

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Penelitian Terdahulu

Secara geografis Bendungan Tugu terletak pada koordinat $08^{\circ} 02' 27''$ LS dan $111^{\circ} 35' 07''$ BT, lokasi terletak di pinggir kiri jalan raya kabupaten yang menghubungkan Kabupaten Trenggalek – Ponorogo, pada km ± 15.00 dari



Gambar 1.1 Rencana lokasi Bendungan Kabupaten Trenggalek ke arah barat kemudian berbelok ke kiri +1 km memasuki jalan desa yang dapat ditempuh dengan kendaraan roda empat.

Secara umum kondisi topografi lokasi rencana bendungan merupakan Daerah Aliran Sungai Keser yang diapit perbukitan Gunung Temon dan Gunung Kuncung, lokasi berada pada ketinggian 150 mdpl (meter di atas permukaan laut) sampai dengan 600 mdpl, kemiringan medan bervariasi mulai dari dataran landai dan daerah perbukitan berbatu yang cukup curam diselingi tebing-tebing dan beberapa *afoor* di kanan kiri sungai lokasi rencana bendungan.

Ketersediaan material yang ada di sekitar lokasi adalah lempung di bagian hilir bendungan, pasir sepanjang aliran Sungai Keser, random tanah dari hasil galian, random batu dan material batu galian dari Gunung Temon serta material *boulder* endapan sungai di bagian hilir bendungan. Daerah disekitar Bendungan Tugu dipengaruhi oleh iklim tropis dengan dua musim yaitu musim penghujan dan musim

kemarau. Musim penghujan yang biasanya dimulai pada bulan Oktober atau Nopember dan berakhir pada bulan April atau Mei di tahun normal.

Data klimatologi rata-rata tahunan sebagai berikut :

- Total curah hujan sebesar 1.965,9 mm
- Suhu sebesar 26,9 °C
- Kelembaban udara sebesar 90,7 %.
- Penyinaran matahari harian sebesar 7,92 jam.
- Kecepatan angin harian sebesar 0,71 m/detik.

Sebagai perbandingan dan referensi dalam merencanakan Bendungan ini, diperoleh data penelitian terdahulu Bendungan lainnya sebagai berikut :

- Perencanaan Bendungan Bendo Ponorogo

Ahmad Busiri, Rahmawanto Fajar, Sri S.*, H. Budienny*. Tahun 2016

Bendungan Bendo dibangun untuk mengatasi permasalahan banjir dan kebutuhan air baku. Direncanakan menggunakan debit andalan probabilitas 80%. Angka kebutuhan air untuk memenuhi kebutuhan air irigasi sebesar 2,19 liter/detik/ha dan debit kebutuhan air baku sebesar 823,7 liter/detik. Debit banjir yang digunakan adalah metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 1000 tahun sebesar 676,37 m³/detik. Bendungan Bendo direncanakan menggunakan Tipe Bendungan urugan batu dengan inti kedap tegak lempung dengan kemiringan lereng 1 : 2,5 di bagian hulu dan 1 : 1,75 di bagian hilir. Tinggi tubuh bendungan 78,5 m,

lebar puncak 13 m, serta panjang bendungan 354,02 m dengan umur rencana bendungan 50 tahun.

- Analisis Keamanan Lereng Bendungan Utama Pada Bendungan Benel di Kabupaten

I G. N. Putu Dharmayasa¹, I W. Redana², Tjok Gde S. P.². Tahun 2014

Bendungan Benel adalah Bendungan Tipe Urugan, dalam analisis keamanan lereng bendungan utama pada bendungan benel menggunakan metode Bishop dalam perhitungan keamanan lereng bendungan, sedangkan perhitungan rembesan pada tubuh bendungan dan dibawah tubuh bendungan menggunakan metode *Flownet*. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, hasil perhitungan rembesan (q) pada tubuh bendungan dengan SEEP/W dan *flownet* menunjukkan bahwa, debit rembesan (q) yang melewati tubuh bendungan dan di bawah tubuh bendungan jumlahnya kurang dari 1 % (4,9206 m³/detik) terhadap debit banjir rata-rata, sehingga telah memenuhi persyaratan keamanan yang ditentukan. Perhitungan angka keamanan bendungan tanpa beban gempa dan dengan beban gempa, untuk kondisi saat pembangunan, ketika bendungan beroperasi dengan muka air banjir, ketika bendungan beroperasi pada musim hujan (muka air normal), ketika bendungan beroperasi pada musim kemarau, dan ketika air bendungan surut cepat (*rapid draw down*) untuk lereng bagian hulu dan bagian hilir dengan SLOPE/W dan dengan metode Bishop memperoleh hasil lebih besar dari yang ditentukan dalam RSNI M-03-2002.

- Analisis Perencanaan Tubuh Bendungan Antara Tipe Urugan dengan *Roller Compacted Concrete Dams*

Hasan Wanandi¹, Gusti N. D.², Ida Bagus². Tahun 2015

Sungai Melangit di Kabupaten Bangli diharapkan dapat digunakan secara maksimal untuk mengairi lahan pertanian disekitarnya. Pembangunan bendungan berfungsi sebagai penangkap air dan penyimpan air pada musim penghujan. Pada aliran sungai Melangit, telah direncanakan pembuatan bendungan oleh Dinas Pekerjaan Umum dengan menggunakan bendungan tipe urugan tanah. Penulis telah membandingkan antara penggunaan bendungan RCC dengan bendungan tipe urugan tanah. Perencanaan bendungan beton dimulai dengan mencari data curah hujan terbaru dan menghitung curah hujan rencana. Curah hujan rencana diperlukan untuk perhitungan banjir rencana. Kemudian banjir rencana yang didapat dibandingkan dengan banjir abnormal (probable maximum flood) dan diambil hasil yang terbesar. Dari data lengkung kapasitas dan neraca inflow-outflow waduk dapat dicari tinggi genangan air yang memenuhi kebutuhan tampungan pada neraca inflow-outflow. Kemudian dicari penelusuran banjir sehingga didapat tinggi puncak bendungan. Bendungan dihitung stabilitasnya dan hasilnya harus memenuhi angka keamanan yang disyaratkan. Setelah dimensi tubuh bendungan didapat, lalu dihitung biaya pembangunannya dan dibandingkan dengan biaya pembangunan bendungan tipe urugan tanah. Dari hasil perbandingan, didapat biaya pembangunan bendungan RCC sebesar Rp 90.236.041.566,00 dan biaya

pembangunan bendungan urugan tanah sebesar Rp 104.407.233.539,00. Jadi, bendungan dengan menggunakan RCC lebih ekonomis dibandingkan dengan bendungan tipe urugan.

- Studi Alternatif Perencanaan Bangunan Pelimpah Tipe Morning-Glory Pada Bendungan Nipah Sampang-Madura

Bendesa Mas Sutariana, Ir. Pudyono, MT. Tahun 2008

Pada setiap perencanaan bendungan khususnya bendungan tipe urugan diperlukan adanya bangunan pelimpah. Bangunan ini berfungsi untuk melindungi tubuh bendungan dari bahaya pelimpasan (overtopping) pada saat terjadi banjir. Bendungan Nipah yang merupakan obyek kajian ini, direncanakan dengan tujuan utama sebagai penyedia air untuk irigasi pada daerah sekitar Sampang, Tipe bendungan yang digunakan adalah urugan batu dengan dilengkapi bangunan pelimpah tipe pelimpah samping. Tapi pada kesempatan kali ini kami memberikan alternatif tipe bangunan pelimpah yaitu tipe morning-glory. Bangunan pelimpah tipe morning-glory merupakan bangunan pelimpah berbentuk menara/cerobong yang sangat efektif untuk bendungan yang tidak memiliki ruang yang cukup untuk pelimpah jenis lainnya dan sangat cocok untuk bendungan-bendungan yang memiliki volume tampungan yang kecil. Perencanaan ini terdiri dari analisis yang meliputi : analisis hidrologi, hidrolika dan analisis stabilitas. Analisis hidrologi digunakan untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan sebagai dasar perencanaan bangunan pelimpah, sedangkan

untuk mengetahui karakteristik aliran sepanjang bangunan pelimpah dilakukan analisa hidrolika. Disamping itu perlu dilakukan kontrol terhadap stabilitas agar memenuhi syarat-syarat keamanan bangunan. Dari hasil perencanaan bangunan pelimpah ini diperoleh besar debit yang lewat diatas pelimpah untuk banjir rancangan Q1000 sebesar 339,204 m³/dt dengan EL.+47,356 m dan untuk QPMF sebesar 817,731m³/dt dengan EL. + 48,490 m.

- Perencanaan Bendungan Manonjaya Kabupaten Tasikmalaya, Jawa Barat Kalih Amanis Shofa, Muhammad Qorib Hidayat, Sri Eko Wahyuni*), Suseno Darsono. Tahun 2016

Bendungan Manonjaya merupakan bendungan tipe urugan dengan inti vertikal yang dibangun di atas Sungai Citanduy dengan luas daerah tangkapan sebesar 590.422 km². Tujuan dibangunnya Bendungan Manonjaya untuk memenuhi kebutuhan air baku dan irigasi di wilayah Kabupaten Tasikmalaya. Bendungan Manonjaya didesain dengan debit banjir rencana periode ulang 100 tahun sebesar 513.9 m³/detik. Bendungan Manonjaya direncanakan setinggi 23.5 m dengan kapasitas tampungan sebesar 3,9 juta m³. Bendungan tersebut dilengkapi dengan pipa penyadap berdiameter 3,5 m, bangunan pelimpah dengan lebar 30 m, dan kolam olak USBR tipe III.

2.2 Teori – Teori Dasar

2.2.1 Analisis Hidrologi

Dalam suatu perencanaan bangunan air perlu dilakukan analisis awal yaitu analisis hidrologi. Dari data-data yang ada akan digunakan untuk merencanakan debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu. penentuan debit banjir rencana harus proporsional, tidak terlalu kecil maupun tidak terlalu besar sehingga dapat memperhitungkan ukuran bangunan dalam menampung besarnya debit rencana yang ada, sehingga bangunan tersebut sesuai pertimbangan yang ekonomis.

2.2.2 Analisis Frekuensi

Analisis dilakukan dengan metode statistika berdasarkan data-data yang diperoleh dari hasil pencatatan secara berkala pada stasiun hujan. Analisis frekuensi didasarkan pada sifat-sifat statistika data yang tersedia untuk memperoleh kemungkinan besaran hujan pada periode ulang tertentu. Analisis ini dilakukan dengan memilih salah satu dari beberapa jenis distribusi statistika yang paling sesuai dengan sifat data yang tersedia.

Perhitungan analisis frekuensi yang merupakan pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Analisis ini digunakan untuk mengetahui curah hujan rencana, yaitu curah hujan terbesar tahunan yang terjadi pada periode ulang tertentu. Adapun distribusi yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada.

Analisis frekuensi yang umum digunakan adalah:

1. Distribusi Normal

2. Distribusi Gumbel
3. Distribusi Log-Pearson Tipe III

2.2.3 Metode Distribusi Normal

- Nilai Rata-Rata (Soewarno, 1995)

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

Dimana:

\bar{X} = Nilai rata-rata

X_i = Nilai varian ke-1

n = Jumlah data

- Standar Deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

(Soewarno, 1995)

Dimana:

Sd = Standar Deviasi (mm)

X_{rt} = Nilai rata-rata (mm)

X_i = Nilai varian ke-i (mm)

n = jumlah data

- Koefisien *Skewness*

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*Assymetri*) dari suatu bentuk distribusi. Apabila suatu kurva frekuensi dari suatu distribusi mempunyai ekor memanjang ke kanan atau ke

kiri terhadap titik pusat maksimum maka kurva tersebut tidak akan terbentuk simetri.

$$Cs = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (Xi - Xrt)^3}{(n - 1) \times (n - 2) \times Sd^3}$$

(Suwarno, 1995)

Dimana:

Cs = Koefisien Kemencengan

Sd = Standar Deviasi Dari Sample (mm)

Xrt = rata-rata hitung dari sample (mm)

Xi = nilai varian ke-I (mm)

n = jumlah data

- Koefisien Kurtosis

$$Ck = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^4}{(n - 1) \times (n - 2) \times (n - 3) \cdot sd^4}$$

2.2.4 Metode Log Pearson Tipe III

Bentuk distribusi *Log Pearson Tipe III* merupakan hasil perhitungan dari pearson type III dengan menggunakan varian nilai logaritma. Persamaan distribusi Log Pearson Type III adalah memperhitungkan tiga parameter statistiknya yaitu sebagai berikut :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } X}{n}$$

$$\overline{\text{SdLog } X} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } Xi - \overline{\text{Log } X})^2}{n - 1}}$$

$$C_s = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2) \overline{Sd \log X}^2}$$

Sehingga persamaan garis lurus nya:

$$\log X = \overline{\log X} + K \times (\overline{Sd \log X})$$

Keterangan:

$\log X$ = Logaritma curah hujan rencana untuk periode ulang t tahun.

K = Konstanta yang besarnya tergantung C_s

$\overline{\log X}$ = Harga rata-rata dari logaritma data

$\overline{Sd \log X}$ = Standar deviasi dari $\overline{\log X}$

C_s = Koefisien kemencengan

Tabel 2.1 Tabel Syarat Distribusi Log Pearson Type III

Jenis Distribusi	Syarat Distribusi
1. Distribusi Normal	$C_s = 0$ dan $C_k = 3$
2. Distribusi Log-Normal	$C_s > 0$ dan $C_k = 3$
3. Distribusi Gumbel	$C_s = 1,139$ dan $C_k = 5,402$
4. Distribusi Log-Pearson Type III	C_s dan C_k Bebas

Hasil C_v , C_k , C_s dipilih setelah diuji kesesuaiannya. (Soewarno, 1995)

Di dalam memilih satu sebaran atau fungsi tertentu dibutuhkan suatu ketelitian karena untuk satu rangkaian data tidak selalu cocok dengan sifat-sifat sebaran, termasuk sebaran frekuensi atau probabilitas tersebut walaupun nilai parameter statistiknya hampir sama. Kesalahan dalam memilih sebaran dapat mengakibatkan kerugian jika perkiraan mulai desain terlalu besar (*over estimate*) atau terlalu kecil (*under estimate*).

Tabel 2.2 Tabel Nilai K Log Pearson Type III

Nilai K	Interval tabel dan nilai (Kromatogram Asamul), indeks (tabel normalisasi)										
	Periode (tabel indeks) dan (tabel) Produk (tabel) dan (tabel) dan (tabel)										
	1.0000	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50
0.00	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.05	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.15	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.30	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.35	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.45	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.50	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.55	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.60	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.65	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.70	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.75	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.80	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.85	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.90	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.95	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.00	-0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

2.2.5 Analisis Hujan (Metode E.J Gumbel)

Menghitung curah hujan dengan masa ulang tertentu menurut Gumbel dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$X_t = \bar{X} + \frac{Sd}{Sn} \cdot (Y - Yn)$$

Dengan

$$Y = -\ln \left[-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right]$$

Dimana:

X_t = curah hujan rencana untuk periode ulang pada T tahun (mm)

\bar{X} = nilai rata-rata dari hujan maksimum tahunan

$$= \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

Sd = standart deviasi

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

T = Periode ulang

Y_n = Nilai rata-rata reduksi dari varian (Mean of Reduce Variable) nilainya tergantung dari jumlah data (n) = 4,95

S_n = Deviasi standard dari reduksi varian (Standar Deviation of The Reduce Varian) nilainya tergantung dari jumlah data (n) = 1,0628

2.2.6 Uji Distribusi Analisis Frekuensi

Untuk mengetahui apakah suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih, maka setelah penggambarannya pada kertas probabilitas perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini menggunakan 2 cara yaitu uji *Chi Kuadrat* dan uji *Smirnov Kolmogorov*. Tahapan *plotting* data sebagai berikut:

- Data curah hujan maksimum harian rata-rata tiap tahun disusun dari kecil ke besar
- Hitung probabilitasnya dengan menggunakan rumus *Weibull*

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

Dimana:

P = probabilitas (%)

m = nomor urut dari data yang telah diurutkan

n = banyaknya data

c. *Plotting* data hujan (X_i) dengan probabilitas (P)

d. Tarik garis durasi dengan mengambil titik-titik.

❖ Uji Smirnov Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov pada dasarnya sering juga disebut dengan uji kecocokan non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

a. Urutkan data (dari besar ke kecil) atau sebaliknya dan tetukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut:

X_1 $P(X_1)$

X_2 $P(X_2)$

X_m $P(X_m)$

X_n $P(X_n)$

Dimana:

X_1, X_2, \dots, X_n = Data Pengamatan

$P(X_1), P(X_2), \dots, P(X_n)$ = Peluang masing-masing data

b. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya):

X_1 $P'(X_1)$

X_2 $P'(X_2)$

X_m $P'(X_m)$

X_n $P'(X_n)$

Dimana:

X_1, X_2, \dots, X_n =Data Pengamatan

$P'(X_1), P'(X_2), \dots, P'(X_n)$ =Peluang masing-masing data

- c. Dari kedua nilai peluang tersebut, tentukan selisih terbesarnya peluang pengamatan atau peluang teoritis.

$(D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)])$

- d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov Kolmogorov*) tentukan harga D_0 .

Tabel 2.3 Nilai kritis untuk Smirnov Kolmogorov

n	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,33
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$n > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Apabila nilai D lebih kecil dari nilai D_0 , maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima. Apabila D lebih besar dari D_0 maka secara teoritis pula distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.

❖ Uji Chi Kuadrat

Pada dasarnya uji *chi kuadrat* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi

statistika sample data yang dianalisis. Pengambilan keputusan ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut uji chi kuadrat.

Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus(Soewarno, 1995):

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

Dimana:

Xh^2 = parameter chi kuadrat terhitung

G = jumlah sub kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter Xh^2 merupakan variable acak. Probabilitas untuk mencapai nilai Xh^2 sama atau lebih besar dari pada nilai chi kuadrat yang sebenarnya (X^2)

Urutan perhitungan Chi Kuadrat ini adalah:

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap sub-group minimal 4 data pengamatan
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub-group.
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
- Tiap-tiap sub-group hitung nilai:

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

- Jumlah seluruh G sub-group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat.

- g) Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan $R = 1$, untuk distribusi poisson)

Kesimpulan hasil yang dilihat adalah:

1. Apabila probabilitas lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila probabilitas kurang dari 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila probabilitas berada antara 1-5 %, perlu dikaji ulang perhitungannya, seperti penambahan data.

Pada penggunaan uji Smirnov Kolmogorov, meskipun menggunakan perhitungan matematis namun kesimpulan hanya berdasarkan bagian tertentu (sebuah varian) yang mempunyai penyimpangan terbesar, sedangkan uji *chi kuadrat* menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

2.2.7 Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah waktu atau nilai banding antara bagian hujan yang membentuk limpasan langsung dengan hujan total yang terjadi atau dengan kata lain waktu variable yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Kondisi dan karakteristik tersebut dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain :

1. Keadaan hujan
2. Tata guna lahan

3. Kemiringan lahan dan kemiringan dasar sungai
4. Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
5. Luas dan bentuk daerah pengaliran
6. Suhu udara, angin serta evaporasi
7. Kelembaban tanah

Tabel 2.4 Angka Koefisien Pengaliran (*Sosrodarsono, 1980*)

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan	0,75 – 0,90
Pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah berelief berat dan berhutan	0,50 – 0,75
Dataran pertanian	0,45 – 0,60
Dataran sawah irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai di dataran rendah	0,45 – 0,75
Sungai besar yang sebagian alirannya di dataran rendah	0,50 – 0,75

Dari keterangan di atas dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$C = \frac{JL}{JCH}$$

Dimana;

C = Koef pengaliran

JL = jumlah limpasan

JCH = jumlah curah hujan

2.2.8 Distribusi Hujan Jam-Jaman

Untuk menghitung debit banjir rencana dengan cara *hidrograf* satuan perlu diketahui dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu. Untuk menaksir pola distribusi hujan jam-jaman berdasarkan data hujan maksimum harian pertahun didasarkan pada:

- Perhitungan curah hujan rata-rata selama t jam

Dapat dihitung dengan menggunakan rumus:

$$R_0 = \frac{R_{24}}{t}$$

$$R_t = R_0 \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3}$$

$$Rt' = T \times Rt - (t - 1) \times R(t - 1)$$

Dimana;

R_t = rata-rata hujan dari awal sampai T (mm)

R_{24} = curah hujan netto dalam 24 jam (mm)

Rt = intensitas hujan rata-rata dalam T jam (mm/jm)

R_0 = hujan harian rerata (mm)

T = waktu mulai hujan hingga ke-t (jam)

t = waktu konsentrasi (jam)

- Perhitungan curah hujan efektif

Dapat dihitung menggunakan rumus:

$$R_{\text{efektif}} = C \cdot RT$$

Dimana:

- R efektif = Curah hujan efektif
 C = Koefisien pengaliran
 RT = Curah hujan rencana

2.2.9 Analisis Debit Banjir Rencana

Hidrograf banjir rencana atau debit banjir rencana adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir debit banjir rencana digunakan cara hidrograf satuan yang didasarkan oleh parameter dan karakteristik daerah pengalirannya. Teori hidrograf satuan merupakan suatu cara perhitungan yang relative sederhana dan teliti.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ualng tertentu hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai. Untuk menganalisis debit banjir rencana pada perencanaan ini digunakan metode Nakayasu, dengan perumusan sebagai berikut (Soemarto, 1978):

$$Q_p = C \times \frac{1}{3,6} \times A \times \frac{R_0}{(0,3T_p + T_{0,3})}$$

Dimana:

- Q_p = debit puncak banjir ($m^3/dt/mm$)
 A = luas daerah pengaliran (km^2)
 R_0 = curah hujan satuan (mm)
 T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
 $T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak sampai ke debit sebesar 30% dari debit puncak (jam)

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus:

$$T_p = T_g + 0,8 T_r$$

$$T_{0,3} = \alpha \times T_g$$

T_g dihitung berdasarkan rumus:

$$T_g = 0,40 + 0,058 L, \text{ untuk } L > 15 \text{ Km}$$

$$T_g = 0,21 L^{0,70}, \text{ untuk } L < 15 \text{ Km}$$

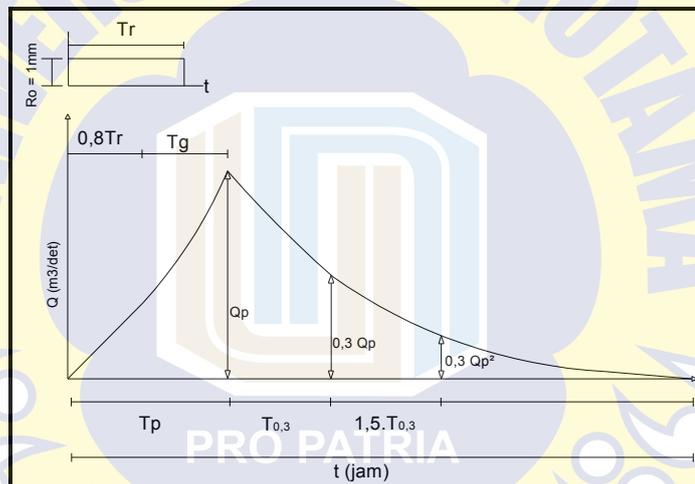
Dimana:

T_g = waktu konsentrasi (jam)

L = panjang alur sungai (km)

T_r = satuan waktu hujan (jam)

α = parameter yang bernilai antara 1,5 – 3,5



Gambar 2.2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Harga α mempunyai kriteria sebagai berikut:

- a. Untuk daerah pengaliran biasa harga $\alpha = 2$
- b. Untuk bagian naik hidrograf yang lambar dan bagian menurun dengan cepat harga $\alpha = 1,5$
- c. Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat harga $\alpha = 3$

Untuk menentukan parameter tersebut digunakan rumus pendekatan sebagai berikut:

$$T_{0,3} = 0,47 (A \times L)^{0,25}$$

$$T_{0,3} = \alpha \times Tg$$

Dari kedua persamaan diatas, maka nilai dari α dapat dicari dengan persamaan sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{0,47 (A \times L)^{0,25}}{Tg}$$

Dimana:

L = panjang alur sungai utama terpanjang (km)

A = luas daerah aliran (km²)

Namun tidak tertutup kemungkinan untuk mengambil harga α yang bervariasi guna mendapatkan hidrograf yang sesuai dengan hasil pengamatan.

Persamaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut:

1. Pada kurva naik (*rising line*)

$$0 < t < T_p$$

$$Q_t = Q_p \times \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2,4}$$

2. Pada kurva turun (*recession line*)

a. $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left[\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{T_{0,3}} \right]}$$

b. $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left[\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right]}$$

$$c. t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left[\frac{t-T_p+0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right]}$$

2.2.10 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit dominan yang selalu tersedia pada kurun waktu tertentu. Data debit ini digunakan sebagai pedoman untuk memperkirakan berapa besarnya jumlah air sungai yang masuk ke bendungan, bisa merupakan data primer dan data sekunder. Data ini berasal dari pengamatan debit pada Kali Keser.

2.2.11 Analisis Kapasitas Waduk

Fungsi utama waduk adalah memanfaatkan air pada musim penghujan, menampung air sehingga dapat dimanfaatkan dimusim kemarau. Hal yang terpenting dari waduk adalah kapasitas waduk atau kapasitas tampungan yang meliputi :

- a. Kapasitas efektif = Volume tampungan dari waduk yang dapat dimanfaatkan untuk melayani kebutuhan air yang ada.
- b. Kapasitas mati = Volume tampungan untuk sedimen.

Kapasitas tampungan tersebut perlu diketahui, karena merupakan dasar untuk perencanaan bangunan-bangunan seperti bendungan spillway maupun intake. Sebelum dilakukan perhitungan kapasitas waduk lebih dahulu perlu digambarkan hubungan antara elevasi, luas permukaan dan volume.

2.2.12 Menentukan Debit Inflow

Untuk memenuhi ketersediaan volume air didalam embung selama pengoprasian, diperlukan debit yang diharapkan mampu mencukupi besarnya debit

di pintu pengambilan (debit outflow). Pada perencanaan ini debit andalan diambil sebesar 80% yang berarti dihadapi besarnya resiko debit yang lebih kecil dari debit andalan adalah 20%.

Besarnya debit inflow andalan 80% didapatkan dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P = \frac{n}{5} + 1$$

Dimana :

P = Probabilitas 80% terlampaui

N = Jumlah data .

2.2.13 Menentukan Debit Outflow

Penentuan debit outflow disesuaikan dengan kebutuhan yang direncanakan dalam pembangunan Bendungan Tugu.

2.2.14 Menentukan Lengkung Kapasitas waduk

Untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data peta topografi yang ada. Untuk keperluan ini diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) tertentu. Untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing-masing kontur. Kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Volume antara 2 kontur yang berurutan dapat dicari, yaitu :

$$I = \sum \left\{ (F_i + F_{i+1}) \frac{1}{2} (h_{i+1} - h_i) \right\}$$

Dimana :

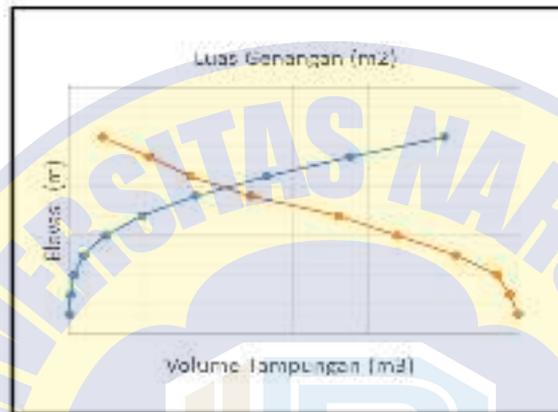
I = Volume tampungan antara 2 kontur yang berurutan (m³)

X = Beda tinggi antara 2 kontur (m)

$F_{(i)}$ = Luas tampungan pada kontur ke - i (m^2)

$F_{(i+1)}$ = Luas tampungan pada kontur ke - $(i+1)$ (m^2)

Sesudah semua luas dan volume masing-masing diketahui lalu digambarkan



Gambar 2.3 Grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.

2.2.15 Analisis Kebutuhan Air Baku

Menurut Ditjen Cipta Karya Tahun 2000 standar kebutuhan air baku yaitu :

- Standar kebutuhan air domestik

Standar kebutuhan air domestik yaitu kebutuhan air yang digunakan pada tempat-tempat hunian pribadi untuk memenuhi keperluan sehari-hari seperti memasak, minum, mencuci dan keperluan rumah tangga lainnya. Satuan yang dipakai adalah liter/orang/hari. Kebutuhan air suatu daerah berdasarkan jumlah penduduk dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Kriteria perencanaan sistem penyediaan air baku

Proyeksi kebutuhan air bersih dapat ditentukan dengan memperhatikan pertumbuhan penduduk untuk diproyeksikan terhadap kebutuhan air bersih sampai

dengan beberapa tahun mendatang. (Soemarto, 1999). Adapun yang berkaitan dengan proyeksi tersebut adalah :

a. Angka pertumbuhan penduduk

Angka pertumbuhan penduduk dihitung dengan persentase memakai rumus:

$$\text{Angka pertumbuhan}(\%) = \frac{\sum \text{Penduduk}_n - \sum \text{Penduduk}_{n-1}}{\sum \text{Penduduk}_{n-1}} \times 100\%$$

No	Uraian	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Jiwa					
		>1.000.000	500000 s/d 1.000.000	100.000 s/d 500.000	20.000 s/d 100.000	10.000 s/d 20.000	<10.000
1	Konsumsi sumbangan unit rumah tangga (SR) (liter/jiwa/hari)	190	170	130	100	80	30
2	Konsumsi unit hidran umum (HU) (liter/jiwa/hari)	30	30	30	30	30	30
3	Jam operasi	24 jam	24 jam	24 jam	24 jam	24 jam	24 jam
4	Perbandingan pelayanan SR : HU (dalam%)	50/50 s/d 80/20	50/50 s/d 80/20	80/20	70/30	70/30	60/40

b. Proyeksi jumlah penduduk

Dari angka pertumbuhan penduduk di atas dalam persen digunakan untuk memproyeksikan jumlah penduduk sampai dengan tahun yang dikehendaki. Meskipun pada kenyataannya tidak selalu tepat tetapi perkiraan ini dapat dijakikan sebagai dasar perhitungan volume kebutuhan air di masa mendatang. Metode yang digunakan yaitu *Metode Geometrical Increase* (Soemarto, 1999):

$$P_n = P_o \times (1+r)^n$$

Dimana:

P_n : Jumlah penduduk pada tahun ke-n (jiwa)

Po : Jumlah penduduk pada awal tahun (jiwa)

r : Persentase pertumbuhan tiap tahun (%)

n : Periode waktu yang ditinjau (tahun)

2.2.16 Perencanaan Teknis Tubuh Bendungan Menentukan Kapasitas Waduk

Untuk menentukan kapasitas waduk terhadap banjir rencana yang terjadi digunakan *flood routing* atau penelusuran banjir. Metode penelusuran banjir pada waduk yang lazim digunakan yaitu, “*Modified Pul’s Method*”, dengan persamaan sebagai berikut (Soedibyo, 1998)

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = S_2 - S_1$$

Dimana :

I1 , I2 = Inflow pada waktu t1 , t2

Q1 , Q2 = Outflow pada waktu t1, t2

S1 , S2 = Volume tampungan pada waktu t1 , t2

Persamaan dengan periode penelusuran Δt setelah disederhanakan akan menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \left(S_1 - \frac{Q_1 \times \Delta t}{2} \right) = \left(S_2 - \frac{Q_2 \times \Delta t}{2} \right)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right)$$

Jika :

$$\left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \psi$$

$$\left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right) = \phi$$

Maka diperoleh persamaan (Soemarto, 1999)

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi = \phi$$

I_1 dan I_2 diketahui dari hidrograf banjir rencana, dimana merupakan debit inflow pada jam ke-1 dan jam ke-2 dari interval waktu yang telah ditentukan Δt (detik).

S_1 merupakan tampungan (*storage*) waduk pada permulaan penelusuran, yang dapat diukur dari elevasi mercu pelimpah (*datum*). Dari persamaan diatas maka dapat dicari hubungan elevasi, tampungan dan debit.

2.2.17 Menentukan Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu bendungan. Elevasi permukaan air maksimum-rencana biasanya merupakan elevasi banjir rencana waduk. Kadang-kadang elevasi permukaan air penuh normal atau elevasi permukaan banjir waduk lebih tinggi dari elevasi banjir rencana dan dalam keadaan yang demikian yang disebut elevasi permukaan air maksimum rencana adalah elevasi yang paling tinggi yang diperkirakan akan dicapai oleh permukaan air waduk tersebut.

Dalam menentukan tinggi jagaan perlu diperhatikan berbagai faktor yang mungkin akan mempengaruhi eksistensi dari calon bendungan antara lain :

- Kondisi dan situasi tempat kedudukan calon bendungan,
- Pertimbangan-pertimbangan tentang karakteristik dari banjir abnormal.
- Kemungkinan timbulnya ombak-ombak besar dalam waduk yang disebabkan oleh angin dengan kecepatan tinggi ataupun gempa bumi.

- Kemungkinan terjadinya kenaikan permukaan air waduk diluar dugaan, karena terjadinya kerusakan-kerusakan atau kemacetan-kemacetan pada bangunan pelimpah.
- Tingkat kerugian yang mungkin dapat ditimbulkan dengan jebolnya bendungan yang bersangkutan.

Untuk menentukan tinggi jagaan dapat dihitung dengan menggunakan rumus (Sosrodarsono, 2002)

$$H_f \geq h_w + \frac{h_e}{2} + h_a + h_i$$

$$H_f \geq \Delta h + (h_w \text{ atau } \frac{h_e}{2}) + h_a + h_i$$

Dimana :

H_f = Tinggi jagaan (m)

Δh = Tinggi kemungkinan kenaikan air waduk yang terjadi akibat timbulnya banjir abnormal (m)

H_e = Tinggi ombak akibat gempa (m)

H_a = Tinggi kemungkinan kenaikan permukaan air waduk, apabila terjadi kemacetan-kemacetan pada pintu bangunan pelimpah (m)

H_i = Tinggi tambahan berdasarkan tipe pelimpah (m)

H_w = Tinggi ombak akibat tiupan angin (m)

➤ Menentukan Tinggi Kenaikan Permukaan Air Akibat Banjir Abnormal (Δh)

Biasanya debit banjir abnormal yang kadang-kadang melebihi debit banjir rencana dialirkan ke luar melalui bangunan pelimpah, akan tetapi elevasi permukaan air

waduk akan naik melebihi elevasi maximum rencana, setinggi Δh yang telah diperkirakan sebelumnya. (Sosrodarsono, 2002)

$$\Delta h = \frac{2}{3} \times \alpha \times \frac{Q_0}{Q_x} \times \frac{h}{\left(1 + \frac{A \cdot h}{Q \cdot T}\right)}$$

Dimana:

Q_0 : Debit banjir rencana

Q : kapasitas rencana bangunan pelimpah untuk banjir abnormal

α : 0,2 untuk bangunan pelimpah terbuka

α : 1,0 untuk bangunan pelimpah tertutup

h : kedalaman pelimpah rencana

A : luas permukaan air waduk pada elevasi banjir rencana

T : durasi terjadinya banjir abnormal (biasanya antara 1 s/d 3 jam)

➤ Tinggi jangkauan ombak yang disebabkan oleh angin (H_s)

Tinggi jangkauan ombak yang naik ke atas permukaan lereng udik bendungan (h_w) dapat diperoleh dengan metode S.M.B yang didasarkan pada panjang lintasan ombak (F) dan kecepatan angin di atas permukaan air waduk (R). Jangkauan hempasan ombak yang naik di atas permukaan lereng udik bendungan tersebut masih tergantung dari beberapa faktor lainnya seperti kemiringan dan kekasaran permukaan lereng udik tersebut (Sosrodarsono, 2002).

➤ Kenaikan muka air yang disebabkan oleh operasi pintu yang tidak normal.

Kenaikan muka air yang disebabkan oleh ketidaknormalan operasi pintu terjadi karna beberapa sebab seperti keterlambatan membuka pintu, kemacetan dan

kerusakan-kerusakan mekanisme pintu tersebut, yang menyebabkan terjadinya kenaikan permukaan air waduk (h_a). Biasanya sebagai standar harga h_a diambil sebesar $= 0.5 \text{ m}$ (Sosrodarsono, 2002.)

➤ Angka tambahan tinggi jagaan yang didasarkan pada tipe bendungan (h_i)

Mengingat limpasan melalui mercu bendungan urugan akan sangat berbahaya, maka untuk bendungan tipe ini angka keamanan tinggi jagaan (h_i) = 3 m (Sosrodarsono, 2002).

➤ Perhitungan tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (H_e)

Untuk menghitung tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa (h_e) dapat digunakan rumus empiris yang dikembangkan oleh Seiichi Sato (Sosrodarsono, 2002), sebagai berikut:

$$H_e = \frac{(e \cdot \tau)}{\pi} \times \sqrt{(g \times H_o)}$$

Dimana:

e : intensitas seismis horizontal

τ : siklus seismis (biasanya sekitar satu detik)

H_o : kedalaman air di dalam waduk

➤ Angka standar untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan.

Di dasarkan pada tinggi bendungan yang direncanakan, maka angka standar untuk tinggi jagaan pada bendungan urugan (Sosrodarsono, 2002) adalah sebagai berikut:

- Lebih rendah dari 50 m

$$H_f \geq 2.0 \text{ m}$$

- Dengan tinggi antara 50 s/d 100m

$$H_f \geq 3.0 \text{ m}$$

- Lebih tinggi dari 100 m

$$H_f \geq 3.5 \text{ m}$$

2.2.18 Menentukan Lebar Mercu *Maindam*

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan. Disamping itu, pada penentuan lebar mercu perlu pula diperhatikan kegunaannya sebagai jalan-jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan.

Menentukan lebar mercu bendungan dihitung dengan rumus (Sosrodarsono, 2002):

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0$$

Dimana :

B = Lebar mercu bendungan

H = Tinggi bendungan

2.2.19 Stabilitas *Maindam* terhadap Aliran Filtrasi

Adalah besarnya rembesan air yang menuju ke hilir tubuh bendungan dan pondasi bendungan, filtrasi harus mempunyai batasan tertentu agar tidak membahayakan bahaya sufosi.

Besarnya kapasitas filtrasi yang melalui tubuh bendungan (*maindam*) dapat ditentukan melalui persamaan (Sosrodarsono, 2002):

$$Q_f = \sum q \cdot B$$

$$Q_f = k \cdot i \cdot A$$

Maka :

$$Q_f = k \sum B \cdot i \cdot A$$

Dimana :

Q_f = Kapasitas Filtrasi

Q = Kapasiitas filtrasi per unit panjang tubuh bendungan (*Maindam*)

B = Lebar profil tubuh bendungan

I = Gradient Hidrolis

A = Luas potongan melintang yang dilalui air filtrasi per unit lebar

K = Koefisien filtrasi

2.2.20 Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat waduk terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “Metode Casagrande”, dengan peninjauan ujung tumit hilir sebagai permukaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut (*Sosrodarsono, 2002*):

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0}$$

atau

$$Y = \sqrt{2 \cdot Y_0 \cdot X + Y_0^2}$$

$$Y_0 = \sqrt{D^2 + h^2} - d$$

Dimana :

H = jarak vertikal antara titik A dan B

D = Jarak horisontal antara titi B₂ dan A

L_1 = Jarak horisontal antara B dan E

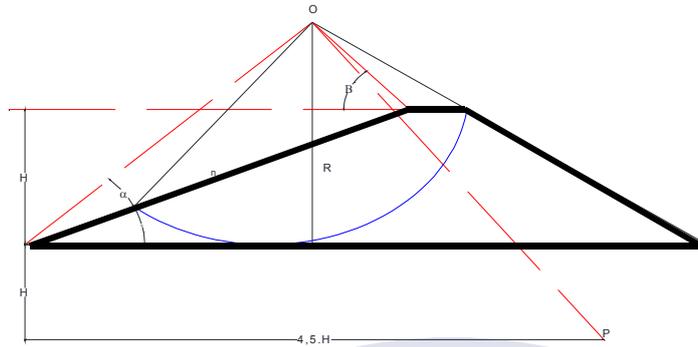
L_2 = Jarak Horizontal antara B dan A

2.2.21 Stabilitas Tubuh Bendungan (*Maindam*) Terhadap Longsor

Perhitungan longsor tubuh bendungan diperlukan untuk mengetahui apakah bendungan urugan telah memenuhi angka keamanan yang ditetapkan. Biasanya konstruksi tubuh bendungan urugan direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih. Beberapa kondisi yang dianggap tidak menguntungkan pada bendungan urugan antara lain :

1. Waduk dalam keadaan penuh dan aliran air filtrasi dalam tubuh bendungan bersifat laminar.
2. Dalam tubuh bendungan dianggap masih terdapat tekanan air pori yang timbul pada saat segera sesudah bendungan selesai dibangun.
3. Waduk dalam keadaan terisi setengah dan aliran air filtrasi dalam tubuh bendungan bersifat laminar.
4. Dalam keadaan permukaan air waduk ber-fluktuasi dengan intensitas yang besar, tetapi dengan periode yang pendek (*rapid draw down*). Demikian pula pada saat terjadinya gejala penurunan mendadak permukaan air waduk dari elevasi permukaan penuh terhadap elevasi permukaan terendah.

Sebelum dilakukan analisis stabilitas tubuh bendungan urugan, terlebih dahulu perlu dicari bidang longsor dari kemiringan hulu maupun hilir. Pada penentuan bidang longsor, terdapat beberapa parameter sudut α , β dan ϕ . Parameter sudut-sudut tersebut dapat dilihat pada tabel 2.5 contoh penggambaran bidang longsor dapat dilihat pada gambar 2.4 sebagai berikut :



Gambar 2.4 Bidang longsor bendungan urugan

Tabel 2.6 Nilai sudut ϕ , β dan α (Braja M. Das, 1995)

N	ϕ	α	β
1 : 1,0	45 ⁰	28 ⁰	27 ⁰
1 : 1,5	33 ^{08'}	26 ⁰	35 ⁰
1 : 2,0	26 ^{06'}	25 ⁰	35 ⁰
1 : 3,0	18 ^{04'}	25 ⁰	35 ⁰
1 : 5,0	11 ^{03'}	25 ⁰	27 ⁰

Secara umum perhitungan stabilitas tubuh bendungan urugan menggunakan metode bidang irisan. Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut :

- Metode irisan bidang lurus bundar

Andaikan bidang lurus bundar dibagi dalam beberapa irisan vertikal, maka faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsoran dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2002) :

$$F_s = \frac{\sum\{C.l + (N - u - Ne)\tan\theta\}}{\sum(T + Te)}$$

Dimana :

Fs = Angka Keamanan

- N = Beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($= \gamma \times A \cdot \cos\alpha$).
- T = Beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur ($= \gamma \times A \cdot \sin\alpha$).
- U = Tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur.
- Ne = Komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($= e \times \gamma \times A \cdot \cos\alpha$).
- Te = Komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($= e \times \gamma \times A \cdot \sin\alpha$).
- \emptyset = Sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur.
- C = Angka Kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur.
- e = Intensitas seismic horisontal.
- γ = Berat isi pada setiap bahan pembentuk irisan bidang luncur.
- A = Luas bahan pembentuk irisan bidang luncur.
- α = Sudut kemiringan rata-rata dasar pada setiap irisan bidang luncur.
- V = Tekanan air pori.

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar. Skema perhitungan ini tertera pada Gambar 2.6 dan Gambar 2.8 perhitungan dilakukan dengan urutan sbb :

1. Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan lebarnya dibuat sama. Disarankan agar irisan bidang luncur tersebut dapat melintasi

perbatasan dari dua buah zone penimbunan atau supaya memotong garis depresi aliran filtrasi. Berhubung karena perhitungannya dilakukan pada sistem dua dimensi, maka potongan melintang tubuh bendungan yang akan dianalisis dianggap mempunyai satuan yang sama dengan satuan dalam perhitungan.

2. Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan dapat digambarkan sbb :

- a. Berat irisan (w), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (A) dengan berat isi bahan pembentuk irisan (γ), jadi :

$$W = A \cdot \gamma$$

- b. Beban berat komponen vertikal yang bekerja pada dasar irisan (U) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan cosinus sudut rata-rata tumpuan (α) pada dasar irisan yang bersangkutan jadi : $N = W \cdot \cos \alpha$

- c. Beban dari tekanan hidrostatis yang bekerja pada dasar irisan (b) dengan tekanan air rata-rata ($U / \cos \alpha$) pada dasar irisan tersebut, jadi $U = U \cdot b / \cos \alpha$

- d. Beban berat komponen tangensial (T), diperoleh dari hasil perkalian antara berat irisan (W) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut jadi:

$$T = W \cdot \sin \alpha$$

- e. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran (C), diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan (c') dengan panjang dasar irisan (b) dibagi lagi dengan $\cos \alpha$ jadi : $C = c' \cdot b / \cos \alpha$

- f. Kekuatan tahanan geseran terhadap gejala peluncuran irisan adalah kekuatan tahanan geser yang terjadi pada saat irisan akan meluncur meninggalkan tumpuannya.

3. Dengan cara menjumlahkan semua kekuatan-kekuatan yang menahan (T) dan gaya-gaya pendorong (s) dari setiap irisan bidang lurus, dimana (T) dan (S) dari masing-masing irisan dapat dinyatakan berturut-turut sebagai berikut :

$T = W \cdot \sin \alpha$ dan $S = C + (N-U) \tan \phi$, sesuai dengan skema yang tertera pada Gambar 2.6 luas bidang T , N dan U dapat diukur dengan planimeter dan digambarkan seperti yang tertera pada Gambar 2.8.

4. Faktor keamanan dari bidang lurus yang bersangkutan adalah perbandingan antara jumlah semua kekuatan pendorong dan jumlah semua kekuatan penahan yang bekerja pada bidang lurus tersebut, seperti yang tertera pada persamaan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2002) :

$$F_s = \frac{\sum s}{\sum T} = \frac{\sum \{C + (N - U) \tan \theta\}}{\sum \sin \alpha}$$

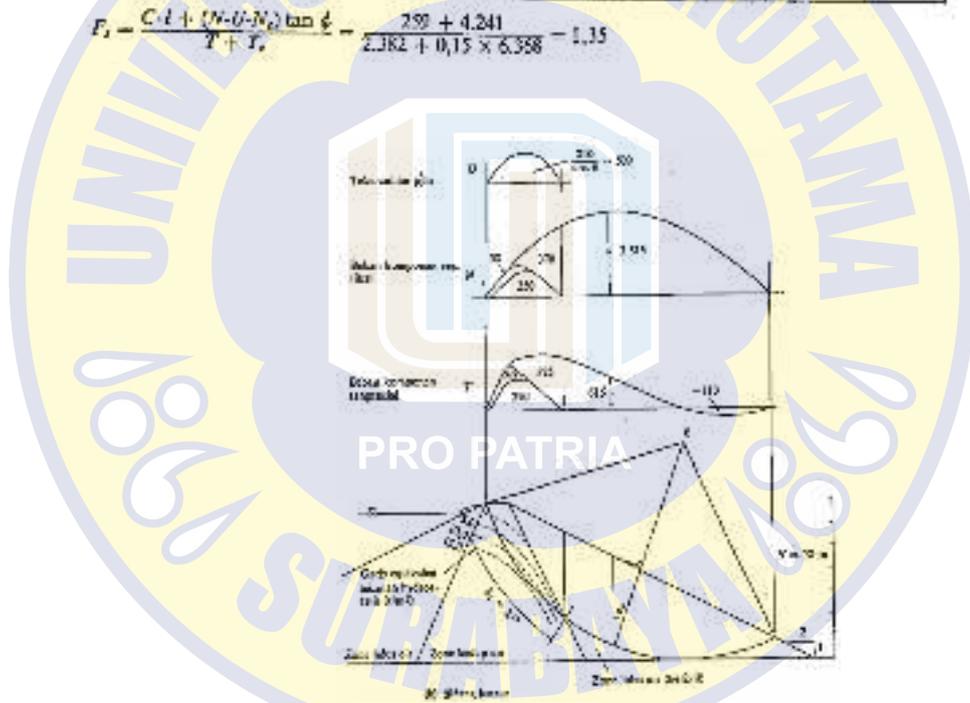
Tabel 2.7 Kondisi perencanaan teknis (Sosrosudarso, 2002)

Zone tu- hub ben- dungan	Kekuatan		Berat jenis		Inensitas bahan seismis horizontal e
	C (t/m ²)	$\tan \theta$	Dlm keadaan		
			lembab	kering	
Zone ke- das air	4,0	0,500	1,92	2,00	0,15
Zone lu- lusan	0	0,800	2,00		

Tabel 2.8 Perhitungan metode irisan bidang luncur (Sosrosudarsono, 2002)

Irisan	A(m ²)	W'(m)	sin α	cos α	T = W' sin α	N = W' cos α	N _e = eW' sin α	U = ub/cos α	tan φ	(N _e N - U) / tan φ	C-l
①	90 66	113 132	0,924	0,383	228	95	34	104	0,500	290	4 × 19 × 24 × 95 380 = 239
②	45 332	86 664	0,793	0,609	595	457	89	278			
③	98 380	956 956	0,656	0,755	527	722	79	111			
④	353	1.106	0,511	0,859	565	950	85		0,800	3.951	
⑤	593	1.186	0,354	0,935	420	1.109	63				
⑥	540	1.080	0,199	0,980	215	1.058	32				
⑦	465	930	0,039	0,999	36	929	5				
⑧	338	676	-0,122	0,993	-82	671	-12				
⑨	198	396	-0,309	0,951	-122	377	-18				
Jml.					2.382	6.358	357	493		4.241	259

$$F_s = \frac{C-l + (N-U-N_e) \tan \phi}{T + T_e} = \frac{290 + 4.241}{2.382 + 0,15 \times 6.358} = 1,15$$

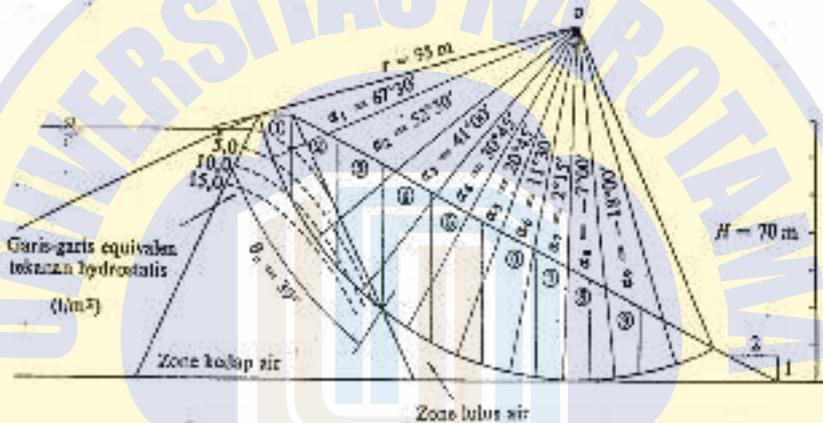


Gambar 2.5 Metode irisan bidang luncur (Sosrosudarsono, 2002)

Tabel 2.9 Perhitungan metode irisan bidang luncur (Sosrodarsono, 2002)

Mencant	A (m ²)	U (m)	$V_c = \frac{U^2}{2}$ (m ³)	U' (m)	$U'' = U - U'$ (m)	$\frac{U''^3}{6}$ (m ³)	$\frac{U''^2}{2}$ (m ²)	$\frac{U''}{2}$ (m)
30	55	25						
250	470	37	579		673	2.500	310	250
170	740	38						
2.215	3.020	152			1.674	1.801	3.952	
	6.396	560	579				4.212	250

Mencant	A (m ²)	U' (m)	U'' (m)	$U''' = U - U' - U''$ (m)	$\frac{U'''^3}{6}$ (m ³)
80	124	14	109		
250	350	75	425		
325	570	111	761		
515	1.010	735	1.755		
210					
	2.219	985	3.249		



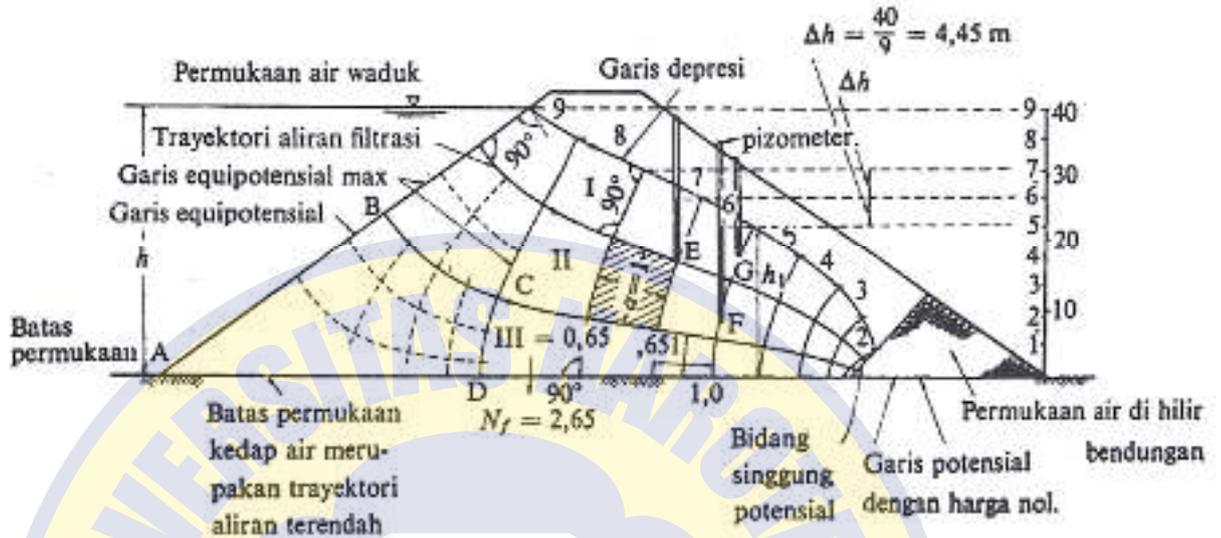
Gambar 2. 6 Metode irisan bidang luncur (dengan menggunakan planimeter) (Sosrodarsono, 2002)

➤ Pembuatan jaringan trayektori aliran filtrasi (seepage flow-net)

Didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi yang telah tergambar, selanjutnya dapat dihitung kapasitas air filtrasi dengan ketelitian yang cukup baik dan gambar tersebut akan sangat cocok dengan kenyataan apabila dibuat oleh tenaga ahli yang cukup berpengalaman.

Contoh jaringan trayektori aliran filtrasi dapat diperhatikan pada Gambar 2.9

Contoh jaringan trayektori aliran filtrasi dapat perhatikan pada. Gbr. 3-40.



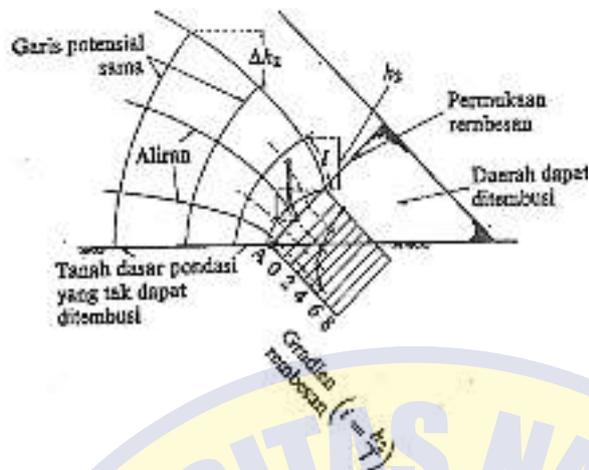
Gambar 2.7 Jaringan trayektori aliran filtrasi dalam tubuh bendungan

(*Sosrodarsono, 2002*)

Untuk menggambar jaringan trayektori aliran filtrasi melalui sebuah bendungan supaya diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

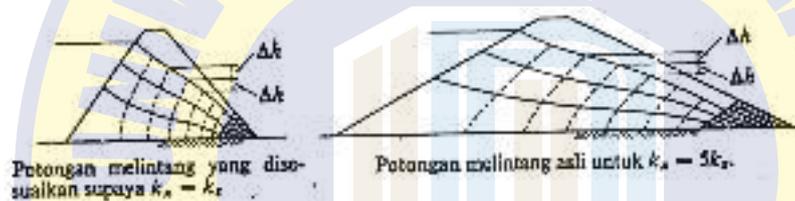
1. Trayektori aliran filtrasi dengan garis equi-potensial berpotongan secara tegak lurus, sehingga akan membentuk bidang-bidang yang mendekati bentuk-bentuk bujur-sangkar atau persegi panjang.
2. Jadi apabila diperhatikan bentuk bidang ABCD (Gambar 2.9) hanya mendekati bentuk bujur sangkarnya akan semakin nyata.
3. Biasanya bidang-bidang yang terbentuk oleh pertolongan trayektori aliran filtrasi dengan garis-garis equi-potensial tersebut di atas lebih mendekati bentuk-bentuk persegi panjang dan pada semua persegi panjang yang terjadi perbandingan antara sisi pendek dan panjangnya mendekati harga yang sama.

4. Pada bidang di bawah tekanan atmosfer, dimana aliran filtrasi tersembul keluar, bukan merupakan trayektori aliran filtrasi dan bukan pula merupakan garis equi-potensial, karenanya tidak akan terbentuk bidang-bidang berbentuk persegi panjang dan trayektori aliran filtrasi dengan permukaan tersebut tidak akan berpotongan secara vertikal.
 5. Garis depresi yang berpotongan dengan bidang di bawah tekanan atmosfer (titik tertinggi tersembulnya aliran filtrasi), tertera pada (Gambar 2.10)
 6. Titik perpotongan antara garis-garis equi-potensial dengan garis depresi adalah dengan interval (Δh) yang diperoleh dengan membagi tinggi tekanan air (perbedaan antara elevasi permukaan air dalam waduk dan permukaan air di bagian hilir bendungan) dengan suatu bilangan integer (bilangan bulat).
 7. Contoh jaringan trayektori aliran filtrasi
- Contoh jaringan trayektori aliran filtrasi pada bendungan urugan, dimana angka koefisien vertikal berbeda dengan angka koefisien filtrasi horizontal ($k_v \neq k_h$).



Gambar 2.8 Gradien rembesan (Sosrodarsono, 2002)

Jaringan trayektori aliran filtrasi digambar sebagai bidang-bidang persegi panjang yang sisi horizontalnya diperpendek sebesar $\sqrt{k_v/k_h}$ kali (periksa Gambar 2.11)



Gambar 2.9 Jaringan trayektori aliran filtrasi dalam tubuh bendungan (dimana $K_x = 5 K_z$) (Sosrodarsono, 2002)

➤ **Kapasitas Aliran Filtrasi Pada Tubuh Bendungan dan Pondasi Bendungan**

Kapasitas aliran filtrasi adalah kapasitas rembesan air yang mengalir ke hilir melalui tubuh dan pondasi bendungan. Kapasitas filtrasi suatu bendungan mempunyai batas-batas tertentu yang mana apabila kapasitas filtrasi melampaui batas tersebut, maka kehilangan air yang terjadi cukup besar, disamping itu kapasitas filtrasi yang besar dapat menimbulkan gejala sufosi (*piping*) serta gejala sembulan yang sangat membahayakan kestabilan tubuh bendungan.

Untuk memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi suatu bendungan (baik yang melalui tubuh bendungan maupun yang melalui lapisan pondasi) dapat dilakukan

dengan menggunakan jaringan trayektori aliran filtrasi atau dengan menggunakan rumus empiris.

Apa bila bahan pembentuk tubuh bendungan dan pondasi bendungan mempunyai harga kv dan kh yang berbeda, maka untuk menghitung kapasitas aliran filtrasi dilakukan dengan harga k yang telah dimodifisir (\bar{k}).

Harga (\bar{k}) dapat dihitung dengan menggunakan rumus sbb:

$$\bar{k} = \sqrt{kh \cdot kv}$$

Dimana :

(\bar{k}) : Koeffisien filtrasi yang dimodifisir.

Kh : Koeffisien filtrasi horizontal.

Kv : Koeffisien filtrasi vertikal.

Memperkirakan besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh dan pondasi bendungan yang didasarkan pada jaringan trayektori aliran filtrasi, dapat dihitung dengan rumus sbb. :

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} \cdot K \cdot H \cdot L$$

Dimana :

Qf : Kapasitas aliran filtrasi (kapasitas rembesan)

Nf : Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi

Np : Angka pembagi dari garis equi-potensial

K : Koeffisien filtrasi

H : Tinggi tekanan air total

L : Panjang profil melintang tubuh bendungan

Sebagai contoh untuk perhitungan tersebut diatas periksa (gambar 2.12)

apabila diumpamakan telah diketahui data-data sebagai berikut :

k : 5×10^{-6} cm/dt

L : 333 m

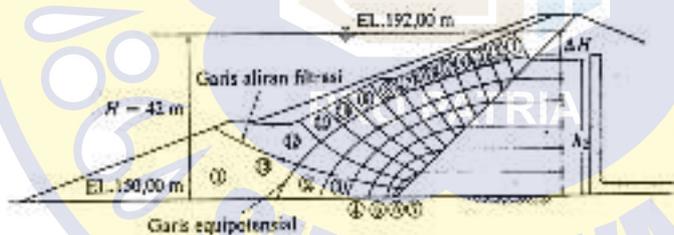
H : 42 m

Nf : 13 } diperoleh dari jaringan
trayektori aliran filtrasi

Np : 7

Dengan menggunakan rumus diatas, maka :

$$\begin{aligned} Qf &= \frac{13}{7} \times 5 \cdot 10^{-9} \times 42 \times 3 \\ &= 0,13 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{det} \\ &= 112 \text{ m}^3/\text{hari} \end{aligned}$$



Gambar 2.10 Contoh jaringan trayektori filtrasi pada zona kedap air

(Sosrodarsono, 2002)

➤ Klasifikasi Bahan Tanah

Mengklasifikasi bahan tanah adalah melakukan serangkaian pengamatan, pengujian dengan cara sederhana dengan membandingkan sifat teknis bahan tanah untuk pengelompokan bahan-bahan tersebut dalam beberapa golongan tertentu.

1) Kriteria dari metode klasifikasi standard

Pada kondisi yang sebenarnya amatlah sukar dijumpai, dimana kerikil, pasir, lanau dan lempung dalam keadaan yang terpisah-pisah. Biasanya bahan-bahan tersebut bercampur aduk dalam proporsi-proporsi tertentu. Karena itu metode klasifikasi standard bahan senantiasa didasarkan pada karakteristik-teknis bahan-bahan tersebut, yaitu ukuran butiran, gradasi, plastisitas dan kemampuan kompresinya.

Biasanya bahan tanah berbutir kasar atau halus didasarkan pada ukuran butirannya, sedang tingkat kandungan zat-zat organisnya didasarkan pada penyelidikan baik di lapangan maupun di laboratorium.

Selanjutnya karakteristik bahan berbutir kasar didasarkan pada gradasinya, sedangkan bahan-bahan berbutir halus didasarkan pada plastisitasnya. Dengan penggolongan- penggolongan tersebut di atas akhirnya ditetapkan 15 golongan utama klasifikasi bahan dan nama dari masing-masing kelompok, pada tabel berikut :

Tabel 2.10 Standarisasi klasifikasi dari tanah (Sosrodarsono, 2002)

Klasifikasi Tanah		Nama Tanah	Informasi Tambahan (ditagaskan berdasarkan kriteria dalam Peraturan Menteri LHK No. 1/2011)
Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	SW	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 20% dan dengan nilai PI > 4.
		SL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		CL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		OH	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	SW	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 20% dan dengan nilai PI > 4.
		SL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		CL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		OH	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	Klasifikasi Tanah Berdasarkan Konsistensi (Solum)	SW	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 20% dan dengan nilai PI > 4.
		SL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		CL	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.
		OH	Tanah dengan sifat lempung liat, dengan kapasitas air susut > 15% dan dengan nilai PI > 7.

2) *Prosedur pengklasifikasian bahan tanah metode standard*

Prosedur pengklasifikasian bahan-bahan tanah dapat dilakukan sesuai dengan petunjuk seperti tertera pada Tabel 2.11. Dua (2) buah huruf yang tertera pada tabel tersebut, merupakan singkatan-singkatan dari istilah-istilah dalam Bahasa Inggris, dimana huruf pertama menunjukkan jenis dari mana bahan tanah dan huruf kedua menunjukkan atribut dari bahan tersebut. Untuk tanda-tanda jenis tanah yang dominan dari bahan-bahan adalah sebagai berikut:

- G : Kerikil (Gravel)
S : Pasir (Sand)
M : Lanau (Silt = Mo)
C : Lempung (Clay)
O : Organik (Organic)
Pt : Gambut (Peat)

Untuk tanda-tanda atribut dari tanah digunakan huruf-huruf sebagai berikut:

- W : Bergradasi baik (Well graded)
P : Bergradasi tidak baik (Poor graded)
C : Kelempungan (Clay binder)
L : Plastisitas rendah (Low plasticity)
H : Plastisitas tinggi (High plasticity)

3) *Klasifikasi karakteristik bahan tanah*

Contoh penyusunan metode pengklasifikasian standard untuk bahan timbunan tubuh bendungan dan pondasi yang akan mendukung bendungan dapat diperiksa pada tabel berikut ini.

