

SKRIPSI

**Pengaruh Bendungan Terhadap Regim Aliran Sungai Pamukkulu
Kabupaten Takalar**



Disusun Oleh :

Ratna sari

105811100719

Sri Nurhaini Nurlette

105811108419

**PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR**

2023

**Pengaruh Bendungan Terhadap Regim Aliran Sungai Pamukkulu
Kabupaten Takalar**

SKRIPSI

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pengairan Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Makassar

Disusun dan Diajukan Oleh :

Ratna sari

105811100719

Sri Nurhaini Nurlette

105811108419

**PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR**

2023



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

HALAMAN PERSETUJUAN

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat ujian guna memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST) Program Studi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.

Judul Skripsi : **PENGARUH BENDUNGAN TERHADAP REGIM ALIRAN SUNGAI PAMUKKULU KABUPATEN TAKALAR**

Nama : 1. RATNA SARI
2. SRI NURHAINI NURLETTE
Stambuk : 1. 105 81 11007 19
2. 105 81 11084 19

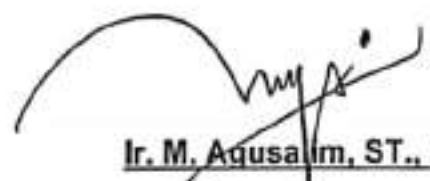
Makassar, 27 Oktober 2023

Telah Diperiksa dan Disetujui
Oleh Dosen Pembimbing;

Pembimbing I

Pembimbing II


Dr. Ir. Muh. Yunus Ali, ST., MT., IPM


Ir. M. Agusalim, ST., MT

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Pengairan



Ir. M. Agusalim, ST., MT
NBM : 947 993



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

PENGESAHAN

Skripsi atas nama Ratna sari dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 11007 19 dan Sri Nurhaini Nurllette dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 11084 19, dinyatakan diterima dan disahkan oleh Panitia Ujian Tugas Akhir/Skripsi sesuai dengan Surat Keputusan Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar Nomor : 0012/SK-Y/22201/091004/2023, sebagai salah satu syarat guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar pada hari Jum'at tanggal 27 Oktober 2023.

Makassar, 12 Rabi'ul Akhir 1445 H
27 Oktober 2023 M

Panitia Ujian :

1. Pengawas Umum

a. Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar

Prof. Dr. H. AMBO ASSE, M.Ag

b. Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin

Prof. Dr. Eng. MUHAMMAD ISRAN RAMLI, ST., MT

2. Penguji

a. Ketua : Dr. Ir. H. Riswal. K, ST., MT

b. Sekretaris : Muh. Amir Zainuddin, ST., MT., IPM

3. Anggota

1. Farida Gaffar, ST., MM., IPM

2. Andi Bunga Tongeng, ST., MT


3. Indriyanti, ST., MT

Mengetahui :

Pembimbing I

Pembimbing II


Dr. Ir. Muh. Yunus Ali, ST., MT., IPM


Ir. M. Agusalin, ST., MT



Dr. Ir. N. Narpawaty, ST., MT., IPM

EMBM : 795 108

Pengaruh Bendungan Terhadap Regim Aliran Sungai Pamukkulu Kabupaten Takalar

Ratna Sari¹, Sri Nurhaini Nurlette², Muh Yunus Ali³, M. Agusalin⁴

^{1,2} Program Studi Teknik Sipil Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar
Jl. Sultan Alaudin No. 259 Makassar, Sulawesi Selatan
Email: ¹ ratnasary051197@gmail.com, ² srihurhaininurlette@gmail.com

ABSTRAK

Pembangunan bendungan diperlukan untuk meningkatkan pertumbuhan ekonomi, produktivitas pertanian, ketahanan irigasi. Dengan adanya bendungan di bagian hulu sungai maka kemungkinan terjadinya banjir pada musim hujan dapat dikurangi dan pada musim kemarau air yang tertampung tersebut dapat dimanfaatkan untuk PLTA, Perikanan dan lain sebagainya. Pengaruh yang ditimbulkan dengan adanya bendungan yaitu mengalami pengurangan debit air pada sungai utama dibagian hilir. Maka dari itu Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui pengaruh bendungan Pamukkulu terhadap perubahan debit disungai Pamukkulu. Metode penelitian yang digunakan mulai dari tahap persiapan dan mempelajari perhitungan analisis frekuensi, hidrograf satuan sintetik Nakayasu dan penelusuran banjir. Data yang diperlukan adalah data sekunder berupa data curah hujan data parameter bendungan, data parameter DAS. Hasil analisis menunjukkan debit banjir yang masuk kedalam bendungan (inflow) untuk kala ulang 25,50 dan 100 tahun adalah sebesar 915,34 m³/det, 1017,09 m³/det dan 1118,08 m³/det. Pada penelusuran banjir dilakukan dengan kondisi tinggi muka air normal dengan kala ulang yang sama secara berurutan debit banjir (outflow) yang dihasilkan sebesar 702,19 m³/det, 752,44 m³/det dan 807,68 m³/det. Maka debit banjir yang tereduksi sebesar 213,15 m³/det, 264,65 m³/det dan 311,40 m³/det.

Kata Kunci: Pengaruh bendungan, debit banjir, bendungan Pamukkulu

ABSTRACT

Dam construction is needed to increase economic growth, agricultural productivity, irrigation resilience. By having a dam in the upstream part of the river, the possibility of flooding in the rainy season can be reduced and in the dry season the stored water can be used for hydropower, fisheries and so on. The effect caused by the presence of a dam is that there is a reduction in water discharge in the main river downstream. Therefore, this research was conducted to determine the effect of the Pamukkulu dam on changes in discharge in the Pamukkulu river. The research methods used start from the preparation stage and study frequency analysis calculations, Nakayasu synthetic unit hydrographs and flood tracing. The data required is secondary data in the form of rainfall data, dam parameter data, watershed parameter data. The analysis results show that the flood discharge entering the dam (inflow) for return periods of 25.50 and 100 years is 915.34 m³/sec, 1017.09 m³/sec and 1118.08 m³/sec. Flood tracing was carried out under normal water level conditions with the same return period, respectively, the resulting flood discharge (outflow) was 702.19 m³/sec, 752.44 m³/sec and 807.68 m³/sec. So the reduced flood discharge is 213.15 m³/sec, 264.65 m³/sec and 310.40 m³/sec.

Keywords: dam effect, Flood discharge, Pamukkulu dam

KATA PENGANTAR



Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan kehadiran Allah SWT, karena rahmat dan hidayah-Nyalah tiada henti diberikan kepada hamba-Nya. Shalawat serta salam tak lupa penulis kirimkan kepada Rasulullah Muhammad SAW. Beserta keluarga sahabat dan para pengikutnya hingga akhir zaman. Adapun judul tugas akhir kami adalah **“PENGARUH BENDUNGAN TERHADAP REGIM ALIRAN SUNGAI PAMUKKULU KAB. TAKALAR”**.

Tugas Akhir ini adalah sebagai salah satu persyaratan akademik yang harus ditempuh dalam rangka menyelesaikan Studi di Fakultas Teknik Program Studi Teknik Pengairan Universitas Muhammadiyah Makassar. Penulis menyadari sepenuhnya bahwa didalam penulisan proposal tugas akhir ini masih terdapat kekurangan – kekurangan, hal ini disebabkan karena penulis sebagai manusia biasa tidak lepas dari kesalahan dan kukurangan baik itu ditinjau dari segi teknis penulisan maupun dari perhitungan – perhitungan. Oleh karena itu, penulis menerima dengan sangat ikhlas dengan senang hati segala koreksi serta perbaikan guna penyempurnaan tulisan ini agar kelak dapat bermanfaat.

Tugas Akhir ini dapat terwujud berkat adanya bantuan, arahan dan bimbingan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala ketulusan dan kerendahan hari, kami mengucapkan terimakasih dan penghargaan yang setinggi – tingginya kepada:

1. Bapak Prof.Dr.H.Ambo Asse,MAg sebagai Rektor Universitas Muahammadiyah Makassar.

2. Ibu Dr.Ir.Hj.Nurnawaty, S.T.,M.T.,IPM sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
3. Bapak Ir.M.Agusalim, S.T., M.T. Sebagai Ketua Jurusan Teknik Sipil Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
4. Bapak Dr.Ir. Muh. Yunus Ali, S.T.,M.T.,IPM selaku Pembimbing I dan Bapak Ir.M.Agusalim, S.T.,M.T. Selaku Pembimbing II, yang banyak meluangkan waktu dalam membimbing kami.
5. Bapak dan Ibu dosen serta para staf pegawai di Fakultas Teknik atas segala waktunya telah mendidik dan melayani penulis selama mengikuti proses belajar mengajar di Universitas Muhammadiyah Makassar.
6. Saudara – saudaraku mahasiswa Fakultas Teknik khususnya satu pembimbing dan angkatan KOORDINAT 2019 yang dengan dukungan dan dorongan dalam keadaan apapun.
7. Kedua orang tua yaitu Ayahnda dan Ibunda yang tercinta, penulis mengucapkan terimakasih yang sebesar – besarnya atas segala limpahan kasih sayang, do'a dalam setiap pembelajaran perjalanan hidup serta pengorbanannya terutama dalam bentuk materi untuk menyelesaikan kuliah kami.

Semoga semua pihak tersebut di atas mendapat pahala yang berlipat ganda di sisi Allah SWT dan proposal tugas akhir yang sederhana ini dapat bermanfaat bagi penulis, rekan – rekan, masyarakat serta bangsa dan Negara. Amin.

“Billahi Fii Sabill Haq Fastabiqul Khaerat”.

Makassar, September 2023

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PERSETUJUAN.....	iii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iv
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR.....	xii
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Sistematika Penulisan	3
BAB II KAJIAN PUSTAKA	
2.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)	5
2.2 Bendungan.....	6
2.3 Fungsi bendungan.....	8
2.4 Banjir.....	10
2.5 Karakteristik hidrologi DAS	11
2.7 Analisis Frekuensi	16
2.8 Analisis debit banjir	20
2.9 Koefisien aliran permukaan (c)	23
2.10 Waktu Konsentrasi (Tc).....	24
2.11 Intensitas hujan jam-jaman (I).....	25
2.12 Pengujian kesesuaian distribusi frekuensi.....	25
2.13 kapasitas pengaliran melalui pelimpah	27

BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi Penelitian	31
3.2 Jenis Penelitian	32
3.3 Pengumpulan Data.....	32
3.4 Pengolahan dan Analisa Data.....	32

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hujan Harian Maksimum Kawasan	39
4.2. Perhitungan Curah Hujan Rencana	43
4.3 Analisis Frekuensi	53
4.4 Distribusi Curah Hujan Efektif Jam-Jaman	70
4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan HSS Nakayasu	75
4.6 Penelusuran Banjir Lewat Pelimpah.....	84

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan	98
5.2 Saran	99

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR TABEL

1 Koefisien Limpasan.....	23
2 Curah Hujan Maksimum Merata	41
3 Rekapitulasi Curah Hujan	42
4 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel.....	43
5 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Person Type III.....	46
6 Curah Hujan rencana Metode Log Person Type III.....	48
7 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Normal	49
8 Hasil Perhitungan Metode Normal	50
9 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Normal	51
10 Standar Variabel (Kt) Untuk Metode Sebaran Log Normal.....	51
11 Hasil Perhitungan Metode Log Normal	53
12 Data Curah Hujan Diurut Dari Besar Ke Kecil	54
13 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Normal	65
14 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Normal.....	66
15 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Gumbel	67
16 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Person Type III	68
17 Rekap Uji Chi-Kuadrat dan Uji Smirnov- Kolmogorov	69
18 Hasil Perhitungan Intensitas Hujan Metode Mononobe	71
19 Perhitungan Parameter Metode Nakayasu	78
20 Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 25 Tahun	80
21 Rekapitulasi Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu	81
22 Kapasitas Aliran Yang Melalui Pelimpah.....	84
23 Hubungan Antara H, S, Q Pada Pelimpah.....	86
24 Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 25.....	89

25	Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 50.....	92
26	Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 100.....	95
27	Rekapitulasi Perhitungan Debit Inflow dan Outflow.....	96
28	Nilai Reduced Variate (Yt) Untuk Batang Kuranji (Gumbel Smirnov)	103
29	Nilai reduced variate (Y T) sebagai fungsi periode ulang.....	102
30	Nilai reduced mean (Y n)	102
31	Nilai reduced standart deviation (S n).....	103
32	Nilai variabel reduksi Gauss	103
33	Nilai koefisien kemencengan Cs atau G	104
34	Nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi).	105
35	Nilai Δ kritik uji Smirnov-Kolmogorov	106
36	Nilai Variabel Reduksi Gumbel.....	107
37	Harga K Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III (Soemarto, 1999).....	108
38	Luas daerah di bawah kurva Normal.	109
39	Nilai KT dan T Metode Normal	111
40	Standard variable (Kt) untuk Metode Sebaran Log Normal	111
41	Koefisien Pengaliran (C).....	112
42	Kemiringan Lereng	112
43	Data teknis Bendungan.....	113
44	Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 50 Tahun ...	116
45	Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 100 Tahun	118

DAFTAR GAMBAR

1 Bagian-bagian Komponen Hidrograf.....	21
2 Lokasi Penelitian.....	31
3 Grafik intensitas curah hujan dengan metode mononobe T (jam).....	72
4 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu	79
5 Grafik hidrograf banjir rancangan kala ulang 25 tahun	80
6 Grafik hidrograf banjir rancangan	82
7 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 25 tahun	90
8 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 50 tahun	93
9 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 100 tahun	96
10 Hidrograf banjir rancangan kala ulang 100 tahun	119

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Di Indonesia terdapat beberapa bendungan yang telah dibangun mulai dari waduk lapangan sampai dengan bendungan besar baik oleh instansi pemerintah maupun swasta. Pada awalnya bendungan dibangun hanya untuk keperluan dalam memenuhi kebutuhan air irigasi saja, namun dengan meningkatnya kebutuhan air akan sector lain, maka dibangunlah bendungan dengan berbagai fungsi lainnya seperti, penyediaan air bersih, pengendalian banjir dan sebagai PLTA. Tercatat jumlah bendungan di Indonesia dibalok bendungan adalah sebanyak 209 bendungan (Kementrian PU,2017). Salah satunya adalah Bendungan pamukkulu yang terletak di kabupaten takalar tepatnya di bagian hulu sungai pappu, desa kale ko'mara, Kecamatan Polong bangkeng utara. Melalui pembangunan bendungan ini, diharapkan mampu menyalurkan air irigasi, menyediakan pasokan air baku serta nantinya akan digunakan juga untuk PLTA.

Pembangunan bendungan memang diperlukan untuk meningkatkan pertumbuhan ekonomi, produktivitas pertanian, ketahanan irigasi, dan juga mendorong angka kemiskinan. Dengan adanya bendungan di bagian hulu sungai maka kemungkinan terjadinya banjir pada musim hujan dapat dikurangi dan pada musim kemarau air yang tertampung tersebut dapat dimanfaatkan untuk PLTA, Perikanan dan lain sebagainya. Disisi lain pembangunan bendungan juga memiliki dampak negatif pada masyarakat, antara lain berkurangnya kepemilikan tanah, mengurangi akses ke sumber daya alam, serta kesenjangan ekonomi antar masyarakat. Hal ini menyebabkan rumah tangga kehilangan mata pencarian

sehingga berdampak pada penurunan kesejahteraan dan berpotensi untuk terjadinya kemiskinan disejumlah besar masyarakat yang dipindahkan (Cernea,2007).

Dampak negative lainnya yaitu mengalami pengurangan debit air pada sungai utama yang dapat berdampak pada ekosistem sungai tersebut. Serta dapat memperlambat sungai dikarenakan beberapa bendungan pembangkit listrik tenaga air, misalnya, menahan dan kemudian melepaskan air untuk listrik. Pelepasan tidak teratur ini menghancurkan variasi aliran musiman alami.

Maka dari itu, pada penelitian ini penulis mencoba menganalisis pengaruh bendungan terhadap regim aliran sungai. Sehingga nantinya dapat diperkirakan perubahan debit dan pengaruh bendungan terhadap debit banjir di sungai Pamukkulu.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang dapat dirumuskan permasalahan pada penelitian ini yaitu sebagai berikut :

1. Berapa besar debit banjir yang melalui pelimpah pada bendungan Pamukkulu?
2. Bagaimana pengaruh bendungan terhadap perubahan debit banjir di Sungai Pamukkulu?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk menganalisis besar debit banjir yang melalui pelimpah pada bendungan Pamukkulu
2. Untuk mengetahui pengaruh bendungan terhadap perubahan debit banjir di Sungai Pamukkulu.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan pada penelitian ini adalah :

1. Kala ulang debit banjir yang digunakan yaitu 25, 50 dan 100 tahun.
2. Data curah hujan menggunakan data curah hujan maksimum selama 20 tahun (2002-2022).
3. Menganalisis pengaruh bendungan terhadap perubahan debit banjir di Sungai Pamukkulu.

1.5 Sistematika Penulisan

Laporan ini terdiri dari tiga bab, dimana sistematika penyusunannya adalah sebagai berikut :

BAB I Pendahuluan, merupakan bab pendahuluan yang menguraikan tentang latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

BAB II Kajian Pustaka, merupakan kajian pustaka yang memuat tentang kerangka dasar yang komprehensif mengenai konsep atau teori yang akan digunakan untuk pemecahan masalah dampak pembangunan bendungan terhadap regim aliran.

BAB III Metode Penelitian, berisi tentang penjelasan tempat penelitian, jenis penelitian, pengumpulan data, pengelolaan dan analisa data, dan flow chart.

BAB IV Analisis dan Pembahasan, merupakan bab yang menguraikan tentang tahap penelitian yaitu analisis data hidrologi, analisis data debit dan pola aliran.

BAB V Penutup, merupakan bab yang berisi tentang kesimpulan yang diperoleh dari hasil penelitian, serta saran-saran dari penulis yang berkaitan dengan faktor pendukung dan faktor penghambat yang dialami selama penelitian ini berlangsung, yang tentunya diharapkan agar penelitian ini berguna bagi pembaca dan dapat dijadikan acuan untuk penelitian selanjutnya.

BAB II KAJIAN PUSTAKA

2.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)

DAS (sering disingkat DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh batas alam, seperti punggung bukit dan pegunungan, dan batas berbatu, seperti jalan dan tanggul, tempat air hujan jatuh. Berkontribusi pada limpasan (outflow) ke titik referensi. Slipin, 2002).

Daerah aliran sungai (DAS) adalah suatu daerah yang dibatasi oleh igir-igir gunung yang semua aliran permukaannya mengalir ke sungai utama (soemarwoto,1985). Daerah aliran sungai banyak menampung dan menyimpan air hujan untuk kemudia menyalurkannya ke laut melalui sungai utama. Wilayah daratan tersebut dinamakan daerah tangkapan air (*Catchment area*) yang merupakan suatu ekosistem dengan unsur utamanya terdiri atas sumber daya alam (tanah,air dan vegetasi) dan sumber daya manusia sebagai pemanfaatan sumberdaya alam (Asdak, 2010).

Peraturan Pemerintah Republik Indonesia dan Peraturan Daerah Nomor 37 Tahun 2012 tentang Pengelolaan Daerah Aliran Sungai (DAS) menyatakan bahwa DAS adalah bagian yang tidak terpisahkan dari sungai dan anak-anak sungainya serta merupakan luas lahan yang digunakan untuk menampung, menyimpan, dan mengalirkan air hasil pengendapan. Aku disini. Batas darat mewakili batas topografi, sedangkan batas laut meluas ke badan air yang masih dipengaruhi oleh aktivitas darat. DAS bukan hanya badan sungai, melainkan kesatuan seluruh ekosistem yang ada dalam suatu batas topografi. Pembagian lahan topografi

adalah daerah tertinggi, biasanya punggung, yang menandai batas antara satu DAS dan DAS lainnya.

Ketika menyelidiki ekosistem cekungan, karakteristik sungai dibagi menjadi tiga kategori: hulu, tengah, dan hilir. Secara biogeofisika, DAS hulu dicirikan oleh: Menjadi cagar alam, kawasan dengan kerapatan drainase tinggi, kemiringan tinggi (>15%) dan bukan dataran banjir, pengaturan penggunaan air ditentukan oleh pola drainase dan tipe vegetasi. Hutan tegakan pada umumnya. Di sisi lain, bagian hilir cekungan memiliki karakteristik sebagai berikut. Kawasan maju; kepadatan drainase rendah; Jenis vegetasi dominan tanaman, kecuali di muara yang didominasi hutan bakau dan gambut, yang ditentukan. Cekungan pusat, di sisi lain, merupakan wilayah transisi antara dua fitur biogeofisika yang berbeda dari cekungan di atas (Asdak, 2010).

2.2 Bendungan

Bendungan adalah struktur yang sengaja dibangun dan diukur untuk menampung aliran air. Kata "bendungan" dapat ditelusuri kembali ke Inggris dan Belanda abad pertengahan dan dikenal dari nama beberapa kota di negara-negara tersebut. Bendungan Mesopotamia awalnya digunakan untuk mengontrol ketinggian air karena pengaruh cuaca di sekitar sungai Efrat dan Tigris sangat tidak dapat diprediksi. Perkembangan paling awal terjadi di Mesopotamia dan Timur Tengah.

Tujuan pembangunan bendungan termasuk menyediakan air untuk irigasi, pertanian, atau pasokan perkotaan, meningkatkan kualitas navigasi, membangun

waduk baru untuk memenuhi kebutuhan air industri, pembangkit listrik tenaga air, dan daerah penangkapan ikan. termasuk pembuatan kawasan wisata terapung yang dapat mencegah aliran limbah mengalir langsung ke sungai.

Beberapa bendungan melayani berbagai tujuan dan memerlukan kriteria khusus untuk konstruksi bendungan. Ciri-ciri umum bendungan adalah :

- a) Untuk menstabilkan aliran air/irigasi

Peran utama bendungan seringkali untuk mengontrol dan menstabilkan aliran air, pertanian dan irigasi. Bendungan membantu menstabilkan permukaan air di danau dan laut pedalaman. Bendungan secara langsung menahan air untuk minum dan kebutuhan manusia.

- b) Untuk debit bendungan lainnya, PLTA merupakan sumber listrik utama di dunia dimana terdapat sungai-sungai dengan debit yang cukup yang dapat langsung dibendung.

Pembangunan berarti perubahan ke arah yang lebih baik. Sasaran pembangunan memiliki nilai tambah (value) dan keuntungan (utility). Sekali lagi, kita dapat mengatakan bahwa pengembangan memiliki tujuan dan spesifikasi tertentu. Ketiga, subjek, metode, dan objek sedang dalam pengembangan. Ada subjek untuk pengembangan, serangkaian langkah untuk bertindak sebagai panduan, dan target atau tujuan untuk pengembangan. Salah satu perkembangan tersebut adalah pembangunan bendungan.

Pembangunan bendungan mencakup proyek atau kegiatan yang diharapkan memiliki dampak penting terhadap lingkungan. Hal ini karena pembangunan bendungan merupakan tindakan mengubah bentuk lahan dan bentang alam. Pengembangan sumber daya air, proses dan kegiatannya. Hal ini dapat mengakibatkan dampak lingkungan, seperti perubahan limpasan di daerah aliran sungai yang relevan. Menerapkan konservasi sumber daya air dan menerapkan teknologi yang mungkin berdampak pada lingkungan (Aguna, 2013).

2.3 Fungsi bendungan

Terdapat beberapa fungsi dan juga manfaat dari bendungan menurut Asmoro (2007) antara lain:

a. Irigasi

Pada saat musim hujan, air hujan yang turun di daerah tangkapan air sebagian besar akan ditampung sehingga pada musim kemarau air yang tertampung tersebut dapat dimanfaatkan untuk berbagai keperluan, antara lain sebagai irigasi lahan pertanian.

b. Penyedia air baku

Selain sebagai sumber untuk pengairan persawahan, waduk juga dimanfaatkan sebagai bahan baku air minum dimana daerah perkotaan sangat langka dengan air bersih.

c. Untuk pembangkit listrik tenaga air (PLTA)

Dalam proses pengelolaan fungsinya sebagai PLTA, waduk dikelola untuk mendapatkan kapasitas listrik yang dibutuhkan PLTA adalah suatu sistem pembangkit listrik yang biasanya terintegrasi dalam bendungan dengan

memanfaatkan energi mekanis aliran air untuk memutar turbin, di ubah menjadi energi listrik melalui generator.

d. Pengendalian banjir

Air hujan yang turun di daerah tangkapan air pada saat musim hujan, sebagian besar akan mengalir ke sungai-sungai yang pada akhirnya akan mengalir ke hilir sungai yang tidak jarang mengakibatkan banjir di kawasan hilir sungai tersebut, apabila kapasitas tampung bagian hilir sungai tidak memadai. Dengan dibangunnya bendungan-bendungan dibagian hulu sungai maka kemungkinan terjadinya banjir pada musim hujan dapat dikurangi dan pada musim kemarau air yang tertampung tersebut dapat dimanfaatkan untuk berbagai keperluan, antara lain untuk pembangkit listrik tenaga air, untuk irigasi lahan, pertanian, dan lain sebagainya.

e. Perikanan

Maksudnya ialah untuk pengganti mata pencaharian penduduk yang tanahnya dipakai untuk pembangunan waduk dari yang mata pencaharian sebelumnya beralih keperikanan dengan memanfaatkan waduk untuk beternak ikan didalam jaring-jaring apung atau keramba,

f. Sebagai pariwisata dan olahraga air

Waduk juga dapat dimanfaatkan sebagai tempat rekreasi dengan pemandangannya yang indah selain itu juga bisa untuk tempat olahraga air maupun tempat untuk latihan atlet.

2.4 Banjir

Banjir merupakan suatu kondisi yang umum dijumpai pada saat ketika curah hujan yang tinggi terjadi khususnya di wilayah Indonesia, terutama di wilayah yang padat dengan penduduk, sebagai contoh di daerah perkotaan. Menurut Suripin (2003) banjir adalah suatu kondisi dimana tidak tertampungnya air dalam saluran pembuang (palung sungai) atau terhambatnya aliran air didalam saluran pembuang, sehingga meluap menggenangi daerah (dataran banjir) sekitarnya, banjir menurut Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah (2002) adalah aliran yang relatif tinggi dan tidak tertampung lagi oleh alur sungai atau saluran.

Menurut Kodoatie dan Sugiyanto (2002), faktor penyebab terjadinya banjir dapat diklasifikasikan dalam 2 (dua) kategori, yaitu banjir alami dan banjir oleh tindakan manusia. Banjir akibat alami dipengaruhi oleh curah hujan, fisiografi, erosi, dan sedimentasi, kapasitas sungai, kapasitas drainase, dan pengaruh air pasang. Sedangkan banjir akibat aktivitas manusia yang menyebabkan perubahan-perubahan lingkungan seperti perubahan kondisi daerah aliran sungai (DAS), kawasan pemukiman sekitar bantaran, rusaknya drainase lahan, kerusakan bangunan pengendali banjir, rusaknya hutan (vegetasi alami), dan perencanaan sistem pengendalian banjir yang tidak tepat.

Kriteria parameter genangan dapat dilihat pada tabel berikut berdasarkan Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum No.12 Tahun 2012 :

2.5 Karakteristik hidrologi DAS

2.5.1 Debit maksimum

Perhitungan limpasan maksimum (puncak air tertinggi, Q_{max}) dibuat di muara dari cekungan atau daerah tangkapan bawah laut dan diperkirakan berdasarkan nilai koefisien debit (c) dan intensitas curah hujan (i) sama dengan durasi yang akan Waktu konsentrasi (T_c) dan luas cekungan (A). Total limpasan permukaan dan nilai koefisien tiap satuan lahan merupakan nilai koefisien debit total DAS atau tangkapan bawah laut. Intensitas curah hujan dihitung dengan cara yang sama dengan periode waktu konsentrasi (T_c), yaitu dihitung berdasarkan panjang cekungan dan parameter morfometrik cekungan lainnya. Perhitungan debit aliran maksimum (Q_{max}) dapat dihitung dengan menggunakan rumus rasional (Chay Asdak, 2010, p. 161).

$$Q = 0,0028ciA \dots \dots \dots (1)$$

Dimana :

- c : koefisien limpasan permukaan
- i : intensitas hujan yang lamanya sama dengan waktu konsentrasi (T_c)
mm/hari
- A : luas DAS (ha) tergantung koefisien c

Perhitungan debit maksimum di lokasi, dalam beberapa kasus menggunakan rumus Manning, dapat dilakukan di mulut cekungan atau tangkapan

bawah laut. Metode ini memungkinkan pengukuran aliran puncak dibandingkan dengan menggunakan rumus dan metode yang masuk akal. Debit maksimum diukur dengan metode Manning di muara cekungan atau penampang sungai di bawah cekungan. Rumus yang digunakan adalah (Asdak, 2010, p.11):174

$$Q_{maks} = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A \dots \dots \dots (2)$$

Dimana :

R : jari-jari hidrolis penampang sungai (m)

S : kemiringan hidrolis muka air sungai pada saat banjir maksimum
Terjadi dengan melihat tanda-tanda pada saat terjadi banjir maksimum (%)

A : Luas penampang sungai (m^2)

n : koefisien kekasaran dasar sungai rata-rata

2.5.2 Debit minimum

Selama musim kemarau, ketika aliran sungai berada pada titik terendah, pengukuran dapat dilakukan di mulut cekungan atau di bawah cekungan. Oleh karena itu, pengukuran beban minimum adalah kebalikan dari beban maksimum. Pengukuran debit minimum dipilih pada saat debit sungai berada pada titik terendah pada musim kemarau. Pada dasarnya debit minimum sungai adalah bukan nol ($Q_{min} \neq 0$) karena bagian hulu telah digunakan petani untuk irigasi tradisional sebelum air sungai mengalir ke muara. Oleh karena itu, perlu dilakukan survei lapangan (permanduan sungai) untuk melihat apakah petani

mengambil air sungai ke hulu. Metode salin digunakan untuk menentukan drainase irigasi atau mengukur drainase minimum.

2.5.3 Limpasan permukaan

Limpasan permukaan adalah bagian dari kelebihan air hujan (*excess precipitation*) yang mengalir ke permukaan pada saat hujan. Limpasan akan terus berlanjut bahkan jika hujan berhenti. Koefisien limpasan adalah perbandingan antara persentase hujan yang mengalir ke tanah pada saat hujan dan jumlah total curah hujan. Limpasan permukaan ini memfasilitasi pemindahan tanah lapisan atas dan membawa material lapisan penutup yang lepas atau terkontaminasi. Diketahui melibatkan proses erosi permukaan (*erosi daun*) karena gaya limpasan permukaan, setelah itu mengalir ke badan air (sungai, danau, waduk, rawa, laut), di mana ia mengalir (*runoff*). Hal ini menyebabkan banjir sungai, menciptakan proses yang disebut pendangkalan dan pendangkalan, atau sedimentasi.

Estimasi limpasan dinyatakan sebagai koefisien. Limpasan permukaan dapat dilakukan berdasarkan parameter morfometri dan morfologi DAS yang diperoleh melalui interpretasi penginderaan jauh.

Ada empat faktor untuk memprediksi nilai limpasan permukaan dan koefisien yang berkaitan dengan parameter morfometri dan morfologi yang menjadi ciri DAS.

1. Kondisi topografi yang memberikan gambaran kondisi fisiografi maupun relief permukaan yang dapat diwakili sebagai ukuran kemiringan lereng

permukaan lahan, dan itu menjadi penentu terhadap besar kecilnya curah hujan yang jatuh kemudian menjadi limpasan permukaan setelah dipertimbangkan besarnya kapasitas infiltrasi.

2. Kondisi tanah dan batuan yang menjadi penentu besarnya bagian curah hujan yang mengalami peresapan kedalam lapisan tanah dan batuan yang dikenal dengan infiltrasi tanah.
3. Kondisi tutupan vegetasi dan jenis tanaman semusim memiliki fungsi sebagai penerima dan penyimpan air hujan yang jatuh dipermukaan lahan tersebut tergantung pada jenis dan kerapatan penutupan vegetasi dan tanaman semusim lainnya.
4. Kondisi timbunan permukaan lahan mampu menangkap air hujan yang jatuh sehingga fungsi dari pada kondisi ini ialah It also slows down surface runoff and causes land surfaces to flood or undergo rapid erosion.

2.5.4 Debit rata-rata (Q_{av})

Kecepatan aliran rata-rata (Q_{av}) suatu sungai merupakan besaran hidrologi yang penting sebagai ukuran potensi cekungan untuk menyimpan air hujan yang jatuh ke dalam akuifer dan kemudian melepaskannya secara perlahan dalam bentuk mata air.

Aliran rata-rata yang tinggi atau perbedaan sedang menunjukkan bahwa wilayah DAS berfungsi dengan baik sebagai prosesor. Dalam hal ini, sifat DAS atau apakah keadaan DAS dipertahankan.

2.6 Analisis Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan harian merupakan hujan yang terjadi pada titik stasiun pengamatan curah hujan setiap hari (selama 24 jam). Data ini biasanya digunakan untuk mensimulasikan kebutuhan air tanaman dan operasi reservoir. Di sisi lain, curah hujan maksimum adalah curah hujan harian tertinggi pada tahun pengamatan di stasiun tertentu. Data ini kemudian biasanya digunakan dalam desain pekerjaan hidrolis sungai seperti bendungan, bendungan, bendung, pintu air dan saluran drainase.

Dalam analisis ini, Data curah hujan yang diperlukan untuk menghitung limpasan banjir adalah data curah hujan harian maksimum pada titik waktu tertentu.

Salah satu pendekatan untuk menentukan curah hujan harian maksimum rata-rata untuk suatu cekungan adalah metode poligon Thiessen (CD, Soemarto, 1995) dengan menggunakan rumus berikut ini :

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

Keterangan:

d : Tinggi hujan rata-rata (mm)

d_1, \dots, d_n : Tinggi hujan di setiap pos pengamatan (mm)

A : Luas Areal (km^2)

2.7 Analisis Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Analisis frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun (Triatmodjo, 2008).

Analisis Distribusi frekuensi curah hujan maksimum

Frekuensi curah hujan adalah probabilitas mencapai atau melebihi curah hujan. Lebih disukai, periode ulang adalah waktu hipotesis di mana presipitasi akan mencapai atau melebihi jumlah tertentu. Analisis frekuensi menentukan kemungkinan presipitasi di masa depan berdasarkan sifat statistik dari data peristiwa masa lalu. Asumsikan bahwa sifat statistik dari peristiwa presipitasi di masa mendatang sama dengan sifat statistik peristiwa presipitasi di masa lalu.

Ada dua jenis seri data yang digunakan dalam analisis frekuensi.

1. Data maksimum tahunan dikumpulkan hanya untuk satu besaran maksimum setiap tahun yang berdampak pada analisis selanjutnya. Seri data ini disebut seri tahunan maksimum).
2. Seri Spasial: Jika Anda menetapkan jumlah tertentu sebagai batas bawah, semua jumlah data yang lebih besar dari batas bawah akan diambil dan disertakan dalam seri data untuk dianalisis seperti biasa. Ambang batas ditetapkan berdasarkan pertimbangan teknis atau arbitrer (puncak di atas

ambang batas). Namun, jangan atur ambang sehingga jumlah sampel dalam rangkaian melebihi 5 kali panjang tahun data (Sri Harto, 2000).

Untuk menganalisis distribusi frekuensi data curah hujan digunakan 4 (empat) metode distribusi antara lain yaitu metode distribusi normal, metode log normal, metode gumbel, metode log person type III.

2.7.1 Distribusi Normal

Persamaan metode distribusi Normal (Sri Harto Br, 1993) yaitu :

$$X_{Tr} = \bar{X} + K_{Tr} \cdot S_X \quad (4)$$

Keterangan :

X_{Tr} : besarnya curah hujan rencana untuk periode ulang T tahun.

\bar{X} : harga rata-rata dari data

$$: \frac{\sum_1^n X_i}{n}$$

S_X : simpangan baku

$$: \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (5)$$

K_{Tr} : variabel reduksi gauss

2.7.2 Distribusi Log Normal

Persamaan metode distribusi Log Normal (Sri Harto Br, 1993) adalah :

$$\log X_{Tr} = \overline{\log X} + K_{Tr} \cdot S_{\log X} \quad (6)$$

Keterangan :

$\log X_{Tr}$: besarnya curah hujan rencana untuk periode ulang T tahun

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

$$: \frac{\sum_1^n \log(X_i)}{n}$$

$S_{\log X}$: Simpangan baku

$$: \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}}$$

K_{Tr} : variabel reduksi gauss

2.7.3 Distribusi Gumbel

Persamaan metode Gumbel (Sri Harto Br, 1993) yaitu :

$$X_{Tr} = \bar{X} + K \cdot S_x \quad (7)$$

Keterangan:

X_{Tr} : besarnya curah hujan rencana untuk periode ulang T tahun

\bar{X} : harga rata-rata dari data

$$: \frac{\sum_1^n X_i}{n}$$

S_x : simpangan baku

$$: \sqrt{\frac{\sum(X_i + X)^2}{n}}$$

K : faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (return periode) dan tipe frekuensi

Untuk menghitung faktor frekuensi gumbel mengambil harga :

$$K = \frac{y_i - y_n}{S_n} \quad (8)$$

Keterangan:

y_i : reduksi sebagai fungsi dari probabilitas

y_n dan S_n : besaran yang merupakan fungsi dari jumlah pengamatan

2.7.4 Distribusi Log Person Type III

persamaan metode log person type III (Sri Harto, 1993) yaitu :

$$\log X_{Tr} = \overline{\log X} + K_{Tr} \cdot (S_{\log X}) \quad (9)$$

Keterangan :

$\log X_{Tr}$: besarnya curah hujan rencana untuk periode ulang T tahun

$\overline{\log X}$: harga rata-rata dari data

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

$S_{\log X}$: simpangan baku

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

K_{fr} : koefisien frekuensi, didapat berdasarkan hubungan nilai Cs

Dengan periode ulang T

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{(n-1)(n-2)(s_{\log X})^2}$$

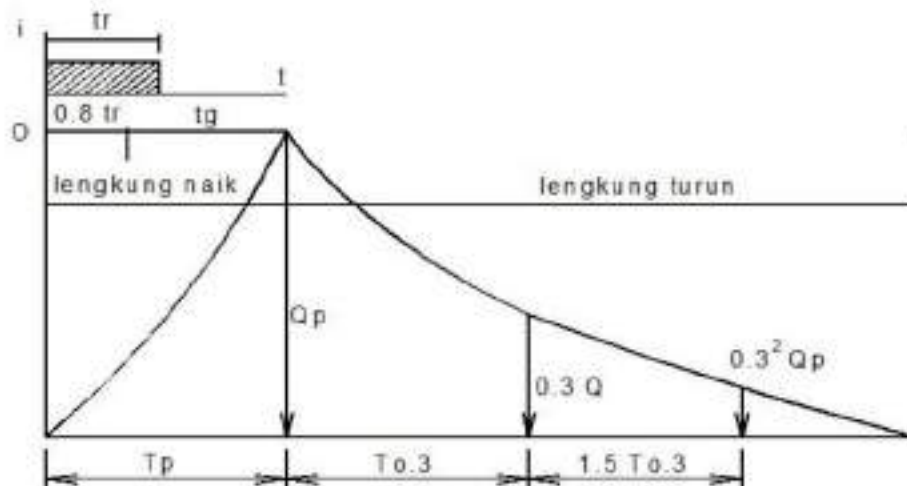
2.8 Analisis debit banjir

Debit banjir rencana adalah debit terbesar yang mungkin terjadi pada sungai bersangkutan. Ada beberapa metode untuk memperkirakan debit banjir. Metode yang dipakai pada suatu lokasi lebih banyak ditentukan oleh ketersediaan data. Metode yang umum dipakai adalah metode hidrograf banjir dan metode rasional (suripin, 2003).

Cara hidrograf satuan telah pernah diakui oleh seluruh dunia sebagai cara yang paling dipercaya dan berguna dalam teknik peramalan debit banjir. Cara ini diterapkan pada daerah-daerah pengaliran yang kurang dari 25 km² sampai daerah pengaliran sebesar 5000 km², cara ini juga dapat digunakan jika telah dibuatkan hidrograf satuan yang bersangkutan dengan curah hujan dalam daerah pengaliran itu. Cara ini juga pernah dicoba untuk diterapkan pada anak-anak sungai utama dalam daerah pengaliran yang lebih besar dari 20.000 km² (Suryono, 2003).

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

penyelidikannya. Rumus yang dihasilkan adalah sebagai berikut (CD, Soemarto, 1995) :



Gambar 1 Bagian-bagian Komponen Hidrograf

Untuk menentukan T_p dan T_b maka dipergunakan rumus berikut :

$$T_p = \bar{Z} + t_L \quad (29)$$

$$T_b = 5 T_p \quad (30)$$

Keterangan:

T_b : waktu dasar (jam)

T_r : lama hujan efektif yang besarnya 0.5-1 t_g

T_p : waktu yang diperlukan untuk mencapai laju aliran puncak (jam)

t_L : waktu tenggang (time lag) (jam)

Untuk menentukan $T_{0.3}$ digunakan rumus berikut:

$$T_{0.3} = \alpha \cdot T_g \quad (31)$$

T_g dihitung berdasarkan rumus:

$$T_g = 0.21 \cdot L^{0.7} \text{ untuk } L = 15 \text{ km} \quad (32)$$

$$T_g = 0.40 + 0.058 \text{ untuk } L > 15 \text{ km} \quad (33)$$

Dengan:

L : panjang alur sungai

Persamaan kurva hidrograf satuan sintetisnya adalah:

- 1) Bagian lengkung naik untuk $0 \leq t \leq T_p$

$$Q_t = \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2.4} \quad (34)$$

Dengan:

Q_t : limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t : waktu (jam)

- 2) Bagian lengkung turun :

- a. Untuk selang nilai $0 \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$

$$Q_t = Q_p \cdot 0.3^{\frac{t-T_p}{T_{0.3}}} \quad (35)$$

- b. Untuk selang nilai $(T_p + T_{0.3}) \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_p \cdot 0.3^{\frac{t-T_p+0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}}} \quad (36)$$

- c. Untuk selang nilai $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$

$$Q_t = Q_p \cdot 0.3^{\frac{t-T_p+1.5T_{0.3}}{2.0T_{0.3}}} \quad (37)$$

Q_p : debit puncak banjir (m^3/det)

Tp : tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

2.9 Koefisien aliran permukaan (c)

Rasio harga antara limpasan permukaan dan intensitas curah hujan untuk suatu DAS tertentu. Padahal, koefisien ini dihitung dari besaran tabanan dan rugi akibat hujan, jadi inilah limpasan permukaan. Besarnya kehilangan ini tergantung pada kondisi vegetasi, infiltrasi, DAS permukaan dan evapotranspirasi.

Harga koefisien limpasan (c) bisa dilihat pada (tabel 1) berikut :

Tabel 1 Koefisien Limpasan (c)

Keadaan Daerah Pengaliran	Koefisien
Daerah pegunungan yang curam	0.75 – 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Sungai dengan tanah dan hutan di bagian atas dan bawahnya	0.50 – 0.75
Tanah dasar yang ditanami	0.45 – 0.60
Sawah waktu diairi	0.70 – 0.80
Sungai bergunung	0.75 – 0.85
Sungai dataran	0.45 – 0.75

Sumber : Soewarno, 1991

Nilai Koefisien Limpasan

Ada beberapa faktor yang mempengaruhi nilai koefisien pelimpah yang biasanya berkisar antara 2,0 – 2,1. Berikut adalah faktor yang mempengaruhi nilai dari koefisien (Suryono Sosrodarsono, 1977:182) :

- Tinggi air pada pengarah aliran
- Kemiringan lereng pelimpah
- Tinggi air tepat diatas mercu

Untuk mendapatkan nilai koefisien limpasan akan digunakan rumus Iwaski yang akan dijabarkan sebagai berikut :

$$C = 2,100 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{W}\right)^{0,9900} \quad (24)$$

Dimana :

C = Koefisien limpahan ketika $h=H_d$

H = Kedalaman air diatas mercu bendung (m)

H_d = Tinggi tekanan rencana diatas mercu bendung (m)

W = Tinggi mercu (m)

2.10 Waktu Konsentrasi (T_c)

Waktu konsentrasi adalah waktu tempuh yang ditempuh air dari titik terjauh (hulu DAS) sampai titik pengamatan (keluar) sungai (Imam Subarkah, 1978).

$$T_c = 0.0195L^{0.77}S^{-0.385} \quad (25)$$

Keterangan :

T_c : waktu konsentrasi (m)

L : panjang sungai (m)

S : kemiringan lereng (m/m)

2.11 Intensitas hujan jam-jaman (I)

Intensitas hujan dipahami sebagai jumlah curah hujan dalam periode tertentu dan dinyatakan dalam mm/jam. Untuk menentukan intensitas hujan digunakan rumus Mononobe berikut (Joesron Loebis, 1992):

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} \quad (26)$$

Keterangan :

I : intensitas hujan (mm/jam)

R_{24} : curah hujan harian maksimum (mm)

T : waktu curah hujan (jam)

2.12 Pengujian kesesuaian distribusi frekuensi

Pada pengujian kesesuaian ini bermaksud untuk mengetahui kebenaran suatu hipotesa distribusi frekuensi. Tujuan dari pemeriksaan ini adalah :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan metode distribusi yang dihasilkan atau yang diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak untuk digunakan pada perhitungan setelahnya.

Terdapat 2 (dua) cara untuk menguji kesesuaian distribusi yaitu uji chi kuadrat dan uji smirnov kolmogorov.

Uji Chi - Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat (uji data vertikal) adalah ukuran perbedaan yang didapat antara frekuensi yang diamati dengan yang diharapkan. Uji ini di gunakan untuk menguji sempangan tegak lurus yang ditentukan dengan rumus Shahin (Soewarno, 1995).

$$(x^2)_{hit} = \sum_{i=1}^k \frac{(EF-OF)^2}{EF}, EF = \frac{n}{k} \quad (27)$$

Keterangan :

x^2_{hit} : uji statistik

OF : nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF : nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

Uji chi-kuadrat adalah uji simpangan vertikal dengan langkah-langkah berikut ini :

1. Tentukan jumlah kelas distribusi (K)
2. $K=1+3.22 \text{ Log } n$, n= banyaknya data
3. Cari nilai chi-kuadrat hitung $(X^2)_{cr}$
4. Besarnya nilai $(X^2)_{cr}$ dapat diperoleh berdasarkan taraf signifikan (α) dan derajat bebasnya (DK). Dengan memasukkan harga K dan sebaran chi-kuadrat dapat diperoleh harga DK.
5. $DK=K-(P-1)$
6. Kemudian nilai $(X^2)_{cr}$ dibandingkan dengan nilai Chi-Kuadrat kritis $(X^2)_{cr}$.

7. Jika nilai $(X^2)_{cr} > (X^2)_{hitung}$ berarti sebaran vertikal dapat diterima.

Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji Smirnov – Kolmogorov (uji data horizontal) digunakan untuk menguji simpangan secara mendatar (Soewarno, 1995) untuk melakukan pengujian dengan metode ini menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\Delta_{maks} = |P_E(x) - P_t(x)| \quad (28)$$

Keterangan :

Δ_{maks} : selisih probabilitas teoritis dan empiris

$P_E(x)$: posisi data x menurut sebaran empiris

$P_t(x)$: posisi data x menurut sebaran teoritis

Dari hasil perhitungan dihasilkan perbedaan yang maksimum antara distribusi teoritis dan empiris yang disebut dengan $\Delta_{maksimum}$ kemudian nilai $\Delta_{maksimum}$ hasil perhitungan dibandingkan dengan Δ_{cr} yang diperoleh dari tabel untuk suatu derajat yang tertentu yang mana pada studi ini digunakan nilai kritis (*Signifikan level*) $\alpha = 5\%$. Apabila $\Delta_{cr} > \Delta_{maksimum}$ maka hipotesa dapat diterima.

2.13 kapasitas pengaliran melalui pelimpah

Kapasitas pengaliran melalui pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (suryono, 2002),

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

Dengan:

Q : Debit pelimpah diatas ambang (m^3/dt)

C : Koefisien limpasan

H : tinggi air diatas ambang bangunan pelmpah (m)

B : Lebar efektif pelimpah

Koefisien limpasan pada pelimpah tersebut biasanya berkisar antara angka 2,0 – 2,1 yang dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut:

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

Penelusuran Banjir Lewat Pelimpah

Penelusuran banjir adalah merupakan perkiraan hidrograf disuatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Hidrograf banjir dapat ditelusuri lewat palung sungai atau waduk. Tujuan penelusuran banjir adalah untuk (CD, Soemarto, 1995).

1. Perkiraan banjir jangka pendek
2. Perhitungan hidrograf satuan untuk berbagai titik sepanjang sungai dari hdrograf satuan di suatu titik di sungai tersebut

3. Perkiraan terhadap kelakuan sungai setelah terjadi perubahan dalam palung (misalnya karena adanya pembangunan bendung atau pembuatan tanggul).
4. Deviasi hidrograf sintetik

Perhitungan penelusuran banjir (*flood routing*) lewat pelimpah, dihitung dengan metode *level pool routing*. Level pool routing adalah perhitungan hidrograf outflow yang berasal dari waduk yang didapat dari hidrograf inflow dan karakteristik tampungan outflow. Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut (Chow, Maidment, Mays, 1988):

$$\frac{ds}{dt} = I(t) - Q(t)$$

Bila :

$$t = 0, \Delta t, 2\Delta t, \dots, j\Delta t, (j+1)\Delta t$$

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} ds = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t)dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t)dt$$

Persamaan diatas menjadi :

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right)$$

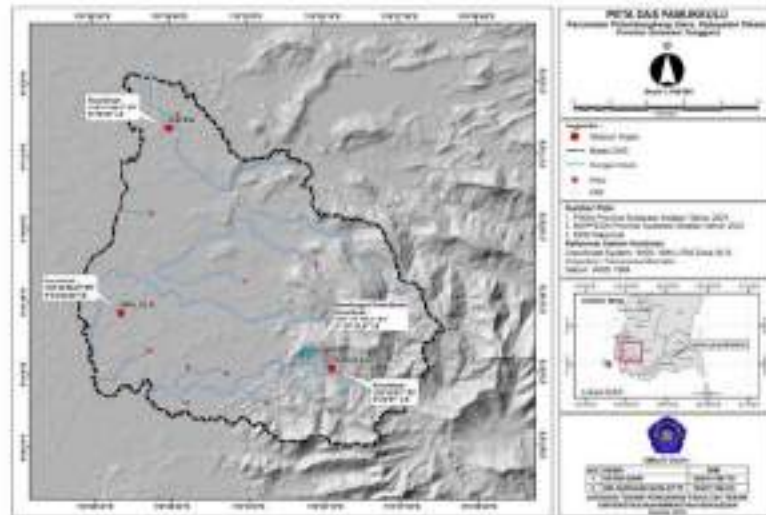
$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_j}{\Delta t} + Q_j \right) - 2Q_{j+1}$$

Dengan :

- S : tampungan (m^3)
I : debit masuk (m^3/dt)
Q : debit keluar (m^3/dt)
j : indeks ke 1, 2, 3, ..., n
 Δt : lamanya periode (detik)

BAB III METODE PENELITIAN

3.1 Lokasi Penelitian



Gambar 2 Lokasi Penelitian

Lokasi bendungan Pamukkulu terletak di hulu sungai Pappa di desa ko'mara Kecamatan Polombangkeng Utara, Kabupaten Takalar, Sulsel, berjarak sekitar 50 km arah selatan kota Makassar. Akses menuju bendungan melalui jalan kabupaten dengan lebar 8 meter. Pada Sta 0+00 (km 8 + 00) ke lokasi bendungan telah dibangun konstruksi *Rigid pavement* sepanjang 4 km. tipe bendungan ini adalah CFRD (salah satu tipe bendungan urugan) dengan tampungan efektif 77,62 juta m³, luas genangannya 460 hektar, panjang bendungan utama 860 meter, dan panjang trowongan pengelak 380 meter. Manfaat bendungan ini mencakup wilayah irigasi 6,188 hektar yang bertujuan untuk meningkatkan indeks pertanaman dari 183% menjadi 280% (padi dan palawija), serta sebagai penyediaan air baku Kabupaten Takalar sebesar 160 liter per detik. Selain itu bendungan pamukkulu bermanfaat untuk pengendalian banjir, konservasi sumber

daya air, pembangkit listrik 4,3 MW, dan pariwisata. Penelitian ini berfokus pada beberapa garis besar, meliputi :

3.2 Jenis Penelitian

Penelitian ini menggunakan pendekatan kuantitatif, yaitu penelitian yang menekankan analisisnya pada data-data numerical (angka) yang diolah dengan metode statistika. Pada dasarnya, pendekatan kuantitatif dilakukan pada penelitian inferensial (dalam angka pengujian hipotesis) dan menyadarkan kesimpulan hasilnya pada suatu probabilitas kesalahan penolakan hipotesis nihil. Dengan metode kuantitatif akan diperoleh signifikansi perbedaan kelompok atau signifikansi hubungan antar variable yang diteliti. Pada umumnya, penelitian kuantitatif merupakan penelitian sampel besar (Azwar, 2007). Jenis penelitian yang dipakai adalah penelitian komparasi, yaitu perbandingan.

3.3 Pengumpulan Data

Data yang digunakan adalah data sekunder berupa peta DAS Pappa, data curah hujan maksimum, data parameter bendungan, data parameter DAS, dan data debit sungai Pappa. Data disediakan oleh instansi terkait seperti Balai Besar Wilayah Sungai Pompengan Jeneberang, Dinas Sumber Daya Air dan Penataan Ruang dan Pekerjaan Umum Sulawesi Selatan, dan BMKG Makassar.

3.4 Pengolahan dan Analisa Data

Analisis dan pengolahan data dalam penelitian ini meliputi data curah hujan, analisis frekuensi, analisis debit banjir prakiraan, analisis debit banjir prakiraan bendungan dan tinggi muka banjir.

3.4.1 Uji Konsistensi Data

Uji konsistensi data yang digunakan untuk memastikan bahwa data yang digunakan layak dan tidak terpengaruh oleh faktor lapangan. Saat melakukan uji integritas data, analisis persamaan yang ada dilakukan. Berdasarkan hasil analisis, ditentukan nilai statistik maksimum (Q) dan rentang statistik (R), dan hasilnya dibandingkan dengan nilai rasio Q dan R yang ada. data disebut layak jika nilai perhitungan analisis Q dan R lebih kecil dari Q dan R pada syarat.

3.4.2 Analisa Frekuensi

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinu yang biasa digunakan dalam analisis frekuensi. Normal, log normal, Gumbel dan Log-Pearson III (Triatmodjo, 2008) untuk curah hujan maksimum. Perhitungan dilakukan untuk empat metode pilihan: koefisien dispersi, koefisien kemiringan, dan koefisien ketajaman. Setelah Anda memiliki metode solusi yang memenuhi persyaratan Anda, langkah selanjutnya adalah menghitung curah hujan yang direncanakan sesuai dengan rumus metode yang sesuai dan pengulangan kata yang digunakan.

3.4.3 Uji Probabilitas

Untuk menentukan distribusi mana yang akan digunakan, dapat digunakan uji chi-square dan Smirnov Kolmogorov (Sri Harto, 1993) untuk menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada

3.4.4 Pola Distribusi Curah Hujan Jam- Jaman

Untuk mengetahui pola distribusi curah hujan per jam, dilakukan analisis 5 jam menggunakan mononobe yang telah dimodifikasi untuk menentukan intensitas atau distribusi hujan selama 5 jam.

3.4.5 Analisa Intensitas Curah Hujan

Intensitas curah hujan (Suripin, 2004) adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah semakin pendek durasi hujan, semakin tinggi intensitasnya, dan semakin lama durasinya, semakin tinggi intensitasnya. Jika data curah hujan jangka pendek tidak tersedia dan hanya tersedia data curah hujan harian, rumus Mononobe dapat digunakan untuk menghitung intensitas. Metode ini diperkenalkan oleh Mononobe dan dijelaskan sebagai berikut :

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^2$$

dengan :

$$I_t = \text{Intensitas Curah hujan untuk lama hujan } t \left(\frac{\text{mm}}{\text{jam}} \right)$$

$$t = \text{Lamanya curah hujan (jam)}$$

$$R_{24} = \text{Curah hujan maksimum selama 24 jam (mm)}$$

3.4.6 Analisis Curah Hujan netto

Menganalisis curah hujan bersih menunjukkan bahwa hasil limpasan langsung dari cekungan konsisten dengan karakteristik yang ada melalui persamaan yang ada. Koefisien limpasan digunakan dalam analisis curah

hujan bersih. Koefisien disesuaikan untuk DAS. Oleh karena itu, kita perlu mengetahui apakah DAS itu homogen atau heterogen. Jika DAS heterogen, Anda dapat menggunakan analisis Net Precipitation untuk melakukan analisis hidrograf satuan komposit.

3.4.7 Analisa Hidrograf Satuan Sintetik

Analisis hidrograf sintetik digunakan untuk menghitung hidrograf banjir. Pada penelitian ini, kami menganalisis hidrograf sintetik menggunakan hidrograf sintetik metode Nakayasu.

3.4.8 Kalibrasi Debit Aliran

Ketika membandingkan limpasan untuk menentukan hasil akhir untuk parameter model yang digunakan, hasil hidrograf sintetik berdasarkan karakteristik DAS pada titik pengumpulan data limpasan in-situ dibandingkan dengan data yang terekam in-situ dari waktu ke waktu. Yang memiliki arus keluar paling banyak. Jika hasilnya terlalu jauh, perhitungan hidrograf dikalibrasi dengan membandingkan parameter yang ada dengan hasil dari data aliran yang tercatat di lapangan. Jika debitnya memadai, hasil parameterisasi dapat digunakan untuk menghitung hidrograf yang mempertimbangkan karakteristik daerah tangkapan air bendungan.

3.4.9 Analisis debit Banjir Puncak Melalui pelimpah

Setelah menerima hasil hidrograf banjir di dekat debit yang terekam, dilakukan analisis debit melalui reservoir dengan menggunakan metode level

pool routing. Analisis menggunakan hasil hidrograf banjir sebagai aliran masuk ke waduk dan menentukan hasil aliran keluar setelah bendungan dihitung menggunakan data teknik. Anda dapat melihat hasil bangunan luapan di bendungan dan debit dari bendungan, dan memeriksa apa yang akan terjadi pada debit setelah bendungan dibangun.

3.4.10 Analisa Debit Banjir

Untuk menghitung debit banjir rancangan (Q_T) dapat dilakukan perhitungan dengan metode Rasional mencari debit. Metode ini merupakan metode yang sering dipakai untuk menghitung / memperkirakan debit di suatu DAS.

Rumus debit banjir rencana adalah sebagai berikut :

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Dimana :

Q = debit puncak (m^3/s)

C = koefisien limpasan

I = intensitas hujan dengan durasi sama dengan waktu konsentrasi banjir (mm/jam)

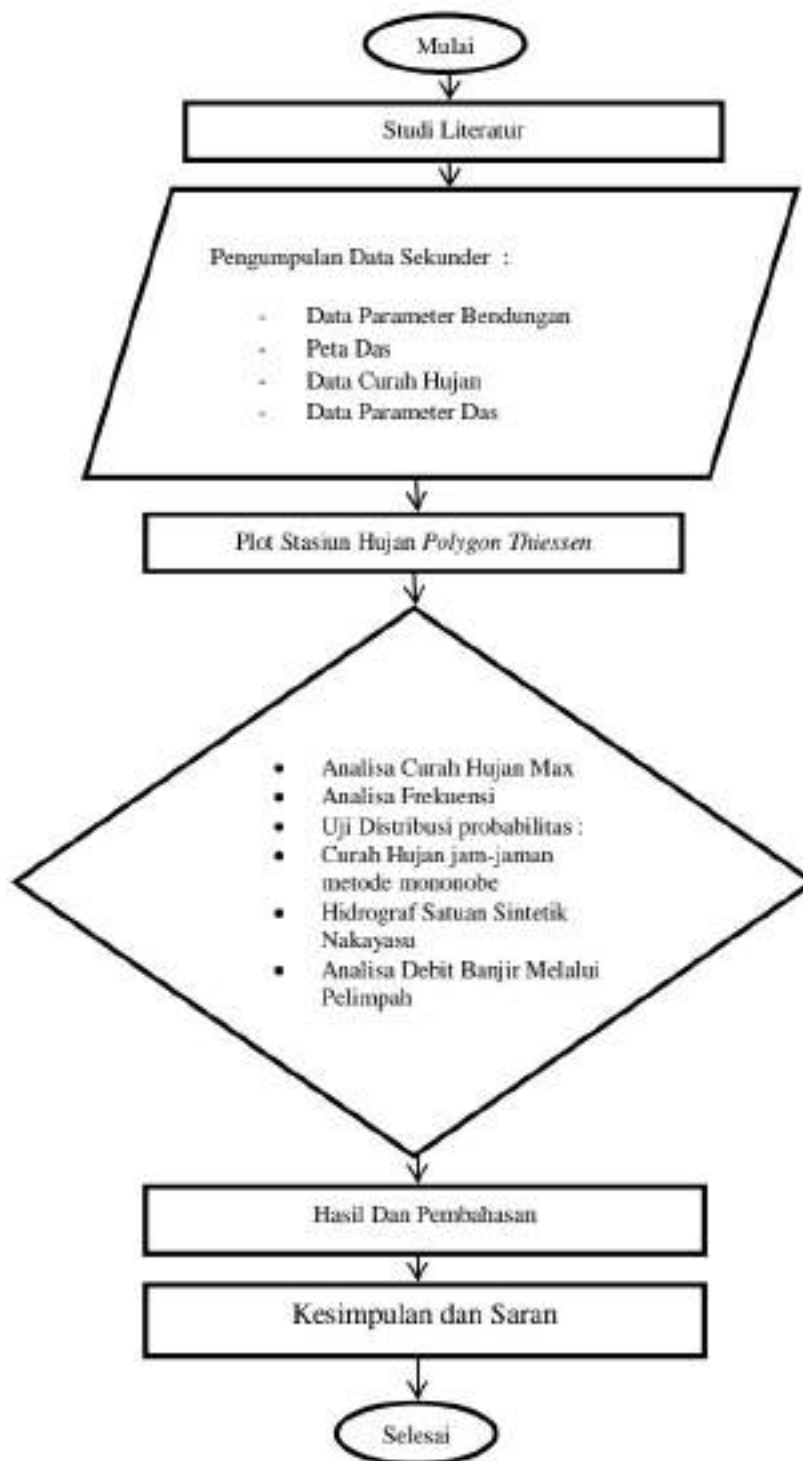
A = luas DAS (km^2)

3.4.11 Analisis Potensi Penurunan Debit Banjir

Setelah menghitung debit puncak banjir sebelum melewati bendungan menggunakan hasil analisis hidrograf banjir, kami membandingkan debit puncak banjir setelah melewati bendungan menggunakan analisis debit waduk lagi. Jelas bahwa potensi pengurangan debit merupakan nilai yang mewakili

persentase debit banjir yang dapat dikurangi dengan adanya Bendungan Pemukku.

3.4.12 Bagan Aliran Penelitian



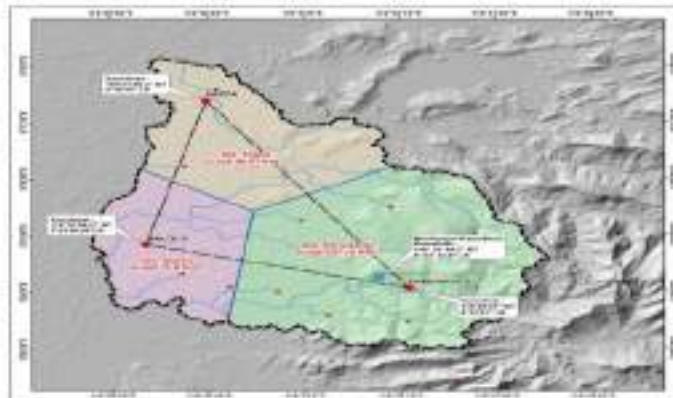
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Hujan Harian Maksimum Kawasan

Dalam analisis hidrologi diperlukan hujan rerata dari beberapa stasiun hujan yang terdekat dengan daerah yang akan ditinjau. DAS sungai Pappa memiliki 3 stasiun terdekat yaitu Stasiun Malolo, Pappa, dan Pamukkulu. Untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut dilakukan dengan metode Polygon Thiessen. Hasil analisis Polygon Thiessen dari 3 stasiun menunjukkan bahwa Stasiun Malolo memiliki luas $76,9 \text{ km}^2$, Stasiun Pappa memiliki luas $96,57 \text{ km}^2$, dan stasiun Pamukkulu memiliki luas $227,12 \text{ km}^2$.

Selanjutnya menghitung curah hujan maksimum harian pada kawasan DAS sungai Pappa. Data curah hujan yang digunakan dalam kurun waktu 1 tahun diambil nilai curah hujan terbesar pada hari atau tanggal yang sama pada ketiga stasiun. Tahun 2002 hujan maksimum harian dari stasiun Malolo, Pappa, dan Pamukkulu yaitu 160, 57, dan 86. Contoh hitungan hujan harian maksimum kawasan dapat dilihat sebagai berikut.

Luas Area Keseluruhan = $400,59 \text{ km}^2$



Gambar 3 Plot stasiun poligon thiessen

$$\text{Luas Stasiun Malolo} = 76,9 \text{ km}^2$$

$$\text{Luas Stasiun Das Pappa} = 96,57 \text{ km}^2$$

$$\text{Luas Stasiun Das Pamukkulu} = 227,12 \text{ km}^2$$

$$d = \frac{A_1 \times d_1 + A_2 \times d_2 + A_3 \times d_3}{A}$$

$$d = \frac{76,9 \times 160 + 96,57 \times 57 + 227,12 \times 86}{400,59}$$

$$d = 93,2$$

Tabel 2 Curah Hujan Maksimum Merata

NO	TANGGAL	STASIUN				MAX
		MALOLO	DAS PAPPA	DAS PAMUKKULI	Thiessen	
1	3/11/2002	160	57	86	93.2	93.20
	3/12/2002	20	104	87	78.35	
	1/1/2002	0	80	120	87.6	
2	1/31/2003	130	0	62	60.04	129.81
	12/23/2003	123	111	140	129.81	
	12/23/2003	123	111	140	129.81	
3	3/25/2004	17	0	1	3.8	89.25
	3/9/2004	0	151	93	89.25	
	4/22/2004	0	24	103	64.47	
4	11/18/2005	105	17	5	26.88	144.84
	1/19/2005	10	124	18	41.92	
	3/28/2005	6	81	218	144.84	
5	12/31/2006	0	125	8	34.56	84.54
	12/31/2006	0	125	8	34.56	
	1/25/2006	0	34	134	84.54	
6	11/25/2007	138	0	120	94.62	99.04
	1/1/2007	58	134	98	99.04	
	11/25/2007	138	0	120	94.62	
7	2/4/2008	152	132	53	90.77	144.86
	2/2/2008	94	184	68	100.78	
	2/21/2008	92	32	210	144.86	
8	1/31/2009	174	180	168	172.02	172.02
	1/13/2009	93	240	160	166.47	
	1/31/2009	174	180	168	172.02	
9	1/12/2010	139	112	130	127.39	127.39
	1/14/2010	90	155	50	82.8	
	1/12/2010	139	112	130	127.39	
10	1/11/2011	99	25	14	32.79	72.54
	2/7/2011	0	90	0	21.6	
	1/12/2011	12	60	98	72.54	
11	1/9/2012	112	245	78	124.54	124.54
	1/9/2012	112	245	78	124.54	
	1/10/2012	55	50	95	76.6	
12	12/25/2013	135	21	0	30.69	50.64
	1/5/2013	49	30	40	39.31	
	4/11/2013	3	2	87	50.64	
13	1/24/2014	116	75	121	109.01	109.01
	12/30/2014	7	127.5	7	35.92	
	1/24/2014	116	75	121	109.01	
14	1/3/2015	187	0	181	138.7	172.63
	1/23/2015	11	140	2	36.83	
	12/17/2015	166	120	197	172.63	
15	2/11/2016	131	0	156	113.81	113.81
	9/24/2016	38	75	60	59.42	
	2/11/2016	131	0	156	113.81	

16	2/3/2017	250	29	56	86.38	105.85
	12/22/2017	165	123	16	69.99	
	2/2/2017	100	65	125	105.85	
17	1/11/2018	188	37	121	113.57	113.57
	2/7/2018	102	175	73	102.99	
	1/11/2018	188	37	121	113.57	
18	1/22/2019	132	109	187	157.83	157.83
	1/22/2019	132	109	187	157.83	
	1/22/2019	132	109	187	157.83	
19	2/20/2020	237	27	19	62.34	125.85
	2/7/2020	10	174	85	92.11	
	12/22/2020	51	9	200	125.85	
20	12/6/2021	201	238	13	102.72	184.66
	12/6/2021	201	238	13	102.72	
	3/9/2021	190	144	200	184.66	

Tabel 3 Rekapitulasi Curah Hujan

NO	TAHUN	MAX
1	2002	93.20
2	2003	129.81
3	2004	89.25
4	2005	144.84
5	2006	84.54
6	2007	99.04
7	2008	144.86
8	2009	172.02
9	2010	127.39
10	2011	72.54
11	2012	124.54
12	2013	50.64
13	2014	109.01
14	2015	172.63
15	2016	113.81
16	2017	105.85
17	2018	113.57
18	2019	157.83
19	2020	125.85
20	2021	184.66

4.2. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana dapat dihitung menggunakan rumus pada BAB II periode ulang yang dicari dalam hitungan ini ialah, 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun. Untuk perhitungan distribusi gumbel dituliskan dalam tabel berikut ini.

Tabel 4 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel

NO	CURAH HUJAN (X) (mm)	KALA ULANG (TAHUN)	x^2	$(x-xr)^2$	$(x-xr)^3$	$(x-xr)$
1	93.10	0.05	8667.6	766.7	-21228.6	-27.69
2	129.81	0.10	16850.6	16850.6	2187381.1	129.81
3	89.25	0.14	7965.6	7965.6	710926.5	89.25
4	144.84	0.19	20978.6	20978.6	3038544.1	144.84
5	84.54	0.24	7147.0	7147.0	604208.4	84.54
6	99.04	0.29	9808.9	9808.9	971475.6	99.04
7	144.86	0.33	20984.4	20984.4	3039803.0	144.86
8	172.02	0.38	29590.9	29590.9	5090223.2	172.02
9	127.39	0.43	16228.2	16228.2	2067311.9	127.39
10	72.54	0.48	5262.1	5262.1	381706.2	72.54
11	124.54	0.52	15510.2	15510.2	1931641.8	124.54
12	50.64	0.57	2564.4	2564.4	129861.7	50.64
13	109.01	0.62	11883.2	11883.2	1295385.5	109.01
14	172.63	0.67	29801.1	29801.1	5144566.8	172.63
15	113.81	0.71	12952.7	12952.7	1474148.6	113.81
16	105.85	0.76	11204.2	11093.8	1168474.2	105.33
17	113.57	0.81	12898.1	12658.5	1424207.8	112.51
18	157.83	0.86	24910.3	24910.3	3931594.1	157.83
19	125.85	0.90	15838.2	15838.2	1993240.3	125.85
20	184.66	0.95	34099.3	34099.3	6296779.6	184.66
Jumlah	2415.78		315145.78	306894.76	42860254.83	2293.41
Rata - Rata	120.79		15757.3	15344.7	2143012.7	218.420

Berdasarkan tabel diatas, maka dapatkan nilai sebagai berikut :

$$\text{Rata-rata (log } X_r) = 120,79$$

$$\text{Jumlah Data (n) = 20}$$

$$\text{Standar Diviasi (Sx) = 35,05}$$

Rata-rata x pangkat dua (Xr^2) = 15757,3

Berikut adalah contoh perhitungan curah hujan rencana menggunakan metode gumbel untuk kala ulang 25 tahun :

Untuk menghitung nilai rata-rata curah hujan (Xr)

$$Xr = \frac{\sum x}{n}$$

$$Xr = \frac{2415,78}{20} = 120,79$$

Untuk menghitung nilai simpangan baku (Sx)

$$Sx = \sqrt{\frac{\sum (Xi - Xr)^2}{n}}$$

$$Sx = \sqrt{\frac{306894,76}{20}}$$

$$Sx = 35,05$$

Menghitung faktor frekuensi (K)

Diketahui :

$$Yt = 3,1985$$

$$Yn = 0,523$$

$$Sn = 1,06$$

$$K = \frac{yt - yn}{Sn}$$

$$K = \frac{3,1985 - 0,523}{1,06}$$

$$K = 2,52$$

Untuk menghitung besar curah hujan rencana untuk periode ulang t (X_t)

$$X_t = X_r + (S_x \cdot K)$$

$$X_t = 120,79 + (35,05 \cdot 2,52)$$

$$X_t = 209,27$$

Untuk t selanjutnya dihitung dengan cara yang sama

T	x_r	s_x	k	$k \cdot s_x$	$x_t = x_r + k \cdot s_x$
25	120.79	35.05	2.52	88.48	209.27
50	120.79	35.05	3.19	111.74	232.53
100	120.79	35.05	3.85	134.83	255.62

Tabel 5 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Person Type III

NO	KALA ULANG (Tahun)	P %	X	LOG xi	(LOG xi - LOG x) ²	(LOG xi - LOG x) ³	(LOG xi - LOG x)
1	0.05	4.762	93.20	1.97	0.009	-0.0008	-0.09
2	0.10	9.524	129.81	2.11	0.033	0.0001	0.05
3	0.14	14.286	89.25	1.95	0.013	-0.0014	-0.11
4	0.19	19.048	144.84	2.16	0.010	0.0009	0.10
5	0.24	23.810	84.54	1.93	0.018	-0.0025	-0.14
6	0.29	28.571	99.04	2.00	0.004	-0.0003	-0.07
7	0.33	33.333	144.86	2.16	0.010	0.0009	0.10
8	0.38	38.095	172.02	2.24	0.030	0.0052	0.17
9	0.43	42.857	127.39	2.11	0.002	0.0001	0.04
10	0.48	47.619	72.54	1.86	0.041	-0.0083	-0.20
11	0.52	52.381	124.54	2.10	0.001	0.0000	0.03
12	0.57	57.143	50.64	1.70	0.128	-0.0460	-0.36
13	0.62	61.905	109.01	2.04	0.001	0.0000	-0.03
14	0.67	66.667	172.63	2.24	0.030	0.0053	0.17
15	0.71	71.429	113.81	2.06	0.000	0.0000	-0.01
16	0.76	76.190	105.85	2.02	0.001	-0.0001	-0.04
17	0.81	80.952	113.57	2.06	0.000	0.0000	-0.01
18	0.86	85.714	157.83	2.20	0.018	0.0025	0.14
19	0.90	90.476	125.85	2.10	0.001	0.0001	0.04
20	0.95	95.238	184.66	2.27	0.041	0.0085	0.20
JUMLAH			2415.780	41.254	0.3618	-0.0357	0.000

Berdasarkan tabel diatas, maka dapatkan nilai sebagai berikut :

$$\text{Rata-rata (log } X_r) = 120,79$$

$$\text{Jumlah Data (n) = 20}$$

Berikut adalah contoh perhitungan curah hujan rencana menggunakan log person type III untuk kala ulang 25 tahun :

Menghitung Rata – rata Curah Hujan (Log X)

$$\text{Log } X = \frac{\Sigma (\text{Log } X_i)}{n}$$

$$\text{Log } X = \frac{41,254}{20}$$

$$\text{Log } X = 2,063$$

Menghitung Simpangan Baku (Sx)

$$Sx = \sqrt{\frac{\Sigma(\text{Log } Xi - \text{Log})^2}{n - 1}}$$

$$Sx = \sqrt{\frac{0,3618}{20}}$$

$$Sx = 0,138$$

Menghitung Besarnya Curah Hujan rencana Untuk Periode Ulang t

(Xt)

Untuk t = 25 tahun

$$\Sigma (\text{LOG } Xi - \text{LOG } Xr)^2 = -0.0357$$

$$\text{LOG } Xr = 2.063$$

$$Sx = 0.138$$

$$Sx^3 = 0.003$$

$$n = 20$$

$$\text{Log } XT = \text{Log } X + (Sx \times G)$$

$$= 2,063 + (0,138 \times 1,450)$$

$$= 2,263$$

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

$$= 183,147$$

$$Cs = \frac{(n \Sigma (\text{Log } Xi - \text{Log } Xr)^3)}{(n - 1)(n - 2)(Sx)^3}$$

$$Cs = \frac{(20(-0,0357))}{(19)(18)(0,003)}$$

$$Cs = -0,8$$

Nilai C_s yang akan digunakan pada metode log person type III dapat dilihat pada tabel distribusi log person type III untuk koefisien kemencengan. Setelah kita mendapatkan semua data yang diperlukan untuk menghitung curah hujan rencana menggunakan metode log person type III, kita masukkan rumus log person type III dan didapatkan hasil sebagai berikut :

Tabel 6 Curah Hujan rencana Metode Log Person Type III

NO	Periode ulang	G	Log X_t	X_t (mm)
1	25	1.450	2.263	183.147
2	50	1.609	2.285	192.632
3	100	1.737	2.302	200.618

Tabel 7 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Normal

NO	Tahun	Curah Hujan Xi	(Xi-X)	(Xi-X)2
1	2002	93.2	-27.69	766.68
2	2003	129.8	9.02	81.38
3	2004	89.3	-31.54	994.71
4	2005	144.8	24.05	578.45
5	2006	84.5	-36.25	1313.99
6	2007	99.0	-21.75	473.02
7	2008	144.9	24.07	579.41
8	2009	172.0	51.23	2624.62
9	2010	127.4	6.60	43.57
10	2011	72.5	-48.25	2327.97
11	2012	124.5	3.75	14.07
12	2013	50.6	-70.15	4920.88
13	2014	109.0	-11.78	138.74
14	2015	172.6	51.84	2687.49
15	2016	113.8	-6.98	48.71
16	2017	105.9	-14.94	223.17
17	2018	113.6	-7.22	52.11
18	2019	157.8	37.04	1372.04
19	2020	125.9	5.06	25.61
20	2021	184.7	63.87	4079.50
	Jumlah	2415.8		23346.13
	Rata-rata	120.79		

Berikut adalah contoh perhitungan curah hujan rencana menggunakan metode normal untuk kala ulang 25 tahun :

Nilai Rata – rata (X)

$$X = \frac{\Sigma(Xi)n}{n} = \frac{2415,8}{20} = 120,79$$

Standar Diviasi

$$S = \sqrt{\frac{(Xi - X)^2}{n - 1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{23346,13}{19}} = \sqrt{1228,74} = 35,05$$

Nilai KT

Nilai KT berdasarkan nilai T yang diambil dari lampiran tabel variabel

Untuk.

T	25 tahun	2,10
T	50 tahun	2,75
T	100 tahun	3,45

Curah hujan rencana

Untuk T = 25 tahun

$$X_T = X + KT \cdot S$$

$$X_T = 35,05 + 2,10 \times 120,79$$

$$X_T = 194,40$$

Tabel 8 Hasil Perhitungan Metode Normal

Periode Ulang (Tahun)	Faktor Frekuensi (KT)	S	Hujan Rencana (X _t)
25	2.1	35.053	194.40
50	2.75	35.053	217.19
100	3.45	35.053	241.72

Tabel 9 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Log Normal

No	Tahun	Curah Hujan Xi (mm)	log xi	log (xi-x)	log (xi-x) ²
1	2002	93.200	1.97	0.09	0.0088
2	2003	129.810	2.11	-0.05	0.0026
3	2004	89.250	1.95	0.11	0.0126
4	2005	144.840	2.16	-0.10	0.0096
5	2006	84.540	1.93	0.14	0.0184
6	2007	99.040	2.00	0.07	0.0045
7	2008	144.860	2.16	-0.10	0.0097
8	2009	172.020	2.24	-0.17	0.0299
9	2010	127.390	2.11	-0.04	0.0018
10	2011	72.540	1.86	0.20	0.0408
11	2012	124.540	2.10	-0.03	0.0011
12	2013	50.640	1.70	0.36	0.1283
13	2014	109.010	2.04	0.03	0.0006
14	2015	172.630	2.24	-0.17	0.0304
15	2016	113.810	2.06	0.01	0.0000
16	2017	105.850	2.02	0.04	0.0014
17	2018	113.570	2.06	0.01	0.0001
18	2019	157.830	2.20	-0.14	0.0184
19	2020	125.850	2.10	-0.04	0.0014
20	2021	184.660	2.27	-0.20	0.0415
	Jumlah	2415.780	41.25	0.00	
	Rata-rata	120.789	2.06		0.36

Tabel 10 Standar Variabel (Kt) Untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.6	200	4.14
13	1.5	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33

Berikut adalah contoh perhitungan curah hujan rencana menggunakan metode normal untuk kala ulang 25 tahun :

Nilai Rata-rata (Log X)

$$\text{Log } X = \frac{\sum \text{Log } X_i}{n}$$

$$\text{Log } X = \frac{41,25}{20}$$

$$\text{Log } X = 2,06$$

Nilai KT

Nilai KT berdasarkan nilai yang diambil dari lampiran tabel variabel

Untuk

T	25 tahun	2,10
T	50 tahun	2,75
T	100 tahun	3,45

Standar Deviasi

$$S \text{ Log } X = \frac{(\text{log } X - \text{log } X_i)^2}{n - 1}$$

$$S \text{ log } X = \frac{0,36}{19}$$

$$S \text{ log } X = 0,14$$

Curah hujan rencana

Untuk t = 25 tahun

$$\text{Log } X_t = \text{log } X + Kt \cdot Sx$$

$$\text{Log } X_t = 2,06 + 2,10 \times 0,14$$

$$= 2,352$$

Perhitungan selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama.

Tabel 11 Hasil Perhitungan Metode Log Normal

Periode Ulang (Tahun)	Faktor Frekuensi (KT)	Log X	Sx	Hujan Rencana (Xt)
25	2.1	2.06	0.14	2.352
50	2.75	2.06	0.14	2.442
100	3.45	2.06	0.14	2.539

4.3 Analisis Frekuensi

4.3.1 Analisis Distribusi Probabilitas

Dalam menganalisis data hujan yang telah diperoleh perlu dilakukan analisis probabilitas dan pengujian dengan metode Chi – Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov. Untuk menentukan distribusi hujan berdasarkan analisis frekuensi yang cocok. Tahapan perhitungan dalam menentukan analisis probabilitas dapat dilihat sebagai berikut.

Tabel 12 Data Curah Hujan Diurut Dari Besar Ke Kecil

No.	Tahun	CH	CH Besar-Kecil
1	2002	93.2	184.66
2	2003	129.81	172.63
3	2004	89.25	172.02
4	2005	144.84	157.83
5	2006	84.54	144.86
6	2007	99.04	144.84
7	2008	144.86	129.81
8	2009	172.02	127.39
9	2010	127.39	125.85
10	2011	72.5	124.54
11	2012	124.54	113.81
12	2013	50.64	113.57
13	2014	109.01	109.01
14	2015	172.63	105.85
15	2016	113.81	99.04
16	2017	105.85	93.10
17	2018	113.57	89.25
18	2019	157.83	84.54
19	2020	125.85	72.54
20	2021	184.66	50.64

4.3.2 Uji Chi – Kuadrat

Tahapan perhitungan Uji Chi-Kuadrat dapat dilihat sebagai berikut.

Menghitung Jumlah Kelas (K)

$$n = 20$$

$$K = 1 + 3,3 \times \text{LOG } n$$

$$K = 6 \text{ kelas}$$

Menghitung Derajat Kebebasan (DK)

Parameter (p) = 2 (dalam ilmu hidrologi biasanya dipakai 2)

$$DK = K - (p + 1) = 3$$

Nilai α dengan jumlah data $(n) = 20$, $\alpha = 5\%$, $Dk = 3$ adalah 7,815 (dilihat pada tabel kepercayaan)

Menghitung Kelas Distribusi

Interval distribusi adalah 20 %, 40 %, 60 %, dan 80 %.

Presentase 20 %

$$Px = 0,2 \text{ diperoleh } T = 1 / Px = 5 \text{ tahun}$$

Presentase 40 %

$$Px = 0,4 \text{ diperoleh } T = 1 / Px = 2,5 \text{ tahun}$$

Presentase 60 %

$$Px = 0,6 \text{ diperoleh } T = 1 / Px = 1,67 \text{ tahun}$$

Presentase 80 %

$$Px = 0,8 \text{ diperoleh } T = 1 / Px = 1,25 \text{ tahun}$$

Menghitung Interval Kelas

Distribusi Probabilitas Gumbel

Nilai KT berdasarkan nilai T dari tabel yn dan sn

$$yn = 0,523$$

$$sn = 1,06$$

$$Xrt = 120,79$$

$$S = 35,05$$

$$yt = \frac{-Ln(-Ln(T - 1))}{T}$$

$$y_t = \frac{-\ln(-\ln(5 - 1))}{5}$$

$$y_t = 1,49994$$

$$K_t = \frac{y_t - y_n}{S_n}$$

$$K_t = \frac{1,49994 - 0,523}{1,06}$$

$$K_t = 0,92164$$

$$X_t = X_{rt} + S \times K_t$$

$$X_t = 120,79 + 35,05 \times 0,92164$$

$$X_t = 153,0957$$

Untuk T selanjutnya dihitung dengan cara yang sama

T	YT	KT	XT
5	1.49994	0.921641	153.0957
2.5	0.671727	0.140308	125.7073
1.7	0.087422	-0.41092	106.3847
1.25	-0.47588	-0.94234	87.75659

Distribusi Probabilitas Normal

Nilai KT berdasarkan nilai T dari lampiran

$$T = 5 \quad \text{Maka } KT = 0.84$$

$$T = 2.5 \quad \text{Maka } KT = 0.25$$

$$T = 1.67 \quad \text{Maka } KT = -0.25$$

$$T = 1.25 \quad \text{Maka } KT = -0.84$$

$$\text{Nilai } X_{rt} = 120,79$$

$$\text{Nilai } S = 35,05$$

$$\text{Interval Kelas} = XT = X_{rt} + KT \times S$$

$$XT = 120,79 + 0,84 \times 35,05$$

$$XT = 150,23$$

Untuk XT selanjutnya dihitung dengan cara yang sama.

T	KT	XT
5	0.84	150.23
2.5	0.25	129.55
1.7	-0.25	112.03
1.25	-0.84	91.34

Distribusi Probabilitas Log Normal

Nilai Kt berdasarkan T dari lampiran

$$T = 5 \quad \text{Maka } KT = 0.84$$

$$T = 2.5 \quad \text{Maka } KT = 0.25$$

$$T = 1.67 \quad \text{Maka } KT = -0.25$$

$$T = 1.25 \quad \text{Maka } KT = -0.84$$

$$\text{Nilai log } X_{rt} = 2,06$$

$$\text{Nilai } S \text{ log } X = 0,138$$

$$\text{Interval Kelas} = \text{Log } XT = \text{Log } X_{rt} + KT \times S \text{ Log } X$$

$$\text{Log } XT = 2,06 + 0,84 \times 0,138$$

$$\text{Log } XT = 2,179$$

$$X_T = 10^{\log X_T}$$

$$X_T = 10^{2,179}$$

$$X_T = 150,872$$

Untuk X_T selanjutnya dihitung dengan cara yang sama

T	KT	S log X	log X_T	X_T
5	0.84	0.14	2.179	150.872
2.5	0.25	0.14	2.097	125.080
1.67	-0.25	0.14	2.028	106.707
1.25	-0.84	0.14	1.947	88.465

Distribusi Probabilitas Log Person Tipe III

Nilai K_{Tr} dihitung berdasarkan nilai $C_s = -0,8$ dan nilai T untuk berbagai periode ulang (lihat lampiran)

$$T = 5 \quad \text{Maka } K_T = 0.84$$

$$T = 2.5 \quad \text{Maka } K_T = 0.25$$

$$T = 1.67 \quad \text{Maka } K_T = -0.25$$

$$T = 1.25 \quad \text{Maka } K_T = -0.84$$

$$\text{Nilai } \log X_{rt} = 2,06$$

$$\text{Nilai } S \log X = 0,138$$

$$\text{Interval Kelas} = \log X_T = \log X_{rt} + K_T \times S \log X$$

$$\log X_T = 2,06 + 0,856 \times 0,138$$

$$\text{Log XT} = 2,181$$

$$\text{XT} = 10^{\text{log XT}}$$

$$\text{XT} = 10^{2,181}$$

$$\text{XT} = 151,640$$

Untuk XT selanjutnya dihitung dengan cara yang sama

T	KT	Log Xrt	S log X	Log XT	XT
5	0.856	2.06	0.14	2.181	151.640
2.5	0.253	2.06	0.14	2.098	125.186
1.67	-0.269	2.06	0.14	2.026	106.055
1.25	-0.8	2.06	0.14	1.952	89.597

Menghitung Nilai X^2

Untuk mempermudah perhitungan analisis X^2 digunakan tabel sebagai berikut.

- **Gumbel**

kelas	interval	Ef	Of	Of-Ef	(Of-Ef) ² /Ef
1	> 153,096	4	4	0	0
2	125,707 - 153,096	4	5	1	0.25
3	106,385 - 125,707	4	4	0	0
4	87,757 - 106,385	4	4	0	0
5	< 87,757	4	3	-1	0.25
Σ		20	20		0.5

Lanjutan table perhitungan analisis X^2

- **Normal**

kelas	interval	Ef	Of	Of-Ef	(Of-Ef) ² /Ef
1	> 150,23	4	4	0	0
2	129,55 - 150,23	4	3	-1	0.25
3	112,03 - 129,55	4	5	1	0.25
4	91,34 - 112,03	4	4	0	0
5	< 91,34	4	4	0	0
Σ		20	20		0.5

- **Log Normal**

kelas	interval	Ef	Of	Of-Ef	(Of-Ef) ² /Ef
1	> 150,872	4	4	0	0
2	125,080 - 150,872	4	5	1	0.25
3	106,707 - 125,080	4	4	0	0
4	88,465 - 106,707	4	4	0	0
5	< 88,465	4	3	-1	0.25
Σ		20	20		0.5

- **Log Person Type III**

kelas	interval	Ef	Of	Of-Ef	(Of-Ef) ² /Ef
1	> 151,640	4	4	0	0
2	125,186 - 151,640	4	5	1	0.25
3	106,055 - 125,186	4	4	0	0
4	89,597 - 106,055	4	3	-1	0.25
5	< 89,597	4	4	0	0
Σ		20	20		0.5

Nilai X^2 Kritis

Nilai X^2_{cr} diperoleh dari tabel pada lampiran dengan jumlah data (n) = 20, α = 5%, dan D_k = 3 adalah 7,815 (lihat lampiran)

Perbandingan Nilai X^2 dan X^2 Kritis

distribusi frekuensi	X^2	X^2_{cr}	keterangan
Gumbel	0.5	7.815	diterima
Normal	0.5	7.815	diterima
Log Normal	0.5	7.815	diterima
Log Person Tipe III	0.5	7.815	diterima

Jika X^2 Lebih Kecil dari X^2 kritis, maka uji dapat diterima.

4.3.3 Uji Smirnov - Kolmogorov

Untuk menguatkan perkiraan pemilihan distribusi yang diambil, maka dilakukan pengujian distribusi dengan menggunakan metode Smirnov-Kolmogorov dari masing-masing distribusi. Metode ini dikenal dengan uji kecocokan non parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Berdasarkan data yang ada, nilai n adalah 20, sehingga didapatkan harga kritis smirnov – Kolmogorov dengan derajat kepercayaan 7,815 Hasil uji Smirnov – Kolmogorov dapat dilihat pada tabel – tabel dibawah ini.

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Normal.

Diketahui :

$$X_i = 184,66$$

$$n = 20$$

$$\text{Luas Bawah Kurva} = 0,9656$$

- $P(Xi) = \frac{i}{(n+1)}$
 $P(Xi) = \frac{1}{(20+1)} = 0,05$
- $F(t) = \frac{Xi - Xrt}{s}$
 $F(t) = \frac{184,66 - 120,79}{35,05} = 1,82$
- $P'(Xi) = 1 - \text{Luas Bawah Kurva}$
 $P'(Xi) = 0,0344$
- $\Delta P = P'(Xi) - P(Xi)$
- $\Delta P = 0,0344 - 0,05 = 0,01$

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Normal.

Diketahui :

$Xi = 184,66$

$n = 20$

Luas Bawah Kurva = 0,9306

- $P(Xi) = \frac{i}{(n+1)}$
 $P(Xi) = \frac{1}{(20+1)} = 0,05$
- $F(t) = \frac{Xi - \text{Log } Xrt}{s \text{ Log } X}$
 $F(t) = \frac{184,66 - 2,06}{0,14} = 1,48$
- $P'(Xi) = 1 - \text{Luas Bawah Kurva}$

$$P'(X_i) = 1 - 0,9306 = 0,0694$$

- $\Delta P = P'(X_i) - P(X_i)$
- $\Delta P = 0,0694 - 0,05 = 0,02$

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Gumbel.

Diketahui :

$$X_i = 184,66$$

$$n = 20$$

$$Y_n = 0,523$$

$$S_n = 1,06$$

$$T = 12,140$$

$$Y_t = (F(t) \times S_n) + Y_n$$

$$= (1,82 \times 1,06) + 0,523$$

$$= 2,45$$

- $P(X_i) = \frac{1}{(n+1)}$

$$P(X_i) = \frac{1}{(20+1)} = 0,05$$

- $F(t) = \frac{X_i - X_{rt}}{s}$

$$F(t) = \frac{184,66 - 120,79}{35,05} = 1,82$$

- $P(X_i) = \frac{1}{T}$

$$P(X_i) = \frac{1}{12,140} = 0,082$$

- $\Delta P = P'(X_i) - P(X_i)$

$$\Delta P = 0,082 - 0,05 = 0,02$$

Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Person Type III.

Diketahui :

$$X_i = 184,66$$

$$n = 20$$

$$\text{Log } X_i = 2,27$$

- $P(X_i) = \frac{1}{(n+1)}$

$$P(X_i) = \frac{1}{(20+1)} = 0,05$$

- $F(t) = \frac{X_i - \text{Log } X_{r1}}{5 \text{ Log } X}$

$$F(t) = \frac{184,66 - 2,06}{0,138} = 1,476$$

- $P(X_i) = P'X = 0,249$

- $\Delta P = P'(X_i) - P(X_i)$

$$\Delta P = 0,249 - 0,05 = 0,25$$

Untuk Perhitungan Selanjutnya Dilakukan Dengan Cara Yang sama dan hasil disajikan seperti di tabel – tabel berikut

Tabel 13 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Normal

i	Xi (dari	P(Xi)	F(t)	luas	P'(Xi)	ΔP
	besar ke			dibawah		
	kecil)			kurva		
1	2	3	4	5	6	7= 6 · 3
1	184.66	0.05	1.82	0.9656	0.0344	0.01
2	172.63	0.10	1.48	0.9306	0.0694	0.03
3	172.02	0.14	1.46	0.9278	0.0722	0.07
4	157.83	0.19	1.06	0.8554	0.1446	0.05
5	144.86	0.24	0.69	0.7549	0.2451	0.01
6	144.84	0.29	0.69	0.7549	0.2451	0.04
7	129.81	0.33	0.26	0.6026	0.3974	0.06
8	127.39	0.38	0.19	0.5753	0.4247	0.04
9	125.85	0.43	0.14	0.5557	0.4443	0.02
10	124.54	0.48	0.11	0.5438	0.4562	0.02
11	113.81	0.52	-0.20	0.4207	0.5793	0.06
12	113.57	0.57	-0.21	0.4168	0.5832	0.01
13	109.01	0.62	-0.34	0.3669	0.6331	0.01
14	105.85	0.67	-0.43	0.3336	0.6664	0.00
15	99.04	0.71	-0.62	0.2676	0.7324	0.02
16	93.20	0.76	-0.79	0.2148	0.7852	0.02
17	89.25	0.81	-0.90	0.1841	0.8159	0.01
18	84.54	0.86	-1.03	0.1515	0.8485	0.01
19	72.54	0.90	-1.38	0.0838	0.9162	0.01
20	50.64	0.95	-2.00	0.0228	0.9772	0.02
jumlah	2415.78					
Xrt	120.79					
S	35.05					
MAX						0.0707

Tabel 14 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Normal

Tergantung nilai fi

i	Xi (dari besar ke kecil)	log Xi	P(Xi)	F(t)	luas dibawah kurva	P'(Xi)	ΔP
1	2		3	4	5	6	7= 6 - 3
1	184.66	2.27	0.05	1.48	0.9306	0.0694	0.02
2	172.63	2.24	0.10	1.26	0.8962	0.1038	0.01
3	172.02	2.24	0.14	1.25	0.8944	0.1056	0.04
4	157.83	2.20	0.19	0.98	0.8365	0.1635	0.03
5	144.86	2.16	0.24	0.71	0.7611	0.2389	0.00
6	144.84	2.16	0.29	0.71	0.7611	0.2389	0.05
7	129.81	2.11	0.33	0.37	0.6443	0.3557	0.02
8	127.39	2.11	0.38	0.31	0.6217	0.3783	0.00
9	125.85	2.10	0.43	0.27	0.6064	0.3936	0.03
10	124.54	2.10	0.48	0.24	0.5948	0.4052	0.07
11	113.81	2.06	0.52	-0.05	0.4801	0.5199	0.00
12	113.57	2.06	0.57	-0.05	0.4801	0.5199	0.05
13	109.01	2.04	0.62	-0.18	0.4286	0.5714	0.05
14	105.85	2.02	0.67	-0.28	0.3897	0.6103	0.06
15	99.04	2.00	0.71	-0.48	0.3156	0.6844	0.03
16	93.20	1.97	0.76	-0.68	0.2483	0.7517	0.01
17	89.25	1.95	0.81	-0.81	0.209	0.791	0.02
18	84.54	1.93	0.86	-0.98	0.1635	0.8365	0.02
19	72.54	1.86	0.90	-1.46	0.0722	0.9278	0.02
20	50.64	1.70	0.95	-2.60	0.0047	0.9953	0.04
jumlah	2415.78	41.25					
Log Xrt	2.06						
S Log X	0.14						
MAX							0.07099

Tabel 15 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Gumbel

Tergantung nilai fit

i	X_i (dari besar ke kecil)	$P(X_i)$	$F(i)$	Y_n	S_n	Y_i	T	$P'(X_i)$	ΔP
1	2	3	4	5	6	7	8	9	$10 \times ABS(9-3)$
1	184.66	0.05	1.82	0.523	1.06	2.45	12.140	0.082	0.03
2	172.63	0.10	1.48	0.523	1.06	2.09	8.600	0.116	0.02
3	172.02	0.14	1.46	0.523	1.06	2.07	8.450	0.118	0.02
4	157.83	0.19	1.06	0.523	1.06	1.64	5.689	0.176	0.01
5	144.86	0.24	0.69	0.523	1.06	1.25	4.019	0.249	0.01
6	144.84	0.29	0.69	0.523	1.06	1.25	4.014	0.249	0.04
7	129.81	0.33	0.26	0.523	1.06	0.80	2.755	0.363	0.03
8	127.39	0.38	0.19	0.523	1.06	0.72	2.600	0.385	0.00
9	125.85	0.43	0.14	0.523	1.06	0.68	2.509	0.399	0.03
10	124.54	0.48	0.11	0.523	1.06	0.64	2.433	0.411	0.07
11	113.81	0.52	-0.20	0.523	1.06	0.31	1.927	0.519	0.00
12	113.57	0.57	-0.21	0.523	1.06	0.30	1.918	0.521	0.05
13	109.01	0.62	-0.34	0.523	1.06	0.17	1.752	0.571	0.05
14	105.85	0.67	-0.45	0.523	1.06	0.07	1.650	0.606	0.06
15	99.04	0.71	-0.62	0.523	1.06	-0.13	1.467	0.682	0.03
16	93.20	0.76	-0.79	0.523	1.06	-0.31	1.341	0.746	0.02
17	89.25	0.81	-0.90	0.523	1.06	-0.43	1.274	0.785	0.02
18	84.54	0.86	-1.03	0.523	1.06	-0.57	1.205	0.830	0.03
19	72.54	0.90	-1.38	0.523	1.06	-0.94	1.085	0.922	0.02
20	50.64	0.95	-2.00	0.523	1.06	-1.60	1.007	0.993	0.04
jumlah	2415.78								
Krt	120.79								
SD	35.05								
MAX									0.065

Tabel 16 Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Person Type III

i	Xi (dari besar ke kecil)	log Xi	P(Xi)	F(t)	P'(Xi)	ΔP
1	2	3	4	5	6	7=ABS(6-4)
1	184.66	2.27	0.05	1.476	0.294	0.25
2	172.63	2.24	0.10	1.264	0.152	0.06
3	172.02	2.24	0.14	1.253	0.146	0.00
4	157.83	2.20	0.19	0.982	0.070	0.12
5	144.86	2.16	0.24	0.712	0.044	0.19
6	144.84	2.16	0.29	0.712	0.044	0.24
7	129.81	2.11	0.33	0.367	0.030	0.30
8	127.39	2.11	0.38	0.308	0.027	0.35
9	125.85	2.10	0.43	0.269	0.026	0.40
10	124.54	2.10	0.48	0.236	0.024	0.45
11	113.81	2.06	0.52	-0.047	0.019	0.51
12	113.57	2.06	0.57	-0.054	0.018	0.55
13	109.01	2.04	0.62	-0.183	0.017	0.60
14	105.85	2.02	0.67	-0.275	0.017	0.65
15	99.04	2.00	0.71	-0.485	0.015	0.70
16	93.20	1.97	0.76	-0.679	0.013	0.75
17	89.25	1.95	0.81	-0.812	0.012	0.80
18	84.54	1.93	0.86	-0.983	0.012	0.84
19	72.54	1.86	0.90	-1.465	0.012	0.89
20	50.64	1.70	0.95	-2.596	0.010	0.94
jumlah	2415.78					
log X	2.06					
S log X	0.138					
Cs	-0.8					
MAX						0.942

Tabel 17 Rekap Uji Chi-Kuadrat dan Uji Smirnov- Kolmogorov

No.	periode Ulang (T)	Curah Hujan Rencana (mm)			
		Metode Distribusi Frekuensi			
		Normal	Log Normal	Gumbel	Log Person Tipe III
1	25	194.40	2.352	209.27	183.147
2	50	217.19	2.442	232.53	192.632
3	100	241.72	2.539	255.62	200.618

UJI CHI-KUADRAT

Hasil	Normal	Log Normal	Gumbel	Log Person Tipe III
Chi-Kuadrat Hitung (χ^2)	0.500	0.500	0.500	0.500
Chi-Kuadrat Kritis (χ^2_{cr})	7.815	7.815	7.815	7.815
Hipotesis	Diterima	Diterima	Diterima	Diterima

UJI SMIRNOV-KOLMOGOROV

Hasil	Normal	Log Normal	Gumbel	Log Person Tipe III
Smirnov Hitung (ΔP_{max})	0.071	0.071	0.065	0.942
Smirnov Kritis (ΔP_{critis})	0.29	0.29	0.29	0.29
Hipotesis	Diterima	Diterima	Diterima	Tidak diterima

Berdasarkan hasil uji probabilitas pada tabel diatas, maka metode yang digunakan adalah metode Distribusi Gumbel dalam perhitungan curah hujan rencana.

4.4 Distribusi Curah Hujan Efektif Jam-Jaman

Dalam perhitungan distribusi jam-jaman kita menggunakan metode mononobe. Dengan menggunakan rumus mononobe maka kita mendapatkan hasil sebagai berikut :

$$I = \frac{R}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Diketahui :

$$R_{25} = 209,27 \text{ mm/hari}$$

$$R_{50} = 232,53 \text{ mm/hari}$$

$$R_{100} = 255,62 \text{ mm/hari}$$

Untuk $T = 5$ menit

Untuk I_{25}

$$I = \frac{209,27}{24} \left(\frac{24}{0,0833} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 380,26 \text{ mm/jam}$$

Untuk I_{50}

$$I = \frac{232,53}{24} \left(\frac{24}{0,0833} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 422,53 \text{ mm/jam}$$

Untuk I_{100}

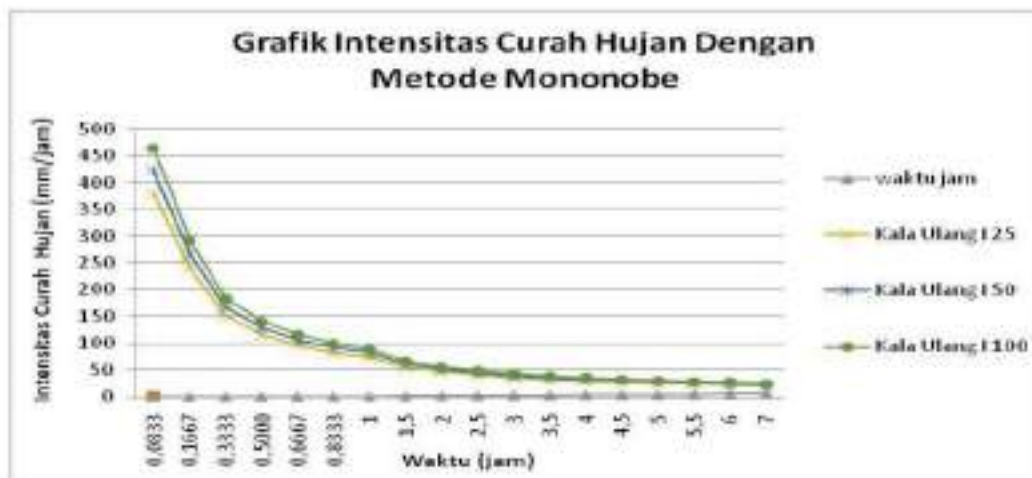
$$I = \frac{255,62}{24} \left(\frac{24}{0,0833} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I = 464,48 \text{ mm/jam}$$

Untuk T selanjutnya dihitung dengan cara yang sama.

Tabel 18 Hasil Perhitungan Intensitas Hujan Metode Mononobe

Waktu (menit)	waktu jam	Kala Ulang		
		I 25	I 50	I 100
5	0.0833	380.26	422.53	464.48
10	0.1667	239.55	266.18	292.61
20	0.3333	150.91	167.68	184.33
30	0.5000	115.16	127.96	140.67
40	0.6667	95.07	105.63	116.12
50	0.8333	81.92	91.03	100.07
60	1	72.55	80.61	88.62
90	1.5	55.36	61.52	67.63
120	2	45.70	50.78	55.83
150	2.5	39.39	43.76	48.11
180	3	34.88	38.75	42.60
210	3.5	31.47	34.97	38.44
240	4	28.79	31.99	35.17
270	4.5	26.62	29.58	32.51
300	5	24.81	27.57	30.31
330	5.5	23.28	25.87	28.44
360	6	21.97	24.41	26.84
420	7	19.83	22.03	24.22



Gambar 1 Grafik intensitas curah hujan dengan metode mononobe T (jam)

Grafik di atas menunjukkan hubungan antara intensitas curah hujan dan waktu lama hujan, intensitas hujan terbesar pada kala ulang 100 terjadi pada waktu 0,0833 jam dengan intensitas curah hujan sebesar 464,48 mm/jam, pada kala ulang 50 intensitas curah hujan terbesar terjadi pada waktu 0,0833 jam dengan intensitas curah hujan sebesar 422,53 mm/jam, dan pada kala ulang 25 intensitas curah hujan terbesar terjadi pada waktu 0,0833 jam dengan intensitas curah hujan sebesar 380,26 mm/jam.

Setelah itu kita menghitung nilai $R_t = (t.R_t - \{(t - 1) \times (R_t - 1)\})$

Untuk $t = 2$ jam

$$R_t = (2 \times 45,70) - (2 - 1) \times (72,55 - 1)$$

$$= 18,86 \text{ mm}$$

- Periode Ulang 25 Tahun

jam-ke (t)

1	I	72.55	mm/jam
	Rt	72.55	mm
2	I	45.70	mm/jam
	Rt	18.86	mm
3	I	34.88	mm/jam
	Rt	13.23	mm
4	I	28.79	mm/jam
	Rt	10.53	mm
5	I	24.81	mm/jam
	Rt	8.89	mm
6	I	21.97	mm/jam
	Rt	7.77	mm

- Periode Ulang 50 Tahun

jam-ke (t)

1	I	80.61	mm/jam
	Rt	80.61	mm
2	I	50.78	mm/jam
	Rt	20.95	mm
3	I	38.75	mm/jam
	Rt	14.70	mm
4	I	31.99	mm/jam
	Rt	11.70	mm
5	I	27.57	mm/jam
	Rt	9.88	mm
6	I	24.41	mm/jam
	Rt	8.64	mm

- Periode Ulang 100 Tahun

jam-ke (t)

1	I	88.62	mm/jam
	Rt	88.62	mm
2	I	55.83	mm/jam
	Rt	23.03	mm
3	I	42.60	mm/jam
	Rt	16.16	mm
4	I	35.17	mm/jam
	Rt	12.86	mm
5	I	30.31	mm/jam
	Rt	10.86	mm
6	I	26.84	mm/jam
	Rt	9.49	mm

Distribusi Curah Hujan Efektif merupakan curah hujan yang berubah menjadi aliran permukaan yaitu curah hujan rancangan dikurangi dengan kehilangan air

Rumus yang digunakan :

$$Re = Rt \times C$$

Koefisien Pengaliran = 0,75 (dilihat pada tabel koef. Pengaliran)

Perhitungan Curah Hujan Efektif

- Untuk I_{25}

$$T = 1 \text{ jam}$$

$$Re = Rt \times C$$

$$Re = 72,55 \times 0,75$$

$$Re = 54,41132 \text{ mm}$$

Untuk T selanjutnya dihitung dengan cara yang sama

Curah hujan periode ulang 25 tahun		
Jam ke	ΔRt (mm)	Re (mm)
1	72.55	54.41132
2	18.86	14.14265
3	13.23	9.92074
4	10.53	7.89788
5	8.89	6.66946
6	7.77	5.82988

- Untuk I_{50}

$$T = 1 \text{ jam}$$

$$Re = Rt \times C$$

$$Re = 80,61 \times 0,75$$

$$Re = 60,45940 \text{ mm}$$

Curah hujan periode ulang 50 tahun		
Jam ke	ΔR_t (mm)	Re (mm)
1	80.61	60.45940
2	20.95	15.71467
3	14.70	11.02347
4	11.70	8.77577
5	9.88	7.41081
6	8.64	6.47790

- Untuk I_{100}

$$T = 1 \text{ jam}$$

$$Re = R_t \times C$$

$$Re = 88,62 \times 0,75$$

$$Re = 66,46278 \text{ mm}$$

Curah hujan periode ulang 100 tahun		
Jam ke	ΔR_t (mm)	Re (mm)
1	88.62	66.46278
2	23.03	17.27508
3	16.16	12.11806
4	12.86	9.64717
5	10.86	8.14667
6	9.49	7.12113

4.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana Menggunakan HSS Nakayasu

Data – data yang diketahui :

$$\text{Luas DAS (A)} = 400,59 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 35,25 \text{ km}$$

$$\text{Curah Hujan Satuan (R}_0\text{)} = 1.00 \text{ mm}$$

Koefisien Pengaliran (C) = 0,75 (daerah pengunungan) dilihat pada tabel

koefisien pengaliran $\alpha = 2,10 \text{ jam}$

Untuk Perhitungan Dilakukan dengan cara :

- a. Waktu antara hujan sampai debit puncak banjir T_g ($L > 15$ km)

$$T_g = 0,4 + (0,058 \times L)$$

$$T_g = 0,4 + (0,058 \times 35,25)$$

$$T_g = 2,44 \text{ jam}$$

- b. Waktu Hujan T_r

$$T_r = 0,5 \times T_g$$

$$T_r = 0,5 \times 2,44$$

$$T_r = 1,22 \text{ jam}$$

- c. Waktu Mencapai Puncak T_p

$$\begin{aligned} \text{➤ } T_p &= T_g + (0,8 \times T_r) \\ &= 2,44 + (0,8 \times 1,22) \\ &= 3,4223 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } T_{0,3} &= \alpha \times T_g \\ &= 2,10 \times 2,44 \\ &= 5,1235 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } T_p + T_{0,3} &= 3,4223 + 5,1235 \\ &= 8,546 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } 1,5T_{0,3} &= 1,5 \times 5,1235 \\ &= 7,685 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } 0,5T_{0,3} &= 0,5 \times 5,1235 \\ &= 2,56 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\triangleright 2T_{0,3} = 2 \times 5,1235$$

$$= 10,25 \text{ jam}$$

$$\triangleright T_p + 1,5T_{0,3} = 3,4223 + 7,685$$

$$= 11,107 \text{ jam}$$

$$\triangleright T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3} = 3,4223 + 5,1235 + 7,685$$

$$= 16,231 \text{ jam}$$

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

$$Q_p = \frac{0,75 \times 1,00 \times 400,59}{3,6 (0,3 \times 3,4223 + 5,1235)}$$

$$Q_p = \frac{300,44}{22,14}$$

$$Q_p = 13,570 \frac{m^3}{dtk}$$

d. Persamaan Hidrograf Satuannya Adalah Sebagai Berikut :

\triangleright Waktu naik ($0 \leq t < T_p$)

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

\triangleright Waktu turun

$$a) Qt = Q_{max} \times 0,3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}}\right)$$

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

$$Qt = Q_{max} \times 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}}\right)$$

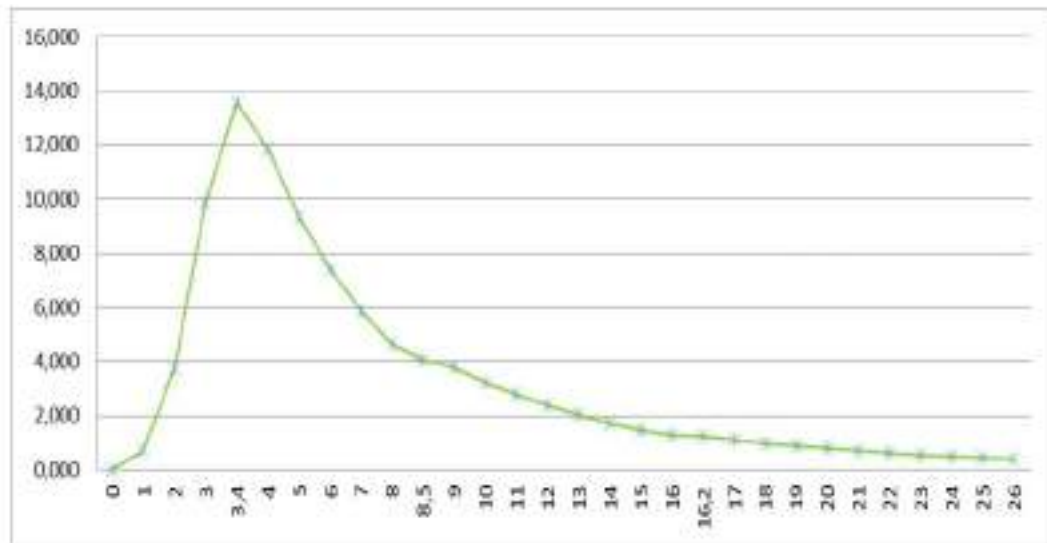
$$c) t \geq (T_p + 1,5T_{0,3})$$

$$Qt = Q_{max} \times 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{2T_{0,3}}\right)$$

Untuk hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut

Tabel 19 Perhitungan Parameter Metode Nakayasu

t (jam)	Q m³/dtk	Keterangan
0	0.000	Qnaik
1	0.708	
2	3.738	
3	9.892	
3.4223	13.570	Qpuncak
4	11.847	Qturun1
5	9.366	
6	7.405	
7	5.854	
8	4.628	
8.546	4.071	
9	3.791	Qturun2
10	3.242	
11	2.771	
12	2.370	
13	2.026	
14	1.732	
15	1.481	
16	1.266	
16.231	1.221	Qturun3
17	1.116	
18	0.992	
19	0.882	
20	0.784	
21	0.697	
22	0.620	
23	0.551	
24	0.490	
25	0.436	
26	0.388	
27	0.345	
28	0.306	
29	0.272	
30	0.242	



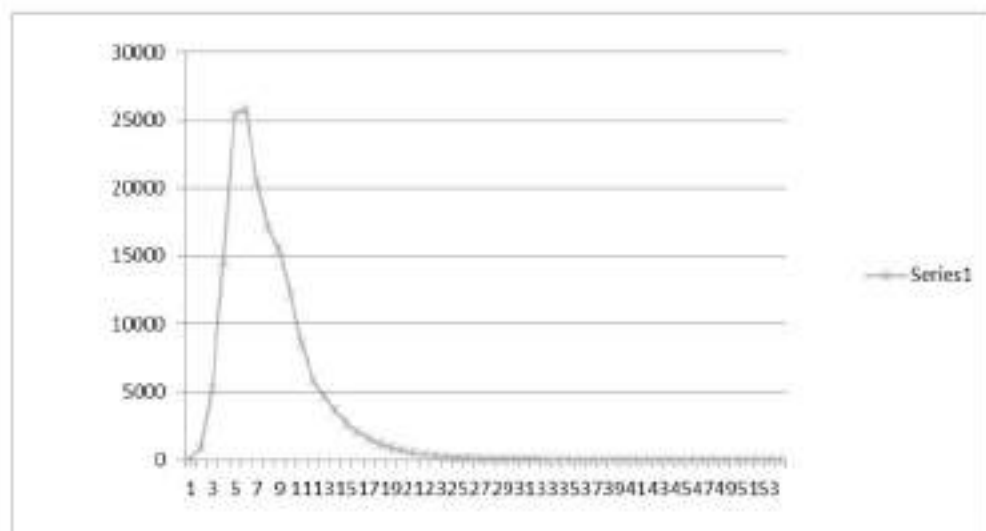
Gambar 2 Hidrograf satuan sintetik Nakayasu

Dari grafik perhitungan parameter metode Nakayasu diatas dapat disimpulkan bahwa, debit puncak terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidograf sebesar 13,570 m³/detik.

Tabel 20 Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 25

Tahun

t (Jam)	Q1 (m ³ /dk)	Distribusi Hujan Efektif Jams-jamman						Q total (m ³ /dk)
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	
		54,411	14,143	9,921	7,898	6,669	5,830	
0	0,000	0,000						0,000
1	0,708	38,539	0,000					38,539
2	3,738	203,410	10,017	0,000				213,427
3	9,892	538,258	82,870	7,627				628,755
3.42	13,570	738,351	139,905	37,087	0,000			915,343
4	11,847	624,622	171,915	78,140	5,594	0,000		880,269
5	9,366	509,623	167,551	134,622	29,525	4,724	0,000	846,046
6	7,405	402,896	132,462	117,533	78,129	24,933	4,129	760,082
7	5,854	318,521	104,721	92,919	107,173	65,977	21,794	711,105
8	4,628	251,815	82,790	73,459	93,568	90,503	57,671	689,807
8.55	4,071	221,505	65,452	88,075	73,973	79,014	79,110	577,130
9	3,791	206,290	57,574	45,913	58,481	62,467	69,068	499,793
10	3,242	176,377	53,619	40,387	46,234	49,385	54,603	420,605
11	2,771	150,801	45,844	37,613	36,551	39,043	43,168	351,020
12	2,370	128,934	39,196	32,158	32,152	30,866	34,128	297,434
13	2,026	110,237	33,513	27,495	29,943	27,151	26,981	255,320
14	1,732	94,252	28,653	23,508	25,601	25,286	23,733	221,034
15	1,481	80,585	24,498	20,099	21,889	21,619	22,103	190,794
16	1,266	68,900	20,946	17,185	18,715	18,484	18,898	163,127
16.25	1,221	66,452	17,908	14,693	16,001	15,804	16,158	147,016
17	1,116	60,710	17,272	12,562	13,681	13,512	13,815	131,552
18	0,992	53,980	15,780	12,116	11,697	11,553	11,811	118,937
19	0,882	47,996	14,031	11,069	10,001	9,878	10,089	103,073
20	0,784	42,675	12,475	9,842	9,646	8,445	8,634	91,718
21	0,697	37,945	11,092	8,751	8,812	8,145	7,382	82,128
22	0,620	33,758	9,863	7,701	7,835	7,442	7,120	73,778
23	0,551	29,998	8,769	6,918	6,967	6,617	6,305	65,774
24	0,490	26,673	7,797	6,151	6,194	5,883	5,784	58,482
25	0,436	23,716	6,933	5,470	5,508	5,211	5,143	51,999
26	0,388	21,087	6,164	4,863	4,897	4,651	4,572	46,235
27	0,345	18,749	5,481	4,324	4,354	4,135	4,066	41,109
28	0,306	16,671	4,873	3,845	3,872	3,677	3,615	36,552
29	0,272	14,823	4,333	3,419	3,442	3,269	3,214	32,500
30	0,242	13,179	3,853	3,040	3,061	2,907	2,858	28,897
							Q puncak	915,343

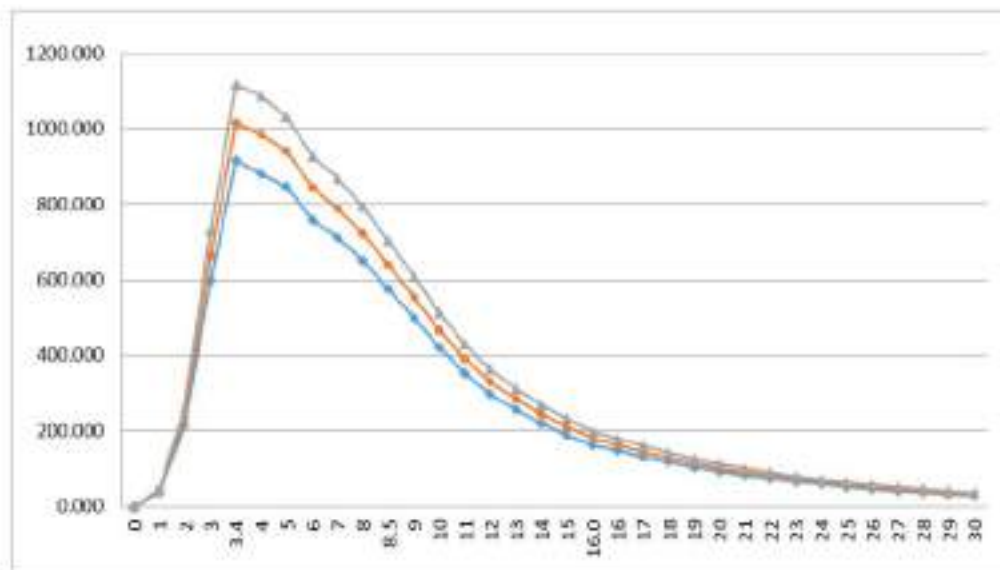


Gambar 3 Grafik hidrograf banjir rancangan kala ulang 25 tahun

Dari grafik hidrograf rancangan dengan kala ulang 25 tahun diatas dapat disimpulkan bahwa, debit puncak pada kala ulang 25 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidograf sebesar 915,343 m³/detik

Tabel 21 Rekapitulasi Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu

t (jam)	Qtotal		
	25 tahun	50 tahun	100 tahun
0	0.000	0.000	0.000
1	38.539	42.823	47.075
2	213.427	237.150	260.698
3	598.155	664.643	730.640
3,422	915.343	1017.088	1118.081
4	880.269	984.785	1088.527
5	846.046	940.088	1033.435
6	760.082	844.569	928.432
7	711.105	790.147	868.606
8	649.807	722.037	793.732
8,546	577.130	641.281	704.958
9	499.793	555.347	610.491
10	420.605	467.357	513.764
11	353.020	392.259	431.209
12	297.434	330.496	363.312
13	255.320	283.700	311.871
14	221.034	245.603	269.990
15	190.794	212.002	233.052
16	163.127	181.260	199.258
16,231	147.016	163.357	179.578
17	131.552	146.175	160.690
18	116.937	129.935	142.838
19	103.073	114.530	125.902
20	91.718	101.913	112.032
21	82.128	91.256	100.318
22	73.778	81.979	90.120
23	65.774	73.085	80.342
24	58.482	64.983	71.436
25	51.999	57.779	63.516
26	46.235	51.374	56.475
27	41.109	45.679	50.215
28	36.552	40.615	44.648
29	32.500	36.113	39.699
30	28.897	32.109	35.298



Gambar 4 Grafik hidrograf banjir rencangan

Dari grafik rekapitulasi hidrograf rencangan diatas dapat disimpulkan bahwa, debit puncak pada kala ulang 25 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidograf sebesar 915,343 m³/detik, sedangkan pada kala ulang 50 debit puncak terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidograf sebesar 1017,088 m³/det, dan pada kala ulang 100 debit puncak terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidograf sebesar 1118,081 m³/det.

4.6 Kapasitas Banjir Melalui Pelimpah

Perhitungan kapasitas pengaliran melalui pelimpah, menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$Q = C \times B \times H_0^{3/2}$$

Elevasi puncak pelimpah = + 126,00 m

Elevasi mukai air waduk = +129,70 m

$$\text{Tinggi air rencana (H)} = 129,70 - 126,00 = 3,70 \text{ m}$$

$$\text{Luas tampungan} = 451,1 \text{ ha} = 45110000 \text{ m}^2$$

Koefisien limpahan pada pelimpah biasanya berkisar antara angka 2,0 s/d 2,1, yang dipengaruhi oleh : kedalaman air pada saluran pengarah aliran, kemiringan lereng udik pelimpah, dan tinggi air diatas mercu pelimpah. Biasanya penggunaan koefisien $C = 2,0$ s/d 2,1 sudah cukup memadai.

$$\text{Koefisien limpahan diambil (C)} = 2,0$$

$$C = 2,100 - 0,0416(H_d/W)^{0,9900}$$

$$C = 2,100 - 0,0416(3,70/126)^{0,9900}$$

$$= 2,0$$

$$\text{Direncanakan lebar pelimpah (B)} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air rencana (H}_0\text{)} = 3,70 \text{ m, maka}$$

$$Q = C \times B \times H_0^{3/2} = 2,0 \times 60 \times 3,70^{3/2} = 851,05105 \text{ m}^3/\text{det}$$

Perhitungan selanjutnya disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 22 Kapasitas Aliran Yang Melalui Pelimpah

El MA (m)	H0 (m)	C	B m	Q m ³ /det
126.00	0.0	2.00	60	0.00
126.11	0.1137	2.00	60	4.60
126.23	0.2274	2.00	60	13.01
126.34	0.3411	2.00	60	23.91
126.45	0.4548	2.00	60	36.81
126.57	0.5685	2.00	60	51.44
126.68	0.6822	2.00	60	67.62
126.80	0.7959	2.00	60	85.21
126.91	0.9096	2.00	60	104.10
127.02	1.0233	2.00	60	124.22
127.14	1.1370	2.00	60	145.49
127.25	1.2507	2.00	60	167.85
127.36	1.3644	2.00	60	191.25
127.48	1.4781	2.00	60	215.64
127.59	1.5918	2.00	60	241.00
127.71	1.7055	2.00	60	267.28
127.82	1.8192	2.00	60	294.44
127.93	1.9329	2.00	60	322.47
128.05	2.0466	2.00	60	351.34
128.16	2.1603	2.00	60	381.02
128.27	2.2740	2.00	60	411.50
128.39	2.3877	2.00	60	442.74
128.50	2.5014	2.00	60	474.74
128.62	2.6151	2.00	60	507.47
128.73	2.7288	2.00	60	540.93
128.84	2.8425	2.00	60	575.08
128.96	2.9562	2.00	60	609.93
129.07	3.0699	2.00	60	645.46
129.18	3.1836	2.00	60	681.65
129.30	3.2973	2.00	60	718.49
129.40	3.3973	2.00	60	751.42
129.50	3.4973	2.00	60	784.84
129.60	3.5973	2.00	60	818.74
129.70	3.6973	2.00	60	853.12

4.7 Penelusuran Banjir Lewat Pelimpah

- Analisis hubungan antara H, S, Q pada pelimpah dengan $\Delta t = 3600$ detik adalah sebagai berikut :

Dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

1. Pada elevasi 126,00 m, dimana ketinggian air diatas pelimpah (H) = 0,00 dan debit (Q) = 0,00 sehingga dapat diasumsikan bahwa tampungannya (S) = 0,00

$$\text{Maka nilai } \frac{S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} = 0,00$$

2. Pada elevasi 126,11 m, dimana ketinggian air di atas pelimpah (H) = 0,1137 dan Debit (Q) = 4,60,

Volume tampungan pada waduk (S) = Luas tampungan X H

$$= 45110000 \text{ m}^2 \times 0,1137 \text{ m} = 5129007 \text{ m}^3$$

$$\frac{S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} = \frac{2 \times 5129007}{3600} + 4,60 = 2854,049 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil perhitungan disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 23 Hubungan Antara H, S, Q Pada Pelimpah

EL. MA	H	S	Q	$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$
(m)	(m)	(m3)	(m3/det)	(m3/det)
126.00	0.0000	0.00	0.00	0.00
126.11	0.1137	5129007	4.60	2854.049
126.23	0.2274	10258014	13.01	5711.909
126.34	0.3411	15387021	23.91	8572.251
126.45	0.4548	20516028	36.81	11434.599
126.57	0.5685	25645035	51.44	14298.679
126.68	0.6822	30774042	67.62	17164.306
126.80	0.7959	35903049	85.21	20031.344
126.91	0.9096	41032056	104.10	22899.688
127.02	1.0233	46161063	124.22	25769.253
127.14	1.1370	51290070	145.49	28639.970
127.25	1.2507	56419077	167.85	31511.778
127.36	1.3644	61548084	191.25	34384.627
127.48	1.4781	66677091	215.64	37258.472
127.59	1.5918	71806098	241.00	40133.275
127.71	1.7055	76935105	267.28	43009.000
127.82	1.8192	82064112	294.44	45885.617
127.93	1.9329	87193119	322.47	48763.096
128.05	2.0466	92322126	351.34	51641.413
128.16	2.1603	97451133	381.02	54520.542
128.27	2.2740	102580140	411.50	57400.464
128.39	2.3877	107709147	442.74	60281.157
128.50	2.5014	112838154	474.74	63162.603
128.62	2.6151	117967161	507.47	66044.786
128.73	2.7288	123096168	540.93	68927.687
128.84	2.8425	128225175	575.08	71811.293
128.96	2.9562	133354182	609.93	74695.589
129.07	3.0699	138483189	645.46	77580.562
129.18	3.1836	143612196	681.65	80466.199
129.30	3.2973	148741203	718.49	83352.489
129.40	3.3973	153870210	751.42	85891.532
129.50	3.4973	157763203	784.84	88431.063
129.60	3.5973	162274203	818.74	90971.075
129.70	3.6973	166785203	853.12	93511.562

- b. Penulusuran banjir lewat pelimpah menggunakan persamaan sebagai berikut :

Dasar perhitungan adalah sebagai berikut :

- 1) Debit masuk (*Inflow*), I adalah aliran yang masuk ke waduk, dalam hal ini inflow dari hidrograf banjir.
- 2) Debit keluar (*outflow*), $Q_{outflow}$ adalah aliran yang keluar dari waduk yang merupakan hasil dari hitungan penulusuran banjir.

Pada perencanaan ini, penulusuran banjir dilakukan pada debit maksimum kondisi PMF (*Probability Maximum Flood*). Perhitungan penelusuran banjir dengan menggunakan debit kala ulang 25, 50, 100 tahun. Perhitungan dilakukan sebagai berikut:

- a. Perhitungan untuk kala ulang 25 tahun

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right)$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) - 2Q_{j+1}$$

Maka :

Pada periode awal, $t = 0$, $I_1 + I_2$ diasumsikan tidak ada, sehingga :

$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_1 = 0,00$ sehingga nilai $\frac{2S_j}{\Delta t} + Q_1$ tidak ada. Dengan demikian $Q_{outflow} = 0,00$

Pada periode ke 2, $t = 1$, maka :

$$I_1 + I_2 = 0,00 + 38,54 = 38,54 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) + (I_1 + I_2) = 0,00 + 38,54 = 38,54 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk mendapatkan debit *outflow* ($Q_{outflow}$) dilakukan dengan interpolasi linier

$$(x_1, y_1) = (0,0), (x_2, y_2) = (2854,049, 4,60), \text{ dan } x = 38,54$$

$$y = x + \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} x(x - x_1)$$

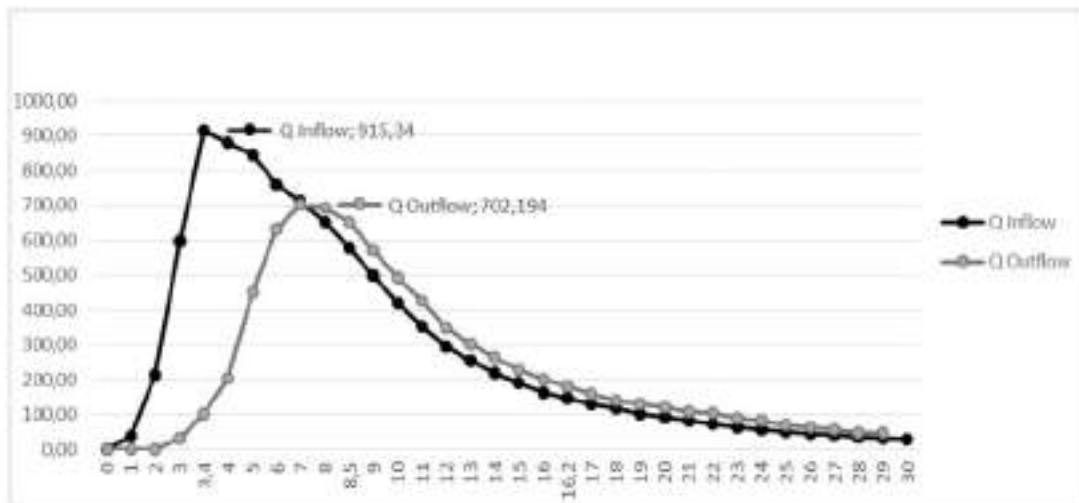
$$Q_{outflow} = 0 + \frac{(4,60 - 0)}{(2854,049 - 0)} x(38,54 - 0) = 0,062 \frac{\text{m}^3}{\text{dt}}$$

$$\left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right) - 2Q_2 = 38,54 - 2(0,062) = 38,4 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil perhitungan disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 24 Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 25

t	I	$I_j + I_{j+1}$	$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j$	$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$	$Q_{outflow}$	H	EL. MA
(jam)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m)	(m)
0	0.00		0		0.0	0.0	126.00
1	38.54	38.54	38.4	38.54	0.062	0.002	126.00
2	213.43	251.97	289.6	290.38	0.406	0.010	126.01
3	598.16	811.58	1098.5	1101.15	1.308	0.032	126.03
3.4	915.34	1513.50	2547.2	2612.03	32.440	0.416	126.42
4	880.27	1795.61	4137.0	4342.76	102.894	0.902	126.90
5	846.05	1726.31	5457.7	5863.29	202.783	1.418	127.42
6	760.08	1606.13	6158.7	7063.85	452.589	2.423	128.42
7	711.10	1471.19	6365.1	7629.86	632.372	3.028	129.03
8	649.81	1360.91	6321.6	7726.03	702.194	3.247	129.25
8.5	577.13	1226.94	6164.6	7548.58	691.978	3.215	129.22
9	499.79	1076.92	5938.1	7241.55	651.736	3.090	129.09
10	420.60	920.40	5715.5	6858.47	571.484	2.831	128.83
11	353.02	773.62	5506.6	6489.13	491.247	2.559	128.56
12	297.43	650.45	5305.0	6157.09	426.049	2.327	128.33
13	255.32	552.75	5156.0	5857.75	350.891	2.045	128.04
14	221.03	476.35	5030.8	5632.32	300.768	1.845	127.84
15	190.79	411.83	4911.3	5442.61	265.664	1.699	127.70
16	163.13	353.92	4804.1	5265.21	230.571	1.545	127.55
16.2	147.02	310.14	4713.2	5114.21	200.500	1.408	127.41
17	131.55	278.57	4630.9	4991.78	180.449	1.312	127.31
18	116.94	248.49	4560.6	4879.37	159.401	1.208	127.21
19	103.07	220.01	4499.9	4780.58	140.355	1.110	127.11
20	91.72	194.79	4434.0	4694.66	130.314	1.056	127.06
21	82.13	173.85	4365.3	4607.88	121.280	1.007	127.01
22	73.78	155.91	4300.7	4521.22	110.251	0.944	126.94
23	65.77	139.55	4227.8	4440.27	106.225	0.922	126.92
24	58.48	124.26	4171.7	4352.08	90.200	0.826	126.83
25	52.00	110.48	4117.8	4282.16	82.178	0.776	126.78
26	46.23	98.23	4073.7	4216.04	71.158	0.705	126.71
27	41.11	87.34	4032.8	4161.06	64.141	0.658	126.66
28	36.55	77.66	3996.2	4110.44	57.125	0.608	126.61
29	32.50	69.05	3965.0	4065.25	50.111	0.558	126.56
30	28.90	61.40	3928.2	4026.42	49.099	0.550	126.55
				Max	702.19	3.2	129.2



Gambar 5 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 25 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan outflow diatas dapat dilihat bahwa, debit puncak inflow pada kala ulang 25 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow sebesar 915,343 m³/detik, dan debit puncak outflow terjadi pada waktu 8 jam, dengan debit outflow sebesar 702,194 m³/det.

b. Perhitungan untuk kala ulang 50 tahun

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right)$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) - 2Q_{j+1}$$

Maka :

Pada periode awal, $t = 0$, $I_1 + I_2$ diasumsikan tidak ada, sehingga :

$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_1 = 0,00$ sehingga nilai $\frac{2S_j}{\Delta t} + Q_1$ tidak ada. Dengan demikian

$$Q_{outflow} = 0,00$$

Pada periode ke 2, $t = 1$, maka :

$$I_1 + I_2 = 0,00 + 42,82 = 42,82 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) + (I_1 + I_2) = 0,00 + 42,82 = 42,82 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk mendapatkan debit *outflow* ($Q_{outflow}$) dilakukan dengan interpolasi linier

$$(x_1, y_1) = (0,0), (x_2, y_2) = (2854,049, 4,60), \text{ dan } x = 42,82$$

$$y = x + \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} x(x - x_1)$$

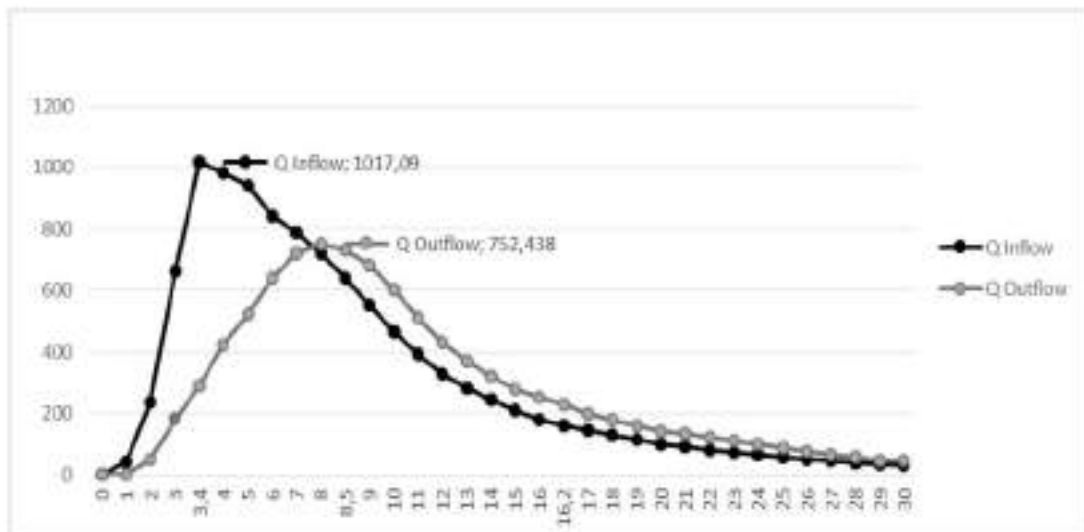
$$Q_{outflow} = 0 + \frac{(4,60 - 0)}{(2854,049 - 0)} x(42,82 - 0) = 0,069 \frac{\text{m}^3}{\text{dt}}$$

$$\left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} + Q_2\right) - 2Q_2 = 42,82 - 2(0,069) = 42,7 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil perhitungan disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 25 Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 50

t	I	$I_j + I_{j+1}$	$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j$	$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$	$Q_{outflow}$	H	EL. MA
(jam)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m ³ /det)	(m)	(m)
0	0		0		0.00	0.00	126.00
1	42.82	42.82	42.7	42.82	0.069	0.002	126.00
2	237.15	279.97	221.8	322.66	50.451	0.561	126.56
3	664.64	901.79	760.6	1123.55	181.454	1.317	127.32
3.4	1017.09	1681.73	1857.0	2442.37	292.711	1.812	127.81
4	984.78	2001.87	3012.4	3858.82	423.227	2.317	128.32
5	940.09	1924.87	3891.0	4937.24	523.103	2.668	128.67
6	844.57	1784.66	4389.9	5675.69	642.877	3.062	129.06
7	790.15	1634.72	4579.4	6024.66	722.635	3.310	129.31
8	722.04	1512.18	4586.7	6091.57	752.438	3.400	129.40
8.5	641.28	1363.32	4485.6	5950.01	732.198	3.339	129.34
9	555.35	1196.63	4318.4	5682.25	681.929	3.184	129.18
10	467.36	1022.70	4137.8	5341.09	601.649	2.929	128.93
11	392.26	859.62	3974.6	4997.41	511.386	2.628	128.63
12	330.50	722.76	3835.1	4697.39	431.165	2.346	128.35
13	283.70	614.20	3707.3	4449.26	370.990	2.122	128.12
14	245.60	529.30	3594.9	4236.58	320.853	1.926	127.93
15	212.00	457.60	3491.0	4052.48	280.738	1.762	127.76
16	181.26	393.26	3381.0	3884.27	251.634	1.638	127.64
16.2	163.36	344.62	3266.5	3725.62	229.556	1.478	127.48
17	146.18	309.53	3173.0	3576.04	201.499	1.412	127.41
18	129.94	276.11	3088.3	3449.15	180.445	1.312	127.31
19	114.53	244.47	3011.9	3332.73	160.394	1.213	127.21
20	101.91	216.44	2941.7	3228.38	143.349	1.126	127.13
21	91.26	193.17	2864.2	3134.85	135.311	1.083	127.08
22	81.98	173.24	2788.9	3037.47	124.279	1.024	127.02
23	73.08	155.06	2721.5	2943.97	111.250	0.950	126.95
24	64.98	138.07	2661.1	2859.54	99.223	0.880	126.88
25	57.78	122.76	2607.5	2783.86	88.198	0.814	126.81
26	51.37	109.15	2562.3	2716.61	77.176	0.744	126.74
27	45.68	97.05	2527.0	2659.31	66.156	0.672	126.67
28	40.62	86.29	2497.0	2613.30	58.139	0.616	126.62
29	36.11	76.73	2475.5	2573.75	49.124	0.551	126.55
30	32.11	68.22	2445.5	2543.72	49.110	0.550	126.55
				Max	752.438	3.40	129.4



Gambar 6 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 50 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan outflow diatas dapat dilihat bahwa, debit puncak inflow pada kala ulang 50 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow sebesar 1017,09 m³/detik, dan debit puncak outflow terjadi pada waktu 8 jam, dengan debit outflow sebesar 752,438 m³/det.

Perhitungan untuk kala ulang 100 tahun

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta t - \frac{Q_j + Q_{j+1}}{2} \Delta t$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) = (I_j + I_{j+1}) + \left(\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j \right)$$

$$\left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} - Q_{j+1} \right) = \left(\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1} \right) - 2Q_{j+1}$$

Maka :

Pada periode awal, $t = 0$, $I_1 + I_2$ diasumsikan tidak ada, sehingga :

$$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_1 = 0,00 \text{ sehingga nilai } \frac{2S_j}{\Delta t} + Q_1 \text{ tidak ada. Dengan demikian}$$

$$Q_{\text{outflow}} = 0,00$$

Pada periode ke 2, $t = 1$, maka :

$$I_1 + I_2 = 0,00 + 47,07 = 47,07 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) + (I_1 + I_2) = 0,00 + 47,07 = 47,07 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk mendapatkan debit *outflow* ($Q_{outflow}$) dilakukan dengan interpolasi linier

$$(x_1, y_1) = (0,0), (x_2, y_2) = (2854,049, 4,60), \text{ dan } x = 47,07$$

$$y = x + \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} x(x - x_1)$$

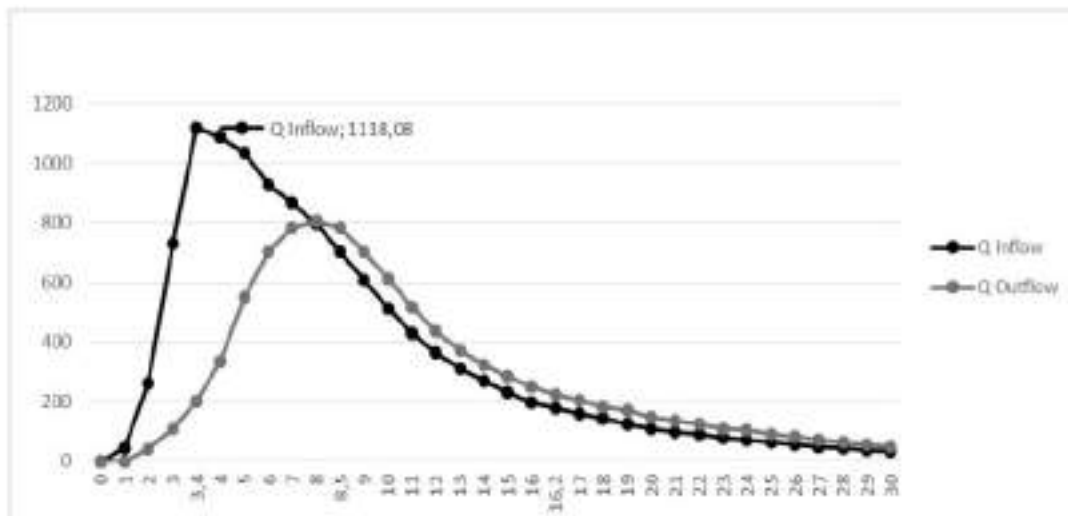
$$Q_{outflow} = 0 + \frac{(4,60 - 0)}{(2854,049 - 0)} x(47,07 - 0) = 0,076 \frac{\text{m}^3}{\text{dt}}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - Q_1\right) &= \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + Q_2\right) - 2Q_2 = 47,07 - 2(0,076) \\ &= 46,923071 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dilakukan dengan cara yang sama, dan hasil perhitungan disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 26 Perhitungan Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah Kala Ulang 100

t	I	$I_j + I_{j+1}$	$\frac{2S_j}{\Delta t} - Q_j$	$\frac{2S_{j+1}}{\Delta t} + Q_{j+1}$	$Q_{outflow}$	H	EL. MA
(jam)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m3/det)	(m)	(m)
0	0		0		0	0.00	126.00
1	47.07	47.07	46.923071	47.07	0.076	0.002	126.00
2	260.70	307.77	273.70389	354.70	40.496	0.483	126.49
3	730.64	991.34	1041.8457	1265.04	111.598	0.952	126.95
3.4	1118.08	1848.72	2484.606	2890.57	202.980	1.419	127.42
4	1088.53	2206.61	4024.1002	4691.21	333.557	1.977	127.98
5	1033.43	2121.96	5039.2214	6146.06	553.421	2.770	128.77
6	928.43	1961.87	5594.7629	7001.09	703.162	3.250	129.25
7	868.61	1797.04	5826.0067	7391.80	782.897	3.491	129.49
8	793.73	1662.34	5872.9851	7488.34	807.680	3.565	129.57
8.5	704.96	1498.69	5806.8429	7371.67	782.416	3.490	129.49
9	610.49	1315.45	5718.0507	7122.29	702.120	3.247	129.25
10	513.76	1124.25	5616.6809	6842.31	612.812	2.965	128.97
11	431.21	944.97	5526.6071	6561.65	517.523	2.649	128.65
12	363.31	794.52	5448.5673	6321.13	436.281	2.364	128.37
13	311.87	675.18	5377.5737	6123.75	373.088	2.130	128.13
14	269.99	581.86	5313.559	5959.43	322.938	1.935	127.94
15	233.05	503.04	5244.9801	5816.60	285.811	1.783	127.78
16	199.26	432.31	5177.8971	5677.29	249.697	1.629	127.63
16.2	179.58	378.84	5105.512	5556.73	225.611	1.523	127.52
17	160.69	340.27	5036.6827	5445.78	204.549	1.426	127.43
18	142.84	303.53	4973.2315	5340.21	183.489	1.327	127.33
19	125.90	268.74	4903.1051	5241.97	169.433	1.258	127.26
20	112.03	237.93	4846.2727	5141.04	147.384	1.147	127.15
21	100.32	212.35	4785.9382	5058.62	136.342	1.088	127.09
22	90.12	190.44	4725.7616	4976.38	125.307	1.029	127.03
23	80.34	170.46	4675.6734	4896.22	110.275	0.944	126.95
24	71.44	151.78	4616.9615	4827.45	105.245	0.916	126.92
25	63.52	134.95	4569.4784	4751.91	91.218	0.832	126.83
26	56.48	119.99	4525.0832	4689.47	82.193	0.776	126.78
27	50.21	106.69	4485.4291	4631.77	73.172	0.718	126.72
28	44.65	94.86	4453.9859	4580.29	63.153	0.651	126.65
29	39.70	84.35	4422.0605	4538.33	58.136	0.616	126.62
30	35.30	75.00	4398.815	4497.06	49.121	0.551	126.55
				Max	807.68	3.56	129.57



Gambar 7 Grafik debit inflow dan outflow kala ulang 100 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan outflow diatas dapat dilihat bahwa, debit puncak inflow pada kala ulang 100 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow sebesar 1118,08 m³/detik, dan debit puncak outflow terjadi pada waktu 8 jam, dengan debit outflow sebesar 807,680 m³/det.

Tabel 27 Rekapitulasi Perhitungan Debit Inflow dan Outflow

Kondisi	Kala Ulang (Tahun)	Debit (m ³ /det)	Jumlah Banjir Tereduksi (m ³ /det)
Sebelum Bendungan	25	915.34	213.15
Setelah Bendungan		702.19	
Sebelum Bendungan	50	1017.09	264.65
Setelah Bendungan		752.44	
Sebelum Bendungan	100	1118.08	310.40
Setelah Bendungan		807.68	

Dari hasil analisis menunjukkan debit banjir yang masuk kedalam bendungan (inflow) untuk kala ulang 25, 50, dan 100 tahun adalah sebesar 915,34 m³/det, 1017,09 m³/det dan 1118,08 m³/det. Sedangkan pada penelusuran banjir melalui pelimpah dilakukan dengan kondisi tinggi muka air normal dengan kala

ulang yang sama secara berurutan memperoleh debit outflow sebesar 702,19 m³/det, 752,44 m³/det dan 807,68 m³/det. Maka dari itu, dapat dihitung jumlah debit banjir yang tereduksi dengan cara debit inflow dikurangi debit outflow, sehingga didapatkan hasil sebesar 213,15 m³/det, 264,65 m³/det dan 310,40 m³/det.

Perilaku perubahan elevasi muka air pada proses penelusuran banjir di waduk adalah ketika hidrograf banjir yang terjadi masuk ke tampungan waduk, muka air waduk akan terus mengisi ke kapasitas tampungan sementara (surcharge storage) yaitu tampungan yang terletak di atas ambang pelimpah. Aliran pelimpah akan keluar terus melalui mengalami kenaikan sampai elevasi tertentu hingga mencapai elevasi maksimum setara dengan debit outflow maksimumnya, walaupun peningkatan aliran keluar tidak setaraf dengan peningkatan aliran yang masuk. Proses ini akan terjadi sampai puncak banjir tercapai, ketika inflow dan outflow akan menjadi sama. Sesudah itu debit outflow akan berangsur-angsur mengalami pengurangan. Selama proses penelusuran banjir berlangsung, jumlah air yang disimpan sementara di dalam waduk disebut reduksi banjir. Hidrograf outflow dari waduk akan mempunyai puncak terendah tergantung pada ukuran waduk dan besarnya kapasitas banjir yang tersedia.

BAB V PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil pengolahan data dan analisis yang telah dilakukan dalam penelitian ini, diperoleh kesimpulan bahwa:

1. Pada penelitian ini terdapat perubahan debit yang signifikan. Sebelum bendungan debit banjir maksimum yang masuk kedalam bendungan dengan kala ulang 25 tahun sebesar $915,34 \text{ m}^3/\text{det}$, kala ulang 50 tahun debit banjir sebesar $1017,09 \text{ m}^3/\text{det}$, dan pada kala ulang 100 tahun debit banjir sebelum bendungan sebesar $1118,08 \text{ m}^3/\text{det}$. Berdasarkan hasil penelusuran banjir melalui pelimpah, diperoleh debit maksimum dengan kala ulang yang sama secara berurutan memperoleh debit outflow sebesar $702,19 \text{ m}^3/\text{det}$, $752,44 \text{ m}^3/\text{det}$ dan $807,68 \text{ m}^3/\text{det}$. Maka debit banjir yang tereduksi sebesar $213,15 \text{ m}^3/\text{det}$, $264,65 \text{ m}^3/\text{det}$ dan $311,40 \text{ m}^3/\text{det}$.
2. Dengan adanya bendungan pada wilayah DAS Pamukkulu mempengaruhi kondisi hidrologi DAS seperti menurunnya debit puncak sebesar $807,68 \text{ m}^3/\text{det}$. Disimpulkan dari analisis bahwa debit maksimum setelah bendungan tidak melebihi debit banjir sebelum bendungan, sehingga dapat dikatakan dengan adanya Bendungan pamukkulu dapat meminimalisir terjadinya limpahan air yang berlebih (banjir) pada saat terjadi curah hujan yang tinggi.

5.2 Saran

Diharapkan untuk peneliti selanjutnya agar sekiranya bisa lebih mengembangkan penelitian ini terkait regim aliran sungai menggunakan parameter-parameter lainnya seperti menganalisis pola aliran sungai menggunakan metode-metode tertentu yang terkait.

DAFTAR PUSTAKA

- Asdak, C 2010. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai; Edisi Revisi Kelima*. Universitas Gadjah Mada. Yogyakarta
- Muhammad Azmie, Noordiah Helda. 2021. *Analisis Pengaruh Pembangunan Bendungan Tapin Terhadap Debit Banjir Di hilir Sungai Tapin Kabupaten Tapin* (Jurnal). Rivet (Riset dan Inovasi Teknologi). Teknik Sipil, Universitas Dharma Andalas.
- Ni Nyoman Ari Putri Murtiyah, I Nyoman Sunarta, I Wayan Diara. 2019. *Analisis Kinerja Daerah Aliran Sungai Unda Berdasarkan Indikator Penggunaan Lahan Dan Debit Air* (Jurnal). Agroekoteknologi, universitas Udayana: Denpasar Bali.
- Muhammad Iqbal Tias Pratomo, Sobriyah, Agus Hari Wahyudi. 2014. *Analisis Hidrograf Aliran Daerah Aliran Sungai Kaduang Dengan Beberapa Metode Hidrograf Satuan Sintetis* (Jurnal). Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret: Surakarta.
- Harto Sri Br, Ir. 1981. *Hidrologi Terapan*.
- Wilson, E.M. 1989. *Hidrologi Teknik*. Bandung: ITB Bandung.
- Sunardi. 2014. *Analisis Koefisien Aliran Dan Koefisien Regim Sungai Sebagai Parameter Penilaian Kekritisitas DAS* (Jurnal). Teknik Sipil, Universitas Mataram: Mataram.
- Soemarto, CD.1999. *Hidrologi – Pengukuran Dan Pengolahan Data Aliran Sungai – Hidrometri*, Nova: Bandung.
- Tri Susanti, Mamok Suprpto, Adi Yusuf Muttaqien, 2014. *Pola Airan Banjir Berdasarkan Karakteristik DAS Lengayang Provinsi Sumatera Barat* (Jurnal). Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret: Surakarta.
- Linsley, R, Kohler, M. A., & Paulhus. 1986. *Hidrologi Untuk Insinyur*. Jakarta: Erlangga. Juli 1998.
- Victor Christofel Lahamendu, Liany A Hendratta, Tommy Jansen. 2019. *Analisis Pengaruh Pembangunan Waduk Kuwil-Kawangkong Terhadap Debit Banjir Di Hilir Sungai Tondano* (Jurnal). Teknik Sipil, Universitas Sam Ratulangi Manado: Manado
- Hidayar Pawitan. *Perubahan Penggunaan Lahan Dan Pengaruhnya Terhadap Hidrologi Daerah Aliran Sungai* (Jurnal). Laboratorium Hidrometeorologi FMIPA-IPB Bogor: Bogor.
- Rinaldy Muhammad Yusuf, Bombom Rachmat Suganda, M. Nursiyam Barkah, Kurnia Arfiansyah. 2021. *Analisis Debit Banjir Dengan Membandingkan*

Nilai Debit Banjir Metode Rasional Dan Kapasitas Debit Aliran Sungai Pada Sub-DAS Ciwaringin Kabupaten Majalengka Provinsi Jawa Barat (Jurnal). Teknik Geologi, Universitas Padjajaran: Jawa Barat.

- Jovan Putranda. 2022. *Debit Banjir Rencana Pada DAS Citanduy Menggunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu, Hasper, Weduwen, Mononobe, Dan Analisa Frekuensi (Jurnal). Prodi Megister Pengelolaan Sumber Daya Air, Institut Teknologi Bandung: Bandung Jawa barat.*
- Utami Sylvia Lestari. 2016. *Kajian Metode Empiris Untuk Menghitung Debit Banjir Sungai Negara Di Ruas Kecamatan Sungai Pandan (Alabio) (Jurnal). Teknik Sipil, ULM.*
- Natakusumah, D. K. 2010. *Prosedur Umum Penentuan Hidrograf Satuan Sintetis Untuk Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana. Institut Teknologi Bandung.*
- Triatmodjo, B. 2008. *Hidrologi Terapan. Yogyakarta*
- Utama, L, Naumar, A. 2015. *Kajian Kerentanan Kawasan Berpotensi Banjir Bandang Dan Mitigasi Bencana Pada Daerah Aliran Sungai (DAS) Batang Kuranji Kota Padang (Jurnal). Teknik Sipil. Universitas Brawijaya Malang: Malang.*
- Kapantaouw, Billy. 2017. *Analisis Debit Dan Tinggi Muka Air Sungai Paniki Di Kawasan Holland Village (Jurnal). Jurnal Sipil Statik Vol.5 Februari 2017 (21-29) ISSN: 2337-6732, Manado.*
- Muchtar, A., Abdullah, N. 2007. *Analisis Faktor-Faktor Yang Mempengaruhi Debit Sungai Mamasa. Jurnal Hutan Dan masyarakat. 2(1):174-187.*
- Nilda. 2014. *Analisis Perubahan Penggunaan Lahan Dan Dampaknya Terhadap Hasil Air Di Daerah Aliran Sungai Cisadane Hulu. Program Pascasarjana. Universitas Udayana: Denpasar.*
- Kuswardani L. 2015. *Analisis Debit Puncak dan Aliran Permukaan DAS Ciliwung Hulu Pada Bulan Januari 2014: Studi Kasus ; bendungan Katulampa. Fakultas Pertanian IPB. Bogor.*
- Sunaryo. 2001. *Penentuan Kinerja Sub Das Junggo Dalam Pengelolaan Daerah Hulu DAS Brantas.*
- Balai Pengelolaan Sumber Daya Air Ciliwung-Cisadane, Bogor. 2004. *Data Debit Maksimum-Minimum Sungai Ciliwung, Bendung Katulampa.*
- Hardiana, D. 1999. *Simulasi Dampak Perubahan Guna Lahan Terhadap Limpasan Air Permukaan (Skripsi). Institut Teknologi Bandung.*

- M. Y Talumepa, L. Tanudjaja, J. S. F. Sumarauw. 2017. *Analisis Debit Banjir dan Tinggi Muka Air Sungai Sangkuh Kabupaten Bolaang Mongondow Utara*. Jurusan Sipil Statik, Vol 5, No.10.
- H. Saidah, A. Pracoyo, dan K. Khairudin. 2020. *Perbandingan Beberapa Metode Perhitungan Debit Puncak Banjir Rancangan*. Ganec Swara, Vol.14, no.1, pp. 526-536.
- Suryani, Erna dan Fahrudin Agus. 2005. *Perubahan Penggunaan Lahan dan Dampaknya Terhadap Hidrologi; Suatu Studi di DAS Cijalupang, Bandung*. Balai Penelitian Tanah. Bogor.
- Gede Sugianthara, A. A, Nyoman Merit, I Wayan Sandi, Nyoman Sunarta, Wayan Narka, Made Trigunasih, Sri Sumarniasih, Titiek Kusmawati. 2001. *Diktat Hidrologi*. Jurusan Ilmu Tanah. Fakultas Pertanian, Universitas Udayana. Denpasar.
- Asdak, C. 2004. *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai*. Cetakan Ketiga (revisi). Universitas Gadjah Mada Press. Yogyakarta.

LAMPIRAN 1 : Tabel Perhitungan Curah Hujan Dan Debit

Tabel 28 Nilai Reduced Variate (Yt) Untuk Batang Kuranji (Gumbel Smirnov)

$$\text{RUMUS } Y_t = -\text{Ln}(-\text{Ln}(T-1)/T)$$

Yt	T	T-1	(T-1)/T	Ln(T-1)/T		Ln 5	
1	2	3	4	5= -Ln 4		Ln 5	
2.454	12.140	11.140	0.917628	-0.08596	0.085964	-2.45383	2.454
2.091	8.600	7.600	0.883721	-0.12361	0.123614	-2.09059	2.091
2.072	8.450	7.45	0.881657	-0.12595	0.125952	-2.07185	2.072
1.643	5.689	4.689	0.824222	-0.19332	0.193315	-1.64343	1.643
1.251	4.019	3.019	0.751182	-0.28611	0.286107	-1.25139	1.251
1.250	4.014	3.014	0.750872	-0.28652	0.28652	-1.24995	1.250
0.796	2.755	1.755	0.637024	-0.45095	0.450949	-0.7964	0.796
0.723	2.600	1.6	0.615385	-0.48551	0.485508	-0.72256	0.723
0.676	2.509	1.509	0.601435	-0.50844	0.508437	-0.67641	0.676
0.636	2.433	1.433	0.588985	-0.52935	0.529355	-0.6361	0.636
0.312	1.927	0.927	0.481059	-0.73177	0.731766	-0.31229	0.312
0.305	1.918	0.918	0.478624	-0.73684	0.736841	-0.30538	0.305
0.167	1.752	0.752	0.429224	-0.84578	0.845777	-0.1675	0.167
0.071	1.650	0.65	0.393939	-0.93156	0.931558	-0.0709	0.071
-0.135	1.467	0.467	0.318337	-1.14465	1.144646	0.135095	-0.135
-0.314	1.341	0.341	0.254288	-1.36929	1.369288	0.314291	-0.314
-0.431	1.274	0.2735	0.214762	-1.53822	1.538223	0.430628	-0.431
-0.573	1.205	0.2045	0.16978	-1.77325	1.773252	0.572815	-0.573
-0.936	1.085	0.0848	0.078171	-2.54886	2.548855	0.935644	-0.936
-1.598	1.007	0.0072	0.007149	-4.94085	4.940848	1.597537	-1.598

es -0.8

f _i	T		T		INTERPOLASI				P _X
	2	3	4	5	6=(1-3)	7=(5-3)	8=(4-2)	9=2+(67*8)	
1.476	25	1.448	50	1.606	0.028	0.158	25	29.430	0.294
1.264	10	1.166	25	1.448	0.098	0.282	15	15.212	0.152
1.253	10	1.166	25	1.448	0.087	0.282	15	14.620	0.146
0.982	5	0.856	10	1.166	0.126	0.31	5	7.031	0.070
0.712	2	0.132	5	0.856	0.580	0.724	3	4.403	0.044
0.712	2	0.132	5	0.856	0.580	0.724	3	4.402	0.044
0.367	2	0.132	5	0.856	0.235	0.724	3	2.973	0.030
0.308	2	0.132	5	0.856	0.176	0.724	3	2.728	0.027
0.269	2	0.132	5	0.856	0.137	0.724	3	2.569	0.026
0.236	2	0.132	5	0.856	0.104	0.724	3	2.432	0.024
-0.047	1.25	-0.780	2	0.132	0.733	0.912	0.75	1.853	0.019
-0.054	1.25	-0.780	2	0.132	0.726	0.912	0.75	1.847	0.018
-0.183	1.25	-0.780	2	0.132	0.597	0.912	0.75	1.741	0.017
-0.275	1.25	-0.780	2	0.132	0.505	0.912	0.75	1.665	0.017
-0.485	1.25	-0.780	2	0.132	0.295	0.912	0.75	1.493	0.015
-0.679	1.25	-0.780	2	0.132	0.101	0.912	0.75	1.333	0.013
-0.812	1	-2.891	1.25	-0.780	2.079	2.111	0.25	1.246	0.012
-0.983	1	-2.891	1.25	-0.780	1.908	2.111	0.25	1.226	0.012
-1.465	1	-2.891	1.25	-0.780	1.426	2.111	0.25	1.169	0.012
-2.596	1	-2.891	1.25	-0.780	0.295	2.111	0.25	1.035	0.010

Tabel 29 Nilai reduced variate (Y T) sebagai fungsi periode ulang

no	periode ulang T (tahun)	Reduced variate (Y T)
1	2	0,3668
2	5	1,5004
3	10	2,251
4	20	2,9709
5	25	3,1993
6	50	3,9028
7	75	4,3117
8	100	4,6012
9	200	5,2969
10	250	5,5206
11	500	6,2149
12	1000	6,9087
13	5000	8,5188
14	10000	9,2121

Sumber: Surpin, (2004)

Tabel 30 Nilai reduced mean (Y n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,51	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5309	0,5320	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5402	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Sumber: Surpin, (2004)

Tabel 31 Nilai reduced standart deviation (S_n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2012	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.2090	1.2093	1.2096

Sumber: Suripin, (2004)

Tabel 32 Nilai variabel reduksi Gauss

No	Periode ulang, T (tahun)	Peluang	KT
1	1.0010	0.999	-3.05
2	1.0050	0.995	-2.58
3	1.0100	0.990	-2.33
4	1.0500	0.952	-1.64
5	1.1100	0.901	-1.28
6	1.2500	0.800	-0.84
7	1.3300	0.752	-0.67
8	1.4300	0.699	-0.52
9	1.6700	0.599	-0.25
10	2.0000	0.500	0
11	2.5000	0.400	0.25
12	3.3300	0.300	0.52
13	4.0000	0.250	0.67
14	5.0000	0.200	0.84
15	10.0000	0.100	1.28
16	20.0000	0.050	1.64
17	50.0000	0.020	2.05
18	100.0000	0.010	2.33
19	200.0000	0.005	2.58
20	500.0000	0.002	2.88
21	1.000.0000	0.001	3.09

Sumber : Bonnier, (1980) dalam Suripin, (2004)

Tabel 33 Nilai koefisien kemencengan Cs atau G

koefisien	interval kejadian, tahun (periode ulang)							
	1.0101	1.2500	2	5	10	25	50	100
Cs atau G	Presentase peluang terlampaui (%)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	0.666	0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	0.696	0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889
2.4	-0.832	0.725	0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.6	-3.705	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Sumber: Surpin, (2004)

Tabel 34 Nilai kritis untuk distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi).

DK	df derajat kebebasan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,000193	0,000157	0,000982	0,00993	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0906	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,07	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,94	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,66	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,39	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,26	9,591	10,851	31,41	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,26	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,896	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	1,052	11,524	13,12	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,16	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,563	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,587	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

Sumber: Supriatn (2004)

Tabel 35 Nilai Δ kritik uji Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat kepercayaan, α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	1,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	1,07	1,22	1,36	1,63
	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$	$N^{0,5}$

Sumber : Bonnier, (1980) dalam Suripin, (2004)

Tabel 36 Nilai Variabel Reduksi Gumbel

No	T (Tahun)	Peluang (P)	Y
1	1.0010	0.0010	-1.9300
2	1.0050	0.0050	-1.6700
3	1.0100	0.0100	-1.5300
4	1.0500	0.0500	-1.0970
5	1.1100	0.1000	-0.8340
6	1.2500	0.2000	-0.4760
7	1.3300	0.2500	-0.3260
8	1.4300	0.3000	-0.1850
9	1.6700	0.4000	0.0870
10	2.0000	0.5000	0.3660
11	2.5000	0.6000	0.6710
12	3.3300	0.7000	1.0300
13	4.0000	0.7500	1.2400
14	5.0000	0.8000	1.5100
15	10.0000	0.9000	2.2500
16	20.0000	0.9500	2.9700
17	50.0000	0.9800	3.9000
18	100.0000	0.9900	4.6000
19	200.0000	0.9950	5.2900
20	500.0000	0.9980	6.2100
21	1.000.0000	0.9990	6.9000

Tabel 37 Harga K Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III (Soemarto, 1999)

Kemungkinan (CS)	Periode Ulang							
	2	5	10	25	50	100	500	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.166	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.089	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

k untuk distribusi Log Pearson Tabel Nilai Tipe III

(Soewarno, 1995)

Tabel 38 Luas daerah di bawah kurva Normal.

z	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
-3,4	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003	0,0002
-3,3	0,0005	0,0005	0,0005	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0003
-3,2	0,0007	0,0007	0,0007	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0005	0,0005	0,0005
-3,1	0,0010	0,0010	0,0010	0,0009	0,0008	0,0008	0,0008	0,0008	0,0007	0,0007
-3	0,0013	0,0013	0,0013	0,0012	0,0011	0,0011	0,0011	0,0011	0,0010	0,0010
-2,9	0,0015	0,0018	0,0017	0,0017	0,0016	0,0016	0,0015	0,0015	0,0014	0,0014
-2,8	0,0026	0,0025	0,0024	0,0023	0,0022	0,0022	0,0021	0,0021	0,0020	0,0019
-2,7	0,0036	0,0034	0,0033	0,0032	0,0030	0,0030	0,0029	0,0028	0,0027	0,0026
-2,6	0,0047	0,0045	0,0044	0,0043	0,0040	0,0040	0,0039	0,0038	0,0037	0,0036
-2,5	0,0062	0,0060	0,0059	0,0057	0,0055	0,0054	0,0052	0,0051	0,0049	0,0048
-2,4	0,0082	0,0080	0,0078	0,0075	0,0073	0,0071	0,0069	0,0068	0,0066	0,0064
-2,3	0,0107	0,0104	0,0102	0,0099	0,0096	0,0094	0,0091	0,0089	0,0087	0,0084
-2,2	0,0139	0,0136	0,0132	0,0129	0,0125	0,0122	0,0119	0,0116	0,0113	0,0110
-2,1	0,0179	0,0174	0,0170	0,0166	0,0162	0,0158	0,0154	0,0150	0,0146	0,0143
-2	0,0228	0,0222	0,0217	0,0212	0,0207	0,0202	0,0197	0,0192	0,0188	0,0183
-1,9	0,0287	0,0281	0,0274	0,0268	0,0262	0,0256	0,0250	0,0244	0,0239	0,0233
-1,8	0,0359	0,0352	0,0344	0,0336	0,0329	0,0322	0,0314	0,0307	0,0301	0,0294
-1,7	0,0446	0,0436	0,0427	0,0418	0,0409	0,0401	0,0392	0,0384	0,0375	0,0367
-1,6	0,0548	0,0537	0,0526	0,0516	0,0505	0,0495	0,0485	0,0475	0,0465	0,0455
-1,5	0,0668	0,0655	0,0643	0,0630	0,0618	0,0606	0,0594	0,0582	0,0571	0,0559
-1,4	0,0808	0,0793	0,0778	0,0764	0,0749	0,0735	0,0722	0,0708	0,0694	0,0681
-1,3	0,0968	0,0951	0,0934	0,0918	0,0901	0,0885	0,0869	0,0853	0,0838	0,0823
-1,2	0,1151	0,1133	0,1112	0,1093	0,1075	0,1056	0,1038	0,1020	0,1003	0,0985
-1,1	0,1357	0,1335	0,1314	0,1292	0,1271	0,1251	0,1231	0,1210	0,1190	0,1170
-1	0,1587	0,1562	0,1539	0,1515	0,1492	0,147	0,1446	0,1423	0,1401	0,1379
-0,9	0,1841	0,1814	0,1788	0,1762	0,1736	0,1711	0,1685	0,1660	0,1635	0,1611
-0,8	0,2119	0,2090	0,2061	0,2033	0,2005	0,1977	0,1949	0,1922	0,1894	0,1867
-0,7	0,2420	0,2389	0,2358	0,2327	0,2296	0,2266	0,2234	0,2206	0,2177	0,2148
-0,6	0,2743	0,2709	0,2676	0,2643	0,2611	0,2578	0,2546	0,2514	0,2483	0,2451
-0,5	0,3085	0,3050	0,3015	0,2981	0,2946	0,2912	0,2877	0,2843	0,2810	0,2776
-0,4	0,3446	0,3409	0,3372	0,3336	0,3300	0,3264	0,3228	0,3192	0,3156	0,3121
-0,3	0,3821	0,3783	0,3745	0,3707	0,3669	0,3632	0,3594	0,3557	0,3520	0,3483
-0,2	0,4207	0,4168	0,4129	0,4090	0,4052	0,4013	0,3974	0,3936	0,3897	0,3859
-0,1	0,4607	0,4567	0,4527	0,4487	0,4447	0,4407	0,4367	0,4327	0,4286	0,4247
0	0,5000	0,4960	0,4920	0,4880	0,4840	0,4801	0,4761	0,4721	0,4681	0,4641

t	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0	0,5000	0,5040	0,5080	0,5120	0,5160	0,5199	0,5239	0,5279	0,5319	0,5359
0,1	0,5398	0,5438	0,5478	0,5517	0,5557	0,5596	0,5636	0,5675	0,5714	0,5753
0,2	0,5793	0,5832	0,5871	0,5910	0,5948	0,5987	0,6026	0,6064	0,6103	0,6141
0,3	0,6179	0,6217	0,6255	0,6293	0,6331	0,6368	0,6406	0,6443	0,6480	0,6517
0,4	0,6554	0,6591	0,6628	0,6664	0,6700	0,6736	0,6772	0,6808	0,6844	0,6879
0,5	0,6915	0,6950	0,6985	0,7019	0,7054	0,7088	0,7123	0,7157	0,7190	0,7224
0,6	0,7257	0,7291	0,7324	0,7357	0,7389	0,7422	0,7454	0,7486	0,7517	0,7549
0,7	0,7580	0,7611	0,7642	0,7673	0,7704	0,7734	0,7764	0,7794	0,7823	0,7852
0,8	0,7881	0,7910	0,7939	0,7967	0,7995	0,8023	0,8051	0,8078	0,8106	0,8133
0,9	0,8159	0,8186	0,8212	0,8238	0,8264	0,8289	0,8315	0,8340	0,8365	0,8389
1	0,8413	0,8438	0,8461	0,8485	0,8505	0,8531	0,8554	0,8577	0,8599	0,8621
1,1	0,8643	0,8665	0,8686	0,8708	0,8729	0,8749	0,8770	0,8790	0,8810	0,8830
1,2	0,8849	0,8869	0,8888	0,8907	0,8925	0,8944	0,8962	0,8980	0,8997	0,9015
1,3	0,9032	0,9049	0,9066	0,9082	0,9099	0,9115	0,9131	0,9147	0,9162	0,9177
1,4	0,9192	0,9207	0,9222	0,9236	0,9251	0,9265	0,9278	0,9292	0,9306	0,9319
1,5	0,9332	0,9345	0,9357	0,9370	0,9382	0,9394	0,9406	0,9418	0,9429	0,9441
1,6	0,9452	0,9463	0,9474	0,9484	0,9495	0,9505	0,9515	0,9525	0,9535	0,9545
1,7	0,9554	0,9564	0,9573	0,9582	0,9591	0,9599	0,9608	0,9616	0,9625	0,9633
1,8	0,9641	0,9649	0,9656	0,9664	0,9671	0,9678	0,9686	0,9693	0,9699	0,9706
1,9	0,9713	0,9719	0,9726	0,9732	0,9738	0,9744	0,9750	0,9756	0,9761	0,9767
2	0,9772	0,9778	0,9783	0,9788	0,9793	0,9798	0,9803	0,9808	0,9812	0,9817
2,1	0,9821	0,9826	0,9830	0,9834	0,9838	0,9842	0,9846	0,9850	0,9854	0,9857
2,2	0,9861	0,9864	0,9868	0,9871	0,9875	0,9878	0,9881	0,9884	0,9887	0,9890
2,3	0,9893	0,9896	0,9898	0,9901	0,9904	0,9906	0,9909	0,9911	0,9913	0,9916
2,4	0,9918	0,9920	0,9922	0,9925	0,9927	0,9929	0,9931	0,9932	0,9934	0,9936
2,5	0,9938	0,9940	0,9941	0,9943	0,9945	0,9946	0,9948	0,9949	0,9951	0,9952
2,6	0,9953	0,9955	0,9956	0,9957	0,9959	0,9960	0,9961	0,9962	0,9963	0,9964
2,7	0,9965	0,9966	0,9967	0,9968	0,9969	0,9970	0,9971	0,9972	0,9973	0,9974
2,8	0,9974	0,9975	0,9976	0,9977	0,9977	0,9978	0,9979	0,9979	0,9980	0,9981
2,9	0,9981	0,9982	0,9982	0,9983	0,9984	0,9984	0,9985	0,9985	0,9986	0,9986
3	0,9987	0,9987	0,9987	0,9988	0,9988	0,9989	0,9989	0,9989	0,9990	0,9990
3,1	0,9990	0,9991	0,9991	0,9991	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9993	0,9993
3,2	0,9993	0,9993	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9995	0,9995	0,9995
3,3	0,9995	0,9995	0,9995	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9997
3,4	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9998

Sumber: Suripin, (2004)

Tabel 39 Nilai Kt dan T Metode Normal

T	Kt	T	Kt	T	Kt
1	-1,86	20	1,89	96	3,34
2	-0,22	25	2,10	100	3,45
3	0,17	30	2,27	110	3,53
4	0,44	35	2,41	120	3,62
5	0,64	40	2,54	130	3,70
6	0,81	45	2,65	140	3,77
7	0,95	50	2,75	150	3,84
8	1,06	55	2,86	160	3,91
9	1,17	60	2,93	170	3,97
10	1,26	65	3,02	180	4,03
11	1,35	70	3,08	190	5,09
12	1,43	75	3,60	200	4,14
13	1,50	80	3,21	220	4,24
14	1,57	85	3,28	240	4,33
15	1,63	90	3,33	260	4,42

(Sumber : Sri Harto, BR, Dipl, H. Hidrologi Terapan)

Tabel 40 Standard variable (Kt) untuk Metode Sebaran Log Normal

T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt	T (Tahun)	Kt
1	-1.86	20	1.89	90	3.34
2	-0.22	25	2.10	100	3.45
3	0.17	30	2.27	110	3.53
4	0.44	35	2.41	120	3.62
5	0.64	40	2.54	130	3.70
6	0.81	45	2.65	140	3.77
7	0.95	50	2.75	150	3.84
8	1.06	55	2.86	160	3.91
9	1.17	60	2.93	170	3.97
10	1.26	65	3.02	180	4.03
11	1.35	70	3.08	190	4.09
12	1.43	75	3.6	200	4.14
13	1.5	80	3.21	221	4.24
14	1.57	85	3.28	240	4.33

Tabel 41 Koefisien Pengaliran (C)

Kondisi Permukaan Tanah	Koefisien Pengaliran (C)
1. Jalan beton dan jalan aspal	0,70 - 0,95
2. Jalan kerikil dan jalan tanah	0,40 - 0,70
3. Bahu jalan	0,40 - 0,65
a. Tanah berbutir halus	0,10 - 0,20
b. Tanah berbutir kasar	0,70 - 0,35
c. Batuan masif kasar	0,60 - 0,75
4. Daerah perkotaan	0,70 - 0,95
5. Daerah pinggiran kota	0,60 - 0,70
6. Daerah industri	0,60 - 0,90
7. Pemukiman padat	0,60 - 0,80
8. Pemukiman tidak padat	0,40 - 0,60
9. Taman dan kebun	0,20 - 0,40
10. Persawahan	0,45 - 0,60
11. Perbukitan	0,70 - 0,80
12. Pegunungan	0,75 - 0,90

Tabel 42 Kemiringan Lereng

Kelas	Kemiringan (%)	Klasifikasi
I	0 - 8	Datar
II	> 8 - 15	Landai
III	> 15 - 25	Agak Curam
IV	> 25 - 45	Curam
V	> 45	Sangat Curam

Sumber: www.mapvisionindo.com

LAMPIRAN 2 : Data Teknis Bendungan Pamukkulu

Tabel 43 Data teknis Bendungan

No.	URAIAN	SATUAN	DD 2014
1	LOKASI	Desa Komara dan Desa Kale Komara, Kec. Polobangkeng Utara, Kabupaten Takalar	
2	HIDROLOGI		
	Luas DTA	km ²	85.55
	Nama Sungai		Biranga Pamukkulu
	Panjang sungai hingga as dam	km	21.24
	Elevasi daerah hulu	m dpl	755
	Elevasi daerah hilir	m dpl	70
	Hujan rancangan		
	R5	mm	176
	R10	mm	208
	R25	mm	249
	R50	mm	278
	R100	mm	250
	R1000	mm	282
	PMP	mm	611
	Inflow tahunan rata-rata	juta m ³	248,27
3	WADUK		
	Elevasi muka air normal (MAN)	m	126
	Elevasi muka air rendah (MAR)	m	91.5
	Elevasi muka air banjir (MAB)	m	129.7
	Luas genangan MAB	Ha	451.1
	Volume tampungan MAN	juta m ³	82.57
	Volume tampungan efektif	juta m ³	77.27
	Volume tampungan total	juta m ³	97.3
	Volume tampungan mati	juta m ³	5.3
	Banjir masuk (Flood Inflow)		
	Q5	m ³ /dt	420
	Q10	m ³ /dt	504
	Q25	m ³ /dt	612
	Q50	m ³ /dt	690
	Q100	m ³ /dt	768
	Q1000	m ³ /dt	1026
	PMF	m ³ /dt	1597

No.	URAIAN	SATUAN	DD 2014
4	BANGUNAN PENGELAK		
	Debit	m ³ /dt	612 (Q25 th)
	Tipe pengelak		Terowongan (single line)
	Terowongan pengelak	m	Tapal kuda modifikasi D=6 m L=450 m
	Kemiringan dasar sal. pengelak		0.01
	Elevasi inlet pengelak	m	74.5
	Elevasi outlet pengelak	m	70
	Elevasi muka air debit rencana	m	85.5
	Tinggi Cofferdam	m	16.5
	Panjang cofferdam	m	347
	Elevasi puncak cofferdam	m dpl	87
5	TUBUH BENDUNGAN		
	Tipe		Urugan batu membran beton (CFRD)
	Elevasi puncak bendungan	m dpl	130.5
	Elevasi top dinding parapet	m dpl	131.5
	Panjang puncak	m	860
	Lebar puncak	m	8
	Tinggi bendungan	m	62
	Kemiringan Timbunan		
	Lereng Hulu		1v : 1.4 H
	Lereng Hilir		1v : 1.4 H
	Volume Timbunan	m ³	2,320,000
6	BANGUNAN PELIMPAH		
	Tipe		Pelimpah samping ,mercu ogee
	Elevasi Mercu pelimpah	m	126
	Lebar Mercu pelimpah	m	60
	Panjang sahan pelimpah	m	323
	Debit banjir		
	Debit banjir Rencana QROUTED PM	m ³ /dt	1,243
	Debit banjir rencana QPMF	m ³ /dt	1,597
	Tinggi Muka air banjir diatas pelimpah	m	3.68
	Panjang dan lebar chute	m	153,5 m 30 m
	Kemiringan Chute		0.3
	Kolam olak		
	Tipe		Solid roller bucket
	Lebar	m	30
	Panjang	m	14

No.	URAIAN	SATUAN	DD 2014
5	BANGUNAN PENGELUARAN		
	Tipe struktur inlet		Intake sandar miring (inclined intake) terhubung terowongan inlet
	Debit pengambilan	m ³ /dt	8,9
	Elevasi pintu pengambilan	m dpl	114,00 dan 84,00
	Tipe pintu pengambilan		2 roller gate 2,00 x 2,00 m
	Katup outlet pengatur		1 unit fixed cone valve ø 1,100 mm 1 unit jet flow valve ø 200 mm
	Darat		1 unit shice valve ø 1,100 mm 1 unit shice valve ø 200 mm
	Diameter terowongan inlet	m	2,5
	Volume timbunan	m ³	2,32

LAMPIRAN 3 : Tabel Hasil Perhitungan Debit Banjir Metode Nakayasu

Tabel 44 Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 50 Tahun

t (Jam)	Qt (m ³ /dtk)	Distribusi Hujan Efektif Jam-jaman						Q total (m ³ /dtk)
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	
		60.459	15.715	11.023	8.776	7.411	6.478	
0	0.000	0.000						0.000
1	0.708	42.823	0.000					42.823
2	3.738	226.020	11.131	0.000				237.150
3	9.892	598.088	58.747	7.808				664.643
3.4223	13.570	820.423	155.456	41.210	0.000			1017.088
4	11.847	696.275	193.245	89.049	6.216	0.000		984.785
5	9.366	566.270	186.175	149.586	32.807	5.249	0.000	940.088
6	7.405	447.680	147.186	130.597	86.813	27.704	4.588	844.509
7	5.854	353.926	116.362	103.247	119.086	73.311	24.217	790.147
8	4.628	279.805	91.993	81.625	103.968	100.563	64.082	722.037
8.5458	4.071	246.127	72.727	64.531	82.195	87.797	87.904	641.281
9	3.791	229.220	63.974	51.017	64.981	69.411	76.745	555.347
10	3.242	195.982	59.579	44.876	51.373	54.874	60.673	467.357
11	2.771	167.563	50.940	41.793	40.614	43.382	47.967	392.259
12	2.370	143.265	43.553	35.733	35.726	34.297	37.921	330.496
13	2.026	122.491	37.238	30.552	33.272	30.169	29.980	283.700
14	1.732	104.729	31.838	26.121	28.447	28.097	26.371	245.603
15	1.481	89.543	27.221	22.334	24.322	24.022	24.560	212.002
16	1.266	76.558	23.274	19.095	20.795	20.539	20.998	181.260
16.231	1.221	73.838	19.899	16.326	17.780	17.561	17.953	163.357
17	1.116	67.458	19.192	13.959	15.202	15.014	15.350	146.175
18	0.992	59.980	17.534	13.463	12.997	12.837	13.124	129.935
19	0.882	53.331	15.590	12.300	11.113	10.976	11.221	114.530
20	0.784	47.419	13.862	10.936	10.718	9.384	9.594	101.913
21	0.697	42.162	12.325	9.724	9.792	9.051	8.203	91.256
22	0.620	37.488	10.959	8.646	8.706	8.269	7.911	81.979
23	0.551	33.333	9.744	7.687	7.741	7.352	7.228	73.085
24	0.490	29.637	8.664	6.835	6.883	6.537	6.427	64.983
25	0.436	26.352	7.703	6.077	6.120	5.812	5.714	57.779
26	0.388	23.431	6.849	5.404	5.441	5.168	5.081	51.374
27	0.345	20.833	6.090	4.805	4.838	4.595	4.517	45.679
28	0.306	18.524	5.415	4.272	4.302	4.086	4.017	40.615
29	0.272	16.470	4.815	3.798	3.825	3.633	3.571	36.113
30	0.242	14.644	4.281	3.377	3.401	3.230	3.175	32.109
							Qpuncak	1017.088



Gambar 8 Hidrograf banjir rancangan kala ulang 50 tahun

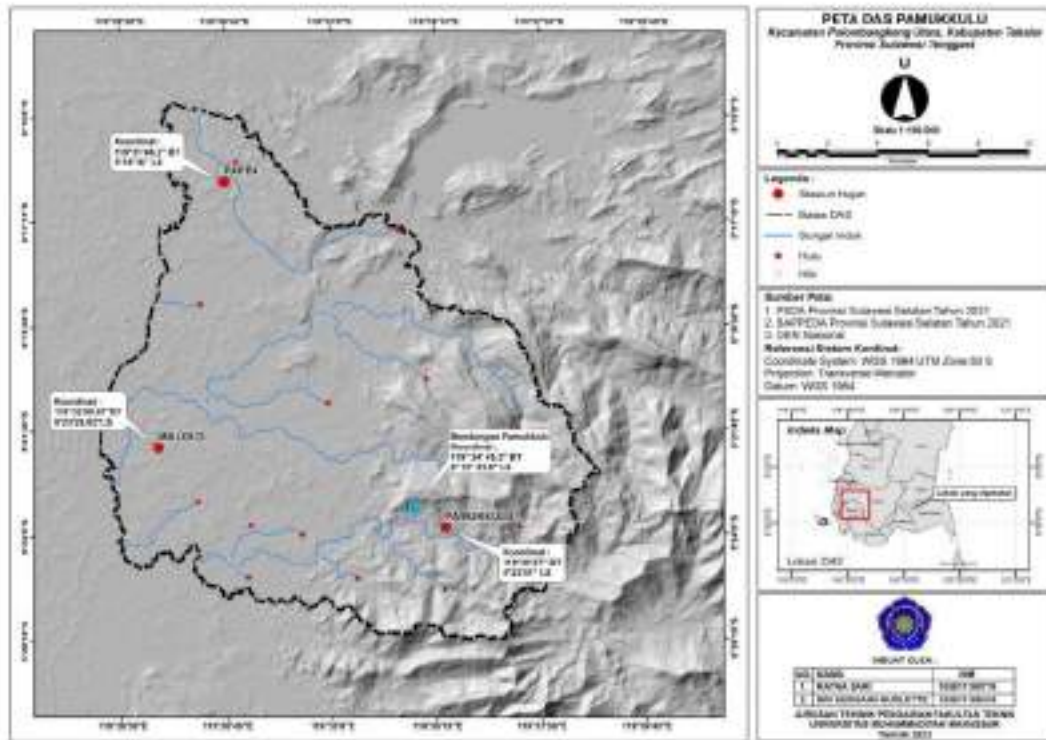
Tabel 45 Hidrograf Rancangan Metode Nakayasu Dengan Kala Ulang 100 Tahun

t (Jam)	Qt (m ³ /dtk)	Distribusi Hujan Efektif Jam-jaman						Q total (m ³ /dtk)
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	
		66.4628	17.2751	12.1181	9.6472	8.1467	7.1211	
0	0.000	0.000						0.000
1	0.708	47.075	0.000					47.075
2	3.738	248.462	12.236	0.000				260.698
3	9.892	657.476	64.581	8.583				730.640
3.4223	13.570	901.887	170.892	45.302	0.000			1118.081
4	11.847	767.398	214.419	99.877	6.833	0.000		1088.527
5	9.366	622.499	204.661	164.440	36.065	5.770	0.000	1033.435
6	7.405	492.133	161.801	143.565	95.434	30.455	5.044	928.432
7	5.854	389.069	127.916	113.499	130.910	80.590	26.621	868.606
8	4.628	307.589	101.127	89.730	114.292	110.549	70.445	793.732
8.5458	4.071	270.566	79.949	70.938	90.357	96.515	96.632	704.958
9	3.791	251.981	70.326	56.082	71.434	76.303	84.366	610.491
10	3.242	215.442	65.495	49.332	56.474	60.323	66.697	513.764
11	2.771	184.201	55.998	45.943	44.647	47.690	52.729	431.209
12	2.370	157.491	47.878	39.281	39.273	37.703	41.687	363.312
13	2.026	134.654	40.935	33.585	36.575	33.165	32.957	311.871
14	1.732	115.128	34.999	28.715	31.272	30.887	28.990	269.990
15	1.481	98.434	29.924	24.551	26.737	26.408	26.998	233.052
16	1.266	84.160	25.585	20.991	22.860	22.578	23.083	199.258
16.231	1.221	81.170	21.875	17.947	19.545	19.304	19.736	179.578
17	1.116	74.157	21.098	15.345	16.711	16.505	16.874	160.690
18	0.992	65.936	19.275	14.800	14.288	14.112	14.427	142.838
19	0.882	58.627	17.138	13.521	12.216	12.066	12.335	125.902
20	0.784	52.127	15.238	12.022	11.782	10.316	10.547	112.032
21	0.697	46.349	13.549	10.689	10.764	9.949	9.017	100.318
22	0.620	41.211	12.047	9.504	9.571	9.090	8.697	90.120
23	0.551	36.642	10.712	8.451	8.510	8.082	7.945	80.342
24	0.490	32.580	9.524	7.514	7.566	7.186	7.065	71.436
25	0.436	28.969	8.468	6.681	6.728	6.390	6.282	63.516
26	0.388	25.757	7.530	5.940	5.982	5.681	5.585	56.475
27	0.345	22.902	6.695	5.282	5.319	5.051	4.966	50.215
28	0.306	20.363	5.953	4.696	4.729	4.491	4.416	44.648
29	0.272	18.106	5.293	4.176	4.205	3.994	3.926	39.699
30	0.242	16.099	4.706	3.713	3.739	3.551	3.491	35.258
							Qpuncak	1118.081

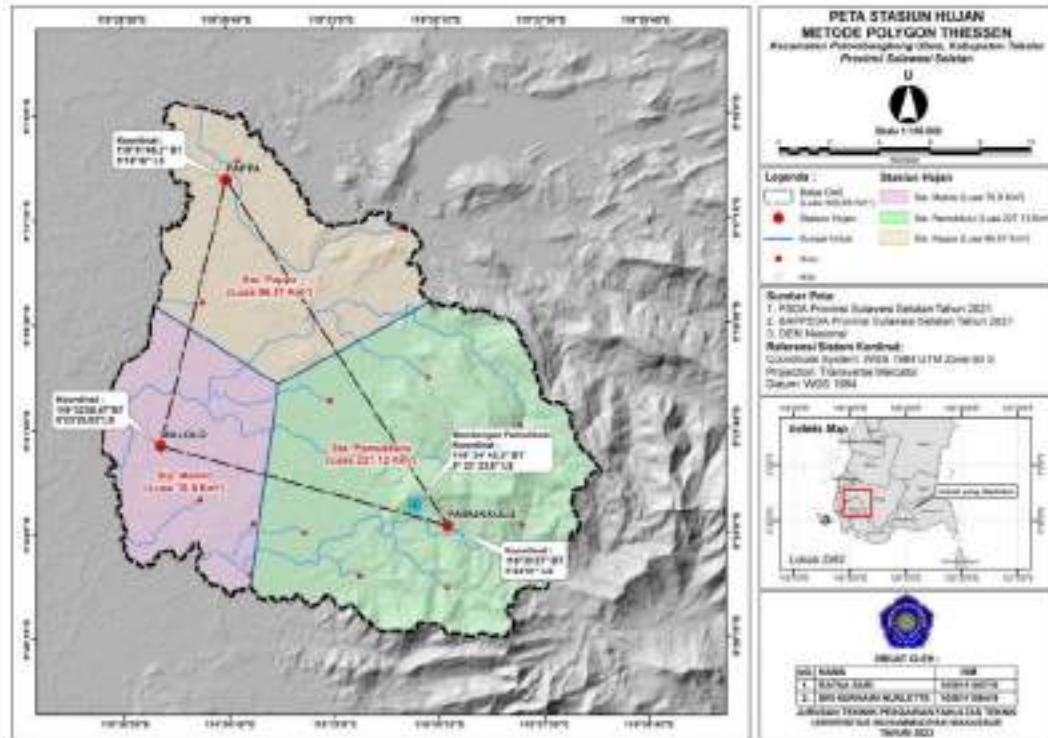


Gambar 9 Hidrograf banjir rancangan kala ulang 100 tahun

LAMPIRAN 4 : Peta DAS Pamukkulu



LAMPIRAN 5 : Plot Peta Stasiun Poligon Thiessen Untuk Perhitungan Curah Hujan Maksimum





MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI PIMPINAN PUSAT MUHAMMADIYAH
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Alamat kantor: Jl. Sultan Alauddin NO 259 Makassar 90221 Tlp. (0411) 866972, 881593, Fax. (0411) 865588

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

SURAT KETERANGAN BEBAS PLAGIAT

UPT Perpustakaan dan Penerbitan Universitas Muhammadiyah Makassar,
Menerangkan bahwa mahasiswa yang tersebut namanya di bawah ini:

Nama : Ratna Sari / Sri Nurhaini Nurlette

Nim : 105811100719 / 105811108419

Program Studi : Teknik Sipil Pengairan

Dengan nilai:

No	Bab	Nilai	Ambang Batas
1	Bab 1	9 %	10 %
2	Bab 2	24 %	25 %
3	Bab 3	9 %	10 %
4	Bab 4	3 %	10 %
5	Bab 5	5 %	5 %

Dinyatakan telah lulus cek plagiat yang diadakan oleh UPT- Perpustakaan dan Penerbitan Universitas Muhammadiyah Makassar Menggunakan Aplikasi Turnitin.

Demikian surat keterangan ini diberikan kepada yang bersangkutan untuk dipergunakan seperlunya.

Makassar, 18 September 2023

Mengetahui,

Kepala UPT- Perpustakaan dan Penerbitan,



BAB I Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette

105811100719/105811108419

by Tahap Tutup

Submission date: 15-Sep-2023 10:46AM (UTC+0700)

Submission ID: 2166602412

File name: BAB_I_PENDAHULUAN_23.docx (25.85K)

Word count: 572

Character count: 3823

BAB I Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette
105811100719/105811108419

ORIGINALITY REPORT

9%

SIMILARITY INDEX



INTERNET SOURCES

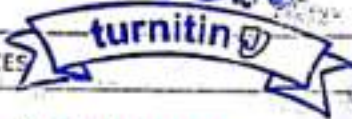
0%

PUBLICATIONS

0%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES



1

fr.scribd.com

Internet Source

2%

2

pt.scribd.com

Internet Source

2%

3

www.medcom.id

Internet Source

2%

4

eprints.kwikkiangie.ac.id

Internet Source

2%

5

id.123dok.com

Internet Source

2%

Exclude quotes On

Exclude bibliography On

Exclude matches < 2%

BAB II Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette

105811100719/105811108419

by Tahap Tutup

Submission date: 15-Sep-2023 10:47AM (UTC+0700)

Submission ID: 2166603218

File name: BAB_II_KAJIAN_PUSTAKA.docx (118.77K)

Word count: 3625

Character count: 22198



- BAB II Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette
105811100719/105811108419

ORIGINALITY REPORT

24%

SIMILARITY INDEX



10%

PUBLICATIONS

14%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1

erepo.unud.ac.id

Internet Source

8%

2

Submitted to Universitas Pancasila

Student Paper

5%

3

repository.unibos.ac.id

Internet Source

3%

4

storage-imelda.s3.ap-southeast-1.amazonaws.com

Internet Source

2%

5

text-id.123dok.com

Internet Source

2%

6

Submitted to Universitas Pendidikan Indonesia

Student Paper

2%

7

123dok.com

Internet Source

2%

8

repository.ummat.ac.id

Internet Source

2%

BAB III Ratna sari/ Sri nurhaini
nurlette

105811100719/105811108419

by Tahap Tutup

Submission date: 15-Sep-2023 10:48AM (UTC+0700)

Submission ID: 2166603997

File name: BAB_III_METODE_PENELITIAN_20.docx (505.29K)

Word count: 994

Character count: 6307

AB III Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette
105811100719/105811108419

ORIGINALITY REPORT

9%

SIMILARITY INDEX



6%

PUBLICATIONS

6%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1

Submitted to Fakultas Ekonomi dan Bisnis
Universitas Gadjah Mada
Student Paper

3%

2

jurnal.sttmcileungsi.ac.id
Internet Source

3%

3

id.123dok.com
Internet Source

2%

4

jurnalpengairan.ub.ac.id
Internet Source

2%

Exclude quotes On

Exclude matches < 2%

Exclude bibliography On

BAB IV Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette

105811100719/105811108419

by Tahap Tutup

Submission date: 15-Sep-2023 10:50AM (UTC+0700)

Submission ID: 2166605847

File name: BAB_IV_HASIL_DAN_PEMBAHASAN.docx (559.49K)

Word count: 3156

Character count: 17189

AB IV Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette
105811100719/105811108419

ORIGINALITY REPORT

3%

SIMILARITY INDEX



INTERNET SOURCES

0%

PUBLICATIONS

0%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES

1

digilib.admin.unismuh.ac.id
Internet Source

2%

2

repository.ar-raniry.ac.id
Internet Source

2%

Exclude quotes On

Exclude matches < 2%

Exclude bibliography On

BAB V Ratna sari/ Sri nurhaini
nurlette

105811100719/105811108419

by Tahap Tutup

Submission date: 15-Sep-2023 10:57AM (UTC+0700)

Submission ID: 2166613956

File name: BAB_V_PENUTUP_12.docx (21.09K)

Word count: 139

Character count: 988

BAB V Ratna sari/ Sri nurhaini nurlette
105811100719/105811108419

ORIGINALITY REPORT

5%

SIMILARITY INDEX



INTERNET SOURCES

0%

PUBLICATIONS

0%

STUDENT PAPERS

PRIMARY SOURCES



repository.usu.ac.id
Internet Source

5%

Exclude quotes On

Exclude matches < 2%

Exclude bibliography On

Pengaruh Bendungan Terhadap Regim Aliran Sungai Pamukkulu Kabupaten Takalar

Ratna Sari¹, Sri Nurhaini Nurlette², MuhYunus Ali³, M.Agusalin⁴

^{1,2}Program Studi Teknik Sipil Perairan Fakultas Teknik Muhammadiyah Universitas Makassar
Jl. Sultan Alauddin No. 259 Sehingassar, Sulawesi Selatan

Email: ¹ratnasary051197@gmail.com, ²srinurhaininurlette@gmail.com

ABSTRAK

Pembangunan bendungan diperlukan untuk meningkatkan pertumbuhan ekonomi, produktivitas pertanian, ketahanan irigasi. Dengan adanya bendungan di bagian hulu sungai maka kemungkinan terjadinya banjir pada musim hujan dapat dikurangi dan pada musim kemarau air yang tertampung tersebut dapat dimanfaatkan untuk PLTA, Perikanan dan lain sebagainya. Pengaruh yang ditimbulkan dengan adanya bendungan yaitu mengalami pengurangan debit air pada sungai utama dibagian hilir. Maka dari itu Penelitian ini dilakukan untuk mengetahui pengaruh bendungan Pamukkulu terhadap perubahan debit di sungai Pamukkulu. Metode penelitian yang digunakan mulai dari tahap persiapan dan mempelajari perhitungan analisis frekuensi, hidrograf satuan sintetik Nakayasu dan penelusuran banjir. Data yang diperlukan adalah data sekunder berupa data curah hujan data parameter bendungan, data parameter DAS. Hasil analisis menunjukkan debit banjir yang masuk ke bendungan (inflow) untuk kala ulang 25,50 dan 100 tahun diketahui bahwa sebesar 915,34 m³/detik, 1017,09 m³/detik, dan 1118,08 m³/detik. Banjir berikut ini diselesaikan dalam kondisi ketinggian air yang khas dengan periode ulang yang sama, secara terpisah pelepasan banjir berikutnya (surge) diketahui bahwa 702,19 m³/dtk, 752,44 m³/dtk, dan 807,68 m³/dtk. Jadi penurunan debit banjir sebesar 213,15 m³/detik, 264,65 m³/detik dan 311,40 m³/detik.

Kata Kunci: Pengaruh bendungan, debit banjir, Bendungan Pamukkulu

ABSTRACT

DAM construction is needed to increase economic growth, agricultural productivity, irrigation resilience. By having a dam in the upstream part of the river, the possibility of flooding in the rainy season can be reduced and in the dry season the stored water can be used for hydropower, fisheries and so on. The effect caused by the presence of a dam is that there is a reduction in water discharge in the main river downstream. Therefore, this research was conducted to determine the effect of the Pamukkulu dam on changes in discharge in the Pamukkulu river. The research methods used start from the preparation stage and study frequency analysis calculations, Nakayasu synthetic unit hydrographs and flood tracing. The data required is secondary data in the form of rainfall data, dam parameter data, watershed parameter data. The analysis results show that the flood discharge entering the dam (inflow) for return periods of 25.50 and 100 years is 915.34 m³/sec, 1017.09 m³/sec and 1118.08 m³/sec. Flood tracing was carried out under normal water level with the same return period, respectively, the resulting flood discharge (outflow) was 702.19 m³/sec, 752.44 m³/sec and 807.68 m³/sec. So that the reduced flood discharge is 213.15 m³/sec, 264.65 m³/sec and 310.40 m³/sec.

Keywords: DAM effect, Flood discharge, Pamukkulu DAM

1. PENDAHULUAN

Latar belakang

Pembangunan bendungan diperlukan untuk meningkatkan pertumbuhan ekonomi, produktivitas pertanian, ketahanan irigasi, dan juga menurunkan angka kemiskinan. Dengan adanya bendungan di bagian hulu sungai, akibatnya terjadinya banjir pada saat hujan dapat dikurangi dan pada saat kemarau air yang tersimpan dapat digunakan untuk pembangkit listrik tenaga air, perikanan dan lain sebagainya. Dampak yang ditimbulkan dengan adanya bendungandiketahui bahwa berkurangnya debit air di bagian hilir sungai.

Menurut (Kodoatie, RJ, 2002), salah satu faktor penyebab banjir adalah aktivitas masyarakat yang menyebabkan terjadinya perubahan lingkungan seperti perubahan kondisi daerah aliran sungai (DAS), pemukiman warga di sekitar bantaran, rusaknya drainase lahan, rusaknya banjir, mengendalikan bangunan, kerusakan hutan. (vegetasi alami), dan perencanaan sistem pengendalian banjir yang tidak tepat.

Daerah Aliran Sungai (DAS) yaitu daerah yang dibatasi oleh batas alam, seperti punggung bukit dan pegunungan, serta batas berbatu, seperti jalan dan tanggul, tempat turunnya air hujan. Berkontribusi pada limpasan (outflow) ke titik acuan (Suripin, 2002).

Pembangunan bendungan mencakup proyek atau kegiatan yang diperkirakan mempunyai dampak besar terhadap lingkungan. Sebab, pembangunan bendungan merupakan tindakan mengubah bentuk tanah dan bentang alam. Hal ini dapat mengakibatkan dampak lingkungan, seperti perubahan limpasan di daerah aliran sungai terkait. Melaksanakan konservasi sumber daya air dan menerapkan teknologi yang mungkin berdampak terhadap lingkungan (Cahyono, 2013).

Menurut Asmoro (2007) fungsi bendungan antara lain irigasi, penyediaan air baku, pembangkit listrik tenaga air, pengendalian banjir dan perikanan. Banjir diketahui bahwa suatu keadaan dimana air tidak dapat tertampung pada saluran pembuangan (river trough) atau aliran air pada saluran pembuangan terhambat sehingga meluap dan menggenangi daerah sekitarnya (Suripin, 2003). Perhitungan debit maksimum pada suatu lokasi, dalam beberapa kasus dengan

menggunakan persamaan Manning, dapat dilakukan pada mulut cekungan atau tangkapan bawah laut (Asdak, 2010). Salah satu pendekatan untuk menentukan pembagian curah hujan harian maksimum rata-rata suatu wilayah sungai yakni dengan metode poligon Thiessen (Soemarto, 1995) dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$d = \frac{A_1 d_1 + A_2 d_2 + \dots + A_n d_n}{A} = \frac{\sum A_i d_i}{A} \quad (1)$$

Cara hidrograf satuan telah pernah diakui oleh seluruh dunia sebagai cara yang paling dipercaya dan berguna dalam teknik peramalan debit banjir. Cara ini diterapkan pada daerah-daerah pengaliran yang kurang dari 25 km² sampai daerah pengaliran sebesar 5000 km², cara ini juga dapat digunakan jika telah dibuatkan hidrograf satuan yang bersangkutan dengan curah hujan dalam daerah pengaliran itu (Sasrodarsono Suryono, 2003). Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas (Triatmodjo, 2008). Intensitas hujan dipahami sebagai jumlah curah hujan dalam periode tertentu dan dinyatakan dalam mm/jam. Untuk menentukan intensitas hujan digunakan rumus Mononobe (Joesron, 1992). Penelusuran banjir adalah merupakan Perkiraan hidrograf disuatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang diDASarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Hidrograf banjir dapat ditelusuri lewat palung sungai atau bendungan (Soemarto, 1995).

Dalam penelitian ini, dilakukan analisis dampak bendungan terhadap sistem aliran sungai.

Tujuan penelitian

Sasaran penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk mengetahui berapa besar debit banjir yang melalui saluran pelimpah di Bendungan Pamukkulu.
2. Untuk mengetahui dampak bendungan terhadap perubahan pelepasan banjir di Aliran sungai Pamukkulu.

2. METODE PENELITIAN

Lokasi penelitian

Lokasi bendungan Pamukkulu terletak di hulu Sungai Pappa di desa Ko'mara, Kecamatan Polombangkeng Utara, Kabupaten Takalar, Sulawesi Selatan, sekitar 50 km sebelah selatan kota Seheingassar.

Jenis penelitian

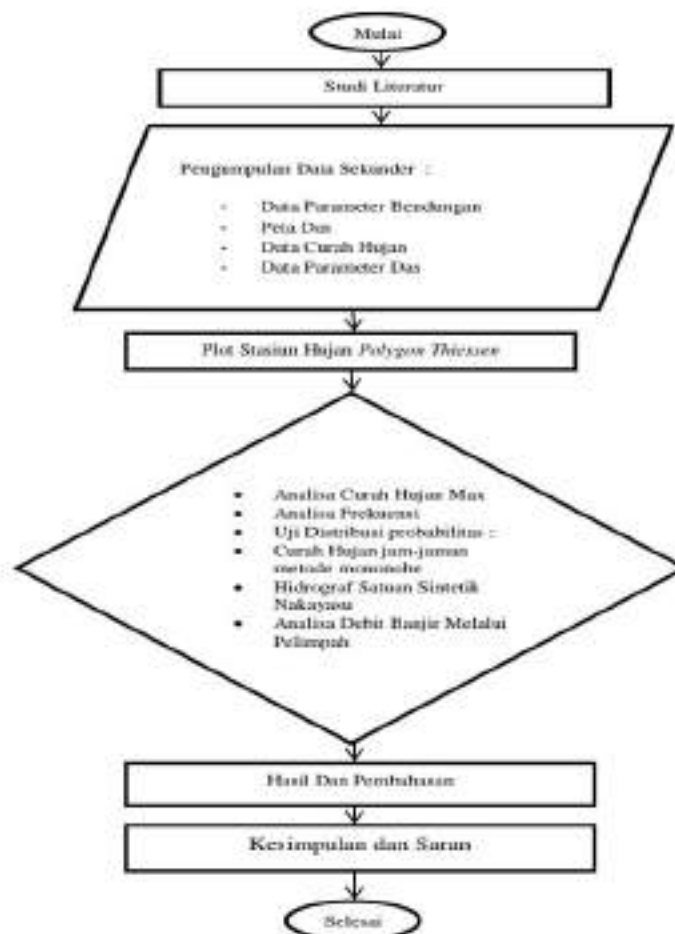
Penelitian ini menggunakan metodologi kuantitatif, yaitu penelitian yang menekankan penyelidikan terhadap informasi matematis (angka) yang ditangani dengan menggunakan teknik faktual. Pada DASarnya, metodologi kuantitatif diambil dalam eksplorasi inferensial (dalam pengujian spekulasi angka) dan menyimpulkan akibatnya penolakan teori yang tidak valid.

Pengumpulan data

Data yang digunakan diketahui bahwa data sekunder berupa peta DAS Pappa, data curah hujan maksimum, data parameter bendungan, data parameter DAS dan data debit sungai Pappa. Data disediakan oleh instansi terkait seperti Balai Besar Wilayah Sungai Pompengan Jeneberang, Dinas Sumber Daya Air dan Penataan Ruang dan Pekerjaan Umum Sulawesi Selatan, dan BMKG Makassar.

Pengolahan dan analisis data

Analisis dan pengolahan data pada penelitian ini meliputi data curah hujan, analisis frekuensi, analisis prediksi debit banjir, analisis perkiraan debit banjirbendungan, uji konsistensi data, pola sebaran curah hujan per jam, analisis debit puncak banjir melalui saluran pelimpah dan ketinggian banjir



Gambar 1 Diagram Alir Penelitian

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisis Curah Hujan Harian Maksimum Regional

Dalam analisis hidrologi diperlukan curah hujan pembagian dari beberapa stasiun hujan terdekat dengan daerah yang akan ditinjau. DAS Sungai Pappa mempunyai 3 stasiun terdekat yaitu stasiun Malolo, Pappa dan Pamukkulu. Untuk mengetahui pembagian curah hujan pada suatu daerah digunakan metode Thiessen Polygon. Hasil analisis Polygon Thiessen dari 3 stasiun menunjukkan bahwa Stasiun Malolo memiliki luas 76,9 km², Stasiun Pappa memiliki luas 96,57 km², dan Stasiun Pamukkulu memiliki luas 227,12 km².

Luas Keseluruhan = 401,59 km²

Luas Stasiun Malolo = 76,9 km²

Luas Stasiun DAS Pappa = 96,57 km²

Luas Stasiun DAS Pamukkulu = 227,12 km²

$$d = \frac{A_1 \times d_1 + A_2 \times d_2 + A_3 \times d_3}{A}$$

$$d = \frac{76,9 \times 160 + 96,57 \times 57 + 227,12 \times 86}{401,59}$$

$$d = 93,2$$

Perhitungan Curah Hujan Rencana

Curah hujan pada 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun tercantum pada tabel terlampir.

Tabel 1 Curah hujan rencana

Q	Xr	Sx	k	K* Sx	Xt = Xr+k * Sx
25	121,79	35,05	2,52	88,48	209,27
50	121,79	35,05	3,19	111,74	232,53
100	121,79	35,05	3,85	134,83	255,62

Berdasarkan tabel di atas, didapatkan sifat-sifat berikut:

- Pembagian (log Xr) = 121,79
- Jumlah Informasi (n) = 20
- Diviasi Patokan (Sx) = 35,05
- Normal x kuadrat (Xr²) = 15757,3

$$Xr = \frac{\sum x}{n}$$

$$Xr = \frac{2415,78}{20} = 121,79$$

Untuk menghitung nilai simpangan baku (Sx)

$$Sx = \sqrt{\frac{(S(Xi - Xr)^2)}{n}}$$

$$Sx = \sqrt{\frac{306894,76}{20}}$$

$$Sx = 35,05$$

Menghitung faktor frekuensi (K)

Diketahui:

$$Yt = 3,1985$$

$$Yn = 1,523$$

$$Sn = 1,06$$

$$K = \frac{yt - yn}{Sn}$$

$$K = \frac{3,1985 - 1,523}{1,06}$$

$$K = 2,52$$

Untuk menghitung besarnya curah hujan yang direncanakan pada periode ulang t (Xt)

$$Xt = Xr + (Sx \cdot K)$$

$$Xt = 120,79 + (35,05 \times 2,52)$$

$$Xt = 209,27$$

T berikutnya dihitung dengan cara yang sama.

Analisis Distribusi Probabilitas

Berdasarkan hasil uji Chi-Square dan Smimov-Kolmogorov, maka peredaran Gumbel dinilai baik.

Tabel 2 Hasil uji Chi-Square dan uji Smirnov-Kolmogorov

No	Periode ulang (T)	Curah Hujan yang Direncanakan (mm)			
		Metode Distribusi Frekuensi			
		Normal	Log Biasa	Gumbel	Log Orang Tipe III
1	25	194,40	2,352	209,27	183,147
2	50	217,19	2,442	232,53	192,632
3	100	241,72	2,539	255,62	200,618

Tabel 3 Hasil uji Chi-Kuadrat

Hasil	Normal	Log Biasa	Gumbel	Log Orang Tipe III
Hitung Chi-Kuadrat (X ²)	1,500	1,500	1,500	1,500
Hitung Chi-Kuadrat (X ² _{cr})	7,815	7,815	7,815	7,815
Hipotesa	Sesuai	Sesuai	Sesuai	Sesuai

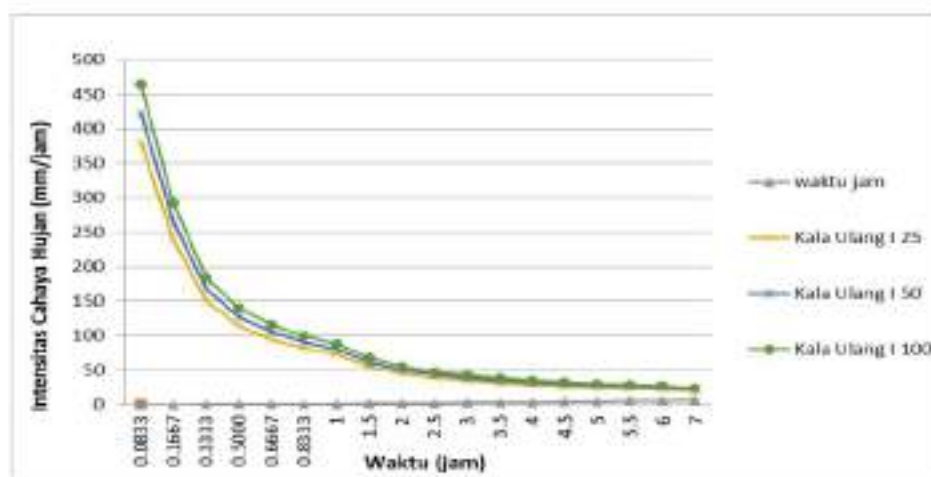
Tabel 4 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov

Hasil	Normal	Log Biasa	Gumbel	Log Orang Tipe III
SmirnovHitung (Δ P _{max})	1,071	1,071	1,065	1,942
SmirnovHitungan (Δ P _{kritis})	1,29	1,29	1,29	1,29
Hipotesa	Sesuai	Sesuai	Sesuai	Sesuai

Metode yang digunakan dalam menghitung curah hujan rencana adalah metode Distribusi Gumbel.

Distribusi hujan efektif jam-jaman

Dalam mengerjakan sosialisasi jam dalam ulasan ini, strategi mononobe digunakan, sehingga didapat hasil sebagai berikut.



Gambar 2 Grafik intensitas curah hujan dengan metode mononobe T (jam)

Grafik di atas menunjukkan hubungan antara intensitas hujan dengan lamanya hujan,

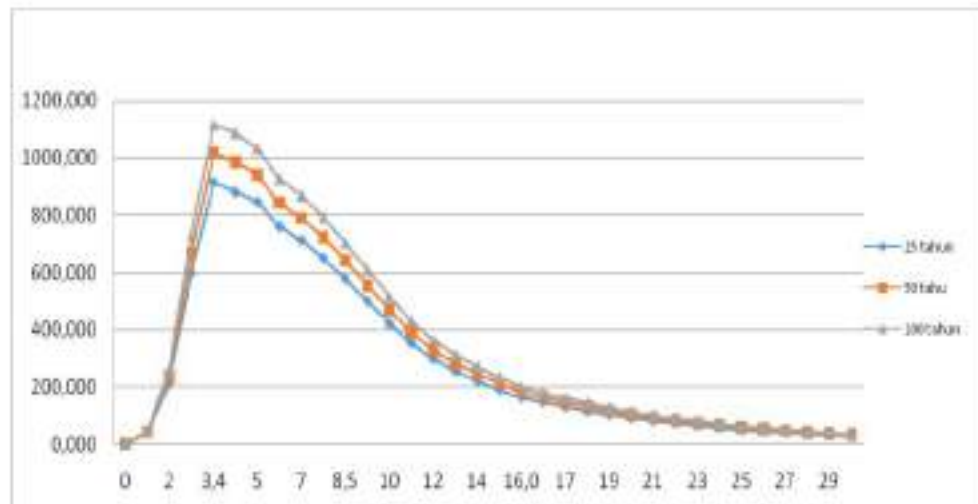
semakin besar durasi hujan maka intensitas hujannya semakin kecil, sebaliknya semakin

kecil durasi hujan maka intensitas hujannya semakin besar.

Analisis Debit banjir Rancangan Menggunakan HSS Nakayasu

Perhitungan hidrograf banjir dilakukan

dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Hasil perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu sebagai berikut.

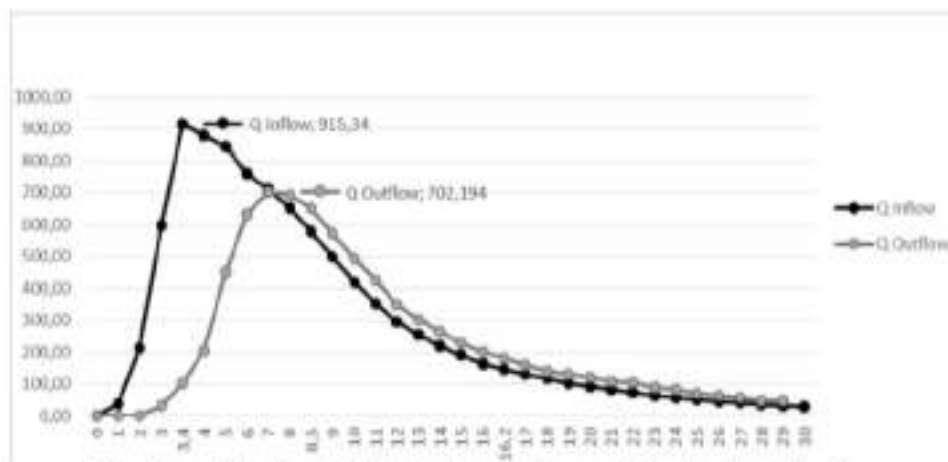


Gambar 3 Desain grafik hidrograf banjir

Dari grafik rekapitulasi rancangan hidrograf di atas dapat disimpulkan bahwa debit puncak pada kala ulang ke-25 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidrograf sebesar 915,343 m³/detik, sedangkan pada kala ulang ke-50 debit puncak terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit hidrograf sebesar 1017,088 m³/detik, dan pada kala ulang 100 debit puncak terjadi pada 3,4 jam, dengan debit hidrograf sebesar 1118,081 m³/detik.

Analisis Penelusuran Banjir Lewat Pelimpah

Analisis debit banjir rencana dengan bendungan dilakukan perhitungan dengan dua kondisi yaitu kondisi muka air normal. Untuk mendapatkan debit banjir rencana dengan bendungan menggunakan perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah sehingga didapatkan debit banjir rencana berikut.



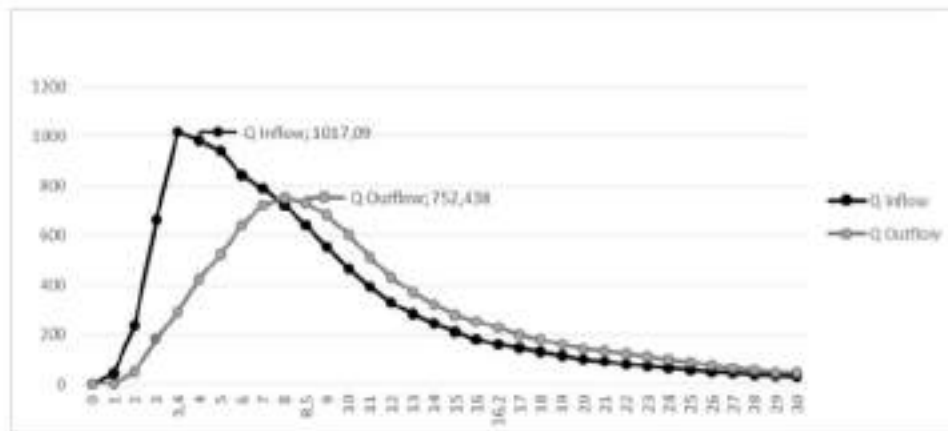
Gambar 4 Grafik debit inflow dan outflow pada kala ulang 25 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan

outflow di atas terlihat bahwa debit puncak

inflow pada periode ulang 25 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow sebesar 915,343 m³/detik, dan debit puncak outflow

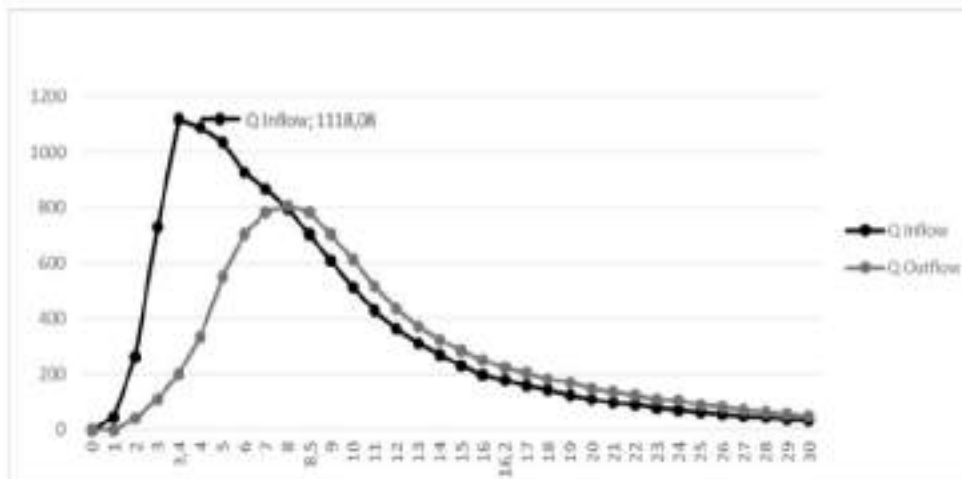
terjadi pada jam ke 8, dengan debit keluar sebesar 702,194 m³/detik.



Gambar 5 Grafik debit inflow dan outflow pada kala ulang 50 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan outflow di atas dapat anda dilihat, debit arus masuk puncak pada waktu kembali 50 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow

sebesar 1017,09 m³/detik, dan debit puncak outflow terjadi pada jam ke-8, dengan debit outflow sebesar 752,438 m³/detik.



Gambar 6 Grafik debit inflow dan outflow pada kala ulang 100 tahun

Dari grafik perbandingan debit inflow dan outflow di atas terlihat bahwa debit puncak inflow pada kala ulang 100 terjadi pada waktu 3,4 jam, dengan debit inflow sebesar

1118,08 m³/detik, dan debit puncak outflow terjadi pada jam 8, dengan n debit keluar sebesar 807,680 m³/detik.

Tabel 5 Rekapitulasi Perhitungan Debit Inflow dan Outflow

Kondisi	Kala ulang (Tahun)	Debit (m ³ /detik)	Pengurangan jumlah banjir (m ³ /detik)
Sebelum bendungan	25	915,34	213,34
Setelah bendungan		702,19	
Sebelum bendungan	50	1017,09	264,65

Kondisi	Kala ulang (Tahun)	Debit (m ³ /detik)	Pengurangan jumlah banjir (m ³ /detik)
Setelah bendungan		752,44	
Sebelum bendungan	100	1118,08	310,40
Setelah bendungan		807,68	

Hasil penyelidikan menunjukkan debit banjir yang terjadi sebelum bendungan Pamukkulu untuk kala ulang 25, 50 dan 100 tahun diketahui sebesar 915,34 m³/detik, 1017,09 m³/detik dan 1118,08 m³/detik. Tinjauan banjir dilakukan dengan kondisi tinggi muka air normal menggunakan kala ulang yang sama secara berurutan debit outflow yang dihasilkan pada kondisi tinggi muka air normal yaitu sebesar 702,19 m³/dtk, 752,44 m³/dtk, dan 807,68 m³/dtk serta debit banjir yang dapat tereduksi diperoleh sebesar 213,15 m³/detik, 264,65 m³/detik dan 311,40 m³/detik.

4. PENUTUPAN

Kesimpulan

Kesimpulan yang dapat ditarik dari analisis sebelumnya adalah sebagai berikut:

1. Pada penelitian ini terjadi perubahan debit yang signifikan. Sebelum bendungan debit banjir masuk maksimal ke dalam bendungan sebesar 1118,08 m³/detik. Berdasarkan hasil penelusuran banjir melalui saluran pelimpah diperoleh debit maksimum sebesar 807,68 m³/detik, sehingga diperoleh debit banjir berkurang sebesar 311,40 m³/detik.
2. Adanya bendungan di wilayah DAS Pamukkulu mempengaruhi kondisi hidrologi DAS seperti menurunnya debit puncak. Dari hasil analisa dapat disimpulkan bahwa debit maksimum setelah bendungan tidak melebihi debit banjir sebelum bendungan, sehingga dapat dikatakan bahwa keberadaan Bendungan Pamukkulu dapat meminimalisir terjadinya banjir berlebih (banjir) pada saat curah hujan tinggi.

Saran

Diharapkan bagi peneliti selanjutnya dapat mengembangkan lebih lanjut penelitian ini

terkait regim aliran sungai dengan menggunakan parameter lain seperti menganalisis pola aliran sungai dengan menggunakan metode tertentu yang terkait.

DAFTAR PUSTAKA

- Asdak, C. (2010). *Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai* (Revisi ke-5). Universitas Gadjah Mada.
- Asmoro, W. (2007). *Evaluasi Kinerja Bendungan Wadas Lintang*. Universitas Diponegoro.
- Cahyono, AT (2013). *Perencanaan pengendalian Banjir Kali Kemuning Kota Semarang*. Institut Teknologi Sepuluh November.
- Joesron, L. (1992). *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*. Departemen Pekerjaan Umum. Jakarta.
- Kodoatie, RJ, dan Sugiyanto. (2002). *Banjir (Beberapa Penyebab dan Metode Pengendalian)* (Edisi ke-1).
- Suryono, S & Takeda, K. (2003). *Hidrologi untuk Pengairan*. Pradnya Paramita Jakarta.
- Soemarto, C. (1995). *Hidrolik*. Penerbit Erlangga.
- Suripin. (2002). *Pelestarian Sumber Daya Tanah dan Air*. Yogyakarta: Penerbit Andi.
- Suripin. (2003). *Sistem Drainase Kota yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Penerbit Andi.
- Triatmodjo, B. (2008). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.