

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK
UNTUK KEAMANAN BANGUNAN BENDUNGAN
BENDO
(*ANALYSIS FLOOD ROUTING RESERVOIR FOR
SAFETY BUILDING BENDO DAM*)**

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Ria Antri Meda
17511219**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

TUGAS AKHIR

ANALISIS PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK UNTUK KEAMANAN BANGUNAN BENDUNGAN BENDO (*ANALYSIS FLOOD ROUTING RESERVOIR FOR SAFETY BUILDING BENDO DAM*)

Disusun oleh



Ria Antri Meda
17511219

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 29 Agustus 2022
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

Bambang Sulistiono, Ir., MSCE.
NIK : 805110201

Penguji I

Pradipta Nandi Wardhana, S.T., M.Eng.
NIK : 135111102

Penguji II

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T.
NIK : 88511010

Mengesahkan,



Ketua Program Studi Teknik Sipil

Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.
NIK : 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 29 Agustus 2022

Yang membuat pernyataan,



Ria Antri Meda

(17511219)

KATA PENGANTAR

Puji syukur atas kehadiran Allah SWT. yang telah memberikan rahmat serta hidayah-Nya. Shalawat serta salam selalu terlimpah kepada Nabi Muhammad Shallallahu Alaihi Wasallam beserta sahabat-sahabat dan keluarga-Nya. Hanya dengan ridha-Nya sehingga dapat terlaksana penyelesaian Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Penelusuran Banjir Pada Waduk Untuk Keamanan Bangunan Bendungan Bendo*.

Tugas Akhir yang telah dikerjakan untuk memenuhi salah satu syarat akademik guna menyelesaikan studi strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam penyusunan Tugas Akhir ini terdapat hambatan yang muncul, namun berkat semangat, kritik dan juga saran dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, saya ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Bambang Sulistiono, Ir., MSCE. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak sekali dukungan, ilmu serta arahan demi terselesaikannya Tugas Akhir ini,
2. Bapak Pradipta Nandi Wardhana, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji I yang telah memberikan ilmu serta arahan terhadap Tugas Akhir ini
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T. selaku dosen penguji II yang telah memberikan ilmu serta arahan terhadap Tugas Akhir ini.
4. Ibu Wartini dan Bapak Sumadi yang telah memberikan dukungan baik dari segi spiritual maupun material hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini
5. Arsyia Puri Azzahra, Ririn Ila Kustomi, dan Yudha Arya Rionaldo yang selalu mendoakan serta memberikan semangat, dan.
6. Teman – teman terdekat yang selalu memberikan semangat

Akhir kata, Penulis berharap agar Tugas Akhir ini bermanfaat bagi berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 29 Agustus 2022

Penulis,

Ria Antri Meda

17511045



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
BAB I	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Manfaat Penelitian	2
1.5 Batasan Penelitian	2
BAB II	3
2.1 Tinjauan Umum	3
2.2 Penelitian Terdahulu	3
2.3 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya	5
BAB III	9
3.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)	9
3.2 Analisis Frekuensi	9
3.3 <i>Probable Maximum Precipitation</i> (PMP)	15
3.4 Hujan Rencana	19
3.5 Hujan Efektif	19
3.6 Hidrograf Satuan	20
3.7 Debit Banjir Rancangan	24
3.8 Penelusuran Banjir pada Waduk	25

BAB IV .	26
4.1 Metode Penelitian	26
4.2 Alat dan Data yang digunakan	26
4.3 Lokasi Penelitian	26
4.4 Tahapan Penelitian	26
BAB V	30
5.1 Analisis Hujan Harian Maksimum Kawasan	30
5.2 Analisis Frekuensi	32
5.3 PMP (<i>Probable Maximum Precipitation</i>)	41
5.4 Distribusi Hujan Jam – Jaman	42
5.5 Hujan Rencana	44
5.6 Hidrograf Satuan Sintetik	49
5.7 Penelusuran Banjir pada Waduk	58
BAB VI.	66
6.1 Kesimpulan	66
6.2 Saran	66
DAFTAR PUSTAKA	64
LAMPIRAN	65

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan dengan peneliti terdahulu	7
Tabel 3.1	Parameter Statistic C_s dan C_k Distribusi Frekuensi	9
Tabel 3.2	Nilai y_n dan s_n fungsi jumlah data	11
Tabel 3.3	Nilai Δ kritik uji Smirnov Kolmogorov	14
Tabel 4.1	Data Teknis Bendungan Bendo	26
Tabel 5.1	Curah Hujan Harian Maksimum Rata – Rata	31
Tabel 5.2	Parameter Statistik Analisis Frekuensi	33
Tabel 5.3	Data Logaritma Curah Hujan Harian Maksimum	34
Tabel 5.4	Hasil perhitungan nilai hujan kala ulang	36
Tabel 5.5	Data hujan dan probabilitasnya	36
Tabel 5.6	Hasil perhitungan interval kelas	39
Tabel 5.7	Analisis X^2 distribusi Log Pearson Type III	39
Tabel 5.8	Rekapitulasi Transformasi Data Hujan Harian Menjadi Hujan Jam – Jaman	43
Tabel 5.9	Hasil perhitungan hujan efektif kala ulang 100 tahun	45
Tabel 5.10	Hasil perhitungan hujan efektif kala ulang 1000 tahun	46
Tabel 5.11	Hasil Perhitungan Hujan Efektif PMP	47
Tabel 5.12	Parameter Untuk Perhitungan HSS Gama I	48
Tabel 5.13	Hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Koreksi Gama I	51
Tabel 5.14	Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 100 Tahun	52
Tabel 5.15	Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 1000 Tahun	53
Tabel 5.16	Hasil Perhitungan PMF	54
Tabel 5.17	Data Hubungan Tampungan, <i>Outflow</i> , dan Elevasi	55
Tabel 5.18	Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{100}	57
Tabel 5.19	Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{1000}	58

Tabel 5.20 Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{PMF}	59
Tabel 5.21 Angka Tinggi Jagaan Bendungan Urugan	61
Tabel 5.22 Hasil Keamanan Bendungan dari Penelusuran Banjir	62



DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Grafik hubungan Km Durasi Hujan dan Hujan Harian Maksimum Tahunan Rata – Rata	16
Gambar 3.2	Grafik Hubungan Antara $X_n - M/X_n$, dengan Faktor Penyesuaian X_n	16
Gambar 3.3	Grafik Hubungan Antara $S_n - M/S_n$, dengan Faktor Penyesuaian S_n	17
Gambar 3.4	Grafik Penyesuaian Terhadap Panjang Data	17
Gambar 3.5	Grafik Koefisien reduksi dari R-24jam	18
Gambar 3.6	Hidrograf Satuan Sintetik Gama I	21
Gambar 3.7	Sketsa Penetapan WF	22
Gambar 3.8	Sketsa Penetapan RUA	23
Gambar 3.9	Sketsa Penetapan pangsa sungai	23
Gambar 4.1	Flowchart Pelaksanaan Penelitian	28
Gambar 5.1	Hasil Analisis Poligon Thiessen	29
Gambar 5.2	Penggambaran Probabilitas Distribusi Log Pearson Type III	37
Gambar 5.3	Diagram Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun	45
Gambar 5.4	Diagram Hujan Efektif Kala Ulang 1000 Tahun	46
Gambar 5.5	Diagram Hujan Efektif PMP	47
Gambar 5.6	Sketsa Penetapan RUA	23
Gambar 5.7	Sketsa Penetapan RUA	23
Gambar 3.8	Sketsa Penetapan RUA	23
Gambar 5.9	Hidrograf Banjir Rencana	54
Gambar 5.10	Hubungan $S + \frac{Q}{2} \Delta t$ dengan Elevasi	56
Gambar 5.11	Hubungan <i>Outflow</i> dengan Elevasi	56
Gambar 5.12	Hidrograf Penelusuran Banjir Q_{100}	60
Gambar 5.13	Hidrograf Penelusuran Banjir Q_{1000}	60



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Denah Bendungan Bendo	66
Lampiran 2	Daerah Genangan Waduk Bendo	67
Lampiran 3	Curah Hujan Maksimum Harian	68
Lampiran 4	Tabel Faktor Frekuensi K_t untuk Distribusi Log Pearson Type III Cs Positif	69
Lampiran 5	Nilai X^2 Chi Square	70

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

α	= Derajat Kepercayaan
B	= Panjang Pelimpah (m)
Cs	= Koefisien Kepencengan
Ck	= Koefisien Kurtosis
Cv	= Koefisien Variasi
Cd	= Koefisien debit
D	= Kerapatan Jaringan Kuras
Dk	= Derajat Kebersihan
f	= Faktor Koreksi
I	= Intensitas Hujan (mm/jam)
K	= Koefisien Resensi
k	= Jumlah Kelas
Kt	= Faktor Frekuensi
n	= jumlah Data
p	= Parameter
Q	= Debit (m ³ /s)
Q _B	= Aliran Dasar (m ³ /s)
Q _P	= Debit Puncak Banjir (m ³ /s)
RUA	= Luas Relatif DAS Sebelah Hulu
S	= Tampang (m ³)
SF	= Faktor Sumber
SN	= Frekuensi Sumber
Sn	= Standart Deviasi
S _{n-m}	= Nilai Standart Deviasi tanpa Hujan Maksimum
SIM	= Faktor Simetri

T	= Periode (jam)
T_R	= Waktu Puncak (jam)
T_B	= Waktu Dasar (jam)
V_0	= Volume Limpasan (m^3)
WF	= Faktor Lebar
$\bar{X}$	= Rata – rata data curah hujan (mm)
X^2_{cr}	= Chi Kuadrat Kritis
X_n	= Rata – Rata hujan Maksimum Tahunan (mm)
X_{n-m}	= Nilai rata – rata curah hujan tanpa hujan maksimum (mm)
X_T	= Hujan Rencana Kala Ulang (mm)
Y_t	= Perubahan Reduksi
Y_n	= Nilai Reduksi dari Tabel

ABSTRAK

Bendungan Bendo terletak di Sungai Kali Keyang Dusun Bendo, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo, Jawa Timur. Analisis hidrologi yang dilakukan untuk perencanaan Bendungan Bendo sebelumnya menggunakan data curah hujan tahun 1973 – 2003. Berhubung tersedia data yang lebih baru yaitu data hujan tahun 2001 – 2020, maka perlu dilakukan kajian ulang keamanan bendungan dari bahaya *overtopping* terhadap data baru tersebut.

Penelusuran banjir pada waduk dilakukan dengan data curah hujan tahun 2001-2020. Hujan rancangan dihitung dengan cara analisis frekuensi kala ulang 100 dan 1000 tahun dan dengan cara PMP. Hidrograf satuan digunakan metode Hidrograf Satuan Sintetik Gama I. Analisis penelusuran banjir dihitung secara analitik dengan metode Puls.

Waduk Bendo dengan tinggi bendungan utama 71 m dan elevasi puncak +224 m masuk kedalam kategori tinggi jagaan minimal 3 m. Berdasarkan hasil perhitungan dalam keadaan Q_{100} , Q_{1000} , dan Q_{PMF} ditambah dengan tinggi jagaan diperoleh elevasi maksimum dibawah elevasi puncak bendung yaitu $Q_{100} + 222,742$ m, Q_{1000} sebesar +222,916 m, dan Q_{PMF} sebesar +223,334 m, sehingga Bendungan Bendo dapat menampung debit banjir tanpa adanya *overtopping*.

Kata kunci : PMP, HSS Gama I, *Reservoir*, Penelusuran Banjir, Bendungan.

ABSTRACT

Bendo Dam is located on the Keyang River, Bendo Hamlet, Ngindeng Village, Sawoo District, Ponorogo Regency, East Java. The hydrology analysis carried out for planning the Bendo Dam previously used rainfall from 1973 – 2003. Since newer rainfall is available for 2001 – 2020, it is necessary to review the safety of the dam from the danger of overtopping.

Flood routing in the reservoir was carried out using rainfall for 2001-2020. The design rain was calculated by analyzing the frequency of 100 and 1000 year return periods and by the PMP method. The unit hydrograph used is Synthetic Unit Hydrograph Gama I method. Flood routing analysis was calculated analytically using the Puls method.

Bendo Reservoir with a main dam height of 71 m and elevation of +224 m is included in the category of a minimum guard height of 3 m. Based on the calculation results in the conditions of Q_{100} , Q_{1000} , and Q_{PMF} with the guard height, the maximum elevation below the weir elevation is Q_{100} +222.742 m, Q_{1000} is +222.916 m, and Q_{PMF} is +223.334 m, so that the Bendo Dam can accommodate flood discharge without overtopping.

Keyword : PMP, HSS Gama I, Reservoir, Flood Routing, DAM

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Ponorogo merupakan salah satu Kabupaten di Provinsi Jawa Timur yang terbagi menjadi 21 kecamatan, terdiri dari 305 desa dengan luas keseluruhan wilayah 1.371,78 km². Secara geografis Ponorogo terletak pada 111° 17' – 111° 52' Bujur Timur dan 7° 49' – 8° 20' lintang Selatan. Berdasarkan informasi yang diperoleh dari situs resmi Pemerintahan Kabupaten Ponorogo tentang keadaan geografisnya, sebanyak 79% dari keseluruhan wilayah Ponorogo merupakan daratan rendah yang terletak diketinggian kurang dari 500 mdpl.

Pada tahun 2013 pihak Kementrian PUPR dari bagian Penjabat Pembuat Komitmen (PPK) Perencanaan SNVT Pembangunan Bendungan, Balai Besar Wilayah Sungai (BBWS) Bengawan Solo membangun Bendungan Bendo di Kabupaten Ponorogo. Bendungan Bendo terletak di Kali Keyang atau dikenal dengan nama Kali Ngindeng di Dusun Bendo, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo. Bendungan Bendo telah diresmikan pada tahun 2021 bertujuan sebagai pengendali banjir Kabupaten Ponorogo. Selain itu, untuk mengatasi kekeringan yang terjadi pada musim kemarau. Tampungan air Waduk Bendo dapat menyediakan air irigasi untuk meningkatkan intensitas tanam serta penyedia air baku minum dan industri. Tujuan lain pembangunan Bendungan Bendo yaitu terbukanya lapangan pekerjaan di bidang pariwisata bagi masyarakat sekitar.

Bendungan dirancang untuk dapat menampung debit banjir supaya tidak mengalami *overtopping* yang dapat menyebabkan terjadinya bencana. Dengan penelusuran banjir pada waduk dapat mengetahui elevasi air maksimum limpasan yang terjadi. Dalam perancangan Bendungan Bendo perencana sebelumnya menggunakan data curah hujan dari 3 Stasiun, yaitu Stasiun Sooko, Pundak, dan Sawoo Tahun 1973 – 2003. Berhubung tersedia data yang lebih baru yaitu data hujan tahun 2001 – 2020, maka perlu dilakukan kajian ulang keamanan bendungan

dari bahaya *overtopping* terhadap data baru tersebut. Stasiun hujan terdekat dari Bendungan Bendo yang akan digunakan untuk penelusuran banjir ulang yaitu Stasiun Sooko, dan Ngebel. Apabila elevasi maksimum dari hasil penelusuran banjir dengan data terbaru tidak melebihi elevasi puncak bendungan maka Bendungan Bendo aman dari bahaya *overtopping*.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah diuraikan, maka didapatkan rumusan masalah pada penelitian ini yaitu :

1. Bagaimana hasil *outflow* maksimum serta elevasi maksimum diatas mercu pelimpah pada waduk Bendo setelah dilakukan penelusuran banjir dengan data hujan terbaru ?
2. Bagaimana keamanan bendungan dari bahaya *overtopping* setelah dianalisis dengan data hujan terbaru ?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian ini adalah:

1. Mengetahui hasil *outflow* maksimum serta elevasi maksimum diatas mercu pelimpah pada waduk Bendo setelah dilakukan penelusuran banjir dengan data hujan terbaru.
2. Mengetahui keamanan bendungan dari bahaya *overtopping* setelah dianalisis dengan data hujan terbaru.

1.4 Manfaat Penelitian

Untuk mengetahui keamanan Bendungan Bendo dari bahaya *overtopping* dengan data curah hujan yang terbaru.

1.5 Batasan Penelitian

Agar penelitian ini tidak menyimpang dari tujuan, maka diberikan batasan – batasan sebagai berikut :

1. Data curah hujan 20 tahun (2001 – 2020)
2. Penelusuran banjir pada tampungan waduk.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Pada musim penghujan di suatu daerah ada kemungkinan terjadi hujan yang terus menerus dan menyebabkan terjadinya bencana banjir. Penelusuran banjir pada waduk dilakukan untuk mengetahui debit *outflow* maksimum dan tinggi air maksimum di atas ambang pelimpah. Bangunan pelimpah berfungsi untuk membuang air yang berlebih pada tampungan waduk untuk menghindari terjadinya *overtopping* pada tubuh bendungan.

2.2 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu digunakan sebagai bahan referensi menyelesaikan permasalahan dalam penelitian. Penelitian terdahulu yang digunakan yaitu sebagai berikut :

1. Analisis Debit Banjir dan Penelusuran Banjir di Bendungan Cipanas Kabupaten Sumedang.

Qais dan Permana (2021) dalam jurnalnya melakukan analisis penelusuran banjir Bendungan Cipanas yang sudah direncanakan oleh BBWS Cimanuk- Cisanggarung untuk menanggulangi permasalahan banjir di daerah Pantura. Dalam mengatasi permasalahan banjir di wilayah Pantura dibutuhkan besarnya debit *inflow* dan debit *outflow*. Penelitian ini berfokus pada debit banjir rencana untuk menghitung perencanaan dimensi pelimpah, supaya debit banjir puncak tidak melimpas ke puncak Bendungan Cipanas.

Hidrograf satuan sintetik yang digunakan untuk mengetahui debit *inflow* adalah metode HSS Nakayasu dan HSS Snyder sedangkan metode yang digunakan untuk penelusuran banjir adalah metode *Linear Reservoir* dan *Level Pool Routing*.

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan diperoleh debit *inflow* HSS Nakayasu Q_{1000} adalah $653,035 \text{ m}^3/\text{s}$ dan metode HSS Snyder Q_{1000} adalah $583,106 \text{ m}^3/\text{s}$. Selain itu hasil dari perhitungan debit *outflow* dengan penelusuran banjir Q_{1000} metode *Linear Reservoir* pada HSS Nakayasu adalah $287,99 \text{ m}^3/\text{s}$ dan HSS Snyder sebesar $529,61 \text{ m}^3/\text{s}$. Sedangkan dengan metode *Level Pool Routing* pada HSS Nakayasu $38,47 \text{ m}^3/\text{s}$ dan HSS Snyder mencapai $231,11 \text{ m}^3/\text{s}$. Berdasarkan hasil tersebut menunjukkan bahwa untuk perencanaan dimensi pelimpah dari debit puncak rencana maka digunakan kala ulang Q_{1000} tahun dengan metode HSS Snyder. Hasil tersebut menunjukkan *inflow* lebih besar dari *outflow* maka pada bendungan tersebut terjadi genangan, besarnya tergantung durasi waktu yang diperhitungkan.

2. Evaluasi Kapasitas Spillway Bendungan Darma Sebagai Salah Satu Dasar dari Aspek Keamanan Bendungan.

Putra dan Kumala (2019) dalam jurnalnya melakukan analisis kapasitas Bendungan Darma yang sudah berdiri sejak tahun 1961 mengenai kemampuan dalam menjaga agar tidak terjadi limpasan. Bendungan Darma yang sudah sangat tua cenderung akan mengalami limpasan dan keluarnya air lewat lubang-lubang fondasi sehingga memerlukan bangunan pelimpah yang mampu mengalirkan kelebihan air untuk mencegah kenaikan elevasi muka air banjir pada Bendungan. Kondisi tersebut memerlukan pengkajian ulang kapasitas pelimpah waduk untuk menghindari limpasan terhadap puncak bendungan.

Dalam penelitian ini digunakan data sekunder. Metode yang digunakan untuk hujan rancangan adalah analisis frekuensi Normal dan untuk menentukan debit banjir rencana menggunakan HSS Gama I. Penelusuran banjir dilakukan pada waduk Bendungan Darma.

Berdasarkan hasil analisis kala ulang 1000 tahun didapatkan Q_{inflow} $879,02 \text{ m}^3/\text{s}$, Q_{outflow} $574,44 \text{ m}^3/\text{s}$, dan elevasi Muka Air Banjir (MAB) adalah $+713,17 \text{ m}$. Perhitungan PMF diperoleh Q_{Inflow} $1546,63 \text{ m}^3/\text{s}$, Q_{outflow}

620,74, dan elevasi maksimum adalah +714,46 m. Elevasi puncak mercu bendungan +715,00 m. Selisih muka air melimpah dan mercu bendung pada Q_{1000} adalah 1,83 m dan pada Q_{PMF} adalah 0,54 m. Menurut SNI batas maksimal banjir yang mungkin terjadi yaitu sebesar 0,75 di bawah puncak mercu. Dilihat dari hasil perhitungan pada saat terjadi debit banjir PMF bendungan mengalami *overtopping*.

3. Penelusuran Banjir Pada Embung Lambadeuk Kabupaten Aceh Besar.

Radityo dkk. (2018) dalam jurnalnya melakukan analisis penelusuran banjir dengan luas DAS sebesar $\pm 3,1 \text{ km}^2$ dan luas genangan $\pm 6 \text{ Ha}$. Penelitian dilakukan untuk menghitung debit banjir rencana dan menganalisis kembali penelusuran banjir.

Berdasarkan data curah hujan yang diperoleh hujan harian, untuk mengubah data menjadi hujan jam – jaman digunakan metode *Alternating Block Method* (ABM). Selanjutnya untuk menghitung hidrograf banjir menggunakan metode HSS SCS. Analisis penelusuran banjir menggunakan metode *Level Pool Routing*

Hasil analisis hujan rencana dengan hujan rencana periode ulang 1000 tahun sebesar 268,102 mm. Memiliki kapasitas tampungan sebesar $258.992,80 \text{ m}^3$ pada elevasi +17,80 m. Puncak debit *Inflow* sebesar $59,772 \text{ m}^3/\text{s}$ terjadi pada jam ke 11,7. Embung dapat mereduksi debit *outflow* menjadi $42,552 \text{ m}^3/\text{s}$ dan memperlambat terjadinya aliran puncak sampai pada jam ke 12,35. Dari hasil penelitian tersebut dapat disimpulkan bahwa saat kondisi hujan embung hanya mampu menampung jumlah debit yang mengalir sampai pada jam ke 12,35 saja.

2.3 Perbedaan dengan Penelitian Sebelumnya

Bendungan Bendo sebagai bangunan pengendali banjir Kabupaten Ponorogo dibangun pada tahun 2013 dengan data curah hujan Stasiun Sooko, Sawoo, dan Pundak tahun 1973 – 2003. Berhubung tersedia data yang lebih baru yaitu data hujan tahun 2001 – 2020, maka perlu dilakukan kajian ulang keamanan bendungan dari bahaya *overtopping* terhadap data baru tersebut. Stasiun hujan

terdekat dari Bendungan Bendo yang digunakan untuk penelusuran banjir ulang yaitu Stasiun Sooko, dan Ngebel. Metode yang digunakan untuk mengolah data curah hujan yaitu analisis frekuensi untuk kala ulang 100, 1000 tahun dan PMP . Hidrograf satuan yang digunakan yaitu Hidrograf Satuan Sintetik Gama I. Penelusuran banjir hanya dilakukan pada waduk dihitung secara analitik dengan metode Puls. Adapun perbandingan dengan penelitian terdahulu dapat dilihat pada Tabel 2.1 sebagai berikut.



Tabel 2.1 Perbedaan dengan penelitian sebelumnya

no	Penulis	Judul	Latar Belakang	Metodologi	Hasil Penelitian
1	Qais dan Permana (2021)	Analisis Debit Banjir dan Penelusuran Banjir di Bendungan Cipanas Kabupaten Sumedang	Bendungan Cipanas direncanakan untuk menanggulangi bencana banjir di daerah Pantura. Dalam mengatasi permasalahan banjir dibutuhkan debit <i>Inflow</i> dan debit <i>Outflow</i> . Penelitian ini berfokus pada debit banjir rencana untuk menghitung perencanaan dimensi pelimpah	Metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana adalah HSS Nakayasu dan HSS Snyder. Penelusuran banjir dilakukan dengan <i>linear reservoir</i> dan <i>level Pool Routing</i> .	metode Hidrograf satuan sintetik yang dipilih adalah HSS Snyder dengan nilai debit <i>inflow</i> $Q_{1000} = 653,035 \text{ m}^3/\text{s}$, dan debit <i>outflow</i> level pool routing $Q_{1000} = 231,11 \text{ m}^3/\text{s}$, <i>linear reservoir</i> $287,99 \text{ m}^3/\text{s}$
2	Putra dan Kumala (2019)	Evaluasi Kapasitas Spillway Bendungan Darma Sebagai Salah Satu Dasar Dari Aspek Keamanan Bendungan.	Bendungan Darma berdisi sejak 1961 sehingga cenderung akan mengalami limpasan. Kondisi tersebut memerlukan pengkajian ulang kapasitas pelimpah waduk untuk menghindari limpasan terhadap puncak bendungan.	penelusuran banjir pada waduk dilakukan berdasarkan hasil debit banjir dengan menggunakan metode HSS Gama I	debit inflow $Q_{1000} = 879,02 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{PMF} 1546,63 \text{ m}^3/\text{s}$. debit <i>outflow</i> $Q_{1000} = 574,44 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{PMF} = 620,74 \text{ m}^3/\text{s}$. Elevasi maksimum $Q_{1000} + 713,17 \text{ m}$, $Q_{PMF} + 715,00 \text{ m}$. Selisih muka air pelimpah dengan mercu bendung $Q_{1000} = 1,83 \text{ m}$, $Q_{PMF} = 0,54 \text{ m}$. berdasarkan hasil pada kondisi PMF bendungan mengalami <i>overtopping</i>

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan dengan penelitian sebelumnya

no	Penulis	Judul	Latar Belakang	Metodologi	Hasil Penelitian
3	Radityo dkk. (2018)	Penelusuran Banjir Pada Embung Lambadek Kab. Aceh Besar	penelusuran banjir dengan luas DAS sebesar $\pm 3,1 \text{ km}^2$ dan luas genangan $\pm 6 \text{ Ha}$. Penelitian dilakukan untuk menghitung debit banjir rencana dan menganalisis kembali penelusuran banjir.	Mengubah data menjadi hujan jam – jaman digunakan metode <i>Alternating Block Method</i> (ABM). Analisis debit banjir menggunakan HSS SCS. Penelusuran banjir menggunakan metode <i>Level Pool Routing</i>	Puncak debit Inflow sebesar $59,772 \text{ m}^3/\text{s}$ terjadi pada jam ke 11,7. Embung dapat mereduksi debit outflow menjadi $42,552 \text{ m}^3/\text{s}$ dan memperlambat terjadinya aliran puncak sampai pada jam ke 12,35.
4	Meda, Ria Antri (2022)	Analisis Penelusuran Banjir Pada Waduk untuk Keamanan Bangunan Bendungan Bendo	Bendungan Bendo dirancang dengan data hujan tahun 1973 - 2003. Oleh karena itu dilakukan analisis penelusuran banjir dengan data hujan terbaru yaitu tahun 2001 - 2020	Analisis curah hujan menggunakan analisis frekuensi kala ulang 100, 1000 tahun dan PMP. Hidrograf satuan yang digunakan yaitu HSS Gama I. Penelusuran banjir dihitung secara analitik dengan metode Puls	

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Daerah Aliran Sungai (DAS)

Menurut Triatmodjo (2008) Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung – punggung gunung atau pegunungan di mana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik atau stasiun yang ditinjau. DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis – garis kontur. Garis – garis kontur dipelajari untuk menentukan arah dari limpasan permukaan. Limpasan berasal dari titik – titik tertinggi dan bergerak menuju titik – titik yang lebih rendah dalam arah gerak lurus dengan garis – garis kontur. Air hujan yang jatuh di dalam DAS akan mengalir ke sungai utama yang ditinjau, sedangkan yang jatuh di luar DAS akan mengalir ke sungai lain di sebelahnya. Luas DAS diperkirakan dengan mengukur daerah itu pada peta topografi. Luas DAS sangat berpengaruh terhadap debit sungai. Pada umumnya semakin besar DAS semakin besar jumlah limpasan permukaan sehingga semakin besar aliran permukaan atau debit sungai.

3.2 Analisis Frekuensi

Menurut Triatmodjo (2008) tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Dengan analisis frekuensi akan diperkirakan besarnya banjir dengan interval kejadian seperti 10 tahunan, 100 tahunan atau 1000 tahun. Data yang digunakan dalam analisis ini berupa data debit atau hujan maksimum tahunan.

Dalam analisis frekuensi diperlukan pemilihan distribusi yang tepat agar bendungan dapat menahan debit banjir maksimum yang mungkin terjadi. Ada 4 distribusi analisis frekuensi yaitu Distribusi Gumbel, Log Pearson Type III, Normal dan Log Normal. Empat distribusi tersebut memiliki parameter nilai C_s dan C_k

masing – masing. Tabel 3.1 berikut merupakan parameter statistik C_s dan C_k dari distribusi analisis frekuensi

Table 3.1 Parameter Statistic C_s dan C_k Distribusi Frekuensi

Metode	C_k	C_s
Gumbel	5,4	1,14
Log Pearson Tipe III	Bebas	Bebas
Normal	3,0	0,0
Log Normal	$C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	$C_v^3 + 3C_v$

Sumber : Triatmodjo, (2008)

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

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S_d^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (3.1)$$

$$C_k = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \quad (3.2)$$

$$C_v = \frac{S_d}{\bar{X}} \quad (3.3)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)}} \quad (3.4)$$

Dengan :

S_d = Standar deviasi,

n = jumlah data, dan

$\bar{X}$ = nilai rata – rata data.

3.2.1 Analisis Distribusi Frekuensi

Dalam analisis frekuensi terdapat beberapa bentuk distribusi kontinyu yang sering digunakan yaitu distribusi gumbel, normal, log normal, dan log pearson tipe III.

1. Gumbel

Distribusi Gumbel memiliki persamaan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + S_d K \quad (3.5)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (3.6)$$

$$Y_t = -\ln\left(-\ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right) \quad (3.7)$$

Dengan :

X_T = hujan rencana untuk kala ulang,

$\bar{X}$ = rata – rata data hujan harian,

S_d = standar deviasi,

K = faktor frekuensi Gumbel,

Y_t = perubahan reduksi,

Y_n = perubahan reduksi yang diperoleh dari tabel, dan

n = jumlah data.

Nilai rerata dan deviasi standar Gumbel nilainya tergantung dari jumlah data seperti yang ada pada Tabel 3.2 sebagai berikut.

Tabel 3.2 Nilai y_n dan s_n Fungsi Jumlah Data

n	Sn	Yn	n	Sn	Yn
10	0,9497	0,4952	60	1,175	0,5521
15	1,021	0,5128	70	1,185	0,5548
20	1,063	0,5236	80	1,194	0,5567
25	1,091	0,539	90	1,201	0,5586
30	1,112	0,5362	100	1,206	0,56
35	1,128	0,5403	200	1,236	0,5672
40	1,141	0,5436	500	1,259	0,5724
45	1,152	0,5463	1000	1,269	0,5745
50	1,161	0,5485			

Sumber : Soemarto, (1987)

2. Normal

Distribusi normal mempunyai dua parameter yaitu rerata dan deviasi standar dari populasi. Distribusi Normal mempunyai persamaan sebagai berikut.

$$X_T = \bar{X} + S_x K \quad (3.8)$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)}} \quad (3.9)$$

Dengan :

X_T = debit banjir rencana untuk kala ulang T,

$\bar{X}$ = rata – rata data curah harian,

S_x = standart deviasi, dan

K = nilai variabel reduksi.

3. Log Normal

Distribusi log normal digunakan apabila nilai – nilai dari variable tidak mengikuti distribusi normal, tetapi nilai logaritmanya memenuhi distribusi normal. Adapun persamaan pada distribusi log normal yaitu sebagai berikut.

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T S\overline{\text{Log } X} \quad (3.10)$$

$$X_T = 10^{\text{Log } X_T} \quad (3.11)$$

Dengan :

$\overline{\text{Log } X}$ = logaritma rata – rata data hujan,

$S\overline{\text{Log } X}$ = standart deviasi dari hasil logaritma,

K_T = faktor frekuensi, dan

X_T = hujan maksimum harian.

4. Log Pearson Tipe III

Parameter – parameter statistik yang diperlukan oleh distribusi Log Pearson Tipe III yaitu, harga rata – rata, standar deviasi (S_d), koefisien kepengcengan (C_s), dan nilai faktor frekuensi (K_T) Log Pearson Tipe III. Untuk mendapatkan nilai parameter tersebut dapat digunakan persamaan sebagai berikut :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \quad (3.12)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=0}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \quad (3.13)$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2) (S_d)^3} \quad (3.14)$$

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T S_d \quad (3.15)$$

$$X_T = 10^{\text{Log } X_T} \quad (3.16)$$

Dengan :

$\overline{\text{Log } X}$ = logaritma rata – rata data hujan,

S_d = standart deviasi,

C_s = koefisien kepengcengan,

K_T = faktor frekuensi, dan

X_T = hujan maksimum harian.

3.2.2 Pengujian distribusi frekuensi

Pada pengujian ini dilakukan untuk mengetahui metode distribusi yang akan digunakan sesuai data yang ada. Ada dua cara untuk pengujian, yaitu uji chi square dan uji smirnov kolmogorov.

1. Chi Square

Metode pengujian Chi Square memiliki persamaan sebagai berikut :

$$X^2 = \sum_{t=1}^N \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \quad (3.17)$$

$$Ef = \frac{n}{k} \quad (3.18)$$

Dengan :

X^2 = nilai Chi – Square,

Ef = nilai frekuensi yang diharapkan,

Of = nilai yang diamati, dan

n = banyak data.

Nilai X^2 yang diperoleh harus lebih kecil dari nilai X^2_{cr} . Untuk suatu derajat nyata tertentu nilai yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan :

$$D_k = K - (\alpha + 1) \quad (3.19)$$

$$K = 3,3 \text{ Log } n \quad (3.20)$$

Dengan :

D_k = derajat kebersihan,

K = banyaknya kelas, dan

α = banyaknya parameter, untuk uji Chi Kuadrat adalah 2.

2. Smirov Kolmogorov

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

$$\Delta_{maks} = [P_{x'} - P_x] \quad (3.21)$$

Dengan :

Δ_{maks} = selisih data teoritis dan empiris

Apabila $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$, maka distribusi probabilitas dapat digunakan. Untuk menentukan nilai Δ_{cr} dapat dilihat dari table derajat kepercayaan pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Nilai Δ_{kritik} uji Smirnov Kolmogorov

n	α (derajat kepercayaan)			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,2	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,2	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Sumber : Triatmodjo, (2008)

3.3 *Probable Maximum Precipitation (PMP)*

Menurut Soemarto (1995) hujan berpeluang maksimum atau PMP didefinisikan sebagai tinggi terbesar hujan dengan durasi tertentu yang secara meteorologis dimungkinkan bagi suatu daerah pengaliran dalam suatu waktu dalam tahun, tanpa adanya kelonggaran yang dibuat untuk trend klimatologis jangka panjang. Untuk memperkirakan besarnya PMP tidak ada pembakuan, karena banyaknya data dan mutu data yang sangat beragam, misalnya lokasi dan besarnya daerah pengaliran, topografi daerah pengaliran dan wilayah sungai, tipe badai yang menghasilkan hujan ekstrim serta cuaca. Keuntungan menggunakan metode ini adalah waktu yang jauh lebih kecil yang diperlukan untuk menyelesaikan masalah dibandingkan dengan pendekatan cara lain, misalkan dengan pendekatan cara meteorology. Rumus yang digunakan diubah menjadi Hersfield yaitu sebagai berikut.

$$X_m = \overline{X_p} + K_m \cdot S_p \quad (3.22)$$

$$\overline{X_p} = \overline{X_n} \cdot f_1 \cdot f_2 \quad (3.23)$$

$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \quad (3.24)$$

Dengan :

X_m = hujan maksimum yang mungkin terjadi (mm),

$\overline{X_p}$ = rata – rata hujan maksimum tahunan dikalikan faktor penyesuaian (mm),

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

S_p = simpangan baku dari seri data hujan harian maksimum,

$\overline{X_n}$ = rata – rata data hujan maksimum tahunan (mm),

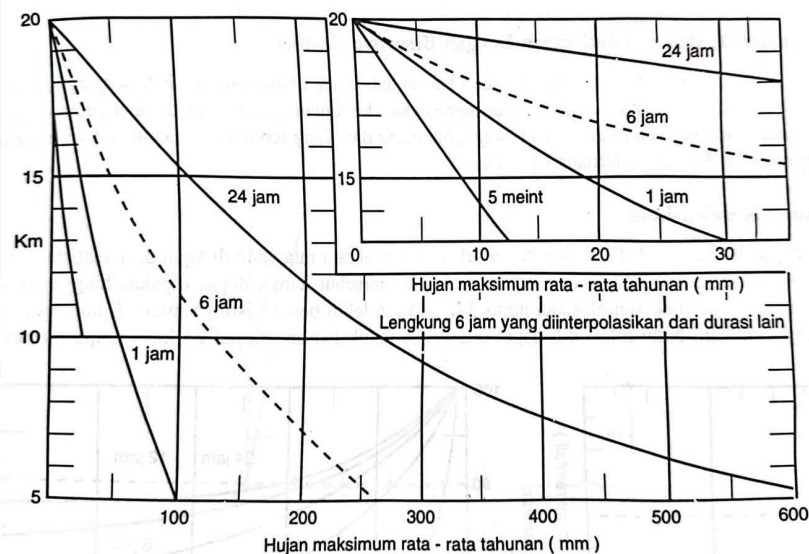
f_1 = faktor penyesuaian pada Gambar 3.2,

f_2 = faktor penyesuaian pada Gambar 3.4,

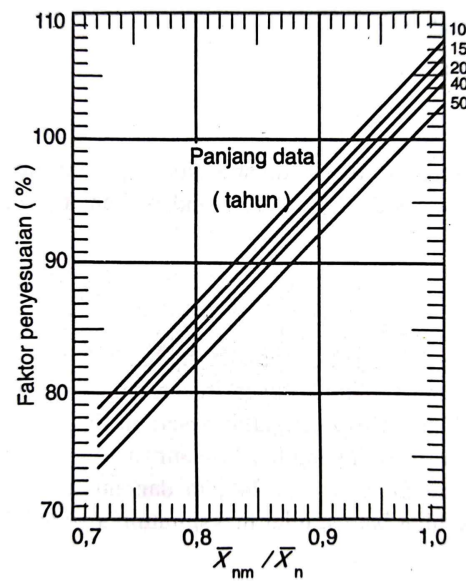
f_3 = faktor penyesuaian pada Gambar 3.3, dan

f_4 = faktor penyesuaian pada Gambar 3.4.

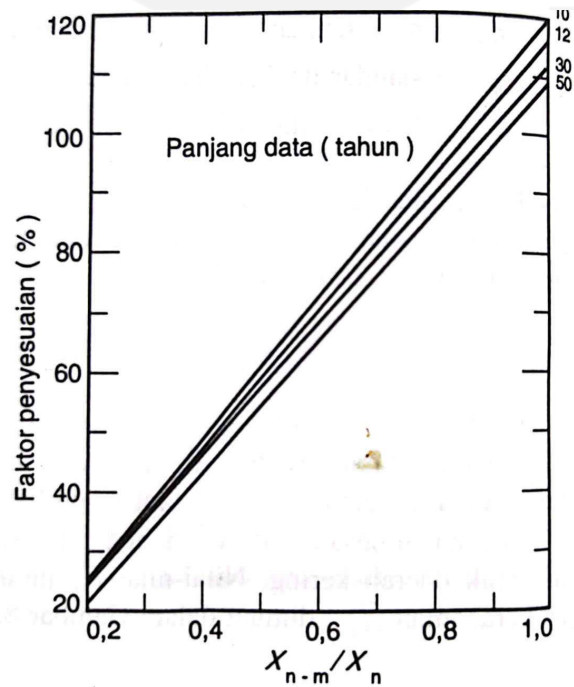
Apabila data hujan didapatkan dari periode tetap maka dikalikan dengan faktor 1,13; 1,02; dan 1,01 masing – masing untuk hujan dengan durasi 1 jam, 6 jam, dan 24 jam. Faktor penyesuaian rata – rata hujan harian maksimum dan simpangan baku diperoleh dari grafik pada Gambar 3.1 s/d 3.4 berikut :



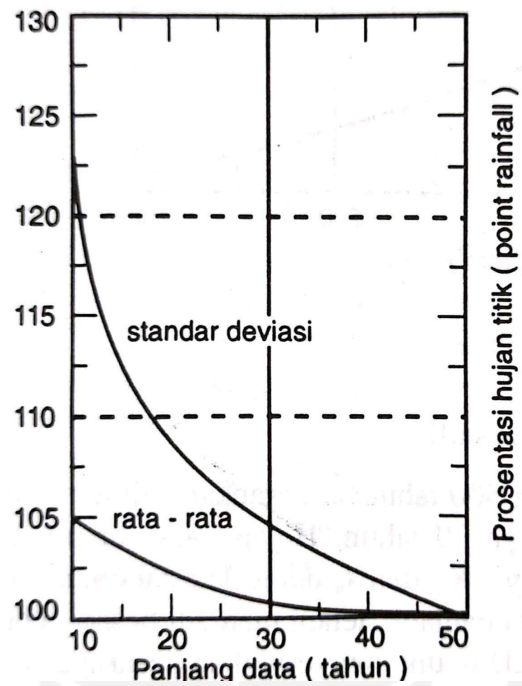
Gambar 3.1 Grafik Hubungan K_m Durasi Hujan dan Hujan Harian Maksimum Tahunan Rata – Rata
(Sumber : C.D. Soemarto 1995)



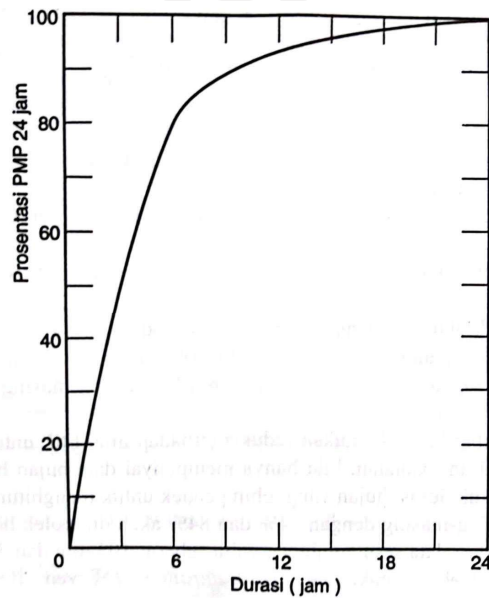
Gambar 3.2 Grafik Hubungan Antara $X_n\text{-}M/X_n$, Dengan Faktor Penyesuaian X_n
(Sumber : C.D. Soemarto 1995)



Gambar 3.3 Grafik Hubungan Antara $S_n\text{-}M/S_n$, Dengan Faktor Penyesuaian S_n
(Sumber : C.D. Soemarto 1995)



Gambar 3.4 Grafik Penyesuaian Terhadap Panjang Data
(Sumber : C.D. Soemarto 1995)



Gambar 8.18.

Gambar 3.5 Grafik Koefisien reduksi dari R-24jam
(Sumber : C.D. Soemarto 1995)

3.4 Hujan Rencana

Dalam analisis hujan aliran untuk memperkirakan debit banjir rencana diperlukan masukan hujan rencana ke dalam suatu system DAS. Hujan rencana tersebut dapat berupa kedalaman hujan di suatu titik atau *hyetograph* hujan rencana yang merupakan distribusi hujan sebagai fungsi waktu selama hujan deras. Pada perencanaan bangunan pelimpah suatu bangunan bendungan diperlukan hidrograf banjir rencana dengan periode ulang tertentu. Hidrograf banjir dapat diperoleh dengan menggunakan hidrograf satuan. Dalam hal ini data masukan yang diperlukan adalah *hyetograph* hujan rencana.

Alternating Block Method (ABM) adalah cara sederhana untuk membuat *hyetograph* rencana yang terjadi dalam n rangkaian interval waktu yang berurutan dengan durasi Δt . Kedalaman hujan diperoleh dari perkalian antara curah hujan jam – jaman dan durasi waktu. Perbedaan antara nilai kedalaman hujan yang berurutan merupakan pertambahan hujan dalam interval waktu. Pertambahan hujan tersebut diurutkan kembali ke dalam rangkaian waktu dengan curah hujan jam – jaman maksimum berada pada tengah – tengah durasi hujan dan sisanya disusun dalam urutan menurun secara bolak – balik pada kanan dan kiri dari blok tengah. Apabila data yang ada berupa data hujan harian, untuk mengubah data curah hujan harian menjadi data curah hujan jam – jaman dapat digunakan metode Mononobe dengan persamaan sebagai berikut.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.25)$$

Dengan :

I : intensitas curah hujan (mm/jam),

t : durasi hujan (jam), dan

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

3.5 Hujan Efektif

Hujan efektif adalah bagian dari hujan yang menjadi aliran langsung di sungai. Hujan efektif sama dengan hujan total yang jatuh dipermukaan tanah

dikurangi dengan kehilangan air. Air hilang karena terinfiltrasi, tertahan di dalam cekungan – cekungan di permukaan tanah dan penguapan. Salah satu cara untuk mencari kehilangan air guna menghitung aliran langsung adalah dengan menggunakan metode Φ_{Indeks} . Nilai Φ_{Indeks} adalah laju kehilangan air rerata yang disebabkan karena infiltrasi, tampungan permukaan, dan penguapan. Besarnya Φ_{Indeks} dapat dihitung menggunakan persamaan dari HSS Gama I sebagai berikut:

$$\Phi_{\text{Indeks}} = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN} \right)^4 \quad (3.26)$$

Dengan :

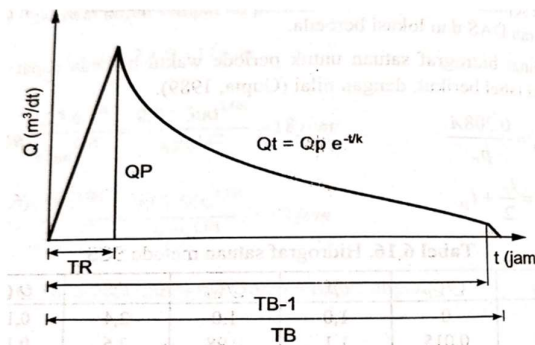
Φ_{Indeks} = indeks infiltrasi (*mm/jam*),
 A = luas DAS (*km²*), dan
 SN = frekuensi sumber.

3.6 Hidrograf Satuan

Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung yang tercatat diujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu. Metode ini dilakukan untuk mentransformasi dari data hujan menjadi debit aliran. Menurut Triatmodjo (2008) beberapa anggapan dalam penggunaan hidrograf satuan adalah sebagai berikut.

1. Hujan efektif mempunyai intensitas konstan selama durasi hujan efektif. Untuk memenuhi anggapan ini maka hujan deras yang dipilih untuk analisis adalah dengan durasi singkat.
2. Hujan efektif terdistribusi secara merata pada seluruh DAS. Dengan anggapan ini maka hidrograf satuan tidak berlaku untuk DAS yang sangat luas, karena sulit untuk mendapatkan hujan merata di seluruh DAS. Penggunaan pada DAS yang sangat luas dapat dilakukan dengan membagi DAS menjadi sejumlah sub DAS, dan pada setiap sub DAS dilakukan analisis hidrograf satuan.

Didaerah dimana data hidrologi tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuat hidrograf satuan sintetis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari DAS. Ada beberapa metode untuk hidrograf satuan salah satunya yaitu Gama I. Hidrograf satuan sintesis Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993, 2000) berdasar perilaku hidrologis 30 DAS di Pulau Jawa. HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*), dan sisi turun/resesi (*recession limb*). Pada Gambar 3.5 HSS Gama I tampak ada patahan dalam sesi resesi. Hal ini disebabkan sisi resesi mengikuti persamaan eksponensial yang tidak memungkinkan debit sama dengan nol. Dalam pengaruhnya sangat kecil namun harus diperhitungkan mengingat bahwa volume hidrograf satuan harus tetap satu.



Gambar 3.6 Hidrograf Satuan Sintetik GAMA I
(Sumber : Triatmodjo, 2008)

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu waktu naik (*time of rise* – T_R), debit puncak (Q_p), waktu dasar (T_B), dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti persamaan berikut :

$$Q_t = Q_p e^{-t/K} \quad (3.27)$$

Dengan :

Q_t = debit pada jam ke t (m^3/s),

Q_p = debit puncak (m^3/s),

t = waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam), dan

K = koefisien tampungan.

Persamaan – persamaan yang digunakan dalam HSS Gama I adalah :

1. Faktor sumber (S_F)

$$S_F = \frac{L_1}{L_N} \quad (3.28)$$

2. Frekuensi sumber (S_N)

$$S_N = \frac{P_1}{P_N} \quad (3.29)$$

3. Faktor lebar (W_F)

$$W_F = \frac{W_u}{W_L} \quad (3.30)$$

4. Luas DAS sebelah hulu (RUA)

$$RUA = \frac{A_u}{A} \quad (3.31)$$

5. Faktor simetri (SIM)

$$SI = W_F \times RUA \quad (3.32)$$

6. Kerapatan jaringan kuras (D)

$$D = \frac{LN}{A} \quad (3.33)$$

7. Waktu puncak HSS Gama I (T_R)

$$T_R = 0.43 \left(\frac{L}{100 S_F} \right)^3 + 1.0665 SIM + 1.2775 \quad (3.34)$$

8. Debit puncak banjir (Q_p)

$$Q_P = 0.1836 A^{0.5886} T_R^{-0.4008} J_N^{0.2381} \quad (3.35)$$

9. Waktu dasar (T_B)

$$T_B = 27.4132 T_R^{0.1457} S^{-0.0986} S_N^{0.7344} RUA^{0.2574} \quad (3.36)$$

10. Koefisien resesi (K)

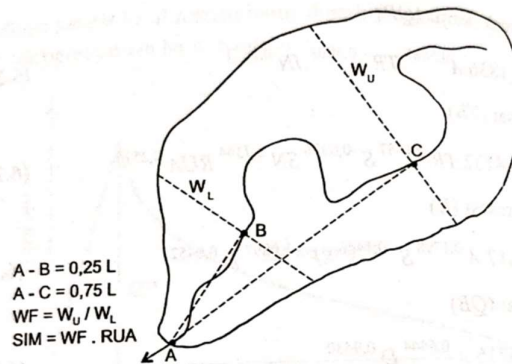
$$K = 0.5617 A^{0.1798} S^{-0.1446} S_F^{-1.0897} D^{0.0452} \quad (3.37)$$

11. Aliran dasar (Q_B)

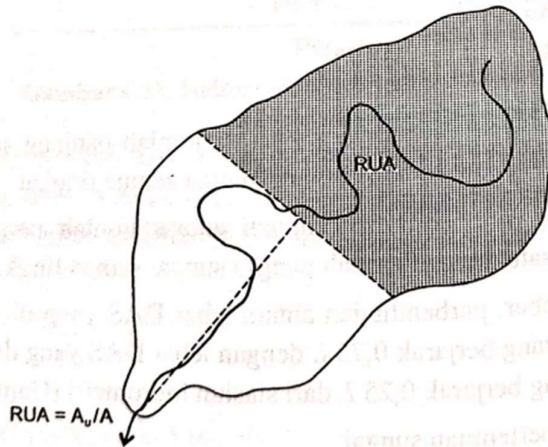
$$Q_B = 0.4715A^{0.6444}D^{0.9430} \quad (3.38)$$

Dengan :

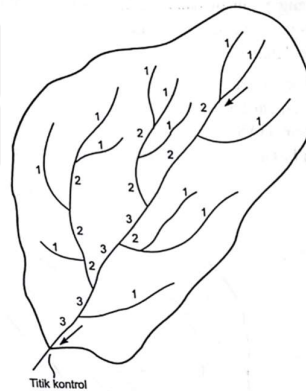
- A = luas DAS (km^2),
 L = panjang sungai utama (km),
 S = kemiringan dasar sungai,
 S_F = faktor sumber,
 S_N = frekuensi sumber,
 W_F = faktor lebar,
 J_N = jumlah pertemuan sungai,
 SIM = faktor simetri,
 RUA = luas DAS hulu, dan
 D = kerapatan jaringan kuras.



Gambar 3.7 Sketsa Penetapan WF
 (Sumber : Triatmodjo, 2008)



Gambar 3.8 Sketsa Penetapan RUA
(Sumber : Triatmodjo, 2008)



Gambar 3.9 Sketsa penetapan pangsa sungai
(Sumber : Triatmodjo, 2008)

3.7 Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rancangan diperlukan untuk mengetahui besaran aliran yang akan digunakan untuk merancang bangunan air guna sebagai antisipasi potensi terjadinya banjir. Konsep hidrograf satuan digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran.

3.8 Penelusuran Banjir pada Waduk

Penelusuran banjir adalah suatu prosedur untuk memperkirakan waktu dan besaran banjir disuatu titik sungai. Tujuan dilakukan penelusuran adalah untuk :

1. Menentukan hidrograf sungai ditempat tertentu berdasar hidrograf di hulu yang diketahui
2. Sarana peringatan dini pada pengaman banjir
3. Menentukan dimensi bangunan – bangunan hidrolis sepanjang sungai.

Perhitungan Penelusuran Banjir menggunakan metode Puls sebagai berikut :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t \right) = \left(S_2 + \frac{Q_2}{2} \Delta t \right) \quad (3.39)$$

I_1 dan I_2 diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk, jika periode penelusuran (*routing period*) Δt telah ditentukan. S_1 merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (puncak bangunan pelimpah, atau sumbu terowongan outlet). Q_1 adalah debit keluar pada permulaan periode penelusuran. Kalau fasilitas pengeluarannya berupa bangunan pelimpah (spillway), maka digunakan rumus berikut :

$$Q = CBH^{3/2} \quad (3.40)$$

Dengan :

- Q = debit keluar (m^3/s)
 C = koefisien debit bangunan pelimpah (1,7 – 2,2),
 B = panjang ambang bangunan pelimpah (m), dan
 H = tinggi energi diatas ambang bangunan pelimpah (m).

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Analisis hidrologi Bendungan Bendo dilakukan untuk memperoleh nilai debit banjir rencana dan penelusuran banjir. Dalam analisis ini digunakan data curah hujan yang berbeda dengan analisis hidrologi yang telah dilakukan oleh konsultan perencanaan pembangunan Bendungan Bendo. Penelitian ini menggunakan data curah hujan tahun 2001 – 2020 pada Stasiun Sooko dan Ngebel.

4.2 Alat dan Data yang digunakan

Penelitian ini dilakukan dengan bantuan software Microsoft excel untuk mempermudah serta mendapatkan hasil perhitungan yang lebih akurat. Data yang digunakan dalam penelitian ini berupa data sekunder yang diperoleh dari Konsultan Perencana berupa data teknis Bendungan Bendo, dan data curah hujan Stasiun Sooko dan Stasiun Ngebel Tahun 2001 – 2020 dari BBWS Bengawan Solo.

4.3 Lokasi Penelitian

Secara geografis lokasi Bendungan Bendo terletak pada posisi 7°49'33'' - 7°59'36'' LS dan 111°34'57'' - 111°44'40'' BT. Bendungan Bendo terletak pada aliran sungai Keyang, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo.

4.4 Tahapan Penelitian

Penelitian dilakukan dengan langkah – langkah sebagai berikut.

1. Studi Pustaka dilakukan untuk mendapatkan referensi dalam melakukan analisis
2. Pengumpulan data dari konsultan perencanaan dan Balai Besar Wilayah Sungai (BBWS) Bengawan Solo.

Tabel 4.1 Data Teknis Bendungan Bendo

Data	Satuan	Panjang
Elevasi dasar sungai bangunan bendung	m	+153
Elevasi puncak bendungan	m	+224
Lebar puncak bendungan	m	15
Panjang puncak bendungan	m	311.90
Tinggi Bendungan Utama	m	71
Kapasitas Tampungan Total	m ³	43.11 x 10 ⁶
Kapasitas Tampungan Efektif	m ³	33.45 x 10 ⁶
Kapasitas Tampungan Mati	m ³	9.6 x 10 ⁶
Luas Tampungan pada Elevasi NWL	Ha	169.636
Lebar Bangunan Pelimpah	m	65
Elevasi Bangunan Pelimpah	m	+218,6

3. Analisis Frekuensi

Analisa frekuensi dilakukan untuk mendapatkan besaran curah hujan rancangan dengan periode ulang 100 dan 1000 tahun. Dalam penelitian ini terdapat 4 distribusi probabilitas yaitu Gumbel, Log Pearson Type III, Normal dan Log Normal.

4. PMP (*Probable Maximum Precipitation*)

PMP sebagai curah hujan terbesar, dalam perhitungan diperlukan seri data hujan harian maksimum tahunan.

5. Hujan Rencana

Berdasarkan data yang diperoleh berupa data hujan harian maka data hujan diubah menjadi data hujan jam – jaman dengan metode Mononobe. Selanjutnya menghitung nilai kedalaman hujan pada metode ABM.

6. Hujan efektif

Hujan efektif (*Excess Rainfall*) diperoleh dari hujan rencana dikurangi kehilangan air dengan persamaan Φ_{Indeks} Gama I.

7. Hidrograf satuan sintetik

Perhitungan hidrograf banjir menggunakan hidrograf satuan sintetik. Dalam penelitian ini digunakan metode HSS Gama I

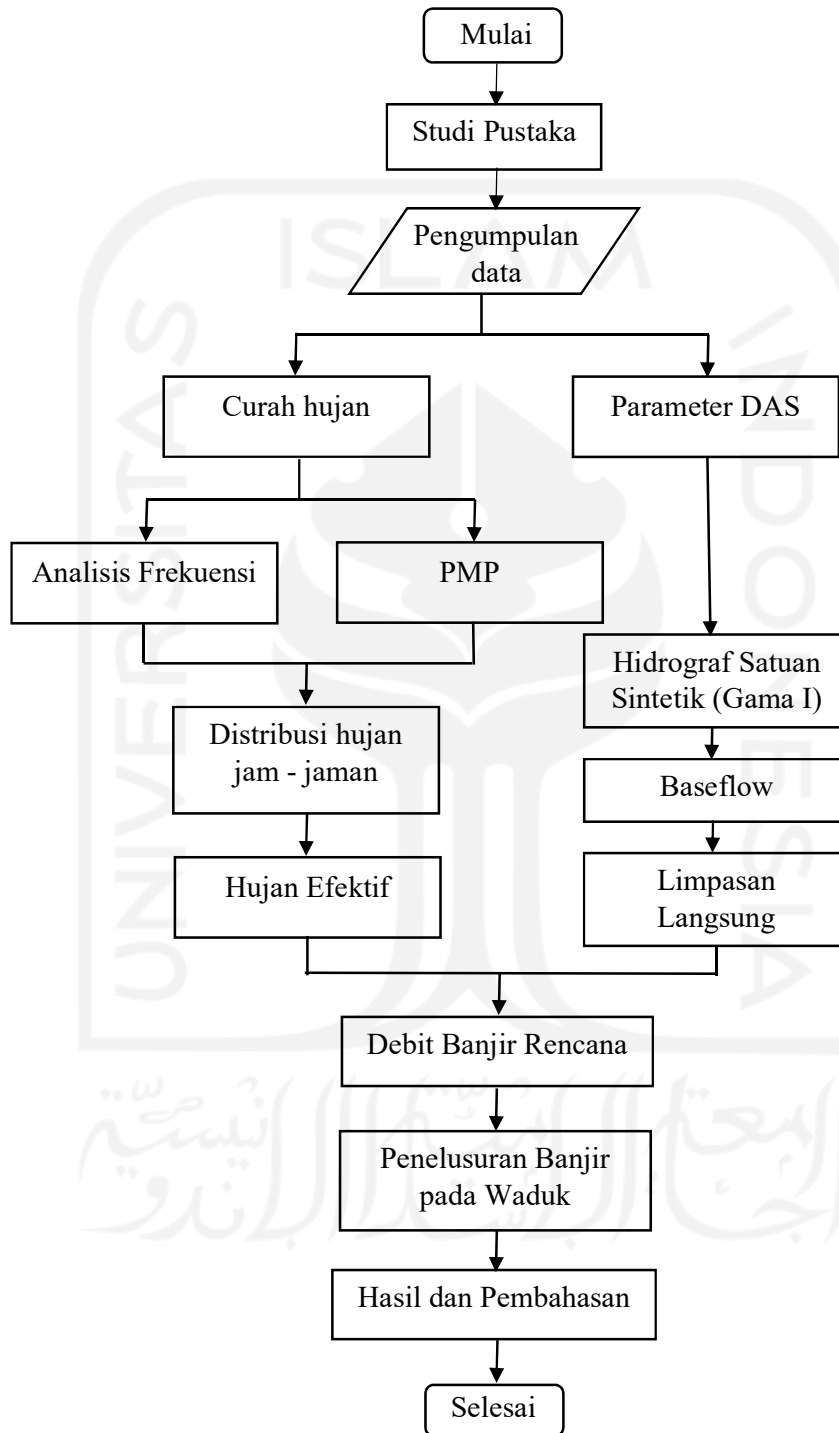
8. Debit banjir

Debit banjir diperoleh dari kalkulasi antara hujan efektif dan hidrograf satuan sintetik yang telah diperoleh pada tahap – tahap sebelumnya. Dari hasil analisis dipilih nilai paling tinggi.

9. Penelusuran banjir pada waduk

Penelusuran banjir dilakukan dengan menggunakan data hubungan tampungan, elevasi, dan *outflow* serta data *inflow* berupa debit banjir dari tahap sebelumnya.

4.5 Bagan Alir Penelitian



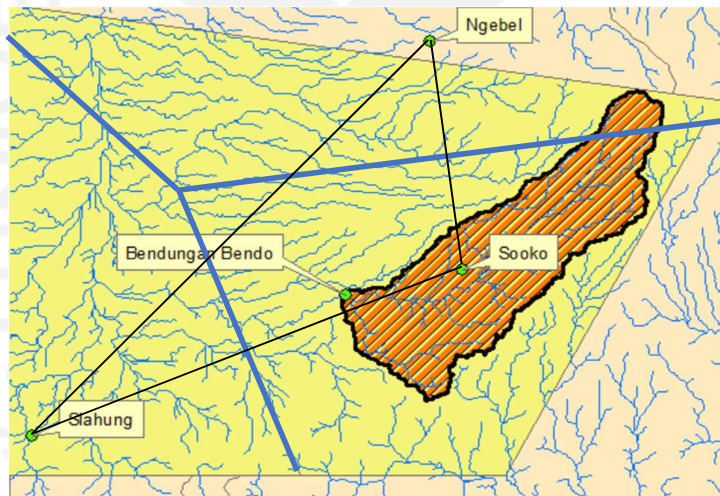
Gambar 4.1 Flowchart Pelaksanaan Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisis Hujan Harian Maksimum Kawasan

Dalam analisis hidrologi diperlukan hujan rerata dari beberapa stasiun hujan yang terdekat dengan daerah yang akan ditinjau. DAS sungai keyang memiliki 3 stasiun terdekat yaitu Stasiun Sawoo, Ngebel, dan Slahung. Untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut dilakukan dengan metode *Polygon Thiessen*. Hasil analisis *Polygon Thiessen* dari 3 stasiun menunjukkan bahwa Stasiun Sooko berpengaruh seluas 123,224 Km², Stasiun Ngebel seluas 7,492 Km², dan Stasiun Slahung tidak berpengaruh pada *Catchment Area*. Hasil dari analisis *Polygon Thiessen* dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.1 Hasil analisis *Poligon Thiessen*

Selanjutnya menghitung curah hujan maksimum harian pada kawasan DAS Sungai Keyang. Data curah hujan yang digunakan dalam kurung waktu 1 tahun diambil nilai curah hujan terbesar pada hari atau tanggal yang sama pada kedua stasiun. Tahun 2001 hujan maksimum harian dari Stasiun Sooko, dan Ngebel yaitu 94 mm, dan 87 mm. Contoh hitungan hujan harian maksimum kawasan dapat dilihat sebagai berikut.

1. Stasiun Sooko

$$\begin{aligned}\text{STA Sooko} &= \text{Curah hujan} \times \frac{\text{Luas STA Sooko}}{\text{Luas DAS}} \\ &= 94 \times \frac{123,224}{130,716} \\ &= 88,612 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Stasiun Ngebel

$$\begin{aligned}\text{STA Ngebel} &= \text{Curah hujan} \times \frac{\text{Luas STA Ngebel}}{\text{Luas DAS}} \\ &= 87 \times \frac{7,492}{130,716} \\ &= 4,986 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Hujan maksimum harian kawasan

$$\begin{aligned}\text{STA Sawoo} + \text{STA Ngebel} &= 88,612 + 4,986 \\ &= 93,60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Hasil perhitungan hujan maksimum harian Kawasan selama 20 tahun dapat dilihat pada Tabel 5.1 sebagai berikut.

Tabel 5.1 Curah Hujan Harian Maksimum Rata – Rata

No	Tahun	Stasiun		Hujan Harian Maksimum Kawasan (mm)
		Sokoo	Ngebel	
		123,224	7,492	
		94%	6%	
1	2001	94	87	93,60
2	2002	72	101	73,66
3	2003	116	116	116,00
4	2004	87	98	87,63
5	2005	85	97	85,69
6	2006	99	120	100,20
7	2007	136	162	137,49
8	2008	70	123	73,04
9	2009	90	120	91,72
10	2010	93	112	94,09
11	2011	83	96	83,75
12	2012	92	120	93,60
13	2013	104	112	104,46
14	2014	130	96	128,05
15	2015	90	112	91,26
16	2016	104	107	104,17
17	2017	90	101	90,63
18	2018	104	80	102,62
19	2019	79	77	78,89
20	2020	103	108	103,29
Jumlah				1933,84

5.2 Analisis Frekuensi

5.2.1 Analisis Parameter Statistik

Dalam menganalisis data hujan yang telah diperoleh perlu dilakukan analisis parameter statistik data hujan untuk menentukan distribusi hujan berdasarkan analisis frekuensi yang cocok. Tahapan perhitungan dalam menentukan analisis parameter statistik dapat dilihat sebagai berikut.

1. Menentukan nilai rata – rata ($\bar{X}$) dari curah hujan maksimum harian selama 20 tahun.

$$\begin{aligned}\bar{X} &= \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \\ &= \frac{1933,84}{20} \\ &= 96,69 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Menghitung standar deviasi (S_d) dengan menggunakan persamaan 3.4

$$\begin{aligned}S_d &= \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{\sum (93,60 - 96,69)^2}{(20-1)}} \\ &= 16,42\end{aligned}$$

3. Menghitung koefisien kemencengan (C_s) dengan menggunakan persamaan 3.1

$$\begin{aligned}C_s &= \frac{n}{(n-1)(n-2)S_d^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \\ &= \frac{20}{(20-1)(20-2)16,42^3} 71.447,20 \\ &= 0,94\end{aligned}$$

4. Menghitung koefisien kurtois (C_k) dengan menggunakan persamaan 3.2

$$\begin{aligned}C_k &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \\ &= \frac{20^2}{(20-1)(20-2)(20-3)16,42^4} 4.634.145,34 \\ &= 4,39\end{aligned}$$

5. Menghitung nilai koefisien variasi (C_v) dengan menggunakan persamaan 3.3

$$\begin{aligned}C_v &= \frac{S_d}{\bar{X}} \\ &= \frac{16,42}{96,69} \\ &= 0,17\end{aligned}$$

6. Menghitung nilai C_s dan C_k untuk distribusi Log Normal berdasarkan nilai C_v

$$\begin{aligned}C_s &= C_v^3 + 3 C_v \\ &= 0,17^3 + 3 \times 0,17 \\ &= 0,514\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_k &= C_v^8 + 6 C_v^6 + 15 C_v^4 + 16 C_v^2 + 3 \\
&= 0,17^8 + (6 \times 0,17^6) + (15 \times 0,17^4) + (16 \times 0,17^2) + 3 \\
&= 3,474
\end{aligned}$$

7. Menentukan parameter statistik

Berdasarkan hasil perhitungan, nilai C_s dan C_k dicocokkan dengan syarat dari masing – masing distribusi yang dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Hasil Analisis Parameter Statistik

No	Distribusi	Syarat	Hasil	Keterangan
1	Gumbel	$C_s = 1,14$	$C_s = 0,94$	Tidak memenuhi
		$C_k = 5,4$	$C_k = 4,39$	
2	Normal	$C_s \sim 0$	$C_s = 0,94$	Tidak memenuhi
		$C_k \sim 3$	$C_k = 4,39$	
3	Log Normal	$C_s = 0,514$	$C_s = 0,94$	Tidak memenuhi
		$C_k = 3,474$	$C_k = 4,39$	
4	<i>Log Pearson Tipe III</i>	Selain dari nilai diatas		Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis parameter statistic pada tabel 5.2 distribusi hujan yang memenuhi syarat adalah distribusi *Log Pearson Type III*.

5.2.2 Analisis Distribusi Probabilitas

Berdasarkan hasil analisis parameter statistik diperoleh distribusi yang memenuhi syarat yaitu *Log Pearson Type III*. Untuk lebih meyakinkan distribusi yang terpilih perlu dilakukan penggambaran pada probabilitas dan pengujian dengan metode Chi – Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov. Dalam penggambaran kertas probabilitas *Log Pearson Type III* digunakan banyak titik untuk menggambar garis teoritis, karena garis yang terbentuk merupakan garis lengkung. Untuk itu diperlukan perhitungan hujan dengan kala ulang 1,010; 2; 5; 10; 25; 50; dan 100 tahun. Sebelum penggambaran dan pengujian perlu menghitung nilai standar deviasi, koefisien kepengcengan, dan hujan kala ulang sesuai dengan *Log Pearson Type III*. Tahapan perhitungan dapat dilihat sebagai berikut.

1. Mengubah data hujan harian maksimum menjadi logaritma

Nilai logaritma dari data hujan (X) dapat dilihat pada Tabel 5.3 sebagai berikut.

Tabel 5.3 Nilai Logaritma Data Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	hujan (X)	log X
1	2001	93,60	1,97
2	2002	73,66	1,87
3	2003	116,00	2,06
4	2004	87,63	1,94
5	2005	85,69	1,93
6	2006	100,20	2,00
7	2007	137,49	2,14
8	2008	73,04	1,86
9	2009	91,72	1,96
10	2010	94,09	1,97
11	2011	83,75	1,92
12	2012	93,60	1,97
13	2013	104,46	2,02
14	2014	128,05	2,11
15	2015	91,26	1,96
16	2016	104,17	2,02
17	2017	90,63	1,96
18	2018	102,62	2,01
19	2019	78,89	1,90
20	2020	103,29	2,01
Jumlah		1933,84	39,60

2. Menghitung nilai rata – rata ($\overline{\log X}$)

$$\begin{aligned}
 \overline{\log X} &= \frac{\sum_{i=1}^n \log X_i}{n} \\
 &= \frac{39,60}{20} \\
 &= 1,98 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung standar deviasi dalam skala logaritma (S Log X) dengan menggunakan persamaan 3.13

$$\begin{aligned} S \text{ Log } X &= \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \log \bar{X})^2}{(n-1)}} \\ &= \sqrt{\frac{0,095}{(20-1)}} \\ &= 0,07 \end{aligned}$$

4. Menghitung nilai koefisien kemencengan (C_s) dengan menggunakan persamaan 3.14

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2) S_d^3} \\ &= \frac{20 \times 0,00294}{19 \times 18 \times 0,07^3} \\ &= 0,483 \end{aligned}$$

5. Menentukan nilai faktor frekuensi (K_T)

Untuk menentukan nilai K_T digunakan tabel pada Lampiran 4 di mana dalam penentuannya diperlukan nilai koefisien kemencengan (C_s) dan kala ulang. Dalam hal ini nilai C_s diperoleh 0,483 dan kala ulang hujan yang digunakan 1000 tahun. Maka diperoleh nilai K_T sebesar 3,79

6. Menghitung nilai hujan ($\log X_T$) dengan menggunakan persamaan 3.15.

Perhitungan hujan rencana kala ulang 1000 tahun dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \log X_T &= \bar{X} + K_T \cdot S_d \\ &= 1,98 + 3,790 \times 0,07 \\ &= 2,248 \end{aligned}$$

7. Menghitung nilai hujan rencana (X_T) dengan menggunakan persamaan 3.16.

Contoh perhitungan kala ulang 1000 tahun dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} X_T &= 10^{\log X_T} \\ &= 10^{2,248} \\ &= 177,121 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan nilai hujan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

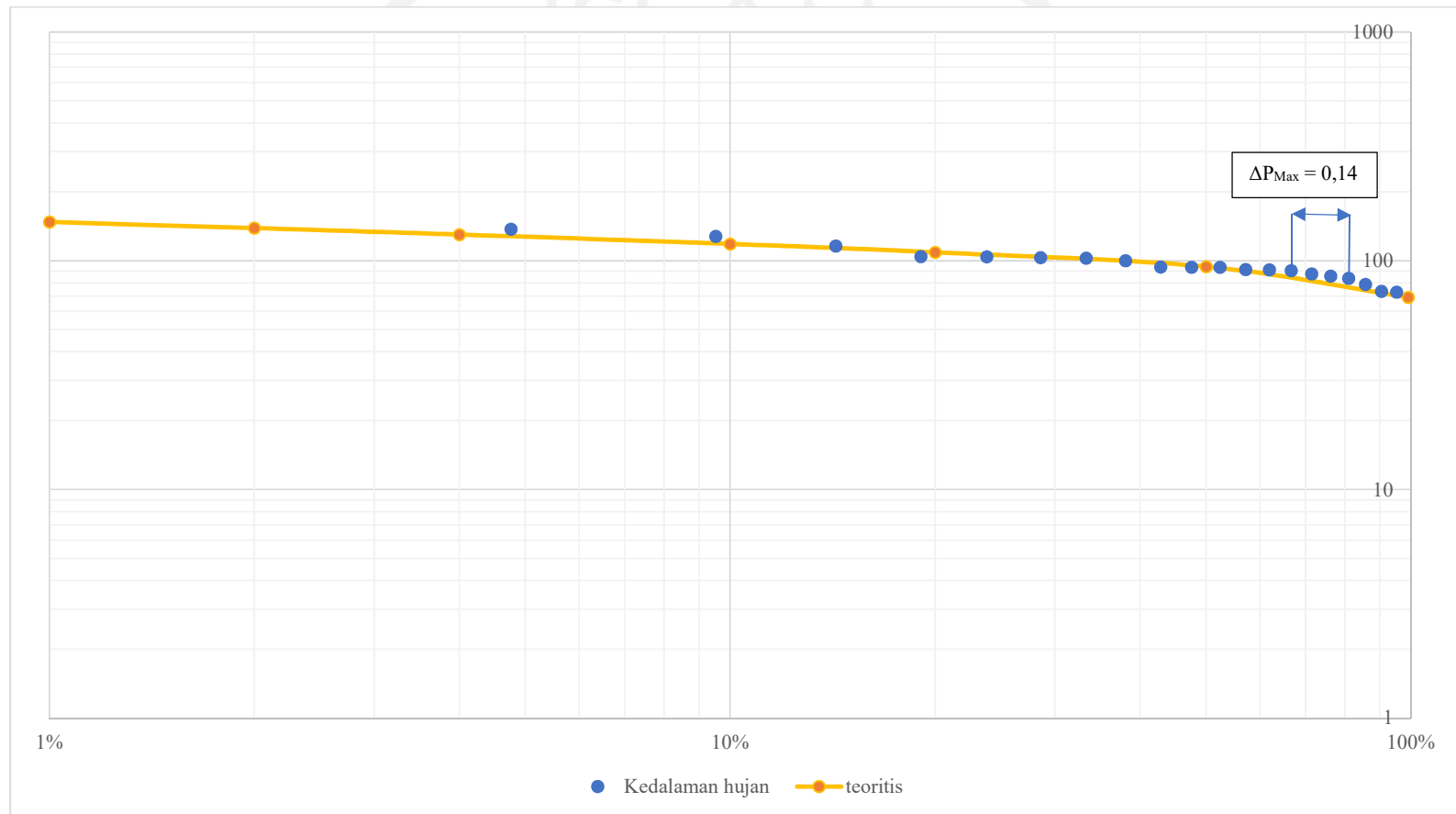
Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Nilai Hujan Kala Ulang

No	Periode Ulang	$P (\%) = \frac{1}{T}$	Xrt	Kt	S	Log Xt	Xt
1	1,0101	99	1,98	-1,967	0,07	1,840	69,25
2	2	50	1,98	-0,08	0,07	1,974	94,212
3	5	20	1,98	0,80	0,07	2,036	108,754
4	10	10	1,98	1,32198	0,07	2,073	118,420
5	25	4	1,98	1,9	0,07	2,114	130,129
6	50	2	1,98	2,3	0,07	2,143	138,903
7	100	1	1,98	2,674	0,07	2,169	147,642
8	1000	0,1	1,98	3,79	0,07	2,248	177,121

Penggambaran dilakukan berdasarkan data kedalaman hujan dan probabilitas. Angka probabilitas dihitung menggunakan rumus $\left(P = \frac{m}{n+1} 100\%\right)$. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.5. Penggambaran dimulai dari memplotingkan data hujan (p) dan probabilitasnya (P) pada Tabel 5.5, untuk garis teoritis digunakan data hujan (X_T) dan probabilitas (P) pada tabel 5.4. Hasil penggambaran dapat dilihat pada Gambar 5.2.

Tabel 5.5 Data hujan dan Probabilitasnya

m	p (mm)	P (%)	m	p (mm)	P (%)
1	93,60	4,761905	11	83,75	52,38095
2	73,66	9,52381	12	93,60	57,14286
3	116,00	14,28571	13	104,46	61,90476
4	87,63	19,04762	14	128,05	66,66667
5	85,69	23,80952	15	91,26	71,42857
6	100,20	28,57143	16	104,17	76,19048
7	137,49	33,33333	17	90,63	80,95238
8	73,04	38,09524	18	102,62	85,71429
9	91,72	42,85714	19	78,89	90,47619
10	94,09	47,61905	20	103,29	95,2381



Gambar 5.2 Penggambaran Probabilitas Distribusi Log Pearson Type III

Berdasarkan hasil penggambaran probabilitas Log Pearson Type III diperoleh nilai $\Delta P_{\text{Max}} = 0,14$. Selanjutnya dilakukan pengujian Chi – Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov sebagai berikut.

1. Chi – Kuadrat

Tahapan perhitungan Uji Chi – Kuadrat dapat dilihat sebagai berikut.

- a. Menghitung jumlah kelas (K) dengan menggunakan persamaan 3.20

$$n = 20 \text{ (jumlah sampel)}$$

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

$$= 1 + 3,3 \log(20)$$

$$= 5,29 \approx 5 \text{ kelas}$$

- b. Menghitung nilai derajat kebebasan (D_k) dengan menggunakan persamaan 3.19

$$D_k = K - (\alpha + 1)$$

$$= 5 - (2 + 1)$$

$$= 2$$

- c. Menghitung kelas distribusi

$$\text{Kelas distribusi} = \frac{1}{k} 100 \% = \frac{1}{5} 100 \% = 20 \%$$

Sehingga interval distribusi diperoleh 20%, 40%, 60%, 80%

$$P_x = 20 \% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0,20} = 5 \text{ tahun}$$

$$P_x = 40 \% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0,40} = 2,5 \text{ tahun}$$

$$P_x = 60 \% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0,60} = 1,67 \text{ tahun}$$

$$P_x = 80 \% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0,80} = 1,25 \text{ tahun}$$

- d. Menghitung interval kelas

Untuk menentukan nilai K_T digunakan tabel pada Lampiran 4 dimana dalam penentuannya digunakan nilai C_s dan kala ulang. Hasil perhitungan interval kelas dapat dilihat pada Tabel 5.6 sebagai berikut.

Tabel 5.6 Hasil Perhitungan Interval Kelas

T	K_T	$\log \bar{X}$	$S \log X$	$\log X_T$	X_T
5	0,808	1,98	0,07	2,037	108,896
2,5	0,0655	1,98	0,07	1,984	96,474
1,67	-0,423	1,98	0,07	1,950	89,085
1,25	-0,856	1,98	0,07	1,919	83,010

e. Mencari nilai X^2

Untuk mempermudah perhitungan analisis X^2 digunakan Tabel 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5.7 Analisis X^2 distribusi Log Pearson Type III

Kelas	Interval	E_f	O_f	$O_f - E_f$	$\frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$
1	> 108,90	4	3	-1	0,25
2	96.47 - 108.90	4	5	1	0,25
3	89.09 - 96.47	4	6	2	1
4	83.01 - 89.01	4	3	-1	0,25
5	< 83,01	4	3	-1	0,25
Jumlah		20	20	0	2

f. Menentukan nilai X^2_{cr}

Nilai X^2_{cr} diperoleh dari tabel pada Lampiran 5 dengan jumlah data 20, $D_k = 2$, dan $\alpha = 5\%$ maka diperoleh nilai $X^2_{cr} = 5,991$. Berdasarkan hasil analisis nilai $X^2 = 2$ lebih kecil dari nilai $X^2_{cr} = 5,991$, sehingga distribusi Log Pearson Type III diterima.

2. Smirnov Kolmogorov.

Dari Gambar 5.2 diperoleh jarak penyimpangan setiap titik data terhadap kurva teoritis. Nilai jarak penyimpangan terbesar (ΔP_{Max}) harus lebih kecil dari ΔP_{kritik} . Nilai ΔP_{kritik} dengan nilai $\alpha = 0,05$ dan jumlah data 20, maka didapat nilai ΔP_{kritik} sebesar 0,29. Berdasarkan hasil pengujian nilai ΔP_{Max} lebih kecil dari ΔP_{kritik} , sehingga distribusi Log Pearson Type III dapat mewakili distribusi statistik.

5.3 PMP (*Probable Maximum Precipitation*)

1. Menghitung nilai $\overline{X_p}$

Rata – rata hujan maksimum harian selama 20 tahun yaitu 96,69 mm. Menghitung nilai X_{n-m}/X_n untuk mendapatkan nilai faktor penyesuaian. X_{n-m} adalah nilai rata – rata hujan maksimum harian selama n-1 tanpa memasukan nilai hujan maksimum. Nilai X_{n-m} diperoleh 94,54 mm

$$\frac{X_{n-m}}{X_n} = \frac{94,54}{96,69} = 0,98 \text{ mm}$$

Nilai X_{n-m}/X_n digunakan untuk mencari nilai faktor penyesuaian (f_1) terhadap pengamatan maksimum yang diperoleh dari Gambar 3.2. Dengan Panjang pencatatan 20 tahun, maka faktor penyesuaian (f_1) adalah 103,5 %.

Mencari nilai faktor penyesuaian (f_2) terhadap panjang data yang diperoleh dari Gambar 3.4. Dengan panjang pencatatan 20 tahun, maka faktor penyesuaian (f_2) adalah 102 %. Selanjutnya menghitung nilai $\overline{X_p}$ menggunakan persamaan 3.23.

$$\begin{aligned}\overline{X_p} &= \overline{X_n} \cdot f_1 \cdot f_2 \\ &= 96,69 \times 1,035 \times 1,02 \\ &= 102,07\end{aligned}$$

2. Menghitung nilai K_m

Harga K_m tergantung pada durasi nilai hujan maksimum yang terjadi dan rata – rata hujan harian maksimum tahunan yang diperoleh dari Gambar 5.1 . durasi hujan maksimum yang terjadi adalah 24 jam dan rata – rata hujan harian maksimum tahunan adalah 96,69 mm, maka harga K_m adalah 15,5.

3. Menghitung nilai S_p

Menghitung nilai S_{n-m}/S_n untuk mendapatkan nilai faktor penyesuaian. S_{n-m} adalah nilai simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan selama n-1 tanpa memasukan nilai hujan maksimum. Nilai S_{n-m} diperoleh 13,68.

$$\frac{S_{n-m}}{S_n} = \frac{13,68}{16,42} = 0,83$$

Nilai S_{n-m}/S_n digunakan untuk mencari nilai faktor penyesuaian (f_3) terhadap pengamatan maksimum yang diperoleh dari Gambar 3.3. Dengan Panjang pencatatan 20 tahun, maka faktor penyesuaian (f_3) adalah 95 %.

Mencari nilai faktor penyesuaian (f_4) terhadap panjang data yang diperoleh dari Gambar 3.4. Dengan panjang pencatatan 20 tahun, maka faktor penyesuaian (f_4) adalah 108 %. Selanjutnya menghitung nilai S_p menggunakan persamaan 3.24.

$$\begin{aligned} S_p &= S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \\ &= 16,42 \times 0,95 \times 1,08 \\ &= 16,85. \end{aligned}$$

4. Menghitung hujan maksimum yang terjadi (X_m) menggunakan persamaan 3.22

$$\begin{aligned} X_m &= \bar{X}_p + K_m \cdot S_p \\ &= 102,07 + 15,5 \times 16,85 \\ &= 361,23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil hujan maksimum yang terjadi yang mendekati hujan maksimum sebenarnya, maka hasil perhitungan X_m harus dikalikan dengan nilai faktor durasi 24 jam sebesar 1,01 sehingga nilai hujan maksimum yang terjadi adalah 366,835 mm.

5.4 Distribusi Hujan Jam – Jaman

Berdasarkan data hujan yang diperoleh berupa data hujan harian maka untuk mengubah data hujan harian menjadi data hujan jam – jaman pada kondisi kala ulang 100, 1000 tahun dan hujan maksimum yang terjadi (PMP) menggunakan persamaan 3.25.

$$\begin{aligned}
 I_{100} &= \frac{X_{24}}{24} \times \frac{24^{2/3}}{t} \\
 &= \frac{147,642}{24} \times \frac{24^{2/3}}{1} \\
 &= 51,2 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{1000} &= \frac{X_{24}}{24} \times \frac{24^{2/3}}{t} \\
 &= \frac{177,1}{24} \times \frac{24^{2/3}}{1} \\
 &= 61,4 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{PMP} &= \frac{X_{24}}{24} \times \frac{24^{2/3}}{t} \\
 &= \frac{366,835}{24} \times \frac{24^{2/3}}{t} \\
 &= 127,2 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

Hasil transformasi data hujan dari hujan harian menjadi jam – jaman durasi selama 24 jam dapat di lihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Transformasi Data Hujan Harian Menjadi Hujan**Jam - Jaman**

Durasi (jam)	Kala Ulang Tahun dan Curah Hujan (mm)		
	100	1000	PMP
	147,6	177,1	366,8
1	51,2	61,4	127,2
2	32,2	38,7	80,1
3	24,6	29,5	61,1
4	20,3	24,4	50,5
5	17,5	21,0	43,5
6	15,5	18,6	38,5
7	14,0	16,8	34,8
8	12,8	15,4	31,8
9	11,8	14,2	29,4
10	11,0	13,2	27,4
11	10,3	12,4	25,7
12	9,8	11,7	24,3
13	9,3	11,1	23,0
14	8,8	10,6	21,9
15	8,4	10,1	20,9
16	8,1	9,7	20,0
17	7,7	9,3	19,2
18	7,5	8,9	18,5
19	7,2	8,6	17,9
20	6,9	8,3	17,3
21	6,7	8,1	16,7
22	6,5	7,8	16,2
23	6,3	7,6	15,7
24	6,2	7,4	15,3

5.5 Hujan Rencana

Hujan rencana berupa kedalaman hujan di suatu titik. Untuk memperoleh hujan rencana data yang diperlukan yaitu hujan jam – jaman. Hujan rencana dihitung dengan durasi 24 jam. Hujan rencana selama 24 jam dihitung pada kondisi kala ulang 100, 1000 tahun dan kondisi hujan yang mungkin terjadi (PMP). Tahapan perhitungan dapat dilihat sebagai berikut.

1. T_d adalah durasi waktu, dimana untuk memperoleh durasi waktu dengan cara $T_{d1} = 1 \Delta t$, $T_{d2} = 2 \Delta t$, $T_{d3} = 3 \Delta t$, dst.
2. Nilai Δt yang digunakan yaitu 1 jam.
3. I_t merupakan intensitas hujan yang diperoleh dari transformasi data hujan harian menjadi hujan jam – jaman pada perhitungan sebelumnya.
4. $I_t T_d$ adalah perkalian dari hujan jam – jaman dengan durasi waktu. Intensitas hujan durasi 1 jam pada kondisi kala ulang 1000 tahun yaitu 61,40 mm/jam.

$$I_t T_d = 61,40 \text{ mm/jam} \times 1 \text{ jam}$$

$$= 61,40 \text{ mm}$$
5. Δp adalah selisih nilai $I_t T_d$ dengan nilai sebelumnya.

$$\Delta p = I_{t1} T_{d1}$$

$$= 61,40 - 0$$

$$= 61,40 \text{ mm}$$
6. Menghitung angka ϕ_{indeks} menggunakan persamaan (3.26)

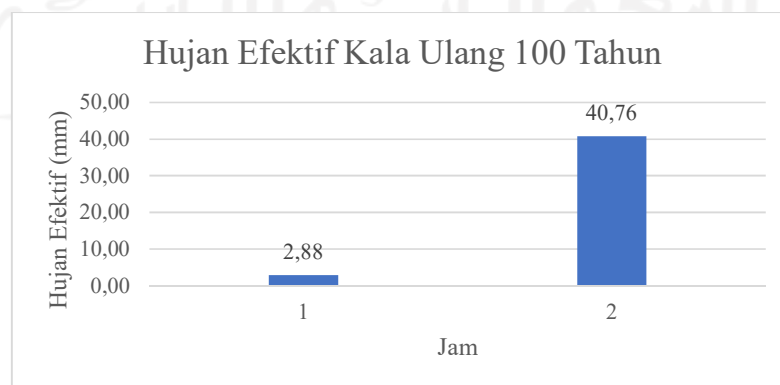
$$\phi_{\text{indeks}} = 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} A^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN} \right)^4$$

$$= 10,4903 - 3,859 \cdot 10^{-6} 130,716^2 + 1,6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{130,716}{0,53} \right)^4$$

$$= 10,425 \text{ mm}$$
7. Menghitung hujan efektif dengan nilai kedalaman hujan (mm) dikurangi nilai ϕ_{indeks} . Hasil perhitungan hujan efektif selama 24 jam dapat dilihat pada Tabel 5.9 s/d 5.11. Dari hasil hujan efektif dibuat diagram dengan cara nilai hujan tertinggi diletakkan di tengah – tengah, kemudian nilai selanjutnya diletakkan secara bolak – balik dari bawah ke atas baris tengah. Adapun diagram hujan efektif dapat dilihat pada Gambar 5.3 s/d 5.5

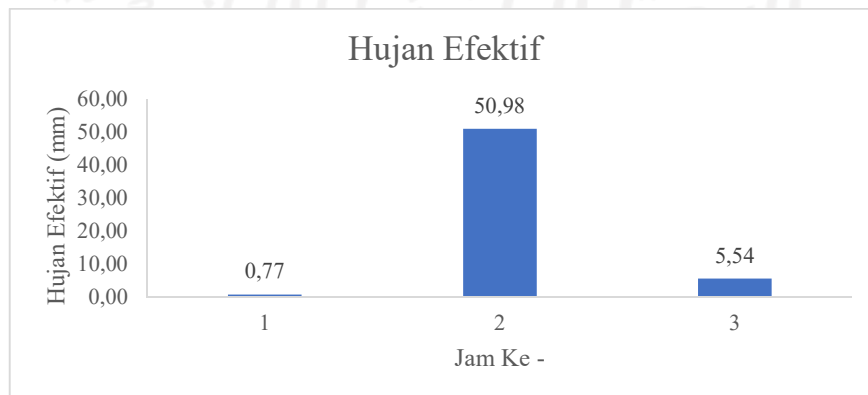
Tabel 5.9 Hasil Perhitungan Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun

Td (jam)	Δt (jam)	It (mm/jam)	ItTd (mm)	Δp (mm)	ϕ_{indeks} (mm)	Hujan Efektif (mm)
1	0 - 1	51,18	51,18	51,18	10,42	40,76
2	1 - 2	32,24	64,49	13,30	10,42	2,88
3	2 - 3	24,61	73,82	9,33	10,42	0,00
4	3 - 4	20,31	81,25	7,43	10,42	0,00
5	4 - 5	17,50	87,52	6,27	10,42	0,00
6	5 - 6	15,50	93,01	5,48	10,42	0,00
7	6 - 7	13,99	97,91	4,90	10,42	0,00
8	7 - 8	12,80	102,37	4,46	10,42	0,00
9	8 - 9	11,83	106,47	4,10	10,42	0,00
10	9 - 10	11,03	110,27	3,81	10,42	0,00
11	10 - 11	10,35	113,83	3,56	10,42	0,00
12	11 - 12	9,77	117,18	3,35	10,42	0,00
13	12 - 13	9,26	120,35	3,17	10,42	0,00
14	13 - 14	8,81	123,36	3,01	10,42	0,00
15	14 - 15	8,42	126,23	2,87	10,42	0,00
16	15 - 16	8,06	128,98	2,75	10,42	0,00
17	16 - 17	7,74	131,61	2,63	10,42	0,00
18	17 - 18	7,45	134,14	2,53	10,42	0,00
19	18 - 19	7,19	136,58	2,44	10,42	0,00
20	19 - 20	6,95	138,94	2,36	10,42	0,00
21	20 - 21	6,72	141,21	2,28	10,42	0,00
22	21 - 22	6,52	143,42	2,21	10,42	0,00
23	22 - 23	6,33	145,56	2,14	10,42	0,00
24	23 - 24	6,15	147,64	2,08	10,42	0,00
Jumlah				147,64	100,00	43,64

**Gambar 5.3 Diagram Hujan Efektif Kala Ulang 100 Tahun**

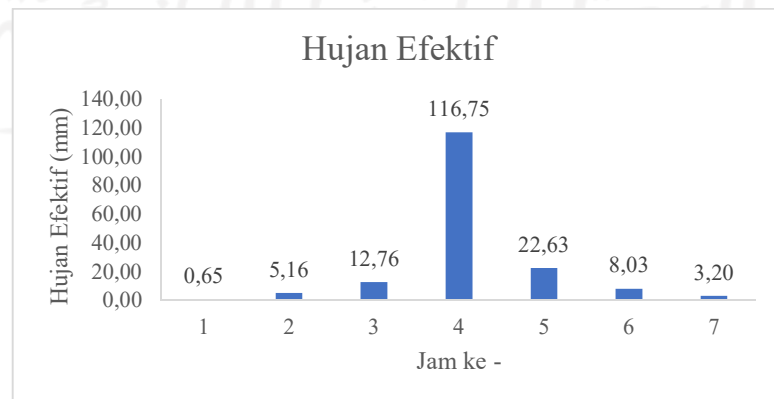
Tabel 5.10 Hasil Perhitungan Hujan Efektif Kala Ulang 1000 Tahun

Td (jam)	Δt (jam)	It (mm/jam)	ItTd (mm)	Δp (mm)	ϕ_{indeks} (mm)	Hujan Efektif (mm)
1	0 - 1	61,40	61,40	61,40	10,42	50,98
2	1 - 2	38,68	77,36	15,96	10,42	5,54
3	2 - 3	29,52	88,56	11,20	10,42	0,77
4	3 - 4	24,37	97,47	8,91	10,42	0,00
5	4 - 5	21,00	105,00	7,53	10,42	0,00
6	5 - 6	18,60	111,58	6,58	10,42	0,00
7	6 - 7	16,78	117,46	5,88	10,42	0,00
8	7 - 8	15,35	122,81	5,35	10,42	0,00
9	8 - 9	14,19	127,73	4,92	10,42	0,00
10	9 - 10	13,23	132,29	4,57	10,42	0,00
11	10 - 11	12,41	136,56	4,27	10,42	0,00
12	11 - 12	11,72	140,58	4,02	10,42	0,00
13	12 - 13	11,11	144,38	3,80	10,42	0,00
14	13 - 14	10,57	147,99	3,61	10,42	0,00
15	14 - 15	10,10	151,44	3,44	10,42	0,00
16	15 - 16	9,67	154,73	3,29	10,42	0,00
17	16 - 17	9,29	157,89	3,16	10,42	0,00
18	17 - 18	8,94	160,93	3,04	10,42	0,00
19	18 - 19	8,62	163,85	2,93	10,42	0,00
20	19 - 20	8,33	166,68	2,83	10,42	0,00
21	20 - 21	8,07	169,41	2,73	10,42	0,00
22	21 - 22	7,82	172,06	2,65	10,42	0,00
23	22 - 23	7,59	174,63	2,57	10,42	0,00
24	23 - 24	7,38	177,12	2,49	10,42	0,00
Jumlah				177,12	100,00	57,29

**Gambar 5.4 Diagram Hujan Efektif kala Ulang 1000 Tahun**

Tabel 5.11 Hasil Perhitungan Hujan Efektif PMP

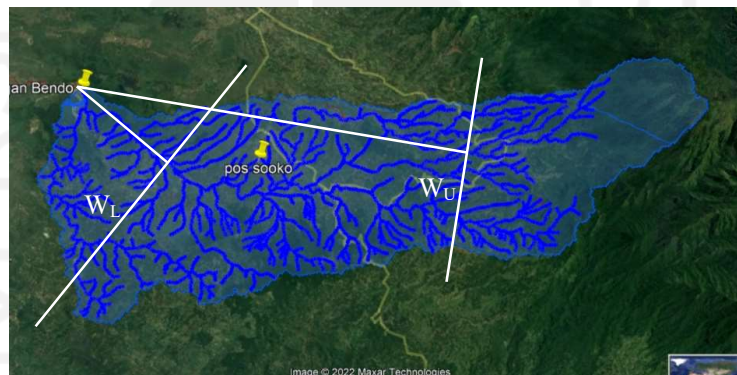
Td (jam)	Δt (jam)	It (mm/jam)	ItTd (mm)	Δp (mm)	ϕ_{indeks} (mm)	Hujan Efektif (mm)
1	0 - 1	127,17	127,17	127,17	10,42	116,75
2	1 - 2	80,11	160,23	33,06	10,42	22,63
3	2 - 3	61,14	183,42	23,19	10,42	12,76
4	3 - 4	50,47	201,88	18,46	10,42	8,03
5	4 - 5	43,49	217,47	15,59	10,42	5,16
6	5 - 6	38,52	231,09	13,63	10,42	3,20
7	6 - 7	34,75	243,28	12,18	10,42	1,76
8	7 - 8	31,79	254,35	11,07	10,42	0,65
9	8 - 9	29,39	264,53	10,18	10,42	0,00
10	9 - 10	27,40	273,99	9,46	10,42	0,00
11	10 - 11	25,71	282,83	8,84	10,42	0,00
12	11 - 12	24,26	291,16	8,32	10,42	0,00
13	12 - 13	23,00	299,03	7,87	10,42	0,00
14	13 - 14	21,89	306,51	7,48	10,42	0,00
15	14 - 15	20,91	313,64	7,13	10,42	0,00
16	15 - 16	20,03	320,46	6,82	10,42	0,00
17	16 - 17	19,24	327,00	6,54	10,42	0,00
18	17 - 18	18,52	333,29	6,29	10,42	0,00
19	18 - 19	17,86	339,35	6,06	10,42	0,00
20	19 - 20	17,26	345,20	5,85	10,42	0,00
21	20 - 21	16,71	350,86	5,66	10,42	0,00
22	21 - 22	16,20	356,35	5,48	10,42	0,00
23	22 - 23	15,72	361,67	5,32	10,42	0,00
24	23 - 24	15,28	366,83	5,17	10,42	0,00
Jumlah				366,83		170,95

**Gambar 5.5 Diagram Hujan Efektif PMP**

5.6 Hidrograf Satuan Sintetik

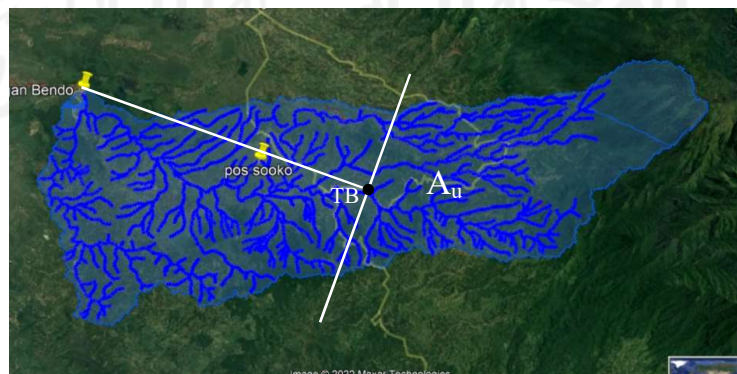
Analisis hidrograf satuan dilakukan dengan menggunakan metode HSS GAMA I. Perhitungan HSS GAMA I dilakukan berdasarkan beberapa parameter yaitu :

1. Panjang sungai utama (L) dan luas DAS diperoleh dari hasil analisis DAS menggunakan bantuan *software* Arcgis. Panjang sungai utama DAS keyang yaitu 27 km, dan luas DAS 130,72 km².
2. Menentukan lebar DAS $\frac{1}{4} L$ (W_L) dan lebar $\frac{3}{4} L$ (W_U) dapat dilihat pada Gambar 5.6. Dari gambar tersebut diperoleh nilai W_U 5,011 km dan nilai W_L 7,011 km.



Gambar 5.6 Penentuan W_u dan W_L

3. Menentukan nilai luas DAS bagian hulu (A_u) dengan menentukan titik berat pada DAS. Penentuan titik berat dapat dilihat pada Gambar 5.7. Dari gambar tersebut diperoleh luas DAS bagian Hulu 62,43 km².



Gambar 5.7 Penentuan A_u

4. Dari analisis DAS pada Arcgis aliran sungai terlihat sehingga dapat diketahui jumlah pertemuan sungai dan pangsa sungai. Contoh penentuan pangsa sungai dapat dilihat pada Gambar 3.9 dan untuk hasil analisis DAS pada Arcgis dapat dilihat pada Gambar 5.8 sebagai berikut.



Gambar 5.8 Hasil analisis DAS keyang

Rekapitulasi data parameter DAS untuk perhitungan HSS Gama I dapat dilihat pada Tabel 5.12 sebagai berikut.

Tabel 5.12 Parameter untuk perhitungan HSS GAMA I

No	Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
1	Panjang sungai utama	L	27	km
2	Lebar DAS 1/4 L	W_L	7,011	km
3	Lebar DAS 3/4 L	W_u	5,011	km
4	Luas DAS	A	130,72	km ²
5	Luas DAS hulu	A_u	62,43	km ²
6	Jumlah Pertemuan sungai	J_N	187	
7	Jumlah pangsa sungai tk. 1	P_1	185	
8	Jumlah pangsa sungai semua tk.	P_N	350	
9	Jumlah panjang sungai tingkat 1	L_1	171,89	km
10	Jumlah panjang sungai semua tk.	L_N	241,26	km
11	kemiringan sungai	S	0,05	

Berdasarkan parameter DAS pada Tabel 5.12 selanjutnya dihitung persamaan Gama I mulai persamaan 3.28 s/d 3.38 sebagai berikut.

1. Menghitung nilai Faktor Sumber (S_F) menggunakan persamaan 3.28

$$\begin{aligned} S_F &= \frac{L_1}{L_N} \\ &= \frac{171,89}{241,26} \\ &= 0,71 \end{aligned}$$

2. Menghitung nilai Frekuensi Sumber (S_N) menggunakan persamaan 3.29

$$\begin{aligned} S_N &= \frac{P_1}{P_N} \\ &= \frac{185}{350} \\ &= 0,53 \end{aligned}$$

3. Menghitung nilai Faktor Lebar (W_F) menggunakan persamaan 3.30

$$\begin{aligned} W_F &= \frac{W_u}{W_L} \\ &= \frac{5,755}{7,011} \\ &= 0,82 \end{aligned}$$

4. Menghitung luas relatif DAS hulu (RUA) menggunakan persamaan 3.31

$$\begin{aligned} RUA &= \frac{A_u}{A} \\ &= \frac{62,43}{130,72} \\ &= 0,48 \end{aligned}$$

5. Menghitung nilai faktor simetri (SIM) menggunakan persamaan 3.32

$$\begin{aligned} SIM &= W_F \times RUA \\ &= 0,82 \times 0,48 \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

6. Menghitung nilai kerapatan jaringan kuras (D) menggunakan persamaan 3.33

$$\begin{aligned} D &= \frac{LN}{A} \\ &= \frac{241,26}{130,72} \\ &= 1,85 \end{aligned}$$

7. Menghitung waktu puncak (T_R) menggunakan persamaan 3.34

$$\begin{aligned} T_R &= 0,43 \left(\frac{L}{100S_F} \right)^3 + 1,0665 SIM + 1,2775 \\ &= 0,43 \left(\frac{27}{100 \times 0,71} \right)^3 + 1,0665 \times 0,39 + 1,2775 \\ &= 1,72 \text{ jam} \end{aligned}$$

8. Menghitung nilai debit puncak banjir (Q_P) menggunakan persamaan 3.35

$$\begin{aligned} Q_P &= 0,1836 A^{0,5886} T_R^{-0,4008} J_N^{0,2381} \\ &= 0,1836 \times 130,72^{0,5886} \times 1,72^{-0,4008} \times 187^{0,2381} \\ &= 9,04 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

9. Menghitung waktu dasar (T_B) menggunakan persamaan 3.36

$$\begin{aligned} T_B &= 27,4132 T_R^{0,1457} S^{-0,0986} S_N^{0,7344} RUA^{0,2574} \\ &= 27,4132 \times 1,72^{0,1457} \times 0,05^{-0,0986} \times 0,53^{0,7344} \times 0,48^{0,2574} \\ &= 20,63 \text{ jam} \end{aligned}$$

10. Menghitung nilai koefisien resensi (K) menggunakan persamaan 3.37

$$\begin{aligned} K &= 0,5617 A^{0,1798} S^{-0,1446} S_F^{-1,0897} D^{0,0452} \\ &= 0,5617 \times 130,72^{0,1798} \times 0,05^{-0,1446} \times 0,71^{-1,0897} \times 1,85^{0,0452} \\ &= 3,09 \end{aligned}$$

11. Menghitung nilai aliran dasar (Q_B) menggunakan persamaan 3.38

$$\begin{aligned} Q_B &= 0,4715 A^{0,6444} D^{0,9430} \\ &= 0,4715 \times 130,72^{0,6444} \times 1,85^{0,9430} \\ &= 19,42 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Selanjutnya dihitung volume limpasan yang diperoleh dengan penjumlahan dari perkalian antara ordinat hidrograf satuan dengan interval waktu hidrograf. Hasil perhitungan volume limpasan lebih lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.13

$$\begin{aligned} V_0 &= (Q_t + Q_{t+1}) \times (T_{t+1} - T) \times 0,5 \times 60 \times 60 \\ &= (0 + 6,54) \times (1 - 0) \times 0,5 \times 60 \times 60 \\ &= 11.778,98 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman hujan} &= \frac{V}{A} \\
 &= \frac{92.034,31 \times 10^3}{130,72 \times 10^9} \\
 &= 0,704 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 5.13 diperoleh volume limpasan total 92.034,31 m³; sedangkan kedalaman hujan 0,704 mm. Karena kedalaman hujan $\neq 1$; maka dilakukan koreksi terhadap hidrograf satuan dengan mengalikan faktor koreksi dengan ordinat hidrograf satuan. Hitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 5.13 Hasil Hitungan Hidrograf Satuan Koreksi Gama I.

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{1}{0,704} \\
 &= 1,42
 \end{aligned}$$

Tabel 5.13 Hasil Hitungan Hidrograf Satuan Koreksi Gama I

T (jam ke)	Q (m ³ /s)	v m ³	Q koreksi (m ³ /s)	v koreksi m ³
0	0	11778,98	0	16729,63
1	6,54	20169,04	9,29	28646,00
1,72	9,04	6968,08	12,84	9896,73
2	4,74	14698,75	6,73	20876,57
3	3,43	10640,11	4,87	15112,11
4	2,48	7702,15	3,53	10939,34
5	1,80	5575,43	2,55	7918,76
6	1,30	4035,93	1,85	5732,22
7	0,94	2921,53	1,34	4149,43
8	0,68	2114,83	0,97	3003,69
9	0,49	1530,88	0,70	2174,31
10	0,36	1108,17	0,51	1573,93
11	0,26	802,18	0,37	1139,34
12	0,19	580,68	0,27	824,74
13	0,14	420,34	0,19	597,01
14	0,10	304,28	0,14	432,17
15	0,07	220,26	0,10	312,84
16	0,05	159,44	0,07	226,46
17	0,04	115,42	0,05	163,93
18	0,03	83,55	0,04	118,66
19	0,02	60,48	0,03	85,90
20	0,01	43,78	0,02	62,18
21	0,01	0,00	0,01	0,00
Jumlah	32,71	92034,31	46,46	130715,94
Kedalaman hujan		1,420		1,000

Hidrograf banjir rancangan dihitung dengan mengalikan hujan efektif dengan ordinat atau Q_{koreksi} , selanjutnya ditambah dengan nilai aliran dasar yang diperoleh dari hasil perhitungan pada halaman 52. Hasil analisis perhitungan banjir rancangan dapat dilihat pada Tabel 5.14 s/d 5.16, sedangkan hasil hidrograf satuan sintetik Gama I dapat dilihat pada Gambar 5.9

Tabel 5.14 Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 100 Tahun

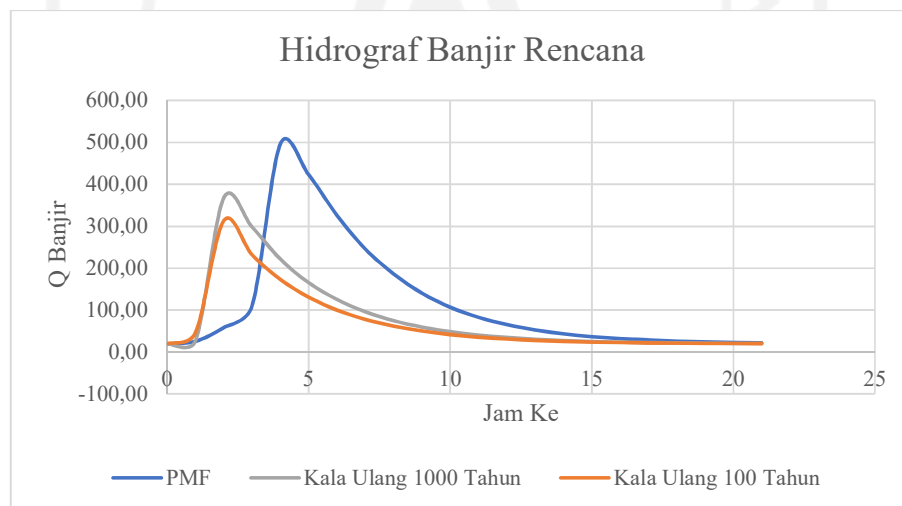
Kala Ulang 100 Tahun					
Jam ke	Ordinat (m ³ /s)	Baseflow (m ³ /s)	Q _{LL}		Q Banjir (m ³ /s)
			2,88	40,76	
0	0,00	19,42	0,00	0,00	19,42
1	9,29	19,42	26,76	0,00	46,18
2	6,73	19,42	19,37	274,23	313,01
3	4,87	19,42	14,02	198,51	231,95
4	3,53	19,42	10,15	143,69	173,26
5	2,55	19,42	7,35	104,02	130,78
6	1,85	19,42	5,32	75,30	100,03
7	1,34	19,42	3,85	54,51	77,77
8	0,97	19,42	2,79	39,46	61,66
9	0,70	19,42	2,02	28,56	50,00
10	0,51	19,42	1,46	20,67	41,55
11	0,37	19,42	1,06	14,97	35,44
12	0,27	19,42	0,77	10,83	31,02
13	0,19	19,42	0,55	7,84	27,82
14	0,14	19,42	0,40	5,68	25,50
15	0,10	19,42	0,29	4,11	23,82
16	0,07	19,42	0,21	2,97	22,60
17	0,05	19,42	0,15	2,15	21,72
18	0,04	19,42	0,11	1,56	21,09
19	0,03	19,42	0,08	1,13	20,63
20	0,02	19,42	0,06	0,82	20,29
21	0,01	19,42	0,04	0,59	20,05

Tabel 5.15 Hasil Perhitungan Hidrograf Banjir Rencana Kala Ulang 1000 Tahun

Kala Ulang 1000 Tahun						
Jam ke	Ordinat (m ³ /s)	Baseflow (m ³ /s)	Q _{LL}			Q Banjir (m ³ /s)
			0,77	50,98	5,54	
0	0,00	19,42	0,00	0,00	0,00	19,42
1	9,29	19,42	7,16	0,00	0,00	26,58
2	6,73	19,42	5,19	342,98	0,00	367,59
3	4,87	19,42	3,75	248,28	26,96	298,41
4	3,53	19,42	2,72	179,72	19,51	221,38
5	2,55	19,42	1,97	130,10	14,13	165,61
6	1,85	19,42	1,42	94,18	10,23	125,24
7	1,34	19,42	1,03	68,17	7,40	96,02
8	0,97	19,42	0,75	49,35	5,36	74,87
9	0,70	19,42	0,54	35,72	3,88	59,56
10	0,51	19,42	0,39	25,86	2,81	48,48
11	0,37	19,42	0,28	18,72	2,03	40,45
12	0,27	19,42	0,20	13,55	1,47	34,65
13	0,19	19,42	0,15	9,81	1,06	30,44
14	0,14	19,42	0,11	7,10	0,77	27,40
15	0,10	19,42	0,08	5,14	0,56	25,19
16	0,07	19,42	0,06	3,72	0,40	23,60
17	0,05	19,42	0,04	2,69	0,29	22,45
18	0,04	19,42	0,03	1,95	0,21	21,61
19	0,03	19,42	0,02	1,41	0,15	21,00
20	0,02	19,42	0,02	1,02	0,11	20,57
21	0,01	19,42	0,01	0,74	0,08	20,25

Tabel 5.16 Hasil Perhitungan PMF

PMP											
Jam ke	Ordinat (m³/s)	Baseflow (m³/s)	Q _{LL}								Q Banjir (m³/s)
			0,65	5,16	12,76	116,75	22,63	8,03	3,20	3,20	
0	0,00	19,42	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	19,42
1	9,29	19,42	6,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	25,44
2	6,73	19,42	4,36	34,74	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	58,52
3	4,87	19,42	3,16	25,15	62,16	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	109,88
4	3,53	19,42	2,28	18,20	44,99	411,59	0,00	0,00	0,00	0,00	496,49
5	2,55	19,42	1,65	13,18	32,57	297,94	57,75	0,00	0,00	0,00	422,51
6	1,85	19,42	1,20	9,54	23,58	215,67	41,81	14,84	0,00	0,00	326,05
7	1,34	19,42	0,87	6,90	17,07	156,12	30,26	10,74	4,28	0,00	245,67
8	0,97	19,42	0,63	5,00	12,35	113,01	21,91	7,78	3,10	3,10	186,29
9	0,70	19,42	0,45	3,62	8,94	81,81	15,86	5,63	2,24	2,24	140,22
10	0,51	19,42	0,33	2,62	6,47	59,22	11,48	4,08	1,62	1,62	106,86
11	0,37	19,42	0,24	1,90	4,69	42,87	8,31	2,95	1,18	1,18	82,72
12	0,27	19,42	0,17	1,37	3,39	31,03	6,01	2,14	0,85	0,85	65,24
13	0,19	19,42	0,12	0,99	2,46	22,46	4,35	1,55	0,62	0,62	52,59
14	0,14	19,42	0,09	0,72	1,78	16,26	3,15	1,12	0,45	0,45	43,43
15	0,10	19,42	0,07	0,52	1,29	11,77	2,28	0,81	0,32	0,32	36,80
16	0,07	19,42	0,05	0,38	0,93	8,52	1,65	0,59	0,23	0,23	32,00
17	0,05	19,42	0,03	0,27	0,67	6,17	1,20	0,42	0,17	0,17	28,53
18	0,04	19,42	0,02	0,20	0,49	4,46	0,87	0,31	0,12	0,12	26,01
19	0,03	19,42	0,02	0,14	0,35	3,23	0,63	0,22	0,09	0,09	24,19
20	0,02	19,42	0,01	0,10	0,26	2,34	0,45	0,16	0,06	0,06	22,87
21	0,01	19,42	0,01	0,07	0,19	1,69	0,33	0,12	0,05	0,05	21,92

**Gambar 5.9 Hidrograf Banjir Rencana**

5.7 Penelusuran Banjir pada Waduk

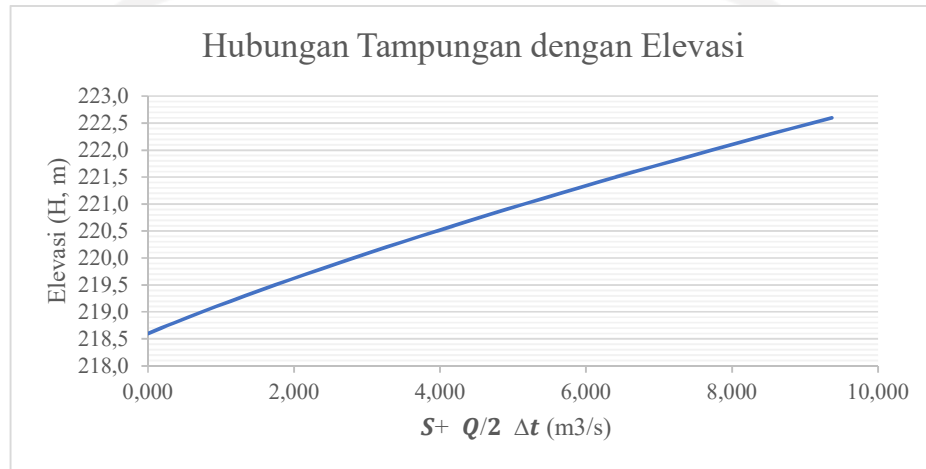
Data yang diperlukan untuk penelusuran banjir pada waduk adalah hubungan tampungan, *outflow*, elevasi dan debit *inflow* dari perhitungan hidrograf banjir rencana sebelumnya.

1. Data hubungan tampungan, *outflow*, dan elevasi

Tabel 5.17 Data hubungan tampungan, *outflow*, dan elevasi

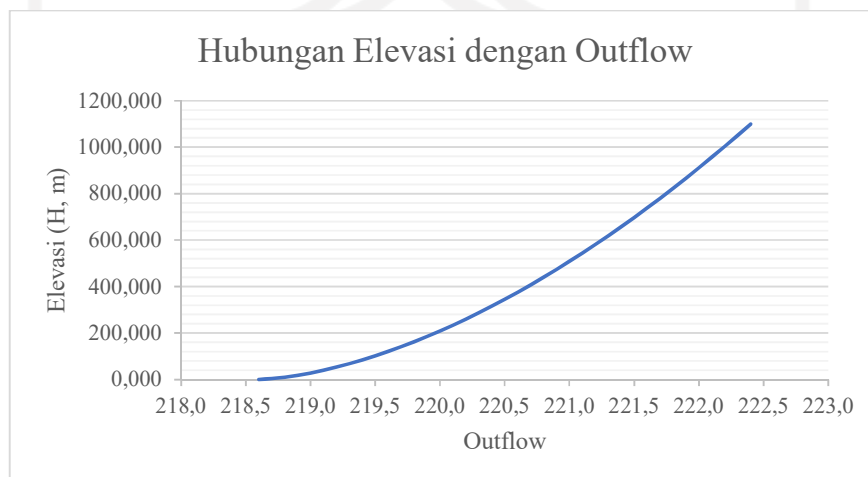
Elevasi (m)	H (m)	S (10 ⁶ m ³)	Q m ³ /s	$S + Q \frac{\Delta t}{2}$ (10 ⁶ m ³)
218,6	0,0	0,000	0,000	0,000
218,8	0,2	0,343	9,656	0,360
219,0	0,4	0,687	28,233	0,738
219,2	0,6	1,034	53,431	1,130
219,4	0,8	1,382	84,494	1,534
219,6	1,0	1,732	120,982	1,950
219,8	1,2	2,084	162,588	2,377
220,0	1,4	2,438	209,075	2,814
220,2	1,6	2,794	260,238	3,262
220,4	1,8	3,151	315,899	3,720
220,6	2,0	3,511	375,903	4,188
220,8	2,2	3,872	440,112	4,664
221,0	2,4	4,235	508,564	5,150
221,2	2,6	4,600	581,074	5,646
221,4	2,8	4,967	657,581	6,151
221,6	3,0	5,336	738,235	6,665
221,8	3,2	5,707	822,812	7,188
222,0	3,4	6,080	911,225	7,720
222,2	3,6	6,454	1003,393	8,260
222,4	3,8	6,831	1099,336	8,810
222,6	4,0	7,209	1197,978	9,365
222,8	4,2	7,589	1299,300	9,928
223,0	4,4	7,971	1403,810	10,498

1. Membuat kurva hubungan elevasi dengan tampungan berdasarkan data yang diperoleh dari nomer 1. Kurva hubungan elevasi dan tampungan digunakan untuk membaca elevasi yang diperoleh saat penelusuran banjir berdasarkan hasil perhitungan tampungan.



Gambar 5.10 Hubungan $S + \frac{Q}{2} \Delta t$ dengan Elevasi

2. Membuat kurva hubungan elevasi dan *outflow* berdasarkan data yang diperoleh dari nomer 1. Kurva hubungan elevasi dengan *outflow* digunakan untuk membaca nilai *outflow* berdasarkan elevasi hasil penelusuran banjir.



Gambar 5.11 Hubungan Outflow dengan elevasi

3. Perhitungan penelusuran banjir kala ulang 100, 1000 tahun dan PMF dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan 5.10. Kolom [1] menunjukkan durasi penelusuran banjir dalam satuan jam. Kolom [2] merupakan hasil debit banjir (*inflow*) dari perhitungan hidrograf banjir sebelumnya. Kolom [3] rata – rata debit *inflow* dengan jam sebelumnya. Kolom [4] hasil dari kolom [3] dikali dengan $\Delta t = 1 \times 60 \times 60 = 3600$ detik. Kolom [5] baris pertama dihitung dengan $S_1 - Q_1 \Delta t/2$, dan untuk baris selanjutnya dihitung dari kolom [6] – [8] dikali Δt . Kolom [6] diperoleh dari kolom [4] + kolom [5]. Kolom [7] membaca nilai elevasi dari Gambar 5.10 berdasarkan hasil kolom [6]. Kolom [8] membaca nilai $Q_{outflow}$ dari Gambar 5.11 berdasarkan hasil kolom [7].

Tabel 5.18 Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Kala Ulang 100 Tahun

t (jam)	I (m ³ /s)	(I1+I2)/2 (m ³ /s)	((I1+I2)/2) Δt (10 ⁶ m ³)	$S - Q \frac{\Delta t}{2}$ (10 ⁶ m ³)	$S + Q \frac{\Delta t}{2}$ (10 ⁶ m ³)	Elevasi m	Q (m ³ /s)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	19,42					218,905	19,419
1	46,18	32,80	0,118	0,489	0,607	218,931	21,800
2	313,01	179,60	0,647	0,529	1,175	219,222	56,892
3	231,95	272,48	0,981	0,970	1,951	219,601	121,131
4	173,26	202,60	0,729	1,515	2,245	219,738	149,718
5	130,78	152,02	0,547	1,706	2,253	219,742	150,527
6	100,03	115,41	0,415	1,711	2,126	219,683	138,205
7	77,77	88,90	0,320	1,629	1,949	219,600	120,914
8	61,66	69,72	0,251	1,514	1,765	219,511	104,736
9	50,00	55,83	0,201	1,388	1,589	219,426	89,281
10	41,55	45,78	0,165	1,267	1,432	219,349	76,643
11	35,44	38,50	0,139	1,156	1,295	219,281	66,082
12	31,02	33,23	0,120	1,057	1,176	219,223	56,987
13	27,82	29,42	0,106	0,971	1,077	219,173	50,026
14	25,50	26,66	0,096	0,897	0,993	219,130	44,623
15	23,82	24,66	0,089	0,832	0,921	219,093	40,007
16	22,60	23,21	0,084	0,777	0,861	219,063	36,124
17	21,72	22,16	0,080	0,731	0,810	219,037	32,896
18	21,09	21,41	0,077	0,692	0,769	219,016	30,240
19	20,63	20,86	0,075	0,660	0,735	218,999	28,109
20	20,29	20,46	0,074	0,634	0,708	218,984	26,753
21	20,05	20,17	0,073	0,611	0,684	218,972	25,587

Tabel 5.19 Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Kala Ulang 1000 Tahun

t (jam)	I (m ³ /s)	(I1+I2)/2 (m ³ /s)	((I1+I2)/2)Δt (10 ⁶ m ³)	$S - Q \frac{\Delta t}{2}$ (10 ⁶ m ³)	$S + Q \frac{\Delta t}{2}$ (10 ⁶ m ³)	Elevasi m	Q (m ³ /s)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	19,42					218,905	19,419
1	26,58	23,00	0,083	0,524	0,607	218,931	21,785
2	367,59	197,09	0,710	0,528	1,238	219,253	61,715
3	298,41	333,00	1,199	1,016	2,215	219,724	146,786
4	221,38	259,89	0,936	1,686	2,622	219,912	188,615
5	165,61	193,49	0,697	1,943	2,639	219,920	190,480
6	125,24	145,43	0,524	1,954	2,477	219,846	173,254
7	96,02	110,63	0,398	1,853	2,252	219,741	150,404
8	74,87	85,45	0,308	1,710	2,018	219,632	127,613
9	59,56	67,22	0,242	1,558	1,800	219,528	107,868
10	48,48	54,02	0,194	1,412	1,607	219,435	90,851
11	40,45	44,46	0,160	1,279	1,440	219,353	77,221
12	34,65	37,55	0,135	1,162	1,297	219,282	66,237
13	30,44	32,54	0,117	1,058	1,175	219,222	56,909
14	27,40	28,92	0,104	0,971	1,075	219,172	49,864
15	25,19	26,30	0,095	0,895	0,990	219,128	44,415
16	23,60	24,40	0,088	0,830	0,918	219,092	39,787
17	22,45	23,02	0,083	0,774	0,857	219,061	35,911
18	21,61	22,03	0,079	0,728	0,807	219,035	32,701
19	21,00	21,31	0,077	0,690	0,766	219,015	30,067
20	20,57	20,79	0,075	0,658	0,733	218,997	27,994
21	20,25	20,41	0,073	0,632	0,706	218,983	26,650

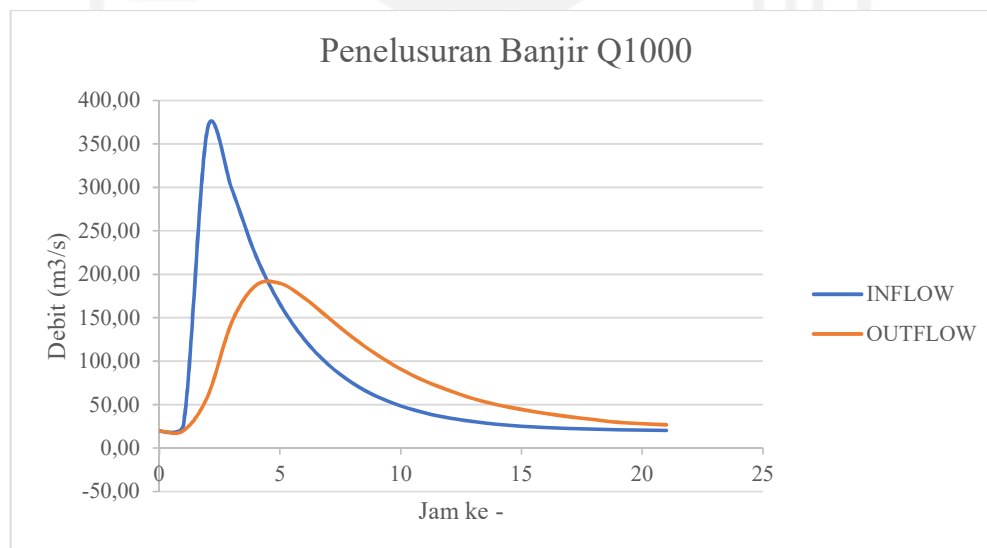
Tabel 5.20 Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir Q_{PMF}

t (jam)	I (m^3/s)	$(I_1+I_2)/2$ (m^3/s)	$((I_1+I_2)/2)\Delta t$ ($10^6 m^3$)	$S - Q \frac{\Delta t}{2}$ ($10^6 m^3$)	$S + Q \frac{\Delta t}{2}$ ($10^6 m^3$)	Elevasi m	Q (m^3/s)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	19,42					218,905	19,4191
1	25,44	22,43	0,081	0,489	0,570	218,911	19,9630
2	58,52	41,98	0,151	0,498	0,649	218,953	23,8640
3	109,88	84,20	0,303	0,563	0,866	219,065	36,4812
4	496,49	303,18	1,091	0,735	1,826	219,541	110,1519
5	422,51	459,50	1,654	1,430	3,084	220,120	239,8711
6	326,05	374,28	1,347	2,221	3,568	220,334	297,4326
7	245,67	285,86	1,029	2,497	3,526	220,315	292,3605
8	186,29	215,98	0,778	2,474	3,251	220,195	258,9681
9	140,22	163,25	0,588	2,319	2,907	220,041	219,6254
10	106,86	123,54	0,445	2,116	2,561	219,884	182,1488
11	82,72	94,79	0,341	1,905	2,246	219,739	149,8858
12	65,24	73,98	0,266	1,707	1,973	219,611	123,2523
13	52,59	58,91	0,212	1,529	1,741	219,500	102,6951
14	43,43	48,01	0,173	1,372	1,545	219,405	85,4136
15	36,80	40,11	0,144	1,237	1,381	219,324	72,7580
16	32,00	34,40	0,124	1,120	1,243	219,256	62,1380
17	28,53	30,26	0,109	1,020	1,129	219,199	53,3325
18	26,01	27,27	0,098	0,937	1,035	219,151	47,3066
19	24,19	25,10	0,090	0,865	0,955	219,111	42,1728
20	22,87	23,53	0,085	0,803	0,888	219,076	37,8632
21	21,92	22,40	0,081	0,751	0,832	219,048	34,2873

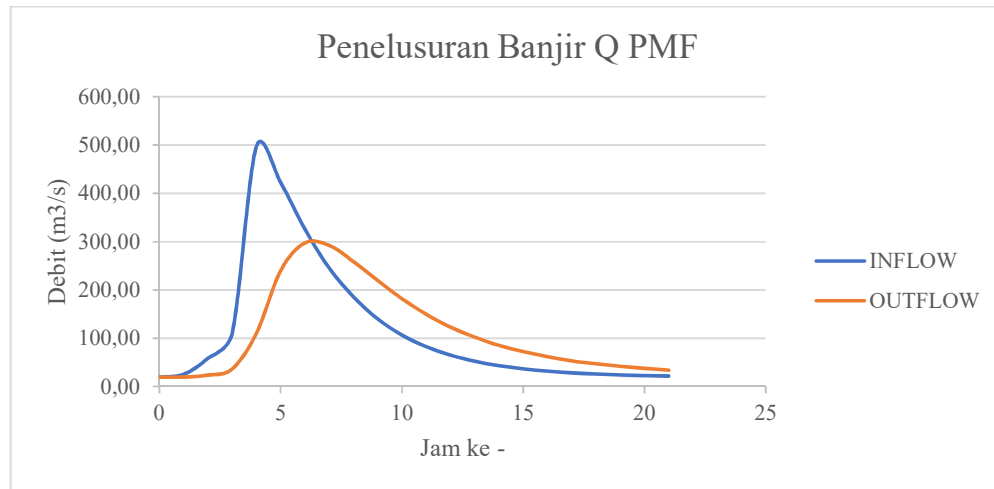
4. Hidrograf hasil penelusuran banjir kala ulang 100, 1000 tahun dan PMF dapat dilihat pada Gambar 5.12 s/d 5.14.



Gambar 5.12 Hidrograf Penelusuran Banjir Q_{100}



Gambar 5.13 Hidrograf Penelusuran Banjir Q_{1000}



Gambar 5.14 Hidrograf Penelusuran Banjir Q_{PMF}

Berdasarkan hasil penelusuran banjir pada waduk diperoleh $Q_{outflow}$ maksimum pada Q_{100} sebesar $150,527 \text{ m}^3/\text{s}$, Q_{1000} $189,595 \text{ m}^3/\text{s}$ dan Q_{PMF} sebesar $297,432 \text{ m}^3/\text{s}$. Elevasi air maksimum Q_{100} +219,742 m, Q_{1000} +219,916 m, dan Q_{PMF} +220,334 m.

Freeboard atau tinggi jagaan direncanakan untuk menghindari terjadinya limpasan pada tubuh bendungan. Dalam menentukan tinggi jagaan perlu diperhatikan beberapa faktor seperti kenaikan permukaan air yang disebabkan oleh banjir dan gelombang air. Nilai standart *Freeboad* pada bendungan dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.21 Angka Tinggi Jagaan Bendungan Urugan

Tinggi Bendungan	Tinggi Jagaan
≤ 50 meter	≥ 2 m
50 - 100 meter	≥ 3 m
≥ 100 meter	$\geq 3,5$ m

Sumber : Sosrodarsono dan Takeda, (1977)

Bendungan Bendo dengan tinggi bendungan utama 71 m masuk kedalam kategori standar tinggi jagaan lebih dari 3 m. Hasil penelusuran banjir waduk untuk keamanan Bendungan Bendo dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Hasil Penelusuran Banjir Waduk Bendo

Kondisi	Elevasi pelimpah (m)	El. Maks (m)	h maks (m)	Fr (m)	El. Maks + Fr (m)	El. Puncak (m)	Keterangan
Q ₁₀₀	+218,6	+219,742	1,142	3	+222,742	+224	Aman
Q ₁₀₀₀		+219,916	1,316		+222,916		Aman
Q _{PMF}		+220,334	1,734		+223,334		Aman

Berdasarkan hasil penelusuran banjir pada Tabel 5.22 elevasi maksimum yang diperoleh tidak melebihi elevasi puncak bendungan, sehingga Bendungan Bendo aman dari bahaya *overtopping*.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil pengolahan data dan analisis yang telah dilakukan dalam penelitian ini, diperoleh kesimpulan bahwa hasil penelusuran banjir pada waduk Bendo dengan data hujan terbaru diperoleh debit banjir $Q_{100} = 150,527 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{1000} 189,595 \text{ m}^3/\text{s}$ dan Q_{PMF} sebesar $297,432 \text{ m}^3/\text{s}$. Elevasi air maksimum ditambah dengan tinggi jagaan 3 m diperoleh Q_{100} sebesar +222,742 m, Q_{1000} +222,916 m, dan Q_{PMF} +223,334 m. Berdasarkan hasil penelusuran banjir, elevasi maksimum tidak melebihi elevasi puncak bendung sehingga Bendungan Bendo aman dari bahaya *overtopping*.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil penelitian maka terdapat beberapa saran yaitu :

1. Perlu dilakukan analisis hujan rancangan dengan beberapa ragam metode sebagai pembanding.
2. Perlu dilakukan analisis penelusuran banjir pada bagian hilir sungai.

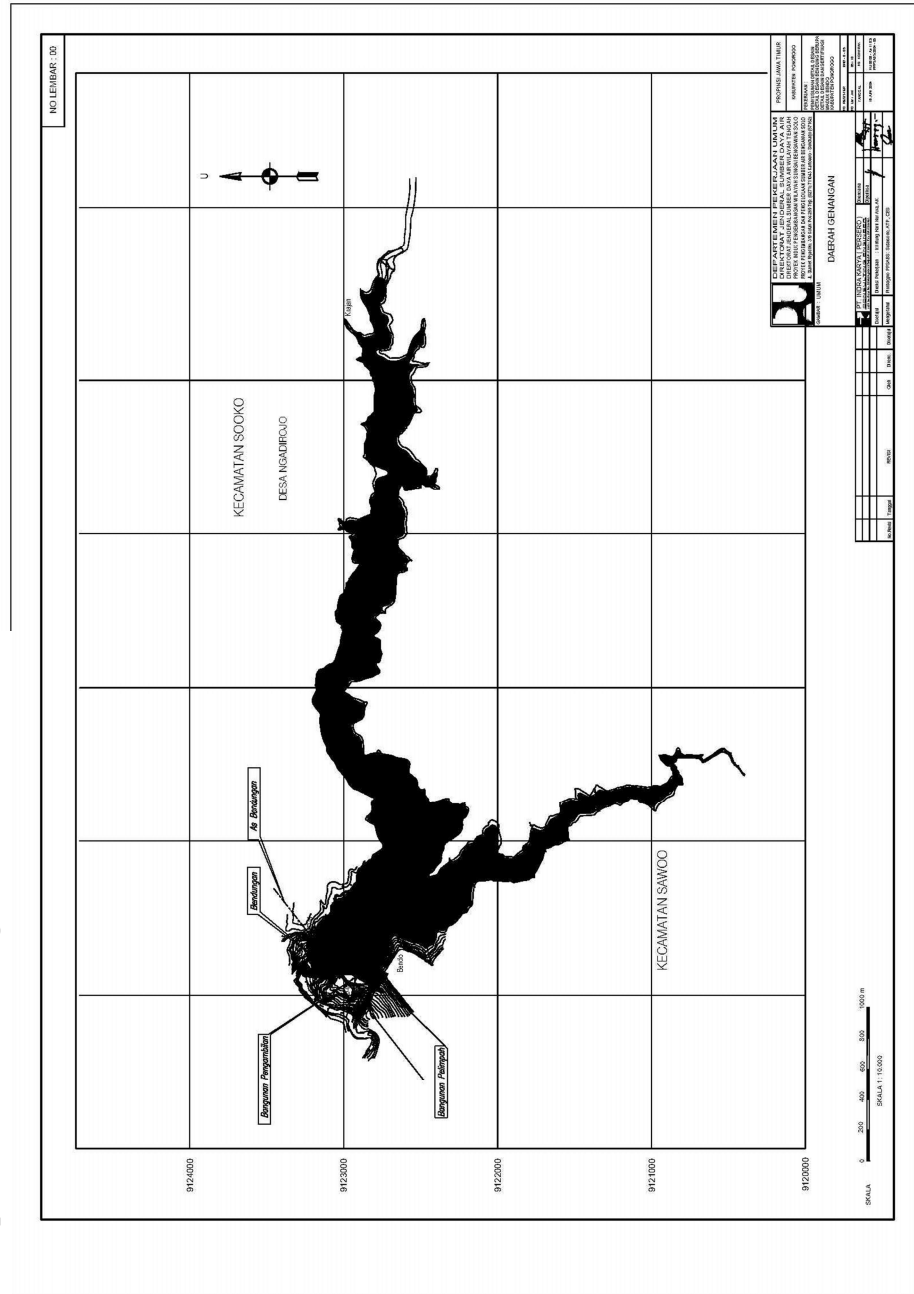
DAFTAR PUSTAKA

- Direktorat Jendral Pengairan. 1999. *Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II Analisis Hidrologi*. Departemen Pekerjaan Umum
- Masrevaniah, A. *Penelusuran Banjir Waduk dengan Hydrograf Seri*. Jurusan Pengairan. Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Malang
- Pusat Pendidikan dan Pelatihan Sumber Daya Air dan Konstruksi. 2017. *Modul Perhitungan Hidrologi Pelatihan Perencanaan Bendungan Tingkat Dasar*. Kementrerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat. Bandung
- Putra dan Kumala. 2019. *Evaluasi kapasitas Spillway Bendungan Darma sebagai Salah Satu Dasar dari Aspek Keamanan Bendungan*. Jurnal online Institut Teknologi Nasional. Jurusan Teknik Sipil No. 1 Volume 5. Institut Teknologi Nasional. Bandung.
- Qais dan Permana. 2021. *Analisis Debit Banjir dan Penelusuran Banjir di Bendungan Cipanas Kabupaten Sumedang*. Vol. 19 No. 1 hal 157 – 168 P-ISSN 1412 – 3630; E-ISSN 2302 – 7312. Sekolah Tinggi Teknologi Garut
- Radityo dkk. 2018. *Penelusuran Banjir pPada Embung Lambadeuk Kabupaten Aceh Besar*. Vol 1 Special Issue No. 4 Februari 2018 ISSN 2088 – 9321. Universitas Syah Kuala.
- Sitohang dkk. 2011. *Analisis Banjir Racangan Dengan Metode HSS Nakayasu pada Bendungan Gintung*. Vol 4 oktober 2011 ISSN: 1858 – 2559. Universitas Gunadarma. Depok
- Soemarto C.D., 1987, *Hidrologi Teknik*, Penerbit Usaha Nasional, Surabaya.
- Sosrodarsono S. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta. PT. Pradnya Paramita
- Triadmodjo, B. 2008. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta. Beta Offset Yogyakarta.



[illegible]

Lampiran 2 Daerah Genangan



Lampiran 3 Curah Hujan Maksimum Harian

Tahun	curah hujan harian maksimum (mm) sooko	curah hujan harian maksimum (mm) Ngebel	curah hujan harian maksimum (mm) Slahung
2001	94	87	69
2002	72	101	89
2003	116	116	65
2004	87	98	72
2005	85	97	76
2006	99	120	70
2007	136	162	96
2008	70	123	80
2009	90	120	77
2010	91	124	108
2011	83	96	101
2012	92	112	90
2013	90	107	93
2014	104	101	69
2015	90	125	83
2016	104	146	124
2017	130	135	133
2018	109	80	83
2019	79	77	159
2020	103	108	79

Sumber : BBWS Bengawan Solo

Lampiran 4 Tabel Faktor Frekuensi K_t untuk Distribusi Log Pearson Tipe

III

G or Cs	Return Period In Year								
	1,25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Exccedence Probabilitas								
	0,8	0,5	0,2	0,1	0,04	0,02	0,01	0,005	0,001
3	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,9	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	7,120
2,8	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,990
2,7	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783	6,860
2,6	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	6,730
2,5	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	3,652	6,600
2,4	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584	6,466
2,3	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	6,333
2,2	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454	6,200
2,1	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	6,055
2	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,9	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,785
1,8	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,7	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	5,525
1,6	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,5	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	5,250
1,4	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,3	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,965
1,2	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,1	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575	4,680
1	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,0857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,853	-0,060	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,85	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090

Lampiran 5 Nilai X^2 Chi - Kuadrat

Dk	Distribusi X^2											
	0,99	0,95	0,9	0,8	0,7	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,01	0,001
1	0	0,00393	0,016	0,064	0,148	0,455	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	0,02	0,103	0,211	0,446	0,713	1,386	2,408	3,219	4,605	5,991	9,21	13,815
3	0,115	0,352	0,584	1,005	1,424	2,366	3,665	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	0,297	0,711	1,064	1,649	2,195	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	0,554	1,145	1,61	2,343	3	4,351	6,064	7,289	9,236	11,07	15,086	20,517
6	0,872	1,635	2,204	1,07	3,828	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,812	22,457
7	1,239	2,167	2,833	3,822	4,671	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475	24,322
8	1,646	2,733	3,89	4,594	5,527	7,344	9,524	11,03	13,362	15,507	20,09	26,425
9	2,088	3,325	4,168	5,38	6,393	8,343	10,656	12,242	14,684	16,919	21,666	27,877
10	2,558	3,94	6,179	6,179	7,267	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588
11	3,053	4,575	5,578	6,989	8,148	10,341	112,899	14,631	17,275	19,675	24,725	31,264
12	3,571	5,226	6,304	7,807	9,034	11,34	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217	32,909
13	4,107	5,892	7,042	8,634	9,926	12,34	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14	4,66	6,571	7,79	9,467	10,821	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15	5,229	7,261	8,547	10,307	11,721	14,339	17,322	19,311	22,307	24,996	30,578	37,697
16	5,812	7,962	9,312	11,152	12,624	15,338	18,418	20,465	23,542	26,296	32	39,252
17	6,408	8,672	10,085	12,002	13,531	16,338	19,511	21,615	24,769	27,587	33,409	40,79
18	7,015	9,39	10,865	12,857	14,44	17,338	20,601	22,76	25,989	28,869	34,805	42,312
19	7,633	10,117	11,651	13,716	15,352	18,338	21,689	23,9	27,204	30,144	36,191	43,82
20	8,26	10,851	12,443	14,578	16,266	19,377	22,775	25,038	28,412	31,41	37,566	45,315

