

SKRIPSI

**PENGENDALIAN BANJIR DI KECAMATAN PACITAN,
KABUPATEN PACITAN**



Disusun Oleh:

RIAS ABDURRAHMAN

08.23.015

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

PENGENDALIAN BANJIR DI KECAMATAN PACITAN, KABUPATEN PACITAN

Diajukan sebagai salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil

Institut Teknologi Nasional Malang

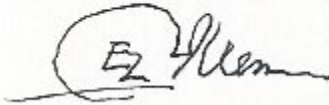
Disusun oleh:

RIAS ABDURRAHMAN

08.23.015

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



Ir. Endro Yuwono, MT

Dosen Pembimbing II



Erni Yulianti, ST., MT

Mengatahui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014**

LEMBAR PENGESAHAN
PENGENDALIAN BANJIR KECAMATAN PACITAN,
KABUPATEN PACITAN

SKRIPSI

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang
Skripsi Jenjang Strata Satu (S – 1)

Pada Hari : Jumat

Tanggal : 22 Agustus 2014

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

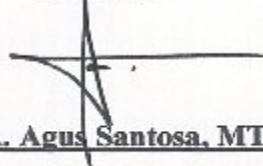
Disusun oleh:

RIAS ABDURRAHMAN

NIM: 08.23.015

Disahkan oleh:

KETUA



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

SEKRETARIS



(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT)

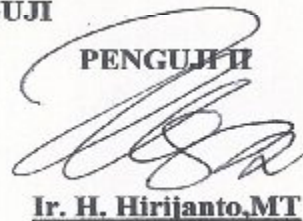
ANGGOTA PENGUJI

PENGUJI I



(Dr. Ir. Kustamar, MT)

PENGUJI II



Ir. H. Hirijanto, MT

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

2014



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 : **Rias Abdurrahman**

NIM : **08.23.015**

Program Studi : **TEKNIK SIPIL S-1/KONSENTRASI TEKNIK SUMBERDAYA AIR**

Fakultas : **TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

“PENGENDALIAN BANJIR KECAMATAN PACITAN, KABUPATEN PACITAN” 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 2014

Saya yang membuat pernyataan,



(Rias Abdurrahman)

Rias Abdurrahman 08.23.015, Pengendalian Banjir Di Kecamatan Pacitan, Kabupaten Pacitan, Dosen Pembimbing Ir. Endro Yuwono, MT, Erni Yulianti, ST.,MT Tugas Akhir Prodi Teknik Sipil S1 Konsentrasi Sumber Daya Air Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang

ABSTRAKSI

Sistem Pengendalian Banjir dengan merencanakan Embung Kali Kunir dan Kali Tani di rencanakan pada DAS Teleng yang berada di Kecamatan Pacitan Kabupaten Pacitan Kota Pacitan Provinsi Jawa Timur. Proyek ini bertujuan untuk mengendalikan banjir di wilayah kota pacitan.

Pada perencanaan tubuh Embung Kali Tani dan Kali Kunir guna mengendalikan banjir di Kota Pacitan direncanakan menggunakan tipe Embung Urugan Homogen dengan kemiringan hulu 1 : 3 m dan hilir 1 : 2.25. Dalam penentuan puncak muka air maksimum maka di lakukan analisa penelusuran banjir melalui embung yang akhirnya didapat elevasi Muka Air Banjir (MAB) pada Kali Tani sebesar ± 63.04 m dan Kali Kunir sebesar 35.99 m pada elevasi Muka Air Normal (MAN) kali Tani sebesar 62.87m dan Kali Kunir sebesar 34.17m. Dengan menilai beberapa acuan maka elevasi puncak embung pada Kali Tani dan Kali Kunir adalah 63.79m dan 36.74m. Dari hasil analisa di atas maka di peroleh tinggi total embung Kali Tani 8.79m dan Kali Kunir 5.49m dan lebar puncak embung 3.00m dan lebar dasar embung kali Tani sebesar 51.24 m dan Kali kunir sebesar 32.94 m, maka debit banjir yang dapat di kendalikan 25.077m^3 .

Kata Kunci :Pengendalian banjir, Embung tipe urugan, Sungai Tani dan Kunir

KATA PENGANTAR

تَحْمَدُهُ وَتُصَلِّي عَلَى رَسُوْلِهِ الْكَرِيْمِ

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. Alhamdulillah, hanya dengan pertolongan-Nya semata, penulis dapat menyelesaikan laporan skripsi ini hingga selesai.

Dalam menyelesaikan laporan skripsi ini, penulis mengambil judul: **“Pengendalian Banjir Di Kecamatan Pacitan, Kabupaten Pacitan”**.

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. A. Agus Santoso, 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.
5. Bapak Ir. Endro Yuwono, MT. selaku Dosen Pembimbing I

6. Ibu 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, Agustus 2014

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

ABSTRAK

KATA PENGANTAR

DAFTAR ISI

DAFTAR TABEL

DAFTAR GAMBAR

BAB I	PENDAHULUAN	1
	1.1 Latar Belakang	2
	1.2 Identifikasi Masalah	3
	1.3 Rumusan Masalah	3
	1.4 Batasan Masalah.....	4
	1.5 Maksud dan Tujuan.....	4
	1.6 Lokasi Studi	4
BAB II	LANDASAN TEORI	6
	2.1 Analisa Hidrologi.....	6
	2.2 Curah Hujan Harian Areal Maksimum	6
	a. Cara Tinggi rata-rata Aljabar	7
	b. Cara Polygon Thiessen	7

c.	Cara Isohyet	9
2.3	Analisa Curah Hujan Rancangan	10
a.	Metode Log Pearson Type III	10
b.	Metode E.J. Gumbel	12
2.4	Pemeriksaan Uji Kesesuaian Distribusi	14
2.5	Analisa Debit Banjir Rancangan	17
2.5.1	Koefisien Limpasan	17
2.5.2	Analisa Hidrograf Satuan Sinetik.....	18
2.6	Perencanaan Teknis Embung	24
2.6.1.	Kapasitas Tampung Embung	24
2.6.2.	Pelurusan Banjir (flood Routing)	25
2.6.3.	Tipe Embung	27
2.6.4.	Lebar Puncak Embung	29
2.6.5.	Kemiringan Lereng Embung	29
2.6.6.	Tinggi Jagaan	30
2.6.7.	Tinggi Tubuh Embung	32
BAB III	METODELOGI	33
3.1	Umum	33
3.2	Jenis dan Sumber Data	33
1)	Pengumpulan Data	33
2)	Data Hidrologi	34

BAB IV ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN	36
4.1. Analisa Hidrologi.....	36
4.1.1 Curah hujan rerata daerah	36
4.1.1.1. Metode Log Pearson Type III	37
4.1.1.2. Metode Gumbel	40
4.1.2 Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square	43
4.1.2.1 Metode Log Pearson Tipe III	43
4.1.2.2 Metode E.J. Gumbel.....	45
4.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolmogorov	47
4.1.3.1 Metode Log Pearson Type III	47
4.1.3.2 Metode Gumbel.....	50
4.1.4 Analisa Debit Banjir Rancangan	55
4.1.4.1 Koefisien pengaliran	55
4.1.4.2 Curah hujan jam-jaman.....	55
4.1.4.3 Hidrograf satuan sintetik nakayasu	59
A. Kali Tani	59
B. Kali Kunir	74
4.2. Analisa Perencanaan Embung	89
4.2.1. Lengkung Kapasitas Tampungan Embung	89
4.2.2. Analisa Tampungan Efektif	93
4.2.3. Penelusuran banjir	98
4.2.3.1. Kali Tani	98

4.2.3.2. Kali Kunir	106
4.2.4. Tipe Tubuh Embung	111
4.2.5. Tinggi Jagaan Embung	111
4.2.6. Tinggi Tubuh Embung	112
4.2.7. Lebar Puncak Embung	113
4.2.8. Kemiringan Lereng Embung.....	113

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan	114
5.2. Saran	115

DAFTAR PUSTAKA

LAPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan Antara Koefisien Run Off dan Aliran	18
Tabel 2.2	Kesesuaian Antara Tipe Embung dengan Jenis Pondasi, lembah, dan Bahan Bangunan.....	28
Tabel 2.3	Lebar Puncak Embung	29
Tabel 2.4	Kemiringan lereng urugan untuk tinggi maksimum	30
Tabel 2.5	Tinggi Jagaan	32
Tabel 4.1	Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Pacitan	37
Tabel 4.2	Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Type III	38
Tabel 4.3	Analisa Hujan Rancangan Metode Log Person Type III	40
Tabel 4.4	Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel	41
Tabel 4.5	Analisa Hujan Rancangan Metode Gumbel	42
Tabel 4.6	Uji Chi Square Log Pearson Type III	44
Tabel 4.7	Uji Chi Square E.J Gumbel	46
Tabel 4.8	Pengujian Probabilitas Log Person Type III	49
Tabel 4.9	Pengujian Probabilitas Gumbel	52
Tabel 4.10	Hujan Rancangan	53
Tabel 4.11	Perhitungan Uji Chi Square	53
Tabel 4.12	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogrov	53
Tabel 4.13	Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman Kali Tani.....	58
Tabel 4.14	Perhitungan Curah Hujan Jam-Jaman Kali Kunir.....	59

Tabel 4.15 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Kali Tani	62
Tabel 4.16 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Tani	64
Tabel 4.17 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Tani	66
Tabel 4.18 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan Kali Tani	68
Tabel 4.19 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Tani	70
Tabel 4.20 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Tani	72
Tabel 4.21 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Kali Kunir	76
Tabel 4.22 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Kunir	78
Tabel 4.23 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Kunir	80
Tabel 4.24 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan Kali Kunir	82
Tabel 4.25 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Kunir	84
Tabel 4.26 Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Kunir	86
Tabel 4.27 Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampungan Embung Kali Tani	89
Tabel 4.28 Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampungan Embung Kali Kunir	91
Tabel 4.29 AnalisaTampungan Efektif Embung Kali Tani.....	93
Tabel 4.30 Analisa Tampungan Mati dan Elevasi Mercu Spilway Kali Tani	95
Tabel 4.31 Analisa Tampungan Efektif Embung Kali Kunir	96
Tabel 4.32 AnalisaTampungan Mati dan Elevasi Mercu Spilway Kali Kunir	97
Tabel 4.33 Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spilway Kali Tani	100
Tabel 4.34 Parameter Debit danTampungan Embung Kali Tani	102

Tabel 4.35 Penelusuran Banjir Melalui Embung Kali Tani	104
Tabel 4.36 Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spilway Kali Kunir	107
Tabel 4.37 Parameter Debit dan Tampungan Embung Kali Kunir	108
Tabel 4.38 Penelusuran Banjir Melalui Embung Kali Kunir	110

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Andministrasi Kecamatan Pacitan.....	5
Gambar 2.1	Peta Polygon Thiseen	8
Gambar 2.2	Peta Isohyet	9
Gambar 2.3	Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu.....	21
Gambar 4.1	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Tani.....	65
Gambar 4.2	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Tani	67
Gambar 4.3	Grafik Hidrograf Banjir Rencana10 Tahunan Kali Tani.....	69
Gambar 4.4	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Tani	71
Gambar 4.5	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Tani	73
Gambar 4.6	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Kunir.....	79
Gambar 4.7	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Kunir.....	81
Gambar 4.8	Grafik Hidrograf Banjir Rencana10 Tahunan Kali Kunir	83
Gambar 4.9	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Kunir.....	85
Gambar 4.10	Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Kunir.....	87
Gambar 4.11	Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampungan Kali Tani.....	90
Gambar 4.12	Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Tampungan Kali Kunir.....	92
Gambar 4.13	Grafik Inflow dan Outflow Kali Tani	105
Gambar 4.14	Grafik Inflow dan Outflow Kali Kunir	111

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air merupakan sumber daya alam yang menjadi bagian terpenting bagi kehidupan manusia. Untuk dapat memanfaatkan potensi air yang ada diperlukan sarana sehingga kebutuhan air dapat terpenuhi berdasarkan konsepsi, rancangan, rencana dan operasi dari sarana yang ada. (*Linsley, 1985:1*). Sistem penyediaan air di Kabupaten Pacitan belum optimal sehingga waktu musim kemarau air tidak cukup untuk di manfaatkan

Pada dasarnya banjir/genangan adalah genangan air yang terjadi pada daerah yang tidak diinginkan adanya genangan air. Genangan air yang terjadi di suatu tempat merupakan proses alami dan menjadi konsekuensi logis dari perubahan tata guna dan geometri lahan. Disamping itu genangan terjadi juga dikarenakan meningkatnya limpasan air permukaan, hal ini lebih diakibatkan oleh makin berkurangnya vegetasi penutup dan tingginya intensitas hujan.

Dengan adanya kejadian-kejadian banjir/genangan di beberapa wilayah di sepanjang jalan arteri primer Kota Pacitan, dan mengacu pada rancangan peraturan daerah tentang rencana tata ruang wilayah Kabupaten Pacitan, maka diperlukan pemikiran untuk menyelesaikan masalah banjir/genangan tersebut dengan pemahaman/kajian sistem daerah pengaliran secara menyeluruh bukan parsial.

Karena berdasarkan kondisi topografi Kota Pacitan terbebas dari banjir/genangan. Oleh karena itu maka diperlukan "Pengendalian Banjir Di Kecamatan Pacitan, Kabupaten Pacitan". Pada perencanaan teknis tersebut harus dievaluasi permasalahan secara keseluruhan kondisi hidrologi dan penanganannya pada sungai utama dan anak sungai.

Sebagian besar penduduk di Kabupaten Pacitan bermukim di daerah Perkotaan Pacitan, dimana kota Pacitan ini merupakan kota yang berada di pinggir pesisir pantai yang memiliki 3 (tiga) sungai besar yang mengalir di sebelah barat dan timur kota Pacitan dan 2 (dua) diantaranya mengalir di pusat kota Pacitan, sungai tersebut termasuk sungai musiman, yaitu Kali Tani dan Kali Kunir yang termasuk dalam DPS Teleng. Keberadaan sungai ini merupakan potensi yang dapat digunakan di dalam pengembangan sistem drainase perkotaan. Elevasi air sungai tersebut, selain dipengaruhi oleh musim penghujan juga dipengaruhi oleh pasang surut air laut di muara, saat musim hujan debit air Kali Tani dan Kali Kunir meningkat dan mengakibatkan genangan disepanjang jalan S.Parman, Letjen Suprpto, dan Sasuit Tubun yang berda di pusat perkotaan Pacitan. Sedangkan pada musim kemarau terjadi kekurangan air di karenakan air hujan langsung terbuang ke laut tanpa adanya tampungan (reservoir) di hulu sungai baik Kali Tani maupun Kali Kunir. Sehingga kajian tentang pengendalian banjir perlu dilakukan untuk memberikan alternatif pengendalian banjir.

1.2. Identifikasi Masalah

Pembangunan atau pengembangan di daerah menyebabkan kerusakan lahan, air hujan yang seharusnya dapat masuk ke dalam tanah harus melimpas seluruhnya. Pertumbuhan kawasan kota yang cepat, alih fungsi lahan, pembangunan kawasan pemukiman baru, berkurangnya kawasan retensi dan resapan, dan tidak/kurangnya upaya pengendalian limpasan di tingkat lokal, memberikan andil signifikan terhadap penambahan volume limpasan.

Untuk mengatasi luapan air di sungai, perlu adanya kajian pengendalian banjir secara menyeluruh. Kajian pengendalian banjir ini perlu di lakukan agar aktifitas warga sekitar tidak terganggu pada musim penghujan. Dan sungai dapat di manfaatkan dengan optimal.

1.3. Rumusan Masalah

Dari hasil identifikasi masalah dan batasan masalah maka permasalahan yang akan dibahas dalam studi adalah:

1. Berapa debit banjir sungai dengan kala ulang 50 tahun ?
2. Berapa kapasitas tampungan embung?
3. Berapa dimensi embung yang seharusnya direncanakan untuk menanggulangi banjir?
4. Berapa debit banjir yang dapat di kendalikan?

1.4. Batasan Masalah

Dengan melihat permasalahan diatas maka batasan masalah yang diambil dalam studi ini adalah:

1. Analisa di lakukan di DAS Teleng Kecamatan Pacitan
2. Banjir hanya terjadi di Kecamatan Pacitan
3. Tidak membahas aspek hidraulika, usia guna embung, dan fungsi irigasi pada embung

1.5. Maksud Dan Tujuan

Maksud dari studi ini adalah untuk mengetahui penyebab banjir di perkotaan pacitan, menyusun strategi perencanaan pengendalian banjir secara menyeluruh, serta memberikan alternative dalam penanggulangannya.

Tujuan dari studi ini adalah untuk mendapatkan kajian pengendalian banjir yang tepat dalam tinjauan aspek hidrologi.

1.6. Lokasi Studi

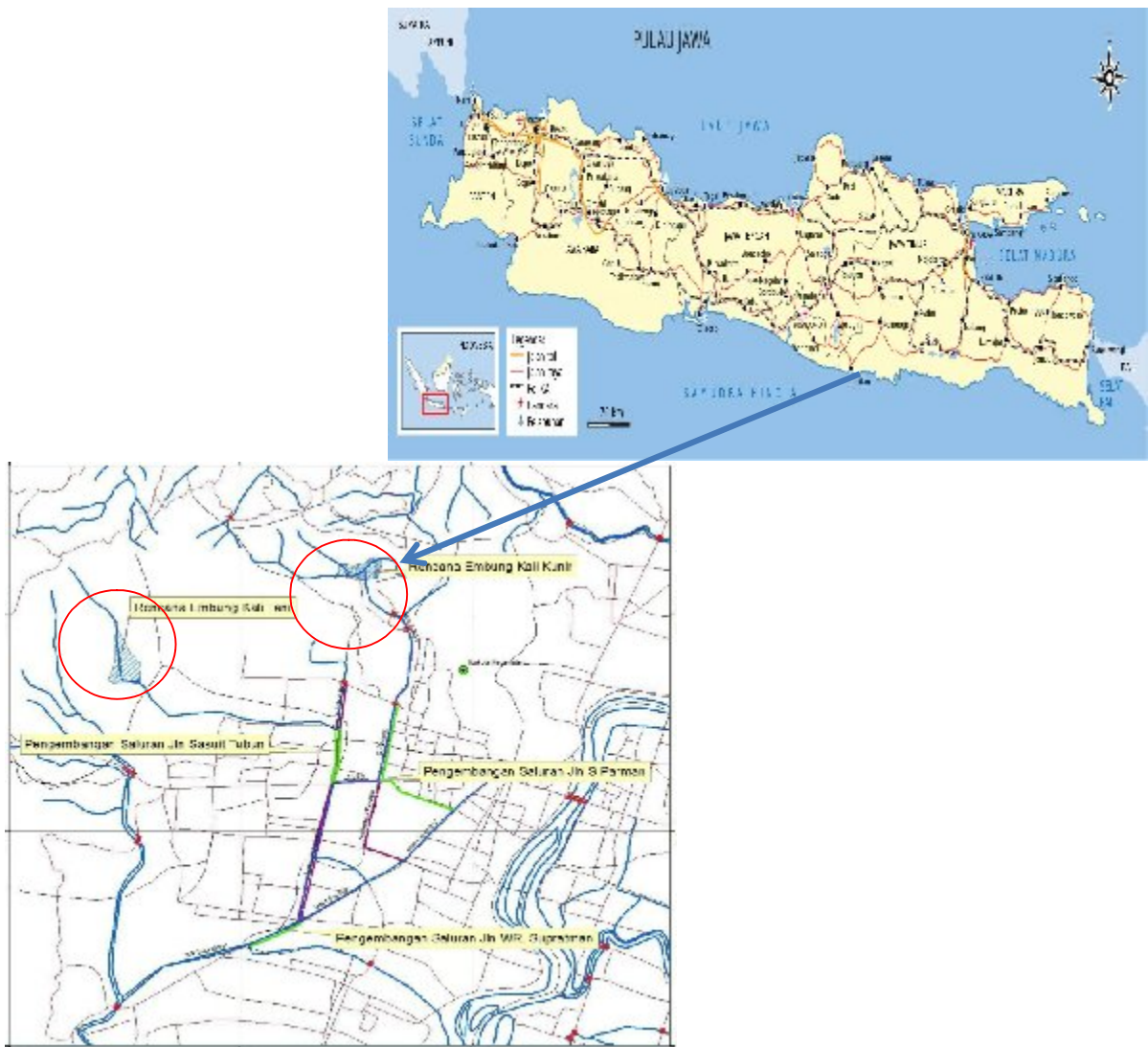
Perkotaan Pacitan merupakan salah satu dari 12 (dua belas) Kecamatan di Kabupaten Pacitan dan juga ditetapkan ibu kota Kabupaten Pacitan. Adapun batas administrasi Perkotaan Pacitan :

- a. Sebelah Utara : Kecamatan Arjosari
- b. Sebelah Selatan : Samudera Indonesia

c. Sebelah Timur : Kecamatan Kebonagung

d. Sebelah Barat : Kecamatan Pringkuku

Daerah Aliran Sungai Grindulu mempunyai wilayah paling besar yaitu meliputi sebagian wilayah 9 kecamatan yaitu Kecamatan Pacitan, Kebonagung, Arjosari, Tulakan, Punung, Pringkuku, Tegalombo, Nawangan dan Bandar. Sub DAS Teleng, dengan luas 1682.491 Ha.



Gambar 1.1. *Peta Lokasi Perencanaan Embung*

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. 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 dari daerah pengaliran tersebut.

2.2. Curah Hujan Harian Areal Maksimum

Ada tiga cara yang berbeda dalam menentukan tingginya curah hujan rata-rata areal dari data curah hujan di beberapa 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 Cara Tinggi 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:

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

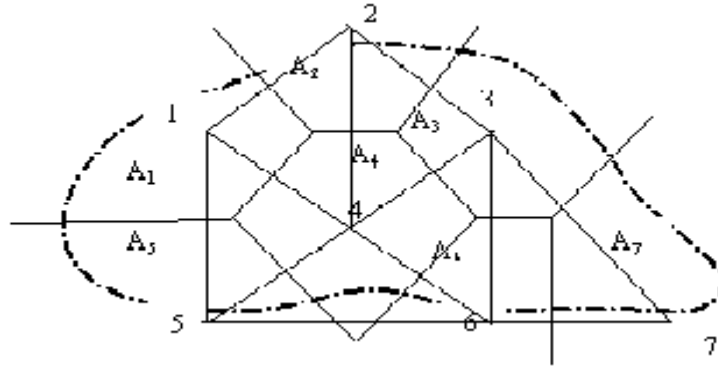
dimana:

- d = Tinggi curah hujan rata-rata areal
- d₁, d₂, d₃,...d_n = 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-garis sumbu 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:

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

dimana:

A = Luas daerah

\bar{R} = Tinggi curah hujan rata-rata areal

R_1, R_2, \dots, R_n = Tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ..., n

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Luas bagian areal yang dibatasi oleh poligon pos penakar yang bersangkutan

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 :

$$d = \frac{\frac{d_0+d_1}{2} A_1 + \frac{d_1+d_2}{2} A_2 + \dots + \frac{d_{n-1}+d_n}{2} A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} A_i}{A} \dots\dots\dots(2.3)$$

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*)

2.3. 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 analisa curah hujan rancangan ada dua metode yang sering digunakan yaitu :

a. Metode Log Pearson Type III.

Terdapat 12 buah distribusi Pearson, tapi hanya distribusi Log Pearson Type III yang dipakai dalam analisa hidrologi. Tidak ada syarat khusus dalam distribusi ini, disebut Log Pearson Type III karena memperhitungkan 3 parameter statistic. Prosedur perhitungan :

- Mengubah data sebanyak n buah (x_1, x_2, \dots, x_n) menjadi $\text{Log } x_1, \text{Log } x_2, \dots, \text{Log } x_n$(2.4)

- Menghitung curah hujan rata-rata:

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

- Menghitung harga simpangan baku (standar deviasi) :

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

- Menghitung Koefisien Kepencengan:

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

- Menghitung nilai ekstrim :

$$\text{Log } x_T = \log x + (G \times Sd) \dots\dots\dots(2.8)$$

Dimana:

$\text{Log } x_T$ = Nilai ekstrim dengan kala ulang t tahun

$\text{Log } x$ = Nilai rata-rata curah hujan

G = Fungsi dari C_s dan Probabilitas.

S_d = Simpangan baku.

- Mencari antilog dari $\text{Log } x_i$ untuk mendapatkan hujan (debit banjir) rancangan yang di kehendaki.

b. Metode E. J. Gumbel.

Metode ini di analisa berdasarkan data dari analisa curah hujan areal maksimum. Prosedur perhitungan :

- Mencari 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 (Sd)

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

Dimana:

Sd = Standart Deviasi
 x_i = Curah hujan
 \bar{x} = Curah hujan rata-rata

- Syarat distribusi Gumbel (*Lily Montarich, 2009:63*):
 - Koefisien kepengcengan (skewnes) : $C_s = 1,14$
 - Koefisien puncak (kurtosis) : $C_k = 5,4$

Rumus koefisien kepecegan C_s dan koefisien puncak (C_k) :

$$C_s = \frac{n \sum (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) \times Sd^3}$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (x_i - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2) \times Sd^4}$$

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

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

Y_t = Reduced Variabel sebagai fungsi balik

Y_n = Reduced Mean

S_n = Reduced Standart Variate

- Menghitung Debit Hujan Rancangan (Q_t)

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

Dimana:

X_t = Curah Hujan Rancangan

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

K = Faktor Frekuensi

S = Standart Deviasi

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 :

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

Metode yang digunakan adalah:

- **Chi Square**

Dari distribusi (sebaran) Chi-Square, dengan penjabaran seperlunya, dapat diturunkan persamaan

$$X^2 = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef}$$

Dimana :

X^2 = Harga Chi-Square

E_f = Frekwensi (banyaknya pengamatan) yang diharapkan, sesuai dengan pembagian kelasnya.

O_f = Frekwensi yang terbaca pada kelas yang sama.

Nilai X^2 yang didapat, harus lebih kecil dari harga X^2

kritis untuk suatu derajat nyata tertentu, yang diambil 5%.

Derajat kebebasan ini dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Dk = K - (P + 1)$$

Dimana :

Dk = Derajat kebebasan

K = Banyaknya kelas

P = Banyaknya keterikatan atau parameter, untuk sebaran Chi - Square

$$K = 1 + 3.322 \log n$$

Disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari lima dan frekwensi absolut tiap kelas tidak kurang dari lima pula. Apabila ada kelas yang frekwensinya kurang dari lima, maka dapat dilakukan penggabungan dengan kelas yang lain.

- **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.

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

- Menghitung peluang empiris dengan memasukan nomor urut data mulai dari data terkecil sampai dengan data terbesar dengan persamaan :

$$Pe = \frac{m}{n+1} \times 100\% \dots\dots\dots(2.16)$$

- Mencari nilai Log Xi dari hujan rerata
- Mencari nilai G dengan persamaan

$$G = (\text{Log } Xi - \text{Log } X) / S \dots\dots\dots(2.17)$$

- Mencari harga Pr melalui Table Distribusi Log Person Type III,
- Menghitung nilai Pt (x) dengan persamaan

$$Pt(x) = (100 - Pr)/100 \dots\dots\dots(2.18)$$

- Menghitung nilai Pe dan Pt dengan persamaan

$$\Delta_{maks} = (Pe - Pt) \dots\dots\dots(2.19)$$

Kemudian di bandingkan antara Δ_{maks} dan Δ_{cr} distribusi yang dipilih dapat diterima apabila $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$, dan jika $\Delta_{maks} > \Delta_{cr}$ berarti gagal.

2.5. Analisa Debit Banjir Rancangan

2.5.1. Koefisien Limpasan(α)

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

1. Melchior: angka koefisien limpasan α berkisar antara: 0,42 – 0,62 dan Melchior menganjurkan: $\alpha = 0,52$.

2. Weduwen: mendapatkan rumus untuk α sebagai berikut:

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{q + 7} \dots\dots\dots(2.20)$$

3. Haspers: mendapatkan rumus untuk α sebagai berikut:

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times f^{0,7}}{1 + 0,075 \times f^{0,7}} \dots\dots\dots (2.21)$$

yang di dasarkan atas data dari sungai Bendo.

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	Cp
Daerah pegunungan berlereng terjal	0,75 - 0,90
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: Bendungan Tipe Urugan, Ir. Suyono Susradarso, hal 38

2.5.2. 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):

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.25)$$

dengan :

$$Q_p = \text{Debit puncak banjir (m}^3/\text{det)}$$

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 :

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots (2.26)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots (2.27)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \dots\dots\dots (2.28)$$

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 :

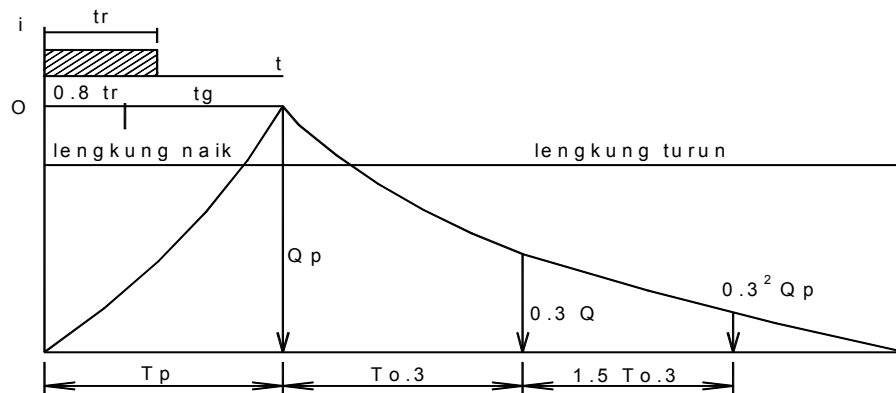
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

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

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

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



Gambar 2.3 Sketsa Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu

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

$$Q_p = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} Q_p \dots\dots\dots (2.29)$$

Dimana :

$Q_{(t)}$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

b. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \dots\dots\dots (2.30)$$

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p + 0,5 T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \dots\dots\dots (2.31)$$

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p + 1,5 \cdot T_{0,3})}{2,0 \cdot T_{0,3}}} \dots\dots\dots (2.32)$$

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-rumusnya sebagai berikut:

$$t_p = C_t (L L_c)^{0,3} \dots\dots\dots (2.33)$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} \dots\dots\dots (2.34)$$

$$Q_p = 2,78 \frac{C_p A}{t_p} \dots\dots\dots (2.35)$$

$$T_b = 72 + 3 t_p \dots\dots\dots (2.36)$$

Koefisien-koefisien C_t dan C_p harus ditentukan secara empiris, karena besarnya berubah-ubah antara daerah yang satu dengan daerah yang lain. Besarnya $C_t = 0,75 - 3,00$, sedangkan besarnya $C_p = 0,90 - 1,40$

Pada umumnya C_t 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) di wilayah 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.

2.6. Perencanaan Teknis Embung

Sehubungan dengan fungsi utama sebuah embung 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 embung pada kedudukan alamiahnya biasanya harus didasarkan pada pengukuran topografi (*Linsey et al,1989:144*)

Dalam kondisi tersebut kapasitas embung sudah tertentu, yang menjadi persoalan adalah menetapkan jumlah pengambilan dari embung 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.

2.6.1. Kapasitas Tampungan Embung

Debit andalan embung dengan berbagai kapasitas dapat diperkirakan dengan adanya data sintesis. Embung dikatakan handal jika dapat memenuhi kebutuhan sepanjang tahun selama umur rencana. Umur rencana embung umumnya berkisar antara 50 – 100 tahun, yaitu pada saat sedimen mencapai tinggi muka air maksimum.

Dalam analisa perlu dianalisa hubungan antara produksi dan kapasitas konstruksi embung dalam interval waktu tertentu. Untuk keperluan perencanaan

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

2.6.2. 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 embung. Tipe dan dimensi pelimpah ditentukan berdasarkan besarnya tampungan efektif embung.

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*).

$$I - Q = ds / dt \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

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 Δt maka :

$$I = \frac{S_2 - S_1}{L}$$

$$Q = \frac{C}{L} \int_0^L H^2 dx$$

$$ds = s_2 - s_1$$

Sehingga rumus (2.55) dapat diubah menjadi :

$$\frac{Q}{L} + \frac{C}{L} S_2 - S_1$$

$$\frac{Q}{L} + \frac{C}{L} S_2 - S_1 = \frac{Q}{L} + \frac{C}{L} S_1$$

$$\frac{Q}{L} - S_1 = \psi \text{ dan } \frac{Q}{L} + S_1 = \varphi$$

$$\frac{Q}{L} + \psi = \varphi \dots\dots\dots (2.38)$$

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

$$Q = C x B x H^{2/3} \dots\dots\dots (2.39)$$

Dimana :

Q = Rata-rata outflow (m³/dtk)

C = Variabel koefisien debit

B = Lebar pintu efektif (m)

H = Tinggi muka air tampungan (m)

2.6.3. Tipe Tubuh Embung

Tubuh embung didesain dalam beberapa tipe yaitu :

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

Pemilihan tipe embung tersebut di atas tergantung dari jenis pondasi, panjang/bentuk lembah, dan bahan bangunan yang tersedia ditempat. Aspek bahan bangunan dan pondasi terhadap desain embung. Tubuh embung bertipe urugan (homogen dan majemuk) dapat dibangun pada pondasi tanah atau batu, sedangkan tipe pasangan batu atau beton hanya dapat dibangun pada pondasi batu. Disamping itu tipe pasangan batu atau beton karna mahal hanya disarankan bila lembah sempit (*berbentuk V*) dimana kedua tebingnya curam dan terdiri dari material batu. Bilamana lembah panjang atau lebar dan terdiri dari material batu maka tubuh embung akan lebih murah bilamana dipilih tipe komposit (*Ibnu Kasiro, Dkk, 1987:5.5*). dalam perencanaan embung ini direncanakan tipe urugan tanah (*Homogen*), ketahanan terhadap gejala longsor akan semakin meningkat, embung urugan masih dibagi menjadi tiga jenis :

- Embung urugan serba sama (*Homogeneous Dams*)
- Embung Urugan berlapis (*Zona Dams, Rokfill Dams*) adalah embung urugan yang terdiri dari beberapa lapisan kedap air, lapisan batu, lapisan batu teratur dan lapisan pengering.
- Embung urugan dengan lapisan kedap air dimuka adalah adalah embung urugan batu berlapis-lapis yang lapisan kedap airnya terletak disebelah hulu embung.

Tabel 2.2

Kesesuaian Antara Tipe Tubuh Embung dengan Jenis Pondasi, Lembah, dan Bahan Bangunan

Tipe Tubuh Embung	Jenis Pondasi	Ukuran Lembah	Jenis Bahan Bangunan
1. Urugan	1. Batu	1. Lebar	1. Lempung atau Tanah Berlempung
	2. Tanah	2. Sempit	2. Pasir sampai Batu Pecah
2. Beton/Pasangan	Batu	Sempit	Pasir sampai batu
3. Komposit	Batu	Lebar	1. Lempung atau Tanah Berlempung
			2. Pasir sampai Batu Pecah

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil (Ibnu Kasiro, Dkk. 1997:2.4)

2.6.4. Lebar Puncak Embung

Lebar puncak embung/mercu embung di ambil dari table berikut :

Tabel 2.3
Lebar puncak tubuh embung

Tipe	Tinggi (m)	Lebar Puncak (m)
Urugan	1). $\leq 5,00$	2,00
	2). 5,00 – 10,00	3,00
Pasangan Batu/Beton	Sampai maksimal 7,00	1,00

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil (Ibnu Kasiro, Dkk. 1997:5.4)

Apabila puncak urugan akan digunakan untuk lalu lintas umum, maka dikiri dan kanan badan jalan diberi bahu jalan masing-masing selebar 1,00 m. Sedangkan puncak tubuh embung tipe pasangan/beton tidak disarankan untuk lalu lintas karena biaya konstruksi akan menjadi terlalu mahal.

2.6.5. Kemiringan Lereng Embung

Kemiringan lereng harus ditentukan sedemikian rupa agar stabil terhadap longsor. Hal ini sangat tergantung pada jenis material urugan yang hendak dipakai. Kestabilan urugan harus diperhitungkan terhadap surut cepat muka air kolam, dan rembesan langgeng, serta harus tahan terhadap gempa. Dengan pertimbangan hal di atas mengambil koefisien gempa 0,15g diperoleh kemiringan urugan yang disarankan seperti tabel berikut. Stabilitasnya dihitung dengan menggunakan metode *A.W.Bishop*, sedangkan parameter urugannya diperoleh dengan pengujian di laboratorium.

Tabel 2.4
Kemiringan lereng urugan untuk tinggi maksimum 10 m

Material Urugan	Material Utama	Kemiringan Lereng Vertical : Horizontal	
		Udik	Hilir
1. Urugan Hilir	CH	1 : 3,00	1 : 2,25
	CL		
	SC		
	GC		
	GM		
	SM		
2. Urugan Majemuk			
2.1. Urugan batu dengan inti lempung dan dinding diapragama	Pecahan Batu	1 : 1,50	1 : 1,25
2.2. Kerikil-Kerakal dengan inti Lempung atau dinding diapragama	Kerikil-kerakal	1 : 2,50	1 : 1,75

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil (Ibnu Kasiro, Dkk. 1997:5.5)

2.6.6. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan adalah jarak vertical antara muka air kolam pada waktu banjir desain (*50 tahun*) dan puncak tubuh embung. Tinggi jagaan pada tubuh embung dimaksudkan untuk memberikan keamanan tubuh embung terhadap peluapan karena banjir. Bila hal ini terjadi maka akan terjadi erosi kuat pada tubuh embung tipe urugan.

Dengan mempertimbangkan beberapa factor seperti kondisi tempat kedudukan embung, karakteristik banjir abnormal, jebolnya embung dan sebagainya, maka tinggi jagaan (H_f) dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$H_f \geq \Delta h + h_w + h_e + h_a + h_i \dots\dots\dots$$

(2.40)

Dimana :

Δh = Tinggi kenaikan muka air embung akibat banjir maksimum

h_w = Tinggi ombak akibat tiupan angin

h_e = Tinggi ombak akibat gempa

h_a = Tinggi kenaikan permukaan air embung apabila terjadi kemacetan pada operasi pintu pelimpah.

h_i = Tinggi tambahan yang didasarkan pada tingkat kepentingan

Tinggi jagaan juga dapat ditentukan menurut tipe tubuh embung seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.5

Tinggi Jagaan Embung

Tipe Tubuh Embung	Tinggi Jagaan (m)
1. Urungan Homogen dan Majemuk	0.50
2. Pasangan Batu/Beton	0.00
3. Komposit	0.50

Sumber : Pedoman Kriteria Desain Embung Kecil (Ibnu Kasiro, Dkk. 1997:5.6)

2.6.7. Tinggi Tubug Embung

Tinggi tubuh embung harus ditentukan dengan mempertimbangkan kebutuhan tampungan air dan keamanan terhadap peluapan oleh banjir. Tinggi tubuh embung dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Hd = Hk + Hb + Hf \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana :

Hd = Elevasi puncak embung

Hk = Elevasi muka air kolam embung pada kondisi penuh (m)

Hb = Tinggi tampungan banjir (m)

Hf = Tinggi jagaan (m)

Untuk tipe urungan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan sebesar 0,25 m (Ibnu Kasino, Dkk, 1987) sehingga Hd menjadi :

$$Hd = Hk + Hb + Hf + 0,25 \dots\dots\dots (2.42)$$

BAB III METODOLOGI

3.1. Umum

Pengendalian banjir hal yang pertama dilakukan ialah mengumpulkan data – data penunjang seperti data geologi, data klimatologi, data topografi dan data hidrologi. Dari data – data ini maka di lakukan analisa untuk mendapatkan grafik lengkung kapasitas, jumlah kebutuhan air dan debit banjir rancangan, jadi dari hasil analisa ini maka kita dapat menentukan dimensi embung sesuai dengan kebutuhan.

3.2. Jenis dan Sumber Data

Penentuan lokasi embung beserta dimensi embung ditentukan melalui analisa data. Untuk itu tahapan – tahapan yang di lakukan dalam studi ini adalah :

1) Pengumpulan Data

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

2) Data Hidrologi

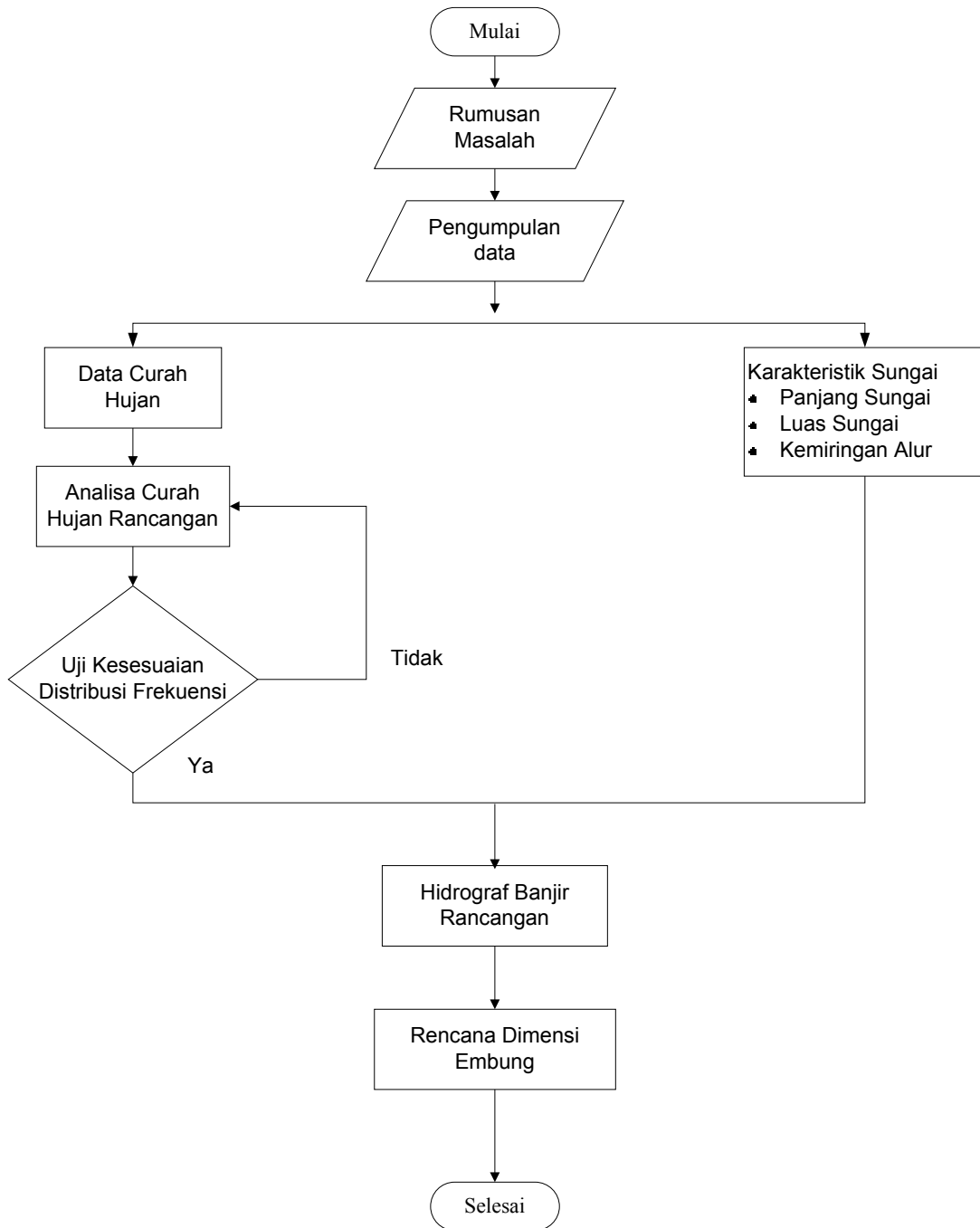
Metode analisa untuk menghasilkan rekomendasi pada pekerjaan studi Pengendalian Banjir Di Kecamatan Pacitan, Kabupaten Pacitan diuraikan secara rinci dengan menggunakan persamaan-persamaan sebagai berikut:

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

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

- Dimensi Embung
- Stabilitas Embung

Membuat saran dan kesimpulan



BAB IV ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

4.1.1. Curah Hujan Rerata Daerah

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*). Berdasarkan hasil pengamatan pada lokasi perencanaan embung Kali Tani dan Kali Kunir ini yang digunakan dalam analisa hidrologi pada laporan ini hanya menggunakan 1 stasiun saja, karena yang berpengaruh hanya 1 stasiun yaitu stasiun pacitan. Maka berdasarkan perhitungan hujan maksimum harian rata-rata tahunan dapat dihitung besar curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log Person Type III dan Metode E.J. Gumbel.

Data curah hujan yang diperoleh dari BMG Kota Pacitan mulai dari tahun 2003 sampai dengan tahun 2012, data curah hujan stasiun Pacitan dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.1 *Curah Hujan Harian Maksimum Stasiun Pacitan*

No	Tahun	X(mm)
1	2003	83
2	2004	138
3	2005	218
4	2006	96
5	2007	158
6	2008	127
7	2009	137
8	2010	110
9	2011	110
10	2012	96

Sumber :Hasil Perhitungan

4.1.1.1. Metode Log Person Type III

Metode Log Person Type III tidak mempunyai sifat khas yang dapat dipergunakan untuk memperkirakan jenis distribusi ini. Perhitungan parameter statistic metode Log Person Type III dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 4.2 Analisa Curah Hujan Rancangan Metode Log Person Type III

No	Tahun	Curah hujan (mm)	Log X	Log X - Log X _r	(Log X - Log X _r) ²	(Log X - Log X _r) ³
1	2005	218	2.34	0.250	0.063	0.016
2	2007	158	2.20	0.110	0.012	0.001
3	2004	138	2.14	0.051	0.003	0.000
4	2009	137	2.14	0.048	0.002	0.000
5	2008	127	2.10	0.015	0.000	0.000
6	2010	110	2.04	-0.047	0.002	0.000
7	2011	110	2.04	-0.047	0.002	0.000
8	2006	96	1.98	-0.106	0.011	-0.001
9	2012	96	1.98	-0.106	0.011	-0.001
10	2003	83	1.92	-0.169	0.029	-0.005
Jumlah			20.88		0.1355	0.0098
rerata			2.09			
Si			0.12			
Skew. (CS)			0.74			

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diatas maka dapat diperoleh nilai :

1. Curah hujan rata – rata :

$$\begin{aligned} \text{Log } \bar{X} &= \frac{\sum \text{Log} X}{n} \\ &= \frac{20.88}{10} = 2.09 \end{aligned}$$

2. Simpangan Baku Si

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

$$= \sqrt{\frac{0.1355}{9}} = 0.12$$

3. Koefisien Kepencengan

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log}X - \text{Log}\bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \text{Log}X)^3}$$
$$= \frac{10 \times (0.0098)}{(10-1) \times (10-2) \times (0.12)^3} = 0.74$$

Untuk menghitung curah hujan rancangan dapat di lihat di bawah ini :

$N = 10$, maka $Y_n = 0.4952$ dan $S_n = 0.9496$ (*tabel Y_n dan S_n*)

Untuk periode ulang 5 tahun :

$$C_s = 0.74 \quad G_5 = 0,786$$

$$\begin{aligned} \text{Log } X_{5 \text{ tahun}} &= \text{Log } x + G \cdot S_d \\ &= 2.09 + ((0.786) \cdot 0,12) \\ &= 2,185 \end{aligned}$$

$$X_{5 \text{ tahun}} = 153.045$$

Perhitungan selanjutnya untuk berbagai periode dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.3 Analisa Hujan Rancangan Metode Log Person Type III

No	Tr (Tahun)	G	Lox	X (mm)
1	2	-0.1224	2.073	118.406
2	5	0.786	2.185	153.054
3	10	1.3342	2.252	178.696
4	25	1.9774	2.331	214.310
5	50	2.4254	2.386	243.230
6	100	2.8508	2.438	274.295

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.1.2. Metode Gumbel

Metode Gumbel memiliki sifat khas yaitu nilai asimetrina (*skewness*) $C_s = 0,155$ dan nilai kurtosisnya $C_k = 6,349$ (C.D. Soemarto, 1987). Untuk perhitungan parameter statistic metod Gumbel dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.4 Analisa Hujan Rancangan Metode Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	X - Xr	(X - Xr) ²
1	2005	218	90.7	8226.49
2	2007	158	30.7	942.49
3	2004	138	10.7	114.49
4	2009	137	9.7	94.09
5	2008	127	-0.3	0.09
6	2010	110	-17.3	299.29
7	2011	110	-17.3	299.29
8	2006	96	-31.3	979.69
9	2012	96	-31.3	979.69
10	2003	83	-44.3	1962.49
Jumlah		1273		
rerata		127.3		
Standar Deviasiasi (s)		39.30		
koefisien Kepencengan		1.42		13898.1

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diatas, maka diperoleh nilai :

1. Curah hujan rata – rata

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_1^n x_i$$

$$= \frac{1}{10} \times 1273 = 127.3$$

2. Standar deviasi

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

$$= \sqrt{\frac{13898.1}{(10-1)}} = 39.30$$

Analisa Hujan Rancangan

N = 10, maka $Y_n = 0.4952$ dan $S_n = 0.9496$ (tabel Y_n dan S_n)

Perhitungan selanjutnya untuk berbagai periode dapat dilihat pada tabel dibawah ini :

Tabel 4.5 Analisa Hujan Rancangan Metode Gumbel

No	Tr Tahun	Tr -1	(Tr - 1)/Tr	Ln((Tr- 1)/tr)	- Ln ((Tr- 1)/Tr)	Ln	YT=ln*- 1	K	X (mm)
1	2	1	0.5	-0.693	0.693	-0.367	0.367	-0.136	121.975
2	5	4	0.8	-0.223	0.223	-1.500	1.500	1.058	168.879
3	10	9	0.9	-0.105	0.105	-2.250	2.250	1.848	199.933
4	25	24	0.96	-0.041	0.041	-3.199	3.199	2.847	239.170
5	50	49	0.98	-0.020	0.020	-3.902	3.902	3.588	268.279
6	100	99	0.99	-0.010	0.010	-4.600	4.600	4.323	297.173

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.2. Uji Kesesuaian Distribusi Chi Square

4.1.2.1. Metode Log Person Type III

$$\text{Jumlah data} = 10$$

$$\text{Rerata} = 2.088$$

$$\text{Standar deviasiasi} = 0.123$$

$$Y_n = 0.4952$$

Jumlah kelas

$$K = 1 + (3,322 \times \text{Log } n)$$

$$= 1 + (3,322 \times \text{Log } 10)$$

$$= 4.322 \approx 4$$

Jumlah kelas dibagi menjadi 4 kelas, $100/4 = 25$

Interval dari 25 adalah : 25. ; 50 ; 75

Dimana diketahui $C_s = 0.74$

$$75 \rightarrow G = -0.72026$$

$$\log X = \log \bar{x} + G \cdot S$$

$$= 2.088 + ((-0.324) * 0.123)$$

$$= 2.049$$

$$X = 111.841\text{mm}$$

Tabel 4.6 Uji Chi-Square untuk Distribusi Log Person Type III

Probabilitas	OI	EI	$(OI - EI)^2$	$(OI - EI)^2 EI$
<111.841	5	2.5	6.25	2.5
111.841-118.406	0	2.5	6.25	2.5
118.406 - 140.503	3	2.5	0.25	0.1
>140.503	2	2.5	0.25	0.1
Total	10	10		5.2

Sumber: Hasil Perhitungan

Kesimpulan :

$$EJ = \frac{\text{banyaknya data}}{\text{jumlah data}} = \frac{10}{4} = 2.5$$

- Banyaknya data (n) = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas – m – 1
= 4 – 2 – 1 = 1

$$X^2 \text{ standar} = 3.841$$

$$X^2 \text{ hitung} = \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{5.2}{2.5} = 2.08$$

Karena X^2 hitung < X^2 standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi Log Person Type III diterima.

4.1.2.1 Metode Gumbel

Jumlah data	= 10
Rerata	= 127.3
Standar deviasi	= 39.297
Yn	= 0,5268

Jumlah kelas

$$\begin{aligned}K &= 1 + (3,322 \times \text{Log } n) \\ &= 1 + (3,322 \times \text{Log } 10) \\ &= 4.322 \approx 4\end{aligned}$$

Jumlah kelas dibagi menjadi 4 kelas, $100/4 = 25$

Interval dari 25 adalah : 25. ; 50 ; 75

Pada pengujian Chi Square terlebih dahulu menentukan nilai Yn dan Sn, dimana nilai Yn = 0.4952 dan Sn = 0.9497. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada perhitungan berikut :

$$\begin{aligned}Y_t &= -\text{Ln}\left(-\text{Ln}\left(\frac{T_r - 1}{T_r}\right)\right) \\ &= -\text{Ln}\left(-\text{Ln}\left(\frac{1,3 - 1}{1,3}\right)\right) = -0,327\end{aligned}$$

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

$$= \frac{(-0,327-0,4952)}{0,9496} = -0.8654$$

$$X_t = \bar{X} + (K \times S)$$

$$= 127.3 + (-0.8654 \times 39.29) = 99.605$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.7. Uji Chi-Square untuk Distribusi Gumbel

Probabilitas	OI	EI	(OI - EI) ²	(OI - EI) ² EI
<99.605	3	2.5	0.25	0.1
99.605 - 120.851	2	2.5	0.25	0.1
120.851 - 147.850	3	2.5	0.25	0.1
>147.805	2	2.5	0.25	0.1
Total	10	10		0.4

Sumber: Hasil Perhitungan

Kesimpulan :

$$EJ = \frac{\text{banyaknya data}}{\text{jumlah data}} = \frac{10}{4} = 2.5$$

- Banyaknya data (n) = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 %
- Derajat kebebasan (Dk) = kelas - m - 1
= 6 - 2 - 1 = 1

$$X^2 \text{ standar} = 3.841$$

$$X^2 \text{ hitung} = \frac{\sum(EJ - OJ)^2}{OJ} = \frac{0,4}{2,5} = 0,16$$

Karena X^2 hitung $<$ X^2 standar, maka pengujian Chi Square pada distribusi Log Person Type III diterima.

4.1.3 Uji Kesesuaian Distribusi Smirnov Kolomogorov

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. Perhitungannya dengan menggunakan persamaan 2.16 dan 2.19.

4.1.3.1 Metode Log Person Type III

Untuk analisa probabilitas log person type III ini data diurutkan dari angka terbesar ke terkecil. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

- Menghitung peluang empiris dengan persamaan 2.16 sebagai berikut :

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

- Mencari nilai Log X dari hujan rerata

$$\text{Log } 83 = 1.9191$$

- Mencari nilai G dengan persamaan 2.17 sebagai berikut :

$$\begin{aligned}G &= (1.9191 - 0.123) / 0.74 \\ &= -1.3798\end{aligned}$$

- Mencari harga Pr melalui Table Distribusi Person Type III,

di dapat nilai Pr = 93.051

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

$$\begin{aligned}Pt(x) &= (100 - 93.051) / 100 \\ &= 0.0695\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\Delta_{maks} &= 0.0909 - 0.0695 \\ &= 0.0214\end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.8. Pengujian Probabilitas Log Person Type III

No	Pe (x)	X	Log x	G	Pr(%)	Pt (%)	Pe(X) - Pt (X)
1	0.0909	83	1.9191	-1.3798	93.051	0.06949	0.0214
2	0.1818	96	1.9823	-0.8648	85.334	0.14666	0.0352
3	0.2727	96	1.9823	-0.8648	85.334	0.14666	0.1261
4	0.3636	110	2.0414	-0.3830	58.607	0.41393	-0.0503
5	0.4545	110	2.0414	-0.3830	58.607	0.41393	0.0406
6	0.5455	127	2.1038	0.1256	41.810	0.5819	-0.0364
7	0.6364	137	2.1367	0.3938	32.951	0.67049	-0.0341
8	0.7273	138	2.1399	0.4196	32.101	0.67899	0.0483
9	0.8182	158	2.1987	0.8986	16.282	0.83718	-0.0190
10	0.9091	218	2.3385	2.0378	-2.835	1.02835	-0.1193
Jumlah			20.8839	Δmaks			0.0124
Log X rerata (Xrt)			2.0884				
Simpangan Baku (sd)			0.123				
Koefisien Kepencengan (Cs)			0.7350				

Sumber: Hasil Perhitungan

- Banyak data = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 % = 0.05
- Δ_{kritis} = 0.41
- Δ_{Maks} = 0,0124

Karena $\Delta_{Maks} < \Delta_{kritis}$, maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Log Person Type III diterima.

4.1.3.2 Metode Gumbel

Untuk analisa probabilitas Gumbel ini data diurutkan dari angka terbesar ke terkecil. Sedangkan untuk menghitung probabilitasnya digunakan rumus :

Keterangan :

$$Q_{rer} = 127.3\text{m}^3/\text{det}$$

$$Sd = 39.30$$

$$Y_n = 0.495$$

$$S_n = 0.950$$

Dimana :

$$S_n(x) = n/(m+1)$$

$$= 1/(10+1)$$

$$= 0.091$$

$$K = (Q-Q_{rer})/Sd$$

$$= (85-127.3)/39.30$$

$$=-1.127$$

$$Y_t = (K*S_n)+Y_n$$

$$= (-1.127*0.950)+0.495$$

$$= -0.576$$

$$Tr = 1-(e*(-e*(-Y_t)))$$

$$=1(\text{EXP}(\text{EXP}(-0.576)))$$

$$= 1.203$$

$$\text{Pr} = 1/\text{Tr}$$

$$=1/1.203$$

$$= 0.831$$

$$\text{Px} = 1 - \text{Pr}$$

$$= 1 - 0.831$$

$$= 0.169$$

$$\text{D} = \text{Sn}(x) - \text{Px}(x)$$

$$= (0.091 - 0.169)$$

$$= -0.078$$

Untuk hasil perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.9. Pengujian Probabilitas Gumbel

NO	Q(m ³ /dt)	Sn(x)	K	Yt	Tr(Tahun)	Pr	Px	D
1	83	0.091	-1.127	-0.576	1.203	0.831	0.169	-0.078
2	96	0.182	-0.797	-0.262	1.375	0.727	0.273	-0.091
3	96	0.273	-0.797	-0.262	1.375	0.727	0.273	0.000
4	110	0.364	-0.440	0.077	1.656	0.604	0.396	-0.032
5	110	0.455	-0.440	0.077	1.656	0.604	0.396	0.058
6	127	0.545	-0.008	0.488	2.179	0.459	0.541	0.004
7	137	0.636	0.247	0.729	2.614	0.383	0.617	0.019
8	138	0.727	0.272	0.754	2.664	0.375	0.625	0.103
9	158	0.818	0.781	1.237	3.970	0.252	0.748	0.070
10	218	0.909	2.308	2.688	15.203	0.066	0.934	-0.025
								0.028

Sumber: Hasil Perhitungan

- Banyak data = 10
- Taraf signifikan (α) = 5 % = 0,05
- Δ_{kritis} = 0,41
- Δ_{Maks} = 0,028

Karena $\Delta_{\text{Maks}} < \Delta_{\text{kritis}}$, maka pengujian Smirnov-Kolmogorov pada distribusi Gumbel diterima.

Rekap dan Kesimpulan Perhitungan Hujan Rancangan

Tabel 4.10. Hujan Rancangan

No	Kala	Metode	
	Ulang	Gumbel	Log Pearson Type III
1	2	121.975	118.406
2	5	168.879	153.054
3	10	199.933	178.696
4	25	239.170	214.310
5	50	268.279	243.230
6	100	297.173	274.295

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.11. Perhitungan Uji Chi Square

No	Keterangan	Gumbel	Log Pearson Type III
1	Banyak Data	10	10
2	α	5%	5%
3	γ	1	1
4	X_2 cr	3.841	3.841
5	X_2 hitung	0,16	2.08
6	Hasil Uji	DI TERIMA	DITERIMA

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.12. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogrov

No	Keterangan	Gumbel	Log Pearson Type III
1	Banyak Data	10	10
2	α	5%	5%
3	Δ Cr	0.41	0.41
4	Δ max	0.028	0.0124
5	Hasil Uji	DI TERIMA	DITERIMA

Sumber: Hasil Perhitungan

Antara hasil perhitungan metode Log Pearson Type III dan Metode E.J. Gumbel, pengujian di terima, maka untuk perhitungan selanjutnya di pakai Metode E.J. Gumbel karna di ambil yang terbesar sebagai acuan untuk proses analisa selanjutnya.

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 :

- 70% perbukitan, di ketahui bahwa angka koefisien pengaliran untuk jenis lahan ini adalah 0,70 - 0.80

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 :

$$1 \text{ jam, } R_1 = (1 \cdot 0,58 R_{24}) - \{(1-1) \cdot R_0\}$$

$$= 0,58 R_{24} - 0$$

$$= 58 \%$$

$$2 \text{ jam, } R_2 = (2 \cdot 0,37 R_{24}) - \{(2-1) \cdot R_0\}$$

$$= 0,74 R_{24} - 0,58$$

$$= 16 \%$$

$$3 \text{ jam, } R_3 = (3.0,28R_{24}) - \{(-1).Ro\}$$

$$= 0,84 R_{24} - 0,74$$

$$= 10 \%$$

$$4 \text{ jam, } R_4 = (4.0,23R_{24}) - \{(4-1).Ro\}$$

$$= 0,92 R_{24} - 0,84$$

$$= 8.2 \%$$

$$5 \text{ jam, } R_5 = (5.0,2R_{24}) - \{(5-1).Ro\}$$

$$= 1 R_{24} - 0,92$$

$$= 7.8 \%$$

Perhitungan curah Hujan jam – jaman dengan Persamaan 2.22 di mana curah hujan rancangan menggunakan hasil perhitungan Metode Gumbel:

Contoh Perhitungan Curah hujan jam – jaman untuk Rn2

➤ **Kali Tani**

1) Curah hujan rancangan 2 tahun = 121.975

2) Koefisien Pengaliran = 0.70

$$\begin{aligned} Rn\ 2 &= 121.975 * 0.70 * 58\% \\ &= 49.522 \end{aligned}$$

Hasil Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table 4.13 di bawah

Tabel 4.13. Perhitungan Curah Hujan Jam – jaman Kali Tani

JAM	Ratio	Rn 2	Rn 5	Rn 10	Rn 25	Rn 50	Rn 100
	(%)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)
1	0.580	49.522	68.565	81.173	97.103	108.921	120.652
2	0.160	13.661	18.914	22.393	26.787	30.047	33.283
3	0.100	9.148	12.666	14.995	17.938	20.121	22.288
4	0.082	7.001	9.694	11.476	13.728	15.399	18.276
5	0.078	6.660	9.221	10.916	13.059	14.648	17.385

Sumber: Hasil Perhitungan

➤ **Kali Kunir**

1) Curah hujan rancangan 2 tahun = 121.975

2) Koefisien Pengaliran = 0.70

$$\begin{aligned} Rn\ 2 &= 121.975 * 0.70 * 58\% \\ &= 49.522 \end{aligned}$$

Hasil Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table 4.14 di bawah

Tabel 4.14. Perhitungan Curah Hujan Jam – jaman Kali Tani

JAM	Ratio	Rn 2	Rn 5	Rn 10	Rn 25	Rn 50	Rn 100
	(%)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)	(Tahun)
1	0.580	49.522	68.565	81.173	97.103	108.921	120.652
2	0.160	13.661	18.914	22.393	26.787	30.047	33.283
3	0.100	8.538	11.821	13.995	16.742	18.780	20.802
4	0.082	7.001	9.694	11.476	13.728	15.399	17.058
5	0.078	6.660	9.221	10.916	13.059	14.648	16.226

Sumber: Hasil Perhitungan

4.1.4.3. Hidrograf Satuan Sinetik Nakayasu

Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan dengan menggunakan persamaan 2.23 – 2.30.

A. KALI TANI

Diketahui :

- a. Luas DAS = 3.6 km²
- b. Panjang Alur Sungai Utama (L) = 2.5 km
- c. Koefisien Pengaliran = 0.70

Dilakukan perhitungan sebagai berikut :

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

- $T_g = 0.21 * L^{0.7}$
 $= 0.21 * 2.5^{0.7}$
 $= 0.43 \text{jam}$

- $t_r : 0.5 * T_g \text{ sampai } 1 * t_g, \text{ jadi } t_r \text{ diambil } 0.6 * t_g$
 $t_r = 0.6 * 0.5$
 $= 0.26$

- Mencari tegangan waktu permulaan hujan sampai puncak banjir (T_p)
 $T_p = T_g + 0.8 * t_r$
 $= 0.4 + 0.8 * 0.26$
 $= 0.6 \text{jam}$

- Para meter α antara 0.5 sampai dengan 3 dengan interval 0.5

$$\alpha = \frac{0.47 * (A * L)^{0.25}}{T_g} = \frac{0.47 * (3.6 * 2.5)^{0.25}}{0.4} = 1.93$$

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

$$T_{0.3} = \alpha * T_g$$
$$= 1.93 * 0.4$$
$$= 0.84 \text{ jam}$$

- Mencari puncak debit (Q_p)

$$Q_p = \frac{A * R_o .}{3.6 * (0.3 * T_p + T_{0.3})} = \frac{3.6 * 1}{3.6 * (0.3 * 0.8 + 0.91)}$$
$$= 0.45 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Menentukan banjir rancangan dengan cara sebagai berikut :

- Untuk menentukan lengkung naik dengan $0 (t < T_p \text{ atau } 0 < t < 1)$

$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4}$$
$$= 0.51 * \left(\frac{1}{1} \right)^{2.4}$$
$$= 0.445 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table 4.15 di bawah ini

Tabel 4.15
Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Parameter	Unit	Jam	Nilai
Tg	Jam		0.43
α			1.93
Tr	Jam		0.43
Tp	Jam		0.8
T _{0.3}	Jam		0.840
0.5 * T _{0.3}	Jam		0.420
1.5 * T _{0.3}	Jam		1.260
2.0 * T _{0.3}	Jam		1.679
(Tp + T _{0.3})	Jam		1.623
(Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})	Jam		2.882
Qp	Jam		0.487
Keterangan		0	0.0000
Bagian Lengkung Naik		1	0.3566
Interval :		2	0.1018
0 ≤ t ≤ Tp		3	0.0403
0 ≤ t ≤ 1		4	0.0197
Qa = Qp * (t/Tp) ^{2.4}		5	0.0096
		6	0.0047
Bagian Lengkung Turun		7	0.0023
Interval :		8	0.0011
Tp ≤ t ≤ (Tp + T _{0.3})		9	0.0005
1 ≤ t ≤ 2.373		10	0.0003
Q _{d1} = Qp * (0.3) ^{(t-Tp)/(T0.3)}		11	0.0001
		12	0.0001
Interval :		13	0.0000
(Tp + T _{0.3}) ≤ t ≤ (Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})		14	0.0000
2.373 ≤ t ≤ 3.059		15	0.0000
Q _{d2} = Qp * 0.3 ^{(t-Tp+0.5*T0.3)/(1.5*T0.3)}		16	0.0000
		17	0.0000
Interval :		18	0.0000
t ≥ (Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})		19	0.0000
t ≥ 3.059		20	0.0000

$Q_{d3} = Q_p * 0.3^{(t - T_p + 0.5 * T_{0.3}) / (2 * T_{0.3})}$	21	0.0000
	22	0.0000
	23	0.0000
	24	0.0000

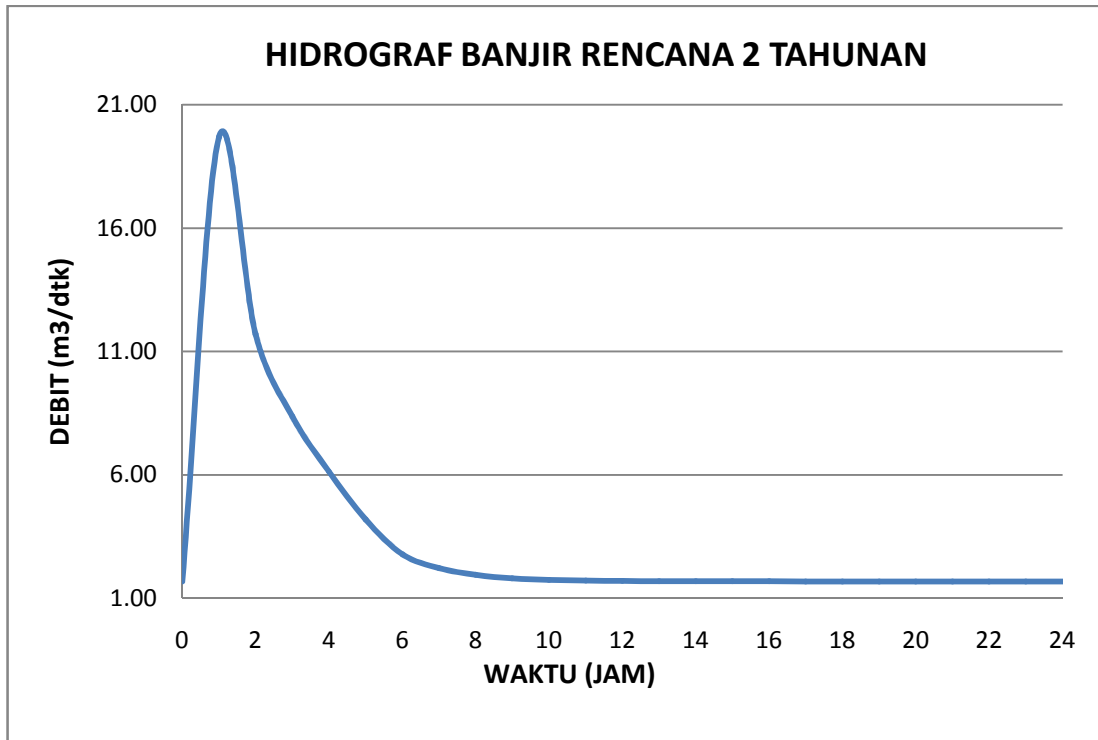
Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan perhitungan maka akan dilanjutkan dengan analisa Ordinat banjir rancangan periode 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 20 tahun, 50 tahun tahun, serta pembuatan garfik hubungan antara debit dan waktu pengaliran adalah sebagai berikut :

Tabel 4.16
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Tani

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m³/dt)	49.5217	13.6612	9.1481	7.0013	6.6598		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.357	17.660	0.000				1.676	19.693
2	0.102	5.042	4.872	0.000			1.676	11.692
3	0.040	1.994	1.391	3.262	0.000		1.676	8.364
4	0.020	0.974	0.550	0.931	2.497	0.000	1.676	6.134
5	0.010	0.475	0.269	0.368	0.713	0.678	1.676	4.189
6	0.005	0.232	0.131	0.180	0.282	0.268	1.676	2.774
7	0.002	0.113	0.064	0.088	0.138	0.131	1.676	2.212
8	0.001	0.055	0.031	0.043	0.067	0.064	1.676	1.938
9	0.001	0.027	0.015	0.021	0.033	0.031	1.676	1.804
10	0.000	0.013	0.007	0.010	0.016	0.015	1.676	1.739
11	0.000	0.006	0.004	0.005	0.008	0.007	1.676	1.707
12	0.000	0.003	0.002	0.002	0.004	0.004	1.676	1.691
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.002	1.676	1.684
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	1.676	1.680
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Hasil Perhitungan

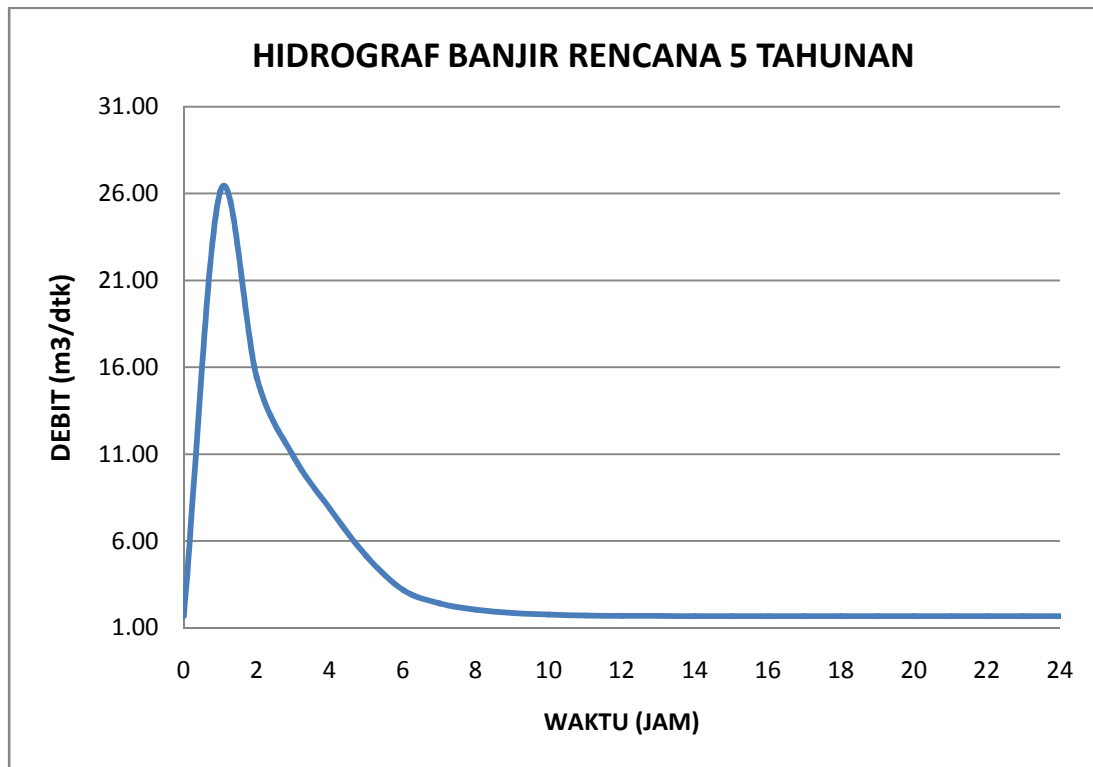


Gambar 4.1 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan

Tabel 4.17
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Tani

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m³/dt)	68.5647	18.9144	12.6659	9.6936	9.2208		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.357	24.451	0.000				1.676	26.128
2	0.102	6.981	6.745	0.000			1.676	15.403
3	0.040	2.761	1.926	4.517	0.000		1.676	10.880
4	0.020	1.348	0.762	1.290	3.457	0.000	1.676	7.857
5	0.010	0.658	0.372	0.510	0.987	0.939	1.676	5.142
6	0.005	0.321	0.182	0.249	0.390	0.371	1.676	3.190
7	0.002	0.157	0.089	0.122	0.191	0.181	1.676	2.415
8	0.001	0.077	0.043	0.059	0.093	0.089	1.676	2.037
9	0.001	0.037	0.021	0.029	0.045	0.043	1.676	1.853
10	0.000	0.018	0.010	0.014	0.022	0.021	1.676	1.763
11	0.000	0.009	0.005	0.007	0.011	0.010	1.676	1.718
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.005	1.676	1.697
13	0.000	0.002	0.001	0.002	0.003	0.002	1.676	1.687
14	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	1.676	1.681
15	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	1.676	1.679
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Hasil Perhitungan

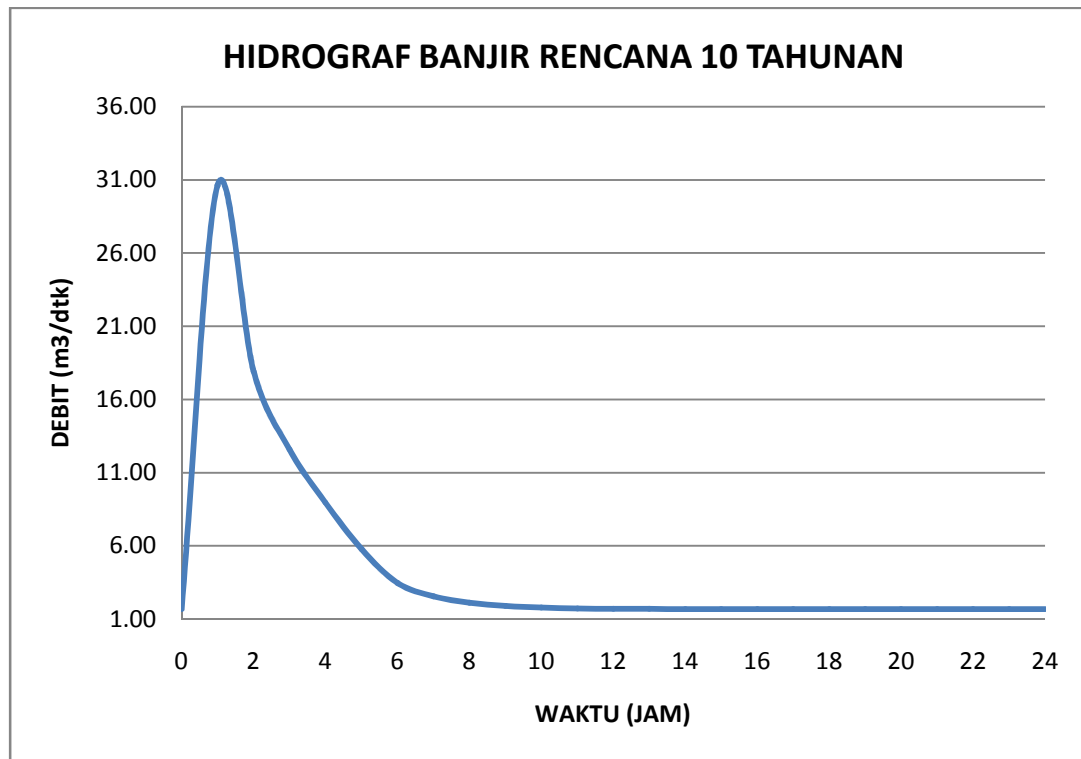


Gambar 4.2 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan

Tabel 4.18
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan Kali Tani

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m ³ /dt)	81.1728	22.3925	14.9950	11.4762	10.9163		(m ³ /dt)
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.357	28.947	0.000				1.676	30.624
2	0.102	8.265	7.986	0.000			1.676	17.927
3	0.040	3.268	2.280	5.347	0.000		1.676	12.572
4	0.020	1.596	0.902	1.527	4.093	0.000	1.676	8.955
5	0.010	0.779	0.440	0.604	1.168	1.111	1.676	5.780
6	0.005	0.380	0.215	0.295	0.462	0.440	1.676	3.468
7	0.002	0.186	0.105	0.144	0.226	0.215	1.676	2.551
8	0.001	0.091	0.051	0.070	0.110	0.105	1.676	2.104
9	0.001	0.044	0.025	0.034	0.054	0.051	1.676	1.885
10	0.000	0.022	0.012	0.017	0.026	0.025	1.676	1.778
11	0.000	0.011	0.006	0.008	0.013	0.012	1.676	1.726
12	0.000	0.005	0.003	0.004	0.006	0.006	1.676	1.701
13	0.000	0.003	0.001	0.002	0.003	0.003	1.676	1.688
14	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	1.676	1.682
15	0.000	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	1.676	1.679
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Hasil Perhitungan

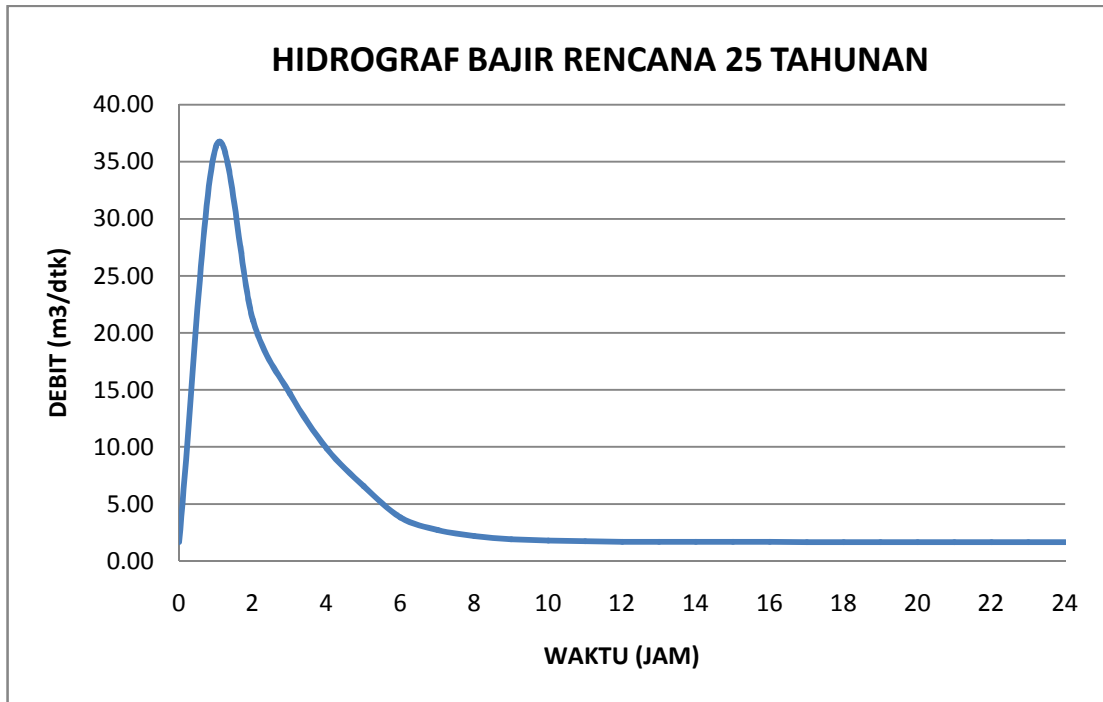


Gambar 4.3 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan

Tabel 4.19
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Tani

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m³/dt)	97.1032	26.7871	17.9378	13.7284	13.0587		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.357	34.628	0.000				1.676	36.305
2	0.102	9.887	9.553	0.000			1.676	21.116
3	0.040	3.910	2.727	6.397	0.000		1.676	14.710
4	0.020	1.909	1.079	1.826	4.896	0.000	1.676	9.874
5	0.010	0.932	0.527	0.722	1.398	1.330	1.676	6.585
6	0.005	0.455	0.257	0.353	0.553	0.526	1.676	3.820
7	0.002	0.222	0.126	0.172	0.270	0.257	1.676	2.723
8	0.001	0.108	0.061	0.084	0.132	0.125	1.676	2.187
9	0.001	0.053	0.030	0.041	0.064	0.061	1.676	1.926
10	0.000	0.026	0.015	0.020	0.031	0.030	1.676	1.798
11	0.000	0.013	0.007	0.010	0.015	0.015	1.676	1.736
12	0.000	0.006	0.003	0.005	0.007	0.007	1.676	1.706
13	0.000	0.003	0.002	0.002	0.004	0.003	1.676	1.691
14	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	1.676	1.683
15	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	1.676	1.680
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Hasil Perhitungan

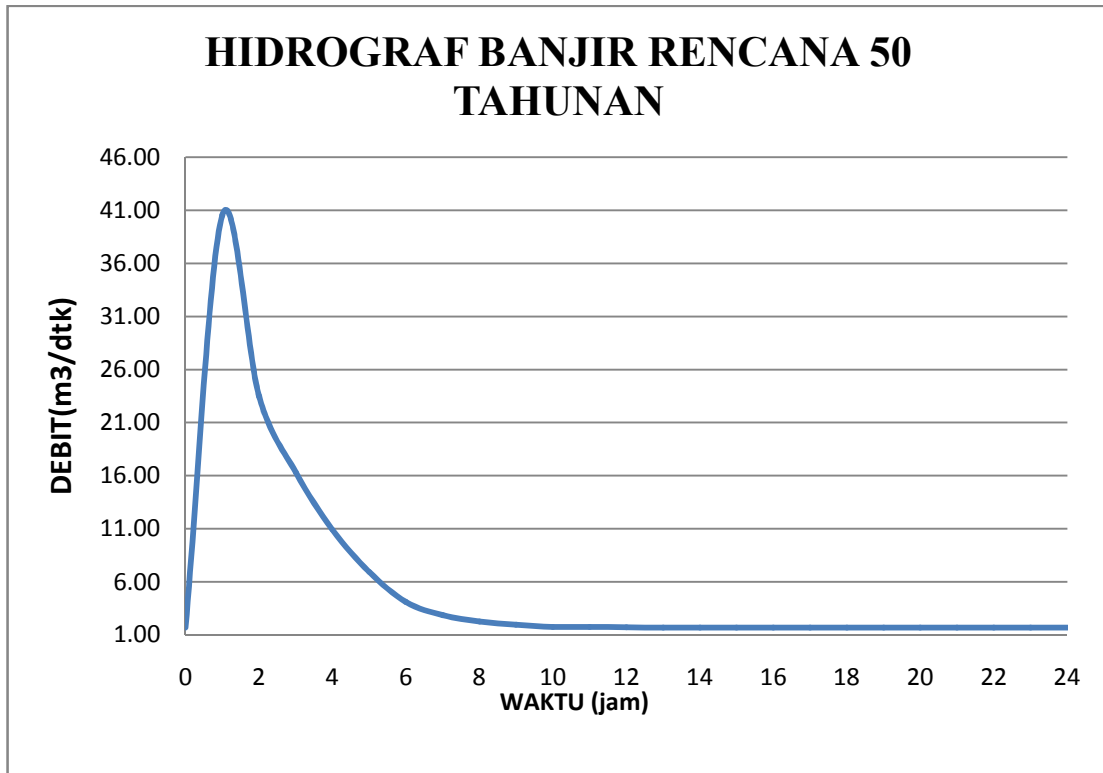


Gambar 4.4 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan

Tabel 4.20
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Tani

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m ³ /dt)	108.9213	30.0473	20.1209	15.3992	14.6480		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.357	38.843	0.000				1.676	40.519
2	0.102	11.090	10.715	0.000			1.676	23.482
3	0.040	4.386	3.059	7.175	0.000		1.676	16.297
4	0.020	2.141	1.210	2.049	5.492	0.000	1.676	10.898
5	0.010	1.045	0.591	0.810	1.568	1.491	1.676	6.942
6	0.005	0.510	0.288	0.396	0.620	0.590	1.676	4.081
7	0.002	0.249	0.141	0.193	0.303	0.288	1.676	2.850
8	0.001	0.122	0.069	0.094	0.148	0.141	1.676	2.250
9	0.001	0.059	0.034	0.046	0.072	0.069	1.676	1.956
10	0.000	0.029	0.016	0.022	0.035	0.034	1.676	1.750
11	0.000	0.014	0.008	0.011	0.017	0.016	1.676	1.743
12	0.000	0.007	0.004	0.005	0.008	0.008	1.676	1.709
13	0.000	0.003	0.002	0.003	0.004	0.004	1.676	1.692
14	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.002	1.676	1.684
15	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	1.676	1.680
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Hasil Perhitungan



Gambar 4.5 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan

B. KALI KUNIR

Diketahui :

- a. Luas DAS = 3.72 km²
- b. Panjang Alur Sungai Utama (L) = 2.35 km
- c. Koefisien Pengaliran = 0.70

Dilakukan perhitungan sebagai berikut :

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

- $$T_g = 0.21 * L^{0.7}$$
$$= 0.21 * 2.35^{0.7}$$
$$= 0.4 \text{jam}$$
- tr : 0.5 * Tg sampai 1 * tg, jadi tr diambil 0.6*tg
$$tr = 0.6 * 0.5$$
$$= 0.23$$
- Mencari tegangan waktu permulaan hujan sampau puncak banjir (Tp)
$$T_p = T_g + 0.8 * tr$$
$$= 0.4 + 0.8 * 0.23$$
$$= 0.6 \text{ jam}$$

- Parameter α antara 0.5 sampai dengan 3 dengan interval 0.5

$$\alpha = \frac{0.47 * (A * L)^{0.25}}{Tg} = \frac{0.47 * (3.72 \times 2.35)^{0.25}}{0.4} = 2.12$$

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

$$\begin{aligned} T_{0.3} &= \alpha * Tg \\ &= 2.12 * 0.4 \\ &= 0.81 \text{ jam} \end{aligned}$$

- Mencari puncak debit (Q_p)

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A * R_o}{3.6 * (0.3 * T_p + T_{0.3})} = \frac{3.72 * 1}{3.6 * (0.3 * 0.6 + 0.81)} \\ &= 0.43 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Menentukan banjir rancangan dengan cara sebagai berikut :

- Untuk menentukan lengkung naik dengan $0 (t < T_p \text{ atau } 0 < t < 1)$

$$\begin{aligned} Q_a &= Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \\ &= 0.43 * \left(\frac{1}{1} \right)^{2.4} \\ &= 0.425 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table 4.23 di bawah ini:

Tabel 4.21

Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Kali Kunir

Parameter	Unit	Jam	Nilai
Tg	Jam		0.38
α			2.12
Tr	Jam		0.38
Tp	Jam		1
T _{0.3}	Jam		0.808
0.5 * T _{0.3}	Jam		0.404
1.5 * T _{0.3}	Jam		1.212
2.0 * T _{0.3}	Jam		1.616
(Tp + T _{0.3})	Jam		1.538
(Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})	Jam		2.750
Qp	Jam		0.464
Keterangan		0	0.0000
Bagian Lengkung Naik		1	0.3100
Interval :		2	0.0879
0 ≤ t ≤ Tp		3	0.0346
0 ≤ t ≤ 1		4	0.0164
Qa = Qp * (t/Tp) ²⁴		5	0.0078
		6	0.0037
Bagian Lengkung Turun		7	0.0018
Interval :		8	0.0008
Tp ≤ t ≤ (Tp + T _{0.3})		9	0.0004
1 ≤ t ≤ 2.373		10	0.0002
Qd1 = Qp * (0.3) ^{(t-Tp)/(T0.3)}		11	0.0001
		12	0.0000
Interval :		13	0.0000
(Tp + T _{0.3}) ≤ t ≤ (Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})		14	0.0000
2.373 ≤ t ≤ 3.059		15	0.0000
Qd2 = Qp * 0.3 ^{(t-Tp+0.5*T0.3)/(1.5*T0.3)}		16	0.0000
		17	0.0000
Interval :		18	0.0000
t ≥ (Tp + T _{0.3} + 1.5 * T _{0.3})		19	0.0000
t ≥ 3.059		20	0.0000
Qd3 = Qp * 0.3 ^{(t - Tp + 0.5 * T0.3)/(2 * T0.3)}		21	0.0000

	22	0.0000
	23	0.0000
	24	0.0000

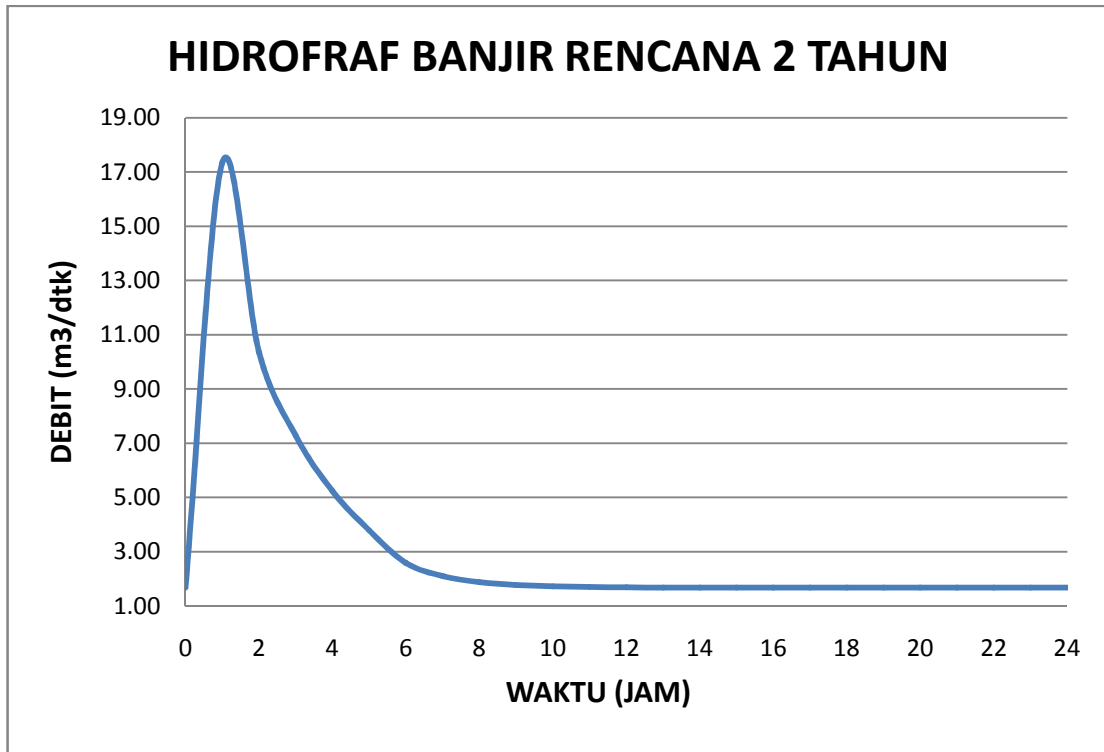
Sumber: Hasil Perhitungan

Berdasarkan perhitungan maka akan dilanjutkan dengan analisa Ordinat banjir rancangan periode 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun ,20 tahun, 50 tahun dan 100 tahun, serta pembuatan garfik hubungan antara debit dan waktu pengaliran adalah sebagai berikut :

Tabel 4.22
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan Kali Kunir

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q (m ³ /dt)
(jam)	(m ³ /dt)	49.5217	13.6612	8.5382	7.0013	6.6598		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.310	15.354	0.000				1.676	17.341
2	0.088	4.354	4.236	0.000			1.676	10.354
3	0.035	1.716	1.201	2.647	0.000		1.676	7.275
4	0.016	0.815	0.473	0.751	2.171	0.000	1.676	5.239
5	0.008	0.387	0.225	0.296	0.616	0.585	1.676	3.793
6	0.004	0.184	0.107	0.140	0.243	0.231	1.676	2.584
7	0.002	0.087	0.051	0.067	0.115	0.110	1.676	2.108
8	0.001	0.041	0.024	0.032	0.055	0.052	1.676	1.881
9	0.000	0.020	0.011	0.015	0.026	0.025	1.676	1.774
10	0.000	0.009	0.005	0.007	0.012	0.012	1.676	1.723
11	0.000	0.004	0.003	0.003	0.006	0.006	1.676	1.698
12	0.000	0.002	0.001	0.002	0.003	0.003	1.676	1.687
13	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	1.676	1.681
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	1.676	1.679
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Sumber: Hasil Perhitungan

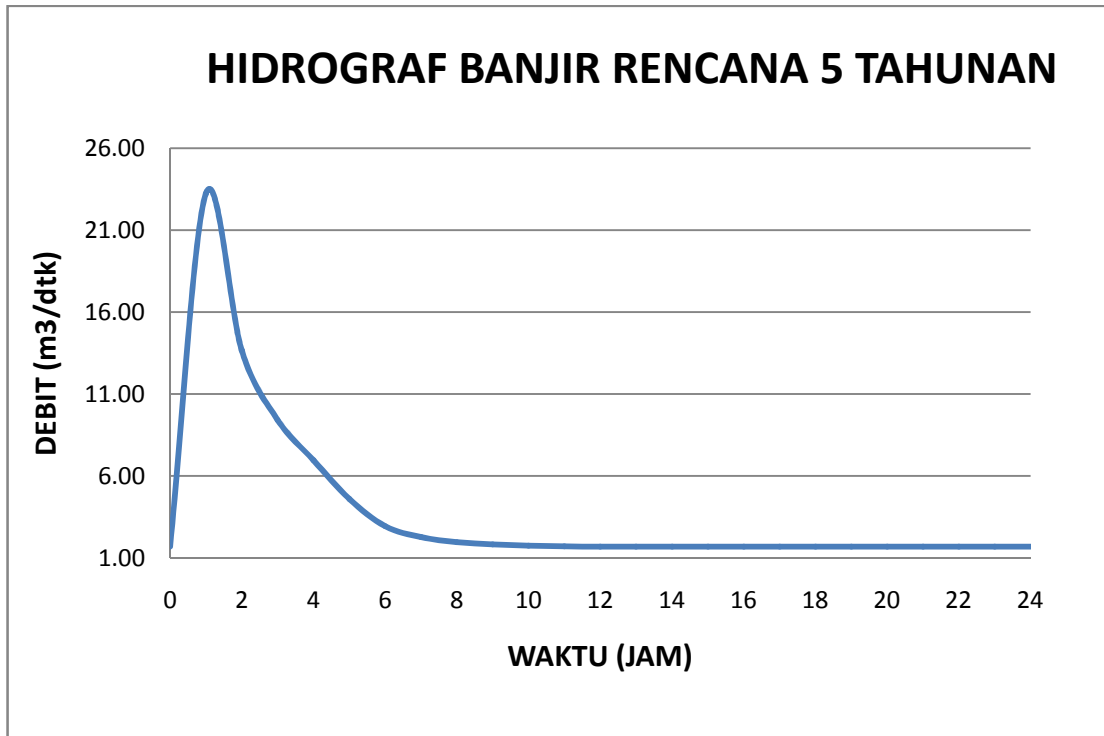


Gambar 4.6 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 2 Tahunan

Tabel 4.23
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan Kali Kunir

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m³/dt)	68.5647	18.9144	11.8215	9.6936	9.2208		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.310	21.258	0.000				1.676	23.245
2	0.088	6.028	5.864	0.000			1.676	13.657
3	0.035	2.375	1.663	3.665	0.000		1.676	9.415
4	0.016	1.128	0.655	1.039	3.005	0.000	1.676	6.960
5	0.008	0.535	0.311	0.410	0.852	0.811	1.676	4.603
6	0.004	0.254	0.148	0.194	0.336	0.319	1.676	2.932
7	0.002	0.121	0.070	0.092	0.159	0.152	1.676	2.273
8	0.001	0.057	0.033	0.044	0.076	0.072	1.676	1.960
9	0.000	0.027	0.016	0.021	0.036	0.034	1.676	1.811
10	0.000	0.013	0.008	0.010	0.017	0.016	1.676	1.740
11	0.000	0.006	0.004	0.005	0.008	0.008	1.676	1.707
12	0.000	0.003	0.002	0.002	0.004	0.004	1.676	1.691
13	0.000	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	1.676	1.683
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	1.676	1.680
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Sumber: Hasil Perhitungan

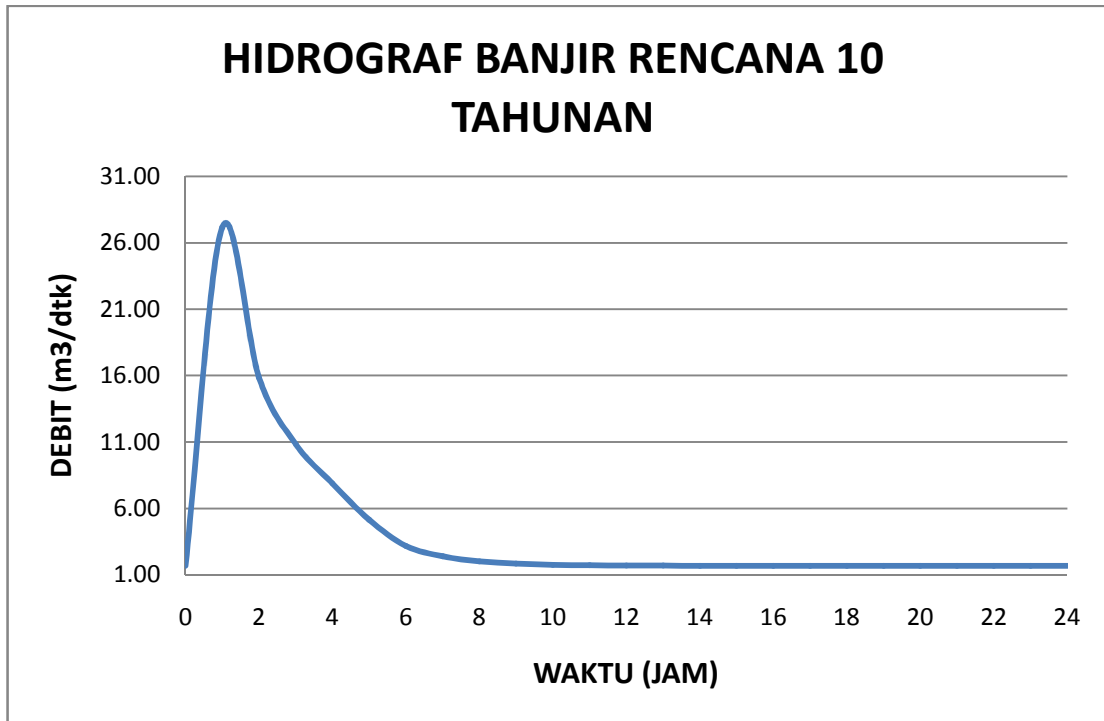


Gambar 4.7 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 5 Tahunan

Tabel 4.24
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan Kali Kunir

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q
(jam)	(m ³ /dt)	81.1728	22.3925	13.9953	11.4762	10.9163		(m ³ /dt)
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.310	25.167	0.000				1.676	27.154
2	0.088	7.136	6.943	0.000			1.676	15.843
3	0.035	2.812	1.969	4.339	0.000		1.676	10.831
4	0.016	1.335	0.776	1.230	3.558	0.000	1.676	7.884
5	0.008	0.634	0.368	0.485	1.009	0.960	1.676	5.140
6	0.004	0.301	0.175	0.230	0.398	0.378	1.676	3.162
7	0.002	0.143	0.083	0.109	0.189	0.180	1.676	2.382
8	0.001	0.068	0.039	0.052	0.090	0.085	1.676	2.011
9	0.000	0.032	0.019	0.025	0.043	0.040	1.676	1.835
10	0.000	0.015	0.009	0.012	0.020	0.019	1.676	1.752
11	0.000	0.007	0.004	0.006	0.010	0.009	1.676	1.712
12	0.000	0.003	0.002	0.003	0.005	0.004	1.676	1.694
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.002	0.002	1.676	1.685
14	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	1.676	1.680
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Sumber: Hasil Perhitungan

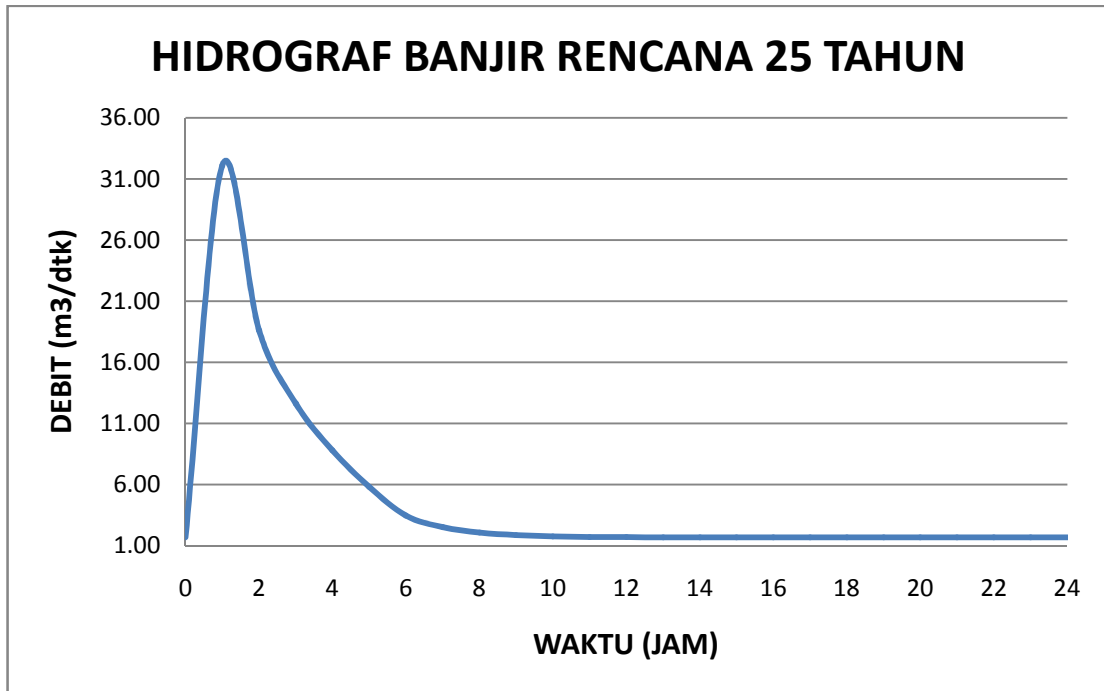


Gambar 4.8 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 10 Tahunan

Tabel 4.25
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan Kali Kunir

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q (m ³ /dt)
(jam)	(m ³ /dt)	97.1032	26.7871	16.7419	13.7284	13.0587		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.310	30.107	0.000				1.676	32.093
2	0.088	8.537	8.305	0.000			1.676	18.606
3	0.035	3.364	2.355	5.191	0.000		1.676	12.621
4	0.016	1.597	0.928	1.472	4.256	0.000	1.676	8.798
5	0.008	0.758	0.441	0.580	1.207	1.148	1.676	5.818
6	0.004	0.360	0.209	0.275	0.476	0.452	1.676	3.453
7	0.002	0.171	0.099	0.131	0.226	0.215	1.676	2.520
8	0.001	0.081	0.047	0.062	0.107	0.102	1.676	2.077
9	0.000	0.039	0.022	0.029	0.051	0.048	1.676	1.867
10	0.000	0.018	0.011	0.014	0.024	0.023	1.676	1.767
11	0.000	0.009	0.005	0.007	0.011	0.011	1.676	1.719
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.005	1.676	1.697
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.003	0.002	1.676	1.686
14	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	1.676	1.681
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	1.676	1.679
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Sumber: Hasil Perhitungan

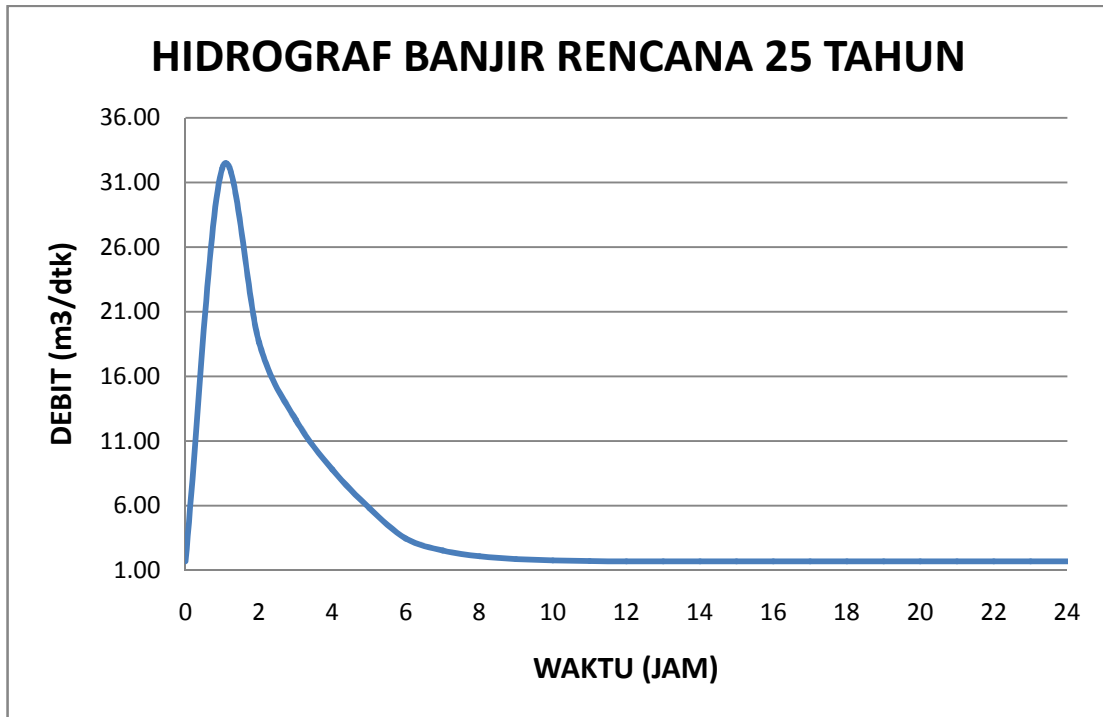


Gambar 4.9 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 25 Tahunan

Tabel 4.26
Ordinat Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan Kali Kunir

t	Qt	R1	R2	R3	R4	R5	Base Flow	Q (m ³ /dt)
(jam)	(m ³ /dt)	97.1032	26.7871	16.7419	13.7284	13.0587		
0	0.000	0.000					1.676	1.676
1	0.310	30.107	0.000				1.676	32.093
2	0.088	8.537	8.305	0.000			1.676	18.606
3	0.035	3.364	2.355	5.191	0.000		1.676	12.621
4	0.016	1.597	0.928	1.472	4.256	0.000	1.676	8.798
5	0.008	0.758	0.441	0.580	1.207	1.148	1.676	5.818
6	0.004	0.360	0.209	0.275	0.476	0.452	1.676	3.453
7	0.002	0.171	0.099	0.131	0.226	0.215	1.676	2.520
8	0.001	0.081	0.047	0.062	0.107	0.102	1.676	2.077
9	0.000	0.039	0.022	0.029	0.051	0.048	1.676	1.867
10	0.000	0.018	0.011	0.014	0.024	0.023	1.676	1.767
11	0.000	0.009	0.005	0.007	0.011	0.011	1.676	1.719
12	0.000	0.004	0.002	0.003	0.005	0.005	1.676	1.697
13	0.000	0.002	0.001	0.001	0.003	0.002	1.676	1.686
14	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	1.676	1.681
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	1.676	1.679
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.678
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.677
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.676	1.676

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.10 Grafik Hidrograf Banjir Rencana 50 Tahunan

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.***

4.2.1. Analisa Perencanaan Embung

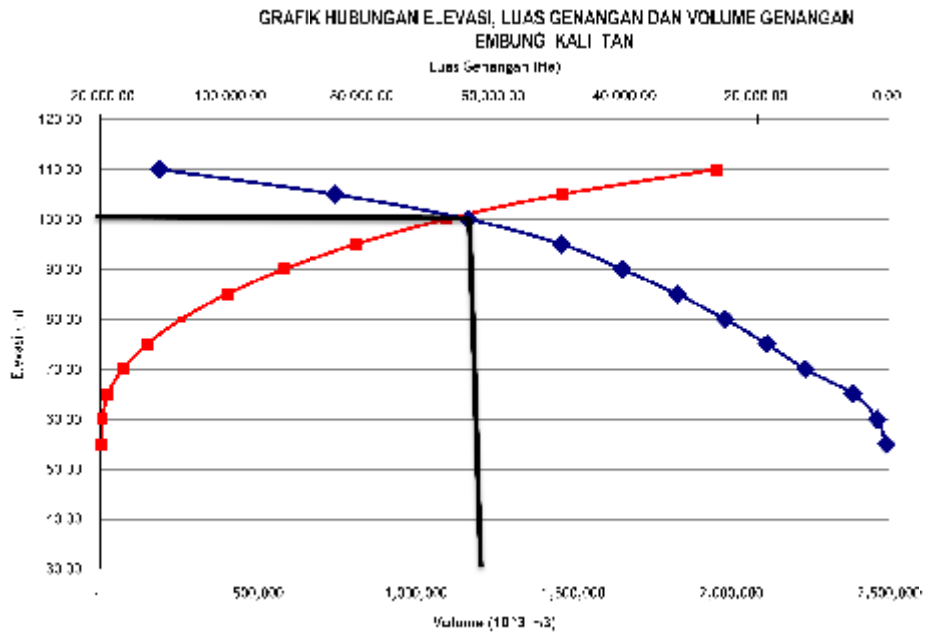
4.2.1.1. Lengkung Kapasitas Tampungan Efektif Embung

Dalam kapasitas tampungan tidak harus terpaku pada suatu desa atau lokasi embung, namun juga harus memperhatikan debit/volume air yang datang serta kemampuan topografi untuk menampung air apabila air yang tersedia atau kemampuan topografi kecil maka embung harus di desain dengan kapasitas yang lebih kecil dari keperluan maksimum. Berdasarkan pengukuran pada peta topografi, luas permukaan genangan dan volume tampungan Embung Kali Tani dan Kali Kunir dapat dilihat di bawah ini :

Tabel 4.27
Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan Embung Kali Tani

Elevasi (m)	Luas Genangan (m²)	Volume Genangan (m³)	Kom. Volume Genangan (m³)
55.00	440.29	0.00	0.00
60.00	1856.46	5741.87	5741.87
65.00	5506.69	18407.88	24149.75
70.00	12728.59	45588.20	69737.95
75.00	18591.96	78301.37	148039.32
80.00	24969.51	108903.68	256943.00
85.00	32265.09	143086.51	400029.51
90.00	40656.31	182303.50	582333.01
95.00	49834.35	226226.66	808559.67
100.00	63936.92	284428.19	1092987.85
105.00	84405.70	370856.57	1463844.42
110.00	111084.48	488725.45	1952569.87

Sumber: Hasil Perhitungan



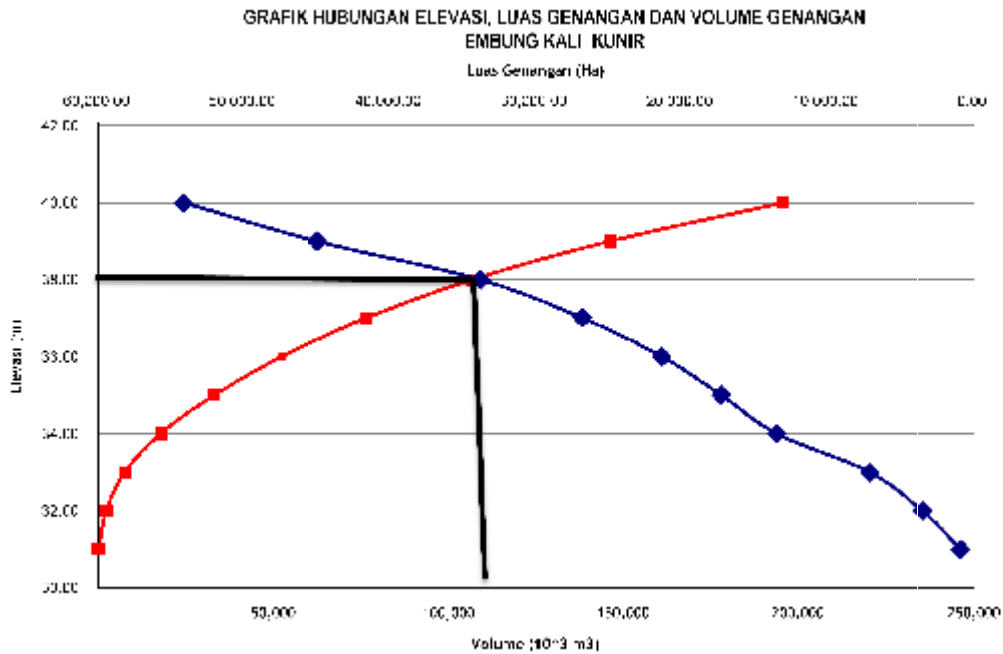
Gambar 4.11 Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Genangan Embung Kali Tani

Dari gambar 4.11 hubungan elevasi, luas genangan, dan volume tampungan, didapatkan elevasi muka air normal adalah ± 100 m dengan volume tampungan $1,144,983.51\text{m}^3$ dan luas genangan 48317.47m^2 .

Tabel 4.28
Hubungan Elevasi, Luas Genangan, dan Volume Genangan Embung Kali Kunir

Elevasi (m)	Luas Genangan (m²)	Volume Genangan (m³)	Kom. Volume Genangan (m³)
31.00	916.40	0.00	0.00
32.00	3499.18	2207.79	2207.79
33.00	7066.13	5282.65	7490.44
34.00	13448.05	10257.09	17747.53
35.00	17263.36	15355.70	33103.24
36.00	21313.81	19288.58	52391.82
37.00	26788.21	24051.01	76442.83
38.00	33786.14	30287.18	106730.01
39.00	45008.33	39397.24	146127.24
40.00	54170.94	49589.64	195716.88

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.12 Grafik Hubungan Elevasi, Luas Genangan dan Volume Genangan Embung Kali Kunir

Dari gambar 4.12 hubungan elevasi, luas genangan, dan volume tampungan, didapatkan elevasi muka air normal adalah ± 38 m dengan volume tampungan 111,393.27 m³ dan luas genangan 30848.70m².

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

4.2.2. Analisa Tampungannya Efektif

Tampungannya air secara optimal pada musim hujan dan kemudian dioperasikan selama musim kemarau untuk melayani kebutuhan air irigasi. Daya tampung topografi untuk menampung air yaitu volume maksimum kolam tampungannya yang terbentuk karena dibangun suatu Embung.

Tabel 4.29. Analisa Tampungannya Efektif Embung Kali Tani

Bulan		Debit Andalan	Vol. Inflow m3/det	Kum. Inflow m3/det	Δ Volume m3/det
Jan	0.587	0.17	455.33	455.33	455.33
		0.2	535.68	991.01	991.01
		0.23	616.03	1607.04	1607.04
Feb	0.612	0.17	455.33	2062.37	2062.37
		0.2	535.68	2598.05	2598.05
		0.24	642.82	3240.86	3240.86
Mar	0.427	0.12	321.41	3562.27	3562.27
		0.14	374.98	3937.25	3937.25
		0.16	428.54	4365.79	4365.79
Apr	0.279	0.08	214.27	4580.06	4580.06
		0.09	241.06	4821.12	4821.12
		0.11	294.62	5115.74	5115.74
Mei	0.249	0.07	187.49	5303.23	5303.23
		0.08	214.27	5517.50	5517.50
		0.1	267.84	5785.34	5785.34
Jun	0.066	0.02	53.57	5838.91	5838.91
		0.02	53.57	5892.48	5892.48
		0.03	80.35	5972.83	5972.83
Jul	0.050	0.01	26.78	5999.62	5999.62
		0.02	53.57	6053.18	6053.18
		0.02	53.57	6106.75	6106.75
Agt	0.028	0.01	26.78	6133.54	6133.54
		0.01	26.78	6160.32	6160.32
		0.01	26.78	6187.10	6187.10

Sep	0.030	0.01	26.78	6213.89	6213.89	
		0.01	26.78	6240.67	6240.67	
		0.01	26.78	6267.46	6267.46	
Okt	0.046	0.01	26.78	6294.24	6294.24	
		0.02	53.57	6347.81	6347.81	
		0.02	53.57	6401.38	6401.38	
Nov	0.249	0.07	187.49	6588.86	6588.86	
		0.08	214.27	6803.14	6803.14	
		0.1	267.84	7070.98	7070.98	
Des	0.506	0.14	374.98	7445.95	7445.95	
		0.17	455.33	7901.28	7901.28	
		0.19	508.90	8410.18	8410.18	
Minimum					455.33	
Maksimum						8410.18
Total Tampung Efektif						7954.85

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

- Debit Inflow (Debit Andalan)
- Vol. Inflow = inflow * detik * menit * jam * jumlah hari (bulan)
- Kum. Vol. Inflow = Kum. Vo. Inflow + Vol. Inflow

Tabel 4.30.
Analisa Tampungan Mati dan Elevasi Mercu Spilway Kali Tani

Elevasi	Luas Genangan	Luas Genangan Rata-rata	INT. Vol. Tampungan	Total Vol Tampungan	El. Dead Storage	El. Mercu Spillway
55.00	440.29				55.87	60.87
60.00	1856.46	1148.37	5741.872	5741.87		
65.00	5506.69	3681.58	18407.877	24149.75		
70.00	12728.59	9117.64	45588.197	69737.95		
75.00	18591.96	15660.27	78301.372	148039.32		
80.00	24969.51	21780.74	108903.683	256943.00		
85.00	32265.09	28617.30	143086.510	400029.51		
90.00	40656.31	36460.70	182303.502	582333.01		
95.00	49834.35	45245.33	226226.657	808559.67		
100.00	63936.92	56885.64	284428.185	1092987.85		
105.00	84405.70	74171.31	370856.566	1463844.42		
110.00	111084.48	97745.09	488725.447	636764.76		

Sumber: Hasil Perhitungan

Elevasi Dasar Sungai = ± 55.00 m

Rencana Umur Efektif Embung = 50 tahun

Volume Dead Storage = 1000.00 m³

Elevasi Dead Storage = ± 55.87 m

Elevasi Mercu Spillway = ± 60.87 m

Tinggi Pelimpah = 5.87m

Tabel 4.31. Analisa Tampunguan Ewektif Embung Kali Kunir

Bulan		Debit Andalan	Vol. Inflow m3/det	Kum. Inflow m3/det	Δ Volume m3/det
Jan	0.620	0.16	428.54	428.54	428.54
		0.21	562.46	991.01	991.01
		0.26	696.38	1687.39	1687.39
Feb	0.646	0.16	428.54	2115.94	2115.94
		0.22	589.25	2705.18	2705.18
		0.27	723.17	3428.35	3428.35
Mar	0.451	0.11	294.62	3722.98	3722.98
		0.15	401.76	4124.74	4124.74
		0.19	508.90	4633.63	4633.63
Apr	0.295	0.07	187.49	4821.12	4821.12
		0.1	267.84	5088.96	5088.96
		0.12	321.41	5410.37	5410.37
Mei	0.263	0.07	187.49	5597.86	5597.86
		0.09	241.06	5838.91	5838.91
		0.11	294.62	6133.54	6133.54
Jun	0.069	0.02	53.57	6187.10	6187.10
		0.02	53.57	6240.67	6240.67
		0.03	80.35	6321.02	6321.02
Jul	0.053	0.01	26.78	6347.81	6347.81
		0.02	53.57	6401.38	6401.38
		0.02	53.57	6454.94	6454.94
Agt	0.030	0.01	26.78	6481.73	6481.73
		0.01	26.78	6508.51	6508.51
		0.01	26.78	6535.30	6535.30
Sep	0.021	0.01	26.78	6562.08	6562.08
		0.01	26.78	6588.86	6588.86
		0.01	26.78	6615.65	6615.65
Okt	0.048	0.01	26.78	6642.43	6642.43
		0.02	53.57	6696.00	6696.00
		0.02	53.57	6749.57	6749.57
Nov	0.263	0.07	187.49	6937.06	6937.06
		0.09	241.06	7178.11	7178.11
		0.11	294.62	7472.74	7472.74
Des	0.534	0.13	348.19	7820.93	7820.93
		0.18	482.11	8303.04	8303.04
		0.22	589.25	8892.29	8892.29
Minimum					428.54
Maksimum					8892.29
Total Tampunguan Ewektif					8463.74

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

- Debit Inflow (Debit Andalan)
- Vol. Inflow = inflow * detik * menit * jam * jumlah hari (bulan)
- Kum. Vol. Inflow = Kum. Vo. Inflow + Vol. Inflow

Tabel 4.32. Analisa Tampungan Mati dan Elevasi Mercu Spilway Kali Kunir

Elevasi	Luas Genangan	Luas Genangan Rata-rata	INT. Vol. Tampungan	Total Vol Tampungan	EI. Dead Storage	EI. Mercu Spillway
31.00	916.40				31.45	33.19
32.00	3499.18	2207.79	2207.79	2207.79		
33.00	7066.13	5282.65	5282.65	7490.44		
34.00	13448.05	10257.09	10257.09	17747.53		
35.00	17263.36	15355.70	15355.70	33103.24		
36.00	21313.81	19288.58	19288.58	52391.82		
37.00	26788.21	24051.01	24051.01	76442.83		
38.00	33786.14	30287.18	30287.18	106730.01		
39.00	45008.33	39397.24	39397.24	146127.24		
40.00	54170.94	49589.64	49589.64	195716.88		

Sumber: Hasil Perhitungan

Elevasi Dasar Sungai = ± 30.00 m

Rencana Umur Efektif Embung = 50 tahun

Volume Dead Storage = 782.00 m³

Elevasi Dead Storage = ± 31.45 m

Elevasi Mercu Spillway = ± 33.19 m

Tinggi Pelimpah = 2.19m

4.2.3. 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.

4.2.3.1. Kali Tani

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasikan dengan persamaan (Suyono, 1989) di bawah ini :

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

Dimana :

$$C = 2.1 \text{ (Koefisien Limpasan, Suyono, 1989:181)}$$

$$L = 7 \text{ m (Lebar Pelimpah)}$$

$$P = 5 \text{ m (Tinggi Pelimpah)}$$

$$Q_{50 \text{ th}} = 44.045 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Dimana elevasi puncak pelimpah ± 67.11 m belum ada air yang melalui pelimpah maka diambil $H = 0$, selanjutnya interval dipakai 20 cm.

$$\begin{aligned} H_d &= (Q/C * L)^{2/3} \\ &= (44.045/2,1 * 7)^{2/3} \\ &= 2.078 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} &= \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (2.078/5.87)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (2.078/5.87)^{0,99}\}]} \\ &= 0,5765 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.33.

Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spillway Kali Tani

Elev M.A	H	C	Leff	Q
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
60.87	0.00	1.600	7.00	0.00
61.07	0.20	1.686	6.95	1.05
61.27	0.40	1.764	6.90	3.08
61.47	0.60	1.834	6.86	5.84
61.67	0.80	1.897	6.81	9.24
61.87	1.00	1.955	6.76	13.22
62.07	1.20	2.008	6.71	17.72
62.27	1.40	2.057	6.66	22.70
62.47	1.60	2.101	6.62	28.14
62.67	1.80	2.143	6.57	33.99
62.87	2.00	2.181	6.52	40.22
63.07	2.20	2.217	6.47	46.82
63.27	2.40	2.250	6.42	53.74
63.47	2.60	2.281	6.38	60.98
63.67	2.80	2.310	6.33	68.50
63.87	3.00	2.338	6.28	76.28
64.07	3.20	2.363	6.23	84.31
64.27	3.40	2.388	6.18	92.57
64.47	3.60	2.411	6.14	101.03
64.67	3.80	2.432	6.09	109.68
64.87	4.00	2.453	6.04	118.51
65.07	4.20	2.472	5.99	127.49
65.27	4.40	2.490	5.94	136.62
65.47	4.60	2.508	5.90	145.88
65.67	4.80	2.525	5.85	155.26
65.87	5.00	2.540	5.80	164.74
66.07	5.20	2.556	5.75	174.31
66.27	5.40	2.570	5.70	183.96
66.47	5.60	2.584	5.66	193.67

Sumber: Hasil Perhitungan

Keterangan :

$$H = 0 \text{ dengan interval } 20\text{cm}$$

$$C = 1,6 * (1+2*a*(H/Hd)/(1+a*(H/Hd))$$

$$L_{\text{eff}} = L - (0,24*H)$$

$$Q = H*C*L_{\text{eff}}$$

Tabel 4.34. Parameter Debit dan Tampungan Embung Kali Tani

Elev M.A	Qp	S	S/ Δt	Q/2	ψ	ϕ
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
60.87	0.00	0	0	0	0	0
61.07	1.05	-238.33	-0.066	0.524	-0.590	0.458
61.27	3.08	129.83	0.036	1.540	-1.504	1.576
61.47	5.84	497.98	0.138	2.922	-2.783	3.060
61.67	9.24	866.14	0.241	4.621	-4.380	4.862
61.87	13.22	1234.30	0.343	6.608	-6.265	6.951
62.07	17.72	1602.46	0.445	8.858	-8.413	9.303
62.27	22.70	1970.61	0.547	11.351	-10.804	11.898
62.47	28.14	2338.77	0.650	14.068	-13.418	14.718
62.67	33.99	2706.93	0.752	16.993	-16.241	17.745
62.87	40.22	3075.09	0.854	20.111	-19.257	20.966
63.07	46.82	3443.24	0.956	23.408	-22.452	24.365
63.27	53.74	3811.40	1.059	26.872	-25.813	27.931
63.47	60.98	4179.56	1.161	30.489	-29.328	31.650
63.67	68.50	4547.72	1.263	34.249	-32.986	35.513
63.87	76.28	4915.87	1.366	38.142	-36.776	39.507
64.07	84.31	5284.03	1.468	42.156	-40.689	43.624
64.27	92.57	5652.19	1.570	46.284	-44.714	47.854
64.47	101.03	6020.35	1.672	50.515	-48.842	52.187
64.67	109.68	6388.51	1.775	54.841	-53.066	56.615
64.87	118.51	6756.66	1.877	59.254	-57.377	61.131
65.07	127.49	7124.82	1.979	63.747	-61.768	65.726
65.27	136.62	7492.98	2.081	68.312	-66.230	70.393
65.47	145.88	7861.14	2.184	72.941	-70.758	75.125
65.67	155.26	8229.29	2.286	77.629	-75.343	79.915
65.87	164.74	8597.45	2.388	82.369	-79.980	84.757
66.07	174.31	8965.61	2.490	87.154	-84.663	89.644
66.27	183.96	9333.77	2.593	91.978	-89.385	94.571

Sumber: Hasil Perhitungan

- 1 = Elevasi mercu pelimpah
- 2 = Debit yang melalui pelimpah

3 = Interpolasi berdasarkan lengkung kapasitas tampungan efektif

4 = $3/3600$ ($\Delta t = 3600$ detik)

5 = $2 / 2$

6 = $4 - 5$

7 = $4 + 5$

Tabel 4.35. Penelusuran Banjir Melalui Embung kali Tani

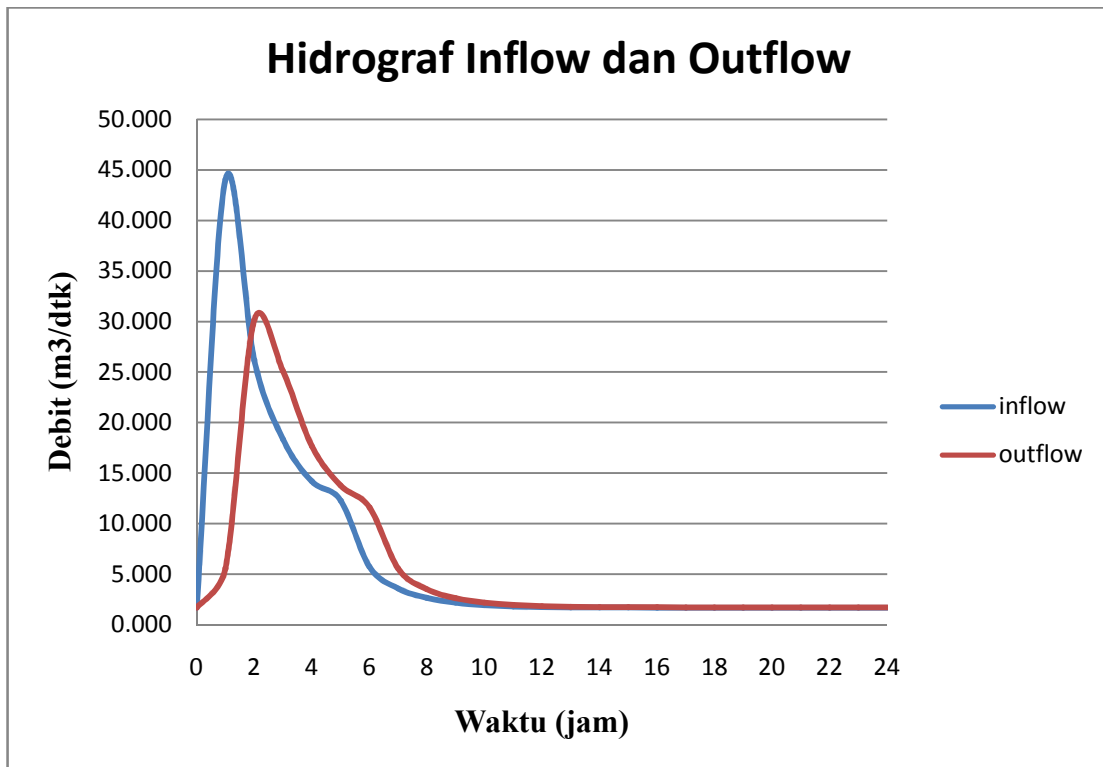
t (jam)	Inflow (m ³ /dt)	$(I_1+I_2)/2$ (m ³ /dt)	ψ (m ³ /dt)	$\phi =$ $\psi+(I_1+I_2)/2$ (m ³ /dt)	Q (m ³ /dt)	Elev M.A
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
0	1.676				1.68	61.19
1	44.045	22.86	-19.92	2.94	5.55	61.93
2	26.164	35.10	-12.41	22.70	30.13	63.04
3	18.310	22.24	-8.56	13.68	25.08	62.41
4	14.165	16.24	-6.64	9.60	17.66	62.10
5	12.275	13.22	-5.76	7.46	13.77	61.90
6	5.727	9.00	-2.73	6.27	11.61	61.81
7	3.579	4.65	-1.74	2.92	5.52	61.45
8	2.651	3.11	-1.31	1.81	3.50	61.31
9	2.178	2.41	-1.09	1.33	2.63	61.23
10	1.934	2.06	-0.97	1.08	2.18	61.18
11	1.809	1.87	-0.92	0.96	1.95	61.16
12	1.745	1.78	-0.89	0.89	1.84	61.22
13	1.712	1.73	-0.87	0.86	1.77	61.21
14	1.695	1.70	-0.86	0.84	1.74	61.21
15	1.686	1.69	-0.86	0.83	1.73	61.20
16	1.681	1.68	-0.86	0.83	1.72	61.20
17	1.679	1.68	-0.86	0.82	1.71	61.20
18	1.678	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
19	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
20	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
21	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
22	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
23	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20
24	1.677	1.68	-0.85	0.82	1.71	61.20

Sumber: Hasil Perhitungan

1 = Waktu penelusuran banjir

2 = Debit inflow

- 3 = Debit inflow rata-rata
- 4 = Interpolasi antara kolom 2 dan kolom 6 pada tabel 4.35 berdasarkan 2
- 5 = 3 + 4
- 6 = Interpolasi antara kolom 2 dan kolom 7 pada tabel 4.35 berdasarkan 5
- 7 = Interpolasi antara kolom 1 dan kolom 2 pada tabel 4.35 berdasarkan 6



Gambar 4.13 Grafik Inflow dan Outflow Kali Tani

4.2.3.2. Kali Kunir

Besarnya kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat diestimasikan dengan persamaan (Suyono, 1989) di bawah ini :

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

Dimana :

$$C = 2.1 \text{ (Koefisien Limpasan, Suyono, 1989:181)}$$

$$L = 12 \text{ m (Lebar Pelimpah)}$$

$$P = 3,07 \text{ m (Tinggi Pelimpah)}$$

$$Q_{50 \text{ th}} = 44.045 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

Dimana elevasi puncak pelimpah ± 67.11 m belum ada air yang melalui pelimpah maka diambil $H = 0$, selanjutnya interval dipakai 20 cm.

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

$$= (44.502/2,1 * 4)^{2/3}$$

$$= 2.833$$

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

$$= \frac{[(1/1,6) * (2,2 - 0,0416 * (2.833 / 2.17)^{0,99} - 1)]}{[2 - (1/1,6) * \{2,2 - 0,0416 * (2.833 / 2.17)^{0,99}\}]}$$

$$= 0,5178$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.36. Elevasi Muka Air dan Kapasitas Spillway Kali Kunir

Elev M.A	H	C	Leff	Q
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]
33.17	0.00	1.600	4.00	0.00
33.37	0.20	1.657	3.95	0.59
33.57	0.40	1.711	3.90	1.69
33.77	0.60	1.761	3.86	3.16
33.97	0.80	1.807	3.81	4.92
34.17	1.00	1.851	3.76	6.96
34.37	1.20	1.892	3.71	9.23
34.57	1.40	1.930	3.66	11.72
34.77	1.60	1.967	3.62	14.39
34.97	1.80	2.001	3.57	17.24
35.17	2.00	2.034	3.52	20.25
35.37	2.20	2.064	3.47	23.39
35.57	2.40	2.094	3.42	26.65
35.77	2.60	2.121	3.38	30.02
35.97	2.80	2.148	3.33	33.49
36.17	3.00	2.173	3.28	37.03
36.37	3.20	2.197	3.23	40.64
36.57	3.40	2.220	3.18	44.31
36.77	3.60	2.241	3.14	48.01
36.97	3.80	2.262	3.09	51.75
37.17	4.00	2.282	3.04	55.50
37.37	4.20	2.301	2.99	59.27
37.57	4.40	2.320	2.94	63.03
37.77	4.60	2.337	2.90	66.78
37.97	4.80	2.354	2.85	70.51
38.17	5.00	2.371	2.80	74.21
38.37	5.20	2.386	2.75	77.87
38.57	5.40	2.401	2.70	81.48

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4.37. Parameter Debit dan Tampang Embung Kali Kunir

Elev M.A	Qp	S	S/ Δt	Q/2	ψ	ϕ
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
33.17	0.00	0	0	0	0	0
33.37	0.59	2833.42	0.787	0.293	0.494	1.080
33.57	1.69	4884.84	1.357	0.845	0.512	2.202
33.77	3.16	6936.25	1.927	1.578	0.349	3.504
33.97	4.92	8987.67	2.497	2.462	0.035	4.959
34.17	6.96	11039.09	3.066	3.479	-0.413	6.546
34.37	9.23	13090.51	3.636	4.616	-0.979	8.252
34.57	11.72	15141.93	4.206	5.858	-1.652	10.064
34.77	14.39	17193.34	4.776	7.197	-2.421	11.973
34.97	17.24	19244.76	5.346	8.621	-3.275	13.967
35.17	20.25	21296.18	5.916	10.123	-4.208	16.039
35.37	23.39	23347.60	6.485	11.694	-5.209	18.180
35.57	26.65	25399.02	7.055	13.326	-6.271	20.381
35.77	30.02	27450.43	7.625	15.012	-7.387	22.637
35.97	33.49	29501.85	8.195	16.744	-8.549	24.939
36.17	37.03	31553.27	8.765	18.516	-9.751	27.280
36.37	40.64	33604.69	9.335	20.321	-10.986	29.655
36.57	44.31	35656.11	9.904	22.153	-12.248	32.057
36.77	48.01	37707.52	10.474	24.006	-13.532	34.480
36.97	51.75	39758.94	11.044	25.874	-14.830	36.919
37.17	55.50	41810.36	11.614	27.752	-16.138	39.366
37.37	59.27	43861.78	12.184	29.635	-17.451	41.819
37.57	63.03	45913.20	12.754	31.517	-18.763	44.270
37.77	66.78	47964.61	13.324	33.392	-20.069	46.716
37.97	70.51	50016.03	13.893	35.257	-21.364	49.151
38.17	74.21	52067.45	14.463	37.107	-22.644	51.570
38.37	77.87	54118.87	15.033	38.937	-23.904	53.970
38.57	81.48	56170.29	15.603	40.742	-25.139	56.345

Sumber: Hasil Perhitungan

- 1 = Elevasi mercu pelimpah
- 2 = Debit yang melalui pelimpah

3 = Interpolasi berdasarkan lengkung kapasitas tampungan efektif

4 = $3/3600$ ($\Delta t = 3600$ detik)

5 = $2 / 2$

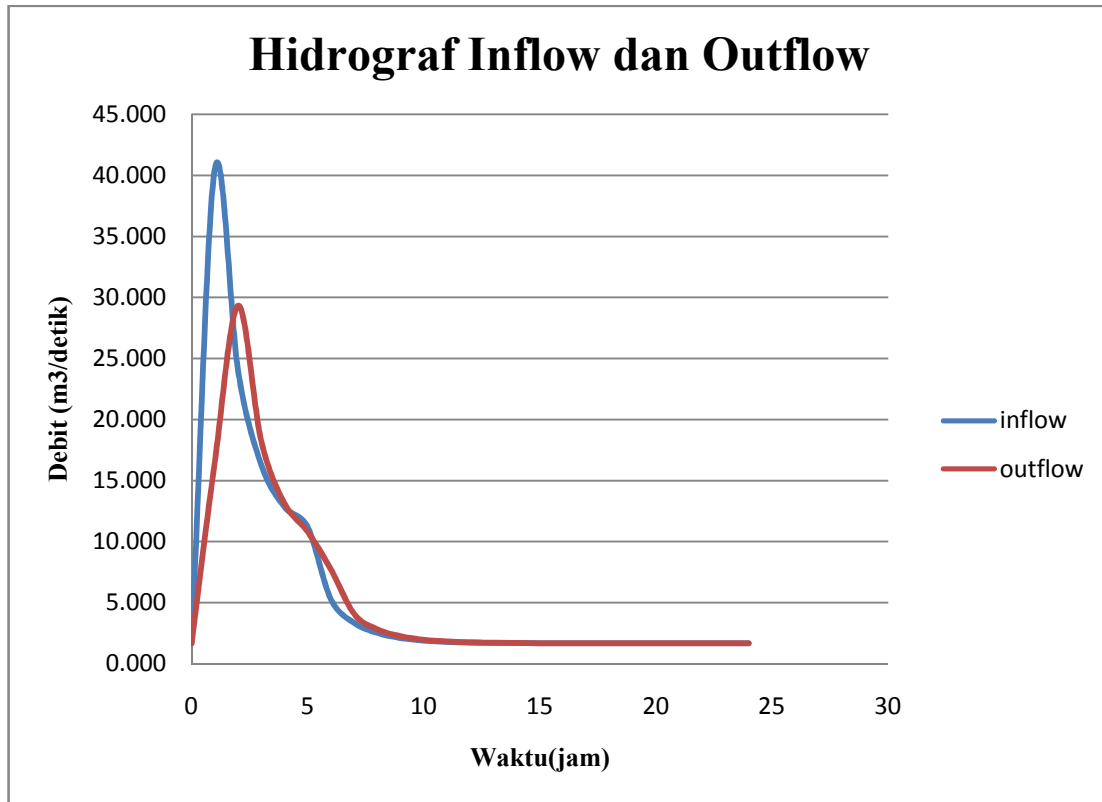
6 = $4 - 5$

7 = $4 + 5$

Tabel 4.38. Penelusuran Banjir Melalui Embung kali Kunir

t (jam)	Inflow (m ³ /dt)	$(I_1+I_2)/2$ (m ³ /dt)	ψ (m ³ /dt)	$\phi =$ $\psi+(I_1+I_2)/2$ (m ³ /dt)	Q (m ³ /dt)	Elev M.A
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
0	1.676				1.68	33.74
1	40.502	21.09	-3.80	17.29	16.53	33.82
2	24.036	32.27	-1.97	30.30	29.34	35.99
3	16.302	20.17	-1.11	19.06	18.27	35.17
4	12.848	14.58	-0.73	13.85	13.15	34.78
5	11.197	12.02	-0.54	11.48	10.82	34.55
6	5.278	8.24	0.11	8.35	7.74	34.29
7	3.343	4.31	0.33	4.64	4.09	33.90
8	2.520	2.93	0.42	3.35	2.82	33.78
9	2.103	2.31	0.47	2.78	2.26	33.67
10	1.892	2.00	0.49	2.49	1.97	33.62
11	1.786	1.84	0.50	2.34	1.83	33.60
12	1.732	1.76	0.51	2.27	1.75	33.77
13	1.704	1.72	0.51	2.23	1.72	33.76
14	1.691	1.70	0.51	2.21	1.70	33.75
15	1.684	1.69	0.51	2.20	1.69	33.75
16	1.680	1.68	0.51	2.20	1.68	33.75
17	1.678	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
18	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
19	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
20	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
21	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
22	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
23	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74
24	1.677	1.68	0.51	2.19	1.68	33.74

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4.14 Grafik Inflow dan Outflow Kali Kunir

4.2.4. Tipe Tubuh Embung

Kemiringan sungai yang tidak terlalu lebar maka embung tipe urugan homogeny merupakan alternative yang mungkin untuk pembangunan di lokasi tersebut (lihat Tabel 2.3)

4.2.5. Tinggi Jagaan Embung

Tinggi jagaan embung ditentukan berdasarkan table 2.6 di ambil sesuai dengan tipe embung yaitu urugan homogeny, sebesar =0.5

4.2.6. Tinggi Tubuh Embung

Tinggi tubuh embung Kali Tani dan Kali kunir dapat di hitung dengan persamaan sebagai berikut :

Kali Tani

$$H_d = H_k + H_b + H_f$$

Berdasarkan penelusuran banjir melalui embung di ketahui bahwa :

H_d = Tinggi Tubuh embung desain (m)

H_k = 5.87 m pada elevasi \pm 60.87 m (tinggi tampungan mati)

H_b = 2.17 pada elevasi \pm 63.04 m (tinggi tampungan banjir

H_f = 0.50 (tinggi jagaan)

$$H_d = (5.87 + 2.17 + 0.5) = 8.54 \text{ m}$$

Untuk tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan 0.25 m sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

$$H_d = (5.87 + 2.17 + 0.5 + 0.25) = 8.79 \text{ m}$$

Kali Kunir

$$H_d = H_k + H_b + H_f$$

Berdasarkan penelusuran banjir melalui embung di ketahui bahwa :

H_d = Tinggi Tubuh embung desain (m)

H_k = 2.19 m pada elevasi \pm 33.19 m (tinggi tampungan mati)

H_b = 2.80 m pada elevasi \pm 35.99 m (tinggi tampungan banji)

H_f = 0.50 (tinggi jagaan)

$$Hd = (2.19 + 2.80 + 0.5) = 5.49 \text{ m}$$

Untuk tipe urugan diperlukan cadangan untuk penurunan yang diperkirakan 0.25 m sehingga dapat dihitung sebagai berikut :

$$Hd = (2.19 + 2.80 + 0.5 + 0.25) = 5.74$$

4.2.7. Lebar Puncak Embung

Lebar puncak embung kali tani dan kali kunir di tentukan berdasarkan tabel 2.4 yaitu untuk tipe urugan dengan tinggi 5m s/d 10m dengan ketentuan yang ada dilihat dari tinggi embung kali tani dan kali kunir 8.79 dan 5.49 maka lebar puncak embung adalah 3m

4.2.8. Kemiringan Lereng Embung

Kemiringan lereng Embung Kali Tani dan Kali Kunir ditentukan berdasarkan tabel 2.5 untuk tipe urugan Tanah yang bagian hulu 1:300, dan bagian hilir 1:2,25 dengan ketinggian 8.79 m dan 5.49 m m.

BAB V
PENUTUP

5.1. Kesimpulan

1. Berdasarkan analisa hidrologi dihasilkan besarnya debit banjir rancangan dengan kala ulang 50thn (Q_{50}) Kali Tani sebesar $44.045\text{m}^3/\text{dtk}$ dan Kali Kunir $40.502\text{m}^3/\text{dtk}$
2. Besarnya volume tampungan efektif Embung Kali Tani 7954.85 m^3 dan Kali Kunir 8463.74m^3 , sehingga dapat mengurangi banjir yang terjadi di wilayah Kota Kabupaten Pacitan.
3. Dari analisa pada bab sebelumnya dapat diketahui dimensi ukuran rencana embung Kali Tani dan embung Kali Kunir ialah :
 - Embung urugan tipe homogen
 - El. Dasar sungai Kali Tani = ± 55.00
 - El. Dasar sungai Kali Tani = ± 31.00
 - Lebar puncak embung = 3.00 m
 - Kemiringan lereng embung
 - Bagian hulu = $1 : 3$
 - Bagian hilir = $1 : 2.25$
 - Tinggi jagaan = 0.5
 - Tinggi tubuh embung Kali Tani = 8.54m
 - Tinggi tubuh embung Kali Kunir = 5.74

4. Jumlah debit banjir yang dapat dikendalikan apabila direncanakan Embung Kali Tani dan Embung Kali Kunir sebesar $25.077\text{m}^3/\text{dtk}$

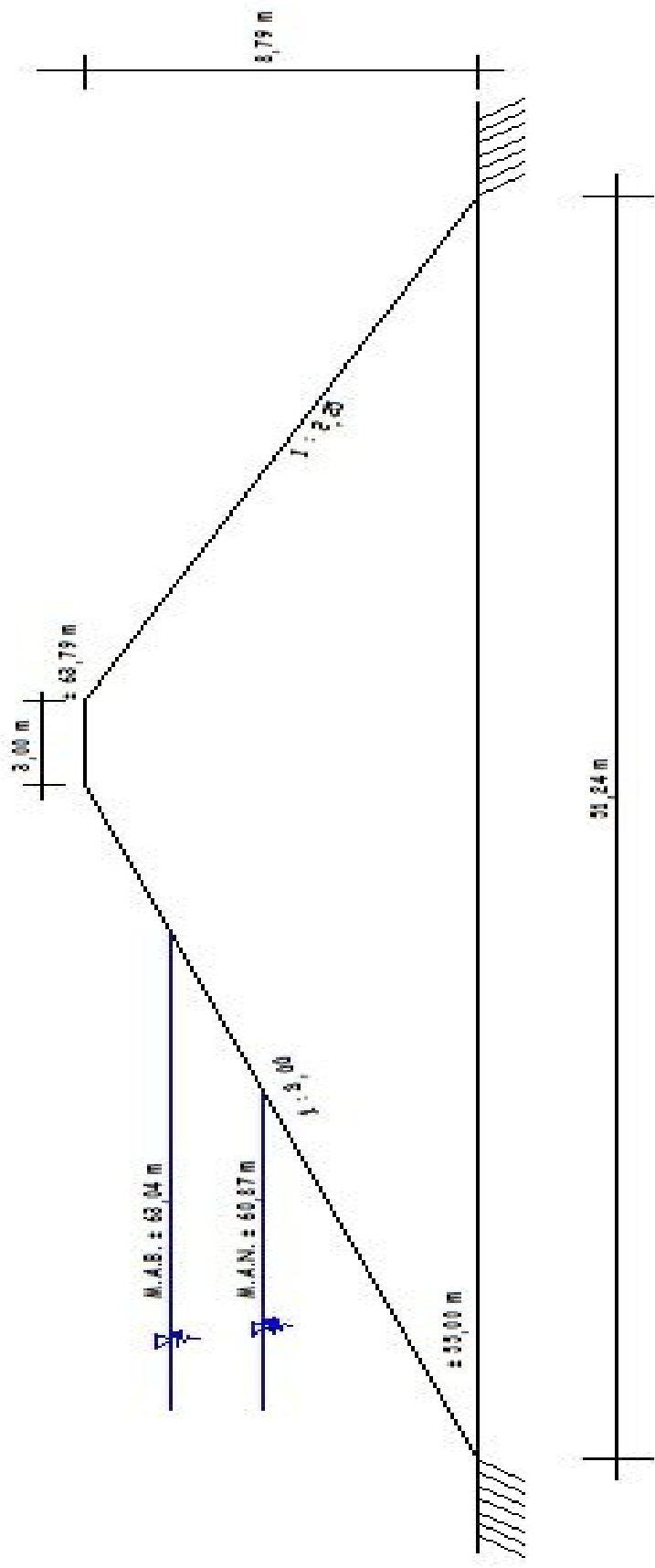
5.2. Saran

1. Pada pengendalian banjir menggunakan 2 embung di sarankan dapat mengurangi debit banjir yang meluap pada saluran di perkotaan Pacitan
2. Dalam merencanakan dimensi embung sebaiknya di perhatikan antara aspek teknis dan non teknis atau aspek ekonomis. Pada kajian ini hanya di bahas dari segi teknis saja
3. Apabila memungkinkan, dapat di usulkan beberapa bangunan pengendalian banjir yang lain.
4. Selain menampung air, di hilir embung juga dapat di manfaatkan sebagai irigasi.

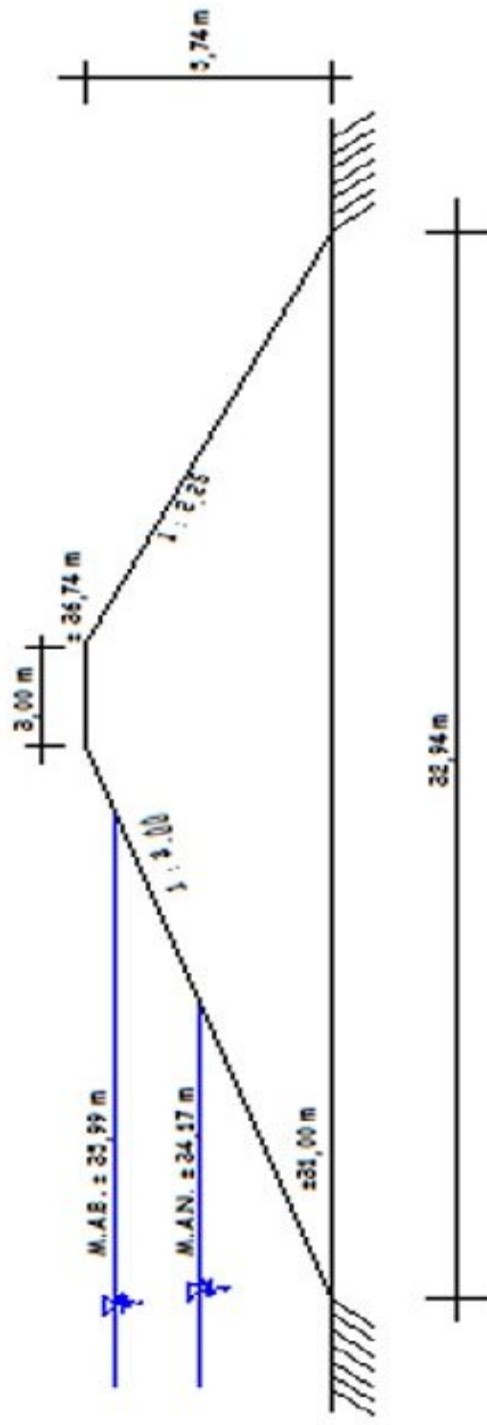
LAMPIRAN

Gambar Potongan Melintang Rencana Embung Pada Kali Tani

Skala 1 : 200



Gambar Potongan Melintang Rencana Embung Pada Kali Kunir Skala 1 : 200





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

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

PENGENDALIAN BANJIR DI KECAMATAN PACTAN, KABUPATEN
PACITAN

Nama : RIAS ABDURRAHMAN

Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1 KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR

Dosen Pembimbing 2 : Erni Yulianti, ST., MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1.	01/07 2014	→ Skasum hujan → 1 Skasum yg bersamaan & detail lokasi studi. (tali menggunakan polygon Hecess). → Celi Ulay perhitungan & analisa data. hujan & debit banjir D&T.	
2.	03/07 2014	→ perhitungan Omulad & Log Pearson sdt → ACC laputlian → Nelayaku Perhitungan banjir rencana. → laputlian perencanaan bagunan embung.	
3.	10/07 2014	→ perhitungan Nelayaku ACC perbaiki tabel & grafikya → laputlian untuk & Sungai & perencanaan embung.	



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

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

PENGENDALIAN BANJIR DI KECAMATAN PACITAN, KABUPATEN
PACITAN

Nama : RIAS ABDURRAHMAN

Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1 KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR

Dosen Pembimbing 2 : Erni Yulianti, ST., MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
4.	17/2014 /07	<p>→ perhitungan & analisa hidrologi untuk perencanaan embg → Acc</p> <p>→ kapasitas tampungan embg & flood routing → Acc</p> <p>→ Laporan dgn dimensi embg & pembahasan analisa pengendalian banjir</p>	
5.	24/2014 /07	<p>→ Gambar pot. rencana embg Acc meliputi dgn gambar denah embg & luasan tampungan embg</p> <p>→ Laporan dgn kesimpulan & saran.</p> <p>→ Acc → Maju Seminar Hasil (Giat Mahalala Seminar)</p>	



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

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI
PENGENDALIAN BANJIR DI KABUPATEN PACITAN

Nama : RIAS ABDURRAHMAN

Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1 KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR

Dosen Pembimbing 1 : Ir. Endro Yuwono, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	2/6 '14	Pendahuluan perbaikan + lengkapi! Batasan Masalah } perbaikan! Rumusan Masalah } Lokasi Studi → lengkapi! Landasan Teori : lengkapi + perbaikan! Tipe / jenis Embung ? Lanjutkan!	
2	11/6 '14	Landasan Teori } dilengkapi Metadologi } Bagan Alir ? Lanjutkan	
3	01/07 '14	Analisa Hidrologi Diperbaiki & dilengkapi	
4	05/07 '14	Analisa Hidrologi → diperbaiki! Curah Hujan Jam-jam → diperbaiki!	



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

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

PENGENDALIAN BANJIR DI KECAMATAN PACITAN, KABUPATEN
PACITAN

Nama : RIAS ABDURRAHMAN

Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1 KONSENTRASI SUMBER DAYA AIR

Dosen Pembimbing 1 : Ir. Endro Yuwono, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
5	21/7/14	Kapasitas Embung - diperbaiki Hit. dilengkapi	
6	6/8/14	Hit. Tampungangan efektif diperbaiki → tabel? Dilengkapi + direvisi? Lanjutkan seminar!	



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karang'o, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1403.01/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014
Lampiran : -
Perihal : **Bimbingan Skripsi**

14 Maret 2014

Kepada Yth : **Bpk/ Ibu. Erni Yulianti, ST., MT**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang
Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Rias Abdurrahman**
Nim : **0823015**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Pengendalian Banjir Di Kabupaten Pacitan".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal :
14 Maret 2014 s/d 13 September 2014. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan



Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bandung Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-1403.01/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014
Lampiran : -
Perihal : **Bimbingan Skripsi**

14 Maret 2014

Kepada Yth : **Bpk/ Ibu. Ir. Endro Yuwono, MT**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang
Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Rias Abdurrahman**
Nim : **0823015**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Pengendalian Banjir Di Kabupaten Pacitan".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal :
14 Maret 2014 ⁶/₄ 13 September 2014. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)
Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan



Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 001 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG

Nama :

Rias Abdurahman

NIM :

0623015

Hari / tanggal :

Jum'at, 22 - 08 - 2014

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- Abstrak

- Hidrograf outlet = ? ada apa?

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. **Bila melebihi** masa 14 hari, maka **tidak dapat diikuti Yudisium**.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang,

20

Dosen Penguji

Malang,

20

Dosen Penguji