



**PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK
KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR**

Oleh :

ANJAYA PUTRA ADI SURYA

161910301117

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS JEMBER
2020**



**PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK
KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR**

SKRIPSI

Diajukan guna melengkapi tugas akhir dan memenuhi salah satu syarat
untuk menyelesaikan Program Studi Teknik Sipil (S1)
dan mencapai gelar Sarjana Teknik

Oleh :

ANJAYA PUTRA ADI SURYA

161910301117

**PROGRAM STUDI S1 TEKNIK SIPIL
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS JEMBER
2020**

PERSEMBAHAN

Puji syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya, serta berkah dan kasih kesetiaan-Nya, sehingga dapat terlaksana penyelesaian tugas akhir yang saya lakukan ini. Tugas akhir ini saya persembahkan untuk:

1. Kedua Orangtua saya Bapak Suryani dan Ibu Siti Rokayah yang telah membantu baik moral dan materil, mendoakan, mendidik, dan memberi kasih sayang serta pengorbanan yang tidak terhingga selama ini.
2. Ibu Retno Utami Agung Wiyono ,S.T., M.Eng.,Ph.D. dan Ibu Ir. Wiwik Yunarni Widiarti, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu membimbing, memberi saran serta memberikan dukungan.
3. Ibu Dr. Ir. Entin Hidayah, M.U.M. dan Bapak Saifurridzal, S.T.,M.Eng. selaku dosen penguji yang sudah memberikan saran untuk memperbaiki tugas akhir ini.
4. Ibu Audiananti Meganandi Kartini S.Si., M.T. selaku dosen pembimbing akademik yang selalu membimbing dan memberikan motivasi.
5. Wahyu Eka Kiswardani yang selalu memberikan dukungan dan menemani saya.
6. Haris, Bagus, Fani, Ronggo, Adre, Fandial, Afri, Jeje, Thoni, Huda, Fahmi, yang selalu memberikan bantuan dan motivasi.
7. Teman-teman Teknik Sipil Universitas Jember angkatan 2016 yang tidak dapat saya sebutkan satu per satu.
8. Almamater Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember

MOTTO

*“Jadikanlah sabar dan sholat sebagai penolongmu,
Sesungguhnya Allah bersama orang-orang yang sabar”.*

(Q.S Al-Baqarah: 153)

*“Sesungguhnya sesudah kesulitan itu pasti ada kemudahan, maka apabila
kamu telah selesai dengan sesuatu urusan, kerjakanlah sungguh-sungguh
urusan yang lain. Dan hanya kepada Tuhanmu-lah (Allah) hendaknya kamu
berharap”*

(QS. Alam Nasyroh: 6-8)

PERNYATAAN

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : Anjaya Putra Adi Surya

NIM : 161910301117

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa karya ilmiah yang berjudul **“PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR”** adalah benar-benar hasil karya sendiri, kecuali kutipan yang sudah saya sebutkan sumbernya, belum pernah diajukan pada institusi manapun, dan bukan karya jiplakan. Saya bertanggung jawab penuh atas keabsahan dan kebenaran isinya sesuai dengan sikap ilmiah yang harus dijunjung tinggi.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya, tanpa adanya tekanan dan paksaan dari pihak manapun serta bersedia mendapat sanksi akademik jika ternyata di kemudian hari pernyataan ini tidak benar.

Jember, Juli 2020

Yang Menyatakan

Anjaya Putra Adi Surya

NIM. 161910301117

SKRIPSI

**PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK
KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR**

Oleh
Anjaya Putra Adi Surya
NIM 161910301117

Pembimbing

Dosen Pembimbing Utama

: Retno Utami Agung Wiyono ,S.T., M.Eng.,Ph.D.

Dosen Pembimbing Anggota

: Ir. Wiwik Yunarni Widiarti, S.T., M.T.

PENGESAHAN

Skripsi berjudul “**PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR**” karya Anjaya Putra Adi Surya telah diuji dan disahkan pada:

Tanggal : Juli 2020

Tempat : Fakultas Teknik Universitas Jember

Tim Pembimbing:

Pembimbing Utama

Retno Utami A Wiyono ,S.T., M.Eng.,Ph.D.

Pembimbing Anggota

Ir. Wiwik Y Widiarti, S.T., M.T.

NIP. 760017219

NIP. 197006131998022001

Tim Penguji

Penguji 1

Dr. Ir. Entin Hidayah, M.U.M.

Penguji 2

Saifurridzal, S.T.,M.Eng.

NIP. 196612151995032001

NIP. 760019061

Mengesahkan

Dekan

Dr. Ir. Triwahju Hardianto, S.T., M.T.

NIP. 19700826 199702 1 001

RINGKASAN

PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR. Anjaya Putra Adi Surya, 161910301117, 2020; 70 Halaman; Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.

Dengan banyaknya manfaat yang ditimbulkan oleh adanya bendungan salah satunya adalah sebagai pengendali banjir, Banjir merupakan suatu peristiwa tergenangnya suatu wilayah dengan air, baik itu air hujan, air sungai, maupun air pasang.

Hal ini dapat terjadi akibat ketidakmampuan suatu saluran untuk menampung jumlah aliran air yang relatif tinggi. Salah satu cara teknis untuk mengendalikannya adalah dengan dibangunnya sebuah wadah penampungan air sementara yang biasa disebut dengan waduk atau *reservoir*, adapun fungsi dari *reservoir* adalah untuk menampung semua air limpasan hujan, air pasang, kelebihan dari sungai dan lainnya. Maka dari itu diperlukannya perencanaan yang baik dalam pembangunan waduk untuk menjamin juga dalam keselamatan selain hanya melihat dari fungsinya saja, dengan adanya tampungan yang besar tentu juga akan ada potensi bahaya yang besar.

Penelusuran Banjir Pada Waduk Semantok adalah salah satu kajian penting dari perencanaan Bendungan Semantok. Studi ini diawali melalui tahapan awal dimulai dari merencanakan banjir rencana sesuai dengan pertimbangan hidrologi . Berikutnya adalah menganalisa dan menghitung lengkung kapasitas waduk dan penelusuran banjir melalui pelimpah. Hasil studi ini mendapatkan hasil analisa berupa desain banjir dengan HSS Nakayasu yang di hasilkan kala ulang banjir rancangan pada waktu yang di tentukan. Berikutnya menghitung lengkung kapasitas waduk untuk mengetahui volume tampungan yang ada pada waduk semantok . dan selanjutnya dilakukan perhitungan penelusuran banjir melalui pelimpah dengan kala ulang banjir yang di ambil adalah Q100th, Q1000th, dan QPMF.

Dengan hasil Inflow dan Outflow pada banjir kala ulang 100, 1000, dan PMF berturut-turut adalah 185.02 421.25 m³/dt dan 60.70 421.25 m³/dt untuk Q100, lalu 238.52 421.25 m³/dt dan 84.4 421.25 m³/dt untuk Q1000 dan 827.80 421.25 m³/dt dan 421.25 m³/dt. Lalu untuk pelimpah Terjadi Overtopping pada kala ulang banjir 100, 1000, dan PMF dengan ketinggian maksimal air di atas pelimpah berturut-turut adalah 0.69 m, 0.87 m, dan 2.53 m.

SUMMARY

FLOOD ROUTING IN SEMANTOK RESERVOIR NGANJUK DISTRICT EAST JAVA. Anjaya Putra Adi Surya, 161910301117, 2020; 70 Pages; Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Jember.

With the many benefits generated by the existence of dams, one of which is as a flood controller, flood is an event that floods an area with water, be it rain water, river water, or tide.

This can occur due to the inability of a channel to accommodate a relatively high amount of water flow. One technical way to control it is to build a temporary water reservoir called reservoir or reservoir, while the function of the reservoir is to collect all rainwater, tide, excess water from the river and others. Therefore good planning in the construction of reservoirs is needed to ensure safety in addition to just looking at its function, with the presence of large reservoirs of course there will also be a great potential danger.

Flood Tracing in Semantok Reservoir is one of the important studies of the Semantok Dam planning. This study begins through the initial stages starting from planning the flood plan according to hydrological considerations. Next is analyzing and calculating reservoir capacity curvature and tracking flooding through an overflow. The results of this study get the results of the analysis in the form of a flood design with Nakayasu HSS which was re-produced during the design flood at a specified time. Next calculate the curvature of the reservoir capacity to find out the volume of reservoir in the semantok reservoir. and then the calculation of flood tracing is conducted through the overflow with the flood recalls taken are Q100th, Q1000th, and QPMF.

With the results of Inflow and Outflow in floods when 100, 1000, and PMF kneel 185.02 421.25 m³/dt and 60.70 421.25 m³/dt for Q100, then 238.52 421.25 m³/dt and 84.4 421.25 m³/dt for Q1000 dan 827.80 421.25 m³/dt dan 421.25 m³/dt. Then for the overflow Overtopping occurs at the time of flooding 100, 1000, and PMF with a maximum height of water above the successive overflow is 0.69 m, 0.87 m, dan 2.53 m.

PRAKATA

Puji syukur kehadiran Tuhan yang esa atas berkat dan kasihnya yang senantiasa dilimpahkan, sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul “PENELUSURAN BANJIR PADA WADUK SEMANTOK KABUPATEN NGANJUK JAWA TIMUR” sebagai salah satu syarat menyelesaikan program studi strata 1 di Jurusan Teknik Sipil Universitas Jember. Dalam kesempatan ini, penulis mengucapkan terimakasih yang sebesar besarnya kepada :

1. Dr. Triwahju Hardianto, S.T., M.T. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Jember.
2. Dr. Gusfan Halik, S.T.,M.T selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Jember.
3. Ibu Retno Utami Agung Wiyono ,S.T., M.Eng.,Ph.D. dan Ibu Ir. Wiwik Yunarni Widiarti, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing yang senantiasa sabar dalam membimbing dan memberikan banyak ilmu dalam penelitian yang penulis lakukan. Penulis menyadari bahwasanya dalam penyusunan tugas akhir ini masih banyak kekurangan dan jauh dari kata sempurna, untuk itu, penulis berharap adanya saran dan kritik yang membangun pada penulisan tugas akhir ini. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi mahasiswa dan lembaga terkait.

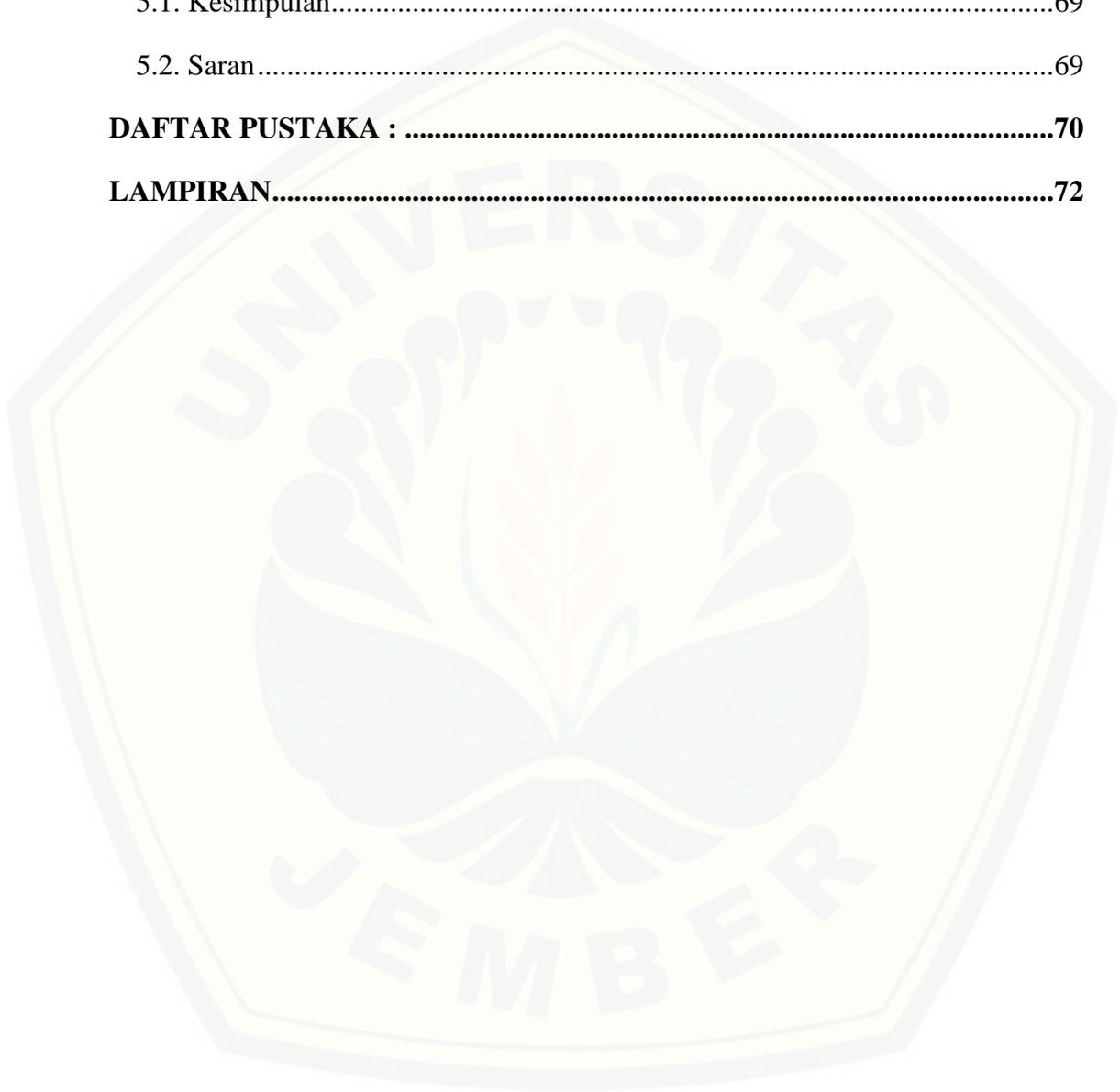
Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL	i
PERSEMBAHAN	ii
MOTTO	iii
PERNYATAAN	iv
SKRIPSI	v
PENGESAHAN	vi
RINGKASAN	vii
SUMMARY	viii
PRAKATA	ix
DAFTAR ISI	x
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xiv
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian.....	2
1.4 Manfaat Penelitian.....	3
1.5 Batasan Masalah.....	3
2.1 Penelitian Terdahulu	4
2.2 Bendungan.....	5
2.2.1 Pengertian Bendungan	5
2.2.2 Pembagian Tipe Bendungan	5
2.3 Analisis Hidrologi	12
2.3.1 Pengisian1Data Hilang	12
2.3.2 Pengujian1Kualitas Data Hujan.....	12

2.3.3. Hujan Rerata Daerah.....	15
2.3.4. Analisis Frekuensi	19
2.3.4.1. Metode Log Pearson III.....	19
2.3.5. Uji Kesesuaian Distribusi	21
2.3.6. PMP (Probable Maximum Precipitation)	23
2.3.7. Distribusi Hujan Jam-Jaman.....	24
2.3.8. Menentukan Debit Banjir Rencana.....	27
2.3.9. Penelusuran Banjir Waduk	29
BAB III. METODOLOGI PENELITIAN	32
3.1 Lokasi Penelitian	32
3.2 Teknik Pengumpulan Data	33
3.2.1 Data yang Diperlukan.....	34
3.2.2 Data Bendungan Semant.....	34
3.3 Metode Analisis Data	35
BAB IV. PEMBAHASAN	40
4.1. Analisa Frekuensi	40
4.1.1. Metode Gumbel	40
4.1.2. Metode Log Pearson III.....	40
4.2. Uji Kesesuaian Distribusi.....	42
4.2.1. Uji Chi Square.....	42
4.2.2. Uji Smirnov Kolmogorof.....	43
4.3. Perhitungan PMP (Probable Maximum Precipitation).....	44
4.4. Distribusi Hujan Jam-Jaman	50
4.5. Hidrograf Satuan Sintetis	51
4.5.1. Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	51

4.6. Lengkung Kapasitas Waduk.....	61
4.7. Penelusuran Banjir Melalui Pelimpah.....	64
BAB V PENUTUP.....	69
5.1. Kesimpulan.....	69
5.2. Saran.....	69
DAFTAR PUSTAKA :	70
LAMPIRAN.....	72



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Tabel Koefisien Pengaliran.....	26
Tabel 4.1 Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Pearson III dan Gumbel.....	41
Tabel 4.2 Perhitungan Chi- Square Gumbel	42
Tabel 4.3 Perhitungan Chi- Square Log Pearson III.....	42
Tabel 4.4 Perhitungan Smirnov Kolmogorof Gumbel.....	43
Tabel 4.5 Perhitungan Smirnov Kolmogorof Log Pearson	44
Tabel	45
Tabel 4.7 Intensitas Hujan Dalam % dengan Durasi Hujan 6 Jam	50
Tabel 4.7 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	52
Tabel 4.8 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 25 Tahun Metode Nakayasu	54
Tabel 4.9 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 50 Tahun Metode Nakayasu	55
Tabel 4.10 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 200 Tahun Metode Nakayasu	56
Tabel 4.11 Debit Banjir Rancangan Kala Ulang 1000 Tahun Metode Nakayasu	57
Tabel 4.12 Debit Banjir Rancangan PMF Metode Nakayasu	58
Tabel 4.13 Rekapitulasi Nilai Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu	59
Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk Semantok	61
Tabel 4.15 Lengkung Kapasitas Waduk Semantok	62
Tabel 4.16 Hubungan C-L-Q di atas Pelimpah.....	65
Tabel 4.17 Hubungan H – S – Q di atas Pelimpah	66
Tabel 4.18 Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q1000.....	67
Berikut ini merupakan hasil rekapitulasi penelusuran banjir melalui pelimpah pada Bendungan Semantok: Tabel 4.19 Rekapitulasi Hasil Penelusuran Banjir melalui Pelimpah	68

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Peta Lokasi pembangunan bendungan, yang terletak di Desa Sambi Kerep, Kecamatan Rejoso, Kabupaten Nganjuk.....	32
Gambar 3.2 Maket (Miniatur) bendungan Semantok, yang direncanakan pada tahun 2021 sudah selesai dibangun.	33
Gambar 4.1 Faktor Penyesuaian Rata-rata Terhadap Pengamatan Maksimum Menentukan nilai f_3 :	46
Gambar 4.2 Faktor Penyesuaian Simpangan Baku Terhadap Pengamatan Maksimum	47
Gambar 4.3 Faktor Penyesuaian Rerata dan Simpangan Baku terhadap Panjang Pengamatan Data Menentukan nilai K_m : $X_n = 72, 29$	48
Gambar 4.4 Menentukan Harga K_m Menghitung nilai X_m	49
Gambar 4.5 Posisi Bendungan Semantok untuk Perhitungan HSS.....	51
Gambar 4.6 Ordinat Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	53
Gambar 4.7 Hidrograf Satuan Sintetik Metode Nakayasu.....	60
Gambar 4.8 Lengkung Kapasitas Waduk Semantok	62
Gambar 4.9 Lengkung Kapasitas Waduk Semantok	64
Gambar 4.10 Grafik Hubungan <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i> pada pelimpah	68

BAB 1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sumber daya air merupakan karunia tuhan yang tidak habis-habisnya sehingga perlu disyukuri untuk dimanfaatkan sesuai dengan kebutuhan. Bertitik tolak dari ketersediaan air yang berlebih sehingga perlu ketersediaan bangunan keairan yang baik. Untuk itu, dibutuhkan waduk yang berfungsi menampung air pada musim penghujan dan menyimpan air di musim kemarau diwaktu air sungai mengalir dalam debit yang kecil. Menurut Permen PU No. 27 Tahun 2015, waduk dapat terbentuk karena adanya bendungan dimana definisi bendungan adalah bangunan yang berupa tanah, batu, beton, atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat juga dibangun untuk menampung limbah tambang atau lumpur. Pembangunan bendungan dimaksudkan untuk memperoleh manfaat dari bendungan itu sendiri, seperti sebagai penyimpan cadangan air, mencegah banjir, menyediakan air untuk irigasi, menjadi tempat wisata, menyediakan energi untuk pembangkit listrik, dan sebagainya.

Dengan banyaknya manfaat yang ditimbulkan oleh adanya bendungan salah satunya adalah sebagai pengendali banjir. Banjir merupakan suatu peristiwa tergenangnya suatu wilayah dengan air, baik itu air hujan, air sungai, maupun air pasang. Hal ini dapat terjadi akibat ketidakmampuan suatu saluran untuk menampung jumlah aliran air yang relatif tinggi. Maka dari itu diperlukannya perencanaan yang baik dalam pembangunan waduk untuk menjamin juga dalam keselamatan selain hanya melihat dari fungsinya saja, dengan adanya tampungan yang besar tentu juga akan ada potensi bahaya yang besar.

Dalam perencanaan bangunan-bangunan keairan terutama bangunan struktur sungai, langkah awal yang harus ditempuh adalah menentukan banjir rancangan sesuai dengan kala ulang tertentu. Penentuan besarnya banjir rancangan untuk perancangan sungai didasarkan pada tingkat keperluannya (S.H Hasibuan 2012),

Hidrograf satuan sintetik dimulai oleh Snyder (1938) dan Gray (1961) yang memberikan beberapa karakteristik seperti debit puncak, waktu ke puncak dan basis waktu. Kemudian penambahan karakteristik parameter reservoir DAS, yang dipelopori oleh Clark, (1943). Pada tahun 1940 dipromosikan hidrograf satuan sintetik berdasarkan sungai penelitian di Jepang, yang sampai saat ini banyak digunakan dan dikenal sebagai Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (Ariani Budi Safarina 2012)

Metode analisis hidrograf satuan sintetik yang paling sederhana dan mudah digunakan dalam perhitungan debit banjir di Indonesia adalah metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu. Metode ini menggunakan data-data karakteristik DAS seperti luas DAS, panjang sungai, koefisien pengaliran, dan parameter alfa. Metode HSS Nakayasu diambil dari nama penemunya yaitu Nakayasu yang melakukan pengamatan hidrograf pada beberapa sungai di Jepang pada tahun 1948, yang kemudian membuat rumus HSS dari hasil pengamatannya tersebut (Denik S. Krisnayanti 2019) dan (D S Krisnayanti 2015), Hidrograf satuan sintetik metode DR. Nakayasu telah berulang kali diterapkan di Jawa Timur terutama pada DTA kali Brantas. Hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan (Pratomo 2014).

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka masalah pada penelitian ini dapat dirumuskan sebagai berikut: Bagaimana hasil dari penelusuran banjir melalui pelimpah pada Waduk Semantok ?.

1.3 Tujuan Penelitian

Penelitian ini dilakukan dengan tujuan khusus sebagai berikut: untuk menghitung penelusuran banjir melalui pelimpah pada Waduk Semantok.

1.4 Manfaat Penelitian

Hasil penelitian ini diharapkan dapat memberikan manfaat sebagai berikut: Manfaat penelitian ini dapat menunjukkan apakah pelimpah dapat mengalirkan debit banjir rencana dalam kala ulang tertentu.

1.5 Batasan Masalah

Supaya pembahasan dalam Tugas Akhir ini sesuai dengan tujuan yang diinginkan, maka perlu batasan masalah yang meliputi :

1. Membahas penelusuran banjir melalui pelimpah.
2. Memakai HSS Nakayasu.
3. Tidak membahas Analisa ekonomi dan dampak lingkungan.

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu ini menjadi salah satu acuan dalam melakukan penelitian sehingga dapat memperkaya teori yang digunakan dalam mengkaji penelitian yang dilakukan.

Yang pertama adalah penelitian oleh Amalia dan Wesli dengan judul “PENELUSURAN BANJIR MENGGUNAKAN METODE *LEVEL POOL ROUTING* PADA WADUK KOTA LHOKSEUMAWE” dalam penelitian ini menyimpulkan 1. Waduk Lhokseumawe dengan luas sebesar 60 hektar memiliki volume maksimum sebesar 1023440,987 m³, dengan debit *inflow* maksimum adalah sebesar 25,48 m³/det, debit *outflow* maksimum sebesar 4,637 m³/det serta jumlah tampungan maksimum yang dimiliki oleh *reservoir* adalah sebesar 856,49 m³/det. 2. Dalam melakukan analisis hidrologi untuk mengetahui besarnya debit aliran digunakan periode ulang 5 tahun yang meliputi atas 3 blok sistem drainase di Kota Lhokseumawe dimana blok 1 seluas 1,017 km², blok 2 seluas 0,624 km², dan blok 3 seluas 0,575 km² dengan intensitas hujan sebesar 102,32 mm/jam, sehingga diketahui jumlah total debit yang mengalir ke *reservoir* adalah sebesar 42,17 m³/det. 3. Waduk mampu untuk menampung jumlah debit yang mengalir dari Kota Lhokseumawe pada saat kondisi hujan dengan jangka waktu maksimum adalah selama 6,74 jam. Dengan jangka waktu maksimum tersebut dapat diketahui pula bahwa pada saat kondisi hujan secara terus-menerus tanpa adanya proses *outflow* yang mengakibatkan volume tampungan di *reservoir* semakin bertambah dan penuh, maka akan memungkinkan terjadinya limpasan balik ke saluran-saluran primer dan sekunder yang nantinya mengakibatkan banjir atau genangan di daerah sekitaran *reservoir*.

Yang kedua adalah “ANALISIS ROUTING ALIRAN MELALUI RESERVOIR (STUDI KASUS WADUK DIPONEGORO)” oleh Adhi Susilo, Kesimpulan dari hasil penelitian adalah Berdasarkan hasil analisis mengenai banjir rencana Waduk Diponegoro dengan menggunakan metode Flood Routing, maka dapat menyimpulkan bahwa Waduk Diponegoro efektif sebagai pengendalian

banjir dengan kala ulang 100 tahun, berdasarkan hasil penelusuran elevasi puncak bendungan mampu menurunkan debit banjir sebesar 33.799 m³/dt menjadi 20.597 m³/dt.

2.2 Bendungan

2.2.1 Pengertian Bendungan

Menurut Permen PU Nomor 27 Tahun 2015, bendungan adalah bangunan yang berupa urukan tanah, urukan batu, beton, dan/atau pasangan batu yang dibangun selain untuk menahan dan menampung air, dapat pula dibangun untuk menahan dan menampung air limbah tambang, atau menampung lumpur sehingga terbentuk waduk. Sedangkan menurut Peraturan Menteri Nomor 72/PRT/1997, bendungan adalah setiap bangunan penahan air buatan, jenis urugan atau jenis lainnya yang menampung air atau dapat menampung air, termasuk pondasi, bukit/tebing tumpuan, serta bangunan pelengkap dan peralatannya, termasuk juga bendungan limbah galian, tetapi tidak termasuk bendung dan tanggul.

Bendungan difungsikan sebagai penangkap air dan menyimpannya di musim hujan waktu air sungai mengalir dalam jumlah besar dan yang melebihi kebutuhan baik untuk keperluan irigasi, air minum, industri atau yang lainnya. Dengan memiliki daya tampung tersebut sejumlah besar air yang melebihi kebutuhan dapat disimpan dalam sebuah tampungan (waduk) dan digunakan sesuai kebutuhan.

Bila aliran sungai yang masuk ke waduk melebihi air yang dialirkan keluar waduk sesuai kebutuhan, maka isi waduk akan semakin penuh dan dapat melampaui batas daya tampung rencana. Untuk itu pada sebuah bendungan dibangun sebuah pelimpah yang lokasinya dipilih menurut kondisi topografi yang terbaik guna mengalirkan air untuk mencegah limpasan terjadi pada tubuh bendungan.

2.2.2 Pembagian Tipe Bendungan

Terdapat banyak tipe bendungan yang sukar dibandingkan antara satu dengan lainnya. Sebuah bendungan dapat dipandang dari beberapa segi yang

masing masing menghasilkan tipe yang berbeda-beda pula. Maka dari itu pembagian tipe bendungan dapat dilihat dari 7 kondisi, yaitu: berdasarkan ukurannya, tujuan pembangunannya, penggunaannya, jalannya air, konstruksi, fungsinya dan menurut *The International Commission on Large Dams (ICOLD)*. Berikut merupakan penjelasan dari pembagian tipe-tipe bendungan (Soedibyo, 2003)

2.2.2.1 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Ukurannya

Ada 2 tipe bendungan berdasarkan ukurannya, yaitu bendungan besar dan bendungan kecil.

1) Bendungan besar (*large dams*) Menurut ICOLD definisi bendungan besar adalah:

a) Bendungan yang tingginya lebih dari 15 m, diukur dari bagian terbawah pondasi sampai ke puncak bendungan.

b) Bendungan yang tingginya antara 10 m – 15 m dapat pula disebut bendungan besar asal memenuhi salah satu atau lebih kriteria sebagai berikut:

- Panjang puncak bendungan tidak kurang dari 500m
- Kapasita waduk yang terbentuk tidak kurang dari 1 juta m³
- Debit banjir maksimal yang diperhitungkan tidak kurang dari 2000m³/detik.
- Bendungan menghadapi kesulitan-kesulitan khusus pada pondasinya
- Bendungan didesain tidak seperti umumnya.

2) Bendungan kecil (*small dams, weir, bendung*) Semua bendungan yang tidak memenuhi syarat sebagai bendungan besar disebut bendungan kecil.

2.2.2.2 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Tujuan Pembangunannya

Ada 2 tipe bendungan dengan tujuan tunggal dan bendungan serbaguna.

1. Bendungan dengan tujuan tunggal (*single purpose dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi satu tujuan saja, misalnya untuk : pembangkit tenaga listrik atau irigasi atau pengendali banjir atau perikanan darat atau tujuan lainnya, tetapi hanya untuk satu tujuan saja.

2. Bendungan serbaguna (*multipurpose dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi beberapa tujuan, misalnya: pembangkit tenaga listrik (PLTA) dan irigasi, pengendali banjir dan PLTA, air minum dan air industri, dan lain-lain.

2.2.2.3 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Penggunaannya

Ada 3 tipe pembagian bendungan berdasarkan penggunaannya, yaitu bendungan untuk membentuk waduk, bendungan penangkap/pembelok air dan bendungan untuk memperlambat aliran air.

1) Bendungan untuk membentuk waduk (*storage dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk membentuk waduk guna menyimpan air pada waktu kelebihan agar dapat dipakai pada waktu diperlukan.

2) Bendungan penangkap/pembelok air (*diversion dams*)

Adalah bendungan yang dibangun agar permukaan airnya lebih tinggi sehingga dapat mengalir masuk ke dalam saluran air atau terowongan air. Apabila bukan termasuk bendungan besar disebut bendungan penangkap. Banyak digunakan untuk irigasi, PLTA, dan penyediaan air untuk industri.

3) Bendungan untuk memperlambat jalannya air (*detention dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memperlambat aliran air sehingga dapat mencegah terjadinya banjir besar. Bendungan untuk memperlambat jalannya air dapat dibagi menjadi 2, yaitu:

- Untuk menyimpan air sementara dan dialirkan ke dalam saluran air di bagian hilir
- Untuk menyimpan air selama mungkin agar dapat meresap di daerah sekitarnya.

Apabila tujuannya untuk menangkap lumpur dan pasir maka disebut *debris dam*, *check dam* atau *sabo dam*.

2.2.2.4 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Jalannya Air

Ada 2 tipe pembagian bendungan berdasarkan jalannya air, yaitu bendungan untuk dilewati air dan bendungan untuk menahan air.

1) Bendungan untuk dilewati air (*overflow dams*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk dilewati air misalnya pada bangunan pelimpah (*spillway*).

2) Bendungan untuk menahan air

Adalah bendungan yang sama sekali tidak boleh dilewati air. Kedua tipe ini biasanya dibangun berbatasan dan dibuat dari beton, pasangan batu atau pasangan bata.

2.2.2.5 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Konstruksinya

Ada 3 tipe bendungan berdasarkan konstruksinya, yaitu bendungan urugan, bendungan beton dan bendungan lainnya.

1) Bendungan urugan (*fill dams, embankment dams*)

Menurut ICOLD definisi bendungan urugan adalah bendungan yang dibangun dari hasil penggalian bahan (material) tanpa tambahan bahan lain yang bersifat campuran secara kimia, jadi hanya bahan pembentuk bendungan asli. Bendungan tipe urugan dapat dibagi menjadi:

a) Bendungan urugan serbasama (*homogeneous dams*)

Merupakan suatu bendungan urugan apabila bahan yang membentuk tubuh bendungan tersebut terdiri dari tanah yang hampir sejenis dan gradasinya (susunan ukuran butiran) hampir seragam. Tubuh bendungan secara keseluruhan berfungsi ganda, yaitu sebagai bangunan penyangga dan sekaligus sebagai penahan rembesan air (Sosrodarsono, 1976).

b) Bendungan urugan zonal

Merupakan suatu bendungan urugan yang apabila timbunan yang membentuk tubuh bendungan terdiri dari batuan dengan gradasi (susunan ukuran butiran) yang berbeda-beda dalam urutan-urutan pelapisan tertentu.

Pada bendungan tipe ini sebagai penyangga terutama dibebankan kepada timbunan yang lulus air, sedang penahan rembesan dibebankan kepada timbunan yang kedap air.

Berdasarkan letak dan kedudukan dari zona kedap airnya, maka bendungan tipe urugan zonal ini dapat dibedakan menjadi 3, yaitu:

- Bendungan urugan zonal dengan tirai kedap air atau “bendungan tirai” (*front core fill type dam*), ialah bendungan zonal dengan zona kedap air yang membentuk lereng udik bendungan tersebut.
- Bendungan urugan zonal dengan inti kedap air miring atau “bendungan inti miring” (*inclined-core fill type dam*), ialah bendungan zonal yang zona kedap airnya terletak di dalam tubuh bendungan dan berkedudukan miring ke arah hilir.
- Bendungan urugan zonal dengan inti kedap air tegak atau “bendungan inti tegak” (*central-core fill type dam*), ialah bendungan zonal yang zona kedap airnya terletak dalam tubuh bendungan dengan kedudukan vertikal. Biasanya inti tersebut terletak di bidang tengah dari tubuh bendungan.

c) Bendungan urugan bersekat

Merupakan suatu bendungan urugan yang apabila di lereng udik t ubuh bendungan dilapisi dengan sekat tidak lulus air (dengan kekedapan yang tinggi) seperti lembaran baja tahan karat, beton aspal, lembaran beton bertulang, hampanan plastik, susunan beton blok, dan lain sebagainya

2) Bendungan Beton (*concrete dams*)

Adalah bendungan yang terbuat dari konstruksi beton baik dengan tulangan maupun tidak. Bendungan tipe beton dapat dibagi menjadi: bendungan beton berdasar berat sendiri, bendungan beton dengan penyangga, bendungan beton berbentuk lengkung dan bendungan beton kombinasi.

a) Bendungan beton berdasar berat sendiri (*concrete gravity dams*)

b) Bendungan beton dengan penyangga (*concrete buttres dams*)

c) Bendungan beton berbentuk lengkung (Benton berbentuk busur atau *concrete arch dams*)

d) Bendungan beton kombinasi (*combination concrete dams, mixed type concrete dams*)

3) Bendungan lainnya

Biasanya hanya untuk bendungan kecil misalnya: bendungan kayu, bendungan besi, bendungan pasangan bata, bendungan pasangan batu. Pada tahun

1980 mulai diadakan penelitian tentang bendungan beton ringan (*rollcrete dams* atau *roller compact concrete dams*). Ini adalah bendungan yang dibuat dari beton ringan sehingga bahan betonnya dapat diangkut dengan *dumptruck*, *tipper* dan *truck* biasa. Syarat untuk beton tidak terlalu berat dengan jumlah pemakaian PC kecil yaitu kira-kira hanya 120 kg per m³ beton. Bendungan tipe ini yang telah berhasil dibangun adalah Willow Creek Dam (Amerika Serikat) setinggi 53 m dengan volume 300.000m³.

2.2.2.6 Pembagian Tipe Bendungan Berdasarkan Fungsinya

Terdapat 8 tipe bendungan berdasarkan fungsinya, yaitu: bendungan pengelak pendahuluan, bendungan pengelak, bendungan utama, bendungan sisi, bendungan di tempat rendah, tanggul, bendungan limbah industri dan bendungan pertambangan.

1) Bendungan pengelak pendahuluan (*primary cofferdam, dike*)

Adalah bendungan yang pertama-tama dibangun di sungai pada waktu debit air rendah agar lokasi rencana bendungan pengelak menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.

2) Bendungan pengelak (*cofferdam*)

Adalah bendungan yang dibangun sesudah selesainya bendungan pengelak pendahuluan sehingga lokasi rencana bendungan utama menjadi kering yang memungkinkan pembangunannya secara teknis.

3) Bendungan utama (*main dam*)

Adalah bendungan yang dibangun untuk memenuhi satu atau lebih tujuan tertentu.

4) Bendungan sisi (*high level dam*)

Adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan bendungan utama yang tinggi puncaknya juga sama. Ini digunakan untuk membuat proyek se optimal mungkin, artinya dengan menambah tinggi pada bendungan utama diperoleh hasil yang sebesar-besarnya walaupun harus menaikkan sebelah sisi kiri dan atau sisi kanan. Biaya yang digunakan untuk

menaikkan tinggi air masih ekonomis dibandingkan dengan hasil besar yang akan diperoleh.

5) Bendungan di tempat rendah (*saddle dam*)

Adalah bendungan yang terletak di tepi waduk yang jauh dari bendungan utama yang dibangun untuk mencegah keluarnya air dari waduk sehingga air waduk tidak mengalir ke daerah sekitarnya.

6) Tanggul

Adalah bendungan yang terletak di sebelah sisi kiri dan atau kanan bendungan utama dan di tempat yang jauh dari bendungan utama yang tinggi maksimalnya hanya 5 m dengan panjang puncaknya maksimal 5 kali tingginya.

Apabila tanggul ini digunakan untuk mencegah banjir di sepanjang sungai maka disebut dengan tanggul banjir (*flood bank*). Sedangkan apabila dibuat dari pasangan bata, pasangan batu atau beton maka disebut dinding penahan banjir (*flood wall*).

7) Bendungan limbah industri (*industrial waste dam*)

Adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan limbah yang berasal dari industri.

8) Bendungan pertambangan (*mine tailing dam, tailing dam*)

Adalah bendungan yang terdiri atas timbunan secara bertahap untuk menahan hasil galian pertambangan dan bahan pembuatnya pun berasal dari hasil galian pertambangan juga. Salah satu bendungan pertambangan yang terkenal adalah Stava di Italia yang jebol pada bulan Juli 1985.

2.2.2.7 Pembagian Tipe Bendungan Menurut ICOLD (*The International Commission on Large Dams*).

ICOLD membagi tipe bendungan menjadi 6, yaitu bendungan urugan tanah, bendungan urugan batu, bendungan beton berdasar berat sendiri, bendungan beton dengan penyangga, bendungan beton berbentuk lengkung dan bendungan beton berbentuk lebih dari satu lengkung.

1) Bendungan urugan tanah

2) Bendungan urugan batu (*rockfill dams*)

- 3) Bendungan beton berdasarkan berat sendiri
- 4) Bendungan beton dengan penyangga
- 5) Bendungan beton berbentuk lengkung
- 6) Bendungan beton berbentuk lebih dari satu lengkung (*multiple arch dams*)

Ini adalah bendungan beton yang berbentuk lengkungnya lebih dari satu dan diperkuat dengan kolom beton bertulang.

2.3 Analisis Hidrologi

Persyaratan data dalam perhitungan banjir rencana meliputi ketersediaan data serta kualitas datanya. Dalam analisis frekuensi debit banjir agar dapat diperiksa data yang digunakan sebaiknya lebih dari 20 tahun pengamatan dan dipelajari karakteristik dari fungsi distribusi datanya (SNI 2415, 2016, p.6).

2.3.1. Pengisian Data Hilang

Untuk memperkirakan data hujan yang hilang, terdapat berbagai metode yang dapat dilakukan. Salah satunya dengan Metode *Inversed Square Distance*. Pada Metode *Inversed Square Distance* digunakan adalah jumlah curah hujan dalam 1 tahun. Dalam metode ini variabel yang digunakan adalah jarak stasiun terdekat dengan stasiun yang akan dicari data curah hujan yang hilang. Rumus Metode *Inversed Square Distance* untuk mencari data hujan yang hilang adalah sebagai berikut

$$P_x = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{L_i^2}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{L_i^2}} \dots\dots\dots(2.1)$$

Dimana:

P_x : Nilai hujan yang hilang di stasiun x

P_i : Data hujan di stasiun sekitarnya pada periode yang sama

L_i : Jarak antar stasiun

2.3.2 Pengujian Kualitas Data Hujan

Sebelum digunakan, data dalam perhitungan debit banjir rencana dan hujan rencana, seri data debit banjir maksimum sesaat atau seri data hujan harian

maksimum perlu diuji dengan analisis pencila (*outlier*) dan analisis kecenderungan (*trend*) (SNI 2415, 2016). Selain itu data yang telah diterima di Pusat Pengolahan Data kemudian diurutkan menurut fungsi waktu sehingga merupakan data deret berkala. Data deret berkala itu kemudian dilakukan pengetesan/pengujian salah satunya uji konsistensi.

2.3.2.1. Uji Konsistensi

Uji konsistensi yang dilakukan dengan menggunakan metode RAPS (*Rescaled Adjusted Partial Sums*). Cara tersebut dilakukan dengan cara menghitung nilai kumulatif penyimpangannya terhadap nilai-nilai rata-rata (*mean*) dengan persamaan sebagai berikut :

$$S^*_0 = 0$$

$$S^*_k = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \dots \dots \dots (2.2)$$

Denngan $k = 1, 2, 3, \dots, n$

$$Sk^{**} = \frac{|Sk^*|}{Dy} \dots \dots \dots (2.3)$$

$$Dy^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(Y_i - \bar{y})^2}{n} \dots \dots \dots (2.4)$$

$$Q = |Sk^{**} \text{maksimal}| \dots \dots \dots (2.5)$$

$$R = |Sk^{**} \text{maksimal}| |Sk^{**} \text{minimal}| \dots \dots \dots (2.6)$$

Dengan:

Sk^* = simpangan mutlak data

Sk^{**} = nilai konsistensi data

Dy = simpangan rata-rata data

y_i = nilai data ke- i

\bar{y} = nilai rerata data

n = jumlah atau banyak data

Q = nilai statistik data untuk $0 \leq k \leq n$

R = nilai range statistik terhadap data

2.3.2.2. Uji Kecenderungan

Apabila dalam deret berkala menunjukkan adanya trend maka datanya tidak disarankan untuk digunakan untuk beberapa analisis hidrologi, misalnya analisis peluang dan simulasi. Ketidakhadiran trend dapat diuji dengan banyak cara. Beberapa metode statistik yang dapat digunakan untuk menguji ketidakhadiran *trend* dalam deret berkala salah satunya adalah Uji Korelasi Peringkat Metode Spearman.

Berdasarkan Uji Korelasi Peringkat Metode Spearman, *trend* dapat dipandang sebagai korelasi antara waktu dengan variat dari suatu variable hidrologi. Oleh karena itu koefisien korelasinya dapat digunakan untuk menentukan ketidakhadiran *trend* dari suatu deret berkala. Salah satu cara adalah dengan menggunakan koefisien korelasi peringkat metode Spearman, yang dirumuskan sebagai berikut :

$$KP = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (dt)^2}{n^3 - n} \dots\dots\dots(2.7)$$

$$t = KP \left[\frac{n-2}{1-KP^2} \right]^{1/2} \dots\dots\dots(2.8)$$

Keterangan:

KP = koefisien korelasi peringkat dari Spearman

n = jumlah data

dt = $R_t - T_t$

T_t = peringkat dari waktu

R_t = peringkat dari variabel hidrologi dalam deret berkala

t = nilai distribusi t, pada derajat kebebasan (n-2) untuk derajat kepercayaan tertentu (umumnya 5%)

2.3.2.3. Uji Pencilan (*Outlier*)

Uji deteksi *outlier* adalah pengujian untuk mencari *outlier* pada data, yaitu nilai dalam data yang bernilai jauh dengan data yang lain, karena keberadaan data *outlier* biasanya mengganggu pemilihan jenis distribusi untuk suatu sampel data

(SNI, 2004:5). Prosedur SNI dalam tata cara perhitungan Hujan Maksimum Boleh Jadi atau *Probable Maximum Precipitation (PMP)* menyarankan pengujian uji deteksi *outlier*.

Pada data hujan menggunakan Metode *Grubbs and Beck*. Mekanisme pengujiannya adalah untuk mendapatkan nilai batas atas data (X_H) dan nilai batas bawah data (X_L), yang pengambilan keputusannya adalah bila terdapat nilai dalam deret data yang melewati nilai batas atas data (X_H) dan bawah data (X_L) maka nilai tersebut harus dibuang. Berikut persamaan yang digunakan dalam menggunakan Metode *Grubbs and Beck*:

$$X_H = e^{(\bar{x} + K_n \cdot s)} \dots\dots\dots(2.9)$$

$$X_L = e^{(\bar{x} - K_n \cdot s)} \dots\dots\dots(2.10)$$

$$K_n = -3,62201 + 6,28446 \cdot n^{0,25} - 2,49835 \cdot n^{0,5} + 0,491436 \cdot n^{0,75} - 0,037911 \cdot n \dots\dots\dots(2.11)$$

dengan:

\bar{x} = rerata dari data yang telah diubah menjadi bentuk Ln

S = simpangan baku dari data yang telah diubah menjadi bentuk Ln

K_n = parameter *Grubbs and Beck* berdasarkan jumlah data (n)

n = jumlah data

2.3.3. Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan dalam menyusun rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan daerah dan dinyatakan dalam mm.

Hujan yang terjadi dapat merata di seluruh kawasan yang luas atau terjadi hanya bersifat setempat. Hujan yang bersifat setempat artinya ketebalan hujan yang diukur dari suatu stasiun hujan belum tentu dapat mewakili hujan untuk kawasan yang lebih luas, kecuali hanya untuk lokasi di sekitar stasiun hujan itu.

Peluang hujan pada intensitas tertentu dari suatu lokasi ke lokasi yang lain dapat berbeda-beda. Untuk lokasi stasiun di tempat A mungkin nilai intensitas hujan itu pada periode ulang 50 tahunan, tetapi untuk lokasi stasiun hujan B dengan intensitas yang sama hanya periode ulang 10 tahun saja, meskipun kedua lokasi stasiun hujan itu jaraknya tidak jauh.

Dengan melakukan penakaran pada suatu stasiun hujan hanya akan didapat curah hujan pada suatu titik tertentu. Jika dalam sebuah area terdapat penakar curah hujan, maka untuk mendapatkan nilai curah hujan areal yaitu dengan mengambil nilai rata-ratanya. Terdapat tiga metode dalam perhitungan curah hujan rerata daerah, yaitu:

2.3.3.1. Metode Rata-Rata Hitung

Metode ini paling sederhana dalam menghitung curah hujan daerah. Metode ini cocok digunakan untuk kawasan dengan topografi datar, alat penakar tersebar merata atau hampir merata, dan nilai individual curah hujan tidak terlalu jauh dari nilai rata-ratanya.

$$d = \frac{d_1+d_2+d_3+\dots+d_n}{n} = \sum_{i=1}^n \frac{d_n}{n} \dots\dots\dots(2.12)$$

dengan:

d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) → mm

d₁, d₂, ... , d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1,2,...,n → mm

n = banyaknya pos penakar (Limantara, 2010)

2.3.3.2. Metode Poligon Thiessen

Metode ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Metode ini telah memberikan bobot tertentu kepada masing-masing stasiun sebagai fungsi jarak stasiun hujan. Prosedur perhitungan Metode Polygon Thiessen:

- 1) Menggambar stasiun hujan pada peta daerah yang ditinjau
- 2) Menggambar garis lurus penghubung antar stasiun, hingga didapat bentuk segitiga

- 3) Membuat garis berat tiap segitiga, sehingga saling bertemu dan terbentuk segitiga
- 4) Mengukur tiap bagian luas yang telah dibagi
- 5) Mengalikan luas tiap polygon dengan tinggi hujannya.
- 6) Menjumlahkan hasil dari poin 5 pada tiap-tiap polygon
- 7) Membagi hasil poin 6 dengan luas total daerah yang ditinjau.

Metode Polygon Thiessen dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{A_1d_1 + A_2d_2 + \dots + A_nd_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.13)$$

dengan:

d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) \rightarrow mm

A = luas daerah (DAS) \rightarrow km²

d_1, d_2, \dots, d_n = tinggi curah hujan pada pos penakar 1, 2, ..., n \rightarrow mm

A_1, A_2, \dots, A_n = luas daerah pengaruh pos 1, 2, ..., n \rightarrow km²

n = banyaknya pos penakar.

2.3.3.3. Metode Isohyet

Pada prinsipnya isohyet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan tinggi/kedalaman hujan yang sama. Kesulitan dari penggunaan metode ini adalah jika jumlah stasiun di dalam dan sekitar DAS terlalu sedikit. Hal tersebut akan mengakibatkan kesulitan dalam menginterpolasi. Jadi isohyet adalah cara dengan garis yang menghubungkan daerah-daerah yang mempunyai tinggi hujan yang sama. Prosedur perhitungan Metode Isohyet:

- 1) Menggambar lokasi stasiun hujan dan ketinggian hujan pada peta
- 2) Dari nilai ketinggian hujan pada stasiun yang berdampingan dibuat interpolasi dengan pertambahan nilai yang ditetapkan
- 3) Dibuat kurva yang menghubungkan titik-titik interpolasi yang mempunyai ketinggian hujan yang sama. Ketelitian bergantung pada pembuatan garis isohyet dan intervalnya,

4) Mengukur luas daerah antara 2 isohyet yang berurutan dan kemudian dikalikan dengan nilai rerata dari nilai ketinggian hujan pada dua garis isohyet tersebut.

5) Jumlah hitungan pada butir 4 untuk semua garis isohyet dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan ketinggian hujan rerata daerah tersebut.

Metode Isohyet dapat dihitung dengan rumus:

$$d = \frac{A_1 \frac{d_0+d_1}{2} + A_2 \frac{d_1+d_2}{2} + \dots + A_n \frac{d_n+d_{n+1}}{2}}{A_1+A_2+\dots+A_n} \dots\dots\dots(2.14)$$

dengan:

d = tinggi curah hujan rata-rata daerah (DAS) → mm

A = luas daerah (DAS) → km²

d₀, d₁, ..., d_n = curah hujan pada isohyet 1, 2, ..., n → mm

A₁, A₂, ..., A_n = luas bagian areal yang dibatasi oleh isohyet → km²

n = banyaknya pos penakar

Penentuan atau pemilihan metode curah hujan daerah dapat dipertimbangkan dari parameter luas daerah tinjauan yaitu (Sosrodarsono, 2003, p.51):

- 1) Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil dapat diwakili oleh sebuah stasiun pengamatan.
- 2) Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki 2 atau 3 stasiun pengamatan, maka dapat digunakan metode rata-rata aljabar.
- 3) Untuk daerah yang ditinjau dengan luas 120.000-500.000 ha yang memiliki beberapa stasiun pengamatan tersebar cukup merata dimana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi maka dapat menggunakan metode rata-rata aljabar, namun jika stasiun pengamatan tersebar tidak merata maka dapat menggunakan metode Poligon Thiessen.
- 4) Untuk daerah yang ditinjau luasnya lebih dari 500.000 ha dapat menggunakan metode Isohyet.

2.3.4. Analisis Frekuensi

Tujuan dari analisis frekuensi data hidrologi adalah mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas. Besarnya kejadian ekstrim mempunyai hubungan terbalik dengan probabilitas kejadian. Dengan analisis frekuensi akan diperkirakan besarnya banjir dengan interval kejadian tertentu seperti 10 tahunan, 100 tahunan atau 1000 tahunan, dan juga berapakah frekuensi banjir dengan besar tertentu yang mungkin terjadi selama suatu periode waktu, misalnya 100 tahun.

Analisis frekuensi dapat diterapkan untuk data debit sungai atau data hujan. Data yang digunakan adalah data debit atau hujan maksimum tahunan, yaitu data terbesar yang terjadi selama satu tahun, yang terukur selama beberapa tahun.

Ada beberapa bentuk fungsi distribusi kontinyu (teoritis), yang sering digunakan dalam analisis frekuensi untuk hidrologi, seperti distribusi Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson, Log Pearson, dan sebagainya.

2.3.4.1. Metode Log Pearson III

Untuk menghitung banjir perencanaan dalam praktek *The Hidrology Commite of the Water Resources Council, USA*, menganjurkan pertama kali mentransformasi data ke nilai-nilai logaritmanya, kemudian menghitung parameter parameter statistiknya karena transformasi tersebut, maka cara ini disebut Log Pearson III. Distribusi Log-Pearson Tipe III banyak digunakan dalam analisis hidrologi, terutama dalam analisis data maksimum (banjir) dan minimum (debit minimum) dengan nilai ekstrem. Garis besar cara tersebut adalah sebagai berikut

- 1) Ubah data hujan tahunan sebanyak n buah $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$ menjadi $\log X_1, \log X_2, \log X_3, \dots, \log X_n$.
- 2) Hitung nilai rata-rata \log data ($\overline{\log x}$)
- 3) Hitung nilai standar deviasinya dengan rumus berikut:

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{(n-1)}} \dots \dots \dots (2.15)$$

4) Hitung nilai kemencengannya dengan rumus:

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2) \cdot S_d^3} \dots\dots\dots(2.16)$$

5) Hitung logaritma debit dengan waktu balik yang dikehendaki dengan rumus:

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + K \cdot S_d \dots\dots\dots(2.17)$$

dengan

K = faktor frekuensi Log Pearson III yang dapat dilihat pada Tabel Log Pearson dengan hubungannya Cs dan P(X).

6) Cari nilai antilog dari Log X untuk mendapatkan debit banjir rancangannya.

2.3.4.2. Metode Gumbel

Distribusi Gumbel atau dapat disebut distribusi ekstrem tipe I umumnya digunakan pada analisis data maksimum, seperti analisis frekuensi banjir (Soewarno, 1995, p.123). Menurut Gumbel (1941), persoalan tertua adalah berhubungan dengan nilai-nilai ekstrim yang datang dari persoalan banjir. Tujuan teori statistik nilai ekstrim adalah untuk menganalisis hasil pengamatan nilai nilai ekstrim tersebut untuk memperkirakan nilai ekstrim berikutnya. Rumus yang digunakan dalam perhitungan dengan Metode Gumbel adalah sebagai berikut:

$$Y_t = -\ln \left[-\ln \left(\frac{Tr(X)-1}{Tr(X)} \right) \right] \dots\dots\dots(2.18)$$

$$Tr = \frac{1}{1 - e^{-e^{-Y_t}}} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots(2.20)$$

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |X - \bar{X}|^2}{(n-1)}} \dots\dots\dots(2.21)$$

$$X = \bar{X} + S_d \cdot K \dots\dots\dots(2.22)$$

dengan:

Yt = reduced I variate, merupakan fungsi dari probabilitas.

Y_n = reduced mean yang tergantung dari besarnya sampel n .

S_n = reduced standar deviation yang tergantung pada besarnya sampel n .

X = Banjir rancangan.

\bar{X} = harga rerata sampel.

Sd = simpangan baku sampel.

K = faktor frekuensi.

2.3.5. Uji Kesesuaian Distribusi

Terdapat 2 cara dalam menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu uji *Chi-Square* dan Smirnov Kolmogorof .

2.3.5.1. Uji *Chi-Square*

Uji Chi-Kuadrat atau uji *Chi-Square* dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$X_{hitung}^2 = \sum_{j=1}^N \frac{(O_j - E_j)^2}{E_j} \dots\dots\dots(2.23)$$

dengan:

X_{hitung}^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

N = jumlah sub kelompok dalam satu grup

O_j = frekuensi pengamatan kelas j , atau yang terbaca pada kelas yang sama

E_j = frekuensi teoritis kelas j , atau frekuensi yang diharapkan sesuai dengan

Pembagian kelasnya

Nilai X_{hitung}^2 harus lebih kecil dari nilai X^2_{cr} (Chi-Kuadrat Kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%. Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan :

$$D_k = K - 1 - m \dots\dots\dots(2.24)$$

dengan:

D_k = derajat kebebasan

$$K = \text{banyaknya kelas } K = 1 + 3,22 \log n \dots\dots\dots(2.25)$$

(banyaknya kelas minimal adalah 5 kelas, jika nilai $k < 5$, maka diambil banyaknya kelas = 5)

n = banyak data

m = banyaknya keterikatan (banyaknya parameter) pada sampel.

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Menghitung jumlah kelas k
3. Membuat kelompok-kelompok kelas sesuai dengan jumlah kelas
4. Menentukan batas kelas untuk masing-masing kelompok kelas yang dihitung dengan menggunakan distribusi frekuensi yang akan diuji untuk peluang tertentu (tergantung jumlah kelas)
5. Menghitung frekuensi teoritis (E_j) = $n /$ jumlah kelas (k)
6. Mencari jumlah data (hujan atau debit) yang masuk dalam batas kelas (O_j) sesuai dengan tahap (3).
7. Menghitung nilai X_{hitung}^2 dengan rumus X_{hitung}^2
8. Menentukan X_{cr}^2 dari tabel Chi Square dengan menentukan derajat kepercayaan (α) dan derajat kebebasan (dk)
9. Menyimpulkan hasil perhitungan apabila $X_{hitung}^2 < X_{cr}^2$ maka distribusi terpenuhi dan apabila nilai $X_{hitung}^2 > X_{cr}^2$ maka distribusi tidak terpenuhi.

Interpretasi hasilnya adalah:

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
2. Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data (Soewarno, 1995, p.195)

2.3.5.2. Uji Smirnov Kolmogorov

Dalam bukunya, Soewarno mengatakan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorof, juga sering disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu dalam pengujiannya.

Prosedur dalam pengujian Smirnov-Kolmogorof adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Tentukan besarnya Peluang Empiris dari data hujan/debit $\rightarrow P_e$
3. Tentukan nilai Peluang Teoritis dari hasil perhitungan dengan menggunakan persamaan distribusi frekuensi atau garis yang mewakili sebaran data (metode plotting paper) $\rightarrow P_t$
4. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih besarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis

$$D = \text{Max } |P_e - P_t| \dots \dots \dots (2.26)$$

2.3.6. PMP (Probable Maximum Precipitation)

Probable Maximum Precipitation atau Kemungkinan hujan maksimum (PMP) secara teori didefinisikan sebagai ketebalan hujan maksimum untuk lama waktu tertentu yang secara fisik mungkin terjadi dalam suatu wilayah aliran dalam kurun waktu tertentu. “Kemungkinan” maksudnya bahwa karena proses fisik yang terjadi di atmosfer kurang begitu dimengerti dan data iklim yang terbatas maka menjadi tidak mungkin untuk menentukan besarnya hujan maksimum dengan ketelitian tinggi.

Metode Hershfield merupakan metode yang digunakan untuk memperkirakan nilai hujan maksimum boleh jadi. Metode ini digunakan saat data meteorologi sangat kurang atau perlu perkiraan secara cepat. Rumus dari Metode Hershfield adalah:

$$X_m = \bar{x}P + K_m$$

$$S_p \dots \dots \dots (2.27)$$

dengan:

X_m = nilai hujan maksimum boleh jadi atau PMP

$\bar{x}P$ = rata-rata seri data hujan harian maksimum tahunan sebanyak n yang telah dikalikan factor penyesuaian

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

S_p = simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan sebanyak n yang telah di kalikan faktor penyesuaian

Didasarkan dari penelitian pada ribuan pos hujan untuk durasi 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi tunggal, yaitu durasi 24 jam. Nilai PMP tersebut harus dikalikan 1,13 (faktor pengali untuk durasi hujan 24 jam atau lebih) agar hasil dari hujan maksimum yang sebenarnya dapat dihasilkan atau mendekati. Faktor pengali tersebut tidak berlaku pada hujan 24 jam yang berasal dari pengukuran durasi lebih kecil misal 1 jam atau 6 jam.

Nilai K_m tergantung pada rata-rata dan durasi hujan harian maksimum tahunan. Semakin tinggi nilai K_m , semakin kering suatu daerah. Nilai K_m didapatkan dari gambar di bawah.

Nilai \bar{x}_P dan S_p adalah yang telah disesuaikan terhadap pengamatan maksimum dan terhadap panjang pencatan data. Penghitungannya terhadap faktor faktor koreksinya adalah (SNI 2415, 2016, p.67):

$$\bar{x}_P = \bar{x}_n \cdot f_1 \cdot f_2 \dots \dots \dots (2.28)$$

dengan:

\bar{x}_n = rata-rata data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_1 = faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum

f_2 = faktor penyesuaian terhadap panjang

$$S_p = S_n \cdot f_3 \cdot f_4 \dots \dots \dots (2.29)$$

dengan:

S_n = simpangan baku dari data hujan harian maksimum tahunan yang telah lolos penyaringan

f_3 = faktor penyesuaian terhadap pengamatan maksimum

f_4 = faktor penyesuaian terhadap panjang

2.3.7. Distribusi Hujan Jam-Jaman

Dalam menentukan atau membuat distribusi hujan jam-jaman pada periode kala ulang tertentu diperlukan beberapa langkah, yaitu: menghitung rasio intensitas hujan, menentukan koefisien pengaliran atau limpasan, membuat distribusi hujan jam-jaman.

2.3.7.1. Rasio Intensitas Hujan

1) Mononobe

Dalam menentukan rasio intensitas hujan jam-jaman, maka untuk menghitung intensitas hujan itu sendiri dapat dilakukan dengan beberapa cara, seperti cara Ishiguro, Talbot, Sherman, dan Mononobe. Dari beberapa cara tersebut yang paling praktis adalah cara Mononobe sehingga sering digunakan, dengan rumus sebagai berikut:

$$I = R_{24} / 24 [24/t] n \dots\dots\dots(2.30)$$

dengan:

I = intensitas curah hujan → mm/jam

t = waktu konsentrasi hujan (untuk Indonesia 5-7 jam) → jam

R₂₄ = curah hujan maksimum dalam 1 hari → mm/jam

n = tetapan (untuk Indonesia diperkirakan n = 2/3)

catatan : faktor kala ulang dimasukan pada R₂₄ (Limantara, 2010)

Selanjutnya ditetapkan Rasio Curah Hujan jam ke-T, dengan rumus:

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R(t-1) \dots\dots\dots(2.31)$$

dengan:

R_T = curah hujan jam ke T

t = waktu ke

R_t = curah hujan saat jam tersebut (saat t)

R(t-1) = intensitas hujan saat jam sebelumnya

Rasio Curah Hujan jam ke-T = $R_T \times 100\%$, dari rasio ini jika dikumulatikan akan membentuk grafik pola distribusi hujan.

2) PSA 007

Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II tengan Analisis Hidrologi menyarankan dalam perhitungan distribusi hujan jam-jaman menggunakan PSA 007. Bila Data hidrograf banjir dari posduga air otomatis dan data distribusi hujan jam-jaman dari stasiun hujan otomatis tidak tersedia, pola distribusi hujan dapat ditetapkan dengan mengacu dari PSA-007.

2.3.7.2. Nilai C (Koefisien Pengaliran)

Nilai koefisien pengaliran berbeda-beda yang disebabkan oleh topografi daerah pengaliran, perbedaan penggunaan tanah dan lain-lain. Jika pembangunan dikemudian hari di daerah pengaliran itu harus turut dipertimbangkan, maka pada perhitungan banjir lebih baik digunakan koefisien yang lebih besar dari 0,7 dan koefisien yang kurang dari 0,5 harus ditiadakan (Sosrodarsono, 2003).

Tabel 2.1 Tabel Koefisien Pengaliran

Tabel Koefisien Pengaliran

Kondisi daerah pengaliran dan sungai	Harga dari C
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,9
Daerah pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 - 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran	0,50 - 0,75

Sumber: Sosrodarsono (2003).

2.3.7.3. Membuat Distribusi Hujan Jam-jaman

Distribusi hujan jam-jaman ini memasukkan faktorkala ulang. Untuk menghitung atau membuat distribusi hujan jam-jaman dimulai dengan menghitung hujan efektif dengan hujan rancangan kala ulang periode tertentu dan harga C yang didapat sebelumnya, selanjutnya pendistribusian hujan jam-jaman dimulai dengan mengalikannya dengan rasio intensitas hujan

$$R_{ef} = C \times R_{rancangan} \dots \dots \dots (2.32)$$

$$R_{jam-jaman} = Rasio \times R_{ef} \dots \dots \dots (2.33)$$

dengan:

C = koefisien1 pengaliran

R_{ef} = hujan1 efektif

Rasio = rasio1 curah hujan

2.3.8. Menentukan Debit Banjir Rencana

Dalam memperkirakan dan menghitung debit banjir rencana ternyata tidak mudah, terdapat beberapa cara dan rumus-rumus yang kadang-kadang sangat berbeda hasilnya. Apabila diambil kecil, yang timbul terkadang besar, sebaliknya dapat terjadi diambil besar, ternyata yang timbul hanya kecil. Apabila debit banjir rencana diambil terlalu kecil maka biaya pembangunan proyek kecil, tetapi risiko kerusakan sebagai akibat banjir menjadi besar, setidak-tidaknya biaya pemeliharaan menjadi besar. Sebaliknya apabila diambil debit banjir rencana besar maka biaya pembangunannya bertambah besar, tetapi risiko kerusakan sebagai akibat terjadinya banjir menjadi kurang.

Untuk hal-hal tertentu maka debit banjir rencana yang diambil harus cukup besar yaitu:

- Apabila akan digunakan bendungan urugan supaya dapat dihindarkan terjadinya bahaya limpahan (*overtopping*).
- Apabila volume waduk adalah kecil dibandingkan aliran air yang diperkirakan masuk ke dalamnya (inflow lebih dari 5 kali volume waduk).
- Apabila di sebelah hilir bendungan terdapat daerah pemukiman yang padat penduduknya, atau terdapat instalasi vital yang harus dijaga kemamanannya.

Untuk menghitung besarnya debit banjir rencana terdapat beberapa macam cara, diantaranya sebagai berikut (Soedibyo, 2003) :

2.3.8.1. Berdasar Hidrograf

Hidrograf satuan digunakan dalam analisis menentukan banjir rancangan jika data yang tersedia merupakan data hujan. Metode ini relatif sederhana, mudah penerapannya, data yang diperlukan sederhana, dan hasil rancangan yang dibeirkan cukup teliti (Triatmojo, 2010).

Hidrograf satuan sintetis biasanya digunakan pada sungai-sungai yang tidak mempunyai hidrograf banjir pengamatan. Hidrograf satuan sintetis yang telah dikembangkan oleh para pakar antara lain HSS Snyder, HSS Nakayasu, HSS Gama I, HSS Limantara, dan lain-lain (Limantara, 2010).

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu berasal dari Jepang dengan parameter-parameter sebagai berikut :

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf, T_p
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf, T_g
3. Tenggang waktu hidrograf, T_B
4. Luas daerah pengaliran, CA
5. Panjang alur sungai utama terpanjang, L

dengan rumus sebagai berikut:

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad \rightarrow \text{untuk } L > 15 \text{ km} \dots \dots \dots (2.34)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad \rightarrow \text{untuk } L < 15 \text{ km} \dots \dots \dots (2.35)$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \dots \dots \dots (2.36)$$

$$t_r = 0,5t_g \text{ sampai } 1t_g \dots \dots \dots (2.37)$$

$$T_p = t_g + 0,8 t_r \dots \dots \dots (2.38)$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left[\frac{CA \cdot R_0}{0,3 T_p + T_{0,3}} \right] \dots \dots \dots (2.39)$$

dengan:

- t_g = waktu konsentrasi → jam
- L = panjang sungai utama → km
- $T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak → jam
- t_r = satuan waktu dari curah hujan → jam
- α = koefisien karakteristik DAS atau parameter hidrograf
- T_p = waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf → jam
- Q_p = debit puncak banjir → m³/det
- CA = luas DAS → km²
- R_0 = hujan satuan atau hujan efektif → mm

Persamaan Hidrograf Satuan sebagai berikut:

Pada Kurva Naik

$$Q_t = Q_{maks} \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots(2.40)$$

Pada Kurva Turun

- $T_p \leq t < (T_p + T_{0,3})$	$\rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3 \frac{t-T_p}{T_{0,3}}$
- $(T_p + T_{0,3}) \leq t < (T_p + T_{0,3} + 1,5T_{0,3})$	$\rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3 \frac{t-T_p+0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}$
- $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$	$\rightarrow Q_t = Q_{maks} \cdot 0,3 \frac{t-T_p+1,5T_{0,3}}{2 T_{0,3}}$

2.3.8.2. Berdasar Rumus Curah Hujan

Menurut *Design Criteria for Dams* diterbitkan oleh *Japanese National Committee on Large Dams*, untuk menghitung periraan debit banjir dari curah hujan diambil dari hubungan antara curah hujan dan banjir yang tercatat di lapangan.

Apabila data tidak ada harus dihitung menurut rumus:

$$Q = f.r.A.1/3,60 \dots\dots\dots(2.47)$$

dengan:

- Q : debit banjir terbesar (m³/detik)
- f : koefisien limpasan (koefisien pengaliran)
- r : intensitas curah hujan rata-rata dalam jangka waktu datangnya banjir (mm/jam)
- A : luas daerah aliran sungai (km²)

2.3.9. Penelusuran Banjir Waduk

Pengertian “*Routing* banjir melalui sebuah waduk” menunjukkan operasi dari perhitungan kemungkinan akibat yang terjadi pada waduk dengan adanya hidrograf banjir (Murtiwiyanto, 1988). Penelusuran banjir adalah merupakan prakiraan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran atau bagian sungai yang didasarkan atas pengamatan hidrograf di titik lain. Hidrograf banjir dapat ditelusuri lewat palung sungai atau lewat waduk.

Penelusuran Banjir adalah suatu metode pendekatan untuk menentukan variasi debit terhadap waktu pada suatu titik pengamatan. Tujuan Penelusuran Banjir:

- Untuk memprediksi banjir jangka pendek
- Untuk penggambaran hidrograf satuan berbagai titik di suatu sungai
- Untuk memperoleh karakteristik sungai setelah melewati palung
- Untuk menderivasi hidrograf sintetik

Berikut macam-macam metode dalam penelusuran banjir :

- Storage Routing Method (Metode Penelusuran Simpanan)
- Metode Muskingum (Muskingum Method)
- Metode Analogi Difusi (Diffusion Analogy)
- Metode Gelombang Kinematik (Kinematic Wave)

Penelusuran banjir di waduk diperlukan agar mengetahui debit *outflow* maksimuman tinggi air maksimum yang bersesuaian sebagai dasar perencanaan hidrolika struktur. Prosedur penelusuran banjir pada prinsipnya menggunakan dasar persamaan kontinuitas massa aliran sederhana yaitu sebagai berikut:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots\dots\dots(2.48)$$

bila dinyatakan dalam interval waktu:

$$S_{t+1} - S_t = \frac{(I_t + I_{t+1})\Delta t}{2} - \frac{(O_t + O_{t+1})\Delta t}{2} \dots\dots\dots(2.49)$$

atau

$$\left[\frac{(I_t + I_{t+1})}{2} \right] + \left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{\Delta t} \right] \dots\dots\dots(2.50)$$

jika

$$\left[\frac{S_t}{\Delta t} - \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \psi \text{ dan } \left[\frac{S_t}{\Delta t} + \frac{O_t}{\Delta t} \right] = \phi \dots\dots\dots(2.51)$$

maka,

$$\left[\frac{(I_t + I_{t+1})}{2} \right] + \psi = \phi \dots\dots\dots(2.52)$$

dengan:

I_t = aliran masuk (inflow hidrograf) pada permulaan waktu Δt

I_{t+1} = aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_t = aliran keluar (outflow hidrograf) pada permulaan waktu Δt

S_t = tampungan pada permulaan waktu Δt

S_{t+1} = tampungan pada akhir waktu Δt

Ψ, ϕ = fungsi tampungan untuk penelusuran banjir

Penelusuran banjir dilakukan di pelimpah bendungan, dimana perhitungannya menggunakan persamaan berikut :

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(2.53)$$

dengan:

Q = debit yang melewti pelimpah (m³/det)

C = koefisien limpahan

L = lebar efektif mercu pelimpah (m)

H = tinggi tekanan air di atas mercu (m)

Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendungan juga dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,20 - 0,0,416 (H_d / W)^{0,99} \dots\dots\dots(2.54)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a \left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a \left(\frac{h}{H_d}\right)} \dots\dots\dots(2.55)$$

dengan:

C = koefisien debit limpahan

C_d = koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$

H = tinggi air di atas mercu pelimpah (m)

H_d = tinggi tekan rencana di atas mercu bendung (m)

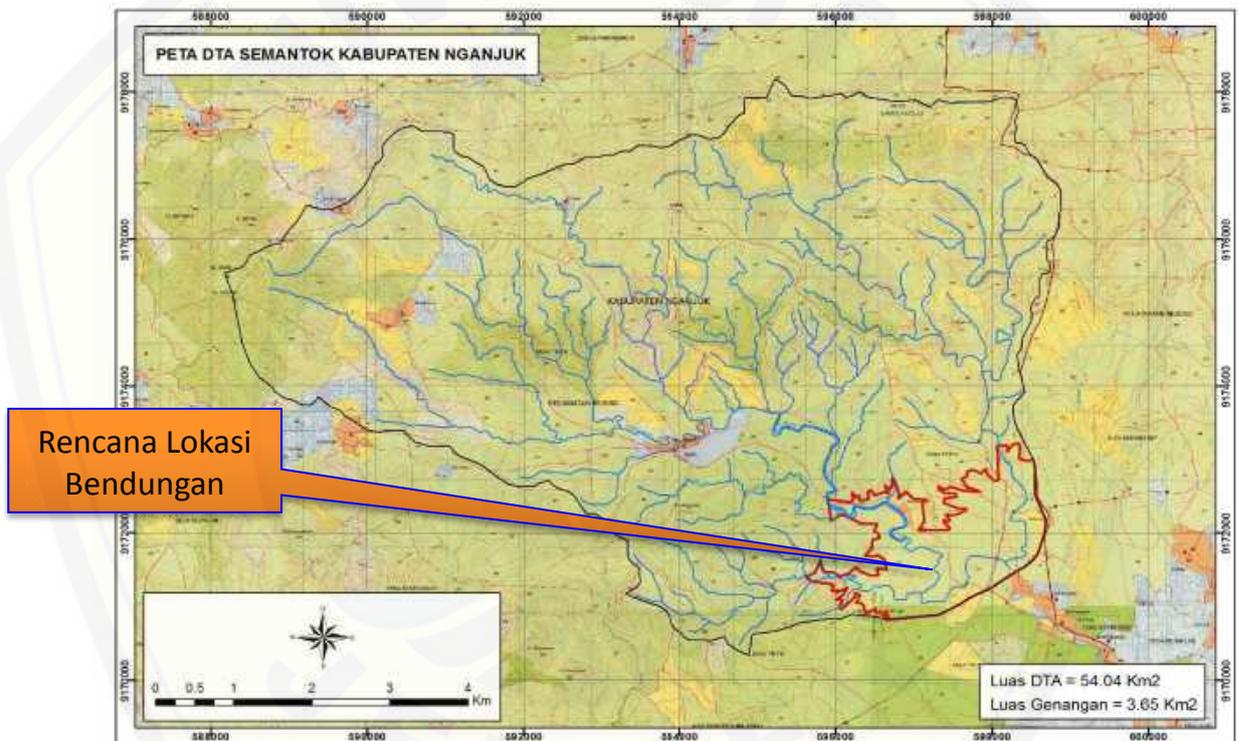
W = tinggi bendung (m)

a = nilai koefisien pada saat $h = H_d$ sehingga $C = C_d$

BAB III. METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Lokasi Penelitian

Dusun Kedungpingit Desa Sambikerep Kecamatan Rejoso Kabupaten Nganjuk, Provinsi Jawa Timur. Secara geografis lokasi rencana bendungan ini terletak pada posisi antara 111053'25.68"BT 7029'41.90" LS. Daerah genangannya masuk wilayah dusun Kedungnoyo, desa Kedung pingit Kecamatan Rejoso kesemuanya berada dalam wilayah administrasi Kabupaten Nganjuk, Provinsi Jawa Timur. Lokasi rencana Bendungan disajikan pada Gambar dibawah



Gambar 3.1 Peta Lokasi pembangunan bendungan, yang terletak di Desa Sambi Kerep, Kecamatan Rejoso, Kabupaten Nganjuk.

Rencana kegiatan Pembangunan Bendungan Semantok di Kecamatan Rejoso Kabupaten Nganjuk memiliki tujuan untuk meminimalisir banjir yang terjadi di Kecamatan Rejoso serta menahan air yang berlimpah pada musim penghujan serta mendistribusikannya pada musim kemarau agar tidak terjadi kekeringan pada areal persawahan sehingga meningkatkan produksi pertanian atau

intensitas panen untuk meningkatkan ekonomi petani dan peningkatan taraf hidup masyarakat dan Pendapatan Asli Daerah (PAD) Kabupaten Nganjuk. Manfaat yang hendak dicapai dengan Pelaksanaan Pekerjaan Pembangunan Bendungan Semantok di Kabupaten Nganjuk, Provinsi Jawa Timur ini adalah:

- Mereduksi banjir sebesar 30%;
- Penyediaan air irigasi seluas 1.900 ha;
- Penyediaan air baku sebesar 312 ltr/dt;
- Pariwisata;
- Pemeliharaan sungai di hilir bendungan 30 ltr/dt.



Gambar 3.2 Maket (Miniatur) bendungan Semantok, yang direncanakan pada tahun 2021 sudah selesai dibangun.

3.2 Teknik Pengumpulan Data

Pengumpulan data-data dalam studi ini, yaitu tentang Analisis Banjir Akibat Keruntuhan Bendungan Semantok dilakukan secara sekunder. Hal ini dikarenakan data sekunder yang telah ada telah dianggap cukup untuk melakukan analisis pada studi ini.

3.2.1 Data yang Diperlukan

Pada penelitian ini hanya terdapat satu jenis data yang digunakan, yaitu: Data Sekunder Data sekunder merupakan data yang diperoleh dari dinas atau instansi terkait, adapun data sekunder yang digunakan sebagai berikut:

- a.) Data Teknis Bendungan Semantok.
- b.) Data hujan harian maksimum tahunan yang digunakan sebagai data pokok dalam perhitungan debit banjir rancangan yang terdapat pada Waduk Semantok.
- c.) Data lengkung kapasitas waduk.

3.2.2 Data Bendungan Semantok

Bendungan Semantok yang berada di Kabupaten Nganjuk Jawa Timur ini memiliki data teknis sebagai berikut :

- Data Teknis

Data teknis Bendungan sebagai berikut :

- Nama sungai = Semantok
- Daerah Tangkapan Air = 54,032 km²
- Panjang sungai utama = 18,19 km
- Slope dasar sungai = 0,00283
- Curah hujan rata-rata tahunan = 1986 mm
- Data Tubuh Bendungan
- Tipe tubuh bendungan = Tipe zonal urugan batu dgn inti tegak
- Elevasi mercu bendungan = +92,50
- Tinggi bendungan = 34,00 m
- Panjang mercu bendungan = 3.005 m
- Kemiringan lereng hulu = 1 : 2,5
- Kemiringan lereng hilir = 1 : 2,0
- Elevasi Tampungan Banjir = +91,67
- Elevasi Tampungan Normal = +88,50
- Elevasi Tampungan Mati = +79,00
- Tampungan Total = 32.673.519 m³
- Tampungan Mati = 4.100.806 m³

- Tampang Normal = 22.404.068 m³
- Tampang Efektif = 18.303.262 m³
- Data Bangunan Spillway
 - Jenis bangunan = Pelimpah tanpa pintu
 - Tipe mercu = Ogee
 - Elevasi mercu = +88,50 m
 - Panjang ambang spillway = 62,69 m
 - Debit pelimpah (Q PMF) = 575,00 m³/det
 - Debit pelimpah (Q1000th) = 165,00 m³/det
- Data Bangunan Intake
 - Tipe = Menara Tenggelam
 - Elevasi ambang Pengambilan = +79,00 m
 - Tinggi menara = 16,38 m
 - Dimensi pengelak (2 unit) = 3,0 m x 3,0 m
 - Dimensi menara = 1,75 x 1,75 m
 - Menara = beton bertulang
 - Pintu = katup
 - Dimensi katup = diameter. 1,0 m

3.3 Metode Analisis Data

Untuk mendapatkan tujuan yang diharapkan maka dibutuhkan metode analisis data secara runtut dan sistematis, adapun tahap metode analisis yang digunakan sebagai berikut:

1. Study literatur. Hal ini sangat diperlukan dalam pengerjaan tugas akhir ini, karena diperlukannya literatur dan materi yang diperlukan dalam menyelesaikan pengerjaan tugas akhir ini.
2. Mengumpulkan data. Data yang digunakan adalah data sekunder yang mana itu sudah di anggap cukup dalam menyelesaikan penelitian ini, data-data yang diperlukan sebagai berikut :
 - a.) Data Teknis Bendungan Semantok.

- b.) Data hujan harian maksimum tahunan yang digunakan sebagai data pokok dalam perhitungan debit banjir rancangan yang terdapat pada Waduk Semantok.
3. Pengisian data hilang dengan menggunakan *Inversed Square Distance Method*. Hal ini dilakukan akibat data-data pada tahun tertentu tidak lengkap dalam 1 tahun, jadi diperlukan melakukan pengisian data hilang untuk bisa melengkapi datanya.
4. Menguji data curah hujan harian maksimum tahunan dari hujan rerata daerah dengan ketentuan kriteria statistik layak digunakan dengan metode-metode sebagai berikut:
- a) Uji Konsistensi data Metode RAPS. Metode RAPS dipilih karena jumlah stasiun hujan yang digunakan dalam perhitungan adalah 2, yaitu Stasiun Hujan Sulang dan Stasiun Hujan Sumber.
 - b) Uji Kecenderungan dengan Metode Spearman
5. Menghitung hujan rerata daerah dengan menggunakan Metode Rata-rata Hitung dikarenakan data hujan yang didapatkan berasal dari 2 stasiun hujan yang berbeda, sehingga perlu dilakukan perhitungan hujan rerata daerah agar didapat data hujan harian maksimum tahunan yang bersifat setempat.
6. Meramalkan besar curah hujan rancangan untuk DTA Waduk Semantok dengan analisis frekuensi. Analisis frekuensi dilakukan untuk mengetahui besarnya curah hujan pada kala ulang 1000 tahun. Analisis frekuensi dilakukan dengan 2 metode, yaitu:
- a) Metode Distribusi Log Pearson Tipe III
 - b) Metode Distribusi Gumbel
7. Menguji kesesuaian distribusi hasil curah hujan rancangan dari masing-masing distribusi frekuensi dengan metode Uji *Chi-Square* dan Uji *Smirnov-Kolmogorof*, dimana uji ini digunakan untuk memilih hasil curah hujan rancangan berdasarkan distribusi frekuensi dengan memilih hasil uji yang memiliki simpangan kesalahan relatif paling kecil.
8. Menghitung besarnya curah hujan PMP, dimana curah hujan PMP didefinisikan sebagai curah hujan rancangan paling maksimum. Untuk menghitung curah hujan PMP. Perhitungan awal menggunakan data curah hujan harian maksimum tahunan

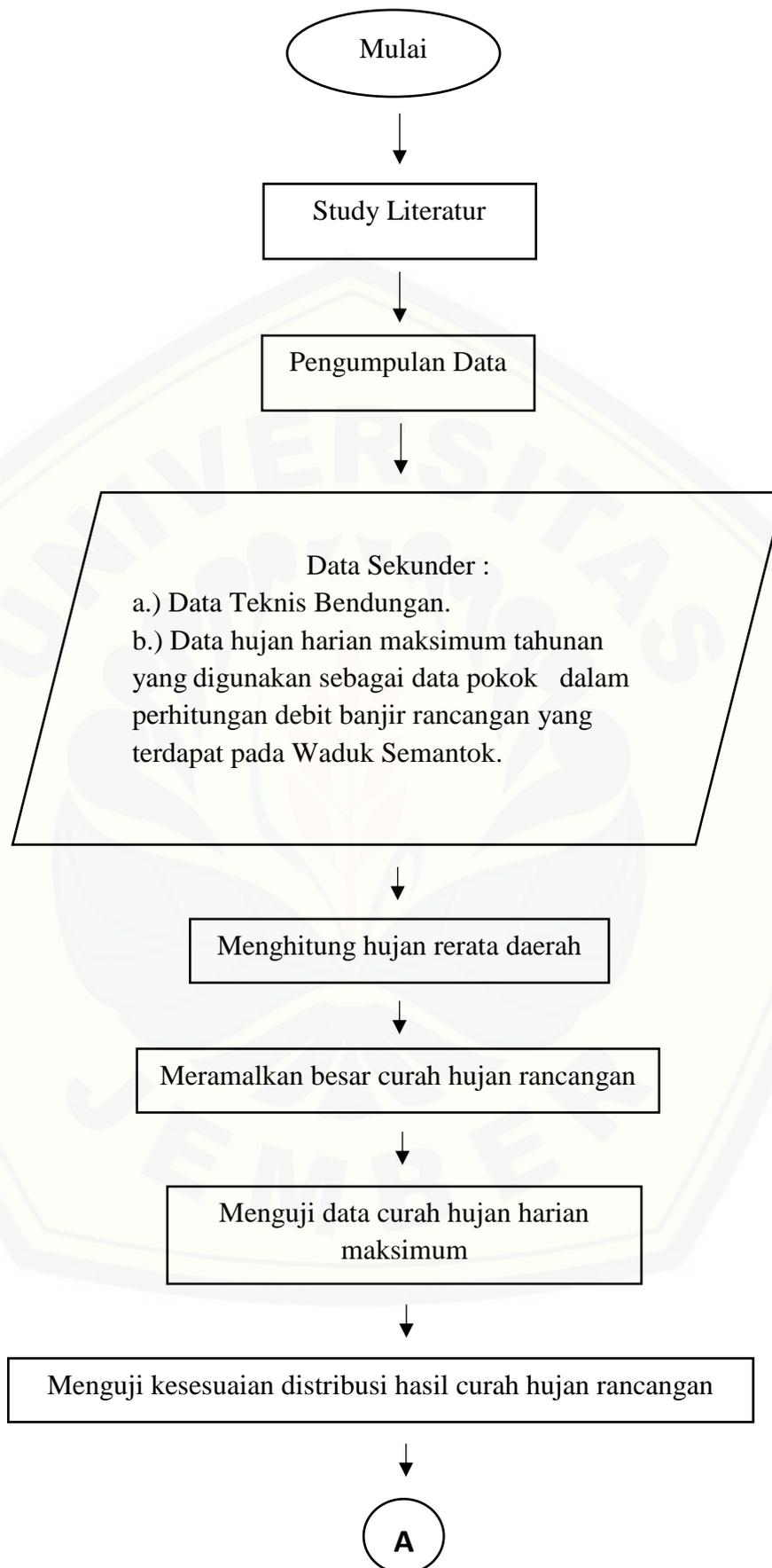
dari hujan rerata daerah. Selanjutnya curah hujan PMP tersebut dibandingkan dengan peta Isohyet PMP. Jika nilai PMP perhitungan lebih besar dibandingkan nilai peta Isohyet PMP, maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan nilai PMP hasil perhitungan, dan sebaliknya.

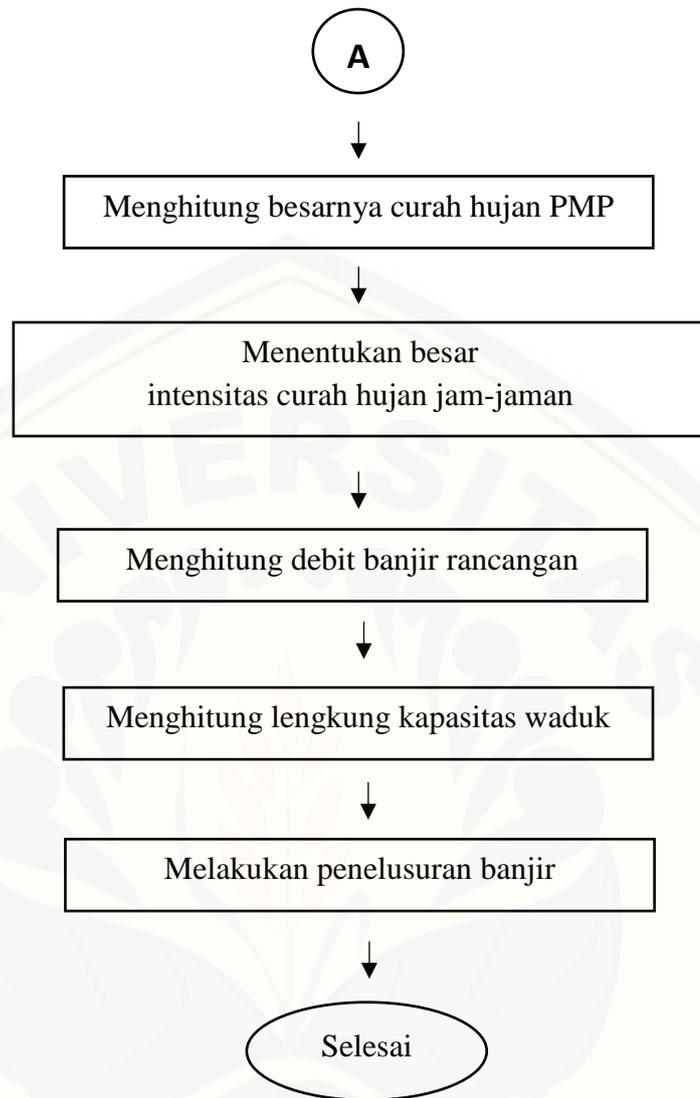
9. Setelah diperoleh curah hujan rancangan periode tertentu dan curah hujan rancangan paling maksimum untuk DTA Waduk Semantok, selanjutnya ditentukan besar intensitas curah hujan jam-jaman berdasarkan durasi maksimum lama hujan pada daerah tersebut.

10. Menghitung debit banjir rancangan pada DTA Waduk Semantok berdasarkan curah hujan rancangannya dengan menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.

11. Melakukan perhitungan lengkung kapasitas waduk untuk mengetahui kapasitas air yang bisa di tampung/disimpan.

12. Melakukan penelusuran banjir akibat debit banjir rancangan QPMF pada DTA Waduk Semantok di waduk pada bangunan pelimpahnya. Hal ini ditujukan untuk mengetahui apakah Bendungan Semantok mengalami *overtopping* atau tidak bila menerima debit banjir rancangan QPMF.





BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

1. Inflow dan Outflow pada banjir kala ulang 100, 1000, dan PMF berturut-turut adalah 185.02 421.25 m³/dt dan 60.70 421.25 m³/dt untuk Q100, lalu 238.52 421.25 m³/dt dan 84.4 421.25 m³/dt untuk Q1000 dan 827.80 421.25 m³/dt dan 421.25 m³/dt.
2. Terjadi Overtopping di pelimpah pada kala ulang banjir 100, 1000, dan PMF dengan ketinggian maksimal air di atas pelimpah berturut-turut adalah 0.69 m, 0.87 m, dan 2.53 m.

5.2. Saran

Disarankan untuk melakukan banyak metode dalam perhitungan banjir rancangan atau HSS, karena akan sangat berguna dalam pembandingan untuk pemilihan dalam melakukan Flood Routing pada pelimpah.

DAFTAR PUSTAKA :

- Amalia. Penelusuran Banjir Menggunakan Metode Level Pool Routing Pada Waduk Kota Lhokseumawe. *Teras Jurnal*, Vol.5, No.1, Maret 2015.
- Departemen Permukiman dan Prasarana Wilayah Direktorat Jendral Sumber Daya Air, 2003. *Pedoman Inspeksi dan Evaluasi Keamanan Bendungan*
- Hasibuan S.H. Analisa Debit Banjir Sungai Bonai Kabupaten Rokan Hulu Menggunakan Pendekatan Hidrograf Satuan Nakayasu. *JURNAL APTEK* Vol. 4 No. 1 Januari 2012.
- Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Republik Indonesia Nomor 27. 2015. *Bendungan*. Jakarta
- Kementrian Pekerjaan Umum Direktorat Jendral Sumber Daya Air Direktorat Irigasi dan Rawa, 2013. *Standar Perencanaan Irigasi*.
- Krisnayanti Denik S.. Analisis Parameter Alfa Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Pada DAS di Pulau Flores. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol. VIII, No. 2, September 2019.
- Krisnayanti D S. The analysis of alpha parameter on Nakayasu Synthetic Unit Hydrograph in Timor Island watersheds. *The 2nd International Conference on Green Civil and Environmental Engineering 2015*.
- Utomo, B.P. 2019 . Potensi wilayah terdampak keruntuhan Bendungan Matenggeng di Sungai Cijolang. *JGLITrop* Vol.3, No.1, Februari 2019
- Rustan. SIMULASI KERUNTUHAN BENDUNGAN BILI-BILI KABUPATEN GOWA PROVINSI SULAWESI SELATAN. *JoP*, Vol. 5 No. 1, November 2019: 24 – 28
- Safarina Ariani Budi. Modified Nakayasu Synthetic Unit Hydrograph Method For Meso Scale Ungauge Watersheds. *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)* Vol. 2, June-July 2012.
- Suyono,S. dan Takeda K 1976 Editor. 1997. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: Pradnya Paramita Jakarta
- Soedibyo. 2003. *Teknik Bendungan*. Cetakan Kedua. JAKARTA. PT Pradnya Paramita.

Soemarto. 1986. Hidrologi Teknik. Usaha Nasional - Surabaya.

Susilo, A. Analisis Routing Aliran Melalui Reservoir (Studi Kasus Waduk
Diponegoro)



LAMPIRAN

1. Hubungan C-L-Q di atas Pelimpah pada Q100

Hubungan C - L - Q di atas Pelimpah						
Elevasi	h	h/Hd	Ka	L	C asumsi	Q
(m)	(m)					m³/det
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
88.500	0.000	0.000	0.1000	52.300	1.600	0.000
88.700	0.200	0.145	0.1000	52.260	1.732	8.096
88.900	0.400	0.289	0.1000	52.220	1.846	24.390
89.100	0.600	0.434	0.1000	52.180	1.946	47.193
89.300	0.800	0.578	0.1000	52.140	2.034	75.884
89.500	1.000	0.723	0.1000	52.100	2.112	110.038
89.700	1.200	0.867	0.1000	52.060	2.182	149.313
89.900	1.400	1.012	0.1000	52.020	2.245	193.419
90.100	1.600	1.156	0.1000	51.980	2.301	242.099
90.300	1.800	1.301	0.1000	51.940	2.353	295.125
90.500	2.000	1.446	0.1000	51.900	2.400	352.291
90.700	2.200	1.590	0.1000	51.860	2.443	413.410
90.900	2.400	1.735	0.1000	51.820	2.483	478.315
91.100	2.600	1.879	0.1000	51.780	2.519	546.849
91.300	2.800	2.024	0.1000	51.740	2.553	618.871
91.500	3.000	2.168	0.1000	51.700	2.584	694.250
91.700	3.200	2.313	0.1000	51.660	2.614	772.866
91.900	3.400	2.457	0.1000	51.620	2.641	854.607
92.100	3.600	2.602	0.1000	51.580	2.666	939.370
92.300	3.800	2.747	0.1000	51.540	2.690	1027.057
92.500	4.000	2.891	0.1000	51.500	2.713	1117.578

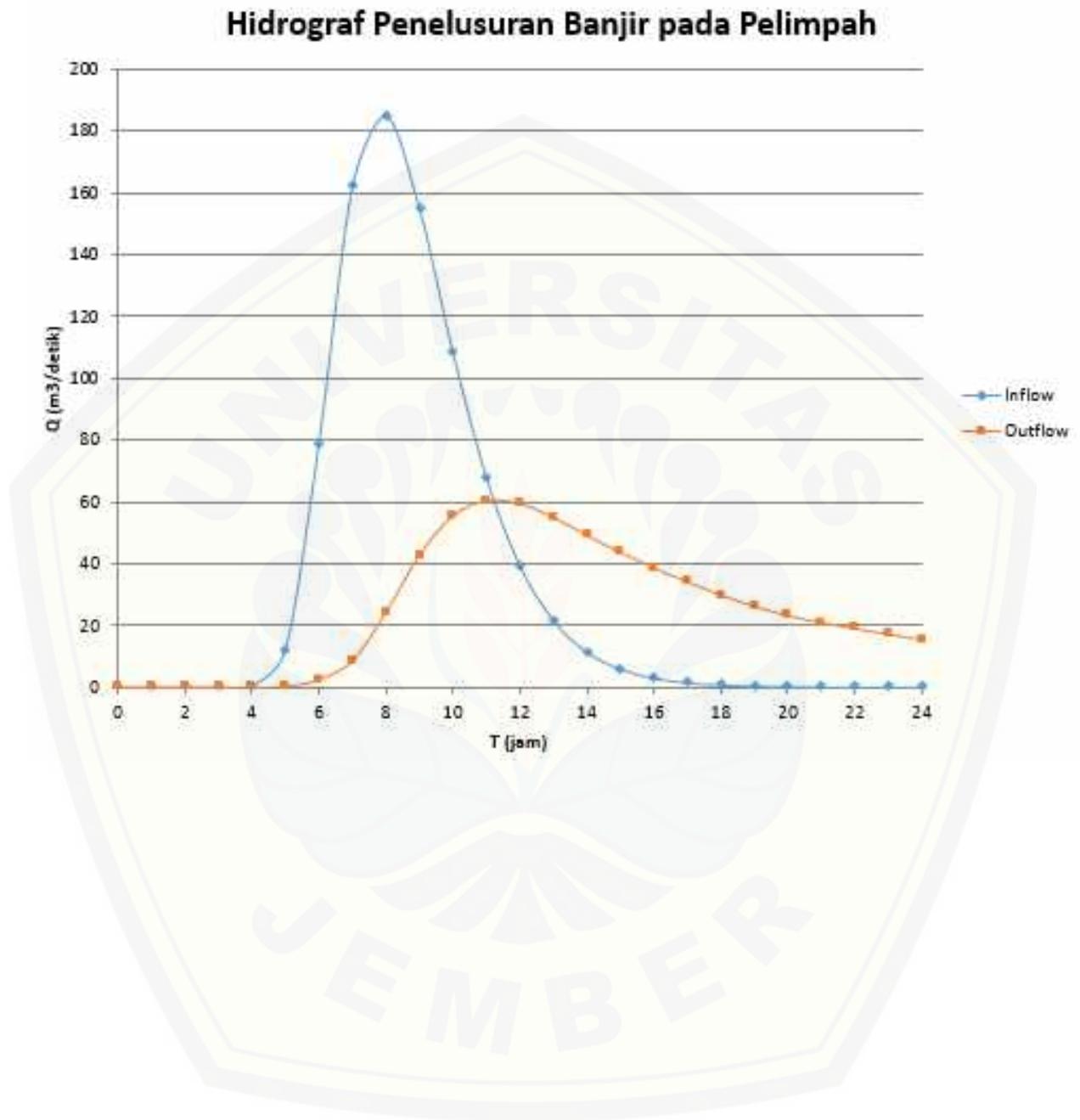
2. Hubungan H-S-Q di atas Pelimpah pada Q100

Hubungan H - S - Q							
Elevasi	h	ΔS	$\Delta S/dt$	Q	Q/2	ψ	φ
(m)	(m)	(m ³)	(m ³ /det)				
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
88.500	0.0	0	0	0	0	0	0
88.700	0.2	587177	163.105	8.096	4.048	159.057	167.153
88.900	0.4	1174355	326.210	24.390	12.195	314.015	338.405
89.100	0.6	1781321	494.811	47.193	23.597	471.215	518.408
89.300	0.8	2408077	668.910	75.884	37.942	630.968	706.852
89.500	1.0	3034833	843.009	110.038	55.019	787.990	898.028
89.700	1.2	3661589	1017.108	149.313	74.657	942.451	1091.765
89.900	1.4	4288344	1191.207	193.419	96.710	1094.497	1287.916
90.100	1.6	4934405	1370.668	242.099	121.050	1249.618	1491.718
90.300	1.8	5599770	1555.492	295.125	147.562	1407.929	1703.054
90.500	2.0	6265135	1740.315	352.291	176.145	1564.170	1916.461
90.700	2.2	6930500	1925.139	413.410	206.705	1718.434	2131.844
90.900	2.4	7595865	2109.962	478.315	239.157	1870.805	2349.120
91.100	2.6	8280986	2300.274	546.849	273.424	2026.849	2573.698
91.300	2.8	8985862	2496.073	618.871	309.435	2186.637	2805.508
91.500	3.0	9690739	2691.872	694.250	347.125	2344.747	3038.997
91.700	3.2	10395615	2887.671	772.866	386.433	2501.238	3274.104
91.900	3.4	11100492	3083.470	854.607	427.304	2656.166	3510.774
92.100	3.6	11821602	3283.778	939.370	469.685	2814.094	3753.463
92.300	3.8	12558947	3488.596	1027.057	513.528	2975.068	4002.125
92.500	4.0	13296292	3693.414	1117.578	558.789	3134.626	4252.203

3. Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah pada Q100

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q100							
T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	ϕ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m ³ /det)	(m)	(m)				
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	0.300				0.300	0.007	88.507
1	0.300	0.300	5.894	6.194	0.300	0.007	88.507
2	0.300	0.300	5.894	6.194	0.300	0.007	88.507
3	0.300	0.300	5.894	6.194	0.300	0.007	88.507
4	0.872	0.586	5.894	6.480	0.314	0.008	88.508
5	12.426	6.649	6.166	12.815	0.621	0.015	88.515
6	79.081	45.754	12.194	57.947	2.807	0.069	88.569
7	162.140	120.611	55.141	175.752	8.914	0.210	88.710
8	185.022	173.581	166.838	340.419	24.645	0.402	88.902
9	155.069	170.045	315.773	485.819	43.065	0.564	89.064
10	108.618	131.844	442.754	574.598	55.748	0.660	89.160
11	67.977	88.298	518.849	607.147	60.704	0.694	89.194
12	39.488	53.732	546.443	600.175	59.642	0.687	89.187
13	21.811	30.650	540.533	571.183	55.228	0.656	89.156
14	11.657	16.734	515.954	532.689	49.368	0.615	89.115
15	6.123	8.890	483.321	492.212	43.875	0.571	89.071
16	3.219	4.671	448.337	453.009	38.908	0.527	89.027
17	1.738	2.479	414.100	416.579	34.293	0.487	88.987
18	0.998	1.368	382.286	383.654	30.122	0.450	88.950
19	0.635	0.817	353.531	354.348	26.410	0.418	88.918
20	0.459	0.547	327.938	328.485	23.446	0.388	88.888
21	0.375	0.417	305.039	305.456	21.255	0.362	88.862
22	0.335	0.355	284.201	284.556	19.267	0.337	88.837
23	0.316	0.326	265.290	265.616	17.464	0.315	88.815
24	0.308	0.312	248.151	248.463	15.832	0.295	88.795
Max	185.022	173.581	546.443	607.147	60.704	0.694	89.194

4. Hidrograf Penelusuran Banjir Pelimpah pada Q100



5. Hubungan C-L-Q di atas Pelimpah pada Q1000

Hubungan C - L - Q di atas Pelimpah						
Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C asumsi	Q m³/det
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
88.500	0.000	0.000	0.1000	52.300	1.600	0.000
88.700	0.200	0.122	0.1000	52.260	1.711	7.998
88.900	0.400	0.244	0.1000	52.220	1.809	23.901
89.100	0.600	0.366	0.1000	52.180	1.897	45.994
89.300	0.800	0.487	0.1000	52.140	1.975	73.679
89.500	1.000	0.609	0.1000	52.100	2.045	106.567
89.700	1.200	0.731	0.1000	52.060	2.109	144.352
89.900	1.400	0.853	0.1000	52.020	2.167	186.776
90.100	1.600	0.975	0.1000	51.980	2.221	233.612
90.300	1.800	1.097	0.1000	51.940	2.269	284.657
90.500	2.000	1.219	0.1000	51.900	2.314	339.728
90.700	2.200	1.340	0.1000	51.860	2.356	398.657
90.900	2.400	1.462	0.1000	51.820	2.394	461.289
91.100	2.600	1.584	0.1000	51.780	2.430	527.485
91.300	2.800	1.706	0.1000	51.740	2.463	597.111
91.500	3.000	1.828	0.1000	51.700	2.494	670.048
91.700	3.200	1.950	0.1000	51.660	2.523	746.183
91.900	3.400	2.072	0.1000	51.620	2.551	825.411
92.100	3.600	2.194	0.1000	51.580	2.576	907.633
92.300	3.800	2.315	0.1000	51.540	2.600	992.758
92.500	4.000	2.437	0.1000	51.500	2.623	1080.700

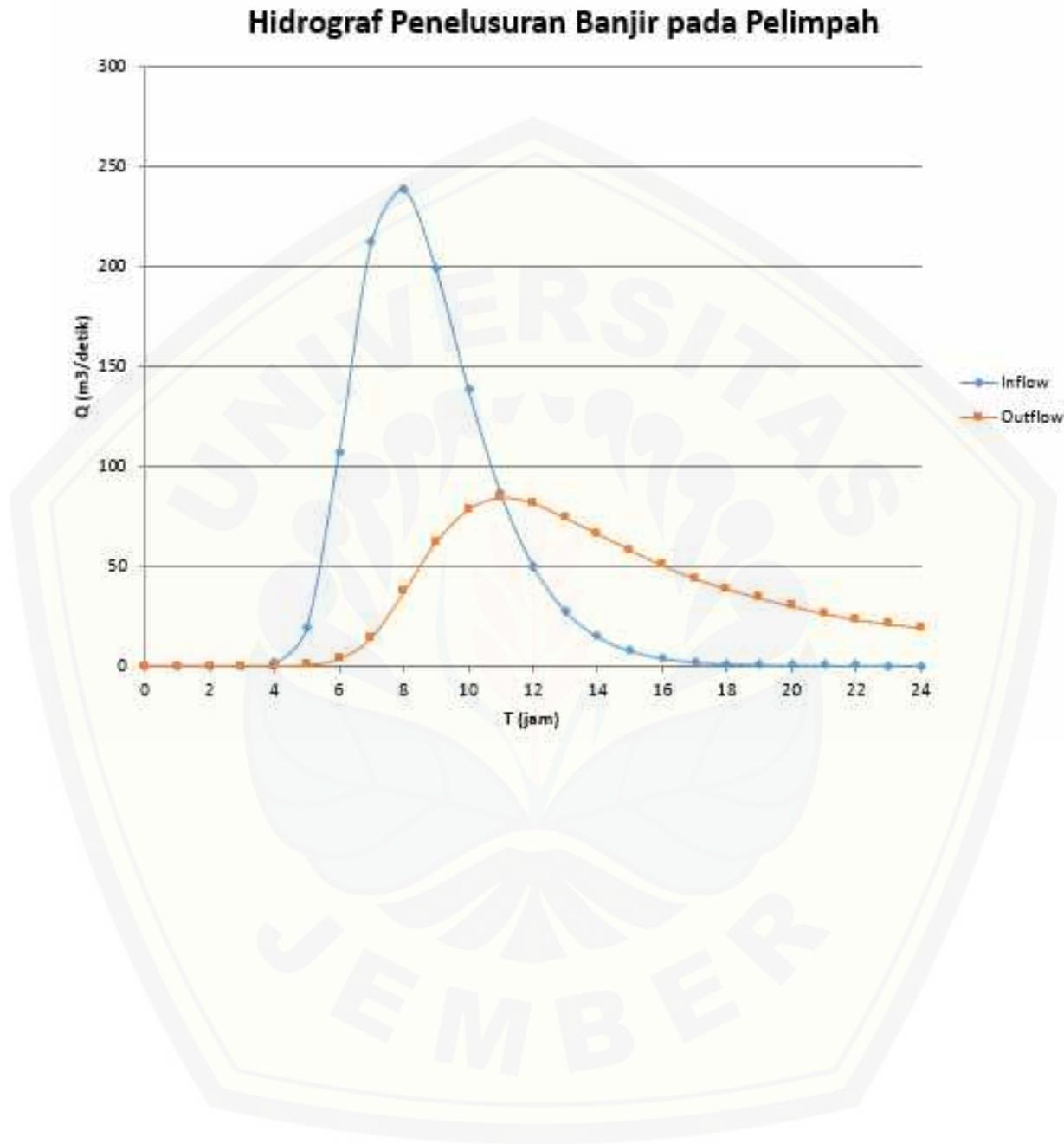
6. Hubungan H-S-Q di atas Pelimpah pada Q1000

Hubungan H - S - Q							
Elevasi (m)	h (m)	ΔS (m ³)	$\Delta S/dt$ (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	Q/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
88.500	0.0	0	0	0	0	0	0
88.700	0.2	587177	163.105	7.998	3.999	159.106	167.104
88.900	0.4	1174355	326.210	23.901	11.950	314.259	338.160
89.100	0.6	1781321	494.811	45.994	22.997	471.814	517.809
89.300	0.8	2408077	668.910	73.679	36.840	632.071	705.750
89.500	1.0	3034833	843.009	106.567	53.283	789.726	896.293
89.700	1.2	3661589	1017.108	144.352	72.176	944.932	1089.284
89.900	1.4	4288344	1191.207	186.776	93.388	1097.819	1284.595
90.100	1.6	4934405	1370.668	233.612	116.806	1253.862	1487.474
90.300	1.8	5599770	1555.492	284.657	142.329	1413.163	1697.820
90.500	2.0	6265135	1740.315	339.728	169.864	1570.451	1910.179
90.700	2.2	6930500	1925.139	398.657	199.328	1725.810	2124.467
90.900	2.4	7595865	2109.962	461.289	230.645	1879.318	2340.607
91.100	2.6	8280986	2300.274	527.485	263.742	2036.532	2564.016
91.300	2.8	8985862	2496.073	597.111	298.556	2197.517	2794.628
91.500	3.0	9690739	2691.872	670.048	335.024	2356.848	3026.896
91.700	3.2	10395615	2887.671	746.183	373.092	2514.579	3260.763
91.900	3.4	11100492	3083.470	825.411	412.705	2670.764	3496.175
92.100	3.6	11821602	3283.778	907.633	453.817	2829.962	3737.595
92.300	3.8	12558947	3488.596	992.758	496.379	2992.217	3984.976
92.500	4.0	13296292	3693.414	1080.700	540.350	3153.064	4233.765

7. Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah pada Q1000

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan Q1000							
T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	ψ	ϕ	Outflow	h	Elevasi
(jam)	(I)	(m³/det)	(m³/det)	(m³/det)	(Q)	(m)	(m)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	0.300				0.300	0.008	88.508
1	0.300	0.300	5.968	6.268	0.300	0.008	88.508
2	0.300	0.300	5.968	6.268	0.300	0.008	88.508
3	0.300	0.300	5.968	6.268	0.300	0.008	88.508
4	1.357	0.829	5.968	6.797	0.325	0.008	88.508
5	19.354	10.356	6.471	16.827	0.805	0.020	88.520
6	107.093	63.224	16.022	79.246	3.793	0.095	88.595
7	211.736	159.415	75.453	234.867	14.298	0.279	88.779
8	238.518	225.127	220.570	445.696	37.126	0.520	89.020
9	198.689	218.603	408.571	627.174	62.105	0.716	89.216
10	138.685	168.687	565.069	733.757	78.513	0.829	89.329
11	86.586	112.636	655.243	767.879	84.403	0.865	89.365
12	50.196	68.391	683.476	751.867	81.639	0.848	89.348
13	27.664	38.930	670.228	709.158	74.268	0.804	89.304
14	14.737	21.201	634.890	656.091	66.364	0.747	89.247
15	7.699	11.218	589.727	600.945	58.241	0.688	89.188
16	4.008	5.853	542.704	548.557	50.524	0.633	89.133
17	2.126	3.067	498.033	501.100	43.939	0.581	89.081
18	1.186	1.656	457.161	458.817	38.739	0.534	89.034
19	0.725	0.956	420.077	421.033	34.093	0.492	88.992
20	0.502	0.614	386.941	387.554	29.975	0.455	88.955
21	0.395	0.449	357.579	358.028	26.344	0.422	88.922
22	0.345	0.370	331.683	332.053	23.333	0.393	88.893
23	0.321	0.333	308.720	309.053	21.195	0.366	88.866
24	0.310	0.315	287.858	288.174	19.254	0.342	88.842
Max	238.518	225.127	683.476	767.879	84.403	0.865	89.365

8. Hidrograf Penelusuran Banjir Pelimpah pada Q1000



9. Hubungan C-L-Q di atas Pelimpah pada QPMF

Hubungan C - L - Q di atas Pelimpah						
Elevasi	h	h/Hd	Ka	L	C asumsi	Q
(m)	(m)					m³/det
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
88.500	0.000	0.000	0.1000	52.300	1.600	0.000
88.700	0.200	0.052	0.1000	52.260	1.644	7.684
88.900	0.400	0.105	0.1000	52.220	1.686	22.267
89.100	0.600	0.157	0.1000	52.180	1.725	41.833
89.300	0.800	0.210	0.1000	52.140	1.762	65.753
89.500	1.000	0.262	0.1000	52.100	1.798	93.675
89.700	1.200	0.314	0.1000	52.060	1.832	125.362
89.900	1.400	0.367	0.1000	52.020	1.864	160.633
90.100	1.600	0.419	0.1000	51.980	1.895	199.342
90.300	1.800	0.472	0.1000	51.940	1.924	241.367
90.500	2.000	0.524	0.1000	51.900	1.952	286.599
90.700	2.200	0.577	0.1000	51.860	1.979	334.941
90.900	2.400	0.629	0.1000	51.820	2.005	386.305
91.100	2.600	0.681	0.1000	51.780	2.030	440.608
91.300	2.800	0.734	0.1000	51.740	2.053	497.775
91.500	3.000	0.786	0.1000	51.700	2.076	557.733
91.700	3.200	0.839	0.1000	51.660	2.098	620.415
91.900	3.400	0.891	0.1000	51.620	2.119	685.758
92.100	3.600	0.943	0.1000	51.580	2.139	753.699
92.300	3.800	0.996	0.1000	51.540	2.159	824.182
92.500	4.000	1.048	0.1000	51.500	2.178	897.149

10. Hubungan H-S-Q di atas Pelimpah pada QPMF

Hubungan H - S - Q							
Elevasi (m)	h (m)	ΔS (m ³)	$\Delta S/dt$ (m ³ /det)	Q (m ³ /det)	Q/2 (m ³ /det)	ψ (m ³ /det)	ϕ (m ³ /det)
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
88.500	0.0	0	0	0	0	0	0
88.700	0.2	587177	163.105	7.684	3.842	159.263	166.947
88.900	0.4	1174355	326.210	22.267	11.134	315.076	337.343
89.100	0.6	1781321	494.811	41.833	20.916	473.895	515.728
89.300	0.8	2408077	668.910	65.753	32.876	636.034	701.787
89.500	1.0	3034833	843.009	93.675	46.838	796.172	889.847
89.700	1.2	3661589	1017.108	125.362	62.681	954.427	1079.789
89.900	1.4	4288344	1191.207	160.633	80.316	1110.890	1271.523
90.100	1.6	4934405	1370.668	199.342	99.671	1270.997	1470.339
90.300	1.8	5599770	1555.492	241.367	120.683	1434.808	1676.175
90.500	2.0	6265135	1740.315	286.599	143.299	1597.016	1883.615
90.700	2.2	6930500	1925.139	334.941	167.471	1757.668	2092.609
90.900	2.4	7595865	2109.962	386.305	193.152	1916.810	2303.115
91.100	2.6	8280986	2300.274	440.608	220.304	2079.970	2520.578
91.300	2.8	8985862	2496.073	497.775	248.887	2247.186	2744.960
91.500	3.0	9690739	2691.872	557.733	278.866	2413.005	2970.738
91.700	3.2	10395615	2887.671	620.415	310.208	2577.463	3197.879
91.900	3.4	11100492	3083.470	685.758	342.879	2740.591	3426.349
92.100	3.6	11821602	3283.778	753.699	376.850	2906.929	3660.628
92.300	3.8	12558947	3488.596	824.182	412.091	3076.506	3900.687
92.500	4.0	13296292	3693.414	897.149	448.575	3244.840	4141.989

11. Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah pada QPMF

Perhitungan Penelusuran Banjir di atas Pelimpah dengan QPMF							
T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	ϕ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m ³ /det)	(m)	(m)				
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0	0.300				0.300	0.008	88.508
1	0.300	0.300	6.218	6.518	0.300	0.008	88.508
2	0.594	0.447	6.218	6.665	0.307	0.008	88.508
3	4.677	2.636	6.358	8.994	0.414	0.011	88.511
4	24.857	14.767	8.580	23.347	1.075	0.028	88.528
5	117.727	71.292	22.272	93.564	4.307	0.112	88.612
6	404.472	261.099	89.258	350.357	23.695	0.415	88.915
7	724.686	564.579	326.662	891.241	93.908	1.001	89.501
8	827.795	776.241	797.334	1573.575	220.419	1.700	90.200
9	725.573	776.684	1353.155	2129.840	344.025	2.235	90.735
10	534.261	629.917	1785.814	2415.731	414.426	2.504	91.004
11	350.031	442.146	2001.305	2443.451	421.348	2.529	91.029
12	215.169	282.600	2022.102	2304.702	386.701	2.401	90.901
13	129.112	172.140	1918.001	2090.142	334.370	2.198	90.698
14	75.862	102.487	1755.771	1858.259	281.070	1.976	90.476
15	43.297	59.580	1577.189	1636.768	233.321	1.762	90.262
16	23.958	33.628	1403.447	1437.075	192.866	1.567	90.067
17	12.914	18.436	1244.209	1262.645	158.999	1.391	89.891
18	6.845	9.880	1103.646	1113.525	131.568	1.235	89.735
19	3.620	5.232	981.958	987.190	109.914	1.102	89.602
20	1.952	2.786	877.276	880.062	92.222	0.990	89.490
21	1.110	1.531	787.840	789.371	78.757	0.893	89.393
22	0.692	0.901	710.614	711.515	67.197	0.810	89.310
23	0.488	0.590	644.318	644.908	58.440	0.739	89.239
24	0.389	0.438	586.468	586.906	50.983	0.677	89.177
Max	827.795	776.684	2022.102	2443.451	421.348	2.529	91.029

12. Hidrograf Penelusuran Banjir Pelimpah pada QPMF

Hidrograf Penelusuran Banjir pada Pelimpah

