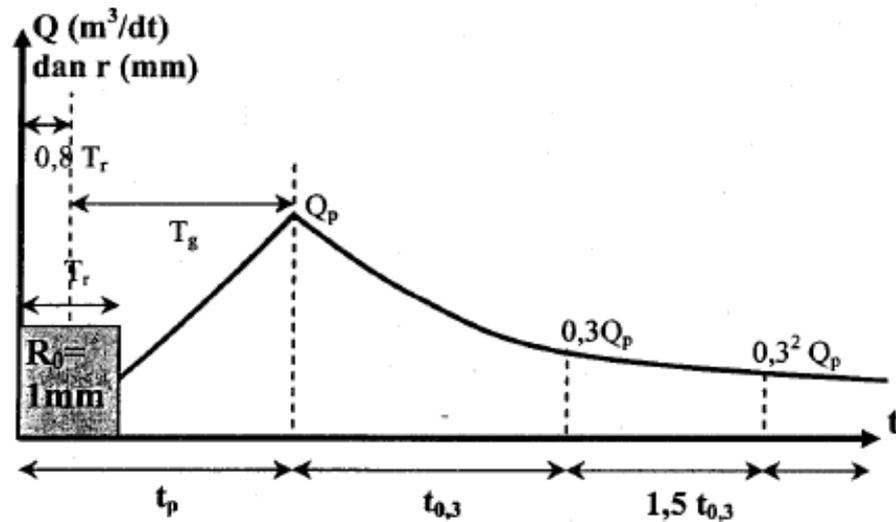
$\alpha$  = *alpha*,

$t_r$  = durasi hujan (jam),

$t_g$  = waktu kelambatan (jam),

$t_p$  = waktu puncak (jam), dan

$t_{0,3}$  = waktu 0,3 kali debit puncak (jam).



Gambar 4. 7 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu  
 Sumber : I Made Kamiana, (2011)

#### 4.2.1.9 Evapotranspirasi

Evapotranspirasi, yang merupakan salah satu komponen siklus air, merujuk pada proses gabungan perpindahan air ke atmosfer dari transpirasi pada tanaman dan penguapan pada permukaan tanah (Usman, 2004). Karena hilangnya air pada permukaan tanah atau pada tanaman secara langsung memengaruhi jumlah air yang tersedia, estimasi evapotranspirasi merupakan langkah yang krusial.

Ada beberapa metode untuk memperkirakan evapotranspirasi, namun dalam hal ini metode Penman yang dimodifikasi digunakan untuk perencanaan. Perhitungan Penman yang dimodifikasi untuk menentukan nilai evapotranspirasi potensial ( $ET_o$ ) adalah sebagai berikut :

$$ET_o = c \cdot (W \cdot R_n + (1 - W) \cdot f(U) \cdot (e_s - e_a)) \quad (4-31)$$

Dimana :

$ET_o$  = evapotranspirasi potensial (mm/hari),

$c$  = faktor penyesuaian kondisi cuaca siang dan cuaca malam,

$W$  = faktor yang mempengaruhi penyinaran matahari,

$R_n$  = radiasi netto (mm/hari),

$f(U)$  = faktor kecepatan angin,

$e_a$  = tekanan uap aktual (mbar), dan

$e_s$  = tekanan uap jenuh (mbar)

Adapun uraian dari masing-masing variabel perhitungan evapotransporasi metode modifikasi Penman.

**a. Faktor Penyesuaian Cuaca Siang Dan Malam (C)**

Perubahan kondisi iklim yang tidak tetap harus diberi nilai koreksi (c). Nilai faktor tersebut dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 4 Angka Koreksi Penman (C)

Bulan	Jan	Feb	Mar	Apr	mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
C	1.1	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	1.1

Sumber : Direktorat Irigasi, Pedoman dan Kriteria Perencanaan Teknik Irigasi (1980)

**b. Faktor Yang Mempengaruhi Penyinaran Matahari (W)**

Faktor berat W merupakan hubungan antara temperatur dengan ketinggian atau secara persamaan seperti :

$$W = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \quad (4-32)$$

Dimana :

W = faktor yang mempengaruhi penyinaran matahari,

$\Delta$  = gradien perubahan tekanan uap terhadap perubahan temperatur, dan

$\gamma$  = Konstanta psychometric.

Nilai W juga dapat ditentukan dengan interpolasi menggunakan tabel dibawah ini :

Tabel 4. 5 Faktor Pembobot W

Temp (°C)		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
Ketinggian (z) m	0	0,43	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69
	500	0,44	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,62	0,65	0,67	0,70
	1000	0,46	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71
	2000	0,49	0,52	0,55	0,58	0,61	0,64	0,66	0,69	0,71	0,73
Temp (°C)		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Ketinggian (z) m	0	0,71	0,73	0,75	0,77	0,78	0,80	0,82	0,83	0,84	0,85
	500	0,72	0,74	0,76	0,78	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86
	1000	0,73	0,75	0,77	0,79	0,80	0,82	0,83	0,85	0,86	0,87
	2000	0,75	0,77	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88

Sumber : Direktorat Irigasi, Pedoman dan Kriteria Perencanaan Teknik Irigasi, 1980

**c. Faktor Tekanan Uap Jenuh ( $e_s$ )**

Nilai tekanan uap jenuh ( $e_s$ ) bergantung pada suhu udara. Penentuan nilai ini ditunjukkan dalam tabel dibawah ini.

 Tabel 4. 6 Temperatur Uap Jenuh ( $e_s$ )

Temp(°C)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$e_s$ ( mbar)	6,1	6,6	7,1	7,8	8,1	8,7	9,8	10	10,7	11,5
Temp(°C)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
$e_s$ (mbar)	12,3	13,1	14	15	16,1	17	18,2	19,4	2,6	22
Temp(°C)	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
$e_s$ (mbar)	23,4	24,9	26,4	28,1	29,8	31,7	33,6	35,7	37,8	40,1
Temp(°C)	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39
$e_s$ (mbar)	42,4	44,9	47,6	50,3	53,2	56,2	59,4	62,8	66,3	69,9

Sumber : Direktorat Irigasi, Pedoman dan Kriteria Perencanaan Teknik Irigasi, 1980

**d. Tekanan Uap Aktual ( $e_a$ )**

Tekanan uap aktual ( $e_a$ ) dapat diperoleh menggunakan persamaan berikut.

$$e_a = e_s \times \left( \frac{RH}{100} \right) \quad (4-33)$$

Dimana :

$e_a$  = tekanan uap aktual (mbar),

$RH$  = kelembapan udara (%),

$e_s$  = tekanan uap jenuh (mbar).

**e. Radiasi netto ( $R_n$ )**

R Radiasi netto adalah keseimbangan antara radiasi yang mencapai bumi dan radiasi yang meninggalkan bumi. Oleh karena itu, rumus untuk menentukan radiasi netto adalah sebagai berikut.

$$R_n = R_{ns} - R_{n1} \quad (4-34)$$

Dimana :

$R_n$  = radiasi netto (mm/hari)

$R_{ns}$  = penyinaran matahari yang diserap bumi (mm/hari)

$R_{n1}$  = radiasi pancaran bumi (mm/hari)

**f. Radiasi yang diserap bumi ( $R_{ns}$ )**

Untuk menentukan nilai  $R_{ns}$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut ini :

$$R_{ns} = (1 - \alpha) \times R_s \quad (4-35)$$

$$R_s = (0,25 + 0,5 (n/N)) \times R_a \quad (4-36)$$

Dimana :

$R_s$  = Radiasi yang sampai bumi (mm.hari)

$\alpha$  = persentase radiasi dipantulkan, = 0,25

$n/N$  = intensitas penyinaran matahari (%)

$R_a$  = radiasi teoritis yang sampai pada lapisan bagian atas atmosfer (mm/hari)

Nilai  $R_a$  dalam satuan ekuivalen penguapan mm/hari dapat ditentukan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 4. 7 Radiasi yang Sampai Bumi

Lintang utara	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
0	15,0	15,5	15,7	15,3	14,4	13,9	14,1	14,8	15,3	15,4	15,1	14,8
2	14,7	15,3	15,6	15,3	14,6	14,2	14,3	14,9	15,3	15,3	14,8	14,1
4	14,3	15	15,5	15,5	14,9	14,4	14,6	15,1	15,3	15,1	14,5	14,1
6	13,9	14,8	15,4	15,4	15,1	14,7	14,9	15,2	15,3	15,0	14,2	13,7
8	13,6	14,5	15,3	15,6	15,3	15,0	15,1	15,4	15,3	14,8	13,9	13,3
10	13,2	14,2	15,3	15,7	15,5	15,3	15,3	15,5	15,3	14,7	13,6	12,9
12	12,8	13,9	15,1	15,7	15,7	15,5	15,5	15,6	15,2	14,4	13,3	12,5
14	12,4	13,6	14,9	15,7	15,8	15,7	15,7	15,7	15,1	14,1	12,8	12,0
16	12,0	13,3	14,7	15,6	16,0	15,9	15,9	15,7	15,0	13,9	12,4	11,6
18	11,6	13,0	14,6	15,6	16,1	16,1	16,1	15,8	14,9	13,6	12,0	11,1
20	11,2	12,7	14,4	15,6	16,3	16,4	16,3	15,9	14,8	13,3	11,6	10,7
22	10,7	12,3	14,2	15,5	16,3	16,4	16,4	15,8	14,6	13,0	11,1	10,2
24	10,2	11,9	13,9	15,4	16,4	16,5	16,5	15,8	14,5	12,6	10,7	9,7
26	9,8	11,5	13,7	15,3	16,4	16,7	16,6	15,7	14,3	12,3	10,3	9,3
28	9,3	11,1	13,4	15,3	16,5	16,8	16,7	15,7	14,1	12,0	9,9	8,8
30	8,8	10,7	13,1	15,2	16,5	17,0	16,8	15,7	13,9	11,6	9,5	8,3

Sumber : Direktorat Irigasi, Pedoman dan Kriteria Perencanaan Teknik Irigasi, 1980

**g. Radiasi Pancaran bumi ( $R_{n1}$ )**

Jumlah radiasi ( $R_{n1}$ ) yang dipancarkan oleh bumi dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan berikut ini.

$$R_{n1} = f(T) \times f(ed) \times f(n/N) \quad (4-37)$$

$$f(ed) = 0,34 - 0,44 \times ed \quad (4-38)$$

$$f(n/N) = (0,1 + 0,9(n/N)) \quad (4-49)$$

Dimana:

$R_{n1}$  = radiasi pancaran bumi (mm/hari)

$ed$  = tekanan uap aktual (mbar)

$f(T)$  = koreksi akibat temperature

$f(n/N)$  = koreks penyinaran matahari

Penentuan nilai koreksi terkait suhu ditunjukkan dalam tabel di bawah ini.

Tabel 4. 8 Pengaruh Temperatur Terhadap Nilai  $R_{n1}$

T (°C)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
$f(T)$	11	11,4	11,7	12	12,4	12,7	13,1	13,5	13,8	14,2
T (°C)	20	22	24	26	28	30	32	34	36	
$f(T)$	14,6	15	15,4	15,9	16,3	16,7	17,2	17,7	18,1	

Sumber : Direktorat Irigasi, Pedoman dan Kriteria Perencanaan Teknik Irigasi (1980)

#### h. Faktor kecepatan angin ( $f(U)$ )

Besarnya peran angin terhadap evapotranspirasi ( $ET_o$ ) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$f(U) = 0,27 \times \left(1 + \frac{U}{100}\right) \quad (4-40)$$

Dimana :

$f(U)$  = fungsi kecepatan angin

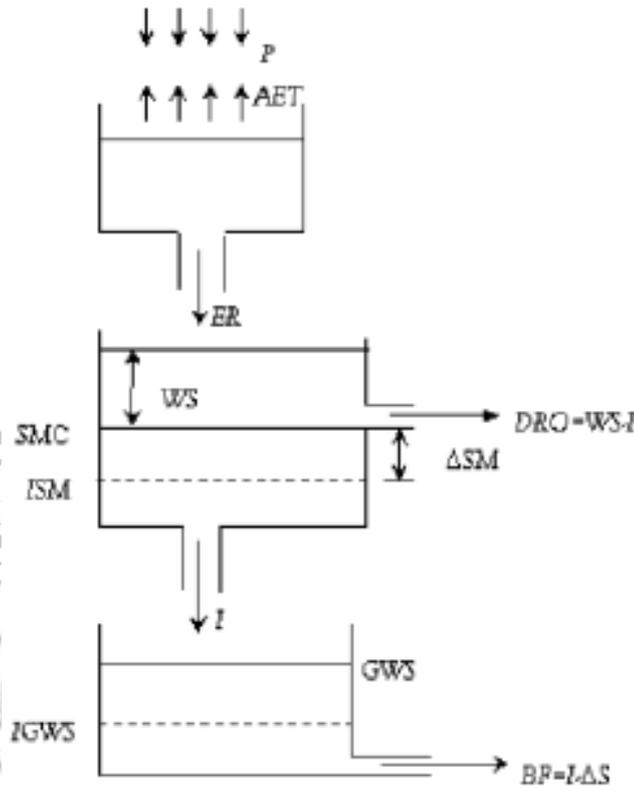
$U$  = kecepatan angin pada ketinggian 2 meter, selama 24 jam (km/jam)

#### 4.2.1.10 Debit Andalan

Pendekatan penyeimbangan air adalah salah satu teknik analisis yang paling banyak digunakan untuk mengetahui debit utama. Nilai debit utama dalam pendekatan penyeimbangan air ditentukan dengan menghitung curah hujan bulanan, evapotranspirasi, kelembaban tanah, dan penyimpanan air tanah.

Metode F.J. Mock merupakan model neraca air yang digunakan dalam penelitian ini. Menurut metode perhitungan F.J. Mock, curah hujan yang jatuh di daerah tangkapan air sebagian meresap ke dalam tanah, sebagian mengalir langsung, dan sebagian melalui proses evapotranspirasi. Air hujan yang jatuh ke suatu daerah tangkapan air diubah oleh suatu sistem tangkapan air dan pada

akhirnya mencapai sungai di daerah tangkapan air tersebut. Berikut ini adalah penjelasan dari model F.J Mock.



Gambar 4. 8 Skema Model *F.J. Mock*  
Sumber : I Gede (2007)

Selain itu, selisih penyimpanan air tanah untuk setiap bulan digunakan untuk menghitung nilai aliran dasar untuk perhitungan penyimpanan air tanah. Aliran dasar dan debit langsung digabungkan untuk menentukan debit sungai. Beberapa persamaan yang digunakan dalam pemodelan tercantum di bawah ini.

**a. Data Curah Hujan**

Metode ini mengaplikasikan data presipitasi harian.

**b. Evapotranspirasi Terbatas ( $E_T$ )**

Evaporasi dan transpirasi aktual yang memperhitungkan permukaan tanah, kondisi vegetasi, dan frekuensi curah hujan dikenal sebagai evapotranspirasi terbatas. Untuk menghitung evapotranspirasi terbatas, diperlukan informasi berikut.

- i. Curah Hujan Bulanan ( $P$ )
- ii. Jumlah Hari Hujan ( $N$ )

iii. *Exposed Surface* (M%)

Dihitung berdasarkan peta penggunaan lahan atau menggunakan asumsi-asumsi berikut.

- m = 0% untuk lahan berhutan lebat
- m = 0% pada akhir musim hujan dan meningkat sebesar 10% di setiap bulan kering untuk lahan sekunder
- m = 10% - 40% untuk lahan tererosi
- m = 20% - 50% untuk lahan pertanian

Perhitungan evapotranspirasi terbatas dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$E_T = E_{T_o} - E \quad (4-41)$$

$$E = E_{T_o} \times \left(\frac{m}{20}\right) \times 18 - n \quad (4-42)$$

Dimana:

- $E_T$  = Evapotranspirasi terbatas (mm)
- $E_{T_o}$  = Evapotranspirasi potensial (mm)
- $E$  = selisih  $E_T$  dan  $E_{T_o}$
- $m$  = singkapan lahan (*exposed surface*)
- $n$  = jumlah hari hujan

c. **Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)**

Besarnya daerah tangkapan air sungai berkorelasi erat dengan volume debit yang tersedia.

d. **Keseimbangan air di permukaan tanah**

Untuk menghitung keseimbangan air tanah atau air hujan yang sampai pada permukaan tanah dapat menggunakan persamaan berikut.

$$W_s = P - E_{T_o} \quad (4-43)$$

Dimana :

- $W_s$  = Keseimbangan air (*water surplus*)
- $P$  = Curah Hujan bulanan (mm/bulan)
- $E_{T_o}$  = Evapotranspirasi aktual (mm/bulan)

**e. Koefisien Infiltrasi**

Koefisien infiltrasi menentukan nilai infiltrasi. Selama optimasi parameter, digunakan metode coba-coba untuk memperkirakan nilai koefisien korelasi untuk musim hujan (WIC) dan musim kemarau (DIC). Menurut pedoman BMKG, musim hujan dan musim kemarau diidentifikasi dalam penelitian ini jika total curah hujan selama tiga dekade kurang dari 50 mm, dan musim hujan diidentifikasi jika total curah hujan melebihi 50 mm.

**f. Faktor resesi aliran tanah (K)**

Selisih antara longsor pada awal bulan dan longsor pada bulan ke-n dikenal sebagai faktor resesi longsor (k). Karakteristik geologi DPS merupakan faktor yang memengaruhi terjadinya longsor. Metode coba-coba digunakan untuk mencari nilai k dalam teknik FJ-Mock guna menentukan ketersediaan air guna memperoleh debit yang diinginkan.

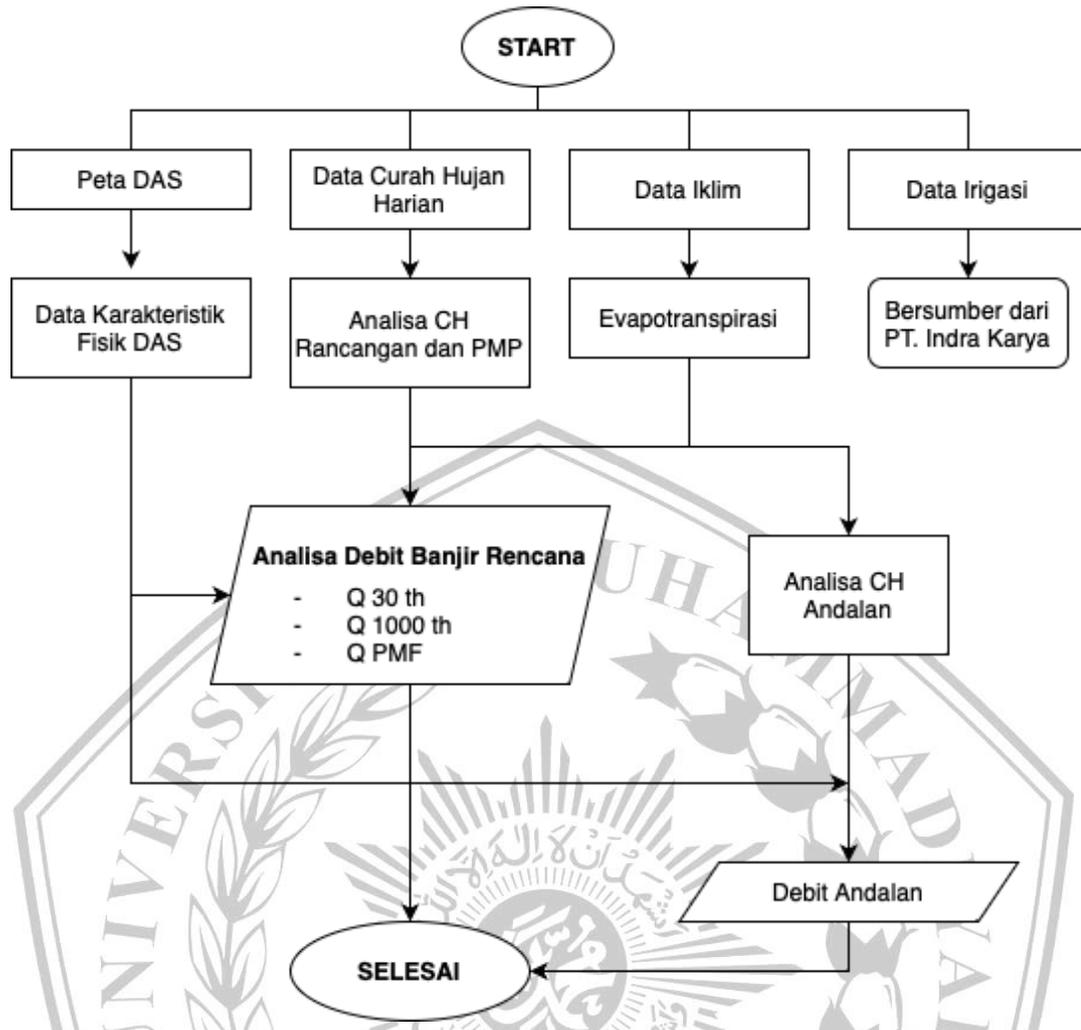
**g. Aliran sungai**

Dengan cara inilah aliran sungai dapat ditentukan.

Aliran dasar	= Infiltrasi – Perubahan aliran air di dalam tanah
Aliran permukaan	= kelebihan volume air – Infiltrasi
Aliran sungai	= aliran permukaan + aliran dasar
Debit andalan	= (aliran sungai x Luas daerah tangkapan air) / (1 Bulan dalam detik)

Air di sungai terdiri dari debit langsung, dan aliran dasar. Besarnya masing-masing debit dapat dipahami dengan menggunakan tahapan sebagai berikut ini.

<i>Interflow</i>	= infiltrasi – volume air tanah
<i>Direct flow</i>	= Kelebihan air – infiltrasi
<i>Base flow</i>	= aliran yang selalu ada sepanjang tahun
<i>Run off</i>	= limpasan antara + debit langsung + aliran dasar



Gambar 4. 9 Diagram Alir Analisa Hidrologi  
Sumber : Diskusi Kelompok

#### 4.2.2 Perencanaan Tubuh Bendungan

Pada proses desain tubuh bendungan diperlukan adanya tahap pengumpulan data yang akan menghasilkan beberapa data mentah yang selanjutnya diolah untuk sampai pada tahap akhir pendesainan tubuh bendungan. Adapun beberapa data yang dikumpulkan menjadi data dasar untuk pendesainan tubuh bendungan yaitu berupa data Peta Topografi, data Hujan setiap stasiun, data debit sungai serta data mekanika tanah.

Pada data peta topografi ini selanjutnya dilakukan penelusuran sehingga mendapatkan luas daerah aliran sungai atau DAS lalu diolah menggunakan Analisis Hidrologi menjadi data Hidrologi, presipitasi rencana dan juga volume air banjir rencana 2 Hingga 1000 tahun, hasil ini pun di dapatkan dari kelengkapan data curah

hujan 10-25 tahun sebelumnya pada pos pencatatan curah hujan pada wilayah tertentu. Untuk melengkapi pendesainan tubuh bendungan diperlukan juga debit andalan yang dihitung atau ditelusuri melalui pencatatan data debit sungai.

Setelah mendapatkan *output* berupa data debit banjir rancangan beserta debit andalan lalu dilakukan perencanaan *main dam* yang dimulai dengan penelusuran kapasitas tampungan waduk yang merupakan proyeksi untuk mendapatkan elevasi muka air terendah hingga elevasi muka air normal untuk menjadi dasar perencanaan elevasi tinggi bendungan dan tinggi puncak bendungan atau secara menyeluruh disebut dengan dimensi bendungan, tentu dengan perencanaan tubuh bendungan ini perlu mempertimbangkan kondisi tanah yang didapatkan melalui data dasar. Setelah mendapatkan dimensi bendungan yang sesuai dengan perhitungan akan dilakukan perhitungan stabilitas terhadap longsor dan gempa yang akan direkayasa melalui aplikasi, jika hasil pada aplikasi yang digunakan masih belum terbukti stabil terhadap dua faktor tersebut maka akan dilakukan perkuatan atau perubahan dimensi bendungan sampai dengan hasil pada aplikasi menunjukkan kestabilan terhadap longsor dan gempa.

Pada tahap akhir pendesainan tubuh bendungan ini yaitu pembuatan gambar teknik yang dibutuhkan untuk pembangunan bendungan nantinya, termasuk pula didalamnya gambar *layout* utama bendungan, potongan bendungan untuk melihat material penyusun bendungan, gambar stabilitas terhadap longsor dan gempa serta gambar pendukung lainnya.

#### 4.2.2.1 Lengkung Kapasitas Waduk

Data topografi yang tersedia harus digunakan untuk menghitung volume keseluruhan waduk. Untuk tujuan ini, dibutuhkan peta topografi dalam perbedaan ketinggian (kontur) 5 atau 10 meter. Setiap garis kontur membatasi perhitungan luas, sedangkan dua garis kontur yang berurutan membatasi perhitungan volume.

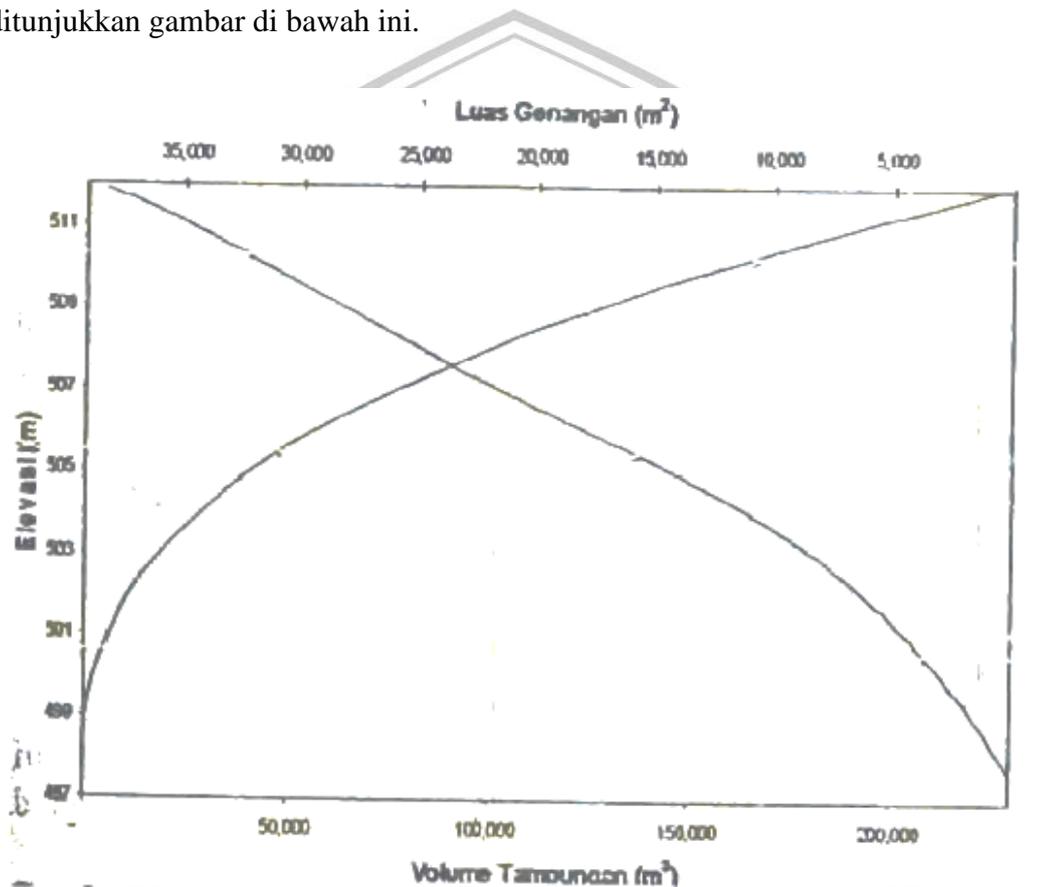
Rumus berikut dapat digunakan untuk menentukan volume antara dua garis kontur yang berurutan.

$$I = \sum \{(F_i + F_{i+1}) \times 0,5 (h_{i+1} - h_i)\} \quad (4-44)$$

Dimana :

- $I$  = volume tampungan antara dua montur berurutan ( $m^3$ )  
 $h_i$  = elevasi pada kontur ke-i (m)  
 $h_{i+1}$  = elevasi pada kontur ke-i+1 (m)  
 $F_i$  = luas daerah yang dikelilingi kontur ke -i ( $km^2$ )  
 $F_{i+1}$  = luas daerah yang dikelilingi kontur ke -i+1 ( $km^2$ )

Setelah area dan volume setiap kontur diketahui, hubungan antara ketinggian, volume penyimpanan, dan area diproyeksikan dalam bentuk diagram, seperti yang ditunjukkan gambar di bawah ini.



Gambar 4. 10 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas, dan Volume  
 Sumber : Sosrodarsono, (2002)

#### 4.2.2.2 Penelusuran Banjir Melalui Waduk (*Flood Routing*)

Pelimpah direncanakan agar dapat melewati debit banjir 1000 tahunan ( $Q_{1000th}$ ) yang diatur oleh sistem pengendalian debit waduk dengan debit *Probable Maximum Flood* ( $Q_{PMF}$ ). Untuk menentukan lebar ambang pelimpah, dilakukan optimasi lebar ambang dengan melakukan perhitungan banjir untuk beberapa alternatif lebar ambang rencana. Pengukuran banjir yang melalui waduk bertujuan

untuk mengetahui hubungan antara debit air yang keluar dari waduk (*outflow*) dengan tinggi muka air waduk berdasarkan tinggi ambang pelimpah.

Untuk mendapatkan nilai debit yang mengalir melalui pelimpah, dilakukan perhitungan yang membutuhkan data-data sebagai berikut :

1. Rasio antara volume tampungan dan tinggi muka air waduk
2. Rasio antara tinggi muka air dan debit serta rasio antara tampungan dan debit air yang keluar
3. Hidrograf debit aliran masuk (*inflow*)
4. Nilai awal untuk variable S, I dan Q saat  $t = 0$

Penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (4-45)$$

Dimana :

$I$  = inflow waduk ( $m^3/det$ )

$Q$  = outflow waduk ( $m^3/det$ )

$dS$  = besarnya tampungan waduk ( $m^3$ )

$dt$  = periode penelusuran (detik, jam atau hari)

Dengan menggunakan hidrograf debit masuk dan hidrograf debit keluar, hidrograf *reservoir* dari *reservoir* dengan muka air horizontal dapat dihitung dengan menggunakan rumus di atas, yang selanjutnya dapat dikembangkan menjadi *Level Pool Routing*:

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \times \Delta t - \frac{O_j + O_{j+1}}{2} \times \Delta t \quad (4-46)$$

Dimana :

$S_j$  = tampungan pada penelusuran ke - j

$S_{j+1}$  = tampungan pada penelusuran ke - j+1

$I_j$  = *inflow* pada penelusuran ke - j

$I_{j+1}$  = *inflow* pada penelusuran ke - j+1

$O_j$  = *outflow* pada penelusuran ke - j

$O_{j+1}$  = *outflow* pada penelusuran ke - j+1

$\Delta t$  = interval waktu

Jika fasilitas pengeluaran berupa bangunan pelimpah maka dapat menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H^{\frac{1}{2}} \quad (4-47)$$

Dimana:

$C$  = koefisien limpahan

$B$  = lebar Efektif mercu (m)

$H$  = tinggi tekanan air diatas mercu pelimpah (m)

Sedangkan untuk mendapatkan nilai koefisien limpahan ( $C$ ) diperoleh menggunakan rumus *Iwasaki* sebagai berikut ;

$$C_d = 2,2 - 0,0416 \times \left(\frac{H_d}{W}\right)^{0,99} \quad (4-48)$$

Dimana :

$C$  = koefisien limpahan

$C_d$  = koefisien limpahan saat  $h = H_d$

$h$  = tinggi air diatas mercu pelimpah (m)

$W$  = tinggi bendung pelimpah (m)

$H_d$  = tinggi tekanan air diatas mercu pelimpah (m)

#### 4.2.2.3 Tubuh Bendungan

Pedoman rencana dan rencana desain teknis berdasarkan data yang tersedia harus diikuti saat merancang badan bendungan.

##### a. Tinggi Jagaan

Kebutuhan tinggi jagaan dapat diketahui menggunakan persamaan dengan beberapa kondisi muka air waduk seperti berikut.

Kondisi muka air normal

$$H_1 \geq \frac{3}{4} H_w + H_s + H_r + H_e + h_u \quad (4-49)$$

Muka air banjir  $Q_{1000th}$

$$H_2 \geq \frac{3}{4} H_w + H_s + H_r + h_u \quad (4-50)$$

Muka air banjir  $Q_{PMF}$

$$H_3 \geq 0,75 \text{ m} \quad (4-51)$$

Elevasi puncak bendungan ditetapkan yang tertinggi dari hasil perhitungan ketiga kondisi muka air diatas, yang mana masing masing variabel penyusunnya dapat diketahui melalui persamaan berikut :

i. Tinggi gelombang karena angin ( $H_w$ )

$$H_w = 0,17 \sqrt{V \cdot F} + 2,5 - F^{\frac{1}{4}} \quad (4-52)$$

Dimana :

$H_w$  = tinggi gelombang (ft)

$V$  = Kecepatan angin, 100 mil/jam untuk keadaan normal dan 50 mil/jam untuk keadaan banjir (feet/mile)

$F$  = panjang "fetch" efektif (feet/mile)

ii. Peningkatan tinggi muka air karena angin ( $H_s$ )

$$H_s = \frac{V^2 F}{1400} \times D \times \cos \alpha \quad (4-53)$$

Dimana :

$V$  = kecepatan angin (mil/jam)

$D$  = kedalaman air rata-rata (ft) sepanjang "fetch" efektif

$\alpha$  = sudut antara bidang tegak lurus sumbu bendungan dengan arah gelombang (derajat)

iii. Tinggi rayapan gelombang ( $H_w$ )

$$H_r = \frac{V_g^2}{2g} \quad (4-54)$$

Dimana :

$V_g$  = kecepatan gelombang (ft/d)

$$= 5 + 2 H_d \quad (\text{Gaillard})$$

$H_d$  = tinggi gelombang desain (ft)

$$= 1,3 H_w$$

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

iv. Tinggi gelombang akibat gempa ( $H_e$ )

$$H_e = \frac{K.T}{2\pi} \times \sqrt{gH_o} \quad (4-55)$$

Dimana :

$H_e$  = tinggi gelombang (m)

$K$  = koefisien gempa (-)

$T$  = periode gelombang (= 1 detik)

$g$  = gravitasi ( $9,80 \text{ m}^2/\text{det}$ )

$H_o$  = kedalaman air waduk (m)

v. Tinggi cadangan untuk ketidakpastian ( $h_u$ )

Pada kondisi muka air normal  $h_u = 1,0 \text{ m}$

Pada kondisi muka air banjir  $h_u = h_u \geq 0,50 \text{ m}$  bila ada beragam mengenai analisis hidrologi dan untuk pelimpah tanpa pintu  $h_u \geq 1,0 \text{ m}$  bila kemungkinan terjadi kesalahan atau kemacetan operasi pintu pelimpah.

#### b. Elevasi dan lebar puncak bendungan

Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung elevasi puncak dan lebar bendungan berdasarkan hasil studi ketinggian penjaga pada tiga kondisi yang disebutkan di atas:

$$\text{EL. Puncak Kondisi Normal} = \text{NWL} + H_1 \quad (4-56)$$

$$\text{EL. Puncak Kondisi Banjir } Q_{1000th} = \text{FWL}_{1000th} + H_2 \quad (4-57)$$

$$\text{EL. Puncak Kondisi Banjir } Q_{PMF} = \text{FWL}_{PMF} + 0,75 \quad (4-58)$$

Sedangkan untuk lebar bendungan dapat diketahui melalui ;

$$B = 3,6 \times H^{\frac{1}{3}} - 3 \quad (4-59)$$

#### c. Analisis Koefisien Gempa

Karena lokasi desain berada di daerah dengan risiko gempa bumi yang tinggi, analisis gempa bumi sangat penting untuk perencanaan badan bendungan. Uraian di bawah ini menguraikan kelas risiko bendungan dan bangunan air serta persyaratan beban gempa bumi untuk desain bendungan.

$$k = \alpha_1 \times k_h \quad (4-60)$$

Dimana :

$K$  = koefisien gempa terkoreksi

$\alpha_1$  = koreksi pengaruh untuk bendungan urugan = 0,5

$k_h$  = koefisien gempa dasar pada periode ulang  $T$

Kelas risiko dengan masa guna	Persyaratan tanpa kerusakan		Persyaratan diperkenankan kerusakan tanpa keruntuhan	
	T (thn)	Metode Analisis	T (tahun)	Metode Analisis
IV N=50-100	100 – 200 $a_d \geq 0,1 \text{ g}$	Koefesien Gempa	10.000 (MDE)	Koefisien gempa atau dinamik *
III N=50-100	50 – 100 $a_d \geq 0,1 \text{ g}$	Koefesien Gempa	5000 (MDE)	Koefisien gempa atau dinamik *
II N=50-100	50-100 $a_d \geq 0,1 \text{ g}$	Koefisien Gempa	3000 (MDE)	Koefisien gempa atau dinamik *
I N=50-100	50-100 $a_d \geq 0,1 \text{ g}$	Koefisien Gempa	1000 (MDE)	Koefisien gempa atau dinamik *

Catatan :

- 1) Untuk bendungan besar dengan kondisi geologi setempat yang khusus, Peta Zona Gempa dalam bab V tidak dapat digunakan, dan perlu dilakukan studi gempa tersendiri.
- 2) Analisis dinamik dapat dilakukan dengan analisis ragam sambutan gempa atau sejarah waktu percepatan gempa.

\*) Penjelasan lebih terperinci periksa Laporan Dinamik

Gambar 4. 11 Kriteria Beban Gempa untuk Desain Bendungan  
Sumber : Pedoman Konstruksi Dan Bangunan PD T-14-2004-A

Faktor risiko total	Kelas risiko
(0-6)	I (Rendah)
(7-18)	II (Moderat)
(19-30)	III (Tinggi)
(31-36)	IV (Ekstrem)

Gambar 4. 12 Kelas Resiko Bendungan dan Bangunan Air  
Sumber : Pedoman Konstruksi Dan Bangunan PD T-14-2004-A

#### d. Kemiringan lereng tubuh bendungan

Badan bendungan tanggul memiliki gradien kemiringan tertentu. Rumus berikut dapat digunakan untuk menghitung gradien kemiringan tersebut:

$$FS \text{ Hulu} = \frac{m-k.y}{1+k.y.m} \cdot \tan \phi \geq 1,5 \quad (4-61)$$

$$FS \text{ Hilir} = \frac{n-k}{1+k.n} \cdot \tan \phi \geq 1,5 \quad (4-61)$$

Dimana;

*FS Hulu* = factor keamanan lereng bagian hulu

*FS Hilir* = factor keamanan lereng bagian hilir

*m* = kemiringan lereng hulu

*n* = kemiringan lereng hilir

*k* = koefisien gempa

$\phi$  = sudut geser dalam

#### 4.2.2.4 Stabilitas Bendungan

Stabilitas bendungan adalah kemampuan struktur bendungan untuk tetap berdiri dan berfungsi dengan baik di bawah berbagai kondisi beban dan lingkungan. Stabilitas ini sangat penting untuk mencegah kegagalan yang dapat menyebabkan kerugian besar baik dari segi materi maupun nyawa. Stabilitas bendungan dipengaruhi oleh beberapa faktor utama, termasuk perubahan level air, tekanan hidrostatik, gaya angkat, dan karakteristik geoteknik dari material yang digunakan dalam konstruksi bendungan.

##### a. Stabilitas Lereng Urugan

Dalam perencanaan bendungan, perhitungan stabilitas lereng sangat penting, terutama untuk bendungan tipe urugan karena hal ini berkaitan dengan keamanan bendungan.

Biasanya, lereng yang terbuat dari tanah yang dipadatkan memiliki bidang gelincir dengan bentuk mendekati busur lingkaran. Metode irisan bidang luncur bulat (*slice method on circular slip surface*) digunakan untuk suatu bidang longsor yang diperkirakan memiliki angka keamanan.



Sehingga didapatkan faktor aman :

$$F = \frac{\sum \left[ C' b_i + \tan \phi' \left( \frac{W_i + X_i - X_{i+1} - u_i a_i \cos \theta_i - C' a_i \sin \frac{\theta_i}{F}}{\cos \theta_i + \sin \theta_i \tan \frac{\phi'}{F}} \right) \right]}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (4-67)$$

Bishop menganggap bahwa  $X_n - X_{n+1}$  adalah kecil maka nilainya dianggap=0 dan  $\cos \alpha = b$ , maka :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [C' b + W(1 - r_u) \tan \phi] \frac{\sec \alpha}{1 + \left( \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F_s} \right)} \quad (4-68)$$

Dimana:

- F = Faktor keamanan
- $u_i$  = tekanan air pori yang bekerja dari setiap irisan bidang sudut
- $C'$  = angka kohesi Efektif yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur
- $b_i$  = lebar irisan tanah ke-i
- $W_i$  = berat irisan tanah ke-i
- $\theta$  = sudut pias
- $\phi'$  = sudut gese dalam tanah Efektif
- $N_i$  = tegangan normal
- $T_1$  = resultan gaya geser
- $X_1 X_r$  = teganag geser
- R = radius jari-jari

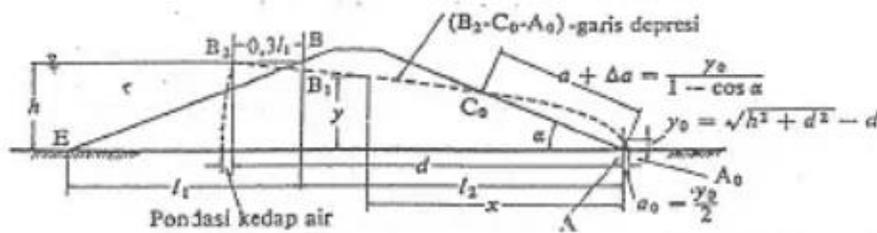
Contoh penggambaran *free body diagram* bidang momen yang bekerja pada metode *simplified bishop* dapat dilihat pada Gambar 4.14.



## i. Formasi Garis Depresi

Metode Casagrande dapat digunakan untuk menentukan pola garis rembesan di zona kedap air bendungan. Garis rembesan akan berubah bentuk dengan mengurangi koordinat horizontalnya sebanyak  $\sqrt{k_v/k_h}$  kali. jika angka permeabilitas vertikal ( $k_v$ ) berbeda dari angka permeabilitas horizontal ( $k_h$ ).

Maka garis rembesan dapat diperoleh dengan persamaan parabola bentuk dasar seperti Gambar 4. 15 berikut :



Gambar 4.15 Garis Depresi pada Bendungan Homogen  
 Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Homogen (1999)

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (4-69)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (4-70)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (4-71)$$

Dimana:

$h$  = jarak vertikal antara titik-titik A dan B

$d$  = jarak horizontal antara titik-titik  $B_2$  dan A

$l_1$  = jarak horizontal antara titik-titik B dan E

$l_2$  = jarak horizontal antara titik-titik B dan A

A = ujung tumit hilir bendungan

B = titik perpotongan antara permukaan air waduk dan lereng hulu bendungan

$A_1$  = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B

$B_2$  = titik yang terletak sejauh  $0,3l_1$  horizontal kearah hulu dari titik B

$\alpha$  = kemiringan sudut hilir

ii. Kapasitas Aliran Filtrasi

Jumlah air yang dapat merembes ke hilir melalui fondasi dan badan bendungan dikenal sebagai kapasitas aliran filtrasi. Kapasitas filtrasi bendungan memiliki batas yang, jika dilampaui, dapat mengakibatkan kehilangan air dalam jumlah yang signifikan. Selain itu, kapasitas filtrasi yang besar dapat menimbulkan gejala letupan (mendidih) dan sesak napas (mengembang), yang keduanya sangat berbahaya bagi stabilitas badan bendungan.

Rumus empiris berikut dapat digunakan untuk menghitung kapasitas filtrasi bendungan:

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot k \cdot H \cdot L \quad (4-72)$$

Dimana :

$Q_f$  = kapasitas aliran filtrasi ( $m^3/det$ )

$N_f$  = angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

$N_p$  = angka pembagi dari garis equipotensial

$k$  = koefisien filtrasi ( $m/det$ )

$H$  = tinggi rencana bendungan (m)

$L$  = panjang profil melintang tubuh bendungan (m)

iii. Gejala-Gejala Sufosi (*Piping*) Dan Sembulan (*Boiling*)

Kecepatan aliran filtrasi pada badan bendungan dan pondasi harus dibatasi pada level tertentu untuk mencegah terjadinya gejala suffusion dan smebulan yang dapat membahayakan bendungan atau pondasinya akibat gaya hidrodinamik yang muncul pada aliran filtrasi. Untuk menentukan besarnya kecepatan filtrasi dapat digunakan metode jaringan lintasan aliran filtrasi atau persamaan empiris berikut:

$$v_y = \frac{k \cdot H}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{x^2 - c^2}} \quad (x > c) \quad (4-73)$$

Dimana :

$v_y$  = komponen vertikal dari vector kecepatan aliran keluar pada permukaan lereng hilir

$x$  = jarak dari titik tengah (kearah luar dari median A,B)

$k$  = koefisien filtrasi

$H$  = tinggi tekanan air total

$y$  = kedalaman dari suatu titik, pada pondasi

$c$  = setengah lebar dari zona kedap air (B)

Kecepatan kritis, yang secara teoritis dibangun dan menghasilkan persamaan berikut, adalah kecepatan aliran keluar dari permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat memicu pergerakan partikel material bendungan di permukaan:

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot Y}} \quad (4-74)$$

Dimana :

$c$  = kecepatan kritis

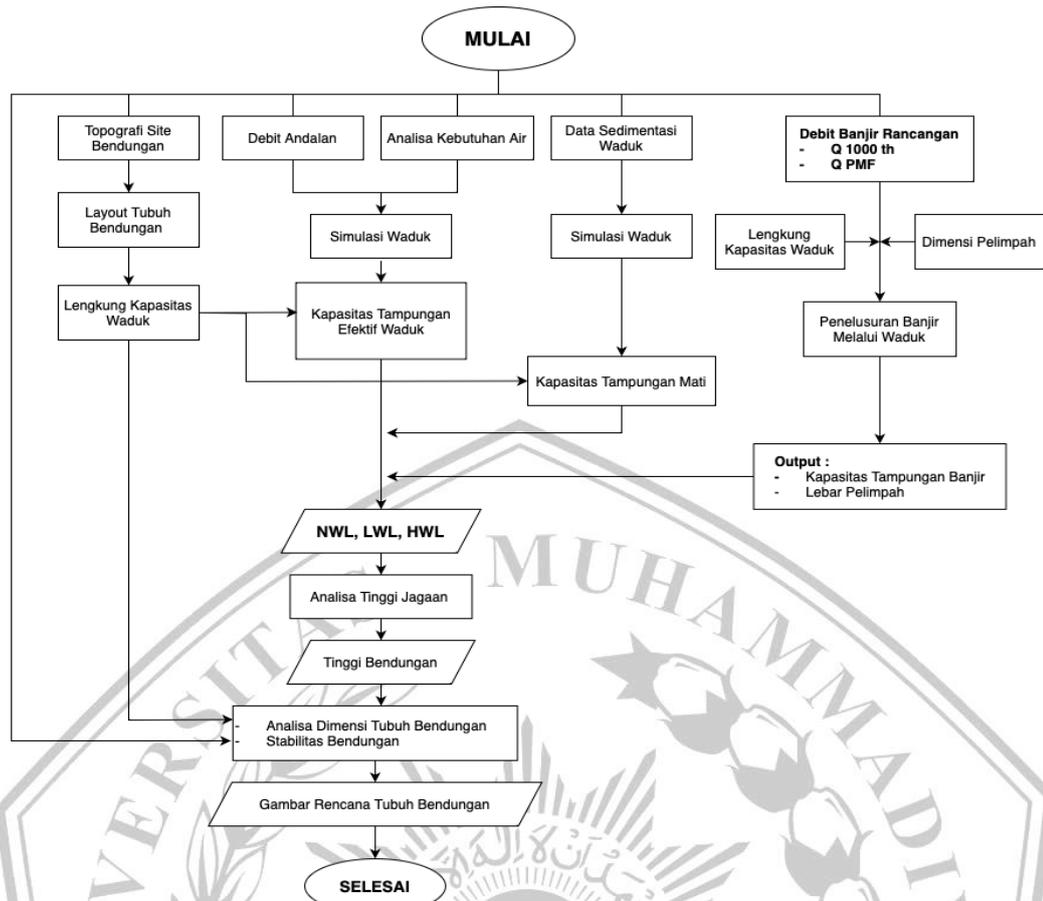
$w_1$  = berat butiran bahan di dalam air

$g$  = gravitasi

$F$  = luas permukaan yang menampung aliran filtrasi

$Y$  = berat isi air





Gambar 4. 16 Diagram Alir Perencanaan Tubuh Bendungan  
Sumber : Diskusi Kelompok

### 4.2.3 Desain Spillway

Dalam desain ini metode diawali dengan melakukan pengumpulan data topografi, hidrograf banjir dan data klimatologi. Data ini akan dilakukan uji konsistensi setelah dilakukan uji konsistensi dilakukan analisis hujan rancangan. Jika tidak sesuai, Kembali ke uji konsistensi pada data yang sudah di kumpulkan. Jika sesuai maka lanjut ke tahap berikutnya yaitu analisa debit banjir rancangan untuk melakukan analisis pada debit banjir yang dirancang.

Setelah melakukan analisis pada debit banjir yang dirancang dilanjutkan dengan *layout* Bangunan Pelimpah untuk merencanakan tata letak bangunan pelimpah. Menentukan dimensi pelimpah maka dilakukan analisa Hidrolika dan analisa Stabilitas jika aman maka lanjut ke gambar perencanaan.

#### 4.2.3.1 Tinggi Bangunan Pelimpah

Tinggi muka air normal (NWL) merupakan batas atas dari tampungan efektif bendungan. Pada titik ini akan ditempatkan puncak bangunan pelimpah. Secara teknis tinggi muka air normal ini diketahui setelah tampungan efektif bendungan ditetapkan. Bila volume tampungan mati adalah  $S_m$  dan tampungan efektif adalah  $S_e$ , maka langkah menentukan tinggi bangunan pelimpah (NWL) diuraikan sebagai berikut:

- a. Menentukan tampungan total

$$S = S_m + S_e \quad (4-75)$$

Dimana :

$S$  = Tampungan total ( $m^3$ )

$S_m$  = tampungan mati ( $m^3$ )

$S_e$  = tampungan efektif ( $m^3$ )

- b. Memasukkan nilai  $S$  kedalam lengkung kapasitas bendungan sehingga diketahui elevasi puncak bangunan pelimpah

#### 4.2.3.2 Ambang Pelimpah

Ketika merencanakan ambang pelimpah ini, harus diperhitungkan bahwa koefisien debit yang besar dicapai selama aliran banjir dalam kondisi luapan bebas untuk menghindari tekanan negatif pada mercu. Bentuk spillway ditentukan dengan menggunakan pendekatan United States Corps of Engineering (USCE).

Saat menentukan desain spillway, khususnya ketinggiannya, faktor-faktor berikut perlu dipertimbangkan:

1. Volume debit yang mengalir
2. Banjir yang terjadi
3. Kesempurnaan aliran

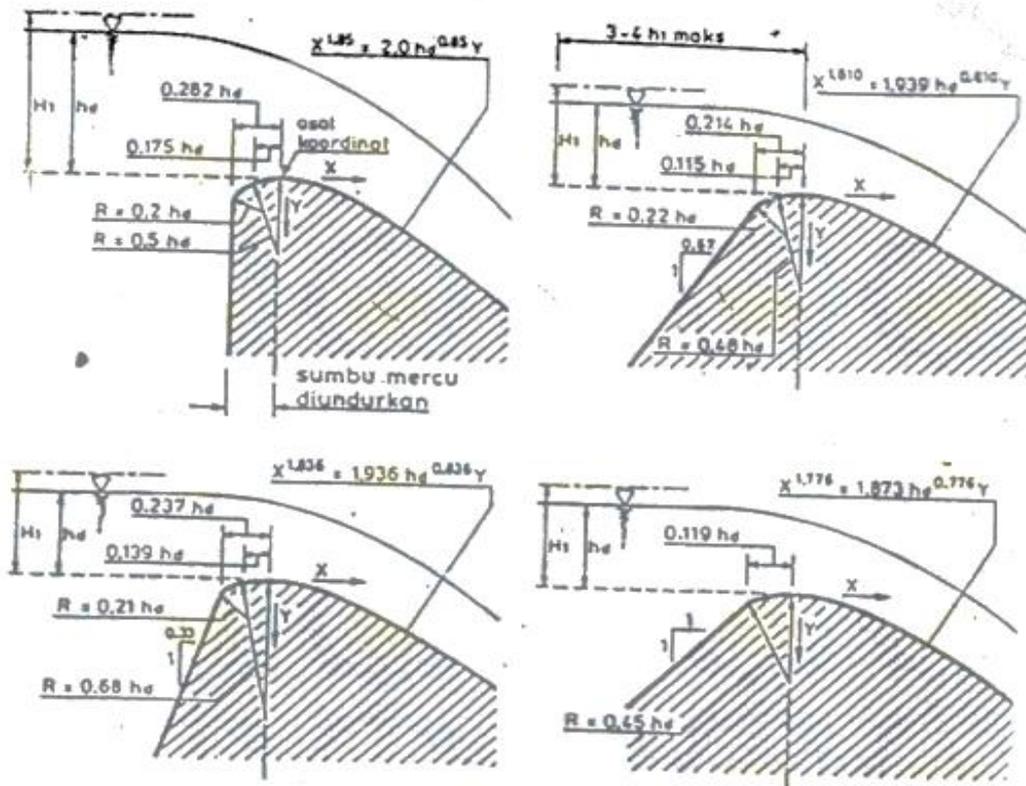
Disarankan agar bendungan ini memiliki tinggi minimal 5 meter dan tidak lebih dari 4 meter. Dikhawatirkan beban yang diserap akan cukup besar dan membahayakan stabilitas spillway jika tingginya melebihi 4 meter (Soesanto, 2012). Penampang spillway, yang dikenal sebagai tikungan Harold, terletak di hilir titik tertinggi bendungan. Berikut ini adalah cara teknik USCE menentukan tikungan ini:

$$X^{1,85} = 2H_d^{0,85} \cdot Y \quad (4-76)$$

Dimana :

- X = Jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik permukaan mercu di sebelah hilirnya
- $H_d$  = Tinggi tekanan rencana
- Y = Jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya

Spillway akan menggunakan tipe yang sering ditemukan di bendungan tanggul. Karena spillway ini menghindari tekanan negatif yang berasal dari air yang mengalir melewati puncak bendung, spillway ini bertipe *Ogee*. Ilustrasi berikut menunjukkan beberapa tipe spillway tipe *Ogee*:



Gambar 4. 17 Bentuk Mercu Bendung Tipe *Ogee*  
 Sumber : Sosrodarsono, 2002

Ada dua komponen yang terlibat dalam penentuan kurva *spillway*: komponen hulu dan hilir. Berikut ini adalah perencanaannya:

1. Lengkung upstream, diperoleh dari grafik hubungan antara  $\frac{H_a}{H_d}$  dan

$$\frac{X_c}{H_d} \frac{Y_c}{H_d} \frac{R_1}{H_d} \frac{R_2}{H_d}$$

2. Lengkung Downstream, diperoleh dari persamaan

$$\frac{Y}{H_d} = -K \left( \frac{X}{hd} \right)^n \quad (4-77)$$

Di mana  $H_d$  adalah tinggi energi desain di atas puncak dan  $X$  dan  $Y$  adalah koordinat permukaan hilir. Tabel di bawah ini menggambarkan bagaimana kemiringan permukaan hilir memengaruhi nilai koefisien  $K$  dan  $n$ :

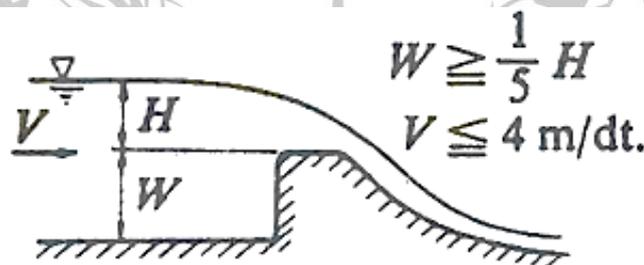
Tabel 4. 9 Nilai-nilai  $K$  dan  $N$

Kemiringan muka bagian hulu	$K$	$N$
Tegak lurus	2	1,85
3;1	1,962	1,836
3;2	1,939	1,81
3;3	1,873	1,776

Sumber : Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan Utama, KP-02

#### 4.2.3.3 Saluran Pengarah Aliran

Untuk menjaga kondisi hidraulik aliran yang optimal, bagian saluran pemandu aliran ini berfungsi sebagai pemandu dan pengarah aliran. Lebar kanal berkurang saat bergerak ke hilir, dan laju aliran tertinggi adalah 4 meter per detik. Aliran akan berbentuk heliks dan kapasitas alirannya akan turun jika melampaui kecepatan aliran maksimum. Beban hidrodinamik pada struktur spillway juga akan meningkat akibat aliran heliks. Saluran pemandu hanya perlu mematuhi spesifikasi yang ditunjukkan pada gambar di bawah ini; tidak ada perhitungan standar untuk itu.



Gambar 4. 18 Saluran Pengarah Aliran

Sumber : Sosrodarsono, 2002

$$q = \frac{Q_0}{L} \quad (4-78)$$

$$V = \frac{q}{P} + H_0 \leq 4 \text{ m/dt} \quad (4-79)$$

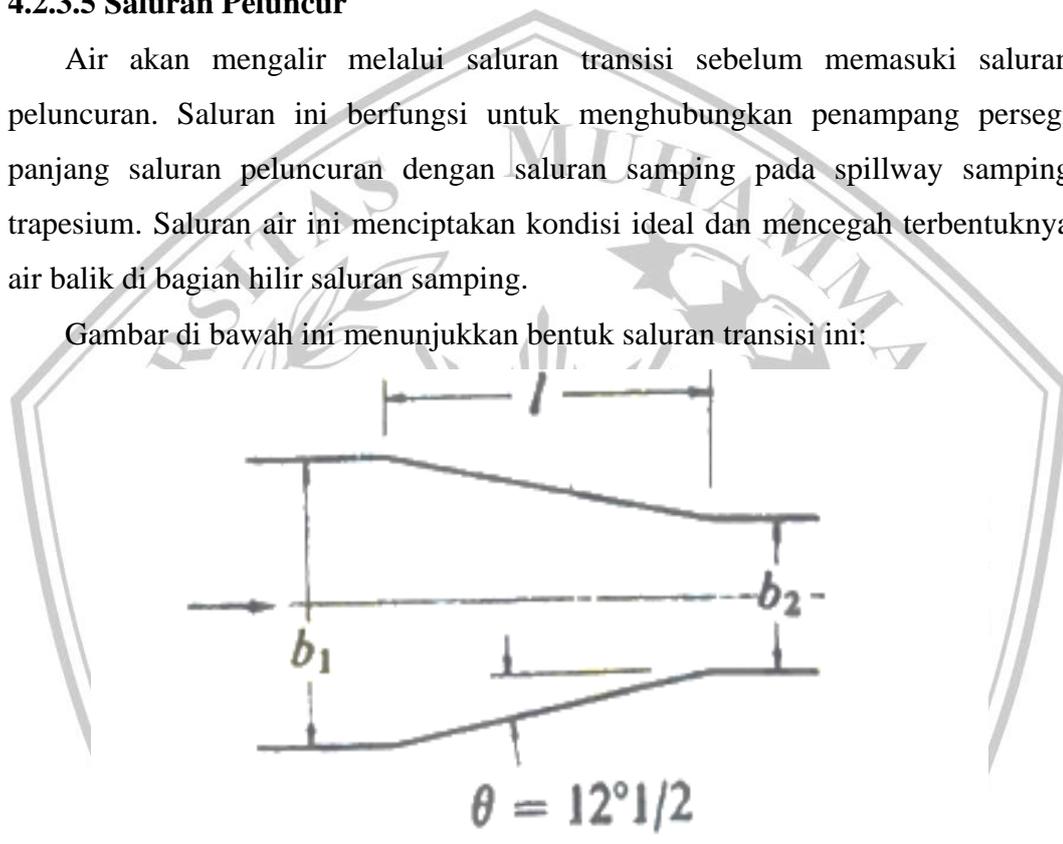
#### 4.2.3.4 Saluran Pengatur Aliran

Kapasitas aliran air (debit) yang mengalir di atas bangunan spillway dikontrol oleh bagian kanal ini. Bangunan spillway ini direncanakan menggunakan tipe bendung pelimpah. Bendungan ini juga berfungsi sebagai penambah debit air yang akan melewati bangunan spillway karena bentuknya. Persamaan Bernoulli digunakan untuk mencari tinggi air kritis di saluran pengatur ini, yang selanjutnya disebut  $d_1$ .

#### 4.2.3.5 Saluran Peluncur

Air akan mengalir melalui saluran transisi sebelum memasuki saluran peluncuran. Saluran ini berfungsi untuk menghubungkan penampang persegi panjang saluran peluncuran dengan saluran samping pada spillway samping trapesium. Saluran air ini menciptakan kondisi ideal dan mencegah terbentuknya air balik di bagian hilir saluran samping.

Gambar di bawah ini menunjukkan bentuk saluran transisi ini:



Gambar 4. 19 Skema Saluran Transisi  
Sumber : Sosrodarsono, 2002

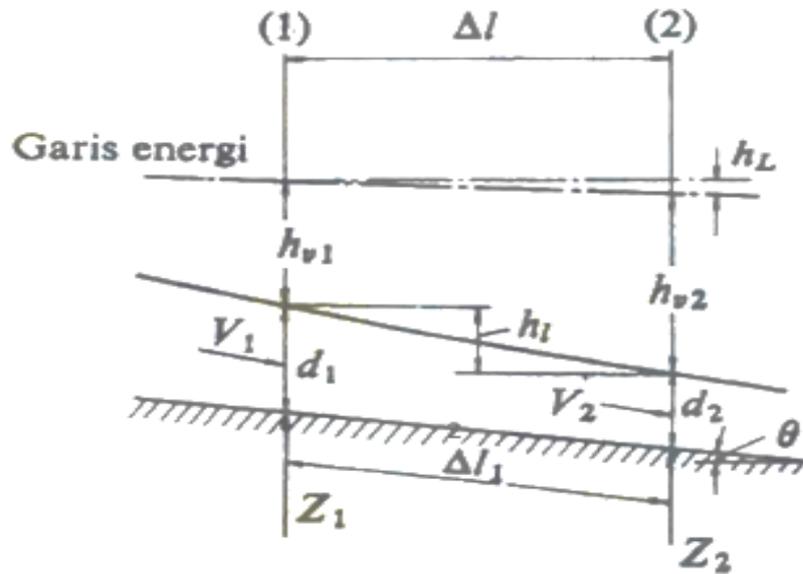
Seperti yang ditunjukkan pada gambar 4.19, aliran berkecepatan tinggi dengan kedalaman air yang relatif dangkal melewati saluran peluncuran pada spillway. Saluran tersebut berada dalam kondisi kritis dengan kondisi kedalaman rendah. agar sejumlah kondisi ini terpenuhi.

- a) Untuk memastikan tidak ada halangan hidrolis pada air yang tumpah dari saluran pengatur.

b) Untuk memastikan konstruksi saluran peluncuran cukup kokoh dan kuat untuk menahan semua beban arus.

c) Untuk memastikan biaya konstruksi saluran ini serendah mungkin

Dimensi kanal peluncuran ini dapat dihitung dengan bantuan perhitungan hidrolis (debit banjir yang dimaksudkan, debit banjir normal, dll.). Metode perhitungan berikut didasarkan pada teori *Bernoulli*:



Gambar 4. 20 Skema Aliran dalam Kondisi (b)  
Sumber : Sosrodarsono, 2002

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \quad (4-80)$$

Dimana :

- $z$  = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal
- $d_1$  = kedalaman air pada bidang 1
- $d_2$  = kedalaman air pada bidang 2
- $h_v$  = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut
- $h_L$  = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang di tentukan
- $\theta_2$  = sudut lereng dasar saluran
- $he$  = perbedaan elevasi permukaan air pada bidang 1 dan 2
- $R$  = radius hidrolika rata-rata pada potongan saluran
- $n$  = koefisien kekerasan saluran

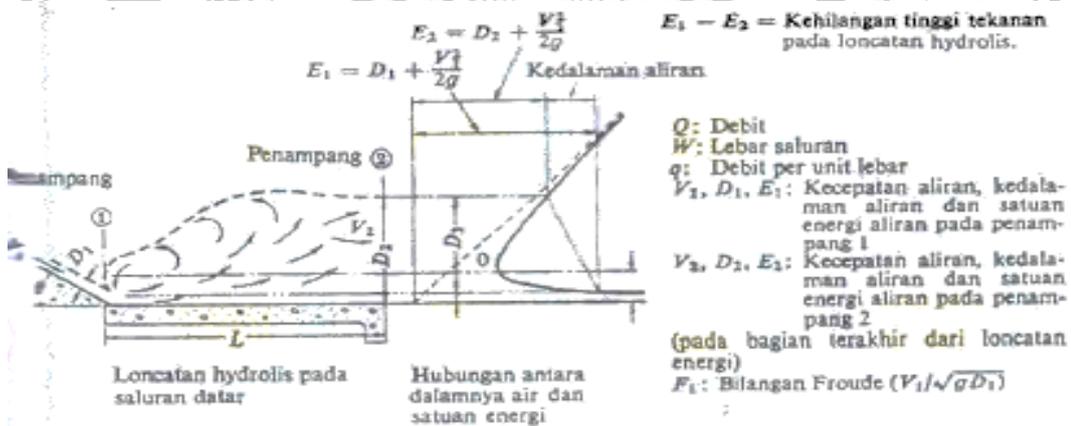
#### 4.2.3.6 Kolam Olak (Peredam Energi)

Untuk mencegah kerusakan pada rumah dan fasilitas lain di hilir struktur spillway atau di ujung hilir saluran peluncuran, struktur penyerap energi menghilangkan atau setidaknya mengurangi energi dalam aliran. Ada berbagai jenis penyerap energi yang disesuaikan dengan jenis bendungan tanggul, kondisi topografi, dan sistem operasi. Ini termasuk:

1. Jenis loncatan air
2. Jenis kolam penenang
3. Jenis ember rol

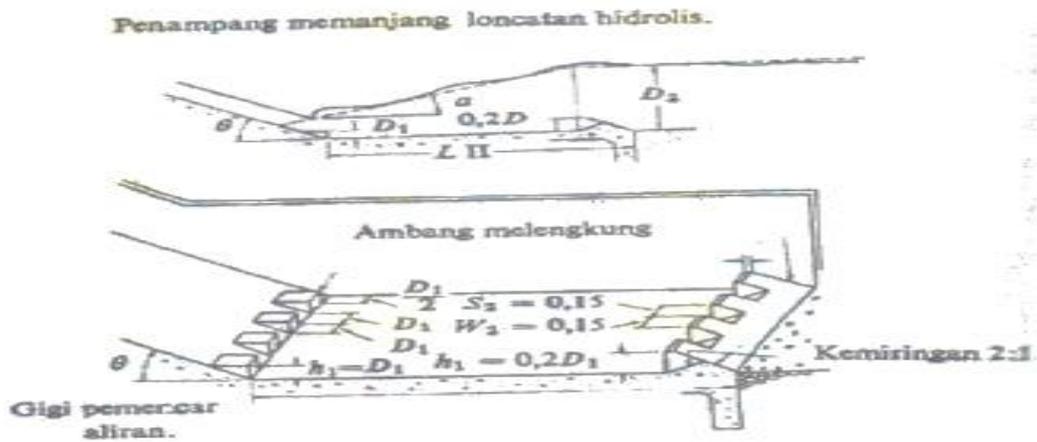
Penyerap energi dari jenis kolam penenang akan digunakan di bendungan yang diusulkan. Ada empat jenis jenis ini: kolam penenang datar, kolam penenang lereng di hilir, dan kolam penenang di hulu. Empat jenis—jenis I hingga IV, seperti yang terlihat pada gambar di bawah—digunakan dalam perhitungan kolam penenang tipe datar.

Ini hanya sesuai untuk debit yang relatif kecil dengan kapasitas terbatas untuk penyerapan energi di kolam olakan datar tipe I ini.



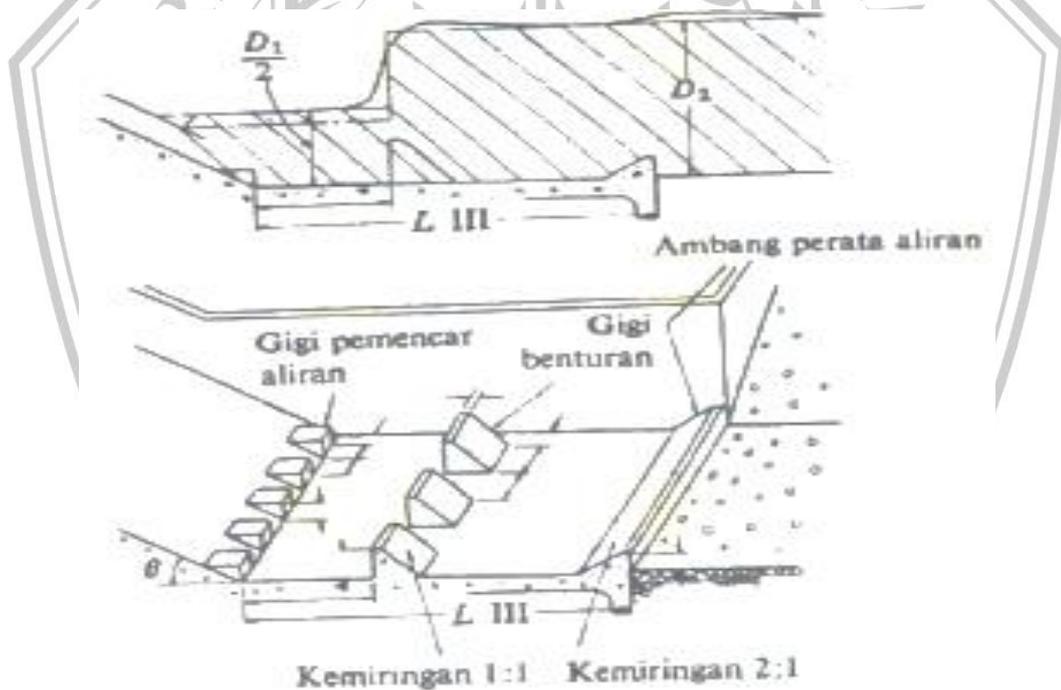
Gambar 4. 21 Kolam Olakan Tipe I  
 Sumber : Sosrodarsono, 2002

Tekanan hidrostatik tinggi dan aliran debit yang besar ( $q > 45 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$ , tekanan hidrostatik  $> 60$  meter, dan angka *Froude*  $> 4,5$ ) cocok untuk kolam olakan datar tipe II ini. Jenis kolam olakan ini cocok untuk bendungan tanggul yang tertutup rapat.



Gambar 4. 22 Kolam Olakan Tipe II  
Sumber : Sosrodarsono, 2002

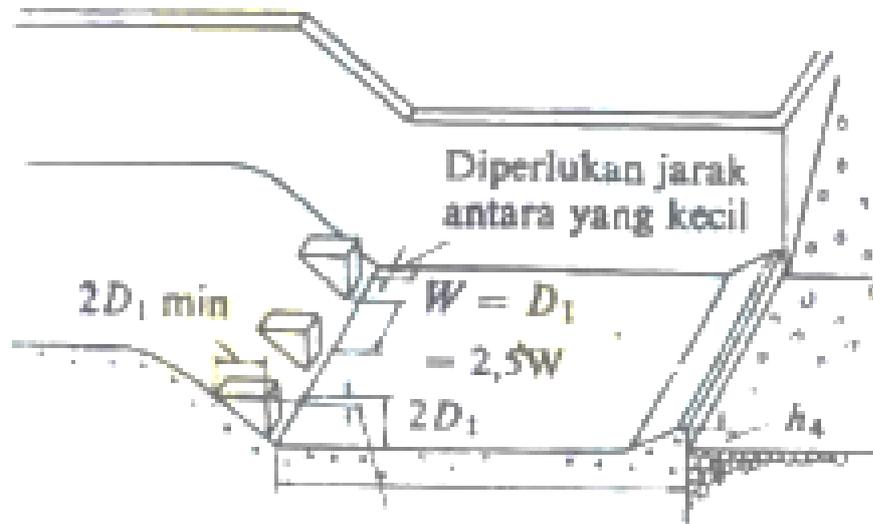
Jika debit kurang dari persyaratan tipe II ( $q < 18 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$  dan angka *Froude*  $> 4,5$ ), maka kolam olakan datar tipe III sesuai untuk aliran tersebut. Jenis kolam olakan ini bekerja dengan baik pada bendungan tanggul dengan ketinggian bendungan rendah.



Gambar 4. 23 Kolam Olakan Tipe III  
Sumber : Sosrodarsono, 2002

Kolam olakan datar tipe IV ini cocok untuk aliran dalam kondisi superkritis dengan angka *Froude* antara 2,5 dan 4,5, yang memiliki tekanan hidrostatis rendah

tetapi debit per unit tinggi. Jenis kolam olakan ini bekerja dengan baik pada bendungan tanggul yang memiliki *spillway* sangat kecil.



Gambar 4. 24 Kolam Olakan Tipe IV  
Sumber : Sosrodarsono, 2002

Dengan menggunakan perhitungan berikut, bilangan Froude juga digunakan untuk merencanakan jenis kolam penenang.

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \quad (4-81)$$

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad (4-82)$$

Keterangan :

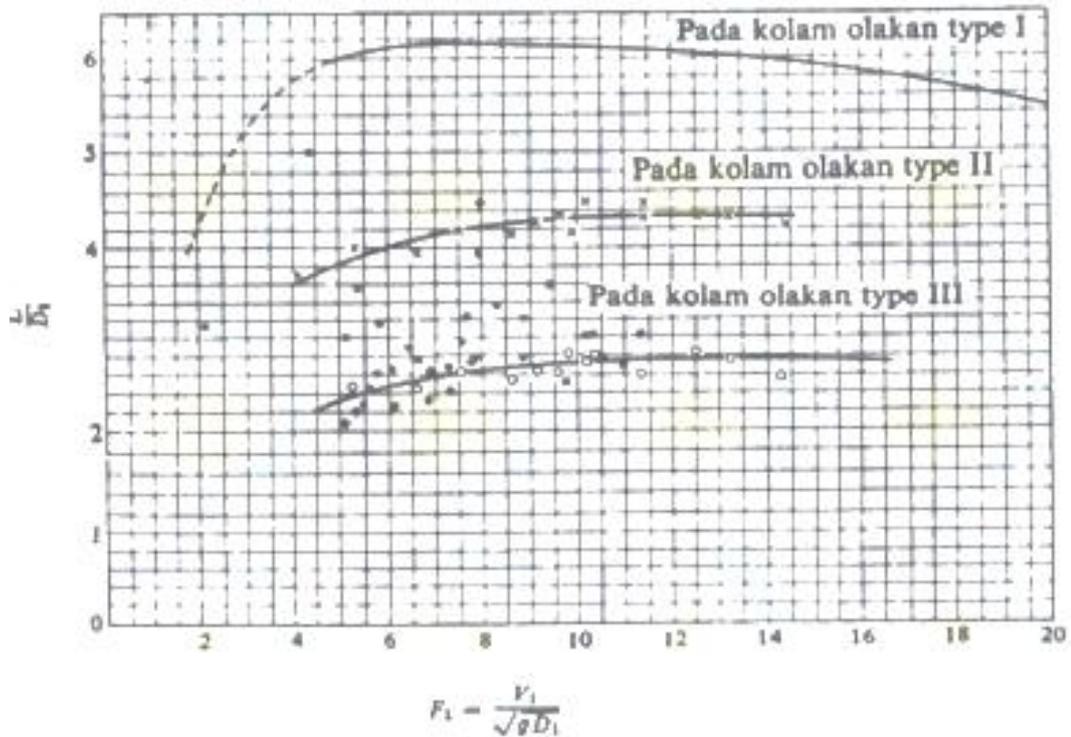
$F$  = Bilangan *Froude*

$V_1$  = kecepatan aliran pada penampang 1 (m/detik)

$D_1$  = kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

$D_2$  = kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

Sementara itu, Anda dapat menggunakan grafik Gambar 4.25 yang mengilustrasikan hubungan antara bilangan Froude dan  $L/D_2$ , di mana  $L$  adalah panjang kolam penenang datar, untuk menghitung panjangnya.



- —Kondisi sesungguhnya pada kolam olakan type II
- \* —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type II
- —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type III

 Gambar 4. 25 Grafik Hubungan Bilangan Froude dan  $L/D_2$ 

Sumber : Sosrodarsono, 2002

#### 4.2.3.7 Analisa Stabilitas

Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui apakah bangunan yang direncanakan mampu menahan beban-beban yang berdampak pada bangunan spillway.

##### a. Stabilitas Terhadap Rembesan

$$\sum Lv + \frac{1}{3} \sum Lh > C \cdot \Delta H \quad (4-83)$$

Dimana :

- $C$  = Angka Rembesan Lane
- $\sum Lv$  = Jumlah Panjang Vertical (m)
- $\sum LH$  = Jumlah Panjang Horizontal (m)
- $\Delta H$  = Beda Tinggimair Muka (m)

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

Gambar 4. 26 Material dan CH  
 Sumber : Direktorat Jenderal Pengairan, 1986

b. **Stabilitas Terhadap Gaya Tekan ke Atas**

$$Ux = Hx - \left( \frac{Lx}{\sum L} \times \Delta H \right) \quad (4-84)$$

$$\sum L = Lv + \frac{1}{3} L_H \quad (4-85)$$

Dimana :

$Ux$  = Tekanan air yang ditinjau ( $ton/m^2$ )

$Hx$  =Tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (m)

$Lx$  = Jarak jalur rembesan di titik X (m)

$\sum L$  = Panjang total jalur rembesan (m)

$\Delta H$  = Beda Tinggi energi (m)

c. **Kontrol Guling**

Baik gempa bumi maupun situasi biasa digunakan untuk menguji stabilitas ini. Persamaannya adalah sebagai berikut:

Keadaan normal

$$Sf = \frac{\sum Mt}{Mg} > 1,2 \quad (4-86)$$

Keadaan gempa

$$Sf = \frac{\sum Mt}{Mg} > 1,5 \quad (4-87)$$

Dimana :

$\sum Mt$  = Momen tahanan (t.m)

$\sum Mg$  = Momen guling (t.m)

Sf = Faktor keamanan

#### d. Kontrol Geser

Baik gempa bumi maupun situasi biasa digunakan untuk menguji stabilitas ini.

Persamaannya adalah sebagai berikut:

Keadaan normal

$$SF = \frac{\sum G - \sum U}{\sum H} > 1,2 \quad (4-88)$$

Dimana :

$\sum G$  = Jumlah gaya vertikal akibat berat sendiri

$\sum U$  = Jumlah gaya uplift

$\sum H$  = Jumlah gaya horizontal

SF = faktor keamanan

$f$  = koefisien gesek antar perletakan (0,75)

#### e. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

$$e = \frac{\sum Mv}{\sum v} - \frac{L}{2} < \frac{L}{6} \quad (4-89)$$

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sum v}{B.L} \cdot \left( 1 \pm \frac{6.e}{B} \right) \quad (4-90)$$

Dimana :

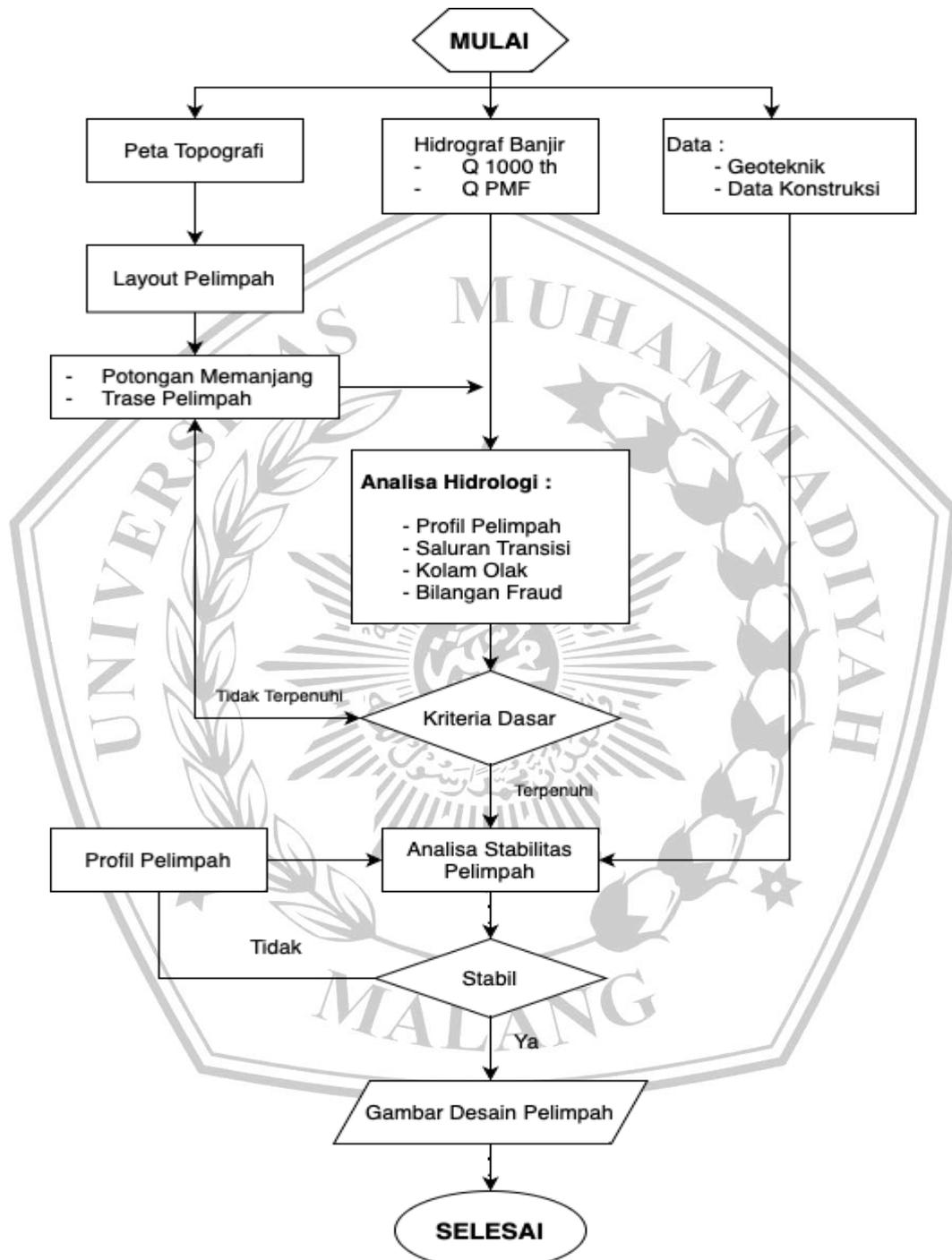
$\sigma_{max} \leq \sigma_{ijin}$  (berdasarkan hasil tes untuk kondisi tanah)

$\sigma_{min} \geq 0$

$\sigma$  = daya dukun (50 ton/m<sup>2</sup>)

$e$  = Resultan gaya (m)

- $\Sigma v$  = Momen akibat gaya vertikal (t.m)
- B = Lebar pondasi
- L = Panjang pondasi
- $\Sigma v$  = Jumlah gaya vertikal (ton)



Gambar 4. 27 Diagram Alir Perencanaan Bangunan Pelimpah  
Sumber : Diskusi Kelompok

#### 4.2.4 Diversion System

Dalam desain ini data yang diperlukan ialah data curah hujan, data topografi, gambar rencana, dan peta geologi. Dalam hal ini dari data curah hujan dapat dihasilkan menjadi analisa hidrologi yang berguna untuk menghitung penelusuran banjir terowongan, dilanjutkan dengan proses analisis pembebanan hingga analisa stabilitas. Proses perencanaan metode secara detail disusun sebagaimana berikut.

Terowongan pengelak adalah bangunan yang dibangun untuk memudahkan pembangunan bendungan. Fungsi *diversion system* ialah untuk mengalirkan atau mengalihkan aliran air sungai selama konstruksi bendungan berlangsung. Biasanya *diversion system* dibangun pada elevasi didekat elevasi sungai sehingga air sungai dapat dibelokkan kearah yang lain dan pembangunan bendung pengelak (cofferdam) dapat dilakukan guna pembangunan *main dam* dan *Spillway* dapat dilakukan. Saat penghujung pembangunan bendungan, pintu *diversion system* akan ditutup dengan beton penyumbat (*concrete plugging*) untuk dimanfaatkan sebagai intake irigasi melalui tower intake. (Sareiyang,2021).

##### 4.2.4.1 Perhitungan Diameter Terowongan Pengelak

Design of Small Dam (1971), untuk merencanakan dimensi dari *diversion tunnel* menggunakan rumus pendekatan yang digunakan sebagai rumus dasar mencari diameter dari *tunnel* sebagai berikut :

$$Q_D = A \times V \tag{4-91}$$

Dimana :

$Q_D$  = Debit Rencana ( $m^3/dtk$ )

$A$  = Luas Penampang Terowongan ( $m^2$ )

$V$  = Kecepatan Maksimum yang di ijinakan ( $m/dtk$ ) = 20  $m/dtk$

persamaan diatas kemudian diturunkan menjadi perumusan sebagai berikut:

$$Q_D = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot V \tag{4-92}$$

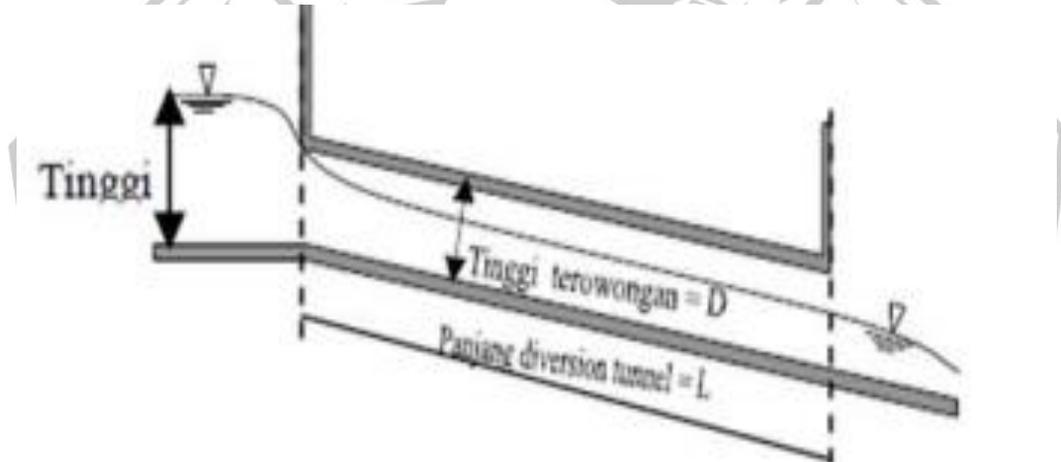
$$D = 0.252 Q_D^{0,5} \tag{4-93}$$

#### 4.2.4.2 Analisa Hidrolika pada Terowongan Pengelak

Karena konsep dasar kedua bypass tersebut sama, maka kapasitas aliran melalui terowongan bypass atau tabung bypass diperhitungkan dalam analisis hidraulik terowongan bypass. Ketika aliran bebas, sifat hidraulik yang terjadi berbentuk hidraulik saluran terbuka, dan ketika aliran berada di bawah tekanan, sifat hidraulik yang terjadi berbentuk hidraulik saluran tertutup. Kedua kondisi ini membedakan kapasitas saluran ini. Chandra (2018) Ada dua kategori untuk jenis aliran terowongan bypass:

##### a. Perhitungan Kondisi Aliran Bebas

Bila rasio permukaan air terhadap tinggi saluran kurang dari 1,2, aliran bebas terjadi. Rumus *Manning* (Ven Te Chow, 1992) diterapkan dengan cara berikut untuk memastikan kecepatan aliran di terowongan pengalihan:



Gambar 4. 28 Kondisi Aliran Bebas  
Sumber : Ven Te Chow, 1992

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (4-94)$$

$$Q = A \cdot V \quad (4-95)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (4-96)$$

Dimana :

$n$  = Koefisien kekasaran manning

$R$  = Jari-jari Hidrolis (m)

$S$  = Kemiringan Terowongan

A = Luas Penampang Basah (m<sup>2</sup>)

P = Keliling Basah (m)

Q = Debit yang mengalir lewat terowongan (m<sup>3</sup>/dtk)

V = Kecepatan Aliran dalam Terowongan (m/dtk)

Untuk mencari Luas penampang basah dan Keliling basah Lingkaran digunakan rumus berikut :

$$A = \frac{\theta \cdot \pi \cdot r^2}{180 - r^2 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta} \quad (4-97)$$

$$P = \left( \frac{2\theta}{360} \right) \cdot 2\pi r \quad (4-98)$$

$$\theta = \text{Arc Cos} \left( \frac{r-h}{r} \right) \cdot \frac{180}{\pi} \quad (4-99)$$

Dimana :

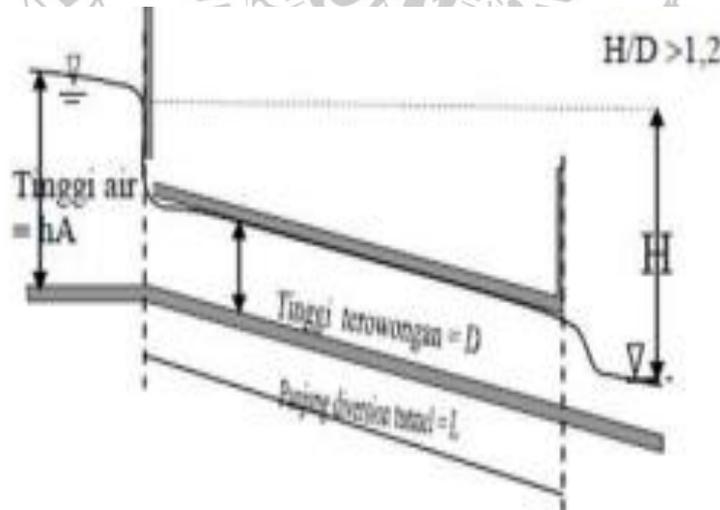
r = jari jari terowongan (m)

θ = sudut dalam lingkaran (°)

h = tinggi muka air (m)

#### b. Perhitungan Kondisi Aliran Tertekan

Kondisi ini terjadi saat apabila terowongan terisi penuh. Pada keadaan ini digunakan rumus (Ven Te Chow, 1992) yang dimana :



Gambar 4. 29 Kondisi Aliran Tertekan

Sumber : Ven Te Chow, 1992

$$Q = A \cdot V \quad (4-100)$$

Akan tetapi untuk mencari kecepatan aliran dapat digunakan persamaan berikut:

$$V = \sqrt{\frac{2.g.(El\ muka\ air - El.hulu - \left(\frac{D}{2}\right) + L\ Sin\ \theta}{1 + \Sigma c}} \quad (4-101)$$

Berlaku persamaan,

$$Q = A \sqrt{\frac{2.g.(El\ muka\ air - El.hulu - \left(\frac{d}{2}\right) + L\ Sin\ \theta}{1 + \Sigma c}} \quad (4-102)$$

Dimana :

- D = Diameter Terowongan
- L = Panjang Terowongan
- $\theta$  = sudut dalam lingkaran ( $^{\circ}$ )
- $\Sigma C$  =  $C_i + C_o + C_f + C_b$
- $C_i$  = Koefisien Kehilangan Energi pada Inlet
- $C_o$  = Koefisien Kehilangan Energi pada Outlet
- $C_b$  = Koefisien Kehilangan Energi akibat Belokan
- $C_f$  = Koefisien Kehilangan Energi pada Gesekan

### c. Penelusuran Banjir Melalui Terowongan

Persamaan kontinuitas pelacakan banjir melalui waduk berfungsi sebagai dasar pelacakan banjir melalui pengalihan. Dalam pelacakan banjir, persamaan kontinuitas berikut sering digunakan: (CD, Soemarto, 1986)

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (4-103)$$

Dimana :

I = Aliran air yang masuk ke waduk (m<sup>3</sup>/det)

O = Aliran yang keluar dari waduk (m<sup>3</sup>/det)

$\frac{ds}{dt}$  = Perubahan tampungan tiap periode (m<sup>3</sup>/det)

Sehingga,

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2}\right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2}\right) \quad (4-104)$$

Jika,

$$\left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2}\right) = \psi_1$$

$$\left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2}\right) = \varphi_2$$

Maka persamaan (4-101) dapat dituliskan menjadi berikut

$$\frac{I_1+I_2}{2} + \psi_1 = \varphi_2 \quad (4-105)$$

Dimana :

I1 = *Inflow* pada awal  $\Delta t$

I2 = *Inflow* pada awal  $\Delta t$

O1 = *Outflow* pada akhir  $\Delta t$

O2 = *Outflow* pada akhir  $\Delta t$

S1 = *Tampungan* pada awal  $\Delta t$

S2 = *Tampungan* pada akhir  $\Delta t$

$\Delta t$  = Periode Penelusuran Banjir (1jam =3600 detik)

Akan tetapi untuk penelusuran banjir terowongan diperlukan perhitungan terhadap dua macam kondisi yaitu aliran bebas dan aliran tertekan.

#### 4.2.4.3 Bendungan Pengelak (*Cofferdam*)

Bendungan pengalihan, sering disebut bendungan cofferdam, adalah struktur sementara yang digunakan untuk menjaga tanah dan air keluar dari penggalian tempat bangunan atau jembatan sedang dibangun. *Cofferdam* ini bersifat sementara akan tetapi perencanaannya harus di hitung dengan teliti agar pekerja dan alat-alat pembangunan mendapatkan lingkungan yang kering dengan begitu memudahkan konstruksi pembangunan itu sendiri.

##### a. Perhitungan Tinggi Bendungan Pengelak

Elevasi permukaan air tertinggi di depan pintu masuk terowongan penghindaran ditambah tinggi penjaga yang diperlukan untuk keselamatan bendungan penghindaran biasanya digunakan untuk menentukan tinggi bendungan penghindaran (*Cofferdam*). Untuk mengetahui tinggi jagaan tersebut diperlukannya data tinggi dari bendungan dan type bendungan yang akan direncanakan. Seperti

halnya yang tertera pada standar minimal tinggi ruang bebas menurut *The Japanese National Committee on Large Dams* atau (*JANCOLD*) tabel dibawah ini.

Tabel 4. 10 Standar Ruang Bebas *JANCOLD*

No	Tinggi Bendungan (m)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 m	2 m
2	50 - 100	2 m	3 m
3	> 100	2,5 m	3,5 m

Sumber : Soediby, 1993

Dimana tinggi bendungan pengelak didapatkan dari perjumlahan

$$\text{Tinggi Cofferdam (H)} = h \text{ muka air maks} + h \text{ jagaan} \quad (4-106)$$

#### b. Perhitungan Lebar Puncak Bendungan Pengelak

Perhitungan berikut biasanya digunakan untuk menentukan lebar minimum puncak bendungan. (Takeda dan Sosrodarsono, 2016)

$$B = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3 \quad (4-107)$$

Dimana :

B = Lebar Mercu (m)

H = Tinggi Bendungan (m)

#### 4.2.4.4 Perhitungan Stabilitas Terowongan

##### a. Tekanan Batuan Vertikal

Beban yang konsisten diterapkan di seluruh lebar terowongan oleh massa batuan yang bekerja vertikal di atasnya. Tekanan beban vertikal dihitung menggunakan persamaan *Terzaghi* yaitu

$$Q_{bv} = \gamma_{kuarsit} \cdot H_p \quad (4-108)$$

$$H_p = 2.1 (B + H_t) \quad (4-109)$$

Dimana :

$\gamma_b$  = Unit Weight of Rock (t/m<sup>3</sup>)

B = Lebar Terowongan (m)

H<sub>t</sub> = Tinggi Terowongan (m)

H<sub>p</sub> = Head Preassure

**b. Tekanan *Uplift* Vertikal**

Tekanan *Uplift* Dihitung menggunakan persamaan berikut;

$$Uplift = \gamma_w \cdot (H_w + H_t) \quad (4-110)$$

Dimana :

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

$H_w$  = Elevasi muka air tanah + Tinggi Terowongan

**c. Tekanan air didalam terowongan**

Digunakan persamaan berikut untuk menghitung tekanan air dalam terowongan.

$$P = \rho \cdot g \cdot h \quad (4-111)$$

Dimana :

$P$  = Tekanan Air (N/m<sup>2</sup>)

$\rho$  = rapat massa air (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  = gaya gravitasi (9.81)(m/s<sup>2</sup>)

$h$  = tinggi bidang (m)

**d. Tekanan Batuan Horizontal (Normal)**

Karena tekanan batuan aktif yang bekerja di sisi kiri dan kanan terowongan, massa batuan berfungsi secara horizontal. Menghitung tekanan Batuan dengan menggunakan persamaan:

$$h_p = 0,3 (B + H_t) \quad (4-112)$$

Dimana :

$B$  = Lebar Terowongan

$H_t$  = Tinggi Terowongan

$H_p$  = Tinggi batuan yang membebani, nilai  $H_p$  tergantung di atas terowongan

Koefisien tekanan aktif ( $K_a$ ) digunakan rumus teori *Rankine*;

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-113)$$

Dimana :

$\varphi$  = Sudut Geser dalam tanah (°)

Untuk menghitung tekanan tanah aktif dipergunakan persamaan berikut

$$Pa = (Ka \cdot \gamma \cdot h^2) \quad (4-114)$$

Dimana :

$Pa$  = Tekanan tanah aktif

$H$  = Terowongan

$\gamma$  = Berat jenis tanah

e. **Tekanan Batuan Horizontal (Gempa)**

Peta zonasi gempa dapat digunakan untuk menghitung koefisien gempa untuk perencanaan konstruksi air. Di mana rumus berikut dapat digunakan untuk menentukan koefisien dan percepatan gempa:

$$Ad = z \times Ac \times v \quad (4-115)$$

$$Kh = \frac{Ad}{g} \quad (4-116)$$

Dimana :

$Ad$  = Percepatan gempa maksimum

$Ac$  = Percepatan gempa dasar tergantung periode ulang

$z$  = Koefisien zona

$v$  = Koreksi pengaruh jenis tanah setempat

$Kh$  = Koefisien gempa

$g$  = Gravitasi

f. **Berat Sendiri**

$$q = \gamma c \times t \quad (4-117)$$

Dimana :

$\gamma c$  = Berat isi beton (*Unit Weight of Concrete*) = 2,4 t/m<sup>3</sup>

$t$  = Tebal terowongan (m)

$q$  = Berat Sendiri

g. **Tekanan Air Vertikal**

$$Hw = Elv. muka air tanah + Elv. puncak terowongan \quad (4-118)$$

Dimana :

$Hw$  = Tinggi air vertikal

$$q w v = \gamma_w \times H \times 1m \quad (4-119)$$

Dimana :

$q_{wv}$  = Tekanan air vertikal

$\gamma_w$  = Berat jenis air

H = Tinggi air vertikal

#### h. Tekanan Air Tanah Horizontal

$$H_w = \text{Elev. muka air tanah} - \text{Elev. puncak terowongan} \quad (4-120)$$

Dimana :

$H_w$  = Tinggi air vertikal

$$P_{wh} = \gamma_w \times H_w \times 1m \quad (4-121)$$

Dimana :

$P_{wh}$  = Tekanan air tanah horizontal

$\gamma_w$  = Berat jenis air

$H_w$  = Tinggi air vertikal

#### 4.2.4.5 Perhitungan Stabilitas Bendung Pengelak

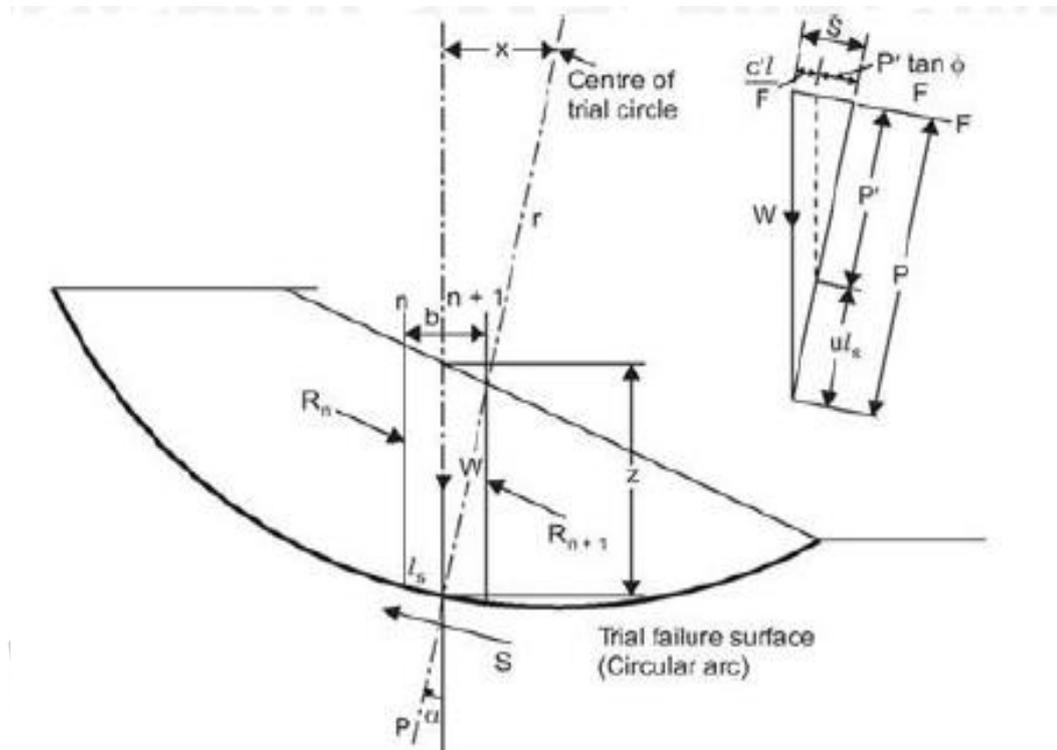
Stabilitas bendung pengelak adalah kemampuan struktur bendungan untuk tetap berdiri dan berfungsi dengan baik di bawah berbagai kondisi beban dan lingkungan. Stabilitas ini sangat penting untuk mencegah kegagalan yang dapat menyebabkan kerugian besar baik dari segi materi maupun nyawa. Stabilitas bendungan dipengaruhi oleh beberapa faktor utama, termasuk perubahan level air, tekanan hidrostatik, gaya angkat, dan karakteristik geoteknik dari material yang digunakan dalam konstruksi bendung pengelak.

##### a. Stabilitas Lereng Urugan

Dalam perencanaan bendungan, perhitungan stabilitas lereng sangat penting, terutama untuk bendungan tipe urugan karena hal ini berkaitan dengan keamanan bendungan.

Biasanya, lereng yang terbuat dari tanah yang dipadatkan memiliki bidang gelincir dengan bentuk mendekati busur lingkaran. Metode irisan bidang luncur bulat (slice method on circular slip surface) digunakan untuk suati bidang longsor yang diperkirakan memiliki angka keamanan.

Metode Bishop Sederhana (1995), yang lebih akurat daripada pendekatan penampang dasar, digunakan untuk menganalisis stabilitas lereng bendungan. Gambar 4.30 menunjukkan contoh pendekatan bishop sederhana.



Gambar 4.30 Analisis Stabilitas dengan *Simplified Bishop*  
 Sumber : Hary Christady, (1994)

Rumus berikut ini merupakan rumus faktor keamanan stabilitas lereng (Hary Christady, 1994).

Berikut ini merupakan persamaan untuk kondisi kesetimbangan momen terhadap pusat putaran O antara gaya geser total di dasar bidang longsor dan berat massa tanah yang akan longsor:

$$\sum W \cdot x_i = \sum T \cdot R \quad (4-122)$$

Didapatkan

$$F = \frac{\sum (c b_i + (N_i - U_i b_i) \tan \phi')}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (4-123)$$

Dari kondisi kesetimbangan vertical  $X_1 = X_i$  dan  $X_r = X_{i+1}$  maka,

$$N_i \cos \alpha_1 + T_i \sin \alpha_1 - W_i + X_i - X_{i+1} \quad (4-124)$$

Sehingga didapatkan faktor aman :

$$F = \frac{\sum \left[ C' b_i + \tan \phi' \left( \frac{W_i + X_i - X_{i+1} - u_i a_i \cos \theta_i - C' a_i \sin \frac{\theta_i}{F}}{\cos \theta_i + \sin \theta_i \tan \frac{\phi'}{F}} \right) \right]}{\sum W_i \sin \theta_i} \quad (4-125)$$

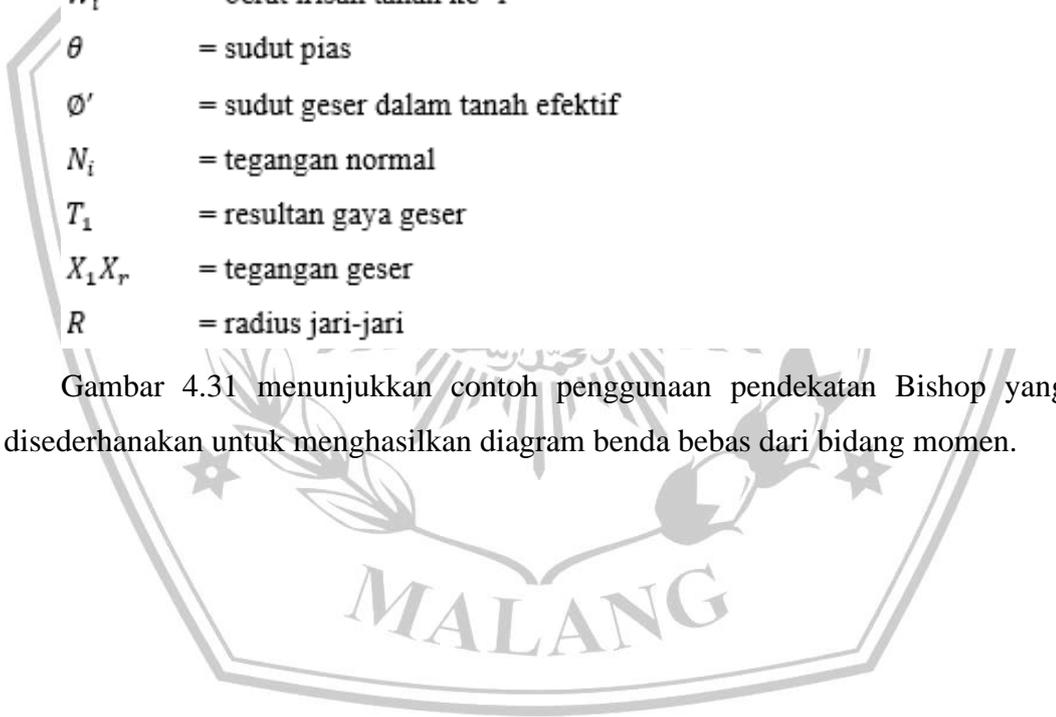
Bishop menganggap bahwa  $X_n - X_{n+1}$  adalah kecil maka nilainya dianggap = 0 dan  $\cos \alpha = b$ , maka :

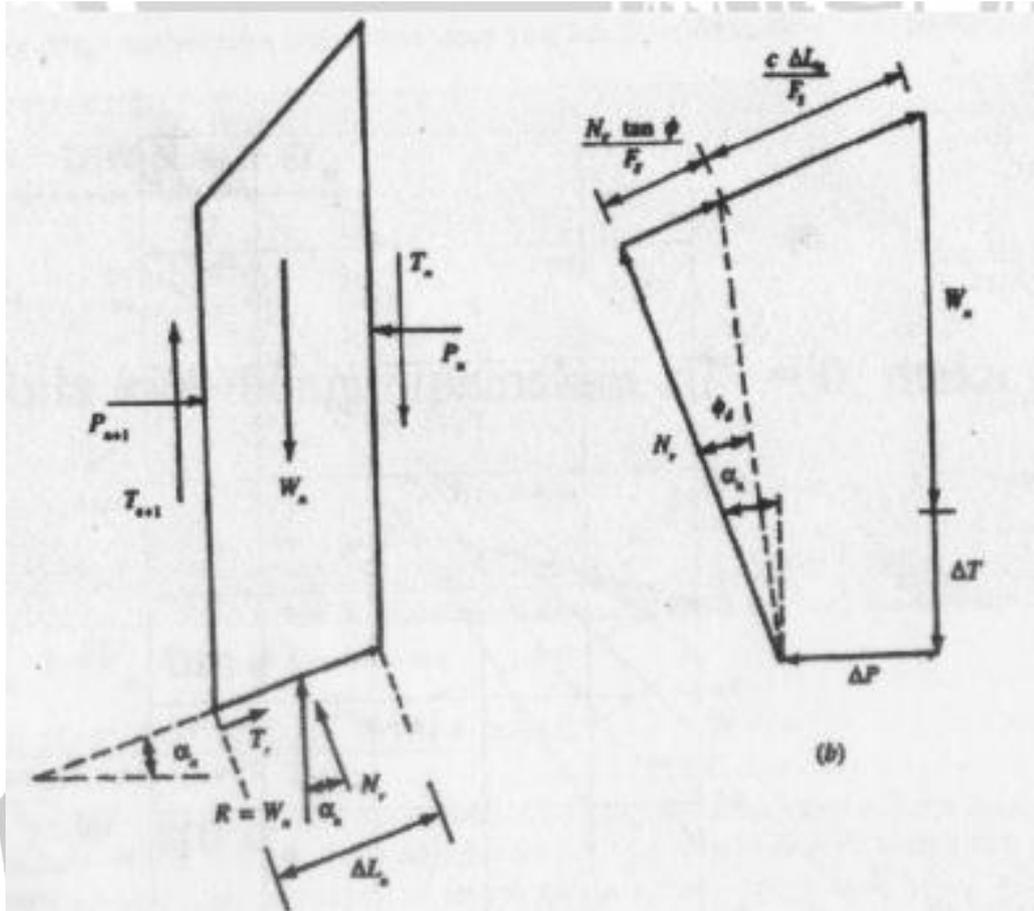
$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [C' b + W(1 - r_u) \tan \phi] \frac{\sec \alpha}{1 + \left( \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{F_s} \right)} \quad (4-126)$$

Dimana :

- $F$  = Faktor keamanan
- $u_i$  = Tekanan Air pori yang bekerja dari setiap irisan bidang sudut
- $C'$  = Angka kohesi efektif yang membentuk dasar setiap irisan bidang lurus
- $b_i$  = Lebar irisan ke -i
- $W_i$  = berat irisan tanah ke -i
- $\theta$  = sudut pias
- $\phi'$  = sudut geser dalam tanah efektif
- $N_i$  = tegangan normal
- $T_1$  = resultan gaya geser
- $X_1 X_r$  = tegangan geser
- $R$  = radius jari-jari

Gambar 4.31 menunjukkan contoh penggunaan pendekatan Bishop yang disederhanakan untuk menghasilkan diagram benda bebas dari bidang momen.





Gambar 4. 31 Free Body Diagram pada Perhitungan Simplified Bishop  
 Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Urugan

**b. Stabilitas Terhadap Rembesan**

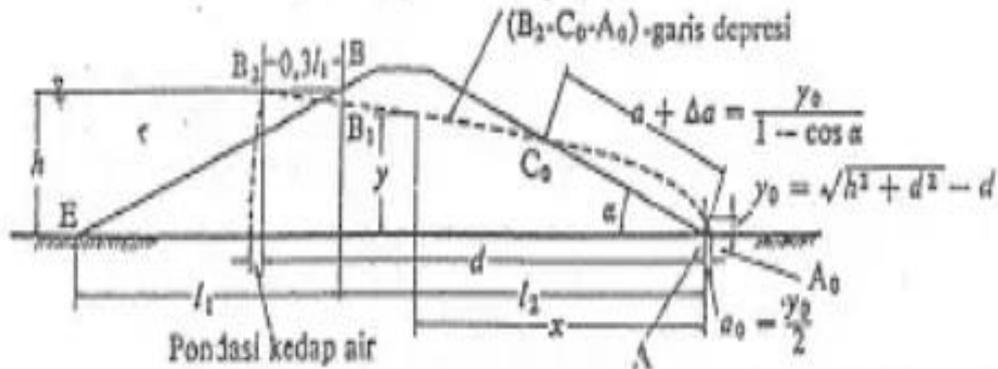
Karena bendungan merupakan bangunan air yang akan diisi dengan air, stabilitas terhadap rembesan sangat penting dalam desainnya karena rembesan air dapat berdampak negatif pada badan bendungan.

Gaya yang dihasilkan oleh penyaringan yang melewati ruang antara partikel tanah yang membentuk badan bendungan dapat ditoleransi oleh badan bendungan dan dasarnya. Masalah-masalah berikut harus diperiksa untuk memastikan kapasitas badan bendungan dalam menoleransi gaya-gaya ini:

**i. Formasi Garis Depresi**

Metode Casagrande dapat digunakan untuk menentukan pola garis rembesan di zona kedap air bendungan. Garis rembesan akan berubah bentuk dengan mengurangi koordinat horizontalnya sebanyak  $\sqrt{k_v/k_h}$  kali jika angka permeabilitas vertikal ( $k_v$ ) berbeda dari angka permeabilitas horizontal ( $k_h$ ).

Kemudian, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.32 di bawah ini, garis rembesan dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan parabola dasar:



Gambar 4.32 Garis Depresi pada Bendungan Homogen  
 Sumber : Panduan Perencanaan Bendungan Homogen (1999)

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (4-127)$$

$$y = \sqrt{2y_0x + y_0^2} \quad (4-128)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d \quad (4-129)$$

Dimana :

- h = Jarak vertical antara titik-titik A dan B
- d = jarak horizontal antara titik-titik B2 dan A
- I1 = Jarak horizontal antara titik B dan E
- I2 = Jarak horizontal antara B dan A
- A = Ujung tumit hilir Bendungan
- B = titik perpotongan antara permukaan air waduk dan lereng hulu bendungan
- A1 = titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertical melalui titik B
- B2 = titik yang terletak sejauh 0,3I1 horizontal kearah hulu dari titik B
- $\alpha$  = Kemiringan sudut hilir

ii. Kapasitas Aliran Filtrasi

Jumlah air yang dapat meresap ke hilir melalui fondasi dan badan bendungan dikenal sebagai kapasitas aliran filtrasi. Ada batasan pada kapasitas filtrasi

bendungan, dan jika terlampaui, sejumlah besar air akan hilang. Selain itu, kapasitas filtrasi yang besar dapat mengakibatkan gejala mendidih dan mengeluarkan uap, yang sangat berbahaya bagi integritas badan bendungan.

Kapasitas filtrasi bendungan dapat diperkirakan menggunakan rumus empiris di bawah ini:

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot k \cdot H \cdot L \quad (4-130)$$

Dimana :

- $Q_f$  = Kapasitas aliran filtrasi (m<sup>3</sup>/det)
- $N_f$  = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- $N_p$  = Angka pembagi dari gari equipotensial
- $K$  = Koefisien filtrasi (m/det)
- $H$  = Tinggi Rencana Bendugan pengelak
- $L$  = Panjang profil melintang tubuh bendungan (m)

### iii. Gejala-Gejala Sufosi (*Piping*) dan Sembulan (*Boiling*)

Kecepatan aliran filtrasi pada badan bendungan dan pondasi harus dibatasi pada level tertentu untuk mencegah terjadinya gejala suffusion dan smebulan yang dapat membahayakan bendungan atau pondasinya akibat gaya hidrodinamik yang muncul pada aliran filtrasi. Untuk menentukan besarnya kecepatan filtrasi dapat digunakan metode jaringan lintasan aliran filtrasi atau persamaan empiris berikut:

$$v_y = \frac{k \cdot H}{\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{x^2 - c^2}} \quad (x > c) \quad (4-131)$$

Dimana :

- $v_y$  = komponen vertical dari vector kecepatan aliran keluar pada permukaan lereng hilir
- $x$  = Jarak dari titik tengah (kearah luar dari median A B)
- $k$  = Koefisien filtrasi
- $H$  = tinggi tekanan air total
- $y$  = kedalaman dari suatu titik, pada pondasi
- $c$  = setengah lebar dari zona kedap air (B)

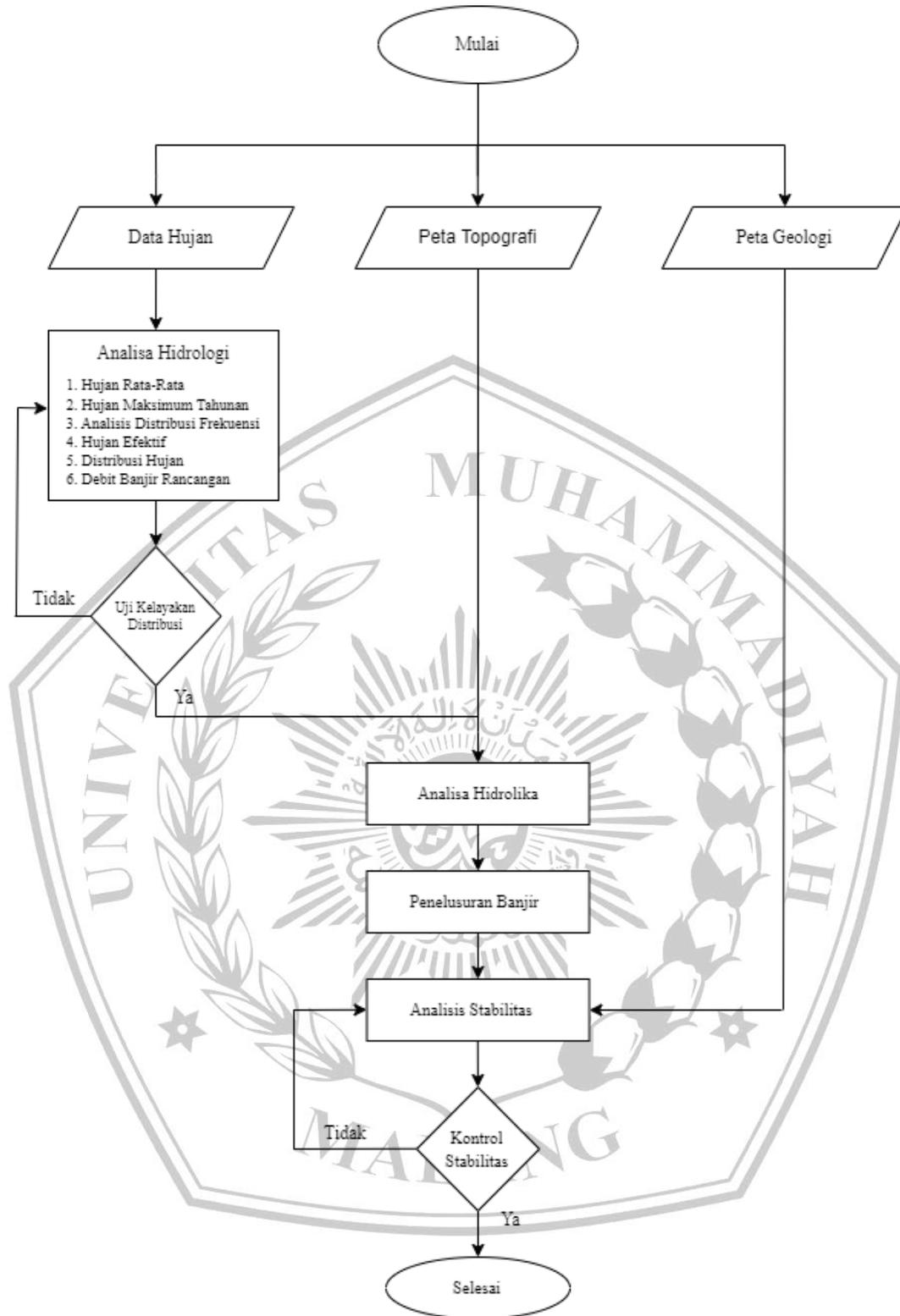
Persamaan berikut ini diperoleh dari pengembangan teoritis kecepatan kritis, yaitu kecepatan aliran keluar dari permukaan lereng hilir yang komponen vertikalnya dapat menyebabkan pergerakan partikel material bendungan di permukaan.

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \cdot g}{F \cdot Y}} \quad (4-132)$$

Dimana :

- C = kecepatan kritis
- W1 = berat butiran bahan didalam air
- g = Gravitasi
- F = Luas permukaan yang menampung filtrasi
- Y = berat isi air





Gambar 4. 33 Diagram Alir Perencanaan Saluran Pengelak (*Diversion System*)  
Sumber : Diskusi Kelompok

#### 4.2.5 Perencanaan Bangunan Pengambilan (*Intake*)

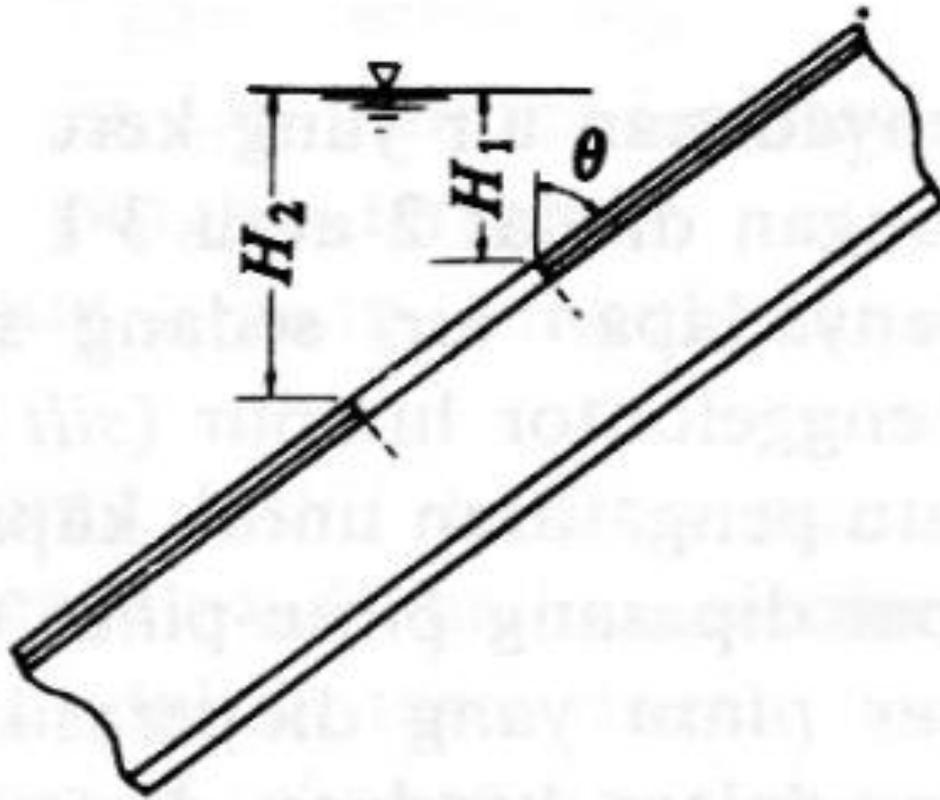
Dalam desain ini dimulai dengan mengumpulkan berbagai data, termasuk data jumlah penduduk, curah hujan, irigasi, klimatologi, dan tanah. Data-data tersebut dianalisis untuk menentukan kebutuhan air baku dalam kehidupan sehari-hari selain itu untuk kebutuhan air irigasi. Dilanjutkan dengan data klimatologi untuk analisis Evapotranspirasi untuk memahami kehilangan air melalui penguapan dan transpirasi tanaman. Jika analisis kebutuhan air baku dan irigasi sudah selesai dilanjutkan pada analisis Hidrolika, proses ini melibatkan perhitungan Hidrolika untuk merencanakan dan menentukan tipe intake, elevasi, dan dimensi intake. Jika analisis perencanaan intake sudah selesai di Analisa maka dilanjutkan dengan Uji Stabilitas Bangunan Intake jika desain Intake memenuhi kriteria stabilitas, proses Analisa dikatakan sudah selesai. Pelaksanaan metode secara detail disusun sebagaimana berikut:

##### 4.2.5.1 Lubang Penyadap

Disarankan agar penyadap pada bagian atas dinding terowongan memiliki dua atau tiga lubang untuk mencegah penyadapan air keruh. Lubang bawah dapat berfungsi sebagai pelontar lumpur, sedangkan dua lubang atas lainnya akan berfungsi sebagai penyadap air.

Pintu kontrol dapat dibangun di lubang tersebut jika diperlukan peraturan untuk fasilitas penyadap. Untuk memudahkan pengoperasian, disarankan agar kedalaman pintu tidak lebih dari 10 meter. Pintu di bawahnya dapat dioperasikan dalam keadaan darurat, atau pintu lain yang dapat dioperasikan dalam keadaan darurat, jika pintu atas, yang seharusnya beroperasi, masih macet. Suyono (1989)

Rumus berikut (Suyono, 1989) dapat digunakan untuk menentukan kapasitas lubang penyadap:



Gambar 4. 34 Lubang Segi Empat  
Sumber :Suyono, 1989

$$Q = \frac{2}{3} c B \sqrt{2g} (H_2 - H_1)^{\frac{2}{3}} \quad (4-133)$$

#### 4.2.5.2 Analisa Hidrolika

Kapasitas aliran terowongan diperiksa berdasarkan dua skenario berbeda: aliran bertekanan dan aliran bebas. Kondisi aliran bertekanan mempengaruhi stabilitas bangunan dalam hal gaya yang dihasilkan dari atas serta gaya air, gaya samping, dan gaya angkat. Suyono (1989)

Analisa hidrolika digunakan dalam memperhitungkan dimensi pipa penyalur pada bangunan Intake, berikut persamaan yang digunakan :

$$P = \pi \times d \quad (4-134)$$

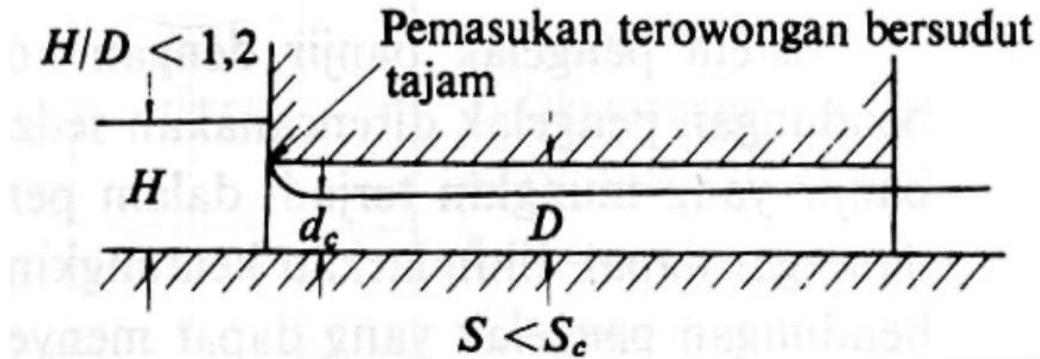
$$A = \frac{1}{4} \pi d^2 \quad (4-135)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (4-136)$$

$$Q = A \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \quad (4-137)$$

a. **Analisis Aliran Bebas (*Free Flow*)**

Bila terowongan tidak penuh dan ujung hulu tidak terkubur dalam  $H/D < 1,2$  maka aliran bebas terjadi pada saluran terbuka (Suyono, 1989).



Gambar 4. 35 Aliran Bebas  
Sumber : Suyono, 1989

Untuk menentukan besarnya aliran bebas dapat menggunakan persamaan aliran seragam Manning (Soemarto, 1995)

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4-138)$$

$$Q = A v \quad (4-139)$$

Dimana :

V = Kecepatan air (m/dt)

Q = Debit yang mengalir (m<sup>3</sup>/dt)

n = kekasaran manning

R = jari-jari hidrolis = A/P (m)

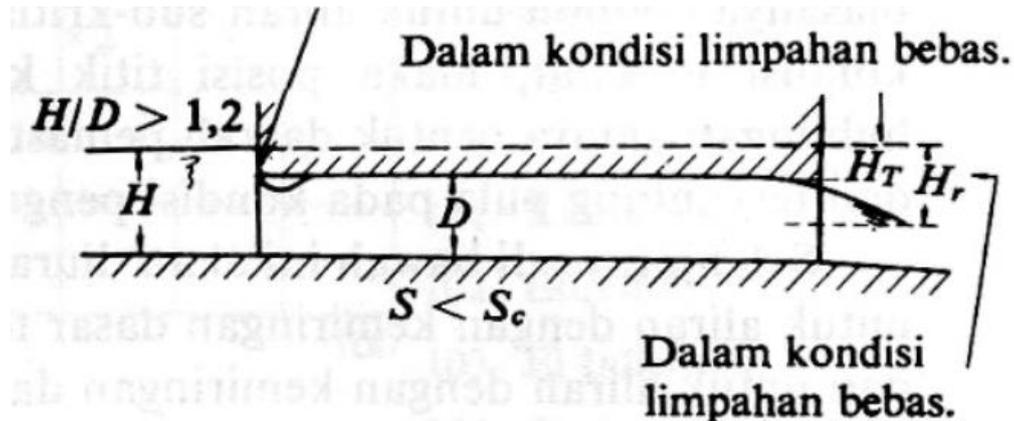
A = Luas penampang (m<sup>2</sup>)

P = keliling basah (m)

S = kemiringan terowongan

b. **Analisis Aliran Tekan (*Pressure Flow*)**

Bila  $H/D > 1,2$ , aliran tekanan terjadi saat terowongan terisi penuh atau ujung hulu terendam (Suyono, 1989).



Gambar 4.36 Aliran Bebas  
Sumber : Suyono, 1989

Dalam situasi ini, perbedaan ketinggian antara gaya di hulu dan hilir terowongan menentukan kecepatan air. Perbedaan gaya adalah total kehilangan energi yang disebabkan oleh saluran keluar terowongan, tikungan, penyempitan/pelebaran, dan geometri saluran masuk terowongan.

Debit dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$V = \sqrt{2g(H - H_r)} \quad (4-140)$$

$$Q = A v \quad (4-141)$$

Dimana :

$v$  = kecepatan air (m/dt)

$Q$  = debit yang mengalir (( $m^3$ /dt)

$A$  = luas penampang terowongan ( $m^2$ )

$g$  = percepatan gravitasi ( $m/dt^2$ )

$H$  = tinggi inlet terowongan

$H_r$  = kehilangan energi (m)

#### 4.2.5.3 Menghitung Tinggi Elevasi Dasar lubang Intake Tower

Volume sedimentasi menentukan tinggi elevasi dasar pintu lubang intake menara; volume sedimentasi dihitung dengan menggunakan data yang sudah tertera pada DED (*Detailed Engineering Design*) yaitu pada volume tampungan mati sebesar  $21.000.000 m^3$  pada ketinggian  $+93 m$ .

#### 4.2.5.4 Kehilangan Energi

##### a. Kehilangan Energi Akibat Gesekan

Besarnya kehilangan energi pada lubang pemasukan digunakan persamaan

$$hf = f \frac{Lv^2}{2gD} \quad (4-142)$$

Dimana :

$hf$  = Kehilangan energi akibat gesekan (m)

$f$  = koefisien gesek *Darcy-Weisbach*

$$f = \frac{124,5 n^2}{D^{1/3}}$$

$L$  = Panjang terowongan (m)

$D$  = Diameter terowongan (m)

$v$  = Kecepatan Aliran (m/dt)

$g$  = Percepatan gravitasi (9,8 m/dt<sup>2</sup>)

$n$  = Koefisien Manning

##### b. Kehilangan Energi Akibat Perubahan Penampang

Besarnya perubahan energi akibat perubahan penampang digunakan persamaan :

$$h_e = f_e \frac{v^2}{2g} \quad (4-143)$$

Dimana :

$h_e$  = besarnya kehilangan energi akibat perubahan penampang (m)

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/dt<sup>2</sup>)

$f_e$  = Koefisien kehilangan energi akibat perubahan penampang

Serta,

$$f_e = \left[ 1 - \frac{A_1}{A_2} \right]^2 \quad (4-144)$$

Dimana :

$A_1$  = luas penampang awal (m<sup>2</sup>)

$A_2$  = luas penampang akhir (m<sup>2</sup>)

**c. Kehilangan Energi Akibat Belokan**

Bergantung pada sudut tikungan saluran, energi hilang selama tikungan.

Rumus berikut digunakan untuk menentukan berapa banyak energi yang hilang:

$$h_b = f_b \frac{v^2}{2g} \quad (4-145)$$

Dimana :

$h_b$  = besarnya kehilangan energi akibat belokan (m)

$f_b$  = koefisien kehilangan energi

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

$v$  = kecepatan aliran

Untuk sudut belokan  $90^\circ$  dengan belokan halus (berangsur-angsur), kehilangan tenaga tergantung pada perbandingan jari-jari belokan dan diameter pipa.

**d. Kehilangan Energi pada Lubang Pengeluaran**

Karena luas penampang akhir ( $A_2 = \infty$ ) tak terhingga, maka kehilangan energi di outlet sama dengan kehilangan energi akibat perubahan penampang, artinya:

$$f_o = \left[1 - \frac{A_1}{A_2}\right]^2 \quad (4-146)$$

Maka besarnya kehilangan energi

$$h_o = 1 \frac{v^2}{2g}$$

$$h_o = \frac{v^2}{2g}$$

$h_o$  = besarnya kehilangan energi pada outlet (m)

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

**e. Hubungan Data Kehilangan Energi dengan Tinggi Bukaam Pintu**

Karena perbedaan ketinggian memiliki dampak yang signifikan terhadap kecepatan dan energi air, ketinggian bukaan gerbang sebagian besar ditentukan oleh ketinggian air waduk untuk memastikan bahwa debit yang keluar memenuhi kebutuhan.

$$Q = \frac{2}{3} c B \sqrt{2g} (H_2 - H_1)^{\frac{2}{3}} \quad (4-147)$$

$$Q = A v \quad (4-148)$$

Kehilangan energi (kehilangan head) harus ditentukan terlebih dahulu menggunakan rumus berikut untuk menentukan tinggi keseluruhan ukuran pintu:

$$(\Sigma HL) = h + h_e + h_b + h_o \quad (4-149)$$

#### 4.2.5.5 Dasar Perhitungan Pembebanan

Kedalaman di bawah permukaan air menentukan dasar hidrostatis. Terlepas dari bangunan yang dihadapi, gaya air akan selalu bekerja secara tegak lurus. Berikut ini adalah ekspresi untuk besarnya gaya hidrostatis:

##### a. Gaya Hidrostatik

Kedalaman di bawah permukaan air menentukan gaya hidrostatis. Terlepas dari bangunan yang dihadapi, gaya air akan selalu bekerja secara tegak lurus. Berikut ini adalah ekspresi untuk besarnya gaya hidrostatis:

$$F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (4-150)$$

$$Y = \frac{1}{3} H \quad (4-151)$$

Dimana :

$P_w$  = gaya tekan hidrostatis (ton)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

$H$  = tinggi muka air

$Y$  = jarak dari dasar terhadap pusat gaya yang bekerja

##### b. Gaya Hidrodinamis

Besar gaya hidrodinamis pada bangunan dinyatakan dengan persamaan :

$$F_d = C_d \gamma_w K_1 H^{\frac{1}{3}} \quad (4-152)$$

$$Y = \frac{2}{5} H \quad (4-153)$$

dengan :

$C_d$  = koefisien (7/12)

$F_d$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

$K_1$  = koefisien gempa

$H$  = tinggi muka air

$Y$  = jarak dasar terhadap pusat gaya air yang bekerja (m)

**c. Gaya Tekan ke Atas**

Gaya air dalam yang menurunkan beban efektif bangunan di atasnya secara umum disebut gaya tekan (angkat). Berat volume air yang dipindahkan bangunan sama dengan gaya tekanan ke atas yang menekan lantai.

Rumus berikut dapat digunakan untuk menganalisis gaya tekanan air ke atas:

$$F_u = B H \gamma_w \quad (4-154)$$

Dimana :

$F_u$  = gaya tekan keatas (ton)

$B$  = lebar bangunan (m)

$H$  = tinggi muka air tanah dari muka air bangunan (m)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $t/m^3$ )

**d. Berat Bangunan**

Rumus berikut dapat digunakan untuk menganalisis berat bangunan:

Berat bangunan itu sendiri yang bekerja secara vertikal:

$$W_{total} = W_1 + W_2 + W_3 + \dots + W_n \quad (4-155)$$

$$W_n = V_n \gamma_b \quad (4-156)$$

Dimana :

$W_n$  = berat bangunan ke n bagian (ton)

$V_n$  = volume bangunan tiap n bagian ( $m^3$ )

$\gamma_b$  = berat jenis bangunan ( $t/m^3$ )

Berikut ini adalah cara menghitung gaya gempa (sebagai beban horizontal):

$W_g$  = besar gaya gempa (ton)

$W_q$  = berat sendiri bangunan (ton)

$K_h$  = koefisien gaya gempa = 0,15

**4.2.5.6 Analisis Stabilitas Bangunan**

Semua beban yang bekerja pada struktur harus diperhatikan saat merancang struktur yang kokoh dan dibangun dengan baik. Paling tidak, suatu struktur harus stabil dalam keadaan apa pun. Oleh karena itu, keadaan tanah dasar yang menopang atau menahan beban bangunan menentukan seberapa stabil suatu bangunan. Dalam analisis stabilitas, stabilitas daya dukung tanah dibandingkan dengan pengendalian

stabilitas bangunan, karena tidak ada gaya apa pun yang dapat menyebabkan bangunan ini roboh atau bergeser.

Rumus berikut ini berfungsi sebagai dasar untuk stabilitas tanah dan daya dukung tanah (Suyono, 1981:1986):

Jika, di kedua sisi, titik tangkap gaya yang dihasilkan berada dalam sepertiga dari tepi pondasi, maka:

$$e = \left[ \frac{\sum MV - MH}{\sum V} - \frac{B}{2} \right] < \frac{B}{6} \quad (4-157)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{A} \left[ 1 + \frac{6.e}{B} \right] < \sigma_{ijin} \quad (4-158)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{A} \left[ 1 + \frac{6.e}{B} \right] < \sigma_{ijin}, 0 < \sigma_{min} < \sigma_{ijin} \quad (4-159)$$

#### 4.2.5.7 Statika Penulangan

##### a. Statika

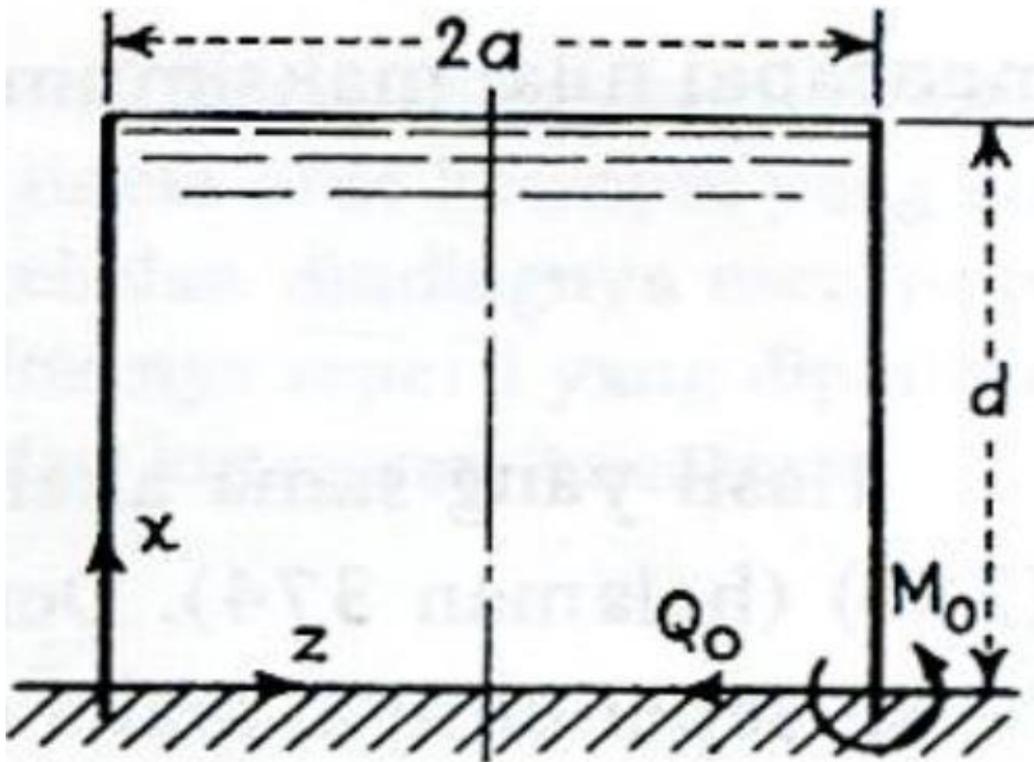
Bangunan dalam desain ini terdiri dari dua jenis pelat yang berbeda: pelat persegi dan pelat cangkang silinder. Pelat A adalah pelat persegi, sedangkan pelat B dan C adalah pelat cangkang silinder (Gambar 4.37). Rumus berikut digunakan untuk menentukan gaya yang bekerja pada pelat A dalam arah x (Timoshenkon 1992; 388):

$$M_0 = (1 - 1/\beta_h) \frac{\gamma r h t}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \quad (4-160)$$

Sementara itu, rumus berikut digunakan untuk menentukan gaya yang bekerja pada arah z:

$$Q_0 = - \frac{\gamma a d h}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \left( 2\beta - \frac{1}{d} \right) \quad (4-161)$$

Diagram gaya pada pelat B dan C menggabungkan beban seragam (Gambar 4.38) dan beban hidrostatis (Gambar 4.39). Nilai  $\beta$  ditemukan pada Tabel 4.11, dan nilai  $M_x$  dan  $M_y$  ditentukan untuk pelat B dan C menggunakan metode yang ditemukan pada Tabel 4.12 dan 4.13.

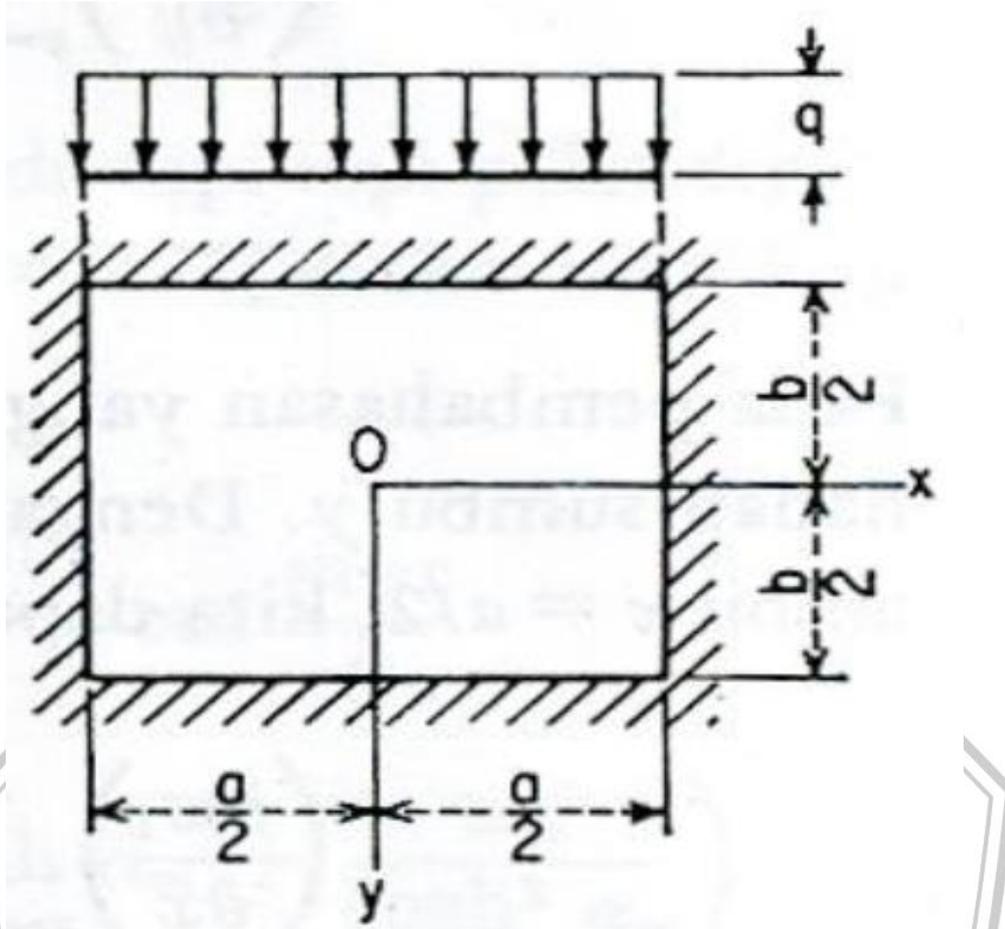


Gambar 4.37 Plat A  
Sumber : Timoshenko, 1992

Tabel 4.11 Nilai Koefisien  $\delta$  dan  $\beta$

$\frac{h^2}{dt}$	Koefisien ( $\delta$ ) untuk $x = h$	Koefisien ( $\beta$ ) untuk $x = 0.6 h$
0.4	-0.1205	0.049
0.8	-0.0795	0.096
1.2	-0.0602	0.142
1.6	-0.505	0.185
2	-0.436	0.232
3	-0.0333	0.303
4	-0.0268	0.409
5	-0.0222	0.469
6	-0.187	0.514
8	-0.0146	0.575

Sumber : Vazirani, 1990

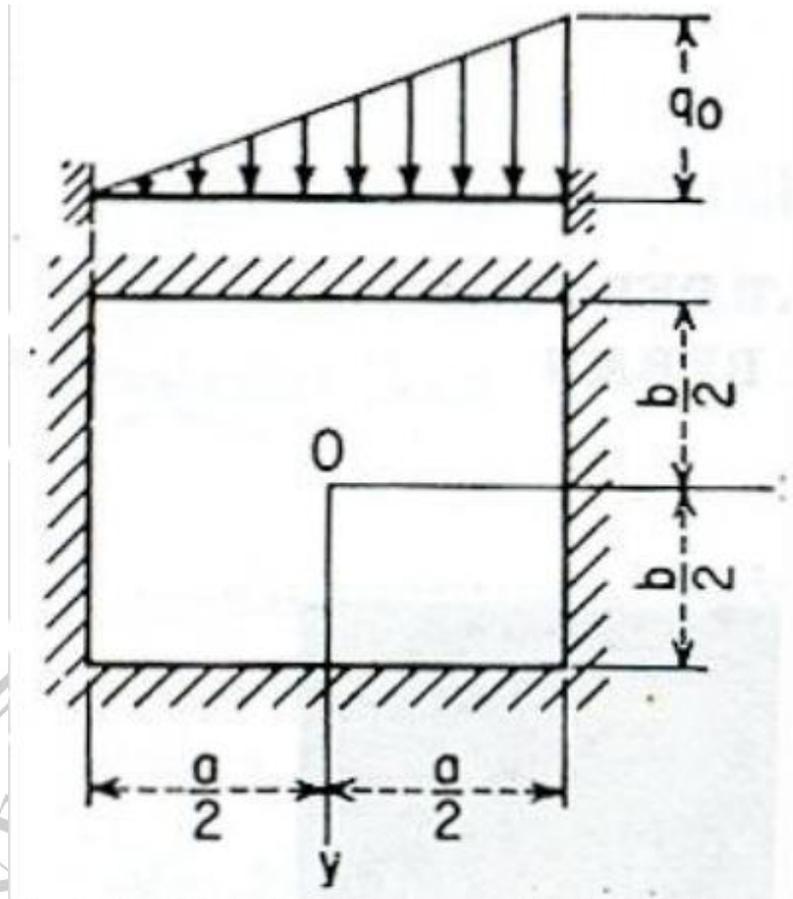


Gambar 4. 38 Diagram Gaya pada Plat dengan Beban Merata  
 Sumber : Timoshenko, 1992

Tabel 4. 12 Nilai Koefisien untuk Menghitung Mu pada Plat dengan Beban Merata

b/a	(M <sub>x</sub> ) X=a/2,y=0	(M <sub>x</sub> ) X=0,y=b/2	(M <sub>x</sub> ) X=0,y=0	(M <sub>x</sub> ) x=0,y=0
1	-0,0513qa <sup>2</sup>	-0,0513qa <sup>2</sup>	-0,0231qa <sup>2</sup>	-0,0231qa <sup>2</sup>
1.1	-0,0581qa <sup>2</sup>	-0,0538qa <sup>2</sup>	-0,0264qa <sup>2</sup>	-0,0231qa <sup>2</sup>
1.2	-0,0639qa <sup>2</sup>	-0,0554qa <sup>2</sup>	-0,0299qa <sup>2</sup>	-0,0228qa <sup>2</sup>
1.3	-0,0687qa <sup>2</sup>	-0,0563qa <sup>2</sup>	-0,0327qa <sup>2</sup>	-0,0222qa <sup>2</sup>
1.4	-0,0726qa <sup>2</sup>	-0,0568qa <sup>2</sup>	-0,0349qa <sup>2</sup>	-0,0212qa <sup>2</sup>
1.5	-0,0833qa <sup>2</sup>	-0,0570qa <sup>2</sup>	-0,0368qa <sup>2</sup>	-0,0203qa <sup>2</sup>
~	-0,0833qa <sup>2</sup>	-0,0571qa <sup>2</sup>	-0,0417qa <sup>2</sup>	-0,0125qa <sup>2</sup>

Sumber : Timoshenko, 1992



Gambar 4. 39 Diagram Gaya Plat dengan beban Hidrostatik

Sumber : Timoshenko, 1992

Tabel 4. 13 Nilai Koefisien untuk Menghitung Mu pada Plat dengan Beban Hidrostatik

b/a	(Mx) $x=a/2, y=0$	(Mx) $x=0, y=b/2$	(Mx) $x=0, y=0$	(Mx) $x=0, y=b$
0.5	-0,0115qa <sup>2</sup>	-0,0104qa <sup>2</sup>	-0,00198qa <sup>2</sup>	-0,00515qa <sup>2</sup>
0.75	-0,0187qa <sup>2</sup>	-0,0168qa <sup>2</sup>	-0,00451qa <sup>2</sup>	-0,00817qa <sup>2</sup>
1	-0,0334qa <sup>2</sup>	-0,0257qa <sup>2</sup>	-0,0115qa <sup>2</sup>	-0,0115qa <sup>2</sup>
1.5	-0,0462qa <sup>2</sup>	-0,0285qa <sup>2</sup>	-0,0184qa <sup>2</sup>	-0,0102qa <sup>2</sup>
~	-0,0500qa <sup>2</sup>	-0,0285qa <sup>2</sup>	-0,0208qa <sup>2</sup>	-0,0063qa <sup>2</sup>

Sumber : Timoshenko, 1992

### b. Penulangan Beton

Metode Plat dan Cangkang digunakan untuk merencanakan tulangan menara, yang menggunakan beton dengan mutu  $f_c = 35$  Mpa dan  $f_y = 300$  Mpa. Berikut ini adalah langkah-langkah yang terlibat dalam merencanakan tulangan beton (Timoshenko 1992:388):

1. Rencanakan mutu beton ( $f_c'$ ) dan mutu baja ( $f_y$ ) yang akan digunakan sesuai dengan kondisi konstruksi. Setelah dihitung besarnya momen ( $M_u$ ) yang terjadi dari beban bekerja menggunakan persamaan berikut (Simoshenko, 1992:388)

$$M = \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) \frac{y r h t}{\sqrt{12(1-v^2)}} \quad (4-162)$$

2. Hitung besarnya tahanan nominal dengan persamaan :

$$R_n = \frac{M_u}{(0,8)(b)(d)^2} \quad (4-163)$$

3. Hitung rasio penulangan dengan persamaan :

$$\rho = \frac{f_y}{(0,85)(f_c')} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{(m)(R_n)}{f_c'}} \right] \quad (4-164)$$

4. Hitung tulangan pokok dengan persamaan :

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad (4-165)$$

5. Pilihan diameter tulangan yang sesuai

#### 4.2.5.8 Jembatan Pemeliharaan Bangunan Pengambilan (*Intake*)

Superstruktur dan substruktur merupakan dua bagian utama konstruksi jembatan. Bagian jembatan yang menahan beban lalu lintas disebut superstruktur. Lantai jembatan, balok memanjang, balok melintang, dan penempatan merupakan bagian utama dari superstruktur. Selain itu, superstruktur memiliki elemen pendukung seperti pembatas jembatan dan peralatan penyambung. Bagian jembatan yang menahan beban superstruktur serta gaya tumbukan dan tekanan tanah dari lintasan di bawahnya dikenal sebagai substruktur. Bangunan bawah meliputi pangkal jembatan (*abutment*), dan pondasi, dalam perencanaan kali ini bagian bawah jembatan tidak direncanakan karena data tanah pada lokasi tidak tersedia.

#### 4.2.5.9 Pembebanan Jembatan

- a. Beban Mati

Beban mati adalah jumlah semua beban yang berasal dari berat sendiri jembatan atau dari bagian mana pun jembatan yang sedang diperiksa, termasuk komponen lain yang dianggap sebagai bagian permanennya.

Tabel 4. 14 Berat Isi Untum Beban Mati

No.	Bahan	Berat isi (kN/m <sup>3</sup> )	Kerapatan massa (kg/m <sup>3</sup> )
1	Lapisan permukaan beraspal ( <i>bituminous wearing surfaces</i> )	22,0	2245
2	Besi tuang ( <i>cast iron</i> )	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan ( <i>compacted sand, silt or clay</i> )	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan ( <i>rolled gravel, macadam or ballast</i> )	18,8-22,7	1920-2315
5	Beton aspal ( <i>asphalt concrete</i> )	22,0	2245
6	Beton ringan ( <i>low density</i> )	12,25-19,6	1250-2000
7	Beton $f_c < 35$ MPa	22,0-25,0	2320
	$35 < f_c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f_c$	$2240 + 2,29 f_c$
8	Baja ( <i>steel</i> )	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras ( <i>hard wood</i> )	11,0	1125

Sumber : SNI 1725:2016

## b. Beban Hidup

Semua beban yang berasal dari berat mobil, kendaraan, atau pejalan kaki yang lewat dan diperkirakan bekerja pada jembatan disebut sebagai beban hidup.



**Tabel 4. 15 Beban Hidup Terdistribusi Merata Minimum dan Beban Hidup Terpusat Minimum**

Hunian atau penggunaan	Merata, $L_o$ psf (kN/m <sup>2</sup> )	Reduksi beban hidup diizinkan? (No. Pasal)	Reduksi beban hidup berlantai banyak diizinkan? (No. Pasal)	Terpusat lb (kN)	Juga Lihat Pasal
<b>Apartemen (lihat rumah tinggal)</b>					
<b>Sistem lantai akses</b>					
Ruang kantor	50 (2,4)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
Ruang komputer	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	2.000 (8,9)	
<b>Gudang persenjataan dan ruang latihan</b>	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
<b>Ruang pertemuan</b>					
Kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lobi	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Panggung pertemuan	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
Lantai podium	150 (7,18)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
Tribun penonton Stadion dan arena dengan kursi tetap (terikat di lantai)	60 (2,87)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		4.14
Ruang pertemuan lainnya	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		
<b>Balkon dan dek</b>	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> )	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
<b>Jalur untuk akses pemeliharaan</b>	40 (1,92)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)	300 (1,33)	
<b>Koridor</b>					
Lantai pertama	100 (4,79)	Ya (4.7.2)	Ya (4.7.2)		
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain				
<b>Ruang makan dan restoran</b>	100 (4,79)	Tidak (4.7.5)	Tidak (4.7.5)		

Hunian (lihat rumah tinggal)

Sumber : SNI 1727:2020

## c. Spesifikasi Konstruksi

Pada perencanaan jembatan pemeliharaan bangunan pengambilan (*Intake*) dipakai mutu baja BJ 37.

**Tabel 4. 16 Sifat Mekanis Baja Struktural**

Jenis Baja	Tegangan putus minimum, $f_u$ (MPa)	Tegangan leleh minimum, $f_y$ (MPa)	Peregangan minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

Sumber : SNI 03-1729

#### 4.2.5.10 Sandaran

Bagi pengguna jalan, sandaran berfungsi sebagai pembatas keselamatan. Sandaran juga berfungsi untuk meningkatkan daya tarik estetika. Konstruksi sandaran terdiri dari:

1. Untuk jembatan rangka, pilar sandaran punggung (tiang rel) dimasukkan ke dalam konstruksi rangka, tetapi untuk jembatan girder beton, pilar tersebut sering kali terbuat dari beton bertulang.
2. Pegangan tangan, atau sandaran punggung, sering kali terbuat dari beton bertulang, kayu, dan pipa besi. Sandaran punggung jembatan rangka baja terbuat dari baja profil bundar. Pilar sandaran punggung di setiap tepi trotoar harus berukuran untuk menopang beban horizontal  $100 \text{ kg/m}^2$  saat beroperasi pada ketinggian 80 di atas lantai trotoar, menurut Pedoman Perencanaan Beban Jembatan dan Jalan Raya tahun 1987.

#### 4.2.5.11 Pelat Lantai

Pelat lantai kendaraan dianggap sebagai pelat yang ditopang pada keempat sisinya (oleh gelagar memanjang dan melintang) dan berfungsi sebagai penopang lapisan perkerasan.

#### 4.2.5.12 Gelagar Memanjang

Tujuan dari girder jembatan adalah untuk menyalurkan beban yang bekerja padanya ke bangunan di bawahnya. Di antara beban pada girder longitudinal adalah:

1. Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang dihasilkan oleh berat girder dan beban yang bekerja padanya (abutment, girder transversal, dan pelat lantai).

2. Beban Hidup

Beban hidup girder jembatan direpresentasikan sebagai beban garis, yang terdiri dari beban garis dan beban seragam per meter panjang.

#### 4.2.5.13 Gelagar Melintang

Girder melintang menerima beban-beban berikut:

1. Beban Mati yang terdiri dari berat girder dan beban yang bekerja padanya (abutment dan pelat lantai).

2. Beban Hidup, beban hidup pada girder jembatan diwakili oleh beban garis, yang terdiri dari beban garis dan beban seragam per meter panjang.

#### 4.2.5.14 Material Bangunan Atas Jembatan

1. Profil Baja Gelagar Induk / Utama

Profil baja gelagar induk yang digunakan adalah IWF

2. Profil Baja Gelagar Melintang

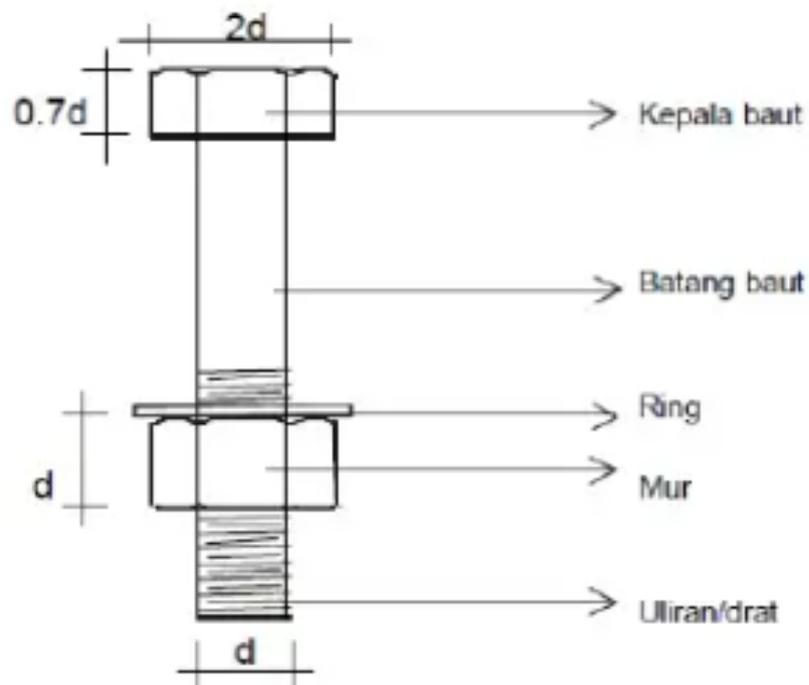
Profil baja gelagar induk yang digunakan adalah IWF

3. Plat Lantai

Mutu baja yang digunakan BJ 37 dengan tebal plat bordes 8 mm dengan bentuk atau dimensi telah di galvanis di pabrik.

#### 4.2.5.15 Sambungan

Baut digunakan untuk semua sambungan dalam konstruksi baja. Baut adalah perangkat penghubung yang terbuat dari batang melingkar berulir dengan mur atau kunci yang terpasang di salah satu ujungnya yang dibentuk menjadi kepala baut, yang sering kali berbentuk heksagonal. Menurut tujuannya sebagai baut pengikat, batang baut baja konstruksi sering kali memiliki bentuk ulir segitiga (ulir tajam). Jenis baut pas, yang sesuai untuk konstruksi berat seperti konstruksi jembatan, digunakan dalam perencanaan jembatan untuk pemeliharaan bangunan intake.



Gambar 4. 40 Baut  
Sumber : Google

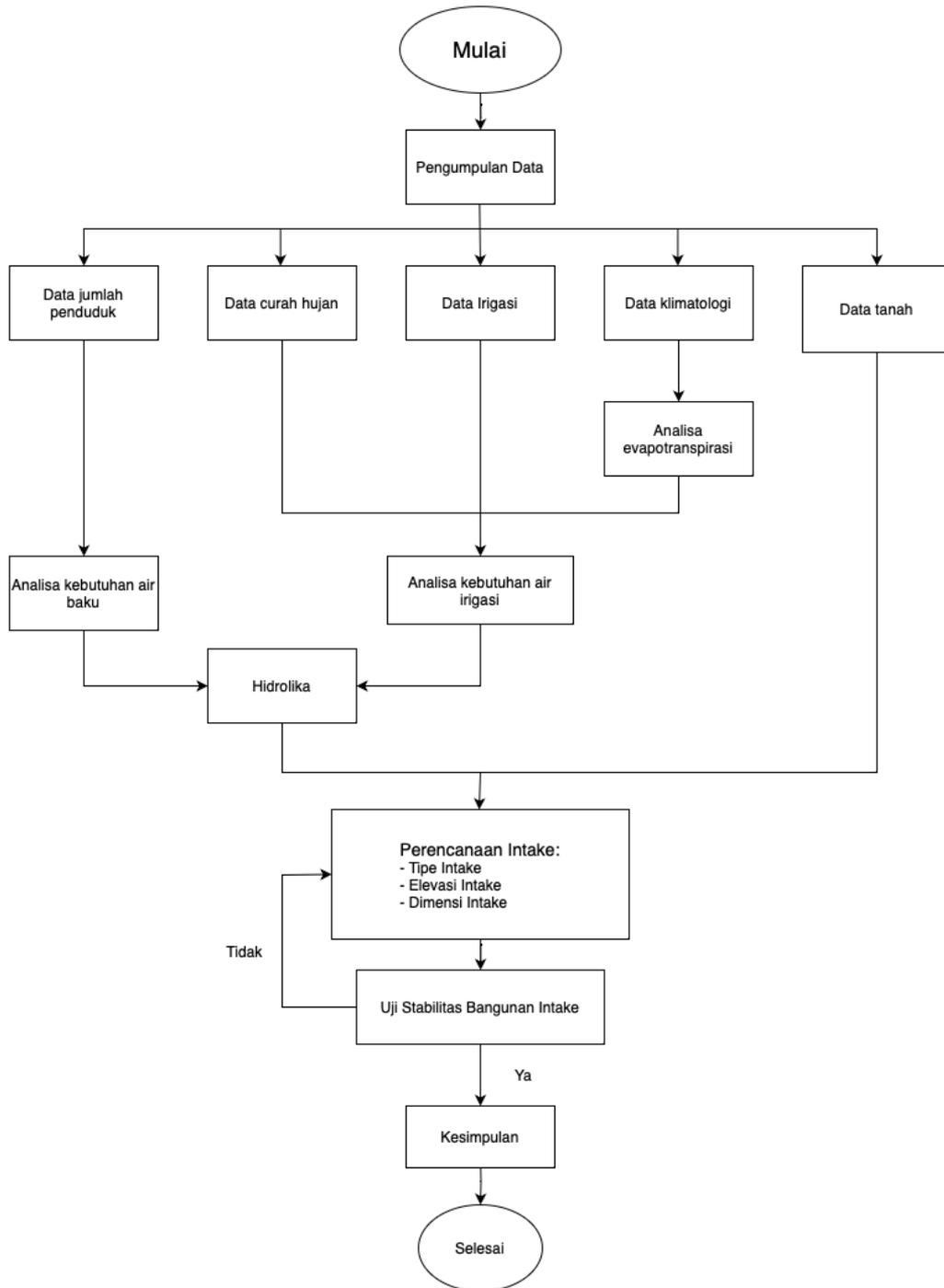
Sambungan baut meliputi :

1. Sambungan Sayap

Baut yang digunakan adalah baut M16 mm dengan mutu A325.

2. Sambungan Badan

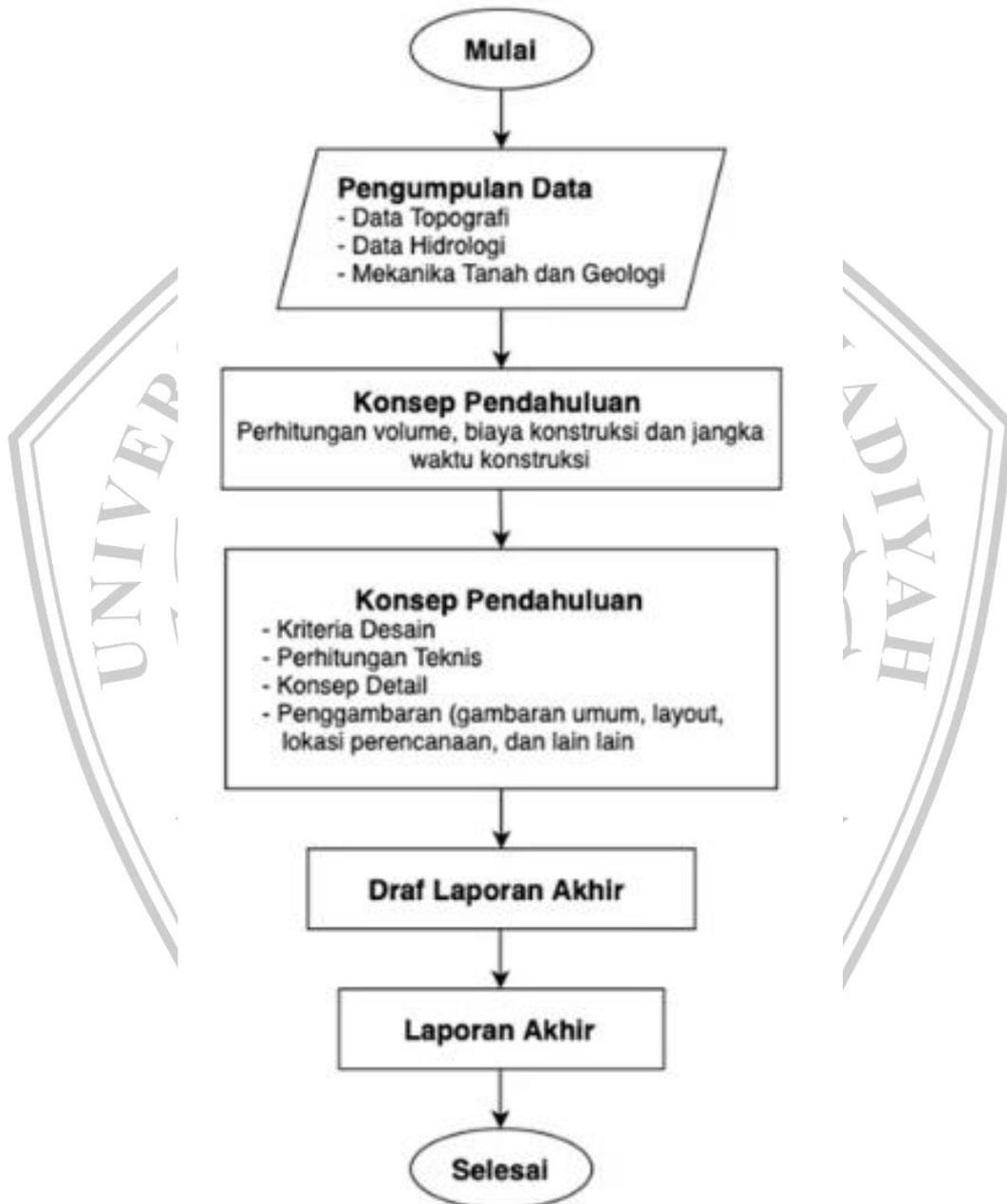
Baut yang digunakan adalah baut M16 mm dengan mutu A325.



Gambar 4. 41 Diagram Alir Perencanaan Bangunan Pengambilan  
Sumber : Diskusi Kelompok

### 4.3 Tahap Pelaksanaan

Dalam pelaksanaan konstruksi memiliki beberapa tahapan dimulai dari pengumpulan data sebagai bahan kajian dan bahan pendukung pelaksanaan, perencanaan teknis dan pembuatan laporan pekerjaan yang disusun secara detail sebagaimana berikut :



Gambar 4. 42 Diagram Alir Tahap Pelaksanaan Studi  
Sumber : Diskusi Kelompok

#### 4.4 Tahap Perencana Kontruksi

Pekerjaan seorang perencana memerlukan wadah dengan organisasi yang memadai untuk merencanakan setiap aspek tugas sehingga dapat diselesaikan sesuai jadwal, sesuai dengan anggaran yang ditetapkan dan standar saat ini. Sebagaimana diuraikan dalam proposal teknis ini, kami telah menyusun tim ahli dan membuat jadwal kerja untuk mencapai tujuan ini. Dalam konteks ini, kami ingin mengklarifikasi bahwa kami pikir layanan konstruksi yang dapat kami tawarkan akan menghasilkan penambahan satu ruas jalan yang dapat diandalkan. Berikut ini, secara teori, akan menjadi prioritas utama konsultan selama fase pembangunan:

1. Membuat rencana yang dipikirkan dengan matang dan efisien untuk persiapan semua materi terkait lelang.
2. Membantu pemimpin kegiatan menyiapkan teknik untuk melaksanakan semua aktivitas kerja dan, jika perlu, membantu dalam meningkatkan metode ini.
3. Membantu penjadwalan dan perencanaan pekerjaan
4. Membuat prosedur yang menjamin gambar kerja tidak tertunda selama tahap pengembangan, koreksi, dan persetujuan
5. Menyelesaikan setiap tugas perencanaan dengan cermat, termasuk cetak biru dan spesifikasi

Menurut uraian di atas, konsultan berpendapat bahwa ketika semuanya berjalan sesuai rencana, kegiatan akan selesai sesuai jadwal dan pekerjaan akan menghasilkan hasil yang lebih baik. Sehingga dibutuhkan Kerjasama antara pihak perencana dan pelaksana agar tercapainya tujuan Bersama dalam mengerjakan proyek perencanaan ulang kontruksi Bendungan Jragung Kabupaten Semarang.