

# **SKRIPSI**

**PERENCANAAN BENDUNGAN KAMPAK DI DESA  
KARANGREJO KECAMATAN KAMPAK KABUPATEN  
TRENGGALEK**



**Disusun Oleh:**

**FRANS WIDODO KERANS**

**08.23.004**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
KONSENTRASI TEKNIK SUMBER DAYA AIR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2013**

1941  
1942  
NATIONAL INFORMATION BOARD  
UNITED STATES DEPARTMENT OF COMMERCE  
WASHINGTON, D. C.

1943  
1944  
1945

1946  
1947  
1948

1949

**LEMBAR PERSETUJUAN**

**PERENCANAAN BENDUNGAN KAMPAK DI DESA KARANGREJO  
KECAMATAN KAMPAK KABUPATEN TRENGGALEK**

**SKRIPSI**

**Disusun Oleh:  
Frans Widodo Kerans  
08.23.004**

Menyetujui:

  
**Dosen Pembimbing I**  
  
**Ir. Ibnu Hidayat PJ., MT**


**Dosen Pembimbing II**



**Erni Yulianti, ST, MT**

Mengetahui :

**Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)**

  
**Ir. H. Hirijanto, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
KONSENTRASI TEKNIK SUMBER DAYA AIR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG  
2013**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**PERENCANAAN BENDUNGAN KAMPAK DI DESA KARANGREJO  
KECAMATAN KAMPAK KABUPATEN TRENGGALEK**

**SKRIPSI**

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang  
Strata Satu ( S-1 )  
Pada Hari : Sabtu  
Tanggal : 3 Agustus 2013

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan  
Guna Memperoleh Gelas Sarjana Teknik

**Disusun Oleh:**  
**Frans Widodo Kerans**  
**08.23.004**

Disahkan Oleh:



**Sekretaris**

**Lila Ayu Ratna Winanda, ST. MT**

Anggota Penguji:

**Penguji I**

**Dr. Ir. Kustamar, MT**

**Penguji II**

**Ir. H. Hirijanto, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
KONSENTRASI TEKNIK SUMBER DAYA AIR  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
MALANG**

**2013**





**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp.(0341) 551431 Malang 65145

## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : **Frans Widodo Kerans**  
NIM : **08.23.004**  
Program Studi : **TEKNIK SIPIL S-1/KONSENTRASI TEKNIK  
SUMBERDAYA AIR**  
Fakultas : **TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“Perencanaan Bendungan Kampak DiDesa Karangrejo Kecamatan Kampak  
Kabupaten Trenggalek”** adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri,  
bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain  
kecuali disebut dari sumber aslinya yang tercantum dalam daftar pustaka.

Pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya tanpa ada paksaan dari pihak  
manapun.

Malang, September 2013  
Yang membuat pernyataan.

METERAI  
TEMPEL  
AA507ABF710519410  
6000 DJP

(Frans Widodo Kerans)

Frans Widodo Kerans 08.23.004, Perencanaan Bendungan Kampak di Desa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek Provinsi Jawa Timur, Dosen Pembimbing Ir. H. Ibnu Hidayat P.J., MT, Emi Yulianti., ST.MT. Tugas Akhir Prodi Teknik Sipil S1 Konsentrasi Sumber Daya Air Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang

---

## ABSTRAKSI

Bendungan Kampak di rencanakan pada aliran sungai Kali Tawing yang berada di Desa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek Provinsi Jawa Timur. Proyek ini bertujuan untuk meningkatkan sewasempadapangan melalui penyediaan sarana dan prasarana dasar sector pertanian. Tujuan tugas akhir ini adalah untuk merencanakan Bendungan Kampak untuk meningkatkan kapasitas penyediaan air irigasi sehingga produktifitas pertanian dapat bertambah. Sedangkan maksud dari tugas akhir ini adalah untuk mendesain Bendungan agar sesuai dengan fungsinya. Pada studi perencanaan bentuk tubuh Bendungan Kampak direncanakan menggunakan tipe Bendungan Urugan Homogen. Untuk maksud tersebut maka dalam penulisan tugas akhir ini yang akan dianalisa meliputi : Analisa Hidrologi untuk debit banjir rancangan, penentuan debit melalui pelimpah dan analisa dimensi Bendungan serta stabilitasnya. Dalam penentuan puncak muka air Bendungan maksimum maka dilakukan analisa penelusuran banjir melalui Bendungan yang akhirnya dapat elevasi Muka Air Banjir (MAB) sebesar  $\pm 358.28$  m dan elevasi Muka Air Normal (MAN) sebesar  $\pm 354.08$  m sedangkan elevasi dasar sungai sebesar  $\pm 295.00$  m. Dengan menilai beberapa acuan maka elevasi puncak Bendungan adalah  $\pm 361.28$  m, di dapat dari elevasi Muka Air Banjir di tambah dengan Tinggi Jagaan. Dari hasil analisa di atas maka di peroleh tinggi total bendungan 66.00 m dan lebar puncak bendungan 11.00 m dengan kemiringan hulu : 3.00 m dan hilir 1 : 2.00 m, dan lebar dasar bendungan sebesar 272.07 m.

**Kata Kunci :**Perencanaan Bendungan, Bendungan Tipe Urugan, Kali Tawing

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji dan syukur atas kehadiran Allah swt., Yang Maha Pengasih dan Maha Penyayang, Yang memberi perintah kepada manusia agar mereka memperoleh kebahagiaan hidup di dunia dan akhirat, dan Yang memberi larangan kepada manusia agar mereka terjauh dari bencana dan mara bahaya. Hanya dengan pertolongan-Nya semata, penulis dapat menyelesaikan laporan skripsi ini hingga selesai.

Dalam menyelesaikan laporan skripsi ini, penulis mengambil judul: **“Perencanaan Bendungan Kampak DiDesa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek”**.

Dalam kesempatan ini, penulis mengucapkan terimakasih sedalam-dalamnya kepada pihak-pihak yang telah banyak membantu dan membimbing dalam penyusunan laporan skripsi ini. Melalui kesempatan ini pula, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo., MT. selaku Rektor ITN Malang.
2. Bapak Dr.Ir.Kustamar., MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Bapak Ir. H. Hirijanto., MT. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 dan Dosen Wali angkatan 2008.
4. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda., ST, MT. selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1 dan Koordinator Bidang Manajemen Konstruksi.
5. Bapak Ir. H. Ibnu Hidayat PJ., MT. selaku Dosen Pembimbing I
6. Bapak Erni Yulianti. ST., MT. selaku Dosen Pembimbing II

7. Keluargaku; Bapak, Ibu, beserta Saudara-saudaraku, yang telah mendoakan dan mendukung saya sehingga dapat menyelesaikan Laporan Skripsi ini.
8. Rekan-rekan dan semua pihak yang secara tidak langsung ikut membantu terselesainya laporan skripsi ini.

Penulis menyadari bahwa Laporan Skripsi ini masih jauh dari sempurna, kami harapkan kritik dan saran yang bersifat membangun guna memperbaiki isi dari bahasan ini. Semoga apa yang telah kami sampaikan dalam Laporan Skripsi ini dapat bermanfaat bagi kita semua khususnya Mahasiswa Teknik Sipil S-1 Konsentrasi Sumber Daya Air.

Malang, September 2013

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN SAMBUL</b> .....	i
<b>LEMBAR PERSETUJUAN</b> .....	ii
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b> .....	iii
<b>PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI</b> .....	iv
<b>ABSTRAK</b> .....	v
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	vi
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	x
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xi
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 LatarBelakang.....	1
1.2 Maksud dan Tujuan.....	2
1.3 Identifikasi Masalah.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Rumusan Masalah.....	3
1.6 Lokasi Studi.....	4
<b>BAB II LANDASAN TEORI</b> .....	5
2.1 Definisi Bendungan.....	5
2.2 Analisa Hidrologi.....	5
2.2.1 Curah Hujan Harian Areal Maksimum.....	5



2.2.2	Analisa Curah Hujan Rancangan .....	9
2.2.3	Distribusi Log Pearson Type III.....	10
2.2.4	Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi.....	13
2.2.5	Analisa Distribusi Hujan Jam- Jaman.....	15
2.2.6	Koefisien Limpasan .....	15
2.2.7	Analisa Curah Hujan Netto Jam- Jaman.....	16
2.2.8	Analisa Hidrograf Satuan Sintetik.....	17
2.2.9	Debit Banjir Rancangan.....	22
2.3	Kebutuhan Air Irigasi.....	23
2.4	Analisa Sedimentasi .....	30
2.5	Perencanaan Teknis Bendungan.....	33
2.5.1	Pemilihan Tipe Bendungan.....	33
2.5.2	Penelusuran Banjir .....	34
2.5.3	Data Tanah Timbunan dan Pondasi .....	35
2.5.4	Pemilihan Material Tubuh Bendungan .....	36
2.5.5	Dimensi Bendungan.....	36
2.5.6	Perencanaan Bendungan Utama.....	38
2.5.6.1	Koefisien Debit Bangunan Pelimpah.....	39
2.5.6.2	Lebar Efektif Pelimpah.....	40
2.5.7	Tinggi Bendungan Utama.....	41
2.5.8	Perencanaan Lebar Puncak Bendungan.....	45
2.5.9	Perencanaan Kemiringan Lereng Bendungan Utama .....	46

2.5.10	Perencanaan Timbunan.....	47
2.6	Stabilitas Bendungan.....	49
2.6.1	Analisa Stabilitas lereng Bendungan .....	55
<b>BAB III</b>	<b>METODELOGI .....</b>	<b>60</b>
3.1	Umum .....	60
3.2	Jenis dan Sumber Data .....	60
3.3	Metode dan Analisa.....	61
<b>BAB IV</b>	<b>ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN.....</b>	<b>63</b>
4.1	Analisa Hidrologi .....	63
4.1.1	Curah Hujan Rerata Daerah.....	64
4.1.2	Curah Hujan Rancangan .....	66
4.1.2.1	Metode Log Pearson Tipe III .....	66
4.1.2.2	Metode E.J. Gumbel.....	68
4.1.3	Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi.....	70
4.1.3.1	Uji Secara Vertical Chi Square .....	70
4.1.3.2	Uji Secara Horizontal Smirnov- Kolmogorof.....	76
4.1.4	Analisa Debit Banjir Rancangan .....	81
4.1.4.1	Koefisien Pengaliran .....	81
4.1.4.2	Curah hujan Jam-jaman.....	81
4.1.4.3	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu .....	84
4.2	Analisa Kebutuhan Air .....	94
4.2.1	Analisa Evapotranspirasi (Eto) .....	94

4.2.2	Debit Andalan Metode F.J. Mock .....	97
4.2.3	Kebutuhan Air Irigasi.....	100
<b>BAB V</b>	<b>PERENCANAAN TEKNIS BENDUNGAN .....</b>	<b>102</b>
5.1	Lengkung Kapasitas Tampungan Bendungan .....	102
5.2	Analisa Tampungan Efektif.....	103
5.3	Penelusuran Banjir.....	106
5.4	Dimensi Bendungan .....	110
5.4.1	Data Tanah Timbunan dan Pondasi .....	110
5.4.2	Tipe Tubuh Bendungan.....	113
5.4.3	Lebar Puncak Bendungan.....	113
5.4.4	Kemiringan Lereng Bendungan .....	113
5.4.5	Tinggi Jagaan Bendungan.....	113
5.4.6	Tinggi Tubuh Bendungan.....	114
5.5	Stabilitas Bendungan.....	114
5.5.1	Stabilitas Lereng Tubuh Bendungan.....	114
5.5.2	Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi.....	118
5.5.3	Perhitungan Stabilitas Bendungan Kampak.....	121
<b>BAB VI</b>	<b>PENUTUP.....</b>	<b>125</b>
6.1	Kesimpulan.....	125
6.2	Saran .....	126

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan Antara Koefisien Run Off dan Aliran Permukaan.....	16
Tabel 2.2	Koefisien Tanaman.....	25
Tabel 2.3	Angka Perkolasi.....	26
Tabel 2.4	Efisiensi Irigasi.....	28
Tabel 2.5	Tinggi Gelombang menurut Kecepatan Angin.....	42
Tabel 2.6	Tinggi Jagaan Bendungan.....	45
Tabel 4.1	Curah Hujan Areal Maksimum Metode Poligon Thiessen.....	65
Tabel 4.2	Perhitungan Parameter Statistik Metode Log Pearson Type III.....	66
Tabel 4.3	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson Type III Dengan Beberapa Priode Ulang (tahun).....	67
Tabel 4.4	Perhitungan Parameter Statistik Metode E.J. Gumbel.....	68
Tabel 4.5	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode E.J. Gumbel Dengan Beberapa Priode Ulang (tahun).....	69
Tabel 4.6	Uji Chi Square Log Pearson Type III.....	72
Tabel 4.7	Uji Chi Square E.J Gumbel.....	75
Tabel 4.8	Uji Simimov Kolmogorov Pada Probabilitas Log Pearson Type III.....	77
Tabel 4.9	Uji Simimov Kolmogorov Pada E.J Gumbel.....	79
Tabel 4.10	Hasil Perhitungan Curah Hujan Rancangan.....	80
Tabel 4.11	Hasil Pengujian Dengan Simirnov Kolmogorov.....	80

<b>Tabel 4.12 Hasil Pengujian dengan Chi Square.....</b>	<b>80</b>
<b>Tabel 4.13 Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman.....</b>	<b>83</b>
<b>Tabel 4.14 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....</b>	<b>87</b>
<b>Tabel 4.15 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan .....</b>	<b>89</b>
<b>Tabel 4.16 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan .....</b>	<b>90</b>
<b>Tabel 4.17 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan .....</b>	<b>91</b>
<b>Tabel 4.18 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan .....</b>	<b>92</b>
<b>Tabel 4.19 Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rencana 5, 20, 50, dan 100 Tahunan</b>	<b>93</b>
<b>Tabel 4.20 Perhitungan Evapotranspirasi.....</b>	<b>97</b>
<b>Tabel 4.21 Analisa Debit Berdasarkan Data Hujan Dengan Metode FJ. Mock Tahun 2003.....</b>	<b>99</b>
<b>Tabel 4.22 Hasil Analisa Debit Andalan Berdasarkan Data Hujan Pada DAS Kali Tawing Tahun 2003 - 2012 .....</b>	<b>92</b>
<b>Tabel 4.23 Analisa Debit Andalan 80% Metode FJ Mock .....</b>	<b>92</b>
<b>Tabel 4.24 Analisa Curah Hujan Efektif .....</b>	<b>94</b>
<b>Tabel 4.25 Perhitungan Kebutuhan Air Irigasi .....</b>	<b>101</b>
<b>Tabel 5.1 Hubungan Elevasi, Luas Genangandan Volume Tampungan Bendungan Kampak.....</b>	<b>102</b>
<b>Tabel 5.2 Analisa Tampungan Efektif Bendungan Kampak .....</b>	<b>104</b>
<b>Tabel 5.3 Analisa Tampungan Matidan Elevasi Mercu Spilway .....</b>	<b>105</b>
<b>Tabel 5.4 Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spilway .....</b>	<b>107</b>
<b>Tabel 5.5 Parameter Debit dan Tampungan Bendungan.....</b>	<b>108</b>



<b>Tabel 5.6</b>	<b>Penelusuran Banjir Melalui Bendungan.....</b>	<b>109</b>
<b>Tabel 5.7</b>	<b>Material Tanah Timbunan.....</b>	<b>111</b>
<b>Tabel 5.8</b>	<b>Ketersediaan Material Konstruksi .....</b>	<b>112</b>
<b>Tabel 5.9</b>	<b>Koordinat Parabola .....</b>	<b>118</b>
<b>Table 5.10</b>	<b>Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hilir Pada Saat Kosong.....</b>	<b>120</b>
<b>Tabel 5.11</b>	<b>Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Saat Kosong.....</b>	<b>121</b>
<b>Tabel 5.12</b>	<b>Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Saat Banjir.....</b>	<b>122</b>
<b>Tabel 5.13</b>	<b>Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Saat Turun Tiba- tiba</b>	<b>123</b>

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Batuan beku Yang Banyak di Jumpai dilokasi.....	1
Gambar 1.2	Skema Profil Sungai .....	2
Gambar 1.3	Peta Lokasi Bendungan Kampak .....	4
Gambar 2.1	Peta Polygon Thiseen.....	7
Gambar 2.2	Peta Isohyet .....	8
Gambar 2.3	Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu .....	19
Gambar 2.4	Garis Depresi Bendungan Homogen .....	49
Gambar 2.5	Skema Bidang Longsor Fillenius.....	51
Gambar 2.6	Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi Dalam Tubuh Bendungan....	51
Gambar 4.1	Peta Poligon Thieseen Lokasi Studi .....	64
Gambar 4.2	Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.....	88
Gambar 4.3	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan.....	89
Gambar 4.4	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan.....	90
Gambar 4.5	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan.....	91
Gambar 4.6	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan.....	92
Gambar 4.7	Grafik Hidrograf Banjir Rencana Metode Nakayasu.....	93
Gambar 5.1	Hubungan Elevasi, Luas Genangandan Volume Tampungan.....	103
Gambar 5.2	Grafik Inflow dan Outflow.....	110

## BAB I

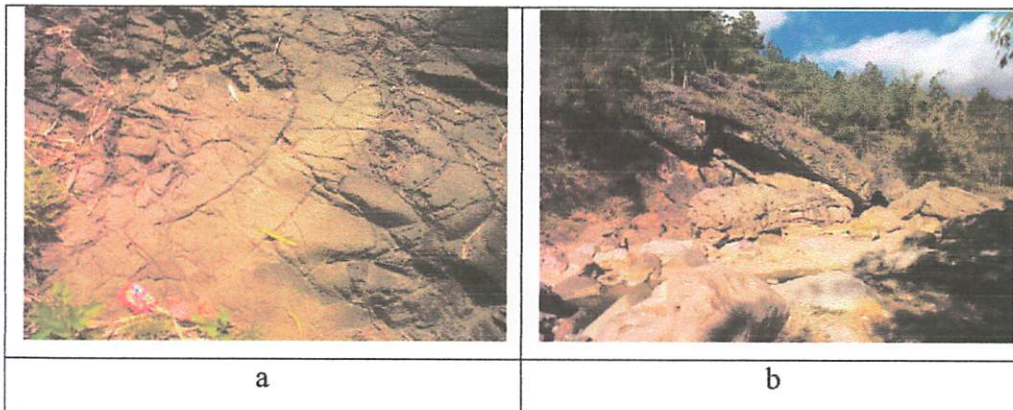
### PENDAHULUAN

#### 1.1. Latar Belakang

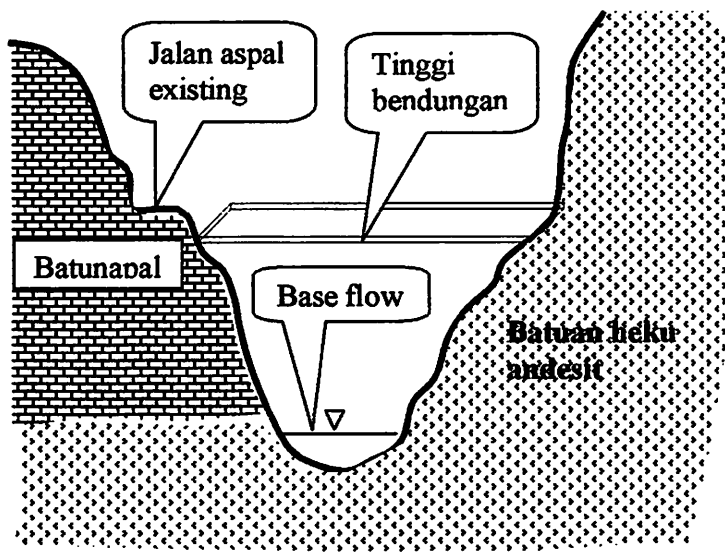
Bendungan merupakan bangunan yang berfungsi untuk menampung air hujan maupun air dari suatu sumber guna persediaan suatu daerah di musim kemarau. Selama musim kering air akan di manfaatkan oleh daerah untuk memenuhi kebutuhan penduduk, ternak, dan sedikit kebun. Bendungan kampak direncanakan untuk menampung air yang digunakan untuk mengairi daerah irigasi seluas 4.700 ha dengan memanfaatkan sumber air dari Sungai Tawing.

Rencana lokasi bendungan di Sungai Kampak terletak di sekitar Desa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek. Sungai Tawing mengalir ke arah utara dan merupakan salah satu hulu dari Sungai Ngasinan (DAS Ngasinan) yang terletak di sebelah selatan Kota Trenggalek.

Secara regional lokasi rencana bendungan terletak di Zona Pegunungan Selatan. Lembah sungai utama sangat sempit berbentuk huruf V. Aliran sungai dasar (base flow) diperkirakan hanya  $0.78 \text{ m}^3/\text{dt}$ . Di bagian dasar sungai dan tebing sebelah timur tersusun oleh batuan beku andesitik yang memiliki struktur lava. Di lereng sebelah barat tersusun oleh batu napal.



Gambar 1.1. Batuan beku andesitik yang banyak dijumpai di sekitar sungai Kampak (a) dan batu napal (b)



Gambar 1.2. Sketsa profil sungai Kampak di sekitar rencana bendungan dan batuan penyusunnya (tanpa skala), digambar dari arah hulu

Fungsi dari Bendungan kampak nantinya adalah untuk menyediakan sarana penampungan air guna irigasi tawing pada saat musim kemarau datang dan dapat dikembangkan juga untuk PLTM.

Maka dari itu pembangunan bendungan kampak perlu direncanakan secara berkesinambungan, supaya sesuai dengan fungsi dan umur bangunan, perlu penyelenggaraan kegiatan untuk memanfaatkan jaringan irigasi agar berdaya guna dan berhasil guna dengan pelaksanaan operasi dan pemeliharaan yang tepat dan benar. Dengan melihat kondisi diatas, perlu diupayakan suatu cara yang sistematis untuk mendukung upaya pemecahan permasalahan di bidang Sumber Daya Air.

## 1.2. Maksud Dan Tujuan

Maksud dari perencanaan bendungan kampak adalah untuk menyediakan sarana penampungan air guna memenuhi kebutuhan irigasi tawing dan jika masih terdapat kelebihan air dapat dimanfaatkan untuk PLTM.

Sedangkan tujuan dari perencanaan bendungan Kampak ini adalah suatu usaha untuk memenuhi kekurangan air pada saat musim kemarau dengan

memanfaatkan sumber air dari Sungai Tawing yang pada saat ini masih belum termanfaatkan secara optimal.

### **1.3. Identifikasi Masalah**

Daerah irigasi Sungai Tawing mempunyai areal yang cukup luas namun belum dapat dimanfaatkan sepenuhnya untuk areal persawahan karena kurangnya pemanfaatan sumber air yang maksimal, dalam mengatasi masalah ini, maka dapat diidentifikasi sebagai berikut:

- Masih kurangnya kebutuhan air guna irigasi tawing pada saat musim kemarau.
- Tersedianya sumber air dari Sungai Tawing yang belum dimanfaatkan secara optimal.
- Bendungan kampak juga dapat dikembangkan juga guna PLTM, yang nantinya dapat dimanfaatkan untuk mencukupi kebutuhan listrik disekitar wilayah tersebut.

### **1.4. Batasan Masalah**

Adapun hal-hal akan dibahas dalam studi ini adalah sebagai berikut :

- Permasalahan hanya difokuskan pada perencanaan bendungan kampak di Desa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek.
- Tidak menghitung kebutuhan air untuk lahan irigasi.

### **1.5. Rumusan Masalah**

Dalam studi ini perumusan masalahnya adalah :

- Berapakah kebutuhan air untuk irigasi ?
- Berapakah debit andalannya?
- Berapa debit banjir rancangan?
- Berapa dimensi bendungan dan bagaimana stabilitasnya?

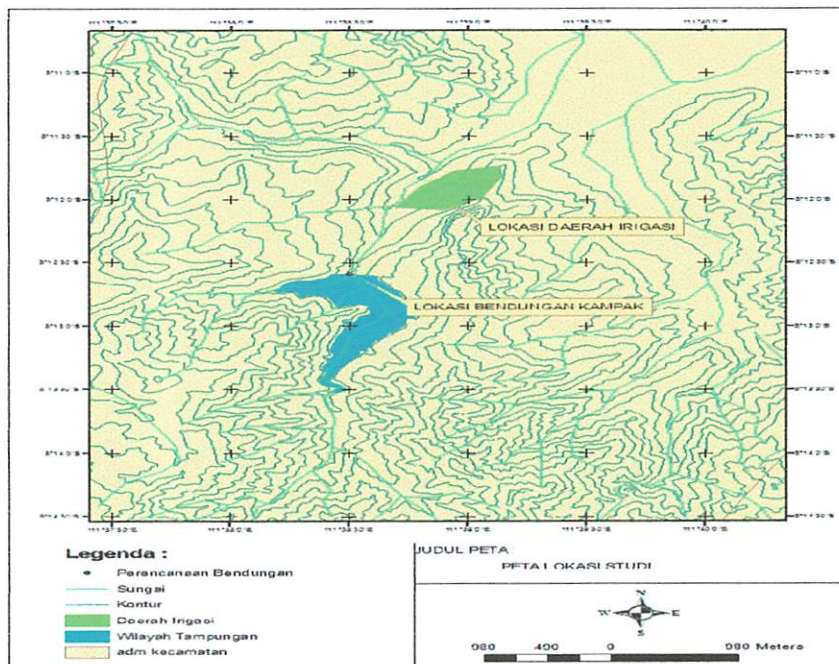


## 1.6. Lokasi Studi

Lokasi rencana Bendungan Kampak secara administrasi terletak di Desa Karangrejo, Kecamatan Kampak, Kabupaten Trenggalek. Di desa karangrejo terdapat sebuah sungai, yaitu kali Tawing.

Batas-batas wilayah Desa Karangrejo :

- Utara : Desa Bogoran
- Timur : Desa Ngembel
- Selatan : Desa Ngadimulyo
- Barat : Desa Petung



## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Defenisi Bendungan**

Bendungan merupakan bangunan yang berfungsi untuk menampung air hujan maupun air dari suatu sumber guna persediaan suatu daerah di musim kering.

Selama musim kering air akan di manfaatkan oleh daerah untuk memenuhi kebutuhan penduduk, ternak, dan sedikit kebun. Di musim hujan bendungan digunakan untuk menampung kelebihan air serta sebagai pengendali banjir.

Oleh karena itu pada setiap akhir musim hujan sangat diharapkan tampungan bendungan dapat terisi penuh air sesuai desain.

#### **2.2. Analisa Hidrologi**

Untuk mengetahui besarnya debit banjir rancangan, maka terlebih dahulu harus diketahui debit hujan rencana dengan berpedoman kepada luas Daerah Aliran Sungai (DAS), tata guna lahan dan karakteristik daridaerah pengaliran tersebut.

##### **2.2.1 Curah Hujan Harian Areal Maksimum**

Ada tiga cara yang berbeda dalam menentukan tingginya curah hujan rata-rata areal dari data curah hujan dibeberapa titik pos penakar atau pencatat. (*Hidrologi Teknik; C. D. Soemarto, 31:1986*) yaitu:

- a. Cara Tinggi Rata-rata Aljabar
- b. Cara Polygon Thiessen
- c. Cara Isohyet

Ketiga cara diatas akan diuraikan dibawah ini, akan tetapi didalam laporan ini yang akan dipakai dalam menganalisa curah hujan dengan metode yaitu Metode Rata-rata Aljabar.

**a. Cara Tinggi rata-rata Aljabar**

Tinggi rata-rata Aljabar curah hujan didapatkan dengan mengambil harga rata-rata hitung (*Arithmetic Mean*) dari penakaran pada pos penakar hujan areal tersebut.

Dengan demikian maka untuk menghitung tinggi hujan dengan metode Rata-rata Aljabar (*Arithmetic Mean*) rumus yang dipakai sebagai berikut:

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n}{n} = \sum_1^n \frac{d_i}{n} \dots\dots\dots(2.1)$$

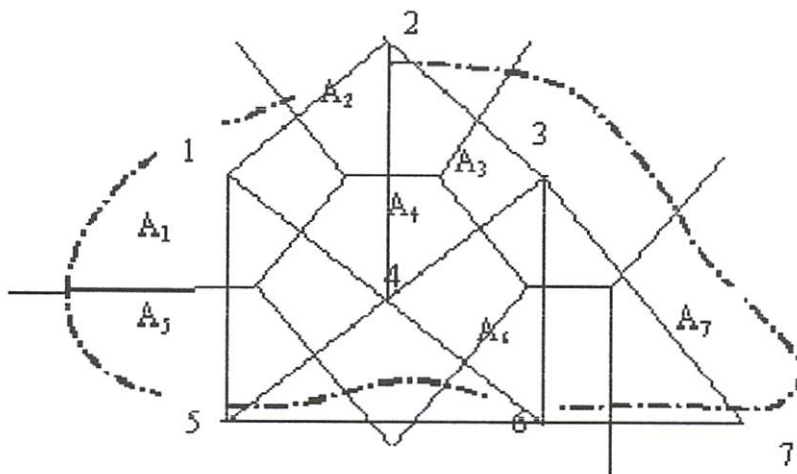
dimana:

- d = Tinggi curah hujan rata-rata areal
- d<sub>1</sub>, d<sub>2</sub>, d<sub>3</sub>,...d<sub>n</sub> = Tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, 3,...n
- n = Banyaknya pos penakar hujan.

Cara ini akan memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos-pos penakarnya terbagi merata diareal tersebut, dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari rata-rata pos penakar.

**b. Cara Polygon Thiessen**

Cara ini didasarkan atas rata-rata timbang (*weight average*). Masing-masing penakar mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan menggambar garis-garisumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar. (*Hidrologi Teknik; C. D. Soemarto, 32:1986*)



Gambar 2.1 Peta Polygon Thiessen

Misal A1 adalah luas daerah pengaruh pos penakar 1, A2 adalah luas daerah pos penakar 2, dan seterusnya.

Jumlah  $A_1 + A_2 + \dots + A_n = A$ , merupakan jumlah luas daerah/seluruh areal yang dicari tinggi curah hujannya.

Jika pos penakar 1 menakar tinggi hujan  $R_1$ , pos penakar 2 menakar hujan  $R_2$  hingga pos penakar  $n$  menakar hujan  $R_n$ , maka untuk menghitung tinggi hujan dengan metode Polygon Thiessen dipakai rumus sebagai berikut:

$$\bar{R} = \frac{A_1.R_1 + A_2.R_2 + A_3.R_3 \dots A_n.R_n}{A} \dots\dots\dots(2.2)$$

Jika  $\frac{A_i}{A} = p_i$  yang merupakan prosentase luas maka:

$$\bar{R} = p_i \times R_i \dots\dots\dots(2.3)$$

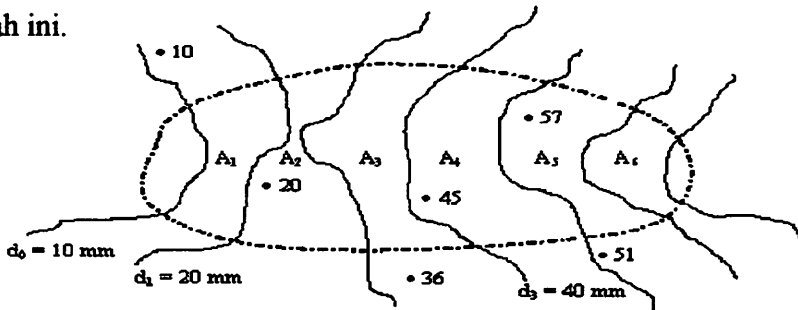
dimana:



- A = Luas daerah
- $\bar{R}$  = Tinggi curah hujan rata-rata areal
- $R_0, R_1, R_2, \dots, R_n$  = Tinggi curah hujan pada pos penakar 0, 1, 2, ..., n
- $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  = Luas bagian areal yang dibatasi oleh poligon pos penakar yang bersangkutan
- $\sum_1^n p_i$  = Jumlah prosentasi luas = 100 %

**c. Cara Isohyet**

Dalam hal ini kita harus menggambar dahulu garis contour/garis tranches dengan tinggi hujan yang sama (isohyet), seperti terlihat pada gambar di bawah ini.



**Gambar 2.2 Peta Isohyet**

Kemudian luas di antara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur dan harga rata-ratanya dihitung sebagai harga rata-rata timbang dari nilai kontur, seperti berikut ini :

$$d = \frac{\frac{d_0+d_1}{2} A_1 + \frac{d_1+d_2}{2} A_2 + \dots + \frac{d_{n-1}+d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_1^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{\sum_1^n A_i} = \frac{\sum_1^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{A} \dots\dots\dots(2.4)$$

Dimana:



- $A$  = Luas daerah  
 $d$  = Tinggi curah hujan rata-rata areal  
 $d_0, d_1, d_2, \dots, d_n$  = Tinggi curah hujan pada pos penakar 0, 1, 2, ..., n  
 $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  = Luas bagian areal yang dibatasi oleh Isohyet-isohyet yang bersangkutan

Ini adalah cara yang paling teliti, tetapi membutuhkan jaringan pos penakar yang relatif lebih padat guna memungkinkan untuk membuat garis-garis isohyet.

Cara ini memberikan hasil yang dapat dipercaya, asalkan pos-pos penakarnya terbagi rata di areal tersebut dan hasil penakaran masing-masing pos penakar tidak menyimpang jauh dari harga rata-rata seluruh pos penakar. Metode yang sering digunakan dalam menghitung curah hujan maksimum adalah dengan menggunakan metode Thiessen. (*Hidrologi Teknik; C. D. Soemarto, 33:1986*)

### **2.2.2 Analisa Curah Hujan Rancangan**

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan yang mungkin terjadi di dalam suatu daerah dengan kala ulang tertentu, yang dipakai sebagai dasar perencanaan dimensi suatu bangunan.

Dalam Tugas Akhir ini metode yang digunakan untuk menganalisa curah hujan rancangan adalah metode Log Pearson Type III, dengan pertimbangan bahwa cara ini lebih fleksibel dan dapat dipakai untuk semua sebaran data.

### 2.2.3 Distribusi Log Pearson type III

#### a. Metode Log Pearson Type III.

Metode ini berdasarkan diatas analisa statistik dengan menggunakan data curah hujan harian maksimal 24 jam dari data pengamatan.

Sebelum mendapatkan persamaan “Log Pearson Type III”, perlu dihitung terlebih dahulu data-data:

1. Curah hujan rata-rata:

$$Log x = \frac{\sum_{i=1}^n \log xi}{n} \dots\dots\dots(2.5)$$

2. Standar Deviasi:

$$Si = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log xi})^2}{(n-1)}} \dots\dots\dots(2.6)$$

3. Koefisien Kepencengan:

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^n (\log xi - \overline{\log xi})^3}{(n-1)(n-2) \times Si^3} \dots\dots\dots(2.7)$$

4. Persamaan Log Pearson Type III

$$Log x_T = \log x + (G \times S_i) \dots\dots\dots(2.8)$$

Dimana:

Log x<sub>T</sub> = Nilai ekstrim dengan kala ulang t tahun

Log x = Nilai rata-rata curah hujan

G = Fungsi kala ulang.

S<sub>i</sub> = Simpangan baku.

**b. Metode E. J. Gumbel.**

Metode ini di analisa berdasarkan data dari analisa curah hujan areal maksimum dengan menggunakan metode Poligon Thiessen.

➤ Curah Hujan Rata-rata ( $\bar{x}_i$ )

$$(\bar{x}_i) = \frac{\sum xi}{n} \dots\dots\dots(2.9)$$

Dimana:

$\sum xi$  = Curah Hujan

n = Banyaknya data/sampel

➤ Standart Deviasi (S)

$$S = \sqrt{\frac{\sum (xi - \bar{x})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(2.10)$$

Dimana:

S = Standart Deviasi

x<sub>i</sub> = Curah hujan

$\bar{x}$  = Curah hujan rata-rata

- Menghitung debit hujan rancangan untuk kala ulang 5 , 10 , 20, 50, 100 tahun.

Dalam perhitungan debit hujan rancangan dengan sampel (n) = 8, maka dari buku (*Hidrologi Teknik, Edisi ke – 2, Ir. C. D. Seomarto, B.I.E. Dipl H*), halaman 148 – 149, diperoleh hubungan antara *Reduced Mean* (Yn) dan besarnya sampel n untuk menentukan nilai Sn dan Yn.

- Menghitung *Reduced Variate* sebagai Fungsi Balik (Yt)

Untuk kala ulang 5 tahun

$$Y_t = \ln \left[ -\ln \left\{ \frac{(Tr - 1)}{Tr} \right\} \right] \dots \dots \dots (2.11)$$

- Menghitung Frekuensi K untuk harga-harga ekstrim Metode E. J. Gumbel sebagai berikut:

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots \dots \dots (2.12)$$

Dimana:

K = Faktor Frekuensi

Yt = *Reduced Variabel* sebagai fungsi balik

Yn = *Reduced Mean*

Sn = *Reduced Standart Variate*

- Menghitung Debit Hujan Rancangan (Qt)

$$X_i = \bar{x} + K \times S \dots \dots \dots (2.13)$$

Dimana:

$X_i$  = Curah Hujan Rancangan

$\bar{x}$  = Curah Hujan Rata-rata

K = Faktor Frekuensi

S = Standart Deviasi

#### 2.2.4 Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

Metode yang digunakan adalah:

- **Uji secara vertikal dengan Chi Square**

Uji Kai-kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Perhitungannya dengan menggunakan persamaan (*Shahin, 1976 : 186*)

$$(X^2)_{\text{Hit}} = \sum_{i=1}^K \frac{(EF - OF)^2}{EF} \dots \dots \dots (2.14)$$

$$EF = \frac{n}{K} \dots \dots \dots (2.15)$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan rumus (*Harto, 181 : 80*) :

$$K = 1 + 3,22 \log n \dots \dots \dots (2.16)$$

Dimana :

OF = nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF = nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

k = jumlah kelas distribusi

n = banyaknya data

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga  $X^2 < X^2_{Cr}$ .

Harga  $X^2_{Cr}$  dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi  $\alpha$  dengan derajat kebebasannya (*level of significant*)

- **Uji secara horisontal dengan Smirnov – Kolmogorov**

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, maka uji ini digunakan pada daerah studi.

Prosedurnya adalah :

- a. Data diurutkan dari besar ke kecil dan juga ditentukan masing-masing peluangnya.

X1	P(X1)
X2	P(X2)
Xm	P(Xm)
Xn	P(Xn)

- b. Setelah itu ditentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari penggambaran persamaan distribusinya.

X1	P'(X1)
----	--------

X2	P'(X2)
Xm	P'(Xm)
Xn	P'(Xn)

c. Selisih kedua nilai peluang dapat dihitung dengan persamaan

$$D = \text{maksimum} [ P(Xm) - P(Xn) ]$$

d. Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*), dapat ditentukan nilai  $D_0$ .

e. Apabila  $D < D_0$  distribusi teoritis diterima.

$D > D_0$  distribusi teoritis ditolak.

### 2.2.5 Analisa Distribusi Hujan Jam-Jaman

Curah hujan jam-jaman digunakan untuk distribusi hujan jam-jaman (hasil pencatatan), maka distribusi hujan jam-jaman didapat dengan menggunakan estimasi bahwa hujan perhari terpusat selama 5 jam, sehingga prosentasi (%) kemungkinan hujan adalah sebagai berikut:

$$R_t = R_o \left( \frac{5}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(2.17)$$

Dimana:

$R_t$  = rata-rata hujan dari awal sampai dengan jam ke T

T = waktu dari awal sampai jam ke T

$R_o$  =  $R_{24}/5$

$R_{24}$  = jumlah hujan sehari

**2.2.6 Koefisien Limpasan( $\alpha$ )**

Koefisien limpasan (*Run off*) adalah perbandingan antara limpasan permukaan (*Run off*) dengan hujan dan untuk itu ada beberapa pendapat:

1. Melchior: angka koefisien limpasan  $\alpha$  berkisar antara: 0,42 – 0,62 dan Melchior menganjurkan:  $\alpha = 0,52$ .
2. Weduwen: mendapatkan rumus untuk  $\alpha$  sebagai berikut:

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{q + 7} \dots\dots\dots(2.18)$$

3. Haspers: mendapatkan rumus untuk  $\alpha$  sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times f^{0,7}}{1 + 0,075 \times f^{0,7}} \dots\dots\dots(2.19)$$

yang di dasarkan atas data dari sungai Tawing.

4. Jepang: memakai angka koefisien limpasan (*Run off*) dari hasil penyelidikan yang di lakukan di Jepang seperti pada Tabel di bawah ini.

**Tabel 2.1**  
Hubungan Antara Koefisien Run Off dan Daerah Aliran

Uraian Daerah	C
Daerah pegungan berlereng terjal	0.75 - .90
Daerah perbukitan	0,7~0,8
Daerah bergelombang dan bersemak-semak	0,5~0,75
Daerah daratan yang digarap	0,45~0,60
Daerah persawahan Irigasi	0,70~0,80
Sungai didaerah pegunungan	0,75~0,85
Sungai kecil didaerah daratan	0,45~0,75
Sungai yang besar dengan wilayah pengaliran yang lebih dari seperduanya terdiri dari daratan	0,50~0,75

*Sumber: Teknik Bendungan, Ir. Soedibyo.*



### 2.2.7 Analisa Curah Hujan Netto Jam-jaman

Merupakan bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run off*). Limpasan langsung ini terdiri dari limpasan permukaan (*surface run off*) dan *interflow* (air yang masuk kedalam lapisan tipis dibawah permukaan tanah dengan permeabilitas rendah yang keluar lagi ditempat rendah yang kemudian berubah menjadi limpasan permukaan).

Dengan menganggap bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu linier dan *time variant*, maka hujan netto ( $R_n$ ) dapat dihitung sebagai berikut:

$$R_n = C_p \times R \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana:

- $R_n$  = Hujan netto
- $C_p$  = Koefisien pengaliran
- $R$  = Curah hujan rencana

### 2.2.8 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai-sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu, misalnya waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*), lebar dasar, luas kemiringan, panjang alur terpanjang (*length of the longest channel*), koefisien limpasan (*runoff coefficient*) dan sebagainya. Dalam hal ini biasanya kita gunakan hidrograf-hidrograf

sintetik yang telah dikembangkan dinegara-negara lain, dimana parameter-parameternya hanya disesuaikan terlebih dulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau.

Hidrograf satuan sintetik terdiri dari dua macam yaitu:

**1. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu**

Nakayasu berasal dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Ia membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya.

Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)

- a. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
- b. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
- c. Luas daerah aliran sungai
- d. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)
- e. Koefisien pengaliran

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah (C.D.Soemarto, 1987):

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots(2.21)$$

dengan :

$Q_p$  = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/det)

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

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

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

$A$  = Luas daerah pengaliran sampai outlet

$C$  = Koefisien pengaliran

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

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

$t_g$  adalah waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam).  $t_g$  dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- Sungai dengan panjang alur  $L > 15$  km :  $t_g = 0,4 + 0,058 L$
- Sungai dengan panjang alur  $L < 15$  km :  $t_g = 0,21 L^{0,7}$

dengan :

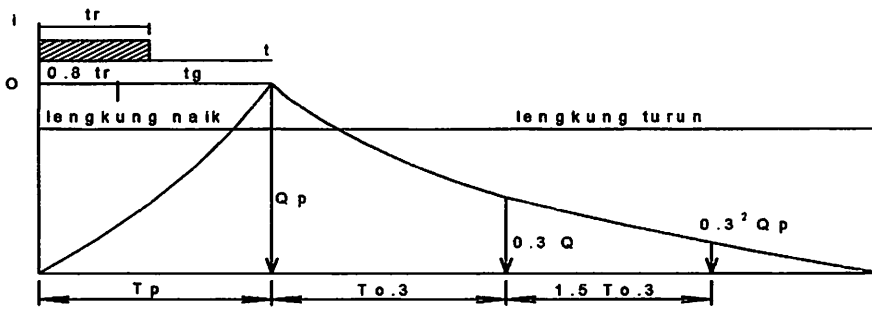
$t_r$  = Satuan Waktu hujan (jam)

$\alpha$  = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2$  => Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$  => Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3$  => Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



**Gambar 2.3 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu**

**a. Pada waktu naik :  $0 < t < T_p$**

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \dots\dots\dots(2.25)$$

Dimana :

$Q(t)$  = Limpasan sebelum mencari debit puncak ( $m^3$ )

$t$  = Waktu (jam)

**b. Pada kurva turun (*decreasing limb*)**

➤ Selang nilai :  $0 \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \dots\dots\dots(2.26)$$

➤ Selang nilai :  $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5 T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \dots\dots\dots(2.27)$$

➤ Selang nilai :  $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3})^{2,0 \cdot T_{0,3}}}{2,0 \cdot T_{0,3}} \dots\dots\dots(2.28)$$

**2. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder**

Tahun 1938, F. F. Snyder dari Amerika Serikat mengembangkan rumus empiris yang menghubungkan unsur-unsur hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran.

Hidrograf satuan tersebut ditentukan secara cukup baik dengan tinggi  $d=1$  cm, dan dengan ketiga unsur yang lain, yaitu  $Q_p$  ( $m^3/detik$ ),  $T_b$  serta  $t_r$  (jam)

Unsur-unsur hidrograf tersebut dihubungkan dengan

- A = Luas daerah pengaliran ( $km^2$ ),
- L = Panjang aliran utama (km)
- $L_c$  = Jarak antara titik berat dengan pelepasan (outlet) yang diukur sepanjang aliran utama

Dengan unsur-unsur tersebut diatas, snyder membuat rumus-rumusny sebagai berikut:

$$t_p = C_t (L L_c)^{0,3} \dots\dots\dots(2.29)$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} \dots\dots\dots(2.30)$$

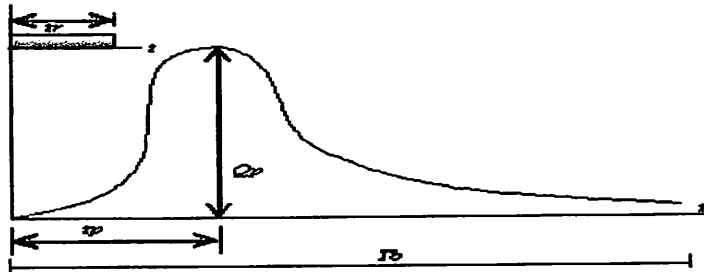
$$Q_p = 2,78 \frac{C_p A}{t_p} \dots\dots\dots(2.31)$$

$$T_b = 72 + 3 t_p \quad \dots\dots\dots(2.32)$$

Koefisien-koefisien  $C_i$  dan  $C_p$  harus ditentukan secara empiris, karena besarnya berubah-ubah antara daerah yang satu dengan daerah yang lain.

Besarnya  $C_i = 0,75 - 3,00$ , sedangkan besarnya  $C_p = 0,90 - 1,40$

Pada umumnya  $C_i$  dan  $C_p$  ini mempunyai nilai yang terbukti cukup konstan untuk sejumlah daerah pengaliran yang terukur dalam suatu wilayah, sehingga koefisien-koefisien dapat dipakai didaerah pengaliran yang tidak terukur (ungauqed) diwilayah yang sama. Kalau tidak demikian, haruslah dicoba dengan fungsi lain, karena bukan saja koefisien-koefisiennya yang empiris, tetapi fungsinya juga empiris, yang tidak didasarkan atas hukum-hukum hidrolika.



Gambar 2.4 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Snyder

### 2.2.9 Debit Banjir Rancangan

Nakayasu berasal dari Jepang, telah menyelidiki hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Adapun-adapun parameter-parameter yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak Hidrograf (*time to peak magnitude*).

2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat Hidrograf (*Time lag*).
3. Tenggang waktu Hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas Daerah Pengaliran (*catchment area*).
5. Panjang Alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*).
6. Koefisien Pengaliran (*runoff coefficient*)

Beliau membuat rumus hidrograf satuan sintetik dari hasil penyelidikannya.

Rumus tersebut adalah sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C A R_o}{3,6 (0,3 t_p + r_{0,3})} \dots\dots\dots(2.33)$$

dimana:

- $Q_p$  = debit puncak banjir ( $m^3/detik$ )
- $R_o$  = hujan satuan (mm)
- $T_p$  = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam).

### 2.3. Kebutuhan Air Irigasi

Kebutuhan air irigasi adalah sejumlah air yang dibutuhkan untuk keperluan bercocok tanam pada petak sawah ditambah dengan kehilangan air pada pola jaringan irigasi. Untuk menghitung kebutuhan air irigasi menurut rencana pola tata tanam, ada beberapa faktor yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut:

- a. Pola tanam yang diusulkan
- b. Kebutuhan air pada petak sawah
- c. Luas areal yang akan ditanami
- d. Efisiensi irigasi

Penentuan jumlah kebutuhan air irigasi dapat dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- a. Perhitungan Evapotranspirasi Potensial, dengan menggunakan Metode Penman (Poedjiraharjo, 1984).

$$ET_o = c * [w.R_n + (1 - w).f(u).(e_a - e_d)]$$

Dimana :

<i>E<sub>to</sub></i>	= Evapotranspirasi tanaman (mm/hari)
<i>w</i>	= Faktor Temperatur
<i>R<sub>n</sub></i>	= Radiasi neto ekuivalen dengan evaporasi (mm/hari)
<i>f(u)</i>	= Fungsi pengaruh angin
<i>(e<sub>a</sub> - e<sub>d</sub>)</i>	= Perbedaan antara tekanan uap penjujukan pada rata-rata temperatur udara dengan tekanan uap sesungguhnya dari pada udara tersebut (mbar)
<i>c</i>	= Faktor penyessuai untuk mengimbangi pengaruh keadaancuaca siang dan malam

- b. Koefisien pertumbuhan tanaman, angka yang menunjukkan tingkat besarnya kebutuhan air irigasi untuk tiap periode pananaman.

Koefisien tanaman untuk masing-masing jenis tanaman sangat berbeda dan tergantung pada:

- Macam tanaman : padi, jagung, tebu, sayuran dan lain-lain
- Macam varietas dan umur tanaman
- Masa pertumbuhan



Harga koefisien tanaman padi dan palawija di Indonesia ditentukan oleh Prosida dan Nedeco. Koefisien tanaman untuk padi dan palawija dengan periode 10 harian adalah sebagai berikut:

**Tabel 2.2**  
Koefisien Tanaman

% Umur Tanam	K				
	Padi	Palawija			
		Kacang Buncis	Kacang Tanah	Jagung	Kedelai
0	1.08	0.20	0.14	0.20	0.14
10	1.18	0.30	0.25	0.30	0.20
20	1.27	0.40	0.34	0.47	0.25
30	1.38	0.65	45.00	0.65	0.32
40	1.42	0.89	0.55	0.80	0.43
50	1.40	0.90	0.61	0.90	0.55
60	1.31	0.90	0.65	0.90	0.71
70	1.22	0.80	0.63	0.84	0.80
80	1.11	0.79	0.60	0.73	0.71
90	1.02	0.54	0.45	0.60	0.60
100	0.94	0.20	0.31	0.51	0.51

*Sumber : Koefisien tanaman padi dan palawija oleh Prosida dan Nedeco*

c. Perhitungan Kebutuhan air tanaman, jumlah air yang dibutuhkan untuk pertumbuhan tanaman.

Untuk mengetahui besarnya kebutuhan air untuk tanaman dapat diperoleh dengan mengalikan besarnya Evapotranspirasi dengan harga koefisien tanaman

$$Cu = Eto \times K \dots\dots\dots(2.35)$$

Dimana:

$Cu$  = Kebutuhan air tanaman (mm)

$Eto$  = Evapotranspirasi (mm/hari)

$K$  = koefisien tanaman



d. Perkolasi lahan, perjalanan air kebawah dari daerah tidak jenuh (Soemarto, 1987 : 80).

Menurut hasil penelitian dilapangan untuk berbagai jenis tanah dengan tanah bagian atas (*topsoil*) dengan ketebalan 50 cm dari atas permukaan tanah dapat dilihat pada tabel berikut:

**Tabel 2.3**

Angka Perkolasi

Angka perkolasi		
Tekstur tanah	Padi (mm/hari)	Palawija (mm/hari)
Tanah lunak	1	2
Tanah sedang	2	4
Tanah keras	3	10

Sumber : Angka Perkolasi (Soemarto, 1987 :80)

e. Penentuan kebutuhan air untuk pengolahan tanah dan persemaian.

Berdasarkan pengalaman maka dikemukakan beberapa asumsi-asumsi sebagai berikut (Poedjiraharjo,):

- Padi musim hujan                    200 mm
- Padi musim kemarau                150 mm
- Palawija (bila diperlukan)       75 mm

Kebutuhan air untuk persemaian akan diestimasikan menurut keadaan-keadaan sebagai berikut:

- Luas sawah yang diperlukan untuk pembibitan (bedengan) 5% dari luas sawah seluruhnya
- Lama persemaian adalah 20 hari
- Kebutuhan air selama 20 hari
  - Pengolahan petak persemaian = 150 mm
  - Evapotranspirasi                    =  $\alpha$  mm/hari x 20 hari
  - Nilai perkolasi                      =  $\beta$  mm/hari x 20 hari

---

  - Total                                      =  $150 + 20 (\alpha + \beta)$  mm

f. Perhitungan curah hujan efektif, curah hujan yang dapat dipergunakan secara langsung untuk pertumbuhan tanaman.

Untuk menghitung curah hujan efektif didasarkan pada hasil perhitungan tahunan dasar perencanaan (*basic year*) dengan rumus sebagai berikut :

$$R_{80} = \frac{n}{5} + 1 \dots\dots\dots(2.36)$$

Dimana:

$R_{80}$  = curah hujan diramalkan 80 % akan terjadi atau tidak  
terpenuhi 20 %

$n$  = jumlah periode tahun pengamatan hujan

g. Penentuan efisiensi irigasi, angka perbandingan dan jumlah air nyata yang terpakai untuk kebutuhan pertumbuhan tanaman dengan jumlah air yang keluar dari pintu pengambilan.

Efisiensi irigasi secara keseluruhan dapat dilihat pada tabel berikut:

**Tabel 2.4**

**Efisiensi Irigasi**

Efisiensi irigasi	padi	Tegal (Tanah berat)	Tegal (Tanah sedang)
▪ Efisiensi penyaluran air	80 %	80 %	80 %
▪ Efisiensi pemberian air	100 % 80 %	80 % 64 %	70 % 56 %
▪ Efisiensi secara keseluruhan			

*Sumber : Ir. Didik Poerdjaraharjo, keb air untuk tanaman p – 32*

h. Perhitungan kebutuhan air disawah, didasarkan pada kesetimbangan air yang dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut (Didik Poerdjaraharjo, kebutuhan air irigasi untuk tanaman)

i.

- Untuk tanaman padi

$$NWR = ETc + NR + LR + PR - ER \dots\dots\dots(2.37)$$

- Untuk tanaman palawija

$$NWR = ETc + PR - ER \dots\dots\dots(2.38)$$

Dimana:

*NWR* = Kebutuhan air disawah (mm)

*ETc* = Kebutuhan air untuk tanaman (mm)

*NR* = Kebutuhan air untuk pembibitan

*LR* = Kebutuhan air untuk pengolahan tanah (mm)

*PR* = Nilai perkolasi

*ER* = Curah hujan efektif

j. Pola tata tanam, penjadwalan tanam dan jenis tanaman yang diterapkan pada suatu jaringan irigasi supaya dapat memanfaatkan air irigasi seefektif dan seefisien mungkin sehingga tanaman dapat tumbuh dengan baik.

Secara umum pola tata tanam dimaksudkan untuk :

- Menghindari ketidakseragaman tanaman
- Melaksanakan waktu tanam sesuai dengan jadwal tanam yang telah ditentukan
- Menghemat air irigasi

k. Perhitungan kebutuhan irigasi

Kebutuhan air irigasi yang perlu disediakan pada pintu pengambilan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Dr = \frac{NWR}{Eff} \cdot A \dots\dots\dots(2.39)$$

Dimana:

*Dr* = Kebutuhan air irigasi pada pintu pengambilan (m<sup>3</sup>/dt)

*NWR* = Kebutuhan air irigasi pada lahan pertanian (ltr/dt/Ha)

*A* = Luas areal irigasi yang akan diairi (Ha)

*Eff* = Efisiensi Irigasi

## 2.4 Analisis Sedimentasi

Sedimentasi sebagai penyebab utama berkurangnya fungsi layanan Bendungan didefinisikan sebagai penumpukan bahan sedimen di suatu lokasi akibat terjadinya erosi baik erosi permukaan maupun erosi tebing yang terjadi di daerah tangkapan air dan terbawa oleh aliran air sampai ke lokasi tersebut (*Guntoro, PJ dan Lukito, 1993*).

Sebagian besar masalah erosi disebabkan oleh faktor air, meskipun angin dapat juga menyebabkan erosi. Erosi dan sedimentasi merupakan masalah yang berkaitan satu sama lain (*Soemarto, 1987*).

Faktor-faktor yang mempengaruhi proses sedimentasi di daerah pengaliran sungai adalah :

### 1. Cakupan areal daerah pengaliran

Kapasitas sedimen yang dihanyutkan oleh suatu sungai biasanya berbanding lurus dengan luas daerah pengalirannya, karena itu untuk satuan intensitas sedimentasi digunakan volume sedimen yang dihanyutkan dari setiap km<sup>2</sup> pertahun (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/tahun).

## 2. Kondisi geologi daerah pengaliran

Kondisi geologi daerah pengaliran seperti struktur geologi yang membentuk daerah pengaliran, jenis-jenis batuan serta daerah penyebarannya, tingkat pelapukan serta daya tahan batuan terhadap pengaruh-pengaruh cuaca dan karakteristik geologi lainnya, akan sangat mempengaruhi intensitas proses-proses degradasi serta erosi pada batuan tersebut dan selanjutnya akan mempengaruhi intensitas sedimentasi pada sungai yang bersangkutan.

## 3. Kondisi topografi

Elevasi suatu daerah pengaliran, kondisi perbukitan maupun pegunungannya, tingkat kemiringannya akan sangat mempengaruhi intensitas degradasi dari batuan yang terdapat pada daerah pengaliran.

## 4. Kondisi meteorologi

Karakteristika dari hujan yang jatuh di daerah pengaliran antara lain mengenai intensitas, frekuensi serta durasinya sangat mempengaruhi intensitas degradasi dan erosi dari batuan yang membentuk daerah pengaliran terlebih pada daerah yang bergunung-gunung, dimana air hujan yang mengalir di atas permukaan tanah dengan mudah mengikis lapisan atasnya serta menghanyutkannya masuk ke dalam alur sungai.

## 5. Karakteristik hidrolika sungai

Intensitas penggerusan tebing sungai dan kapasitas transportasi sedimen sangat dipengaruhi oleh karakteristik hidrolika sungai yang bersangkutan, yaitu debit sungai, kecepatan aliran air sungai, konfigurasi alur sungai, bentuk penampang

melintang sungai, kemiringannya dan kekasaran dari batuan pembentuk alur sungai. Kekasaran tersebut biasanya tergantung dari tekstur batuan, konfigurasi alur sungai dan vegetasi yang terdapat pada alur sungai tersebut.

#### 6. Vegetasi pada daerah pengaliran

Biasanya vegetasi yang menutupi daerah pengaliran sungai akan sangat membantu pada penurunan intensitas proses-proses degradasi maupun erosi pada batuan di daerah ini.

#### 7. Kegiatan Manusia

Kegiatan-kegiatan manusia baik yang langsung pada sungai (seperti pembuatan bangunan serta pekerjaan yang dilakukan dalam alur sungai), maupun kegiatan-kegiatan yang dilakukan pada areal-areal tanah di daerah pengaliran (seperti pengusahaan tanah pertanian, pengusahaan hutan, pembangunan jaringan jalan, perkampungan dll), sangat mempengaruhi kapasitas sedimen pada sungai yang bersangkutan.

Berdasarkan penyelidikan lapangan secara umum erosi permukaan dari daerah pengaliran merupakan faktor yang dominan terhadap sedimentasi.

Bendungan secara umum berfungsi untuk menampung kelebihan air pada saat debit tinggi dan melepaskannya pada saat dibutuhkan. Meskipun demikian aliran yang memasuki Bendungan terutama pada saat banjir tidak hanya terdiri dari air tetapi juga membawa bahan sedimen yang kemudian akan mengendap di dalam Bendungan karena kecepatan aliran tidak mampu lagi untuk membawanya.



Pendekatan terbaik untuk menghitung laju sedimentasi adalah dengan pengukuran sedimen transport di lokasi tapak Bendungan. Pekerjaan ini telah beberapa kali dilakukan dan menghasilkan *rating curve* sedimen layang, yang merupakan hubungan antara debit sungai dan kandungan sedimen layang. Sedangkan untuk kandungan *bed load* diasumsikan antara 10–15% dari kandungan sedimen layang yang terukur.

## **2.5 Perencanaan Teknis Bendungan**

Sehubungan dengan fungsi utama sebuah Bendungan adalah untuk menyediakan tampungan air, maka ciri fisiknya yang paling penting adalah kapasitas tampungan air, kapasitas yang bentuknya beraturan dapat dihitung dengan rumus-  
rumus menghitung volume benda padat. Sedangkan kapasitas bendungan pada kedudukan alamiahnya biasanya harus didasarkan pada pengukuran topografi (*Linsey et al, 1989:144*)

Dalam kondisi tersebut kapasitas bendungan sudah tertentu, yang menjadi persoalan adalah menetapkan jumlah pengambilan dari bendungan tersebut (*Sudjarwadi, 1989:59*). Hasil pengambilan air dalam hal ini adalah jumlah dari volume tampungan yang dapat dimanfaatkan ditambahkan dengan aliran masuk yang bermanfaat selama periode kritis.

### **2.5.1 Pemilihan Tipe Bendungan**

Dalam penentuan tipe bendungan dapat ditinjau dari berbagai pandangan, misal :

- Pembagian tipe didasarkan pada ukurannya.
  - Bendungan besar (Large Dams)
  - Bendungan kecil (Small Dams)
- Pembagian tipe didasarkan pada tujuan pembangunannya.
  - Bendungan dengan tujuan tunggal (Single Purpose Dams)

- Bendungan serba guna (Multi Purpose Dams)
- Pembagian tipe didasarkan pada jalannya air pelimpah.
  - Bendungan untuk dapat dilewati air(Overflow Dams)
  - Bendungan untuk dapat menahan air(Non Overflow Dams)
- Pembagian tipe didasarkan pada material konstruksinya.
  - Bendungan beton (Concrete Dams)
  - Bendungan timbunan (EmbankmentDams).

Pada umumnya yang sering digunakan adalah pembagian tipe bendungan berdasarkan material yang digunakan untuk konstruksi yaitu Bendungan tipe beton dan Bendungan tipe timbunan.

maupun pengoperasian perlu diketahui karakteristik bendungan, seperti hubungan antara elevasi air, volume tampungan dan luas genangan (*Ir. Sudibyo, 1993:227*)

### 2.5.2 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*)

Fungsi dari bangunan pelimpah adalah untuk mengalirkan debit yang tidak dapat ditampung oleh waduk sehingga limpasan air tidak terjadi di atas tubuh bendungan. Tipe dan dimensi pelimpah ditentukan berdasarkan besarnya tampungan efektif bendungan.

Penelusuran banjir yang dihitung untuk mengetahui besarnya hidrograf limpasan banjir yang mungkin terjadi pada pelimpah yang dilalui setelah melalui tampungan pada waduk sama dengan selisih antara inflow dan outflow (*CD.Soemarto,1989:188*).

$$I - Q = ds / dt \dots\dots\dots(2.40)$$

Dimana :

- $I$  = Rata-rata inflow ( $m^3/dtk$ )
- $Q$  = Rata-rata outflow ( $m^3/dtk$ )
- $S$  = Simpanan air ( $m^3$ )
- $T$  = Tenggang waktu (jam)

Kalau periode penelusuran diubah dari  $dt$  menjadi  $\Delta t$  maka :

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} \dots\dots\dots(2.41)$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$ds = s_2 - s_1 \dots\dots\dots(2.43)$$

Sehingga rumus (2.47) dapat diubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} S_2 - S_1 \dots\dots\dots(2.44)$$

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

$$\left( \frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \psi \text{ dan } \left( \frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} \right) = \varphi$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \psi = \varphi \dots\dots\dots(2.45)$$

Debit yang melalui pelimpah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H^{2/3} \dots\dots\dots(2.46)$$

Dimana :

- $Q$  = Rata-rata outflow (m<sup>3</sup>/dtk)
- $C$  = Variabel koefisien debit
- $B$  = Lebar pintu efektif (m)
- $H$  = Tinggi muka air tampungan (m)

### 2.5.3 Data Tanah Timbunan dan Pondasi (Geologi)

Kondisi geologi lokasi penyelidikan diketahui dengan pengamatan geologi permukaan dan bawah permukaan. Pengamatan geologi permukaan dilakukan melalui pemetaan geologi permukaan dengan cara mengamati karakteristik material (tanah/batuan). Sedangkan pengamatan geologi bawah permukaan dilakukan melalui pemboran inti dan sumuran uji.

As bendungan pasangan batu atau beton berada pada suatu lembah perbukitan dengan kemiringan lereng relatif curam. Dasar lembah dimana alur sungai

kampak merupakan sungai yang kemiringannya membentuk huruf V dalam hal ini dapat disimpulkan kondisinya curam.

Kondisi geologi lokasi penyelidikan diketahui dengan pengamatan geologi permukaan dan bawah permukaan. Pengamatan geologi permukaan dilakukan melalui pemetaan geologi permukaan dengan cara mengamati karakteristik material (tanah/batuan). Sedangkan pengamatan geologi bawah permukaan dilakukan melalui pemboran inti dan sumuran uji.

As bendungan berada pada suatu lembah perbukitan dengan dasar relatif datar dan kemiringan lereng relatif sedang - curam.

#### **2.5.4 Pemilihan Material Tubuh Bendungan**

Tubuh bendungan didesain berdasarkan bahan / materialnya yaitu :

- a. Tipe Urugan Homogen
- b. Tipe Urugan Majemuk
- c. Tipe pasangan batu atau beton
- d. Tipe Komposit

Pemilihan tipe bendungan tersebut di atas tergantung dari jenis pondasi, panjang/bentuk lembah, dan bahan bangunan yang tersedia ditempat. Aspek bahan bangunan dan pondasi terhadap desain bendungan. Tubuh bendungan bertipe urugan (homogen dan majemuk) dapat dibangun pada pondasi tanah atau batu. Dalam perencanaan bendungan ini direncanakan menggunakan urugan tanah.

#### **2.5.5 Dimensi Bendungan**

##### **1. Kemiringan Lereng Bendungan**

Kemiringan Lereng Bendung ada 2 yaitu:

##### **a. Kemiringan lereng hulu**

Kemiringan lereng hulu dihitung dengan rumus yaitu:

$$F_{s \text{ hulu}} = \left[ \frac{M - (K \gamma')}{(1 + K n \gamma')} \right] \times \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana:

- $F_{s \text{ hulu}}$  = Faktor keamanan = 1,1
- $K$  = Koefisien gempa horisontal = 0,15
- $M$  = Kemiringan hulu
- $N$  = Kemiringan hilir
- $\varphi$  = Sudut geser dalam material timbunan

$$\gamma' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} \dots\dots\dots(2.48)$$

$$= \frac{\gamma_{sat}}{(\gamma_{sub} - 1)}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{1 + e} \times \gamma_w \dots\dots\dots(2.49)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - 1 \dots\dots\dots(2.50)$$

Dari hasil perhitungan kemiringan lereng diatas akan dihitung kestabilan, sehingga bila nanti didapatkan hasil tidak stabil, maka ada kemungkinan dirubah kemiringan lereng atau di padatkan lagi.

Kontrol terhadap hasil perhitungan harus  $> F_s = 1,1$  (1,1 adalah angka keamanan).

**b. Kemiringan lereng hilir**

Kemiringan lereng hulu dihitung dengan rumus 2.62 yaitu:

$$F_{s \text{ hilir}} = \left[ \frac{(n \times K)}{1 + (K \times n)} \right] \times \text{tg} \varphi \dots\dots\dots(2.51)$$

**2. Tinggi Jagaan**

Tinggi jagaan diperhitungkan terhadap:

- a. Jagaan terhadap tinggi jangkauan hempasan ombak ( $h_w$ ).

- b. Tinggi tambahan didasarkan pada tingkat urgensi dari pada waduk ( $h_1$ ) dimana diambil besarnya = 1,00 m
- c. Tinggi ombak yang disebabkan oleh gempa ( $h_d$ ) dihitung menggunakan persamaan:

$$h_d = \left( \frac{e \tau}{\pi} \right) \times \sqrt{g \times H_0} \dots\dots\dots(2.52)$$

dimana:

- e = Intensitas seismis horisontal
- $\tau$  = Siklus seismis (biasanya sekitar satu menit).
- $H_0$  = Kedalaman air didalam waduk.

### 3. Perhitungan Lebar Puncak (mercu) Bendungan

Lebar puncak (mercu) bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat tahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan dengan aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu, pada penentuan lebar puncak (mercu) perlu pula di perhatikan kegunaannya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan tersebut. Kadang-kadang lebar puncak (mercu) bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalulintas umum. Namun karena perhitungan ini hanya untuk bendungan pengelak, maka hanya dieruntukkan bagi kendaraan proyek yang akan beroperasi di lokasi proyek.

Perhitungan lebar puncak bendungan dipakai rumus:

$$b = 3,6.H^{1/3}-3,0 \dots\dots\dots(2.53)$$

dimana:

- b = lebar puncak (mercu)
- H = tinggi bendungan pengelak atau bendungan utama

### 2.5.6. Perencanaan Bendungan Utama

Beberapa istilah yang dipakai pada Perencanaan Bendungan Utama dari:

- Tinggi Bendungan yaitu perbedaan antara elevasi mercu bendungan dan permukaan pondasi.
- Tinggi jagaan (*free board*) yaitu perbedaan antara elevasi permukaan maksimum rencana air dalam waduk dan elevasi mercu bendungan.
- Panjang bendung yaitu seluruh panjang mercu bendungan yang bersangkutan, termasuk bagian-bagian yang digali pada tebing-tebing sungai di kedua ujung mercu tersebut.
- Volume Bendungan yaitu seluruh jumlah volume konstruksi yang dibuat dalam rangka pembangunan tubuh bendungan termasuk semua bangunan pelengkap.
- Kemiringan lereng (*slope gradient*). Kemiringan rata-rata lereng-lereng bendungan (lereng udik dan lereng hilir) adalah perbandingan antara garis vertikal yang melalui puncak dan panjang garis horisontal yang melalui tumit masing-masing lereng.

#### 2.5.6.1 Koefisien Debit Bangunan Pelimpah

Koefisien limpahan pada bendung biasanya berkisar antara angka 2,0 s/d 2,1 yang dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain:

1. Kedalaman air didalam saluran pengarah aliran
2. Kemiringan lereng udik bendung
3. Tinggi air diatas mercu bendung
4. Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan

Perhitungan koefisien dilakukan dengan cara coba-coba (*trial and Error*) dengan menggunakan rumus-rumus sebagai berikut:

$$h_d = \left( \frac{Q}{C_d \times h_0} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.54)$$



$$C_d = 2,2 - \left[ 0,0416 \times \left( \frac{H_d}{w} \right)^{0,99} \right] \dots\dots\dots(2.55)$$

Nilai pemisalan harus sama dengan hasil perhitungan dan ditabelkan.

Menghitung nilai a:

$$a = \frac{0,6 - \left\{ 0,0416 \times \left( \frac{H_d}{w} \right)^{0,99} \right\}}{1 + \left\{ 0,0416 \times \left( \frac{H_d}{w} \right)^{0,99} \right\}} \dots\dots\dots(2.56)$$

$$c = 1,6 \frac{1 + \left\{ 2 \cdot a \times \left( \frac{h}{H_d} \right) \right\}}{1 + \left\{ a \times \left( \frac{h}{H_d} \right) \right\}} \dots\dots\dots(2.57)$$

dimana:

- C : koefisien limpahan
- C<sub>d</sub> : koefisien limpahan pada saat h = H<sub>d</sub>
- h : tinggi air diatas mercu bendung
- H<sub>d</sub> : tinggi tekanan rencana diatas mercu bendung
- W : tinggi bendung
- a : konstanta (diperoleh pada saat h = H<sub>d</sub> yang berarti C = C<sub>d</sub> dan dengan rumus 2.68, maka harga a dengan mudah diperoleh)

### 2.5.6.2 Lebar Efektif Pelimpah

Lebar efektif pelimpah dihitung menggunakan rumus-rumus;

$$L_{eff} = L' - \{ 2 \times ((n \times Kp) + Ka) \times Hd \} \dots\dots\dots(2.58)$$

dimana:

- L<sub>eff</sub> : Panjang efektif bendung



- $L'$  : Panjang bendung yang sesungguhnya.  
 $n$  : Jumlah pilar-pilar di atas mercu bendung  
 $K_p$  : Koefisien kontraksi pada bendung.  
 $K_a$  : Koefisien konstruksi pada dinding samping.  
 $H_d$  : Tinggi tekanan total di atas mercu bendung.

### 2.5.7. Tinggi Bendungan Utama

#### a. Elevasi Mercu Pelimpah

Elevasi mercu pelimpah ditentukan berdasarkan peta topografi.

#### b. Tinggi Jagaan Bendungan

Faktor-faktor yang perlu diperhatikan dalam perhitungan tinggi jagaan yaitu:

1. Untuk Bendungan Urugan besarnya tinggi ruang bebas diambil 1 m.
2. Peninggian puncak Bendungan Urugan selama pelaksanaan tidak boleh dianggap sebagai ruang bebas.
3. Apabila dibagian hilir terdapat daerah yang padat penduduk atau terdapat bangunan-bangunan yang sangat vital maka ruang bebas (*Free Board*) harus diambil lebih besar.
4. Tinggi ruang bebas harus diambil lebih besar apabila terdapat keadaan-keadaan sebagai berikut:
  - Terdapat resiko macetnya pembukaan pintu air bangunan pelimpah.
  - Terdapat resiko longsornya tebing waduk dan masuk kedalam waduk.
  - Data Hidrologi yang tersedia kurang lengkap sehingga perkiraan debit banjir rancangan diragukan.

Ada 3 cara untuk menentukan tinggi jagaan (*Free Board*) dan diambil nilai yang terlebih besar yaitu:

**1. Permukaan air tertinggi waktu banjir**

Dihitung menggunakan rumus:

$$F_r = H_1 + H_a \dots\dots\dots(2.59)$$

dimana:

$F_r$  = Tinggi jagaan

$H_1$  = Selisih antara tinggi muka air waktu banjir tertinggi dengan permukaan air waduk

$H_a$  = Angka keamanan

**2. Tinggi gelombang Angin ( $hw_1$ )**

a Menurut rumus *Zuider zee*

Tinggi gelombang akibat angin dapat dihitung dengan rumus:

$$S = \frac{V^2 F}{k d} \cos A \dots\dots\dots(2.60)$$

dimana:

$S$  = Tinggi gelombang angin (m)

$V$  = Kecepatan Angin diatas air (Km/jam)

$F$  = Fetch yaitu jarak normal dari tepi waduk didepan. Bendungan dengan bendungannya sendiri (km), makin jauh makin besar

$d$  = Dalamnya waduk rata-rata (m)

$A$  = Sudut antara angin dengan Fetch (derajad)

$k$  = Angka koefisien yang biasanya diambil 62

b Menurut Slope Protection Methods

Menurut Slope Protection Methods tinggi gelombang akibat angin dilihat pada tabel dibawah ini:

**Tabel Tinggi Gelombang Menurut Kecepatan Angin (fetch)**

No	Fetch (mile)	Kecepatan Angin (mph)	Tinggi Gelombang (feet)
1	1	50	2,30
2	1	75	3,00
3	2,50	50	3,20
4	2,50	75	3,60
5	2,50	100	3,90
6	5	50	3,70
7	5	75	4,30
8	5	100	4,80
9	10	50	4,50
10	10	75	5,40
11	10	100	6,10

Catatan: mph = mile per hour, mil per jam

1 mph = 1,609 km/jam

Dari kedua cara diatas diambil nilai yang terbesar untuk dijadikan sebagai nilai  $h_{w1}$

**3. Tinggi gelombang diatas angin ( $h_{w2}$ )**

Menurut Stevenson rumus yang dipakai:

$$h_w = 0,34\sqrt{F} + 0,76 - \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(2.61)$$

dimana:

$h_w$  = Tinggi gelombang diatas gelombang angin (m)

F = Fetch

Bila gelombang angin merupakan garis lengkung demikian pada gelombang diatasnya tidak perlu diperhitungkan penuh tapi diambil 75 % dengan demikian maka  $h_{w2} = 0,75 h_w$

Tinggi gelombang yang merambat kesebelah hulu bendungan biasanya dipakai rumus:

$$h_{w3} = \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(2.62)$$

dimana:

$H_{w3}$  = Tinggi gelombang yang merambat ke hulu (m)

$V$  = Kecepatan angin (m/dt)

$g$  = Percepatan gravitasi bumi (m/dt<sup>2</sup>)

Jadi tinggi gelombang akibat tinggi gelombang angin

$$= h_{w1} + h_{w2} + h_{w3}$$

**4. Tinggi gelombang akibat gempa bumi ( $h_e$ )**

Menurut Seichi Sato rumus yang dipakai adalah:

$$h_e = \frac{k t}{2\pi} \sqrt{g H_0} \dots\dots\dots(2.63)$$

dimana:

$h_e$  = Tinggi gelombang akibat gempa bumi

$k$  = Koefisien gempa bumi (0,10-0,30)

$t$  = Waktu terjadinya gelombang gempa bumi

$H_0$  = Dalamnya waduk rata-rata

**5. Tinggi keamanan sebagai akibat type bendungan ( $h_i$ )**

Karena Bendungan Urugan kurang stabil terhadap bahaya limpasan air diatas bendungan sehingga tinggi keamanan bagi bendung diambil 1 m diatas bendungan beton

**6. Tinggi keamanan terhadap macetnya pintu air bangunan pelimpah ( $h_a$ )**

tinggi keamanan untuk macetnya pintu air diambil  $h_a = 0,50$  m

7. **Tinggi gelombang sebagai resiko longsornya tebing kedalam waduk ( $h_s$ )**  
tinggi gelombang dihitung dengan rumus:

$$h_s = \frac{V}{A},$$

dimana:

$h_s$  = Tinggi gelombang sebagai longsornya tanah (m)

$V$  = Volume tanah yang tidak stabil ( $m^3$ )

$A$  = Luas Waduk ( $m^2$ )

$$\text{Jadi } H_w = h_{w1} + h_{w2} + h_{w3} + h_e + h_i + h_a + h_s \dots \dots \dots (2.64)$$

Ada pula standar ruang bebas yang dikeluarkan oleh *The Japanese National Cominittee on LargeDams* (JANCOLD) adalah seperti tabel dibawah ini:

No	Tinggi Bendungan (m)	Bendungan Beton	Bendungan urugan
1	< 50	1 m	2,00 m
2	50-100	2 m	3,00 m
3	>100	2,5 m	3,50 m

Sumber: *Teknik Bendungan*, Ir. Soedibyo.

**c. Penambahan Tinggi Akibat Penurunan**

Penambahan tinggi akibat penurunan akan diperhitungkan berdasarkan kemampuan tanah pondasi mendukung beban diatasnya, yang mana dapat dianalisa berdasarkan pengujian konsolidasi dari jenis tanah yang ada.

Dari hasil analisa di Laboratorium didapatkan penurunan selama satu tahun akan terjadi penurunan berapa meter, maka akan diperkirakan selama adanya bendungan, akan terjadi penurunan yang melebihi maka perlu diperbaiki tanah pondasi untuk menjadi padat dimana direncanakan sebagai As Bendungan.

### 2.5.8. Perencanaan Lebar Puncak Bendungan

Lebar puncak (mercu) bendungan pengelak yang memadai diperlukan agar puncak bendungan dapat tahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan dengan aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu, pada penentuan lebar puncak (mercu) perlu pula di perhatikan kegunaannya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan tersebut. Kadang-kadang lebar puncak (mercu) bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalulintas umum.

Perhitungan lebar puncak bendungan dipakai rumus:

$$b = \left[ 3,6 \times H^{\frac{1}{3}} \right] - 3 \dots\dots\dots(2.65)$$

dimana:

- b = lebar puncak bendung (m)
- H = tinggi bendungan termasuk tinggi jagaan (*Free Board*)

### 2.5.9. Perencanaan Kemiringan Lereng Bendungan Utama

Kemiringan Lereng Bendungan Utama ada 2 yaitu:

#### 1. Kemiringan lereng hulu

$$F_{s\ hulu} = \left[ \frac{M - (K \gamma')}{(1 + K n \gamma')} \right] \times tg\varphi \dots\dots\dots(2.66)$$

dimana:

- $F_{s\ hulu}$  = faktor keamanan = 1,1
- K = koefisien gempa horisontal = 0,15
- M = kemiringan hulu
- n = kemiringan hilir
- $\varphi$  = sudut gesek dalam material timbunan

$$\gamma' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} \dots\dots\dots(2.67)$$

$$= \frac{\gamma_{sat}}{(\gamma_{sub} - 1)}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(G_s + e)}{1 + e} \times \gamma_w \dots\dots\dots(2.68)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - 1 \dots\dots\dots(2.69)$$

Dari hasil perhitungan kemiringan lereng diatas akan dihitung kestabilan, sehingga bila nanti didapatkan hasil tidak stabil, maka ada kemungkinan dirubah kemiringan lereng atau di padatkan lagi.

Kontrol terhadap hasil perhitungan harus > 1,1; dimana 1,1 adalah angka keamanan

**2. Kemiringan lereng hilir**

$$F_{s \text{ hilir}} = \left[ \frac{(n \times K)}{1 + (K \times n)} \right] \times tg \varphi \dots\dots\dots(2.70)$$

dimana:

- $F_{s \text{ hilir}}$  = faktor keamanan
- $K$  = koefisien gempa horisontal = 0,15
- $n$  = kemiringan hilir
- $\varphi$  = sudut geser dalam material timbunan

**2.5.10. Perencanaan Timbunan**

Pemilihan/penentuan bentuk timbunan (*Embament*) tergantung dari material yang tersedia atau ada didekat lokasi. Kriteria material timbunan adalah:

- Material kedap air untuk memperkecil rembesan (*see page*) sampai volume yang diperlukan,
- Cukup tersedia material untuk stabilitas Bendungan (*material gradasi kasar*),
- Cukup tersedia material up stream slope (*Rip-rap*)

- Terdapat material pelindung down stream slope dari see page

**a. Inti (Core)**

- Pilihan I:

Lempung dengan gradasi yang baik

- Kedap air
- Kuat/tahan geser tinggi
- Penurunannya rendah
- Tahan terhadap piping

- Pilihan II:

Lempung semi plastis

- Kedap air
- Tahan geser lebih rendah
- Kompresibility tinggi
- Tahan terhadap piping

- Pilihan III:

Shell dengan indeks plastisity rendah atau tidak kohesif

- Kedap air
- Sulit dipadatkan/ low core paction (kerikil di air)
- Kemungkinan tahan geser rendah
- Kemungkinan memiliki kompresibilitas tinggi
- Tidak/kurang tahan terhadap piping

**b. Filter dan Transisi**

Filter (Zona Transisi) :

- Diberikan pada 2 (dua) sisi
- Diperlukan setebal 0,5 H
- Minimum 3 m

**c. Rip-rap**

Fungsinya ialah mencegah erosi karena ombak pada permukaan bendung dibagian up stream.



Aspek perencanaannya adalah:

- a. Ukuran batu yang digunakan cukup besar sehingga tidak berpindah karena ombak
- b. Tidak menyebabkan tanah lereng bendungan hilang (lepas) dimana digunakan filter
- c. Bentangan dimulai dari puncak bendungan sampai permukaan air terendah yang direncanakan (1,5 m dibawah)
- d. Susunan batu tidak mudah runtuh

Alternatif Rip Rap:

- Rip rap curah (dunpel Rip Rap)  
Type ini lebih menyerap ombak (peredam yang baik)
- Free Board dapat lebih rendah
- Lebih murah dimana tersedianya bahan biasanya batuan yang didapat dari peledakan quarry yang jaraknya  $\leq 50$  km dari site
- Kerusakannya kecil apabila terjadinya penurunan konstruksi
- Lebih tahan terhadap perubahan cuaca

Rip rap dengan batu pasangan (tanpa spesi) yaitu:

- Batu yang dipakai lebih sedikit, namun
- Biaya tinggi

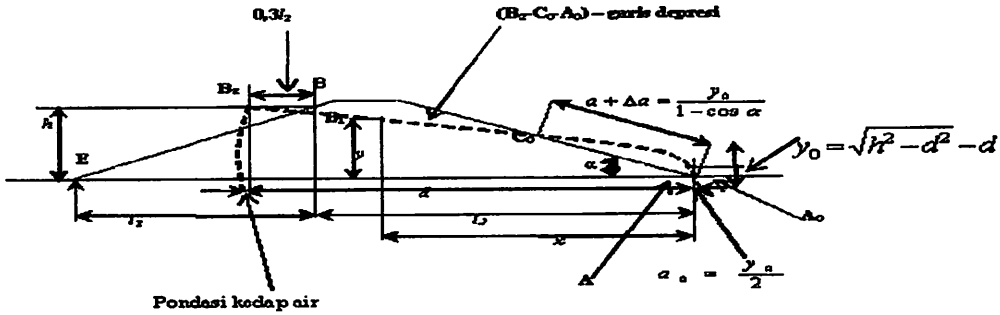


## 2.6 Stabilitas Bendungan Terhadap Aliran Filtrasi

### a. Formasi Garis Depresi

Formasi garis depresi pada zona kedap air suatu bendungan dapat diperoleh dengan metode *casagrande*. Apabila angka permeabilitas vertikalnya ( $k_v$ ) berbeda dengan angka permeabilitas horisontalnya ( $k_h$ ), maka akan terjadi deformasi garis depresi dengan mengurangi koordinat Horisontalnya sebesar  $\sqrt{k_v / k_h}$  kali.

Sesuai dengan rumus 2.63 dan 2.64



**Gambar 2.4** *Garis Depresi pada Bendungan Homogen*  
(sesuai dengan garis parabola)

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \dots\dots\dots(2.71)$$

atau

$$y = \sqrt{(2y_0x + y_0^2)} \dots\dots\dots(2.72)$$

atau

$$y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d \dots\dots\dots(2.73)$$

dimana:

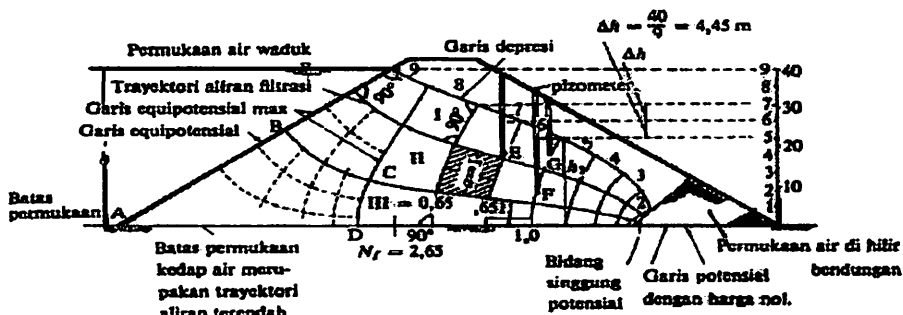
- h** = Jarak vertikal antara titik-titik A dan B
- d** = Jarak horisontal antara titik-titik B<sub>2</sub>
- l<sub>1</sub>** = Jarak antara titik-titik B dan E
- l<sub>2</sub>** = Jarak horisontal antara titik-titik B dan A
- A** = Ujung tumit hilir bendungan
- B** = Titik perpotongan antara permukaan air waduk dan lereng udik bendungan
- A<sub>1</sub>** = Titik perpotongan antara parabola bentuk besar garis depresi dengan garis vertikal melalui titik B
- B<sub>2</sub>** = Titik yang terletak sejauh 0,3 l<sub>1</sub>, horisontal kearah udik dari titik B

**b. Penggambaran Aliran Rembesan (Flownet)**

Ada metode yang telah dikembangkan untuk membuat jaringan trayektori aliran filtrasi pada bendungan urugan dan metode yang paling sesuai dan sederhana adalah metode grafis yang diperkenalkan oleh Forchheimer (*Forchheimer's diagram atical solution*).

Didasarkan pada jaringan trayeksi 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 dengan tenaga ahli yang cukup berpengalaman.

Contoh jaringan troyeksi aliran filtrasi dapat diperlihatkan pada gambar dibawah ini:



**Gambar 2.5 Jaringan Trayektori Aliran Filtrasi Dalam Tubuh Bendungan (dengan jumlah potensial = 9)**

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

- 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.
- Jadi apabila diperhatikan bentuk bidang ABCD (pada gambar diatas) hanya mendekati bentuk bujur sangkar, akan tetapi apabila dibagi-bagi lagi menjadi bagian yang lebih kecil, maka bentuk bujur sangkarnya akan semakin nyata.

- Biasanya bidang-bidang yang terbentuk oleh pertolongan trayektori aliran filtrasi dengan garis-garis equi-potensial tersebut diatas lebih mendekati bentuk-bentuk persegi panjang dan pada semua persegi panjang yang terjadi, perbandingan antara sisi pendek dan sisi panjangnya mendekati harga yang sama.
- Pada bidang 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 tidak akan berpotongan secara vertikal.
- Garis depresi yang berpotongan dengan bidang dibawah tekanan atmosfer (titik tertinggi tersembulnya aliran filtrasi), tertera pada gambar diatas
- Titik perpotongan antara garis-garis equi-potensial dengan garis depresi adalah dengan interval ( $\Delta h$ ) 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).

### c. Kapasitas Aliran Depresi

Kapasitas aliran filtrasi adalah kapasitas rembesan yang mengalir kehilir melalui tubuh dan pondasi bendungan. Kapasitas filtrasi suatu bendungan mempunyai batas-batas tertentu yang mana apabila kapasitas filtrasi melampaui batas tersebut, maka kehilangan yang terjadi akan cukup besar, disamping itu kapasitas filtrasi yang besar dapat menimbulkan gejala sufosi (*piping*) serta gejala sembulan (*boiling*) 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 trayetori aliran filtrasi atau dengan menggunakan rumus-rumus empiris.

Apa bila bahan pembentuk tubuh pondasi bendungan mempunyai harga  $k_v$  dan  $k_h$  yang berbeda, maka untuk menghitung kapasitas aliran filtrasi dilakukan dengan harga  $k$  yang telah dimodifisir( $k$ ).

Harga  $k$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus sbb:

$$k = \sqrt{k_v k_h} \dots\dots\dots(2.74)$$

dimana:

- $k$  = Koefisien filtrasi yang dimodifisir
- $k_h$  = Koefisien filtrasi horisontal
- $k_v$  = Koefisien filtrasi Vertikal

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

$$Q_f = \frac{N_f}{N_p} K.H.L \dots\dots\dots(2.75)$$

dimana:

- $Q_f$  = Kapasitas aliran filtrasi (kapasitas rembesan).
- $N_f$  = Angka pembagi dari garis trayektori aliran filtrasi
- $N_p$  = Angka pembagi dan garis equi-potensial
- $K$  = Koefisien filtrasi
- $H$  = Tinggi tekanan air total
- $L$  = Panjang profil melintang tubuh bendungan

**d. Stabilitas Terhadap Piping**

Agar gaya-gaya hidrodinamis yang timbul pada aliran filtrasi tidak akan menyebabkan gejala sufosi dan sembulon yang sangat membahayakan baik tubuh bendungan maupun pondasinya, maka kecepatan aliran filtrasi dalam tubuh dan pondasi bendungan tersebut pada tingkat-tingkat tertentu perlu dibatasi.

Besarnya kecepatan filtrasi tersebut dapat diketahui dengan menggunakan metode jaringan trayektori aliran filtrasi atau dapat pula diperoleh dengan rumus-rumus empiris.

1. Dengan menggunakan jaringan filtrasi (pada gambar sebelumnya(a), (b),maka dapat digunakan rumus sbb:

$$v = k.i = k \cdot \frac{h_2}{L} \dots\dots\dots(2.76)$$

dimana:

- v = Kecepatan pada bidang keluarnya filtrasi (lereng–hilir bendungan).
- K = Koeffisien filtrasi
- i = Gradien debit (lihat gambar(b))
- h<sub>2</sub> = Tekanan air rata-rata (perbedaan antara tekanan pada titik peresapan di lereng udik dan titik keluarnya di lereng hilir suatu garis trayektori aliran filtrasi).
- L = Panjang rata-rata berkas elemen aliran filtrasi pada bidang keluarnya bidang filtrasi

2. Dengan menggunakan rumus empiris.

$$v_y = \frac{k.H}{\pi} \times \frac{1}{\sqrt{x^2 - c^2}} (x > c) \dots\dots\dots(2.77)$$

dimana:

- v<sub>y</sub> = Komponen vertikal dari vektor kecepatan aliran keluar pada permukaan lereng hilir
- x = Jarak dari titik tengah (kearah luar dari median A,B.)

Suatu kecepatan aliran keluar keatas permukaan hilir yang komponen vertikalnya dapat mengakibatkan terjadinya perindahan butiran-butiran bahan

bendungan pada permukaan tersebut. Disebut kecepatan kritis yang secara teoritis dikembangkan oleh Justin dan diperoleh rumus sbb:

$$c = \sqrt{\frac{w_1 \times g}{F \times Y}} \dots\dots\dots(2.78)$$

dimana:

c = Kecepatan kritis

w<sub>1</sub> = Berat butiran bahan didalam air

g = Gravitasi

F = Luas permukaan yang menampung aliran filtrasi

Y = Berat isi air

### 2.6.1. Analisa Stabilitas Lereng Bendungan

Dalam merencanakan suatu bendungan, maka faktor-faktor yang diperkirakan akan berpengaruh terhadap stabilitas lereng-lereng bendungan tersebut supaya diketahui semuanya demikian pula dimensinya, arahnya, serta karakteristik lainnya dan dalam perhitungannya supaya diambil suatu kombinasi pembebanan yang paling tidak menguntungkan. Bendungan urugan direncanakan pada tingkat stabilitas dengan faktor keamanan 1,2 atau lebih sebagai syarat untuk dapat diisinkan pembangunannya.

- a. Beberapa kondisi yang dianggap paling tidak menguntungkan pada sebuah bendungan urugan adalah:
  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 dalam waduk berfluktuasi dengan intensitas yang besar, tetapi dengan periode yang pendek. Demikian pula pada saat terjadinya gejala penurunan mendadak permukaan air waduk dari elevasi permukaan penuh kepada elevasi permukaan terendah.
5. Pada waduk yang relatif kecil biasanya terjadinya kenaikan-kenaikan permukaan waduk yang melebihi elevasi permukaan penuhnya, maka diperlukan pemeriksaan stabilitas tubuh bendungan pada saat permukaan air waduk mencapai elevasi tertinggi tersebut.
6. Walaupun elevasi permukaan direncanakan dalam keadaan konstant, tetapi diperlukan pemeriksaan jika penurunan mendadak dapat juga terjadi dari elevasi permukaan tersebut kepada elevasi permukaan terendah.
7. Pada bendungan urugan dengan zone-zone kedap air yang relatif tebal, sisa tekanan air pori yang timbul pada saat dilaksanakannya penimbunan terkombinir dengan tekanan hydrostatis dari air dalam waduk yang pengisiannya dilakukan dengan cepat.
8. Pada saat bendungan dengan urugan yang waduknya direncanakan untuk menampung banjir besar abnormal, maka stabilitas bendungan perlu diperiksa pada elevasi permukaan tertinggi guna menampung volume banjir abnormal tersebut.

**b. Metode perhitungan stabilitas tubuh bendungan.**

Perhitungan stabilitas tubuh bendungan biasanya dilakukan dengan metode irisan bidang luncur bundar (*slice method on circular slip surface*). Akan tetapi jika garis lingkaran suatu bidang luncur berpapasan dengan bagian-bagian yang paling lemah, baik pada tubuh bendungan, maupun pada pondasinya, maka supaya digunakan bidang luncur kombinasi.



Selanjutnya akan diuraikan metode irisan pada bidang lurus dan metode irisan pada bidang lurus kombinasi.

- **Metode irisan bidang lurus bundar.**

Andaikan faktor keamanan dari kemungkinan terjadinya longsoran dapat diperoleh dengan menggunakan rumus keseimbangan sebagai berikut:

$$F_3 = \frac{\Sigma\{C \cdot l + (N - U - N_e) \tan \phi\}}{\Sigma \gamma \cdot A (\sin \alpha + e \cdot \cos \alpha)}$$

$$= \frac{\Sigma C \cdot l + \Sigma \{\gamma \cdot A (\cos \alpha - e \cdot \sin \alpha) - V\} \tan \phi}{\Sigma \gamma \cdot A (\sin \alpha + e \cdot \cos \alpha)} \dots\dots\dots(2.79)$$

dimana:

- F<sub>3</sub> : Faktor keamanan
- N : Beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang lurus (=  $\gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$ )
- T : Beban komponen tangensial yang timbul dari berat setiap irisan bidang lurus (=  $\gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$ )
- U : Tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus.
- N<sub>e</sub> : Komponen vertikal beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus (=  $e \cdot \gamma \cdot A \cdot \sin \alpha$ )
- T<sub>e</sub> : Komponen tangensial beban seismis yang bekerja pada setiap irisan bidang lurus (=  $e \cdot \gamma \cdot A \cdot \cos \alpha$ )
- Ø : Sudut gesekan dalam bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang lurus.
- C : Angka kohesi bahan yang membentuk dasar setiap irisan bidang lurus.
- Z : Lebar setiap irisan bidang lurus.
- e : Intensitas seismis horisontal.
- γ : Berat isi dari setiap bahan yang pembentuk irisan bidang

luncur.

**A** : Luas dari setiap bahan yang pembentuk irisan bidang luncur.

**$\alpha$**  : Sudut kemiringan rata-rata setiap irisan bidang luncur.

**V** : Tekanan air pori

Prosedur perhitungan metode irisan bidang luncur bundar dilakukan dengan urutan sebagai berikut:

(1). Andaikan bidang luncur bundar dibagi menjadi beberapa irisan vertikal dan walaupun bukan merupakan persyaratan yang mutlak, biasanya setiap irisan 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 dengan dua dimensi, maka potongan melintang tubuh bendungan yang akan dianalisa dianggap mempunyai satuan yang sama dengan satuan dalam perhitungan.

(2). Gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan dapat digambarkan sebagai berikut:

a. Berat irisan (**W**), dihitung berdasarkan hasil perkalian antara luas irisan (**A**) dengan berat isi bahan pembentuk irisan ( **$\gamma$** ), jadi  $W = A \cdot \gamma$ .

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

c. Beban dari tekanan hidrostatik yang bekerja pada dasar irisan (**U**) dapat diperoleh dari hasil perkalian antara panjang 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 ( $T$ ), dapat diperoleh dari hasil perkalian antaraberat irisan ( $W$ ) dengan sinus sudut rata-rata tumpuan dasar irisan tersebut, jadi :  $C = W \cdot \sin \alpha$ .
- e. Kekuatan tahanan kohesi terhadap gejala peluncuran ( $C$ ), dapat diperoleh dari hasil perkalian antara angka kohesi bahan ( $c'$ ) dengan panjang dasar irisan ( $b$ ) dibagi lagi dengan  $\cos \alpha$ , jkadi:  $C = c' \cdot b/\cos \alpha$ .
- 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 luncur, dimana ( $T$ ) dan ( $S$ ) dan masing-masing irisan dapat dinyatakan berturut-turut sebagai berikut:  $T = W \sin \alpha$  dan  $S = C + (N - U) \tan \phi$ . Luas bidang  $T$ ,  $N$ , dan  $U$  dapat diukur dengan planimeter.

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

$$(5). F_3 = \frac{\Sigma S}{\Sigma T} = \frac{\Sigma \{C + (N - U) \tan \phi\}}{\Sigma \sin \alpha} \dots\dots\dots(2.80)$$

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1. Umum**

Perencanaan bendungan Kampak di Desa Karangrejo Kecamatan Kampak Kabupaten Trenggalek dilaksanakan berdasarkan hasil analisis hidrologi dan Klimatologi yang telah diperoleh. Berdasarkan data lapangan yang ada harus dilakukan analisis tentang hidrolika dan struktur bangunan sesuai kebutuhan masyarakat.

#### **3.2. Jenis dan Sumber Data**

Penentuan lokasi pekerjaan dalam pelaksanaan studi yang sesuai dengan tujuan studi.

##### **1) Survey dan peninjauan lokasi.**

Survey dan peninjauan lokasi untuk mengetahui kondisi yang sebenarnya di daerah studi sehingga didapatkan data lokasi daerah studi

##### **2) Studi literature**

Studi Literature dilakukan sebagai tambahan dalam mencari materi dan referensi yang berhubungan dengan kegiatan studi.

##### **3) Pengumpulan Data**

Mengumpulkan data-data penunjang dalam penyusunan studi ini, diantaranya :

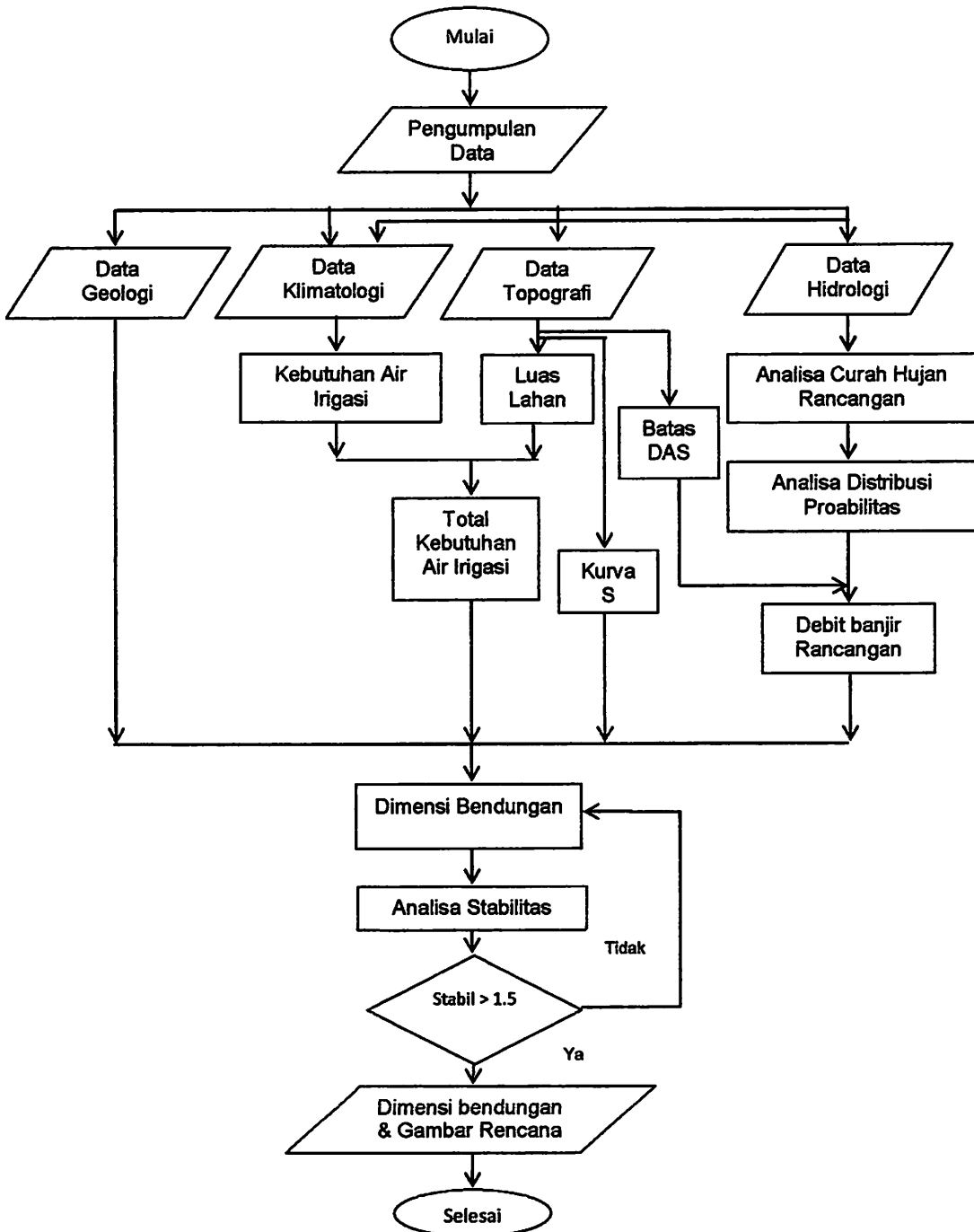
- Data Geologi
- Data Topografi
- Data Hidrologi
  - Data curah hujan
  - Data DAS
    - Analisa Curah Hujan Rancangan
    - Analisa Distribusi Probabilitas
    - Debit Banjir Rancangan

Dari perhitungan debit andalan dan debit banjir rancangan dapat digunakan untuk merencanakan :

- Dimensi Bendungan
- Stabilitas Bendungan

### **3.3. Metode dan hasil analisa**

### Diagram Alir



## BAB IV

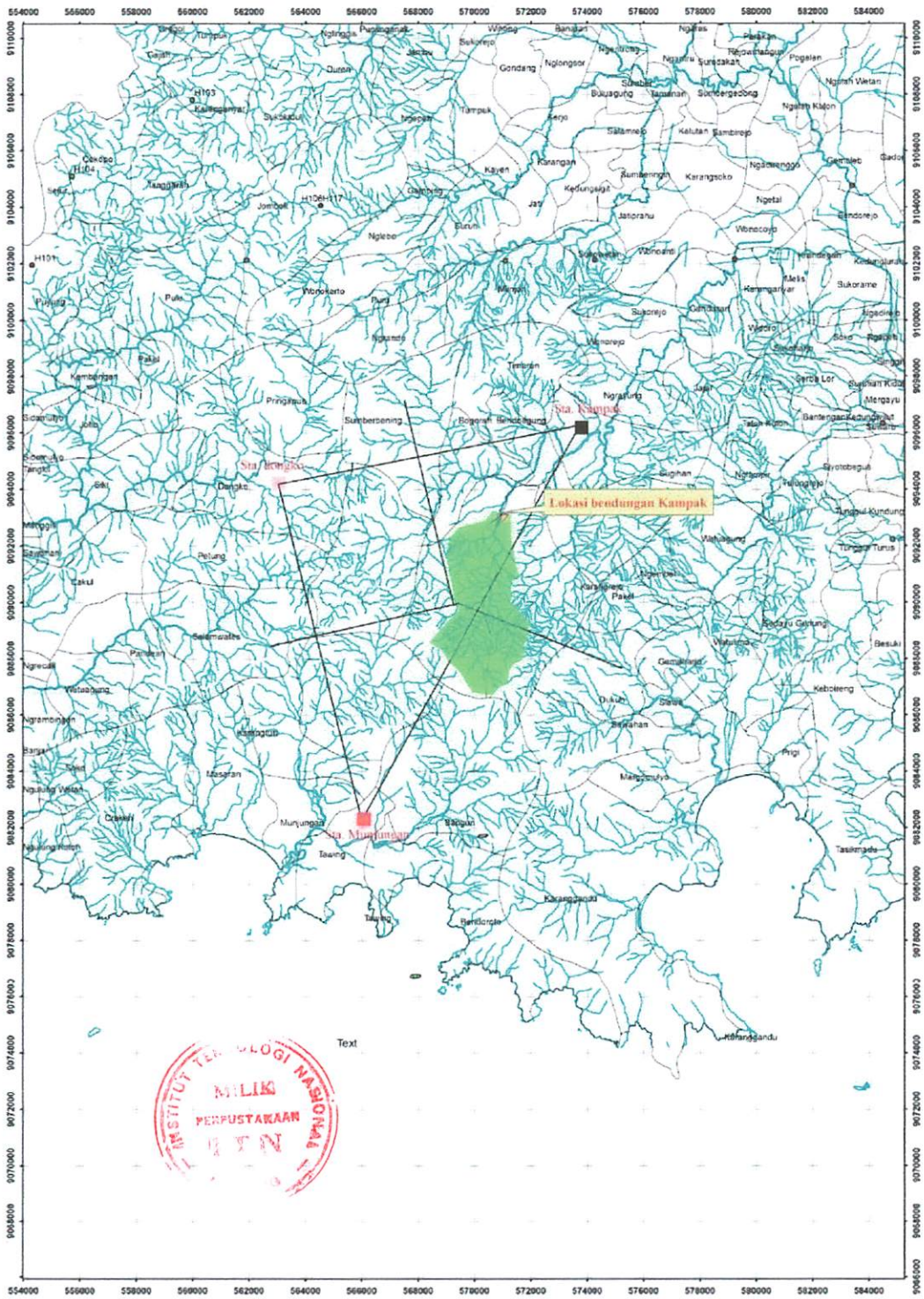
### ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Analisa Hidrologi

##### 4.1.1 Curah Hujan Rerata Daerah

Keakuratan data curah hujan disuatu DAS dapat ditunjang dengan penempatan jumlah stasiun yang semakin banyak dan merata didaerah tersebut. Untuk DAS yang kecil umumnya hujan merata diseluruh daerah, sedangkan untuk DAS yang cukup luas maka hujan yang terjadi tidak sama lebatnya, sedangkan stasiun pengukuran curah hujan hanya mencatat curah hujan pada titik tertentu. Dengan demikian akan sulit menentukan besar hujan yang turun diseluruh wilayah DAS serta sulit untuk menentukan hubungan antara besarnya debit banjir dengan curah hujan yang mengakibatkan banjir tersebut.

Hujan rerata daerah dapat dihitung berdasarkan letak stasiun pengamatan curah hujan pada DAS yang ditinjau dengan menggunakan beberapa metode antara lain Metode Rerata Aljabar, Metode Poligon Thiessen, Metode Isohyet. Tetapi pada analisa ini digunakan metode Poligon Thiessen. Metode polygon thiessen di pilih karena metode ini berusaha mengimbangi tidak meratanya distribusi alat ukur dengan menyediakan suatu factor pembobot bagi masing-masing stasiun, dengan melihat hasil peta polygon thiessen stasiun yang berpengaruh pada DAS Kali Tawing hanya ada dua yaitu stasiun Kampak dan stasiun Munjungan, maka data hujan yang dipergunakan pada analisa studi ini adalah stasiun Kampak dan stasiun Munjungan dengan data hujan selama sepuluh tahun (10 tahun) terakhir.



Gambar 4.1 Peta Poligon Thiessen



Menghitung curah hujan areal maksimum (R) dengan menggunakan metode polygon thiessen dengan cara sebagai berikut:

- Luas total DAS (A) = 12.44 Km<sup>2</sup>
- Luas pengaruh Sta. Kampak = 7.04 Km<sup>2</sup>
- Luas pengaruh Sta. Munjungan = 5.40 Km<sup>2</sup>
- Curah hujan harian maksimum Sta. Kampak = 115 mm
- Curah hujan harian maksimum Sta. Munjungan = 97 mm

Contoh perhitungan curah hujan areal maksimum (R) untuk tahun 2001 dengan persamaan 2.2, sebagai berikut:

$$R = \frac{(115.00 * 7.04) + (97.00 * 5.40)}{12.44}$$

$$= 107.19 \text{ mm}$$

Perhitungan curah hujan areal maksimum selanjutnya dapat di lihat pada tabel 4.1 berikut ini:

**Tabel 4.1**

**Tabel curah hujan areal maksimum metode poligon thiessen**

No.	Tahun	Curah Hujan Harian Maksimum		R(mm)
		Sta. Kampak	Sta. Munjungan	
1	2	3	4	5
1	2003	115	97	107.19
2	2004	137	137	137.00
3	2005	71	155	107.46
4	2006	145	93	122.43
5	2007	101	163	127.91
6	2008	133	273	193.77
7	2009	88	359	205.64
8	2010	43	126	79.03
9	2011	166	163	164.70
10	2012	56	97	73.80
Luas Sta. Kampak		Koefisien Thiessen		Sta. Kampak = 0,57
: 7.04 Km <sup>2</sup>				
Luas Sta. Munjungan				Sta. Munjungan = 0,43
: 5.40 Km <sup>2</sup>				

Sumber : Hasil Perhitungan

#### 4.1.2 Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah merupakan curah hujan terbesar tahunan dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi disuatu daerah atau hujan dengan kemungkinan periode ulang tertentu. (C.D. Soemarto, 1987). Maka berdasarkan perhiungan hujan maksimum harian rata-rata tahunan diatas dapat dihitung besar curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log Pearson Type III dan metode E.J Gumbel.

##### 4.1.2.1 Metode Log Pearson Type III

Metode Log Pearson Type III tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini. Perhitungan parameter statistik metode Log Pearson III dapat di lihat pada tabel 4.2 di bawah ini:

**Tabel 4.2**  
**Perhitungan Parameter Statistik Metode Log Pearson Type III**

No.	Tahun	xi	Log xi	Log xi - Log X	(Log xi - Log X) <sup>2</sup>	(Log xi - Log X) <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7
1	2009	205.64	2.31310	0.2155	0.04645	0.01001045
2	2008	193.77	2.28729	0.1897	0.03599	0.00682746
3	2011	164.70	2.21669	0.1191	0.01419	0.00168965
4	2004	137.00	2.13672	0.0391	0.00153	0.00005995
5	2007	127.91	2.10692	0.0093	0.00009	0.00000081
6	2006	122.43	2.08788	-0.0097	0.00009	-0.00000091
7	2005	107.46	2.03126	-0.0663	0.00440	-0.00029174
8	2003	107.19	2.03014	-0.0674	0.00455	-0.00030675
9	2010	79.03	1.89779	-0.1998	0.03992	-0.00797553
10	2012	73.80	1.86804	-0.2295	0.05269	-0.01209427
Jumlah			20.97582		0.19989	-0.00208089
rerata			2.09758			

Sumber : Hasil Perhitungan

- $$\text{Log } \bar{x} = \frac{\sum \log X_i}{n} = \frac{20.97582}{10} = 2.09758$$

$$\bullet \quad Sd = \sqrt{\frac{(\text{Log}Xi - \text{Log}\bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.19989}{10-1}} = 0.149$$

$$Cs = \frac{n * \sum (\log Xi - \log \bar{x})^3}{(n-1) * (n-2) * Sd^3} = \frac{10 * (-0.00208089)}{(10-1) * (10-2) * (0.149)^3} = -0.08732$$

### Analisa Hujan Rancangan.

1) Periode ulang 5 tahun.

$$Cs = -0.08732; \quad G_{5 \text{ tahun}} = 0.869$$

$$\begin{aligned} \text{Log } X_{5 \text{ tahun}} &= \log \bar{x} + G * Sd \\ &= 2.09758 + ((0.869) * 0.149) \\ &= 2.227 \end{aligned}$$

$$X_{5 \text{ tahun}} = 168.675 \text{ mm}$$

Perhitungan selanjutnya terdapat pada table 4.3 berikut ini:

**Tabel 4.3**  
**Perhitungan Curah Hujan Rancangan**  
**Metode Log Pearson Type III dengan Beberapa Periode Ulang (tahun)**

No.	Tr	G	Log Xt	Xt
1	2	3	4	5
1	5	0.869	2.227	168.675
2	20	1.611	2.338	217.630
3	50	2.045	2.402	252.537
4	100	2.522	2.473	297.496
5	1000	2.963	2.539	346.113

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Keterangan :

Tr : Tahun Rencana

Cs : Koefisien Asimetri

G : Lihat Tabel (Hubungan Cs dengan Kalah Ulang (Tr)

Log Xt :  $\log \bar{x} + G * Sd$

Xt : Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Type III

#### 4.1.2.2 Metode E.J Gumbel

Metode E.J. Gumbel memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrinya (*skewness*)  $Cs = 0,155$  dan nilai kurtosisnya  $Ck = 6,349$  (C.D. Soemarto, 1987). Perhitungan parameter dasar statistik hujan harian maksimum dan analisa distribusi frekuensi E.J. Hasil perhitungan parameter dasar statistik metode E.J. Gumbel dapat di lihat pada tabel 4.4 di bawah ini:

**Tabel 4.4**  
**Perhitungan Parameter Statistik Metode E.J. Gumbel**

No	Tahun	xi	Xi - X	(Xi - X) <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
1	2003	107.19	-24.71	610.38
2	2004	137.00	5.11	26.09
3	2005	107.46	-24.43	596.79
4	2006	122.43	-9.46	89.58
5	2007	127.91	-3.98	15.83
6	2008	193.77	61.88	3829.06
7	2009	205.64	73.74	5438.23
8	2010	79.03	-52.86	2794.53
9	2011	164.70	32.81	1076.20
10	2012	73.80	-58.09	3375.01
Σ	Jumlah	1318.92	0.00	17851.71

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\bullet \quad \bar{x} = \frac{\sum Xi}{n} = \frac{1318.92}{10} = 131.89$$

$$\bullet \quad Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{17851.71}{10-1}} = 44.357$$

**Analisa Hujan Rancangan.**

$n = 10$  , maka  $Y_n = 0.4952$  dan  $S_n = 0.9497$  (dari tabel  $Y_n$  dan  $S_n$ )

✓ Periode ulang 5 tahun.

$$\begin{aligned} Y_t &= -\ln \left\{ \ln \left( \frac{T_r}{T_r-1} \right) \right\} & ; & \quad K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \\ &= -\ln \left\{ \ln \left( \frac{2}{2-1} \right) \right\} & & \quad = \frac{1.500 - 0.4952}{0.9497} \\ &= -\ln \{ \ln (2) \} & & \quad = 0.0580 \\ &= 1.500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_{5 \text{ tahun}} &= \bar{x} + K \cdot S \\ &= 131.89 + (0.0580) \cdot 44.536 \\ &= 179.010 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya terdapat pada table 4.5 berikut :

**Tabel 4.5**  
**Perhitungan Curah Hujan Rancangan**  
**Metode E.J Gumbel dengan Beberapa Periode Ulang (tahun)**

No.	$T_r$	$Y_t$	K	$X_t$
1	2	3	4	5
1	5	1.500	1.0580	179.010
2	20	2.970	2.6061	247.959
3	50	3.902	3.5872	291.653
4	100	4.600	4.3224	324.396

*Sumber : Hasil Perhitungan*

### 4.1.3 Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi

Pemeriksaan uji kesesuaian distribusi ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

Metode yang digunakan adalah:

#### 4.1.3.1 Uji secara vertikal dengan Chi Square

Uji chi kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal. apakah distribusi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis. Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga  $X^2 < X^2_{Cr}$ . Harga  $X^2_{Cr}$  dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi  $\alpha$  dengan derajat kebebasannya (*level of significant*). Perhitungannya dengan menggunakan persamaan 2.14 dan 2.15.

- **Uji Chi – Square ( $X^2$ ) Log Pearson Type III**

Pada probabilitas Log Pearson Type III

$$\begin{aligned} \text{Kelas distribusi } K &= 1 + 3,322 \cdot \log P \\ &= 1 + 3,322 \cdot \log 10 \\ &= 4,25 \approx 4 \end{aligned}$$

$$\frac{100}{4} = 25 \%$$

*Interval dari 25 adalah : 25. ; 50 ; 75 ;*

Dimana diketahui  $C_s = -0.1727$

75 →  $G = -0.617$

$$\begin{aligned}\log X &= \log \bar{x} + G \cdot S \\ &= 2.1161 + ((-0.617) * 0.1727) \\ &= 2.009\end{aligned}$$

$$X = 102.202 \text{ mm}$$

1. 50 →  $G = 0.059$

$$\begin{aligned}\log X &= \log \bar{x} + G \cdot S \\ &= 2.1161 + ((0.059) * 0.1727) \\ &= 2.126\end{aligned}$$

$$X = 133.767 \text{ mm}$$

2. 25 →  $G = 0.7595$

$$\begin{aligned}\log X &= \log \bar{x} + G \cdot S \\ &= 2.1161 + (0.7595) * 0.1727 \\ &= 2.247\end{aligned}$$

$$X = 176.728 \text{ mm}$$

No.	Pr	Log Xrt	Cs	G	S	Log X	X (mm)
1	75	2.1161	-0.3963	-0.617	0.1727	2.009	102.202
2	50	2.1161	-0.3963	0.059	0.1727	2.126	133.767
3	25	2.1161	-0.3963	0.759588	0.1727	2.247	176.728

Nilai frekuensi teoritis / yang dihitung  $F_t$  :

$$\begin{aligned}
 F_t &= 25\% * n \\
 &= 0.25 * 10 \\
 &= 2.5
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.6**  
**Tabel Uji Chi Square Log Pearson Type III**

No.	Batas Kelas	Jumlah Data		Fe-Ft	(Fe-Ft) <sup>2</sup> /Ft
		Fe	Ft		
1	0 – 77,227	1	2.5	-1.5	0.90
2	77,228 – 91,370	4	2.5	1.5	0.90
3	91,371 – 114,183	4	2.5	1.5	0.90
4	114,184 – ~	1	2.5	-1.5	0.90
Jumlah		10	10		3.60

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Keterangan :

Dari table Chi-Square di dapatkan  $X^2_{cr} = 3.60$  untuk dk = 1 dan  $\alpha = 5\%$ . Sedangkan  $X^2_{hitung} = 2$

Karena  $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$  berarti data sesuai, *distribusi Log Pearson*

*Type III. Diterima*

- **Uji Chi – Square ( $X^2$ ) E.J. Gumbel**

Pada probabilitas E .J . Gumbel

$$\begin{aligned}
 \text{Kelas distribusi K} &= 1 + 3,22 \cdot \log P \\
 &= 1 + 3,22 \cdot \log 10 \\
 &= 4.22 \approx 4
 \end{aligned}$$



Batas kelas dengan sebaran peluang :

$$\frac{100\%}{k} = 25\% \quad \frac{100\%}{4} = 25\%$$

Interval dari 25 adalah: 25 ; 50 ; 75

$$Y_T = - \ln \left\{ \ln \frac{T_r}{(T_r - 1)} \right\}$$

$$1. \quad T_r = 75 \rightarrow \frac{100}{75} = 1.33$$

$$\begin{aligned} Y_T &= - \ln \left\{ \ln \frac{T_r}{(T_r - 1)} \right\} \\ &= - \ln \left( \ln \frac{1.33}{(1.33 - 1)} \right) \end{aligned}$$

$$= -0.3321$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \\ &= \frac{-0.3321 - 0.4952}{0.9497} \end{aligned}$$

$$= -0.8711$$

$$\begin{aligned} X_T &= \bar{x} + K \cdot S \\ &= 130.76 + (-0.8711) * 45.400 \\ &= 91.4774 \end{aligned}$$

$$2. \quad T_r = 50 \rightarrow \frac{100}{50} = 2$$



$$\begin{aligned}
 Y_T &= -\ln \left\{ \ln \frac{Tr}{(Tr-1)} \right\} \\
 &= -\ln \left( \ln \frac{2}{(2-1)} \right) \\
 &= 0.3665
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \\
 &= \frac{0.3665 - 0,4952}{0.9497} \\
 &= -0.1355
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_T &= \bar{x} + K \cdot S \\
 &= 130.76 + (-0.1355) * 45.400 \\
 &= 124.6131
 \end{aligned}$$

$$3. \quad Tr = 25 \rightarrow \frac{100}{25} = 4$$

$$\begin{aligned}
 Y_T &= -\ln \left\{ \ln \frac{Tr}{(Tr-1)} \right\} \\
 &= -\ln \left( \ln \frac{4}{(4-1)} \right) \\
 &= 1.2460
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \\
 &= \frac{1.2460 - 0,4952}{0.9497}
 \end{aligned}$$

$$= 0.7904$$

$$X_T = \bar{x} + K \cdot S$$

$$= 130.76 + (-0.7904) \cdot 45.400$$

$$= 166.65$$

No.	Pr	Tr	Yt	K	Xt
1	75	1.3	-0.3266	-0.865	91.4774
2	50	2.0	0.3665	-0.136	124.6131
3	25	4.0	1.2459	0.790	166.6519

Nilai frekuensi teoritis / yang dihitung  $F_t$  :

$$F_t = 25\% \cdot n$$

$$= 0.25 \cdot 10$$

$$= 2.5$$

**Tabel 4.7**  
**Tabel Uji Chi Square E.J Gumbel**

No.	Batas Kelas	Jumlah Data		Fe-Ft	$(Fe-Ft)^2/Ft$
		Fe	Ft		
1	0 – 70,245	1	2.5	-1.5	0.90
2	70,246 – 94,376	5	2.5	2.5	2.50
3	94,377 - 124,992	3	2.5	0.5	0.10
4	124,993 – ~	1	2.5	-1.5	0.90
Jumlah		10	10		4.40

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Keterangan :

Dari table Chi-Square di dapatkan  $X^2_{cr} = 4.40$  untuk  $dk = 1$  dan  $\alpha = 5\%$ ,  $X^2_{hitung} = 8.4$ .

Karena  $X^2_{hitung} > X^2_{cr}$  berarti data tidak sesuai, *distribusi E. J Gumbel*. **Ditolak**

#### 4.1.3.2 Uji secara horisontal dengan Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametrik test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu, Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga  $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$ , dan jika  $\Delta_{maks} > \Delta_{cr}$  berarti gagal.

#### ✓ Uji Smirnov Kolmogorov Pada Probabilitas Log Pearson Type III.

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

- ✓ Menghitung peluang empiris dengan persamaan 2.16 sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Pe &= \frac{1}{10+1} \times 100\% \\ &= 0.0909 \end{aligned}$$

- ✓ Mencari nilai Log X dari hujan rerata

$$\text{Log } 73.80 = 1.8680$$

- ✓ Mencari nilai G sebagai berikut :

$$\begin{aligned} G &= (2.1161 - 1.8680) / 0.173 \\ &= -1.540 \end{aligned}$$

✓ Mencari harga Pr melalui Table Distribusi Person Type III,

di dapat nilai Pr = 96.988

✓ Menghitung nilai Pt (x) dengan persamaan 2.18 sebagai berikut :

$$Pt(x) = (100 - 96.988)/100$$

$$= 0.030115$$

✓ Menghitung nilai Pe dan Pt dengan persamaan 2.19 sebagai berikut :

$$\Delta_{maks} = 0.0909 - 0.030115$$

$$= 0.068790$$

✓ Untuk data yang lain dapat di lihat pada table 4.8 berikut :

**Tabel 4.8**  
**Uji Smirnov Kolmogorov Pada Probabilitas Log Pearson Type III**

No.	Pe (X)	X	Log X	G	Pr (%)	Pt (X)	Pe (X)-Pt (X)
1	0.0989	73.80	1.8680	-1.540	96.988	0.030115	0.068790
2	0.1818	79.03	1.8978	-1.341	51.497	0.485028	-0.303210
3	0.2727	107.19	2.0301	-0.453	51.471	0.485287	-0.212560
4	0.3636	107.46	2.0313	-0.445	51.471	0.485289	-0.121653
5	0.4545	122.43	2.0879	-0.065	51.460	0.485400	-0.030855
6	0.5455	127.91	2.1069	0.063	20.571	0.794293	-0.248838
7	0.6364	137.00	2.1367	0.263	20.565	0.794350	-0.157986
8	0.7273	164.70	2.2167	0.799	20.550	0.794504	-0.067231
9	0.8182	193.77	2.2873	1.273	20.536	0.794639	0.023543
10	0.9091	205.64	2.3131	1.446	2.078	0.979218	-0.070127
Jumlah			20.9758	Δmaks			-1.120129
Log X rerata ( Xrt )			2.0976				
Simpangan Baku ( Si )			0.149				
Koef. Kepencengan ( Cs )			-0.0873				

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Keterangan :**

Jumlah data (n) = 10

Jumlah log x = 21.1609

Δmaks = -1.114736

α = 5%

Maka  $\Delta_{cr} = 0.068790$  (dari table nilai kritis Smirnov Kolmogorov)

Jadi  $0.068790 < 0.409$ , maka distribusi *Log Pearson Type III*

Diterima

- **Uji Smirnov Kolmogorov Pada Probabilitas E. J. GUMBEL**

Untuk analisa Pada Probabilitas E. J. GUMBEL ini data diurutkan dari kecil ke besar.

Keterangan :

$$Q_{rer} = 131,89\text{m}^3/\text{det}$$

$$Sd = 44.57$$

$$Y_n = 0.495$$

$$S_n = 0.950$$

Dimana :

$$\begin{aligned} S_n(x) &= n/(m+1) & Tr &= 1-(e^{-(e^{(-Yt)})}) \\ &= 1/(10+1) & &= 1(\text{EXP}(\text{EXP}(0.032))) \\ &= 0.091 & &= 1.553 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= (Q-Q_{rer})/Sd & Pr &= 1/Tr \\ &= (127.91-131.89)/44.57 & &= 1/1.553 \\ &= -0.555 & &= 0.644 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_t &= (K*S_n)+Y_n & P_x &= 1 - Pr \\ &= (-0.555*0.950)+0.495 & &= 1 - 0.644 \end{aligned}$$

$$= 0.032$$

$$= 0.356$$

$$D = P_x(x) - S_n(x)$$

$$= (0.356 - 0.909)$$

$$= 0.265$$



**Tabel 4.9**  
**Uji Smirnov Kolmogorov Pada E.J Gumbel**

No.	Q (m <sup>3</sup> /dt)	S <sub>n</sub> (x)	K	Y <sub>t</sub>	Tr (tahun)	Pr	P <sub>x</sub>	D
1	107.19	0.091	-0.555	-0.032	1.553	0.644	0.356	0.265
2	137.00	0.182	0.115	0.604	2.375	0.421	0.579	0.397
3	107.46	0.273	-0.549	-0.026	1.559	0.642	0.358	0.086
4	122.43	0.364	-0.213	0.293	1.903	0.526	0.474	0.111
5	127.91	0.455	-0.089	0.410	2.062	0.485	0.515	0.061
6	193.77	0.545	1.389	1.815	6.653	0.150	0.850	0.304
7	205.64	0.636	1.656	2.068	8.417	0.119	0.881	0.245
8	79.03	0.727	-1.187	-0.632	1.180	0.848	0.152	0.575
9	164.70	0.818	0.737	1.195	3.828	0.261	0.739	0.079
10	73.80	0.909	-1.304	-0.744	1.139	0.878	0.122	0.787
D Max								0.787

Sumber : Hasil Perhitungan

Banyaknya data (n) = 10

Taraf signifikan (α) = 5 %

Δ Max = 0.0.787% pada data peringkat m = 2

Dengan (n) = 10 dan (α) = 0.05 maka harga Δ Cr = 0.435

Karena Δ Max = 0.787 < Δ Cr = 0.435 maka dapat di simpulkan bahwa pengujian Smirnov Kolmogorof pada *hipotesa E. J. Gumbel*

**Ditolak.**

Antara hasil perhitungan metode Log Pearson Type III dan Metode E.J. Gumbel, pada uji Chi-Square E.J Gumbel tidak diterima karena Δ kritis lebih kecil dari Δ hitung, maka untuk perhitungan selanjutnya metode Log Pearson Type III tersebutlah yang dijadikan acuan untuk proses analisa selanjutnya.

**Tabel 4.10**  
**Tabel Perhitungan Curah Hujan Rancangan**

R (Tahun)	E.J Gumbel (mm)	Log Pearson type III (mm)
5	179.01	168.675
20	247.959	217.63
50	291.653	252.537
100	357.02	297.496

**Tabel 4.11**  
**Tabel Pengujian Dengan Simirnov Kolmogorof**

Perbandingan	E.J Gumbel	Log Peason Type III
Banyak Data (n)	10	10
$\alpha$	5%	5%
$\Delta Cr$	0.409	0.409
$\Delta max$	0.787	-1.120129
Hasil uji	<b>DI TOLAK</b>	<b>DI TERIMA</b>

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 4.12**  
**Tabel Pengujian Dengan Chi Square**

Perbandingan	E.J Gumbel	Log Peason Type III
Banyak Data (n)	10	10
$\alpha$	5%	5%
$\gamma$	1	1
$X_2 cr$	3.841	3.841
$X_2 hitung$	4.40	3.60
Hasil uji	<b>DI TOLAK</b>	<b>DI TERIMA</b>

*Sumber : Hasil Perhitungan*

#### 4.1.4 Analisa Debit Banjir Rancangan

##### 4.1.4.1 Koefisien Pengaliran



Koefisien pengaliran adalah perbandingan antara limpasan air hujan dengan total hujan penyebab limpasan. Koefisien pengaliran ditetapkan berdasarkan kondisi tata guna lahan yang ada di lokasi studi, yaitu :

- a) 75 % terdiri pegunungan, semak belukar, tegalan dan perkebunan, di ketahui bahwa angka koefisien pengaliran untuk jenis lahan ini adalah 0,70 – 0,80
- b) 25 % terdiri dari tanah bereilif berat dan berhutan kayu, di mana angka koefisien pengaliran untuk jenis lahan ini adalah 0,50 – 0,75

$$\begin{aligned}
 C &= \frac{f_1 A_1 + f_2 A_2 + \dots + f_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\
 &= \frac{((0.75 \cdot 7.04) + (0.65 \cdot 5.40))}{(7.04 + 5.40)} \\
 &= 0.71
 \end{aligned}$$

#### 4.1.4.2 Curah Hujan Jam-Jaman

Metode unit hidrograf satuan sintetik nakayasu adalah salah satu cara untuk menganalisa debit banjir rancangan berdasarkan parameter besarnya curah hujan karakteristik DAS. Untuk memperkirakan hidrograf banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan perlu diketahui dahulu sebaran hujan jam-jaman dengan suatu interval tertentu.

Curah hujan jam-jaman sebenarnya tidak terdapat pada stasiun pengamatan curah hujan yang tidak otomatis dan data yang tersedia berupa data-data curah hujan harian. Metode pendekatan untuk memperkirakan sebaran hujan jam-jaman harian dapat menggunakan metode pendekatan mononobe. Curah

hujan jam-jaman dihitung dengan memakai persamaan 2.20 - 2.22, hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :

Untuk daerah di Pulau Jawa, rata-rata hujan (t) = 5 jam, maka :

$$T_1 = 1 \text{ jam, maka } R_1 = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{1} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,58 R_{24}$$

$$T_2 = 2 \text{ jam, maka } R_2 = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,37 R_{24}$$

$$T_3 = 3 \text{ jam, maka } R_3 = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{3} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,28 R_{24}$$

$$T_4 = 4 \text{ jam, maka } R_4 = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,23 R_{24}$$

$$T_5 = 5 \text{ jam, maka } R_5 = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,2 R_{24}$$

Dengan presentase intensitas curah hujan jam-jaman, sebagai berikut :

$$\begin{aligned} 1 \text{ jam, } R_1 &= (1.0,58R_{24}) - \{(1-1)R_0\} \\ &= 0,58 R_{24} - 0 \\ &= 58 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ jam, } R_2 &= (2.0,37R_{24}) - \{(2-1)R_0\} \\ &= 0,74 R_{24} - 0,58 \\ &= 16 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3 \text{ jam, } R_3 &= (3.0,28R_{24}) - \{(3-1)R_0\} \\ &= 0,84 R_{24} - 0,74 \\ &= 10 \% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 4 \text{ jam, } R_4 &= (4.0,23R_{24}) - \{(4-1)R_0\} \\
 &= 0,92 R_{24} - 0,84 \\
 &= 8.2 \%
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 5 \text{ jam, } R_5 &= (5.0,2R_{24}) - \{(5-1)R_0\} \\
 &= 1 R_{24} - 0,92 \\
 &= 7.8 \%
 \end{aligned}$$

Perhitungan curah hujan jam-jaman di mana curah hujan rancangan menggunakan hasil perhitungan metode Log Pearson type III :

Contoh perhitungan Curah hujan jam-jaman untuk Rn2 :

- Dengan :
1. Curah hujan rancangan 5 tahun = 168.67
  2. Koefisien pengaliran = 0,71

$$\begin{aligned}
 R_n 5 &= 168.67 * 0.71 * 58\% \\
 &= 70.04
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan selanjutnya dapat di lihat pada table 4.14 di bawah:

**Table 4.13**  
**Table Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman**

Jam	Ratio (%)	Rn 5 (Tahun)	Rn 20 (Tahun)	Rn 50 (Tahun)	Rn 100 (Tahun)
1	58	70.04	90.36	90.09	123.52
2	16	18.78	24.23	24.16	33.12
3	10	12.39	15.98	15.93	21.85
4	8.2	10.17	13.12	13.08	17.93
5	8	9.58	12.36	12.32	16.90

*Sumber : Hasil Perhitungan*

#### 4.1.4.3 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan.

Diketahui :

- a. Luas DAS = 12.44 km<sup>2</sup>
- b. Panjang Alur Sungai Utama (L) = 5.58 km
- c. Koefisien Pengaliran = 0.71
- d. Curah Hujan Satuan (Ro) = 1 mm

Dilakukan perhitungan sebagai berikut :

Mencari tegang waktu anrata debit puncak (tg) karena (L) < 15 km maka:

- $$\begin{aligned} T_g &= 0.4 + 0.058 * L^{0.7} \\ &= 0.4 + 0.058 * 5.58^{0.7} \\ &= 0.700 \text{ jam} \end{aligned}$$
- $$\begin{aligned} tr &: 0.5 * T_g \text{ sampai } 1 * tg, \text{ jadi } tr \text{ diambil } 0.6 * tg \\ tr &= 0.6 * 0.700 \\ &= 0.42 \end{aligned}$$
- Mencari tegangan waktu permulaan hujan sampai puncak banjir (Tp)  
$$\begin{aligned} T_p &= T_g + 0.8 * tr \\ &= 0.700 + 0.8 * 0.42 \\ &= 1 \text{ jam} \end{aligned}$$
- Para meter  $\alpha$  antara 0.5 sampai dengan 3 dengan interval 0.5

$$\alpha = \frac{0.47 * (A * L)^{0.25}}{Tg} = \frac{0.47 * (12.44 * 5.58)^{0.25}}{0.700} = 1.94$$

- Mencari penurunan debit dari puncak sungai 30 % ( $T_{0.3}$ )

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha * Tg \\ &= 1.94 * 0.700 \\ &= 1.357 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Mencari puncak debit ( $Q_p$ )

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A * R_o * C}{3.6 * (0.3 * T_p + T_{0.3})} = \frac{12.44 * 1 * 0.71}{3.6 * (0.3 * 1 + 1.357)} \\ &= 1.472 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Menentukan banjir rancangan dengan cara sebagai berikut :

- Untuk menentukan lengkung naik dengan  $0 < t < T_p$  atau  $0 < t < 1$ )

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \\ &= 1.472 * \left( \frac{1}{1} \right)^{2.4} \\ &= 1.353 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan  $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$  atau  $(1 < t < 2.373)$

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= Q_p * 0.3^{\frac{t - T_p}{T_{0.3}}} \\ &= 1.472 * 0.3^{\frac{2 - 1}{1.357}} = 0.0436 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan  $(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$  atau  $(2.373 < t < 3.059)$

$$\begin{aligned}
 Qd2 &= Q_p * 0.3 \wedge \left\{ \frac{(t - T_p + 0.5 * T_{0.3})}{(1.5 * T_{0.3})} \right\} \\
 &= 1.472 * 0.3 \wedge \left\{ \frac{(3 - 1 + 0.5 * 1.357)}{(1.5 * 1.357)} \right\} \\
 &= 0.0027 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

- Untuk menentukan lengkung turun dengan  $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5 * T_{0.3})$  atau  $t > 3.059$

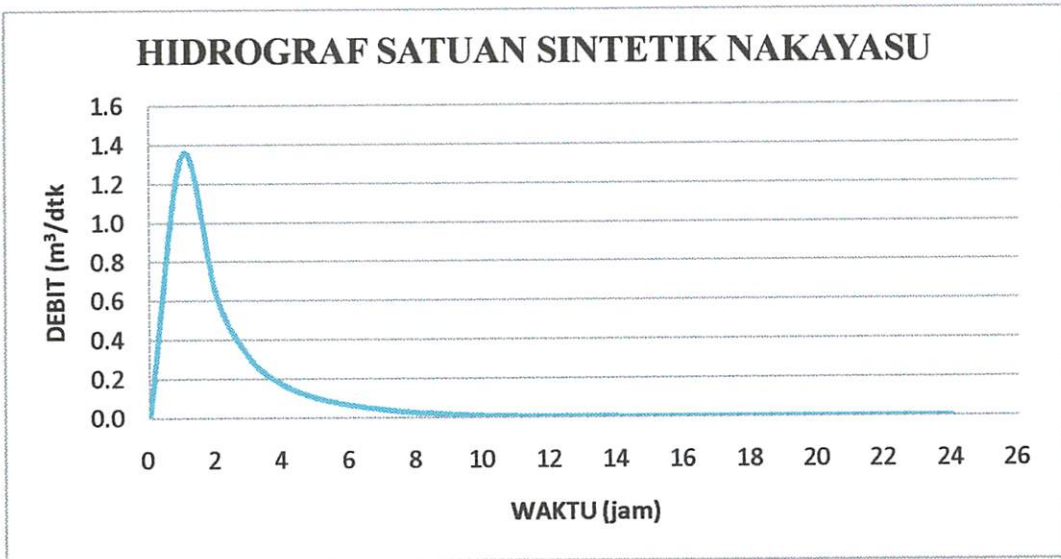
$$\begin{aligned}
 Qd3 &= Q_p * 0.3 \wedge \left\{ \frac{(t - T_p + 1.5 * T_{0.3})}{(2.0 * T_{0.3})} \right\} \\
 &= 1.472 * 0.3 \wedge \left\{ \frac{(10 - 1 + 1.5 * 1.357)}{(2.0 * 1.357)} \right\} \\
 &= 0.000321 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table 4.15 di bawah ini :

**Tabel 4.14**  
**Tabel Hidrograf Satuan Sintetik Nakyasu**

Parameter	Unit	Jam	Nilai
Tg	Jam		0.70
$\alpha$			1.94
Tr	Jam		0.42
Tp	Jam		1.0
T <sub>0.3</sub>	Jam		1.357
0.5 * T <sub>0.3</sub>	Jam		0.678
1.5 * T <sub>0.3</sub>	Jam		2.035
2.0 * T <sub>0.3</sub>	Jam		2.713
(Tp + T <sub>0.3</sub> )	Jam		2.392
(Tp + T <sub>0.3</sub> + 1.5 * T <sub>0.3</sub> )	Jam		4.427
Qp	Jam		1.472
Keterangan		0	-
Bagian Lengkung Naik		1	1.35354
Interval :		2	0.62518
0 ≤ t ≤ Tp		3	0.30810
0 ≤ t ≤ 1		4	0.17050
Qa = Qp * (t/Tp) <sup>2.4</sup>		5	0.10271
		6	0.06590
Bagian Lengkung Turun		7	0.04228
Interval :		8	0.02713
Tp ≤ t ≤ (Tp + T <sub>0.3</sub> )		9	0.01741
1 ≤ t ≤ 2.373		10	0.01117
Qd1 = Qp * (0.3) <sup>(t-Tp)/(T0.3)</sup>		11	0.00717
		12	0.00460
Interval :		13	0.00295
(Tp + T <sub>0.3</sub> ) ≤ t ≤ (Tp + T <sub>0.3</sub> + 1.5 * T <sub>0.3</sub> )		14	0.00189
2.373 ≤ t ≤ 3.059		15	0.00121
Qd2 = Qp * 0.3 <sup>(t-Tp+0.5*T0.3)/(1.5*T0.3)</sup>		16	0.00078
		17	0.00050
Interval :		18	0.00032
t ≥ (Tp + T <sub>0.3</sub> + 1.5 * T <sub>0.3</sub> )		19	0.00021
t ≥ 3.059		20	0.00013
Qd3 = Qp * 0.3 <sup>(t-Tp+0.5*T0.3)/(2*T0.3)</sup>		21	0.00008
		22	0.00005
		23	0.00003
		24	0.00002

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Hidrograf Satuan Sinetik Nakayasu

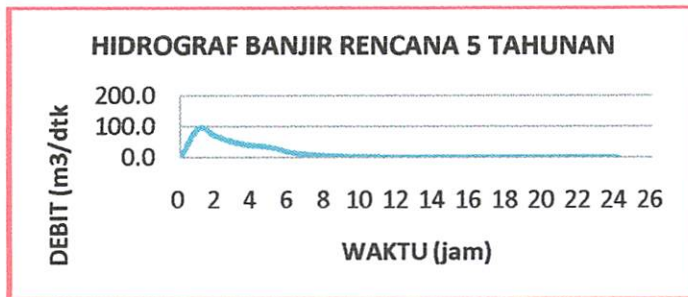
Berdasarkan perhitungan maka akan dilanjutkan dengan analisa Ordinat banjir rancangan periode 5 tahun, 20 tahun, 50 tahun dan 100 tahun sebagai berikut:



**Tabel 4.15**  
**Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan**

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG5 TAHUN								
t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	CURAH HUJAN JAM-JAMAN					Base Flow (Qf)	Q banjir (m <sup>3</sup> /dt)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		70.04	18.78	12.39	10.17	9.58		
0	-	-					0.7980	0.7980
1	1.3535	94.7961	-				0.7980	95.5941
2	0.6252	43.7850	25.4182	-			0.7980	70.0011
3	0.3081	21.5777	11.7403	16.7663	-		0.7980	50.8823
4	0.1705	11.9414	5.7857	7.7441	13.7598	-	0.7980	40.0290
5	0.1027	7.1930	3.2019	3.8164	6.3555	12.9679	0.7980	34.3327
6	0.0659	4.6153	1.9287	2.1120	3.1320	5.9897	0.7980	18.5758
7	0.0423	2.9613	1.2375	1.2722	1.7333	2.9518	0.7980	10.9542
8	0.0271	1.9001	0.7940	0.8163	1.0441	1.6336	0.7980	6.9861
9	0.0174	1.2192	0.5095	0.5238	0.6699	0.9840	0.7980	4.7043
10	0.0112	0.7823	0.3269	0.3361	0.4298	0.6314	0.7980	3.3044
11	0.0072	0.5019	0.2098	0.2156	0.2758	0.4051	0.7980	2.4062
12	0.0046	0.3221	0.1346	0.1384	0.1770	0.2599	0.7980	1.8299
13	0.0030	0.2066	0.0864	0.0888	0.1135	0.1668	0.7980	1.4601
14	0.0019	0.1326	0.0554	0.0570	0.0729	0.1070	0.7980	1.2228
15	0.0012	0.0851	0.0356	0.0365	0.0467	0.0687	0.7980	1.0706
16	0.0008	0.0546	0.0228	0.0235	0.0300	0.0441	0.7980	0.9729
17	0.0005	0.0350	0.0146	0.0150	0.0192	0.0283	0.7980	0.9102
18	0.0003	0.0225	0.0094	0.0097	0.0123	0.0181	0.7980	0.8700
19	0.0002	0.0144	0.0060	0.0062	0.0079	0.0116	0.7980	0.8442
20	0.0001	0.0093	0.0039	0.0040	0.0051	0.0075	0.7980	0.8276
21	0.0001	0.0059	0.0025	0.0026	0.0033	0.0048	0.7980	0.8170
22	0.0001	0.0038	0.0016	0.0016	0.0021	0.0031	0.7980	0.8102
23	0.0000	0.0024	0.0010	0.0010	0.0013	0.0020	0.7980	0.8058
24	0.0000	0.0016	0.0007	0.0007	0.0009	0.0013	0.7980	0.8030

Sumber : Hasil Perhitungan

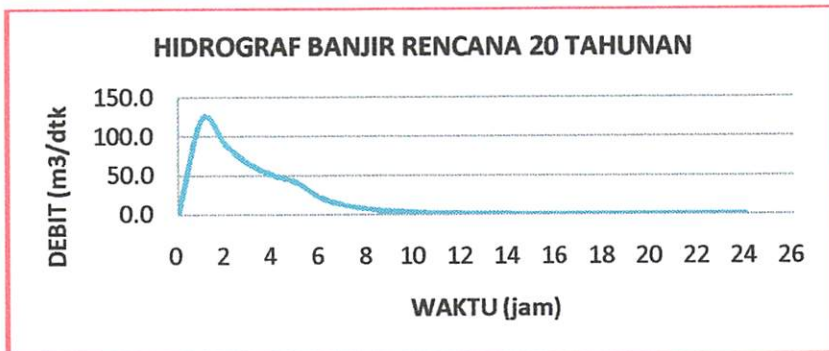


Gambar 4.3 Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan

**Tabel 4.16**  
**Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan**

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 20 TAHUN								
t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	CURAH HUJAN JAM-JAMAN					Base Flow (Qf)	Q banjir (m <sup>3</sup> /dt)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		90.36	24.23	15.98	13.12	12.36		
0	-	-					0.7980	0.7980
1	1.3535	122.3094	-				0.7980	123.1074
2	0.6252	56.4930	32.7954	-			0.7980	90.0864
3	0.3081	27.8403	15.1477	21.6325	-		0.7980	65.4186
4	0.1705	15.4072	7.4650	9.9918	17.7534	-	0.7980	51.4153
5	0.1027	9.2807	4.1312	4.9240	8.2000	16.7317	0.7980	44.0657
6	0.0659	5.9548	2.4885	2.7250	4.0411	7.7281	0.7980	23.7355
7	0.0423	3.8208	1.5967	1.6415	2.2364	3.8085	0.7980	13.9018
8	0.0271	2.4516	1.0245	1.0532	1.3471	2.1077	0.7980	8.7821
9	0.0174	1.5730	0.6574	0.6758	0.8644	1.2696	0.7980	5.8381
10	0.0112	1.0093	0.4218	0.4336	0.5546	0.8146	0.7980	4.0319
11	0.0072	0.6476	0.2706	0.2782	0.3558	0.5227	0.7980	2.8730
12	0.0046	0.4155	0.1736	0.1785	0.2283	0.3354	0.7980	2.1294
13	0.0030	0.2666	0.1114	0.1145	0.1465	0.2152	0.7980	1.6523
14	0.0019	0.1711	0.0715	0.0735	0.0940	0.1381	0.7980	1.3461
15	0.0012	0.1098	0.0459	0.0472	0.0603	0.0886	0.7980	1.1497
16	0.0008	0.0704	0.0294	0.0303	0.0387	0.0568	0.7980	1.0237
17	0.0005	0.0452	0.0189	0.0194	0.0248	0.0365	0.7980	0.9428
18	0.0003	0.0290	0.0121	0.0125	0.0159	0.0234	0.7980	0.8909
19	0.0002	0.0186	0.0078	0.0080	0.0102	0.0150	0.7980	0.8576
20	0.0001	0.0119	0.0050	0.0051	0.0066	0.0096	0.7980	0.8362
21	0.0001	0.0077	0.0032	0.0033	0.0042	0.0062	0.7980	0.8225
22	0.0001	0.0049	0.0021	0.0021	0.0027	0.0040	0.7980	0.8137
23	0.0000	0.0032	0.0013	0.0014	0.0017	0.0025	0.7980	0.8081
24	0.0000	0.0020	0.0008	0.0009	0.0011	0.0016	0.7980	0.8045

Sumber : Hasil Perhitungan



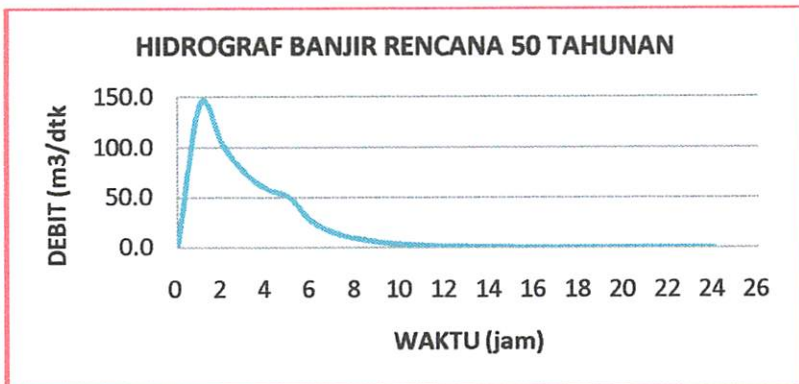
Gambar 4.4 Hidrograf Banjir Rencana 20 Tahunan



**Tabel 4.17**  
**Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan**

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 50 TAHUN								
t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	CURAH HUJAN JAM-JAMAN					Base Flow (Qf)	Q banjir (m <sup>3</sup> /dt)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		90.09	24.16	15.93	13.08	12.32		
0	-	-					0.7980	0.7980
1	1.3535	121.9375	-				0.7980	122.7355
2	0.6252	56.3212	32.6957	-			0.7980	89.8149
3	0.3081	27.7556	15.1017	21.5668	-		0.7980	65.2221
4	0.1705	15.3604	7.4423	9.9614	17.6994	-	0.7980	51.2614
5	0.1027	9.2525	4.1187	4.9091	8.1751	16.6808	0.7980	43.9341
6	0.0659	5.9367	2.4809	2.7167	4.0288	7.7046	0.7980	23.6658
7	0.0423	3.8092	1.5918	1.6365	2.2296	3.7969	0.7980	13.8620
8	0.0271	2.4441	1.0214	1.0500	1.3430	2.1013	0.7980	8.7578
9	0.0174	1.5682	0.6554	0.6737	0.8617	1.2657	0.7980	5.8228
10	0.0112	1.0062	0.4205	0.4323	0.5529	0.8121	0.7980	4.0221
11	0.0072	0.6456	0.2698	0.2774	0.3548	0.5211	0.7980	2.8667
12	0.0046	0.4143	0.1731	0.1780	0.2276	0.3344	0.7980	2.1253
13	0.0030	0.2658	0.1111	0.1142	0.1461	0.2145	0.7980	1.6497
14	0.0019	0.1705	0.0713	0.0733	0.0937	0.1377	0.7980	1.3445
15	0.0012	0.1094	0.0457	0.0470	0.0601	0.0883	0.7980	1.1486
16	0.0008	0.0702	0.0293	0.0302	0.0386	0.0567	0.7980	1.0230
17	0.0005	0.0451	0.0188	0.0194	0.0248	0.0364	0.7980	0.9423
18	0.0003	0.0289	0.0121	0.0124	0.0159	0.0233	0.7980	0.8906
19	0.0002	0.0185	0.0078	0.0080	0.0102	0.0150	0.7980	0.8574
20	0.0001	0.0119	0.0050	0.0051	0.0065	0.0096	0.7980	0.8361
21	0.0001	0.0076	0.0032	0.0033	0.0042	0.0062	0.7980	0.8225
22	0.0001	0.0049	0.0020	0.0021	0.0027	0.0040	0.7980	0.8137
23	0.0000	0.0031	0.0013	0.0014	0.0017	0.0025	0.7980	0.8081
24	0.0000	0.0020	0.0008	0.0009	0.0011	0.0016	0.7980	0.8045

Sumber : Hasil Perhitungan

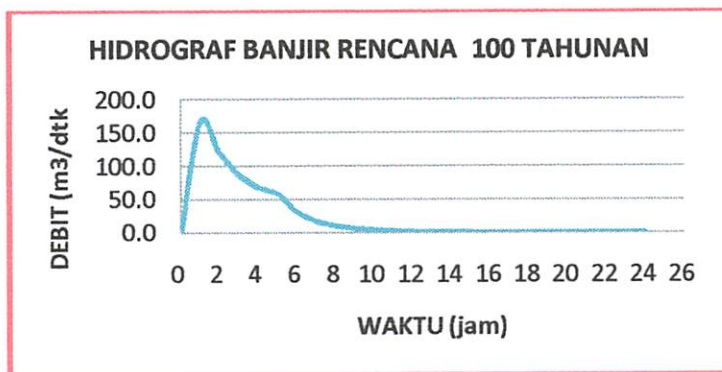


Gambar 4.5 Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan

**Tabel 4.18**  
**Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan**

ORDINAT BANJIR RANCANGAN KALA ULANG 100 TAHUN								
t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	CURAH HUJAN JAM-JAMAN					Base Flow (Qf)	Q banjir (m <sup>3</sup> /dt)
		R1	R2	R3	R4	R5		
		123.52	33.12	21.85	17.93	16.90		
0	-	-					0.7980	0.7980
1	1.3535	167.1942	-				0.7980	167.9922
2	0.6252	77.2247	44.8306	-			0.7980	122.8533
3	0.3081	38.0570	20.7066	29.5712	-		0.7980	89.1329
4	0.1705	21.0613	10.2044	13.6585	24.2685	-	0.7980	69.9907
5	0.1027	12.6865	5.6473	6.7310	11.2093	22.8718	0.7980	59.9440
6	0.0659	8.1401	3.4017	3.7251	5.5240	10.5642	0.7980	32.1531
7	0.0423	5.2230	2.1826	2.2438	3.0571	5.2061	0.7980	18.7107
8	0.0271	3.3512	1.4005	1.4397	1.8415	2.8811	0.7980	11.7120
9	0.0174	2.1503	0.8986	0.9238	1.1815	1.7355	0.7980	7.6877
10	0.0112	1.3797	0.5766	0.5927	0.7581	1.1136	0.7980	5.2186
11	0.0072	0.8853	0.3699	0.3803	0.4864	0.7145	0.7980	3.6344
12	0.0046	0.5680	0.2374	0.2440	0.3121	0.4584	0.7980	2.6180
13	0.0030	0.3645	0.1523	0.1566	0.2003	0.2942	0.7980	1.9657
14	0.0019	0.2338	0.0977	0.1005	0.1285	0.1887	0.7980	1.5473
15	0.0012	0.1500	0.0627	0.0645	0.0824	0.1211	0.7980	1.2788
16	0.0008	0.0963	0.0402	0.0414	0.0529	0.0777	0.7980	1.1065
17	0.0005	0.0618	0.0258	0.0265	0.0339	0.0499	0.7980	0.9959
18	0.0003	0.0396	0.0166	0.0170	0.0218	0.0320	0.7980	0.9250
19	0.0002	0.0254	0.0106	0.0109	0.0140	0.0205	0.7980	0.8795
20	0.0001	0.0163	0.0068	0.0070	0.0090	0.0132	0.7980	0.8503
21	0.0001	0.0105	0.0044	0.0045	0.0058	0.0085	0.7980	0.8315
22	0.0001	0.0067	0.0028	0.0029	0.0037	0.0054	0.7980	0.8195
23	0.0000	0.0043	0.0018	0.0019	0.0024	0.0035	0.7980	0.8118
24	0.0000	0.0028	0.0012	0.0012	0.0015	0.0022	0.7980	0.8069

Sumber : Hasil Perhitungan



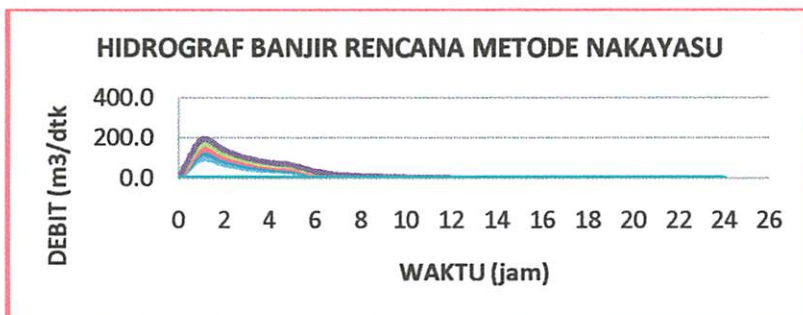
Gambar 4.5 Hidrograf Banjir Rencana 100 Tahunan



**Tabel 4.19**  
**Rekapitulasi Hidrograf Banjir Rencana , 5, 20, 50, 100 Tahunan**

t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Qr 5 th	Qr 20 th	Qr 50 th	Qr 100 th
0	-	0.80	0.80	0.80	0.80
1	1.3535	95.59409	123.10737	122.73554	167.99223
2	0.6252	70.00113	90.08639	89.81495	122.85328
3	0.3081	50.88227	65.41855	65.22210	89.13288
4	0.1705	40.02903	51.41530	51.26142	69.99074
5	0.1027	34.33269	44.06568	43.93414	59.94397
6	0.0659	18.57577	23.73552	23.66579	32.15309
7	0.0423	10.95416	13.90184	13.86200	18.71066
8	0.0271	6.98606	8.78206	8.75779	11.71204
9	0.0174	4.70432	5.83807	5.82275	7.68767
10	0.0112	3.30443	4.03188	4.02205	5.21865
11	0.0072	2.40621	2.87297	2.86666	3.63444
12	0.0046	1.82988	2.12937	2.12533	2.61796
13	0.0030	1.46009	1.65226	1.64966	1.96575
14	0.0019	1.22282	1.34612	1.34445	1.54727
15	0.0012	1.07058	1.14969	1.14862	1.27876
16	0.0008	0.97290	1.02366	1.02297	1.10647
17	0.0005	0.91022	0.94279	0.94235	0.99592
18	0.0003	0.87000	0.89090	0.89062	0.92500
19	0.0002	0.84420	0.85761	0.85743	0.87948
20	0.0001	0.82764	0.83625	0.83613	0.85028
21	0.0001	0.81702	0.82254	0.82247	0.83155
22	0.0001	0.81020	0.81375	0.81370	0.81952
23	0.0000	0.80583	0.80810	0.80807	0.81181
24	0.0000	0.80302	0.80448	0.80446	0.80686

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.7 Grafik Hidrograf Banjir Rencana Metode Nakayasu



Dari hasil perhitungan metode tersebut, dapat diketahui bahwa dipilihnya perhitungan debit banjir rancangan metode Nakayasu ini, karena metode Nakayasu selain memperhitungkan debit puncak juga memperhitungkan hidrograf banjir tiap jam. sehingga debit banjir rancangan yang digunakan sebagai perencanaan bangunan selanjutnya adalah *Metode Nakayasu*.

## 4.2 Analisa Kebutuhan air

### 4.2.1. Analisis Evapotranspirasi (Eto)

Evaporasi adalah proses penguapan dari permukaan tanah bebas, sedangkan transpirasi adalah penguapan yang berasal dari tanaman. Jika kedua proses tersebut terjadi secara bersamaan disebut evapotranspirasi. Besar nilai evaporasi dipengaruhi oleh iklim, sedangkan transpirasi dipengaruhi oleh iklim, jenis, varietas serta umur tanaman.

Dalam pekerjaan ini untuk perhitungan evapotranspirasi digunakan Metode Penman Modifikasi yang telah disesuaikan dengan keadaan daerah Indonesia. Berikut adalah contoh perhitungan untuk bulan januari 10 harian pertama dengan menggunakan metode Penman Modifikasi :

➤ Temperatur ( $T^{\circ}$ )

$$T_{\max} = 28.2^{\circ} \text{ C}$$

$$T_{\min} = 21.4^{\circ} \text{ C}$$

$$\begin{aligned} T_{\text{mean}} &= (T_{\max} + T_{\min}) / 2 \\ &= (28.2 + 21.4) / 2 = 24.1^{\circ} \text{ C} \end{aligned}$$

➤ Kelembapan Relatif (RH)

$$Rh_{\max} = 98.00 \%$$

$$Rh_{\min} = 52.00 \%$$

$$\begin{aligned} Rh_{\text{mean}} &= (98\% + 52\%)/2 \\ &= 78.00 \% \end{aligned}$$

➤ Kecepatan Angin

Kecepatan angin rata-rata 7.7 km/jam atau 184.8 km/hari, kecepatan angin siang (Uday) adalah 70% dan kecepatan angin malam adalah 30% dari kecepatan angin rata-rata.

➤ Lama Penyinaran Matahari

Pengukuran penyinaran matahari 1 hari bersinar 8 jam, maka lama penyinaran matahari adalah  $84.5\% * 8 = 6.8$  jam/hari

➤ Besar (ea - ed)

ea pada temperatur rata-rata  $24.1^\circ \text{C} = 29.9$  mbar (*interpolasi tabel 5 pada lampiran*)

$$\begin{aligned} ed &= (ea * Rh_{\text{mean}}) \\ &= 29.9 * 78\% \\ &= 23.39 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (ea - ed) &= 29.9 - 23.39 \\ &= 6.598 \end{aligned}$$

➤ Besar  $F(u)$

Faktor korelasi untuk tinggi alat pada 0.5 m

$$\begin{aligned}U &= 1.326 * \text{kecepatan angin dalam km/hari} \\ &= 1.326 * 184.8 \\ &= 245.05 \text{ km/hari}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F(u) &= 1.067 \text{ mbar (interpolasi tabel 7 pada lampiran untuk } U \\ &\quad 245.05 \text{ km/hari)}\end{aligned}$$

➤ Besar  $(1 - w)$  dan  $w$

Diketahui ketinggian tempat +600 m dari permukaan laut

$$\begin{aligned}(1 - w) &= 0.257 \text{ (interpolasi tabel 8 pada lampiran untuk } T_{\text{mean}} \\ &\quad 24.1^\circ \text{ C)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w &= 0.743 \text{ (interpolasi tabel 9 pada lampiran untuk } T_{\text{mean}} \\ &\quad 24.1^\circ \text{ C)}\end{aligned}$$

➤ Nilai  $R_n$

Data lokasi proyek pada garis lintang  $07^\circ 45' 48''$  LS dengan ketinggian +600 m diatas permukaan laut.

$$R_a = 15.95 \text{ mm/hari (Interpolasi tabel 10 pada lampiran)}$$

$$N = 12.42 \text{ mm/hari (Interpolasi tabel 11 pada lampiran)}$$

$$n/N = 6.8 / 12.42 = 0.544$$

$$R_s = (0.25 + (0.5 * 0.544)) * 15.95 = 8.328 \text{ mm/hari}$$



$$R_{ns} = 0.388 * 15.95 = 6.184 \text{ mm/hari}$$

$$F(T) = 15.43 \text{ (interpolasi tabel 13 pada lampiran untuk } T_{mean} \text{ } 24.1^\circ \text{ C)}$$

$$F(ed) = 0.123 \text{ (interpolasi tabel 14 pada lampiran untuk ed 23.39)}$$

$$F(n/N) = 0.5943 \text{ (interpolasi tabel 15 pada lampiran untuk } n/N \text{ 0.54)}$$

$$R_{n1} = 15.43 * 0.123 * 0.5943 = 1.1279 \text{ mm/hari}$$

$$R_n = 6.184 / 1.1279 = 5.4829 \text{ mm/hari}$$

➤ Faktor C = 1.087 (interpolasi tabel 16 pada lampiran untuk Rs 8.328)

➤ Nilai Evapotranspirasi (Eto)

$$\begin{aligned} E_{to} &= c * (w * R_n * (1-w) + F(u) * (ea-ed)) \\ &= 1.087 * (0.743 * 5.4829 * 0.257 * 1.067 * 6.598) \\ &= 6.396 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

#### 4.2.2. Debit Andalan Metode F. J. Mock

Metode F. J. Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah. Adapun persamaan yang digunakan untuk menghitung debit andalan ialah persamaan 2.38 – 2.42 dan hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.23 untuk data hujan tahun 2003 berikut ini :

Parameter yang digunakan :

- m = 10% - 40% untuk lahan yg tererosi(diambil 20%)

- Kapasitas kelembaban tanah SMC = 200 mm
- DAS = 12.44 km<sup>2</sup>
- Koefisien infiltrasi (i) = 0-1.0 (diambil 0.65)
- Faktor resesi aliran air tanah (k) = 0.75
- Tampunguan air tanah awal ( $V_{n-1}$ ) = 75 mm

### 4.2.3. Kebutuhan air irigasi

Penentuan jumlah air irigasi di perkirakan sebagai berikut :

a. Penggunaan konsumtif (ETc)

Perhitungan penggunaan konsumtif air menggunakan persamaan 4.49 di mana koefisien tanaman padi dan palawija di ambil dari table 2.2 berikut contoh perhitungannya :

$$\begin{aligned} \text{ETc} &= Kc * \text{Eto} \\ &= 1.18 * 6.396 \\ &= 7.55 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

b. Penentuan kebutuhan air untuk pengolahan tanah dan persemaian.

Berdasarkan pengalaman maka dikemukakan beberapa asumsi-asumsi sebagai berikut (*Poedjiraharjo*):

- Padi musim hujan                    200 mm
- Padi musim kemarau                150 mm
- Palawija (bila diperlukan)       75 mm

Dalam studi ini di ambil kebtuhan air untuk pengolahan tanah dan persemaian 200 mm untuk padi dan 75 mm untuk palawija

c. Perkolasi Lahan

Perkolasi lahan adalah perjalanan air kebawah dari daerah tidak jenuh (*Soemarto*, 1987 : 80). Melihat tekstur tanah yang ada di lokasi adalah tanah sedang maka angka perkolasi di ambil dari table 2.3 dengan angka perkolasi untuk padi 2 mm/hari dan palawija 4 mm/hari.

**d. Curah hujan efektif**

Untuk perencanaan kebutuhan air irigasi, curah hujan yang dipakai adalah hujan efektif, yaitu bagian hujan yang secara efektif tersedia untuk memenuhi kebutuhan air tanaman. Perhitungan menggunakan persamaan 2.50 dan 2.52, adapun contoh perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} R_{e\text{padi}} &= \frac{0,70 * 34.1}{10} \\ &= 2.39 \text{ mm/hari} \end{aligned}$$

**e. Penentuan Efisiensi Irigasi**

Efisiensi irigasi secara keseluruhan adalah 64% diambil dari table 2.4. table efisiensi irigasi.

**f. Perhitungan kebutuhan air disawah, dihitung dengan persamaan 2.52 dan 2.53, adapun contoh perhitungannya sebagai berikut**

- Untuk tanaman padi

$$\text{NWR} = 1.22 + 200 + 2 + 2.39$$

$$= 205.83 \text{ mm/hari}$$

$$= 2.38 \text{ lt/det/hari}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table perhitungan kebutuhan air irigasi pada lampiran:

**g. Pola Tata Tanam**

Secara umum pola tata tanam untuk bulan januari dapat dilihat pada tabel 4.21 :

## BAB V

### PERENCANAAN TEKNIS BENDUNGAN

#### 5.1 Lengkung Kapasitas Tampungan Efektif Bendungan

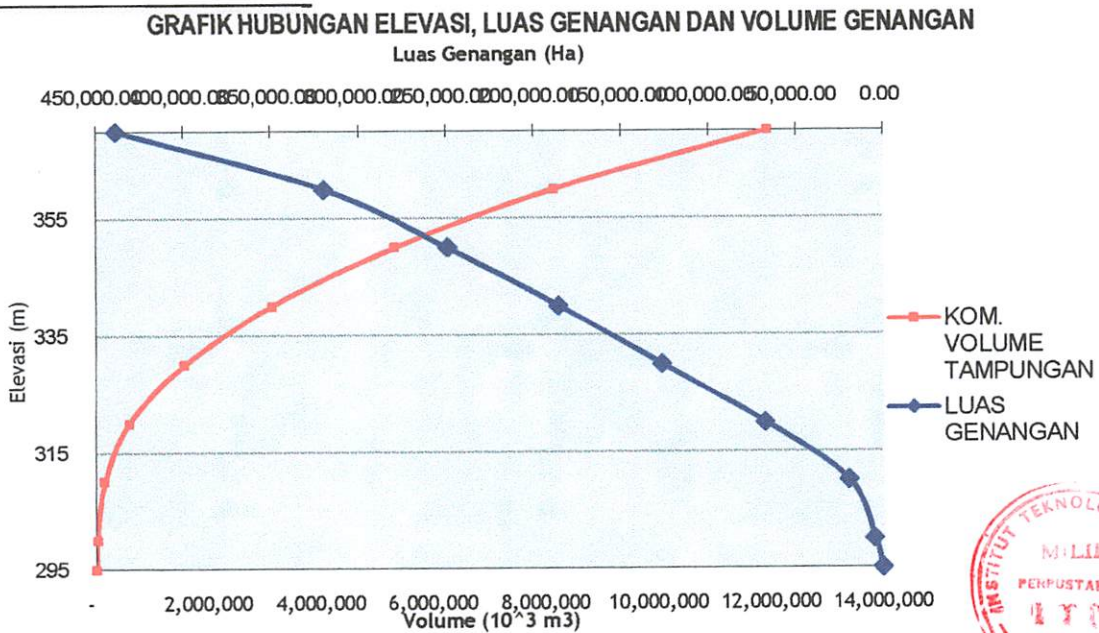
Dalam kapasitas tampungan tidak harus terpaku pada suatu desa atau lokasi bendungan namun juga harus memperhitungkan debit/volume air ( $V_h$ ) yang datang serta kemampuan topografi untuk menampung air ( $V_p$ ) apabila air yang tersedia atau kemampuan topografi kecil maka bendungan harus didesain dengan kapasitas yang lebih kecil dari pada keperluan maksimum. Berdasarkan pengukuran pada peta topografi luas permukaan genangan, dan volume tampungan Bendungan Kampak dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

**Tabel 5.1**

Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan Bendungan Kampak

Elevasi (m)	Luas Genangan (m <sup>2</sup> )	Volume Genangan (m <sup>3</sup> )	Kom. Volume Genangan (m <sup>3</sup> )
295.00	950	-	-
300.00	5,450	16,001	16,001
310.00	20,106	127,782	143,783
320.00	67,929	440,174	583,957
330.00	126,705	973,167	1,557,124
340.00	185,806	1,562,556	3,119,680
350.00	249,123	2,174,649	5,294,329
360.00	319,912.85	2,845,181	8,139,510
370.00	438,801.51	3,793,572	11,933,082

*Sumber : Hasil Pengukuran*



**Gambar 5.1 Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan**

Dari gambar 5.1 Hubungan elevasi, Luas genangan, dan Volume genangan didapatkan elevasi muka air normal adalah  $\pm 344.32 \text{ m}$  dengan volume tampungan  $6.275.183.00 \text{ m}^3$  dengan luas genangan  $236.295.00 \text{ m}^2$  atau  $236.3 \text{ ha}$ .

Dalam menentukan dimensi bangunan bendungan didasarkan pada topografi, debit yang tersedia dan debit kebutuhan dan pertimbangan debit andalan yang cukup dan tinggi yang cukup untuk mampu menampung air pada musim hujan. Namun dalam perencanaan ini dipertimbangkan berdasarkan kelayakan ekonomis bangunan, yaitu antara biaya dan manfaat yang diperoleh sesuai kebutuhan.

**5.2 Analis Tampungan Efektif**

Tampungan air secara optimal pada musim hujan dan kemudian dioperasikan selama musim kemarau untuk melayani kebutuhan air irigasi.

Daya tampung potensi topografi untuk menampung air yaitu volume maksimum kolam tampungan yang terbentuk karena dibangun suatu bendungan.

**Tabel 5.2**  
Analisa Tampunga Efektif Bendungan Kampak

Bulan	Debit Andalan	Vol. m3/det	Kum. m3/det	Keb. Air Irigasi	Vol. m3/det	Kum. m3/det	Keb. Air List.	Vol. m3/det	Kum. m3/det	Kum. (Irigasi+ listrik)m3/det	Δ Volume m3/det
Jan	1.313	3516.534	3516.534	0.815	2184.167	2184.167	0.5	1339.2	1339.2	3523.367	-6.834
	0.588	1575.714	5092.248	0.819	2193.924	4378.091	0.5	1339.2	2678.4	7056.491	-1964.244
	1.375	3683.721	8775.969	0.834	2233.350	6611.441	0.5	1339.2	4017.6	10629.041	-1853.072
Feb	1.492	3996.063	12772.032	0.847	2267.842	8879.283	0.5	1339.2	5356.8	14236.083	-1464.051
	1.276	3416.807	16188.839	0.793	2124.706	11003.989	0.5	1339.2	6696	17699.989	-1511.150
	0.932	2496.985	18685.824	0.821	2199.038	13203.027	0.5	1339.2	8035.2	21238.227	-2552.402
Mar	1.377	3688.140	22373.965	0.818	2190.565	15393.592	0.5	1339.2	9374.4	24767.992	-2394.028
	0.983	2632.095	25006.060	0.818	2190.565	17584.158	0.5	1339.2	10713.6	28297.758	-3291.698
	1.009	2703.244	27709.304	0.818	2189.831	19773.989	0.5	1339.2	12052.8	31826.789	-4117.485
Apr	0.868	2324.029	30033.332	0.809	2166.193	21940.182	0.5	1339.2	13392	35332.182	-5298.850
	1.664	4457.997	34491.330	0.809	2166.193	24106.375	0.5	1339.2	14731.2	38837.575	-4346.245
	0.779	2085.960	36577.290	0.807	2160.678	26267.053	0.5	1339.2	16070.4	42337.453	-5760.163
Mei	0.548	1467.831	38045.121	0.802	2148.589	28415.643	0.5	1339.2	17409.6	45825.243	-7780.122
	0.760	2035.548	40080.669	0.800	2141.922	30557.564	0.5	1339.2	18748.8	49306.364	-9225.695
	0.856	2292.835	42373.503	0.798	2136.250	32693.814	0.5	1339.2	20088	52781.814	-10408.311
Jun	1.017	2722.848	45096.352	0.602	1611.733	34305.548	0.5	1339.2	21427.2	55732.748	-10636.396
	0.736	1970.021	47066.373	0.585	1566.562	35872.109	0.5	1339.2	22766.4	58638.509	-11572.136
	0.882	2361.794	49428.167	0.585	1566.489	37438.599	0.5	1339.2	24105.6	61544.199	-12116.032
Jul	0.444	1189.188	50617.354	0.585	1566.489	39005.088	0.5	1339.2	25444.8	64449.888	-13832.533
	0.859	2300.528	52917.882	0.609	1631.057	40636.145	0.5	1339.2	26784	67420.145	-14502.262
	0.589	1576.659	54494.541	0.611	1636.649	42272.794	0.5	1339.2	28123.2	70395.994	-15901.453
Agt	0.798	2137.363	56631.904	0.615	1647.136	43919.930	0.5	1339.2	29462.4	73382.330	-16750.425
	0.798	2137.363	58769.268	0.615	1647.136	45567.066	0.5	1339.2	30801.6	76368.666	-17599.398
	0.798	2137.363	60906.631	0.614	1643.950	47211.016	0.5	1339.2	32140.8	79351.816	-18445.185
Sep	0.497	1331.965	62238.596	0.614	1643.950	48854.965	0.5	1339.2	33480	82334.965	-20096.370
	1.220	3267.011	65505.607	0.611	1636.966	50491.931	0.5	1339.2	34819.2	85311.131	-19805.524
	0.628	1680.930	67186.538	0.616	1649.799	52141.730	0.5	1339.2	36158.4	88300.130	-21113.593
Okt	1.285	3440.633	70627.170	0.616	1649.799	53791.529	0.5	1339.2	37497.6	91289.129	-20661.959
	0.698	1869.142	72496.313	0.777	2081.926	55873.456	0.5	1339.2	38836.8	94710.256	-22213.943
	1.216	3255.655	75751.967	0.821	2198.130	58071.585	0.5	1339.2	40176	98247.585	-22495.618
Nov	1.189	3184.712	78936.679	0.809	2167.462	60239.048	0.5	1339.2	41515.2	101754.248	-22817.568
	1.362	3648.104	82584.784	0.813	2176.678	62415.725	0.5	1339.2	42854.4	105270.125	-22685.341
	1.589	4257.003	86841.786	0.824	2207.836	64623.561	0.5	1339.2	44193.6	108817.161	-21975.374
Des	2.218	5939.706	92781.492	0.829	2219.266	66842.827	0.5	1339.2	45532.8	112375.627	-19594.135
	1.278	3422.334	96203.826	0.830	2222.672	69065.499	0.5	1339.2	46872	115937.499	-19733.673
	0.819	2194.207	98398.033	0.824	2208.024	71273.523	0.5	1339.2	48211.2	119484.723	-21086.690
Minimum											-22817.57
Maksimum											-6.83
Total Tampungan Efektif											22810.73

Sumber : Hasil Perhitungan



**Tabel 5.3**

Analisa Tampang Mati dan Elevasi Mercu Spillway

Elevasi	Luas Genangan	Luas Genangan Rata-rata	INT. Vol. Tampang	Total Vol Tampang	EI. Dead Storage	EI. Mercu Spillway
295.00	950.22					
300.00	5450.15	3200.19	16,001	16000.93		
310.00	20106.21	12778.18	127,782	143782.73		
320.00	67928.56	44017.39	440,174	583956.58		
330.00	126704.92	97316.74	973,167	1557123.98	<b>330.64</b>	<b>354.08</b>
340.00	185806.33	156255.63	1,562,556	3119680.23		
350.00	249123.41	217464.87	2,174,649	5294328.93		
360.00	319912.85	284518.13	2,845,181	8139510.23		
370	438801.51	379357.18	3,793,572	11933082		

*Sumber : Hasil Perhitungan*

Elevasi Dasar Sungai = ± 295.00

Rencana Umur Efektif Bendungan = 100 Tahun

Volume Dead Storage = 1.618973.00 m<sup>3</sup>

Elevasi Dead Storage = ± 330.64 m

Elevasi mercu Spillway = ± 354.08 m

*Keterangan :*

*Debit inflow (debit andalan)*

*Vol.Inflow* = inflow x detik x menit x jam x jumlah hari (bulan)

*Kum.Vol.inflow* = Kum.Vol Inflow + Vol.Inflow

*Outflow (Kebutuhan irigasi)*

*Vol.outflow* = outflow x detik x menit x jam x jumlah hari (bulan)

*Kum.Vol.outflow* = Kum.Vol.outflow + Vol.outflow

*Delta Volume* = Kum.Vol.inflow - Kum.Vol.outflow



### 5.3 Penelusuran banjir (Flood Routing)

Pelimpah yang direncanakan adalah pelimpah terbuka dengan ambang tetap agar dapat mengarahkan dan mengatur aliran serta debit air yang akan melintasi pelimpah memudahkan pelaksanaan dan juga untuk kestabilan bangunan.

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasikan dengan rumus-rumus hidrolika sebagai berikut (Suyono, 1989:181)

$$Q = C.L.H^{3/2}$$

Dimana :

$$C = 2,133 \text{ (koefisien limpasan, Suyono 1989)}$$

$$L = 12 \text{ m (lebar pelimpah)}$$

$$P = 3.00 \text{ m (tinggi Pelimpah)}$$

$$Q_{100 \times 1,2} = 201.59 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Dimana elevasi puncak pelimpah  $\pm 354.08$  m belum ada air yang melalui pelimpah maka diambil  $H = 0$  selanjutnya interval dipakai 20 cm.

$$H_d = (Q/C * L)^{(2/3)}$$

$$= (201.59/2,00 * 12)^{(2/3)}$$

$$= 3.94$$

$$a = \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (H_d/p)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (H_d/P)^{0,99}\}]}$$

$$= \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (3.94/12)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (3.94/12)^{0,99}\}]}$$

$$= 0,51$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 5.4

**Tabel 5.4**

Elevasi Muka Air Dan Kapasitas Spillway

Elev M.A	H	C	Leff	Q
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
354.08	0.00	1.600	12.00	0.00
354.28	0.20	1.641	11.95	1.75
354.48	0.40	1.680	11.90	5.06
354.68	0.60	1.717	11.86	9.46
354.88	0.80	1.752	11.81	14.80
355.08	1.00	1.786	11.76	21.00
355.28	1.20	1.818	11.71	27.98
355.48	1.40	1.848	11.66	35.71
355.68	1.60	1.878	11.62	44.14
355.88	1.80	1.906	11.57	53.23
356.08	2.00	1.932	11.52	62.97
356.28	2.20	1.958	11.47	73.31
356.48	2.40	1.983	11.42	84.23
356.68	2.60	2.007	11.38	95.71
356.88	2.80	2.030	11.33	107.73
357.08	3.00	2.052	11.28	120.26
357.28	3.20	2.073	11.23	133.29
357.48	3.40	2.093	11.18	146.78
357.68	3.60	2.113	11.14	160.74
357.88	3.80	2.132	11.09	175.13
358.08	4.00	2.151	11.04	189.94
358.28	4.20	2.168	10.99	205.15
358.48	4.40	2.185	10.94	220.75
358.68	4.60	2.202	10.90	236.72
358.88	4.80	2.218	10.85	253.05
359.08	5.00	2.234	10.80	269.71
359.28	5.20	2.249	10.75	286.71
359.48	5.40	2.263	10.70	304.01
359.68	5.60	2.278	10.66	321.62

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 5.5**

Parameter Debit dan Tampang Bendungan

Elev M.A	Qp	S	S/ $\Delta t$	Q/2	$\psi$	$\phi$
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
354.08	0.00	0	0	0	0	0
354.28	1.75	6201229.53	1722.564	0.877	1721.687	1723.441
354.48	5.06	6244722.50	1734.645	2.529	1732.116	1737.174
354.68	9.46	6288215.48	1746.727	4.730	1741.997	1751.456
354.88	14.80	6331708.45	1758.808	7.401	1751.407	1766.209
355.08	21.00	6375201.42	1770.889	10.499	1760.390	1781.388
355.28	27.98	6418694.40	1782.971	13.992	1768.979	1796.962
355.48	35.71	6462187.37	1795.052	17.855	1777.197	1812.907
355.68	44.14	6505680.35	1807.133	22.069	1785.064	1829.203
355.88	53.23	6549173.32	1819.215	26.617	1792.597	1845.832
356.08	62.97	6592666.29	1831.296	31.484	1799.813	1862.780
356.28	73.31	6636159.27	1843.378	36.654	1806.724	1880.031
356.48	84.23	6679652.24	1855.459	42.115	1813.343	1897.574
356.68	95.71	6723145.22	1867.540	47.856	1819.684	1915.397
356.88	107.73	6766638.19	1879.622	53.865	1825.757	1933.486
357.08	120.26	6810131.16	1891.703	60.130	1831.573	1951.833
357.28	133.29	6853624.14	1903.784	66.643	1837.142	1970.427
357.48	146.78	6897117.11	1915.866	73.392	1842.474	1989.258
357.68	160.74	6940610.09	1927.947	80.369	1847.579	2008.3158
357.88	175.13	6984103.06	1940.029	87.564	1852.465	2027.592
358.08	189.94	7027596.03	1952.110	94.969	1857.141	2047.079
358.28	205.15	7071089.01	1964.191	102.575	1861.616	2066.767
358.48	220.75	7114581.98	1976.273	110.375	1865.898	2086.648
358.68	236.72	7158074.96	1988.354	118.360	1869.994	2106.714
358.88	253.05	7201567.93	2000.436	126.523	1873.912	2126.959
359.08	269.71	7245060.90	2012.517	134.856	1877.660	2147.373
359.28	286.71	7288553.88	2024.598	143.353	1881.245	2167.952
359.48	304.01	7332046.85	2036.680	152.006	1884.673	2188.686

*Sumber : Hasil Perhitungan*



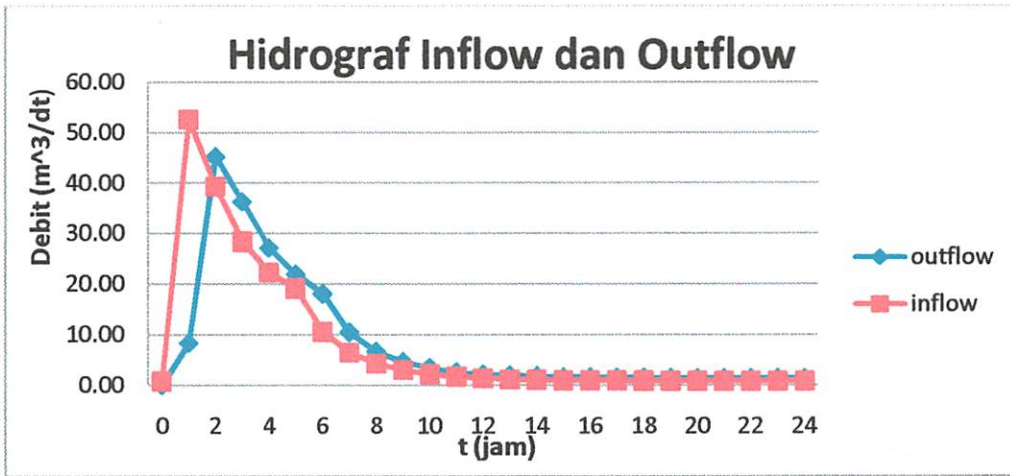
**Tabel 5.6**

**Penelusuran Banjir Melalui Bendungan**

t (jam)	Inflow (m <sup>3</sup> /dt)	(I <sub>1</sub> +I <sub>2</sub> )/2 (m <sup>3</sup> /dt)	ψ (m <sup>3</sup> /dt)	φ = ψ+(I <sub>1</sub> +I <sub>2</sub> )/2 (m <sup>3</sup> /dt)	Q (m <sup>3</sup> /dt)	Elev M.A
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
0	0.798				0.80	354.08
1	201.591	101.19	1,873.91	2,126.96	195.58	358.28
2	147.424	174.51	1,869.99	2,106.71	334.50	358.28
3	106.959	127.19	1,865.90	2,086.65	230.12	358.08
4	83.989	95.47	1,861.62	2,066.77	155.15	357.88
5	71.933	77.96	1,857.14	2,047.08	106.94	357.68
6	38.584	55.26	1,852.46	2,027.59	46.82	357.48
7	22.453	30.52	1,847.58	2,008.32	-18.81	357.28
8	14.054	18.25	1,842.47	1,989.26	-60.87	357.08
9	9.225	11.64	1,837.14	1,970.43	-92.92	356.88
10	6.262	7.74	1,831.57	1,951.83	-120.79	356.68
11	4.361	5.31	1,825.76	1,933.49	-146.91	356.48
12	3.142	3.75	1,819.68	1,915.40	-172.44	356.28
13	2.359	2.75	1,776.85	1,897.57	-197.94	356.08
14	1.857	2.11	1,780.95	1,880.03	-223.77	355.88
15	1.535	1.70	1,785.10	1,862.78	-250.15	355.68
16	1.328	1.43	1,789.26	1,845.83	-277.21	355.48
17	1.195	1.26	1,793.41	1,829.20	-305.00	355.28
18	1.110	1.15	1,797.52	1,812.91	-333.56	355.08
19	1.055	1.08	1,801.58	1,796.96	-362.90	354.88
20	1.020	1.04	1,805.59	1,781.39	-393.01	354.68
21	0.998	1.01	1,809.53	1,766.21	-423.88	354.48
22	0.983	0.99	1,813.41	1,751.46	-455.49	354.28
23	0.974	0.98	1,817.23	1,737.17	-487.81	354.08
24	0.968	0.97	1,820.97	1,737.17	-520.82	349.59

**Sumber : Hasil Perhitungan**





Gambar 5.2 Grafik Inflow dan Outflow

#### 5.4.1 Data Tanah Timbunan dan Pondasi (Geologi)

Kondisi geologi lokasi penyelidikan diketahui dengan pengamatan geologi permukaan dan bawah permukaan. Pengamatan geologi permukaan dilakukan melalui pemetaan geologi permukaan dengan cara mengamati karakteristik material (tanah/batuan). Sedangkan pengamatan geologi bawah permukaan dilakukan melalui pemboran inti dan sumuran uji.

Karakter tanah bahan timbunan diketahui dengan melakukan pengambilan sample terganggu (*Disturbed*) dari masing-masing sumur uji. Parameter yang diuji adalah kadar air asli, berat jenis, analisa besar butir, batas *atterberg*, komposisi standart, triaksial, konsolidasi dan permeabilitas.

Parameter bahan timbunan diperlukan terutama untuk analisa kemiringan lereng (*Slope Stability Analysis*) dan untuk analisa pemadatan saat pelaksanaan.

Untuk analisa pemadatan saat pelaksanaan, umumnya toleransi yang diperkenankan adalah sebesar  $\pm 3\%$  untuk kadar air optimum dan 95 % untuk berat isi maksimum. Untuk mencapai kadar air optimum dan berat isi maksimum di lapangan perlu dilakukan pengujian pemadatan (*Trialembankment*) sehingga dapat diketahui jenis dan bobot peralatan yang digunakan serta jumlah lintasan yang optimum.

Dari hasil pengujian laboratorium disimpulkan bahwa material tanah timbunan untuk Bendungan Kampak cukup baik (Tabel 5.7)

**Tabel 5.7**

**Material Tanah Timbunan**

No	MINERAL	LIQUID LIMIT LL (%)	PLASTIC LIMIT PL (%)	Bendungan Kampak	
				LL (%)	PL (%)
1	Montmorillonite	100 – 900	50 – 100	-	-
2	Illite	60 – 120	35 – 60	-	-
3	Kaolinite	30 – 110	25 – 50	101.83	47.97
4	Chlorite	44 – 47	36 – 40	-	-
<b>Rata-rata Bendungan</b>				101.83	47.97
<p><b>MATERIAL TANAH TIMBUNAN DALAM KATEGORI MINERAL KAOLINITE, YANG MERUPAKAN TANAH CUKUP BAIK UNTUK TIMBUNAN. (Atterberg limit values for the clay mineral – Mitchell 1976)</b></p>					

*Sumber : Data Hasil Laboratorium MEKTAN*

**Tabel 5.8****Ketersediaan Material Konstruksi**

No	Jenis Material	Volume Timbunan (M3)	Perkiraan Volume (M3)	Keterangan
1	Homogen Fill (Clay)	ZZ.zzz	Borrow Area : 25.000	Bendungan Kampak
2	Filter (Sand)	BB. bbb	DD. ddd	Material Filter didatangkan dari Sungai Tawing Ds. Karangrejo, Kec. Kampak
3	Rip Rap (Rock)	FF. fff	HH. hhh	Untuk keperluan gravel dan Riprap banyak terdapat di sungai setempat dengan volume yang mencukupi
4	Gravel	LL. lll	NN. nnn	

**Sumber : Data Hasil Laboratorium MEKTAN**

Jenis pondasi yang dipakai dilihat dari jenis lembah yang lebar area lokasi bendungan maka dipilih pondasi batu (*lihat tabel 2.5*). Peletakan galian pondasi sesuai dengan hasil pengeboran yang telah dilaksanakan pada rencana As Bendungan Kampak, pondasi Bendungan dapat diletakan pada kedalaman antara 2.00 – 3.00 meter pada lapisan Batu Tufan, warna abu-abu kekuningan dan sudah cukup keras, dengan SPT sekitar  $N_{spt} = > 50$ .

#### **5.4.2 Tipe Tubuh Bendungan**

Kondisi lapisan tanah dan jenis bebatuan di alur sungai (*tabel 5.8*), serta kemiringan sungai yang tidak terlalu lebar maka Bendungan homogen merupakan alternative yang memungkinkan untuk pembangunan di lokasi tersebut (*lihat tabel 2.5*).

#### **5.4.3 Lebar Puncak Bendungan**

Lebar puncak Bendungan Kampak ditentukan berdasarkan tipe urugan tanah dengan tinggi = 90.00 m.

$$\begin{aligned} B &= 3,6 * H^{1/3} - 3 \\ &= 3,6 * (66)^{1/3} - 3 \\ &= 11.34 \text{ m} \end{aligned}$$

#### **5.4.4 Kemiringan Lereng Bendungan**

Kemiringan lereng Bendungan Kampak ditentukan berdasarkan tabel 2.7 untuk tipe urugan tanah yaitu bagian hulu 1:3,00 dan bagian hilir 1:2 untuk bagian hilir dengan ketinggian = 66 m

#### **5.4.5 Tinggi Jagaan Bendungan**

Tinggi jagaan Bendungan ditentukan sesuai dengan tipe tubuh Bendungan yaitu homogen, sebesar = 3.00 m.



#### **5.4.6 Tinggi Tubuh Bendungan**

Tinggi tubuh Bendungan Kampak dapat ddihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$H_d = H_k + H_b + H_f$$

Berdasarkan penelusuran banjir melalui Bendungan diketahui bahwa :

$$H_d = \text{tinggi tubuh Bendungan desain (m)}$$

$$H_k = 59.40 \text{ m (tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m))}$$

$$H_b = 3.94 \text{ m (tinggi tampungan banjir)}$$

$$H_f = 3.00 \text{ (tinggi Jagaan)}$$

$$H_d = (59.40 + 3.94 + 3.00) = 66 \text{ m}$$

### **5.5 Stabilitas Bendungan**

#### **5.5.1 Stabilitas Lereng Tubuh Bendungan**

Stabilitas ini dilakukan dengan Metode Irisan Bidang Luncur Bundar dari Fillenius dengan persamaan rumus :

Data-data yang diperoleh dari lapangan sebagai berikut :

$$FS = \frac{\Sigma[c \times L + (N - U N_e) \tan \phi]}{\Sigma(T + T_e)} \quad : \text{Kondisi tanpa gempa } FS \geq 1.5$$

$$FS = \frac{\Sigma[c \times L + (N - U N_e) \tan \phi]}{\Sigma(T + T_e)} \quad : \text{Kondisi gempa } FS \geq 1.2$$

Dalam analisa stabilitas lereng Bendungan Kampak akan ditinjau untuk kondisi penuh (banjir) pada lereng hulu Bendungan. Keadaan tersebut akan ditinjau pada kondisi normal dan gempa. Perhitungan stabilitas keamanan lereng pada Bendungan Kampak. Data-data yang diperoleh dari lapangan sebagai berikut :

$$G_s = 2.75$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1,00 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{wet}} = 1,577$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,645$$

$$c = 0,399$$

$$\phi_{\text{wet}} = 25^\circ$$

$$\text{Koefisien gempa (e)} = 11 \% = 0.1128$$

## Penentuan Formasi Garis Depresi Tubuh Bendungan Sesuai dengan Garis Parabola

Diketahui:

- Tinggi Bendungan ( h ) = 66.00 m
- Tinggi jagaan ( w ) = 3.00 m
- Lebar Mercu bendung ( l' ) = 12 m
- Kemiringan Upstream ( m ) = 1 : 3
- Kemiringan Downstream ( n ) = 1 : 2
- Kedalaman Lapisan Kedap Air ( l'' ) = 15.00 ( asumsi )
- Koefisien Permeabilitas Horisontal ( k<sub>h</sub>) = 5k<sub>v</sub> ( 1.5 x 10<sup>-9</sup> m/ det) ( asumsi )

Sehingga:

$$BE = m \times h$$

$$= 3.00 \times 66.00$$

$$= 198 \text{ m}$$

$$BD = 0.30 \times BE$$

$$= 59.4 \text{ m}$$

$$d = ( 0.3 \times BE ) + ( m \times w ) + l' + ( n \times ( h + w ) ) - ( h + l'' )$$

$$= (0.3 \times 168) + (3.00 \times 3) + 12 + (2.00 \times 69) - 78$$

$$= 133.5 \text{ m}$$

Menghitung  $y_0$  berdasarkan rumus didapat:

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{66^2 + 133.5^2} - 133.5$$

$$= 15.42 \text{ m}$$

$$a_0 = y_0 / 2$$

$$= 7.71 \text{ m}$$

Maka koordinat dasar parabola dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$y = \sqrt{2 \cdot y_0 x + y_0^2}$$

$$y = \sqrt{2x \cdot 15.42 + 15.42^2}$$

$$y = \sqrt{30.84x + 237.77}$$

Perhitungan  $\alpha$  dan  $\Delta\alpha$

Diketahui :

$$\alpha = 24^\circ \implies \text{sehingga } C = 0$$

maka :

$$C = \frac{\Delta\alpha}{\alpha + \Delta\alpha}$$

$$0 = \frac{\Delta\alpha}{\alpha + \Delta\alpha}$$

$$\alpha + \alpha\Delta = \frac{y_0}{1 - \cos\alpha}$$

$$\alpha + \alpha\Delta = 144 \text{ m}$$

$$0 = \frac{\Delta\alpha}{144}$$

$$\alpha\Delta = 0$$

$$\alpha + 0 = 144$$

$$\alpha = 144$$



Dari persamaan diatas dapat dihitung koordinat parabola dasar sebagai berikut:

**Tabel 5.9**

Perhitungan Koordinat Dasar Parabola

No	Y	X
1	0	-15.4236
2	4356	0
3	5476	8
4	6724	16
5	8100	24
6	11236	32
7	11236	40

Sumber : Hasil Perhitungan

### 5.5.2 Jaringan trayektori aliran filtrasi

Besarnya kapasitas filtrasi yang mengalir melalui tubuh bendungan dan pondasi pada Bendungan Kampak dapat ditentukan berdasarkan persamaan garis aliran Bendungan Kampak diperoleh data sebagai berikut :

$$N_f = 3$$

$$N_p = 9$$

$$K = 3.0 \times 10^{-9} \text{ m /dtk}$$

$$H = 3.94 \text{ m (tinggi muka air banjir)}$$

$$L = 272.07 \text{ m}$$

Sehingga kapasitas aliran filtrasi dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_f = \left( \frac{N_f}{N_p} \right) \times K \times H \times L$$

$$Q_f = \left( \frac{3}{9} \right) \times 3.0 \times 10^{-9} \times 3.94 \times 272.07$$

$$= (1.0719 \times 10^{-6}) \times (24 \times 60 \times 60)$$

$$= 0,09261 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Kapasitas aliran filtrasi yang diijinkan adalah 2% - 5% dari volume tampungan waduk (Soedibyo, 1993) :

$$Q_{f_{ijin}} = 5\% \times \text{Volume tampungan efektif}$$

$$= 0,05 \times 2.950.421$$

$$= 147521,048 \text{ m}^3$$

$$= \frac{147621.048}{(24 \times 60 \times 60)}$$

$$= 1.70742 \text{ m}^3/\text{hari}$$

Dari aliran filtrasi yang terjadi  $Q_f = 0,09261 \text{ m}^3/\text{hari} < Q_{f_{ijin}} = 1,70742 \text{ m}^3/\text{hari}$  sehingga stabilitas bendungan terhadap aliran filtrasi dalam kondisi aman.

### 5.2.3 Perhitungan Stabilitas Bendungan Kampak

Tabel 5.10

Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hilir Pada Kondisi Kosong

no	lrisa	H air	h tanah	b	A	W1	W2	W total	$\alpha$	N	T	Ne	Te	L	C.L
		(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	( $^{\circ}$ )	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(m)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	0	17.88	19.3	345.08	0	541.7819	541.7819	35.51	438.8433	325.0691	49.50153	36.6678	24.125	340.0446	
2	0	42.38	19.3	817.93	0	1284.156	1284.156	33.45	1065.85	770.4938	120.2279	86.9117	24.125	340.0446	
3	0	52.94	19.3	1021.7	0	1604.135	1604.135	27.31	1427.68	802.0675	161.0423	90.47321	19.3	272.0356	
4	0	58.43	19.3	1127.7	0	1770.487	1770.487	22.11	1646.553	708.195	185.7312	79.88439	19.3	272.0356	
5	0	59.06	19.3	1139.9	0	1789.577	1789.577	16.35	1717.994	536.8731	193.7897	60.55929	19.3	272.0356	
6	0	55.72	19.3	1075.4	0	1688.372	1688.372	9.13	1671.488	337.6743	188.5438	38.08967	19.3	272.0356	
7	0	48.99	19.3	945.51	0	1484.446	1484.446	4.16	1484.446	148.4446	167.4455	16.74455	19.3	272.0356	
8	0	38.88	19.3	750.38	0	1178.103	1178.103	-1.43	1178.103	-23.5621	132.89	-2.6578	19.3	272.0356	
9	0	25.65	19.3	495.05	0	777.2207	777.2207	-11.21	777.2207	-155.444	87.67049	-17.5341	19.3	272.0356	
10	0	9.11	19.3	175.82	0	276.0421	276.0421	-16.18	276.0421	-82.8126	31.13755	-9.34127	19.3	272.0356	
jumlah										11684.22	3366.999	1317.98	379.7974		2856.374

Sumber : Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{C.L + (N - U - Ne) \times \tan 25^{\circ}}{(T + Te)}$$

$$= \frac{2856.37 + (11684.22 - 1317.98) \times 0.5}{(3366.99 + 379.79)}$$

$$= 2.145$$

$$F_s = 2.145 > 1.5 \text{ (Normal)}$$

$$F_s = 2.145 > 1.2 \text{ (Gempa)}$$



**Tabel 5.11**

**Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Kondisi Kosong**

no lrisa	H air	h tanah	b	A	W1	W2	Wtotal	$\alpha$	N	T	Ne	Te	L	C.L
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	( $^{\circ}$ )	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(m)	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0	10.79	13	140.27	0	231.4455	231.4455	40.37	185.1564	138.8673	20.88564	15.66423	16.25	229.0456
2	0	26.93	13	350.09	0	577.6485	577.6485	35.57	462.1188	346.5891	52.127	39.09525	16.25	229.0456
3	0	36.45	13	473.85	0	781.8525	781.8525	31.24	703.6673	390.9263	79.37367	44.09648	14.4444	203.596
4	0	44.98	13	584.74	0	964.821	964.821	27	868.3389	482.4105	97.94863	54.4159	14.4444	203.596
5	0	52.64	13	684.32	0	1129.128	1129.128	22.4	1129.128	451.6512	127.3656	50.94626	13	183.2364
6	0	58.17	13	756.21	0	1247.747	1247.747	18.35	1247.747	374.324	140.7458	42.22374	13	183.2364
7	0	62.38	13	810.94	0	1338.051	1338.051	14.39	1338.051	287.6102	150.9322	30.18643	13	183.2364
8	0	65.35	13	849.55	0	1401.758	1401.758	10.53	1401.758	280.3515	158.1182	31.62385	13	183.2364
9	0	67.08	13	872.04	0	1438.866	1438.866	7.16	1438.866	143.8866	162.3041	16.23041	13	183.2364
10	0	67.15	13	872.95	0	1440.368	1440.368	3.44	1440.368	144.0368	162.4735	16.24735	13	183.2364
11	0	66.74	13	867.62	0	1431.573	1431.573	0.31	1431.573	0	161.4814	0	13	183.2364
12	0	65.79	13	855.27	0	1411.196	1411.196	-2.52	1411.196	0	159.1829	0	13	183.2364
13	0	63.32	13	823.16	0	1358.214	1358.214	-6.1	1358.214	-135.821	153.2065	-15.3207	13	183.2364
14	0	59.82	13	777.66	0	1283.139	1283.139	-9.6	1283.139	-256.628	144.7381	-28.9476	13	183.2364
15	0	55.31	13	719.03	0	1186.4	1186.4	-12	1186.4	237.2799	133.8259	26.76517	13	183.2364
16	0	49.9	13	648.7	0	1070.355	1070.355	-14.58	1070.355	-321.107	120.736	-36.2208	13	183.2364
17	0	43.56	13	566.28	0	934.362	934.362	-17.37	934.362	-280.309	105.396	-31.6188	13	183.2364
18	0	36.3	13	471.9	0	778.635	778.635	-20.18	778.635	-311.454	87.83003	-35.132	13	183.2364
19	0	28.21	13	366.73	0	605.1045	605.1045	-23.3	605.1045	-242.042	68.25579	-27.3023	13	183.2364
20	0	19.26	13	250.38	0	413.127	413.127	-25.26	413.127	-165.251	46.60073	-18.6403	13	183.2364
21	0	7.23	13	93.99	0	155.0835	155.0835	-27.54	139.5752	-77.5418	15.74408	-8.74671	14.4444	203.596
jumlah									20826.88	1467.781	2349.272	165.5657		4000.662

Sumber : Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{C.L + (N - U - Ne) \times \tan 18^{\circ}}{(T + Te)}$$

$$= \frac{4000.662 + (20826.88 - 6595.66 - 2349.27) \times 0.3}{(1467.78 + 165.56)}$$

$$= 4.637$$

$F_s = 4.637 > 1.5$  (Normal)

$F_s = 4.637 > 1.2$  (Gempa)

**Tabel 5.12**

**Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Kondisi Banjir**

h tanah	b	A	W1	W2	Wtotal	α	N	T	Ne	Te	L	u	U	C.L
(m)	(m)	(m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(°)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(t/m)	(m)			
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10.79	13	140.27	0	220.2239	220.2239	40.37	176.1791	132.1343	19.873	14.90475	16.25	5.73	93.1125	229.0456
26.93	13	350.09	575.9	549.6413	1125.539	35.57	900.4315	675.3236	101.5687	76.1765	16.25	13.79	224.0875	229.0456
36.45	13	473.85	779.5	743.9445	1523.428	31.24	1371.085	761.7139	154.6584	85.92133	14.4444	18.55	267.9444	203.596
44.98	13	584.74	961.9	918.0418	1879.939	27	1691.945	939.9696	190.8514	106.0286	14.4444	23.08	333.3778	203.596
52.64	13	684.32	1128	1074.382	2200.089	22.4	2200.089	880.0355	248.17	99.26801	13	26.3	341.9	183.2364
58.17	13	756.21	1244	1187.25	2431.215	18.35	2431.215	729.3645	274.2411	82.27232	13	29.28	380.64	183.2364
62.38	13	810.94	1334	1273.176	2607.172	14.39	2607.172	521.4344	294.089	58.8178	13	31.38	407.94	183.2364
65.35	13	849.55	1398	1333.794	2731.303	10.53	2731.303	546.2607	308.091	61.8182	13	32.68	424.84	183.2364
67.08	13	872.04	1435	1369.103	2803.609	7.16	2803.609	280.3609	316.2471	31.62471	13	33.67	437.71	183.2364
67.15	13	872.95	1436	1370.532	2806.534	3.44	2806.534	280.6534	316.5771	31.65771	13	33.4	434.2	183.2364
66.74	13	867.62	1427	1362.163	2789.398	0.31	2789.398	0	314.6441	0	13	33.67	437.71	183.2364
65.79	13	855.27	1407	1342.774	2749.693	-2.52	2749.693	0	310.1654	0	13	32.94	428.22	183.2364
63.32	13	823.16	1354	1292.361	2646.459	-6.1	2646.459	-264.646	298.5206	-29.8521	13	31.62	411.06	183.2364
59.82	13	777.66	1279	1220.926	2500.177	-9.6	2500.177	-500.035	282.02	-56.404	13	29.96	389.48	183.2364
55.31	13	719.03	1183	1128.877	2311.681	-12	2311.681	462.3363	280.7577	52.15153	13	27.84	361.92	183.2364
49.9	13	648.7	1067	1018.459	2085.571	-14.58	2085.571	-625.671	235.2524	-70.5757	13	25.41	330.33	183.2364
43.56	13	566.28	931.5	889.0596	1820.59	-17.37	1820.59	-546.177	205.3626	-61.6088	13	21.33	277.29	183.2364
36.3	13	471.9	776.3	740.883	1517.159	-20.18	1517.159	-606.863	171.1355	-68.4542	13	18.42	239.46	183.2364
28.21	13	366.73	603.3	575.7661	1179.037	-23.3	1179.037	-471.615	132.9954	-53.1981	13	14.25	185.25	183.2364
19.26	13	250.38	411.9	393.0966	804.9717	-25.26	804.9717	-321.989	90.80081	-36.3203	13	9.82	127.66	183.2364
7.23	13	93.99	154.6	147.5643	302.1779	-27.54	271.9601	-151.089	30.6771	-17.0428	14.4444	4.26	61.53333	203.596
							40396.26	2721.502	4556.698	306.9854			6595.666	4000.662

Sumber : Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{C.L + (N - U - Ne) \times \tan 18^\circ}{(T + Te)}$$

$$= \frac{4000.662 + (40396.26 - 6595.66 - 4556.69) \times 0.3}{(2721.50 + 306.95)}$$

$$= 4.217$$

$F_s = 4.217 > 1.5$  (Normal)

$F_s = 4.217 > 1.2$  (Gempa)

**Tabel 5.13**

**Analisa Stabilitas Lereng Bagian Hulu Pada Kondisi Turun Tiba- Tiba**

no	lrisa	H air	h tanah	b	A	W1	W2	W total	α	N	T	Ne	Te	L	u	U	C.L
	(m)	(m)	(m)	(m)	(Um)	(Um)	(Um)	(Um)	(°)	(Um)	(Um)	(Um)	(Um)	(m)			
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	16
1	0	10.79	13	140.27	0	220.2239	220.2239	40.37	176.1791	132.1343	19.873	14.90475	16.25	5.73	93.1125	229.0456	
2	0	26.93	13	350.09	0	549.6413	549.6413	35.57	439.713	329.7848	49.59963	37.19972	16.25	13.79	224.0875	229.0456	
3	0	36.45	13	473.85	0	743.9445	743.9445	31.24	669.5501	371.9723	75.52525	41.95847	14.4444	18.55	287.9444	203.596	
4	44.98	44.98	13	584.74	981.9	918.0418	1879.939	27	1691.945	939.9696	190.8514	106.0286	14.4444	23.08	333.3778	203.596	
5	52.64	52.64	13	684.32	1126	1074.382	2200.089	22.4	2200.089	880.0355	248.17	99.26801	13	26.3	341.9	183.2364	
6	58.17	58.17	13	758.21	1244	1187.25	2431.215	18.35	2431.215	729.3645	274.2411	82.27232	13	29.28	380.64	183.2364	
7	62.38	62.38	13	810.94	1334	1273.176	2607.172	14.39	2607.172	521.4344	294.089	58.8178	13	31.38	407.94	183.2364	
8	65.35	65.35	13	849.55	1398	1333.794	2731.303	10.53	2731.303	546.2607	308.091	61.6182	13	32.68	424.84	183.2364	
9	67.08	67.08	13	872.04	1435	1369.103	2803.609	7.16	2803.609	280.3609	316.2471	31.62471	13	33.67	437.71	183.2364	
10	67.15	67.15	13	872.95	1436	1370.532	2806.534	3.44	2806.534	280.6534	316.5771	31.65771	13	33.4	434.2	183.2364	
11	66.74	66.74	13	867.62	1427	1362.163	2789.398	0.31	2789.398	0	314.6441	0	13	33.67	437.71	183.2364	
12	65.79	65.79	13	855.27	1407	1342.774	2749.693	-2.52	2749.693	0	310.1654	0	13	32.94	428.22	183.2364	
13	63.32	63.32	13	823.16	1354	1292.361	2646.459	-6.1	2646.459	-264.646	298.5206	-29.8521	13	31.62	411.06	183.2364	
14	59.82	59.82	13	777.66	1279	1220.926	2500.177	-9.6	2500.177	-500.035	282.02	-56.404	13	29.96	389.48	183.2364	
15	55.31	55.31	13	719.03	1183	1128.877	2311.681	-12	2311.681	482.3363	260.7577	52.15153	13	27.84	361.92	183.2364	
16	49.9	49.9	13	648.7	1067	1018.459	2085.571	-14.58	2085.571	-625.671	235.2524	-70.5757	13	25.41	330.33	183.2364	
17	43.56	43.56	13	566.28	931.5	889.0596	1820.59	-17.37	1820.59	-546.177	205.3626	-61.6088	13	21.33	277.29	183.2364	
18	36.3	36.3	13	471.9	776.3	740.883	1517.159	-20.18	1517.159	-606.863	171.1355	-68.4542	13	18.42	239.48	183.2364	
19	28.21	28.21	13	366.73	603.3	575.7661	1179.037	-23.3	1179.037	-471.615	132.8854	-53.1981	13	14.25	185.25	183.2364	
20	19.26	19.26	13	250.38	411.9	393.0966	804.9717	-25.26	804.9717	-321.989	90.80081	-36.3203	13	9.82	127.66	183.2364	
21	7.23	7.23	13	93.99	154.6	147.5643	302.1779	-27.54	271.9601	-151.089	30.6771	-17.0428	14.4444	4.26	61.53333	203.596	
Jumlah									39234.01	1986.221	4425.586	224.0458				6595.666	4000.662

Sumber : Hasil Perhitungan

$$F_s = \frac{C.L + (N - U - Ne) \times \tan 18^\circ}{(T + Te)}$$

$$= \frac{4000.662 + (39234.01 - 6696.66 - 4425.56) \times 0.3}{(1986.22 + 224.04)}$$

= 5.639

$F_s = 5.639 > 1.5$  (Normal)

$F_s = 5.639 > 1.2$  (Gempa)

## **BAB VI**

### **PENUTUP**

#### **6.1 Kesimpulan**

1. Kebutuhan air irigasi maksimum selama 1 tahun dengan periode tanam 10 harian sebesar  $0.847 \text{ m}^3/\text{dtk}/\text{Ha}$ .
  2. Debit andalan rata-rata pertahun sebesar  $1.0205 \text{ m}^3/\text{dtk}$ .
  3. Berdasarkan analisa hidrologi dihasilkan besarnya debit banjir rancangan dengan kala ulang 100 thn ( $Q_{100}$ ) sebesar  $167,99 \text{ m}^3/\text{dt}$ .
  4. Dari analisa pada bab sebelumnya dapat diketahui dimensi ukuran rencana Bendungan ialah :
    - Bendungan urugan tipe homogen
    - El. Dasar sungai =  $\pm 295.00$
    - Lebar puncak Bendungan =  $11.0 \text{ m}$
    - Kemiringan lereng Bendungan
    - Bagian hulu =  $1: 3$
    - Bagian hilir =  $1 : 2$
    - Tinggi Jagaan =  $3 \text{ m}$
    - Tinggi tubuh bendungan =  $66 \text{ m}$
- Dari perhitungan stabilitas bendungan pada kondisi normal (  $F_s > 1.5$  ) dan gempa (  $F_s > 1.2$  ), sesuai dengan faktor keamanan rencana Bendungan Kampak dinyatakan Aman.
- Dengan rincian sebagai berikut :
- Factor keamanan bagian hilir pada kondisi kosong
- FS =  $2.145 > 1.5$  Normal
- FS =  $2.145 > 1.2$  Gempa
- Factor keamanan bagian hulu pada kondisi kosong
- FS =  $4.637 > 1.2$  Gempa
- Factor keamanan bagian hulu pada kondisi banjir
- FS =  $4.217 > 1.5$  Normal

$$FS = 4.217 > 1.2 \text{ Gempa}$$

➤ Factor keamanan bagian hulu pada kondisi penurunan tiba-tiba

$$FS = 5.639 > 1.5 \text{ Normal}$$

$$FS = 5.639 > 1.2 \text{ Gempa}$$

### 12.1. Saran

1. Dari segi teknis, tergantung pada kebutuhan dan kondisi topografi perencanaan suatu Bendungan maka Bendungan tersebut akan semakin aman baik dari bahaya kehancuran akibat banjir, serta akan lebih stabil/aman terhadap guling, geser, dan daya dukung. Tetapi bila dilihat dari segi ekonomis perencanaannya akan membutuhkan biaya yang relatif besar/mahal. Jadi alternatif yang baik dalam perencanaan diusahakan aman terhadap segala sesuatu yang dapat merusak bangunan Bendungan tersebut dan biaya yang diperlukan dapat ditekan seekonomis mungkin.
2. Pada perencanaan Bendungan Kampak terdapat kelebihan air disarankan sebaiknya dipergunakan untuk keperluan lain.

## DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum, 1986. **Buku Petunjuk Perencanaan Irigasi, Bagian Penunjang Untuk Standar Perencanaan Irigasi.** Jakarta
- Departemen Pekerjaan Umum, 1997. **Pedoman Kriteria Desain embung Kecil Untuk Daerah Semi Kering Di Indonesia.** PT.Medisa. Jakarta
- Departemen Pekerjaan Umum, 1986. **Standart Perencanaan Irigasi, Kriteria Perencanaan Bangunan Utama, KP-02.** Jakarta
- Montarcih , Lily, 2009, **Hidrologi Teknik Terapan,** CV Citra. Jakarta
- Soemarto. C D, Ir. B.I.E. Dipl. H, 1986. **Hidrologi Teknik.** Usaha Nasional. Surabaya
- Sosrodarsono Suyono, Ir, Kenzaku Takeda ,1997. **Bendungan Type Urugan.** Pradnya Paramita. Jakarta
- Subarkah Imam, 1978. **Hidrologi Untuk Perencanaan Bangunan Air.** Idea Dharma. Bandung

# LAMPIRAN