



TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU
KABUPATEN SAMBAS, KALIMANTAN BARAT**

WIYANDA NAUFAL AFLAH
NRP. 031 115 4000 0130

Dosen Pembimbing I :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU
KABUPATEN SAMBAS, KALIMANTAN BARAT**

WIYANDA NAUFAL AFLAH
NRP. 031 115 4000 0130

Dosen Pembimbing I :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



FINAL PROJECT – RC 18-4803

***DESIGN OF PIPELINE SYSTEM FOR RAW WATER SUPPLY
ON SAMBAS, WEST KALIMANTAN***

WIYANDA NAUFAL AFLAH
NRP. 031 115 4000 0130

Advisor I :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Advisor II :

Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT

Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya

2019

**PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU
KABUPATEN SAMBAS KALIMANTAN BARAT**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Bidang Studi Hidroteknik

Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

WIYANDA NAUFAL AFLAH

NRP. 03111540000130

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. Ir. Wasis Wardana, M. Sc.
2. Dr. Ir. Edijatno, C.E.S., DEA



SURABAYA, JULI 2019

PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU KABUPATEN SAMBAS KALIMANTAN BARAT

Nama Mahasiswa : Wiyanda Naufal Aflah
NRP : 03111540000130
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Ir Wasis Wardoyo, M.Sc.
Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA

Abstrak

Kabupaten Sambas merupakan salah satu kabupaten di provinsi Kalimantan Barat yang menjadi ujung perbatasan Indonesia dengan luas wilayah sebesar 639.570 ha. Berdasarkan data Dinas Kependudukan dan Catatan Sipil per Agustus 2013 jumlah penduduk Kabupaten Sambas sebanyak 667.921 jiwa. Salah satu permasalahannya merupakan kebutuhan air bersih untuk penduduk Kabupaten Sambas yang masih sangat kurang. Tugas akhir ini merencanakan jaringan perpipaan air baku Kabupaten Sambas untuk proyeksi hingga tahun 2040 untuk mengatasi permasalahan kebutuhan air bersih.

Analisa yang diperlukan meliputi penentuan letak rencana as bendungan beserta luas DAS sungai yang berpengaruh. Sebelumnya diperlukan analisa proyeksi jumlah penduduk untuk mendapatkan jumlah kebutuhan air yang akan dilayani nantinya. Setelah itu dilanjutkan analisa hidrologi mengenai jumlah potensi debit ketersediaan air sungai sebagai sumber air, debit banjir rencana yang akan digunakan dalam perencanaan bendungan dan dead storage yang direncanakan. Dari analisa hidrologi tersebut digunakan model NRECA untuk mendapatkan nilai debit dari data curah hujan, kemudian dilakukan serangkaian uji distribusi hingga analisa hidrograf satuan untuk mendapatkan debit banjir rencana. Setelah itu dihitung jumlah kehilangan tanah akibat curah hujan dengan

metode USLE untuk mendapatkan sedimen potensial yang dijadikan sebagai acuan untuk menentukan dead storage. Terakhir, dilakukan perencanaan jaringan perpipaan dari bendungan yang telah direncanakan menuju PDAM di kabupaten tersebut dengan mempertimbangkan jenis pipa, diameter pipa, jumlah kehilangan energi dan tinggi tekanannya.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan diperoleh jumlah kebutuhan air penduduk yang akan dilayani sebesar $0.228 \text{ m}^3/\text{d}$ serta dibutuhkan total tampungan bendungan sebesar $602,243 \text{ m}^3$. Sehingga direncanakan bendungan beton dengan panjang 267.86 m , tinggi volume tampungan yang dibutuhkan 42.1 m , tinggi muka air banjir 0.881 m diatas pelimpah, dan total tinggi sebesar 44 m mencapai elevasi $+304 \text{ m}$. Kemudian dalam perencanaan jaringan perpipaan digunakan pipa jenis Galvanized Iron dengan diameter 20 inch atau 508 mm . Di bagian outlet jaringan pipa masih tersisa EGL sebesar 111.01 m dengan tinggi tekanan 106.87 m atau 10.69 bar . Sehingga perencanaan pipa ini dapat digunakan karena memenuhi tekanan syarat.

Kata Kunci: Bendungan, USLE, air baku, proyeksi

DESIGN OF PIPELINE SYSTEM FOR RAW WATER SUPPLY ON SAMBAS, WEST KALIMANTAN

Student Name : Wiyanda Naufal Aflah
Student ID : 03111540000130
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Advisors : Dr. Ir Wasis Wardoyo, M.Sc.
Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA

Abstract

Sambas is a districts on West Kalimantan Province which is the borderline of Indonesia with an area 639,570 ha. By the record from bureau of resident and civil registration on August 2013, Sambas District had 667.921 people. One of their main issue is about raw water needs which is still less than the amounts that they needed. This final project is planning a transmission pipeline of raw water supply on Sambas District projected to year of 2040 amount of raw water needs to overcome raw water needs issue.

The analysis needed in this final project are determining the location of dam and the river catchment area. We need to analyze projection of population number to earn amounts of water needs to provide as a prior act. After that, analyzing hydrology matters about amounts of potential river waterflow as the source of water supply, flood design needed on designing dam and dead storage. The methods of hydrology analysis are NRECA model to calculate the potential river waterflow, a series of distribution test on rainfall data and analyzing unit hydrograph to get the flood design. By calculating soil loss caused by rainfall using USLE method, the result can determine amounts of potential sediment which became the reference to determine amounts of dead storage. Lastly, to design pipeline transmission

system, the type of pipe, pipe diameter, amounts of energy loss dan pressure head are needed to be considered.

From the analyzing result, the amounts of water needs on the area provided is $0.231\text{m}^3/\text{s}$ also the total volume needed for the dam is $602,243\text{ m}^3$. As result, the dam type used is concrete dam which has a 267.86 m longspan, the height of volume needed is 42.1 m , the height of top water level is 0.881 m above spillway, and a total of 44 m dam height with elevation on $+304\text{ m}$. Then, the type of pipe used fof the pipeline system is jenis Galvanized Iron with 20 inch diameter or 508 mm . On the outlet part of pipeline system, there is still Energy Grade Line for about 111.01 m also with the pressure of 106.87 m or 10.69 bar . From this result, the transmission pipeline system can be used as the amounts of pressure is higher than the standard needed.

Key words: Dam, USLE, raw water needs, projection

KATA PENGANTAR

Puji syukur kita panjatkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini dengan judul “Perencanaan Jaringan Perpipaan Air Baku Kabupaten Sambas, Kalimantan Barat”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Laporan Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Allah SWT, yang telah memudahkan hamba-Nya dalam menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini.
2. Orang tua penulis, Bapak Widyantoro dan Bunda Yanti Sagir serta adik penulis, Fayola, Talitha, Yuga dan Fayz yang tiada hentinya selalu mendukung dan mendoakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc. dan Bapak Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA. selaku Dosen Pembimbing yang luar biasa telah memberikan arahan, motivasi serta bimbingannya dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini
4. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
5. Teman-teman Jurusan Teknik Sipil khususnya angkatan S58 yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan Laporan Tugas Akhir ini penulis menyadari bahwa Laporan Tugas Akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon saran dan kritiknya.

Surabaya, Juli 2019

Penulis

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK	ii
ABSTRACT	iv
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	viii
DAFTAR GAMBAR	xii
DAFTAR TABEL	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah.....	3
1.4 Tujuan.....	3
1.5 Manfaat.....	4
1.6 Peta Lokasi	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Proyeksi Jumlah Penduduk	5
2.2.1 Metode Aritmatik	6
2.2.2 Metode Geometrik.....	6
2.3 Kebutuhan Air	6
2.4 Penentuan Luas daerah Aliran Sungai (DAS)	9
2.5 Analisa Hidrologi	9

2.5.1 Analisa Curah Hujan Rata-Rata	10
2.5.2 Analisa Curah Hujan Rencana.....	12
2.5.3 Debit Andalan Model NRECA.....	20
2.5.4 Hujan Efektif	23
2.5.5 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	24
2.5.6 Debit Banjir Desain	26
2.6 Kehilangan Tanah Universal	27
2.7 Sedimen Potensial	32
2.8 Lengkung Kapasitas	33
2.9 Kapasitas Efektif	34
2.10 <i>Flood Routing</i> Metode Pul	34
2.11 Jaringan Perpipaan	38
2.11.1 Jenis Pipa.....	38
2.11.2 Perlengkapan Pipa	39
2.11.3 Sistem Pengaliran Gravitasi	40
2.11.4 Hidrolika Dalam Perpipaan	40
2.11.5 Ukuran Kedalaman dan Lebar Galian Pipa	45
BAB III METODOLOGI	47
3.1 Pengumpulan Data	47
3.2 Proyeksi Kebutuhan Air	47
3.3 Analisa Data Hidrologi.....	48
3.4 Kapasitas Volume Tampungan Total	48
3.5 Perencanaan Tinggi Volume Tampungan Total.....	49

3.6 <i>Flood Routing</i>	49
3.7 Perencanaan Jaringan Perpipaan	49
3.8 Kesimpulan dan Saran.....	49
3.9 <i>Flowchart</i> Pekerjaan Tugas Akhir	50
BAB IV ANALISA DATA	53
4.1 Kebutuhan Air Baku.....	53
4.1.1 Proyeksi Jumlah Penduduk.....	53
4.1.2 Proyeksi Jumlah Kebutuhan Air.....	54
4.2 Analisa Hidrologi	57
4.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS).....	57
4.2.2 Analisa Data Curah Hujan.....	58
4.2.3 Analisa Evapotranspirasi Potensial	59
4.2.4 Analisa Potensi Debit Air Sungai Model NRECA.....	61
4.2.5 Uji Distribusi Statistik	65
4.2.6 Analisa Curah Hujan Efektif	73
4.2.7 Perhitungan Curah Hujan Jam-jaman.....	73
4.2.8 Perhitungan Hidrograf Satuan	74
4.3 Lengkung Kapasitas	80
4.4 Analisa Erosi dengan Metode USLE.....	83
4.5 Volume Kebutuhan Tampungan Bendungan	87
4.6 <i>Flood Routing</i>	90
4.7 Trase Jaringan Perpipaan.....	96
4.8 Analisa Hidrolika Perpipaan	97

4.8.1 Perhitungan Total Koefisien <i>Minor Loss</i>	97
4.8.2 Perhitungan Kehilangan Energi Akibat <i>Major Loss</i> ...	97
4.8.3 Perhitungan Persamaan Energi Pada Jaringan Pipa ...	99
4.9 Ukuran Kedalaman dan Lebar Galian Pipa	100
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	101
5.1 Kesimpulan.....	101
5.2 Saran.....	102
DAFTAR PUSTAKA.....	103
LAMPIRAN I.....	104
LAMPIRAN II	104
LAMPIRAN III	104
LAMPIRAN IV	104
LAMPIRAN V	104
LAMPIRAN VI.....	104
LAMPIRAN VII	104
LAMPIRAN VIII	104
BIODATA PENULIS.....	103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Kabupaten Sambas Kalimantan Barat	4
Gambar 2.1 Contoh Bentuk Daerah Aliran Sungai	12
Gambar 2.2 Poligon Thiessen	12
Gambar 2.3 Rasio AET/PET	21
Gambar 2.4 Rasio Tampungan Kelengasan Tanah	22
Gambar 2.5 Grafik Lengkung kapasitas	12
Gambar 2.6 Grafik Koefisien Debit	37
Gambar 3.1 <i>Flowchart</i> Pengerjan Tugas Akhir Bagian 1	50
Gambar 3.2 <i>Flowchart</i> Pengerjaan Tugas Akhir Bagian 2	51
Gambar 4.1 Daerah Aliran Sungai Dengan Kontur.....	58
Gambar 4.2 Daerah Aliran Sungai Tanpa Kontur	58
Gambar 4.3 Lokasi Stasiun Hujan Sejangkung	58
Gambar 4.4 Grafik Debit Air Sungai Model NRECA	58
Gambar 4.5 Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	58
Gambar 4.6 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Terkoreksi	58
Gambar 4.7 Hidrograf Debit Banjir Periode Ulang 100 tahun....	80
Gambar 4.8 Grafik Lengkung Kapasitas	82
Gambar 4.9 Grafik $S+(\Delta t.Q/2)$ vs Elevasi.....	93
Gambar 4.10 Grafik $Q_{outflow}$ vs Elevasi.....	93
Gambar 4.11 Hidrograf <i>Inflow</i> dan <i>Outflow</i>	95
Gambar 4.12 Rencana Trase Jaringan Pipa.....	96

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Standar Pemakaian Air.....	8
Tabel 2.2 Standar Kebutuhan Air Non Domestik	8
Tabel 2.3 Reduced Variate Y_T	14
Tabel 2.4 Reduced Mean Y_n	15
Tabel 2.5 Reduced Standard Deviation S_n	15
Tabel 2.6 Harga K Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III	16
Tabel 2.7 Nilai Kritis Untuk Uji Kebenaran <i>Chi-Square</i>	18
Tabel 2.8 Nilai Delta Kritis Untuk Uji Kebenaran <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	19
Tabel 2.9 Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan.....	26
Tabel 2.10 Nilai Erodibilitas Tanah	29
Tabel 2.11 Nilai Indeks Faktor C (Pengelolaan Tanaman)	30
Tabel 2.12 Nilai Indeks Faktor P (Teknik Konservasi Tanah)....	32
Tabel 2.13 Nilai Kekasaran Pipa.....	43
Tabel 2.14 Koefisien <i>Minor Loss</i> Akibat Aksesoris	44
Tabel 2.15 Koefisien <i>Minor Loss</i> Akibat Pelebaran Pipa	44
Tabel 2.16 Koefisien <i>Minor Loss</i> Akibat Belokan Pipa.....	45
Tabel 2.17 Lebar Galian Pipa Berdasarkan Diameter	46
Tabel 4.1 Proyeksi Jumlah Penduduk Setiap Kecamatan	54
Tabel 4.2 Proyeksi Jumlah Kebutuhan Air Domestik, Non Domestik dan Kehilangan Air.....	56

Tabel 4.3 Rekapitulasi Hujan Bulanan Stasiun Sejangkung 2008-2017.....	59
Tabel 4.4 Rekapitulasi Nilai Evapotranspirasi Potensial.....	60
Tabel 4.5 Rekapitulasi Debit Sungai Hasil Permodelan NRECA	63
Tabel 4.6 Perhitungan Distribusi <i>Gumbel</i>	65
Tabel 4.7 Curah Hujan Rencana Distribusi <i>Gumbel</i>	66
Tabel 4.8 Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.....	67
Tabel 4.9 Curah Hujan Rencana Distribusi Log Pearson Tipe III	68
Tabel 4.10 Nilai Batas Distribusi Setiap Kelas	70
Tabel 4.11 Hasil Perhitungan Metode <i>Chi-Square</i>	71
Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Metode <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	72
Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	73
Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman ..	74
Tabel 4.15 Ordinat Kurva Naik $0 < t < T_p$	76
Tabel 4.16 Ordinat Kurva Turun $T_p < t < (T_p+T_{0.3})$	76
Tabel 4.17 Ordinat Kurva Turun $(T_p+T_{0.3}) < t < (T_p+T_{0.3}+1.5T_{0.3})$	77
Tabel 4.18 Hasil Perhitungan Volume Tampungan Setiap Elevasi	81
Tabel 4.19 Hasil Perhitungan Indeks Erosivitas (R)	85
Tabel 4.20 Hasil Perhitungan Volume Efektif Tampungan 19 Kecamatan	88

Tabel 4.21 Hasil Perhitungan Volume Efektif Tampungan 3 Kecamatan.....	89
Tabel 4.22 Perhitungan Elevasi, Debit dan Tampungan	92
Tabel 5.1 Dimensi Tubuh Bendungan.....	101

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Air bersih adalah salah satu jenis sumber daya berbasis air yang bermutu baik dan biasa dimanfaatkan oleh manusia untuk berbagai hal demi menunjang kelangsungan hidup. Menurut Ditjen Cipta Karya Dinas PU 1998, “air bersih adalah air yang dapat dipergunakan oleh masyarakat untuk memenuhi keperluan sehari-hari dengan kualitas yang memenuhi ketentuan baku mutu air bersih yang ditetapkan”. Air bersih juga erat kaitannya dengan pengembangan suatu kota atau daerah guna menunjang berbagai aspek yang didukung dengan sistem pengolahan yang baik, sehingga dengan sistem pengolahan air bersih yang baik akan meningkatkan produktivitas suatu kota atau daerah.

Terdapat beberapa sumber air bersih secara umum yakni sungai, sumber mata air, hujan, dan air tanah. Untuk cara pemanfaatannya terdapat berbagai macam cara seperti membuat sumur resapan atau membuat jaringan perpipaan yang menghubungkan antara sumber air ke reservoir yang dalam hal ini lazimnya merupakan instalasi pengolahan air bersih di setiap daerah. Untuk mendapatkan air bersih melalui sumber seperti sungai dan mata air diperlukan jaringan perpipaan transmisi yang berfungsi sebagai jaringan pipa primer, sementara untuk mendistribusikan air dari instalasi pengolahan air PDAM ke rumah penduduk menggunakan jaringan perpipan distribusi.

Di Kabupaten Sambas yang terletak di Provinsi Kalimantan Barat terdiri dari 19 kecamatan dengan luas sebesar 639.570 ha dan jumlah penduduk sebanyak 667.921 jiwa masih memanfaatkan sumur resapan dan sungai sambas kecil sebagai sumber air bersih kabupaten tersebut. Hal ini menyebabkan jumlah air bersih untuk penduduk Kabupaten Sambas yang masih sangat kurang. Berbanding terbalik dengan sumber air yang tersedia melihat banyaknya sungai di kabupaten tersebut

seperti contoh ada sungai *Riam Pencarek* dan *Riam Cagat*. Namun, hal ini tidak didukung dengan infrastruktur yang memadai untuk memfasilitasi pengolahan sumber air kabupaten tersebut. Minimnya pemanfaatan sumber daya inilah yang menjadi salah satu permasalahan di kabupaten Sambas yang berakibat pada pemenuhan konsumsi air bersih untuk kehidupan sehari-hari masyarakat sekitar.

Jaringan Perpipaan merupakan salah satu fasilitas yang menjadi solusi untuk pemanfaatan air bersih kedua sungai tersebut di Kabupaten Sambas. Dengan solusi itu sumber air dapat dijangkau dengan mudah yang nantinya akan diolah PDAM setempat untuk dijadikan air bersih. Sebagai upaya meningkatkan pengembangan penyediaan air bersih di Kabupaten Sambas perlu direncanakan jaringan perpipaan agar kebutuhan masyarakat setempat terhadap air bersih dapat terpenuhi. Sehingga tidak hanya dapat memenuhi kebutuhan pribadi setiap penduduknya namun dapat menjadi daya dukung suatu daerah untuk berkembang lebih pesat.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah :

1. Berapa jumlah kebutuhan air baku penduduk yang akan dilayani di Kabupaten Sambas Kalimantan Barat pada tahun 2040 ?
2. Berapa volume tampungan yang dibutuhkan untuk pelayanan air baku ?
3. Berapa volume tampungan *dead storage* yang direncanakan ?
4. Berapa tinggi tubuh bendungan yang direncanakan ?
5. Berapa ketinggian muka air diatas pelimpah akibat debit banjir rencana ?
6. Apa jenis pipa yang digunakan dalam perencanaan ?
7. Berapa dimensi pipa yang akan digunakan dalam perencanaan sistem jaringan pipa ?

8. Berapa tinggi energi dan tinggi tekanan yang tersisa *outlet* jaringan perpipaan ?

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan tugas akhir ini permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan sebagai berikut :

1. Tidak membahas pengolahan air bersih
2. Tidak meninjau kualitas air
3. Tidak merencanakan jaringan pipa distribusi
4. Tidak menghitung analisa biaya
5. Tidak merencanakan spillway pada bendungan yang direncanakan
6. Tidak menganalisa stabilitas konstruksi bendungan
7. Tidak menghitung segi ekonomi dalam perencanaan ini
8. Tidak merencanakan outlet pada PDAM

1.4 Tujuan

Tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan tugas akhir adalah :

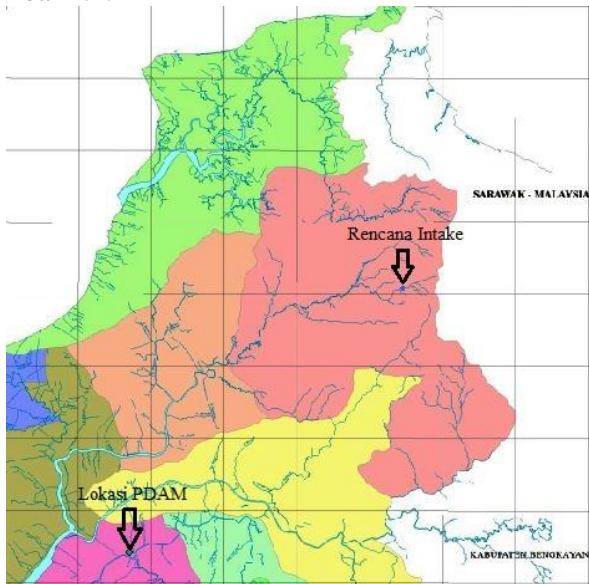
1. Mengetahui jumlah kebutuhan air baku penduduk yang akan dilayani di Kabupaten Sambas Kalimantan Barat pada tahun 2040
2. Menghitung volume tampungan yang dibutuhkan untuk pelayanan air baku
3. Menghitung volume tampungan *dead storage* yang direncanakan
4. Menghitung tinggi tubuh bendungan yang direncanakan
5. Menghitung ketinggian muka air diatas pelimpah akibat debit banjir rencana
6. Menghitung dimensi pipa yang akan digunakan dalam perencanaan sistem jaringan pipa
7. Menentukan jenis pipa yang digunakan dalam perencanaan
8. Menghitung tinggi energi dan tinggi tekanan yang tersisa *outlet* jaringan perpipaan

1.5 Manfaat

Manfaat yang dapat diberikan dari penyusunan Tugas Akhir ini yakni memberikan solusi untuk pemenuhan kebutuhan air bersih warga Kabupaten Sambas Kalimantan Barat dengan detail perencanaan jaringan perpipaan transmisi dari intake sumber air bersih ke instalasi pengolahan air milik PDAM Tirta Muare. Serta menjadi referensi pembaca dalam melakukan perencanaan jaringan perpipaan dan bendungan.

1.6 Peta Lokasi

Studi ini dilakukan di daerah Kabupaten Sambas Kalimantan Barat dengan luas 639.570 ha didominasi hutan dan lahan terbuka hijau serta masih penduduk yang berdomisili di kabupaten seperti pada gambar 1.1.



Gambar 1.1 Lokasi Kabupaten Sambas Kalimantan Barat
(Sumber: Peta Wilayah Kabupaten Sambas, BWSK I)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam upaya mendukung program pemenuhan kebutuhan air baku masyarakat Kabupaten Sambas, terutama di Kota Sambas dan desa-desa diperlukan keterlibatan semua pihak dan juga instansi terkait. Dalam hal ini untuk persiapan pelaksanaan konstruksi dilaksanakan kegiatan Detail Desain Penyediaan Air Baku Kabupaten Sambas ini dilaksanakan oleh Balai Wilayah Sungai Kalimantan I Tahun Anggaran 2016. Proyek Pembangunan Sarana dan Prasarana Air Baku Kabupaten Sambas Kalimantan Barat ini sudah dimulai dari tahun 2017 hingga rencana selesai pada tahun 2019. (BWSK I, 2017)

Pada tugas akhir ini akan merencanakan alternatif yang berbeda dengan proyek ada mulai dari penggunaan bendungan sebagai tampungan air, desain trase yang berbeda, diameter pipa dan data curah hujan yang lebih baru dari tahun 2008-2017.

Jaringan pipa transmisi merupakan rangkaian perpipaan yang mengalirkan air dari sumber air baku ke unit pengolahan atau reservoir sebelum menuju sistem pipa distribusi. Jaringan ini bersifat saluran tertutup yang menggunakan berbagai macam jenis pipa serta didukung oleh berbagai kelengkapan, bangunan perlintasan dan aksesoris lainnya. Dimana masing-masing daerah akan berbeda model jaringannya tergantung dari sumber air dan topografi daerah pelayanan daerah tersebut.

2.2 Proyeksi Jumlah Penduduk

Proyeksi jumlah penduduk dan fasilitas-fasilitas yang ada sangat dibutuhkan untuk kepentingan perencanaan dan perancangan serta evaluasi penyediaan air bersih. Kebutuhan akan air bersih semakin lama semakin meningkat sesuai dengan semakin berkembangnya jumlah penduduk dimasa yang akan datang. Dalam suatu perencanaan dibutuhkan suatu proyeksi bersifat ramalan, diaman kebenaran dan ketelitiannya bersifat subjektif. (BPS, 2010)

2.2.1 Metode Aritmatik

Proyeksi penduduk dengan metode aritmatik mengasumsikan bahwa jumlah penduduk pada masa depan akan bertambah dengan jumlah yang sama setiap tahun. Formula yang digunakan pada metode proyeksi aritmatik adalah :

$$P_t = P_o(1 + rt) \quad (2.1)$$

$$r = \frac{1}{t} \left(\frac{P_t}{P_o} - 1 \right) \quad (2.2)$$

dimana:

P_t = jumlah penduduk pada tahun t

P_o = jumlah penduduk pada tahun dasar

r = laju pertumbuhan penduduk

t = periode waktu antara tahun dasar dan tahun t (dalam tahun)

2.2.2 Metode Geometrik

Proyeksi penduduk dengan metode geometrik menggunakan asumsi bahwa jumlah penduduk akan bertambah secara geometrik menggunakan dasar perhitungan bunga majemuk (Adioetomo dan Samosir, 2010). Laju pertumbuhan penduduk (rate of growth) dianggap sama untuk setiap tahun. Berikut formula yang digunakan pada metode geometrik.

$$P_t = P_o(1 + r)^t \quad (2.3)$$

$$r = \left(\frac{P_o}{P_t} \right)^{\frac{1}{t}} - 1 \quad (2.4)$$

dimana:

P_t = jumlah penduduk pada tahun t

P₀ = jumlah penduduk pada tahun dasar

r = laju pertumbuhan penduduk

t = periode waktu antara tahun dasar dan tahun t (dalam tahun)

2.3 Kebutuhan Air

Pelayanan air baku suatu wilayah akan merujuk kepada jenis kategori kota berdasarkan SNI Tahun 1997. Kategori Kota untuk keperluan analisa kebutuhan air baku didasarkan terhadap jumlah penduduk (Jiwa) dalam suatu wilayah kota. Kategori Kota tersebut yaitu :

1. Kota kategori I (Metro) : Jumlah Penduduk > 1.000.000 jiwa

2. Kota kategori II (Kota besar) : Jumlah Penduduk 500.000 s.d 1.000.000 jiwa
3. Kota kategori III (Kota sedang) : Jumlah Penduduk 100.000 s.d 500.000 jiwa
4. Kota kategori IV (Kota kecil) : Jumlah Penduduk 20.000 s.d 100.000 jiwa
5. Kota kategori V (Desa) : Jumlah Penduduk < 20.000 jiwa

Kebutuhan air baku dalam suatu wilayah diklasifikasikan menjadi dua kebutuhan air baku, antara lain:

1. Kebutuhan domestik

Kebutuhan domestik adalah kebutuhan air bersih untuk pemenuhan kegiatan sehari-hari atau rumah tangga seperti untuk minum, memasak, kesehatan individu (mandi, cuci dan sebagainya), menyiram tanaman, halaman, pengangkutan air buangan (buangan dapur dan toilet).

2. Kebutuhan non domestik

Kebutuhan non domestik adalah kebutuhan air baku yang digunakan untuk beberapa kegiatan seperti :

- a. Kebutuhan institusional,
- b. Kebutuhan komersial dan industri serta pariwisata
- c. Kebutuhan fasilitas umum, adalah kebutuhan air bersih untuk kegiatan tempat-tempat ibadah, rekreasi, terminal.

Standar kebutuhan air domestik yaitu kebutuhan air yang digunakan pada tempat-tempat hunian pribadi untuk memenuhi keperluan sehari-hari seperti ; memasak, minum, mencuci dan keperluan rumah tangga lainnya. Satuan yang dipakai adalah liter/orang/hari.

Besarnya jenis kebutuhan air untuk keperluan domestik serta non domestik untuk setiap kategori Kota dapat dilihat pada tabel 2.1 dan 2.2.

Tabel 2.1 Standar Pemakaian Air

URAIAN	KATEGORI KOTA BERDASARKAN JUMLAH PENDUDUK (JIWA)				
	>1.000.000	500.000 s/d 1.000.000	100.000 s/d 500.000	20.000 s/d 100.000	< 20.000
	Kota Metropolitan	Kota Besars	Kota Sedang	Kota Kecil	Desa
1	2	3	4	5	6
1. Konsumsi Unit Sambungan Rumah (SR) (liter/org/hari)	> 150	150 - 120	90 - 120	80 - 120	60 - 80
2. Konsumsi Unit Hidran (HU) (liter/org/hari)	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40	20 - 40
3. Konsumsi unit non domestik					
a. Niaga Kecil (liter/unit/hari)	600 – 900	600 – 900		600	
b. Niaga Besar (liter/unit/hari)	1000 – 5000	1000 – 5000		1500	
c. Industri Besar (liter/detik/ha)	0.2 – 0.8	0.2 – 0.8		0.2 – 0.8	
d. Pariwisata (liter/detik/ha)	0.1 – 0.3	0.1 – 0.3		0.1 – 0.3	
4. Kehilangan Air (%)	20 - 30	20 - 30	20 - 30	20 - 30	20 - 30
5. Faktor Hari Maksimum	1.15 – 1.25 * harian	1.15 – 1.25 * harian	1.15 – 1.25 * harian	1.15 – 1.25 * harian	1.15 – 1.25 * harian
6. Faktor Jam Puncak	1.75 – 2.0 * hari maks	1.75 – 2.0 * hari maks	1.75 – 2.0 * hari maks	1.75 *hari maks	1.75 *hari maks
7. Jumlah Jiwa Per SR (Jiwa)	5	5	5	5	5
8. Jumlah Jiwa Per HU (Jiwa)	100	100	100	100 - 200	200
9. Sisa Tekan Di penyediaan Distribusi (Meter)	10	10	10	10	10
10. Jam Operasi (jam)	24	24	24	24	24

(Sumber: Dirjen Cipta Karya, 2000)

Tabel 2.2 Standar Kebutuhan Air Non Domestik

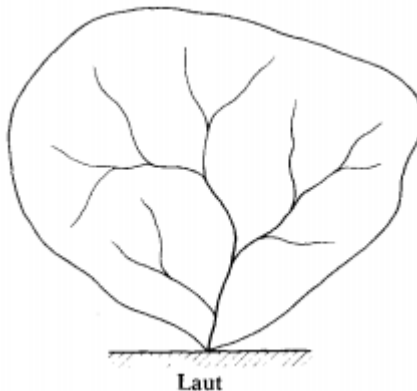
No.	Sektor	Besaran	Satuan
1	Sekolah	5	Liter/murid/hari
2	Pelayanan Kesehatan (Rumah sakit / Puskesmas)	1.200	Liter/unit/hari
3	Hotel/losmen	90	Liter/unit/ha
4	Komersial/industri	10	Liter/dtk/ha
5	Pariwisata	0,10 – 0,30	Liter/dtk/ha

(Sumber: Dirjen Cipta Karya, 2000)

2.4 Penentuan Luas daerah Aliran Sungai (DAS)

Daerah aliran atau daerah pengaliran dari suatu sungai adalah suatu daerah yang dibatasi oleh punggung perbukitan dimana air hujan yang jatuh di daerah akan mengalir ke sungaisungai di daerah itu. Untuk menentukan luas DAS pada perencanaan embung mengacu pada Perencanaan Pengembangan Wilayah Sungai dalam rangka peningkatan kemampuan 6 penyediaan air sungai untuk berbagai kebutuhan hidup masyarakat, sehingga meliputi beberapa ketentuan antara lain (Soemarto, 1999) :

1. Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) mengikuti pola bentuk aliran sungai dengan mempertimbangkan aspek geografis di sekitar Daerah Aliran Sungai yang mencakup daerah tangkapan (catchment area) untuk perencanaan embung tersebut.
2. Luas Daerah Sungai (DAS) dapat diketahui dari gambaran yang diantaranya meliputi peta-peta atau foto udara dan perbedaan skala serta standar pemetaan sehingga dapat menghasilkan nilai-nilai yang sebenarnya.



Gambar 2.1 Contoh Bentuk Daerah Aliran Sungai
(Sumber: Suyono, 2003)

2.5 Analisa Hidrologi

Dalam siklus hidrologi, air hujan yang turun akibat dari penguapan air dipermukaan bumi sebagian akan mengalir melalui

permukaan bumi ke arah horisontal sebagai limpasan (run off). Sebagian lagi akan bergerak secara vertikal, meresap kedalam tanah untuk nantinya akan keluar lagi menuju ke permukaan sebagai sumber mata air ataupun sebagai sungai bawah tanah, sedangkan sisanya akan menguap lagi menuju atmosfer. Air yang terinfiltrasi ke tanah mula-mula akan mengisi pori-pori tanah sampai mencapai kadar air jenuh. Apabila kondisi tersebut telah tercapai, maka air tersebut akan bergerak dalam dua arah, arah horisontal sebagai interflow dan arah vertikal sebagai perkolasi.

Analisis hidrologi diperlukan untuk memperoleh besarnya debit banjir rencana dan dalam menentukan jumlah potensi debit ketersediaan air sungai. Debit banjir rencana merupakan debit maksimum rencana di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang tertentu yang dapat dialirkan tanpa membahayakan lingkungan sekitar dan stabilitas sungai. Sementara potensi debit ketersediaan air sungai merupakan debit air yang akan digunakan untuk pemanfaatan dengan memodelkannya dari data hujan yang ada. Untuk mendapatkan debit rencana tersebut dapat dengan cara melakukan pengamatan dan pengukuran langsung di lokasi sungai ataupun dengan menganalisis data curah hujan maksimum pada stasiun-stasiun pengukuran hujan yang berada di Daerah Aliran Sungai tersebut.

Dari data hidrologi yang ada (letak stasiun penakar hujan, curah hujan dan klimatologi) tahapan selanjutnya adalah analisa data hidrologi. Tahapan analisa data hidrologi sebagai berikut :

2.5.1 Analisa Curah Hujan Rata-Rata

Terdepat beberapa metode yang biasa digunakan untuk mengetahui besarnya curah hujan rata-rata pada suatu DAS melalui data curah hujan yang didapatkan dari beberapa stasiun hujan sebagai berikut :

1. Cara Rata-Rata Aljabar

Cara menghitung rata-rata aritmatik (arithmetic mean) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2.5)$$

Dimana :

R = Curah hujan daerah (mm)

n = Jumlah titik-titik (pos-pos) pengamatan

R_n = Curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

2. Cara Thiessen

Jika titik-titik pengamatan di dalam daerah itu tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata-rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan.

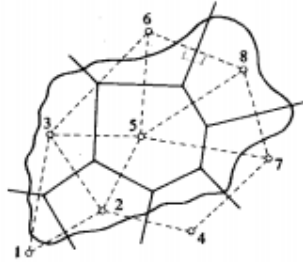
$$\bar{R} = R_1 W_1 + R_2 W_2 + \dots + R_n W_n \quad (2.6)$$

Dimana :

R = Curah hujan rata-rata (mm)

R_n = Besarnya curah hujan pada masing pos (mm)

W = Faktor bobot masing-masing stasiun (%)



Gambar 2.2 Poligon Thiessen
(Sumber: Suyono, 2003)

2.5.2 Analisa Curah Hujan Rencana

Hujan rencana merupakan kemungkinan tinggi hujan yang terjadi dalam kala ulang tertentu sebagai hasil dari suatu rangkaian analisis hidrologi yang biasa disebut analisis frekuensi. Secara sistematis metode analisis frekuensi perhitungan hujan rencana ini dilakukan secara berurutan sebagai berikut

2.5.2.1 Parameter Statistik

Parameter yang digunakan dalam perhitungan analisis frekuensi meliputi parameter nilai rata-rata (\bar{X}), deviasi standar (Sd), koefisien variasi (Cv), koefisien kemiringan / skewness (Cs) dan koefisien kurtosis (Ck). Sementara untuk memperoleh harga parameter statistik dilakukan perhitungan dengan rumus dasar sebagai berikut (Soemarto, 1999)

$$\bar{X} = \sum \frac{Rx}{n} \quad (2.7)$$

$$Sd = \sqrt{\sum \frac{(Xi - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.8)$$

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}} \quad (2.9)$$

$$Cs = \frac{n \sum (Xi - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad (2.10)$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum (Xi - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \quad (2.11)$$

Dimana :

X = Tinggi hujan harian maksimum rata-rata selama n tahun (mm)

$\sum X$ = Jumlah tinggi hujan harian maksimum selama n tahun (mm)

n = Jumlah tahun pencatatan data hujan

Sd = Deviasi Standart

Cv = Koefisien Variasi

Cs = Koefisien Kemiringan

Ck = Koefisien Kustosis

Lima parameter statistik di atas akan menentukan jenis distribusi statistic data hujan yang digunakan dalam analisis frekuensi.

2.5.2.2 Jenis Distribusi Statistik

Masing-masing sebaran memiliki sifat-sifat khas sehingga harus diuji kesesuaiannya dengan sifat statistik masing-masing sebaran tersebut. Pemilihan sebaran yang tidak benar dapat mengundang kesalahan perkiraan yang cukup besar. Pengambilan sebaran secara sembarang tanpa pengujian data hidrologi sangat tidak dianjurkan. Penentuan jenis sebaran yang akan digunakan untuk analisis frekuensi dapat dipakai beberapa cara sebagai berikut :

1. Distribusi Gumbel

Untuk menghitung curah hujan rencana dengan menggunakan metode Distribusi Gumbel digunakan persamaan distribusi empiris sebagai berikut :

(Soemarto, 1999)

$$X_T = \bar{X} + K.Sd \quad (2.12)$$

$$K = \frac{(Y_T - Y_n)}{S_n} \quad (2.13)$$

Hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dapat dihitung dengan rumus (Soemarto, 1999) :

$$Y_T = -\ln \left[-\ln \frac{T-1}{T} \right] \quad (2.14)$$

Dimana :

X_T = Nilai hujan rencana dengan data ukur T tahun (mm)

X = Nilai rata-rata hujan (mm)

Y_T = Nilai reduksi variat (reduce variate) dari variabel yang diharapkan pada Tabel 2.3

Y_n = Nilai rata-rata dari reduksi variat (reduce mean) nilainya tergantung dari jumlah data (n), seperti ditunjukkan pada Tabel 2.4

S_n = Deviasi standart dari reduksi variat (reduce standart deviation) nilainya tergantung dari jumlah data (n), seperti ditunjukkan pada tabel 2.5

Tabel 2.3 Reduced Variate Y_T

Periode ulang	<i>Reduce Variate</i>
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9606
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber: Soemarto, 1999)

Tabel 2.4 Reduced Mean Yn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.8396	0.5403	0.5410	0.5418	0.5424	0.5436
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600	0.5602	0.5603	0.5604	0.5606	0.5607	0.5608	0.5609	0.5610	0.5611

(Sumber: Soemarto, 1999)

Tabel 2.5 Reduced Standard Deviation Sn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0439	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1080
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1728	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1960	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2003	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2066
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.2090	1.2093	1.2096

(Sumber: Soemarto, 1999)

2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Metode Log Pearson Tipe III apabila digambarkan pada kertas peluang logaritmik akan merupakan persamaan garis lurus, sehingga dapat dinyatakan sebagai model matematik dengan persamaan sebagai berikut :

(Soemarto, 1999)

$$Z = \log X \quad (2.15)$$

$$Z_T = \bar{Z} + K_Z Sd_Z \quad (2.16)$$

Dimana :

X = Nilai rata-rata hujan (mm)

Z = Nilai logaritmik dari X

X = Curah Hujan (mm)

\bar{Z} = Rata-rata hitung (lebih baik rata-rata geometrik) nilai Z

Sd_Z = Deviasi Standart nilai Z

K = Karakteristik distribusi peluang Log Pearson Tipe III, seperti ditunjukkan pada Tabel 2.6

Tabel 2.6 Harga K Untuk Distribusi Log Pearson Tipe III

Cs	Waktu Balik (Tahun)							
	1.01	1.25	2	5	10	25	50	100
	Peluang (%)							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-3.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-3.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-3.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.600	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-3.0	-4.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

(Sumber: Soemarto, 1999)

2.5.2.3 Uji Kebenaran Distribusi

Uji keselarasan sebaran dilakukan untuk mengetahui jenis metode yang paling sesuai dengan data hujan. Uji metode dilakukan dengan uji keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis (Soewarno, 1995).

Ada dua jenis uji keselarasan yaitu uji keselarasan Chi Kuadrat (Chi Square) dan Smirnov Kolmogorof. Pada tes ini biasanya yang diamati adalah hasil perhitungan yang diharapkan.

1. Uji *Chi-Square*

Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut, atau dengan membandingkan nilai chi square (X^2) dengan nilai chi square kritis (X^2_{cr}). Uji keselarasan chi kuadrat menggunakan rumus (Soewarno, 1995) :

$$X^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.17)$$

Dimana:

X^2 = Harga chi square terhitung

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

N = Jumlah data

Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai X^2 hitung $<$ X^2_{kritis} . Nilai X^2 kritis dapat dilihat di Tabel 2.7. Dari hasil pengamatan yang didapat dicari penyimpangannya dengan chi square kritis paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu (level of significant) yang sering diambil adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soewarno, 1995) :

$$Dk = K - (P + 1) \quad (2.18)$$

Dimana :

Dk = Derajat kebebasan

$P =$ Nilai untuk distribusi Metode Gumbel, $P=1$

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut:

- a. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- b. Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- c. Apabila peluang lebih kecil dari 1%-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, perlu penambahan data.

Tabel 2.7 Nilai Kritis Untuk Uji Kebenaran *Chi-Square*

dk	α Derajat Kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.0100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	22.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.262	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.216	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.480	7.564	8.672	27.587	30.191	33.805	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.683	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	41.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Sumber: Soewarno, 1995)

2. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorof, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (non parametrik test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

$$\alpha = \frac{P_{max}}{P(x)} - \frac{P(x_i)}{\Delta Cr} \quad (2.19)$$

- a. Urutkan dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan besarnya nilai masing-masing peluang dari hasil penggambaran grafis data (persamaan distribusinya) :
 - $X_1 \rightarrow P'(X_1)$
 - $X_2 \rightarrow P'(X_2)$
 - $X_m \rightarrow P'(X_m)$
 - $X_n \rightarrow P'(X_n)$
- b. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov – Kolmogorof test) tentukan harga D_0 (seperti ditunjukkan pada Tabel 2.8).

Tabel 2.8 Nilai Delta Kritis Untuk Uji Kebenaran *Smirnov-Kolmogorov*

Jumlah Data (n)	α Derajat Kepercayaan			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n > 50	1.07/n	1.22/n	1.36/n	1.63/n

(Sumber: Soewarno, 1995)

2.5.3 Debit Andalan Model NRECA

Model NRECA (*National Rural Electric Cooperative Association*) menstimulasikan kesetimbangan air bulanan pada suatu daerah tangkapan yang ditujukan untuk menghitung total run off dari nilai curah hujan bulanan, evapotranspirasi, kelembaban tanah dan tersediaan air tanah. (Dirjen Pengairan, 1999)

Model kesetimbangan air dari NRECA ini didasarkan pada proses kesetimbangan air yang telah umum yaitu hujan yang jatuh di atas permukaan tanah dan tumbuhan penutup lahan sebagian akan menguap, sebagian akan menjadi aliran permukaan dan sebagian lagi akan meresap masuk ke dalam tanah. Infiltrasi air akan menjenuhkan tanah permukaan dan kemudian air merambat menjadi perkolasi dan keluar menuju sungai sebagai aliran dasar. Perbedaan model NRECA dengan model kesetimbangan air yang lain hanyalah pada jumlah parameter yang diambil. Persamaan keseimbangan tersebut sesuai pada persamaan 2.20 berikut :

$$\text{Hujan} - \text{Evapotranspirasi Aktual} + \text{Perubahan Tangkapan} = \text{Limpasan} \quad (2.20)$$

Pada model NRECA ini ada tiga parameter yang menggambarkan karakteristik DPS yang besar pengaruhnya terhadap keluaran sistem, yaitu :

NOMINAL = indeks kapasitas kelengasan tanah (mm), dapat didekati dengan persamaan $100 + C \cdot Ra$, $C = 0.2$, Ra = hujan tahunan (mm)

Nilai Nominal dapat berkurang sampai dengan 25% pada DPS yang vegetasinya terbatas dan tanah penutupnya tipis

PSUB = prosentasi dari limpasan yang bergerak keluar dari DPS melalui limpasan permukaan. PSUB

merupakan parameter karakteristik lapisan tanah pada kedalaman 0~2 m. Nilai PSUB berkisar 0.3~0.9 tergantung pada sifat lulus air tanah.

PSUB = 0.3, bila bersifat kedap air

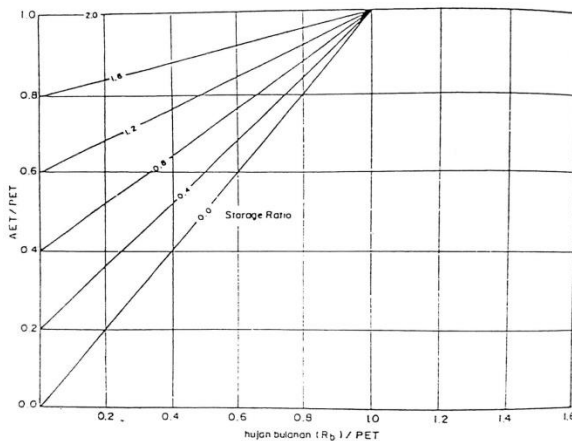
PSUB = 0.9, bila bersifat lulus air

GWF = prosentasi dari tampungan air tanah yang mengalir ke sungai sebagai aliran dasar. GWF merupakan parameter karakteristik lapisan tanah pada kedalaman 2~10 m

GWF = 0.2, bila bersifat lulus air

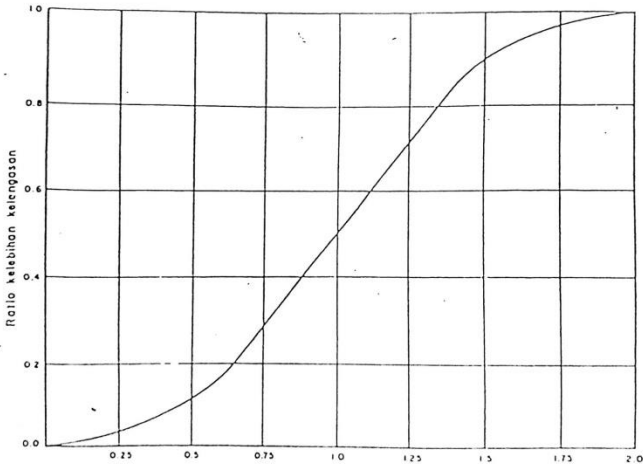
GWF = 0.8, bila bersifat kedap air

Selain itu, diperlukan beberapa grafik yang dibutuhkan dalam proses perhitungan seperti pada gambar 2.3 dan 2.4 berikut.



Gambar 2.3 Rasio AET/PET

(Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, 1999)



Gambar 2.4 Rasio Tampungan Kelengasan Tanah
(Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, 1999)

2.5.3.1 Evapotranspirasi Metode Thornthwaite

Dalam perhitungan debit dengan model NRECA diperlukan parameter evapotranspirasi sebagai salah satu parameternya. Laju evapotranspirasi menyatakan banyaknya air yang hilang menguap kembali ke atmosfer oleh proses evapotranspirasi. Apabila persediaan dari banyaknya air tersebut tak terbatas, maka evapotranspirasi akan berlangsung dengan laju maksimum di lokasi tersebut, umumnya disebut dengan *evapotranspirasi potensial* (Et_p). Tetapi umumnya persediaan air tidak selalu tak terbatas sehingga laju evapotranspirasi dapat lebih rendah dari pada laju evapotranspirasi seandainya persediaan air tak terbatas, proses itu umumnya dinyatakan sebagai evapotranspirasi aktual ET_o . (Soemarto, 1995)

Thornthwaite telah mengembangkan suatu metode untuk memperkirakan besarnya evapotranspirasi potensial dari data klimatologi. Evapotranspirasi potensial (PET) tersebut

berdasarkan suhu udara rerata bulanan dengan standar 1 bulan 30 hari dan lama penyinaran matahari 12 jam sehari. Metode ini memanfaatkan suhu udara sebagai indeks ketersediaan energi panas untuk berlangsungnya proses *ET*. Perumusan yang digunakan dalam menghitung evapotranspirasi potensial seperti pada rumus 2.21 berikut.

$$PET = 16 \left(\frac{10 \times T}{I} \right)^a \quad (2.21)$$

Keterangan :

PET = Evapotranspirasi potensial bulanan (mm/bulan)

T = Temperatur udara bulan ke-n (°C)

I = Indeks panas tahunan

a = Koefisien yang tergantung dari tempat

Koefisien a dapat ditetapkan dengan menggunakan rumus 2.22

$$a = 675 \times 10^{-9} (I^3) - 771 \times 10^{-7} (I^2) + 1792 \times 10^{-5} (I) + 0,49239 \quad (2.22)$$

Indeks panas tahunan diperoleh dengan rumus 2.23

$$I = \left(\frac{T}{5} \right)^{1,514} \quad (2.23)$$

Keterangan :

I = Indeks panas tahunan

T = Temperatur udara bulan ke-n (°C)

2.5.4 Hujan Efektif

Hujan efektif adalah besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (direct run-off), yang terdiri dari

limpasan permukaan (subsurface run-off) dan limpasan bawah (subdirect run-off).

$$R_{eff} = C \times R_t \quad (2.24)$$

Dimana :

R_t = Curah hujan rencana (mm)

C = Koefisien pengaliran

2.5.5 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Konsep dasar pada hidrograf satuan adalah bahwa hujan satuan yang berbeda-beda besarnya akan menghasilkan grafik yang hampir sama. Perhitungan hidrograf banjir dapat dihitung dengan hidrograf satuan sintetik Nakayasu. Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf adalah : (Subramanya, 2008)

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai penurunan hidrograf (time to peak magnitude)
2. Tenggang waktu dari titik berat sampai titik pusat hidrograf (time lag)
3. Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph)
4. Luas daerah pengaliran
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (length of longest channel)
6. Koefisien pengaliran (run-off coefficient)

Rumus dari Hidrograf Satuan Nakayasu adalah sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_o}{3.6(0.3 T_p + T_{0.3})} \quad (2.25)$$

Dimana:

Q_p = Debit Puncak Banjir (m³ /detik)

R_o = Hujan Satuan (mm)

T_p = Tenggang Waktu dari permulaan sampai puncak banjir(jam)

$T_{0.3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit puncak sampai 30% dari debit puncak (jam)

A = Luas Daerah pengaliran sampai outlet (km²)

C = Koefisien Pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0.3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$T_p = t_g + 0.8 T_r \quad (2.26)$$

$$T_{0.3} = \alpha t_g \quad (2.27)$$

Hujan Efektif yang menyebabkan terjadi limpasan permukaan dihitung sebagai berikut :

$$T_r = 0.5 t_g \text{ sampai } 0.8 t_g$$

Dimana:

T_r = *timelag* yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Sungai dengan panjang $L > 15$ km
 $t_g = 0.4 + 0.058 L \quad (2.28)$
2. Sungai dengan panjang $L < 15$ km
 $t_g = 0.21 + L^{0.7}$

α = parameter hidrograf untuk,

1. $\alpha = 2$; pada daerah pengaliran biasa
2. $\alpha = 1.5$; pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat
3. $\alpha = 3$; pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat

Berikut merupakan persamaan yang digunakan dalam membuat hidrograf satuan sintetik Nakayasu :

1. Pada kurva naik

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$Q_t = Q_{max} \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \quad (2.29)$$

2. Pada kurva turun

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$$

$$Q_t = Q_{max} \cdot 0.3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0.3}} \right)$$

$$(T_p + T_{0.3}) \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$$

$$Q_t = Q_{max} \cdot 0.3 \left(\frac{t - T_p + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} \right) \quad (2.30)$$

$$t \geq (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$$

$$Q_t = Q_{max} \cdot 0.3 \left(\frac{t - T_p + T_{0.3}}{2 T_{0.3}} \right) \quad (2.31)$$

2.5.6 Debit Banjir Desain

Untuk membuat desain bangunan pelimpah, diperlukan debit banjir rencana yang realistis. Untuk itu angka-angka hasil perhitungan hidrologi perlu diuji dengan menggunakan data banjir-banjir besar dari pencatatan atau pengamatan setempat. Untuk menentukan debit banjir periode ulang yang akan digunakan dapat dilihat seperti pada tabel 2.9 berikut :

Tabel 2.9 Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan

Jenis dan kelas Bendungan	Konsekuensi Besar		Konsekuensi Kecil	
	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah
I. Bendungan Urugan (1) < 40 m (rendah)	Q_{1000} dan BMB** masing-masing dengan tinggi jagaan sesuai standar yang berlaku	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak BMB	pilih yang besar antara Q_{1000} dan 0,5 BMB	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak banjir desain
	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak BMB	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 25% debit puncak banjir desain
	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 35% debit puncak BMB	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 35% debit puncak banjir desain
II Bendungan Beton	Q_{100} ***	minimal 125% Q_{100}	0,5 Q_{100}	minimal 125 % x 0,5 Q_{100}

(Sumber: Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, 1999)

2.6 Kehilangan Tanah Universal

Untuk memperkirakan jumlah sedimen dari lokasi yang ditinjau dapat menggunakan dengan pendekatan menganalisa erosi dari curah hujan melalui metode kehilangan tanah universal atau USLE (*Universal Soil Loss Equation*). Perumusan ini telah banyak digunakan, meskipun beberapa parameternya tidak dapat diberlakukan secara universal pleh karena itu lebih tepat jika perumusan ini disebut peramalan kehilangan tanah (*Predictive Soil Loss Equation*).

Berikut persamaan yang digunakan dalam metode peramalan kehilangan tanah :

$$A = R.K.LS.C.P \quad (2.32)$$

Keterangan :

A = Jumlah tanah yang hilang rata-rata setiap tahun (ton/ha/tahun)

R = Indeks daya erosi curah hujan (erosivitas hujan)

K = Indeks kepekaan tanah terhadap erosi (erodibilitas tanah)

LS = Faktor panjang lereng (L) dan kemiringan lereng (S)

C = Faktor tanaman (vegetasi)

P = Faktor usaha-usaha pencegahan erosi (konservasi)

Penetapan nilai faktor-faktor dalam model USLE dapat dihitung dengan menggunakan rumus-rumus atau hasil penelitian yang sudah ada seperti berikut :

1. Erosivitas Hujan (R)

Erosivitas merupakan kemampuan hujan untuk menimbulkan atau menyebabkan erosi. Indeks erosivitas hujan yang digunakan adalah EI30. Erosivitas hujan sebagian terjadi karena pengaruh jatuhnya butir-butir hujan langsung di atas permukaan tanah. Kemampuan air hujan sebagai penyebab terjadinya erosi adalah bersumber dari laju dan distribusi tetesan air hujan, dimana keduanya mempengaruhi besar energi kinetik air hujan. Dengan demikian, dapat dikatakan bahwa erosivitas hujan sangat berkaitan dengan energi kinetis atau momentum, yaitu

parameter yang berasosiasi dengan laju curah hujan atau volume hujan (Asdak, 1995).

Persamaan yang umum digunakan untuk menghitung erositivitas adalah persamaan yang dikemukakan oleh Bols (1978). Persamaan tersebut adalah :

$$EI_{30} = 6.199 R^{1.21} x D^{-0.47} x M^{0.53} \quad (2.33)$$

$$R_{12} = \sum(EI_{30}) \quad (2.34)$$

Dimana :

EI₃₀ = Erosivitas curah hujan bulanan rata-rata

R₁₂ = Jumlah EI₃₀ selama 12 bulan

R = Curah hujan bulanan (mm)

D = Jumlah hari hujan

M = Hujan maksimum pada bulan tersebut (mm)

2. Erodibilitas tanah (K)

Erodibilitas tanah merupakan jumlah tanah yang hilang rata-rata setiap tahun per-satuan indeks daya erosi curah hujan pada sebidang tanah tanpa tanaman (gundul), tanpa usaha pencegahan erosi.

Faktor erodibilitas tanah menunjukkan kekuatan partikel tanah terhadap pengelupasan dan transportasi partikel-partikel tanah oleh adanya energi kinetik air hujan. Besarnya erodibilitas tanah ditentukan oleh karakteristik tanah seperti tekstur tanah, stabilitas agregat tanah, kapasitas infiltrasi, dan kandungan bahan organik serta bahan kimia tanah. Nilai Erodibilitas Tanah dapat dilihat pada tabel 2.10 dibawah ini.

Tabel 2.10 Nilai Erodibilitas Tanah

Tipe Tanah	K Factor
Aluvial Kelabu	0.315
Aluvial Coklat Kakelabuan	0.193
Aluvial Coklat Kelabu	0.315
Andosol Coklat	0.278
Andosol Coklat Kekuningan	0.223
Asosiasi Aluvial Kelabu dan Regoso Kelabu	0.271
Asosiasi Andosol Coklat dan Regosol Coklat	0.271
Asosiasi Andosol Coklat dan Glei Humus	0.202
Grumusol Hitam	0.187
Grumusol Kelabu	0.176
Grumusol Kelabu Tua	0.187
Latosol Coklat	0.175
Latosol Merah	0.075
Litosol	0.191
Podsolik Kuning	0.107
Regosol Coklat	0.346

(Sumber: Puslitbang Pengairan Bogor, 1985)

3. Faktor panjang lereng (L) dan kemiringan lereng (S)

Faktor lereng (LS) merupakan rasio antara tanah yang hilang dari suatu petak dengan panjang dan curam lereng tertentu dengan petak baku. Faktor lereng dapat ditentukan dengan persamaan yang dibuat oleh Weismeyer dan Smith (1978) :

$$LS = \left| \frac{l}{22} \right|^m (0.065 + 0.045S + 0.065S^2) \quad (2.35)$$

Dimana :

l = Panjang lereng (m)

S = Kemiringan Lahan (%)

m = Nilai Eksponensial yang tergantung dari kemiringan

$S < 1\%$, maka nilai $m = 0.2$

$S = 1\%-3\%$, maka nilai $m = 0.3$

$S = 3\%-5\%$, maka nilai $m = 0.4$

$S > 5\%$, maka nilai $m = 0.5$

4. Faktor Tanaman (C)

Faktor pengelolaan tanaman merupakan rasio tanah yang tererosi pada suatu jenis pengelolaan tanaman terhadap tanah yang tererosi dengan pada kondisi permukaan lahan yang sama tetapi tanpa pengelolaan tanaman atau diberakan tanpa tanaman. Pada tanah yang gundul (diberakan tanpa tanaman/petak baku) nilai $C = 1.0$. Untuk mendapatkan nilai C tahunan perlu diperhatikan perubahan-perubahan penggunaan tanah dalam setiap tahun.

Terdapat sembilan parameter sebagai faktor penentu besarnya nilai C , yaitu konsolidasi tanah, sisa-sisa tanaman, tajuk vegetasi, sistem perakaran, efek sisa perakaran dari kegiatan pengelolaan lahan, faktor kontur, kekasaran permukaan tanah, gulma, dan rumput-rumputan (Asdak, 1985). Nilai Indeks Faktor C berdasarkan macam pengelolaan tanamannya dapat dilihat pada Tabel berikut :

Tabel 2.11 Nilai Indeks Faktor C (Pengelolaan Tanaman)

No.	Macam Pengelolaan Tanaman	Nilai Faktor C
1.	Tanah Terbuka/ tanpa tanaman	1.0
2.	Padi Sawah	0.01
3.	Tegalan tidak dispesifikasikan	0.7
4.	Ubi Kayu	0.8

5.	Jagung	0.7
6.	Kedelai	0.399
7.	Kacang Tanah	0.2
8.	Padi Lahan Kering	0.561
9.	Tebu	0.2
10.	Pisang	0.6
11.	Kebun Campurang :	
	1. Kerapan Tinggi	0.1
	2. Kerapatan Sedang	0.2
	3. Kerapatan Tinggi	0.5
12.	Perladangan	0.4
13.	Hutan Alam :	
	1. Serasah Banyak	0.001
	2. Serasah Kurang	0.005
14.	Semak Belukar/ Padang Rumput	0.3
15.	Ubikayu + Kedelai	0.181
16.	Ubikayu + Kacang Tanah	0.195
17.	Pola tanam tumpang gilir + mulsa jerami	0.079
18.	Pola tanam berurutan + mulsa sisa tanaman	0.357
19.	Alang-Alang murni subur	0.001

(Sumber: Arsyad, 1989)

5. Faktor usaha-usaha pencegahan erosi/konservasi (P)

Faktor praktik konservasi tanah adalah rasio tanah yang hilang bila usaha konservasi tanah dilakukan (teras, tanaman, dan sebagainya) dengan tanpa adanya usaha konservasi tanah. Tanpa konservasi tanah nilai $P = 1$ (petak baku). Bila diteraskan, nilai P dianggap sama dengan nilai P untuk strip cropping, sedangkan nilai LS didapat dengan menganggap panjang lereng sebagai jarak horizontal dari masing-masing teras. Konservasi tanah tidak hanya tindakan konservasi secara mekanis dan fisik,

tetapi termasuk juga usaha-usaha yang bertujuan untuk mengurangi erosi tanah.

Penilaian faktor P di lapangan lebih mudah apabila digabungkan dengan faktor C, karena dalam kenyataannya kedua faktor tersebut berkaitan erat. Pemilihan atau penentuan nilai faktor CP perlu dilakukan dengan hati-hati karena adanya variasi keadaan lahan dan variasi teknik konservasi yang dijumpai di lapangan.

Tabel 2.12 Nilai Indeks Faktor P (Teknik Konservasi Tanah)

No.	Teknik Konservasi Tanah	Nilai Faktor P
1.	Teras bangku 1. Baik 2. Sedang 3. Jelek	0.04 0.15 0.35
2.	Teras Tak Sempurna	0.40
3.	Vegetasi Penutup/Permanen 1. Baik 2. Jelek	0.04 0.40
4.	Hill Side Ditch	0.3
5.	Pertanaman dalam Strip 1. Kemiringan lereng 0-8% 2. Kemiringan lereng 9-20% 3. Kemiringan lereng >20%	0.50 0.75 0.90
6.	Mulsa Jerami : 1. 6 ton/ha/th 2. 3 ton/ha/th 3. 1 ton/ha/th	0.30 0.50 0.80
7.	Reboisasi Awal	0.30
8.	Tanpa Tindakan konservasi tanah	1.00

(Sumber: Arsyad, 1989)

2.7 Sedimen Potensial

Sedimentasi potensial merupakan proses pengangkutan sedimen yang berasal dari proses erosi yang secara potensial mempunyai kemampuan untuk mengendap di jaringan irigasi dan lahan persawahan maupun suatu waduk.

Tidak semua sedimen yang dihasilkan erosi actual menjadi sedimentasi di waduk, namun tergantung dari nisbah antara volume sedimen hasil erosi actual yang mampu mencapai aliran sungai dengan volume sedimen yang diendapkan dari lahan di atasnya, faktor ini disebut nisbah pelepasan sedimen (*SDR-Sediment Delivery Ratio*). Besarnya nilai SDR dapat ditentukan dengan menggunakan rumus 2.36.

$$SDR = 0.51 A^{-0.11} \quad (2.36)$$

Dimana :

A = Luas DAS (ha)

Pendugaan laju sedimen potensial yang terjadi dapat dihitung dengan menggunakan rumus 2.37.

$$Spotensial = AxSDR \quad (2.37)$$

Dimana:

Spotensial = Sedimen potensial

A = Jumlah tanah rata-rata yang hilang per tahun (ton/ha/tahun)

SDR = *Sediment Delivery Ratio*

2.8 Lengkung Kapasitas

Lengkung kapasitas embung digunakan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan data topografi yang ada. Untuk itu diperlukan peta topografi dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Perhitungan luas didasarkan pada daerah yang dibatasi masing masing-masing kontur, sedangkan perhitungan volume dihitung berdasarkan daerah yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Rumus yang digunakan dalam perhitungan lengkung kapasitas adalah seperti rumus 2.38.

$$V = \sum[(F_i + F_{i+1})1/2(h_i + h_{i+1})] \quad (2.38)$$

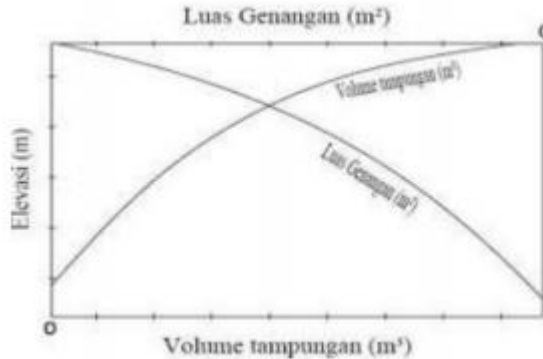
Keterangan :

V = Volume (m³)

F_i = Luas Daerah ke-I (m²)

H_i = Ketinggian (kontur) daerah ke-I (m)

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, hasil perhitungan digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume.



Gambar 2.5 Grafik Lengkung Kapasitas

2.9 Kapasitas Efektif

Kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada outlet. Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Pada perencanaan ini untuk menghitung besarnya tampungan air embung digunakan persamaan seperti rumus 2.39.

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O \quad (2.39)$$

Keterangan :

S_{t+1} = Volume tampungan air embung pada saat $t + 1$

S_t = Volume tampungan air embung pada saat t

I = Volume debit inflow

R = Volume curah hujan di daerah luasan embung

L = Volume kehilangan air embung (evaporasi, rembesan)

O = Volume debit outflow untuk memenuhi kebutuhan

2.10 Flood Routing Metode Pul

Penelusuran banjir merupakan peramalan 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. Tujuan penelusuran banjir pada bendungan ini adalah untuk mengetahui kondisi elevasi permukaan air dalam bendungan dan hidrograf banjir yang mengalir ke sungai melalui pelimpah yang merupakan outflow dari bendungan pada saat mengalirkan debit banjir rencana.

Penelusuran banjir dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan kontinuitas sebagai berikut :

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (2.40)$$

Keterangan :

I = Inflow embung (m³/detik)

Q = Outflow embung (m³/detik)

S = Besarnya tampungan (*storage*) embung (m³)

dt = Periode penelusuran (detik, jam, atau hari)

Bila periode penelusurannya dapat diubah dari dt menjadi

Δt , maka :

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

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

$$dS = S_2 - S_1 \quad (2.43)$$

Sehingga persamaan kontinuitas dapat diubah menjadi :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{S_1 + S_2}{\Delta t} \quad (2.44)$$

Keterangan :

I1 = Inflow pada awal Δt

I2 = Inflow pada akhir Δt

Q1 = Outflow pada awal Δt

Q2 = Inflow pada akhir Δt

S1 = Tampungan pada awal Δt

S2 = Tampungan pada akhir Δt

Dimana indeks-indeks 1 merupakan keadaan pada saat permulaan periode n penelusuran, indeks-indeks 2 merupakan keadaan pada akhir periode penelusuran.

Dalam persamaan diatas I1 dan I2 dapat diketahui dari hidrograf debit masuk yang diukur besarnya Q1 dan S1 diketahui dari periode sebelumnya Q2 dan S2 tidak diketahui. Ini berarti diperlukan persamaan kedua . Pada penelusurn banjir lewat embung, persamaan tersebut lebih sederhana, yaitu $Q_2 = f(S_2)$. Persamaan kontinuitas juga dapat ditulis sedemikian rupa, sehingga faktor-faktor yang diketahui ditempatkan diruas kiri seperti rumus berikut ini :

$$\frac{I_1+I_2}{2} \Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t \right) = \left(S_2 + \frac{Q_2}{2} \right) \Delta t \quad (2.45)$$

Atau

$$\frac{I_1+I_2}{2} \Delta t + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} \right) \quad (2.46)$$

$$S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t = \psi_1 \quad (2.47)$$

$$S_2 + \frac{Q_2}{2} \Delta t = \varphi_1 \quad (2.48)$$

Maka ketiga persamaan diatas apabila disimpelkan menjadi rumus :

$$\frac{I_1+I_2}{2} + \psi_1 = \varphi_1 \quad (2.49)$$

I1 dan I2 diketahui dari hydrograph debit masuk ke waduk jika periode penelusuran (*routing period*) Δt telah ditentukan.

S1 merupakan tampungan embung pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (tinggi embung).

Untuk mendapatkan nilai debit outflow diperlukan perencanaan kapasitas pelimpah. Dalam menentukan lebar pelimpah digunakan perumusan seperti berikut :

$$Leff = L' - 2x(NKp + Ka)H \quad (2.50)$$

Dimana:

Leff = Lebar pelimpah efektif (m)

L' = Lebar pelimpah bersih (m)

N = Jumlah pilar

Kp = Koefisien akibar pilar

Ka = Koefisien akibat abutment

H = Tinggi muka air diatas pelimpah (m)

Kemudian dapat dihitung besarnya debit yang melewati lebar pelimpah yang direncanakan menggunakan perumusan seperti berikut :

$$Q = C.L.H^{\frac{3}{2}} \quad (2.51)$$

Dimana:

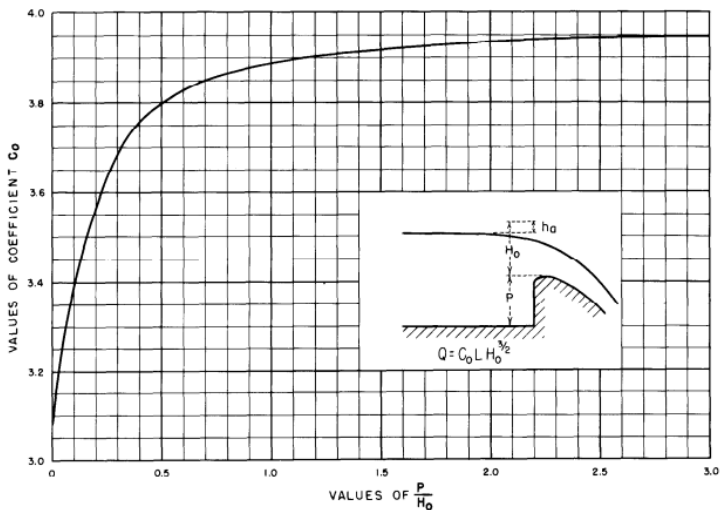
Q = Debit (m³/dt)

C = Koefisien debit

L = Lebar efektif pelimpah (m)

H = Tinggi muka air diatas pelimpah (m)

Untuk menentukan nilai koefisien debit yang akan digunakan dapat dilihat pada gambar 2.6 seperti berikut.



Gambar 2.6 Grafik Koefisien Debit
(Sumber: *Design of Small Dams*, 1976)

2.11 Jaringan Perpipaan

Perpipaan merupakan salah satu media dalam penyaluran air yang sudah umum digunakan. Ditinjau dari segi hidrolika, perpipaan merupakan saluran tertutup yang berarti aliran dalam tekanan sehingga memiliki konsep dan perhitungan yang berbeda dengan saluran terbuka.

2.11.1 Jenis Pipa

Dalam hal penggunaan pipa terdapat beberapa jenis yang memiliki karakteristiknya masing-masing yang menjadi pertimbangan dalam pemilihan pipa yang akan digunakan, berikut jenisnya antara lain

1. Pipa besi tulangan

Jenis pipa yang banyak digunakan untuk jaringan distribusi air perkotaan karena tahan karat, sehingga mempunyai umur pakai yang lama. Biasanya pipa dilapisi dengan lapisan semen dan ter.

2. Pipa asbes semen

Dibuat dari asbes silica dan semen yang diubah menjadi suatu bahan padat yang homogen. Jenis ini memiliki bobot yang ringan dan relatif mudah dalam pemasangannya. Selain itu dapat dipotong dengan mudah dan disadap untuk sambungan-sambungan rumah. Sedangkan kekurangan pipa ini yakni pipa ini memiliki kekuatan yang rendah terhadap lenturan.

3. Pipa baja

Jenis pipa ini memiliki kekuatan yang cukup kuat dan tahan terhadap benturan. Pipa baja ini memiliki diameter yang bervariasi bahkan ada yang berukuran 6 m. Pada pemasangannya dibutuhkan waktu yang lama karena setiap penyambungan harus dilakukan pengelasan.

4. Pipa beton

Jenis pipa ini ada dalam berbagai ukuran diameter hingga ada berdiameter 72 inci (182.88 cm) sedangkan ukuran yang lebih besar lagi mencapai 180 inci untuk ukuran diameter ini biasanya dengan pemesanan khusus. Jenis

pipa ini terdiri dari dua jenis yakni beton bertulang dan tak bertulang. Untuk ukuran pipa dibawah 224 inci dibuat tidak bertulang begitupun sebaliknya.

5. Pipa plastic

Jenis ini merupakan jenis pipa yang bebas karat dan memiliki bobot yang ringan, mudah dalam pemasangannya serta mempunyai nilai ekonomis disbanding dengan pipa sebelumnya. Tetapi pipa ini memiliki kekuatan yang rendah karena sifat lentur yang dimilikinya. Jenis pipa ini banyak digunakan untuk pipa air rumah (*plumbing*), dari rumah ke pembuangan atau aliran jalan.

2.11.2 Perlengkapan Pipa

Adapun perlengkapan-perengkapan pipa berfungsi untuk:

1. Membelokkan arah pipa
2. Membuat cabang pada pipa
3. Menyambung pipa dengan pipa

Terdapat beberapa macam perlengkapan-perengkapan pipa sebagai berikut :

1. Belokan/*bend*

Belokan digunakan untuk mengubah arah dari yang lurus, dengan sudut perubahan yang merupakan sudut dari belokan tersebut. Belokan standar dapat diperoleh untuk menghasilkan perubahan-perubahan.

Sudut dari belokan biasanya tercantum pada dinding luar pipa. Beberapa belokan menghasilkan perubahan sudut yang sama besar dengan panjang pipa yang lebih pendek. Bahan belokan dan perlengkapan lainnya biasanya dari bahan yang sama dengan pipanya kecuali untuk pipa asbes semen. Ini mengurangi kemungkinan perkaratan yang berlebih karena perubahan bahan dan menghindari kebutuhan akan perlengkapan

sambungan khusus. Belokan dapat mempunyai kombinasi ujung spigot dan socket, socket ganda atau jenis flens.

2. Valve/Klep

Valve dipakai untuk menutup sebagian aliran jika sistem diperbaiki, dipelihara atau penambahan jaringan pipa dengan menghentikan aliran keseluruhan konsumen.

2.11.3 Sistem Pengaliran Gravitasi

Air bersih dapat dialirkan menuju kota/kabupaten yang direncanakan dengan berbagai cara tergantung pada topografi daerah pelayanan, lokasi sumber air, dan lainnya. Dalam pengaliran secara gravitasi, reservoir yang dapat digunakan adalah *ground reservoir* atau ditambah dengan *elevated reservoir*. Tujuannya adalah menambahkan tekanan agar air dapat tersalurkan hingga daerah layanan. Sistem ini biasa digunakan pada wilayah perbukitan/ memiliki instalasi atau sumber air dataran tinggi.

2.11.4 Hidrolika Dalam Perpipaan

Dalam perhitungan hidrolika perpipaan terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan antara lain :

1. Persamaan energi

Tinggi energi (*energy grade*) adalah jumlah daritinggi letak, tinggi tekanan, dan tinggi kecepatan atau tinggi hydraulic ditambah tinggi kecepatan ($V^2/2g$). Ini adalah elevasi dimana air akan naik dalam kolom pipa yang diletakkan di dalam aliran (*piezometer*). Apabila digambarkan sepanjang aliran maka akan didapat garis energi (*energy grade line*), atau EGL. Pada suatu danau atau waduk (*reservoir*) dimana kecepatan aliran sama dengan nol maka garis energi berimpit dengan garis tekanan (EGL sama dengan HGL).

Secara umum menggunakan persamaan energi seperti persamaan 2.52 berikut :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + H_f + H_m$$

Dimana :

Z_1 = Elevasi *head* diatas datum g

P_1 = Pressure *head*

$\frac{V^2}{2g}$ = Velocity *head*

H_f = Major Losses / Kehilangan akibat gesekan

H_m = Minor Losses / Kehilangan Minor

2. Kehilangan energi

Tinggi kehilangan energi (h_L) di dalam suatu sistem merupakan kombinasi dari ebebrapa factor. Kehilangan utama karena gesekan sepanjang aliran baik antara partikel-partikel cairan sleama bergerak maupun antara cairan dengan lapisan padat yang membatasinya (*major losses*). Kedua merupakan turbulensi atau gangguan-gangguan local pada aliran (*minor losses*).

Dibandingkan dengan kehilangan energi akibat gesekan, kehilangan energi akibat perubahan penampang atau arah aliran kecil oleh karena itu disebut kehilangan energi minor (*minor losses*). Akan tetapi apabila kehilangan minor ini berjumlah banyak di sepanjang alran maka akan mengakibatkan kehilangan yang berarti bagi sistem aliran. Oleh karena itu, tetap perlu mempertimbangkan kehilangan minor ini dalam perhitungan hidrolika pipa.

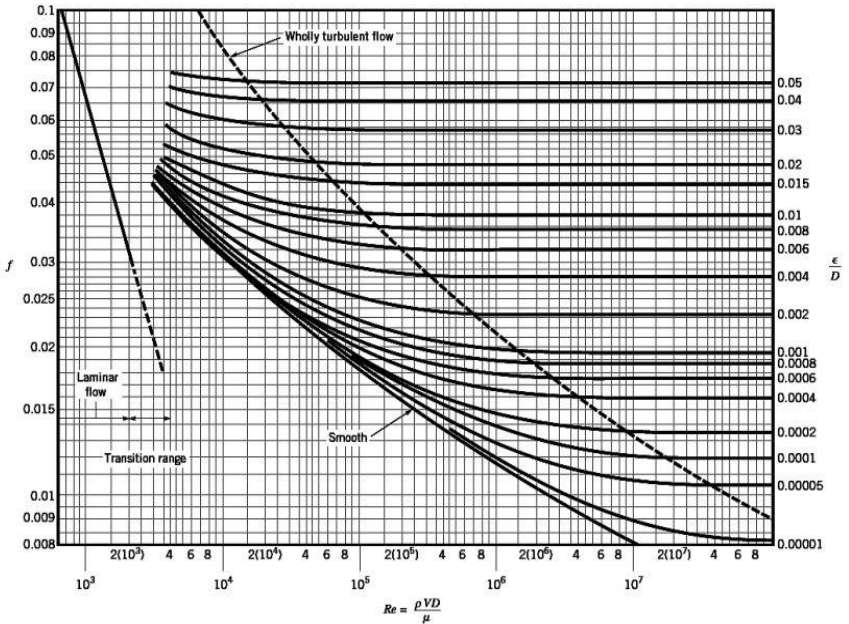
2.11.4.1 Major Loss

Major Losses atau juga disebut *friction losses* merupakan kehilangan tinggi tekanan yang diakibatkan gesekan di dalam pipa. Kehilangan energi ini pada umumnya dihitung dengan persamaan Darcy-Weisbach.

$$H_f = f \frac{LV^2}{D \cdot 2g} \quad (2.53)$$

Keterangan :

- h_f = hilang tinggi (m)
 D = diameter pipa (m)
 V = kecepatan aliran (m/s)
 g = percepatan gravitasi = 9,81 (m/s²)
 f = koefisien berdasarkan diagram moody



Gambar 2.7 Diagram Moody
 (Sumber: Henryk Kudela, 2009)

Untuk menggunakan grafik diatas nilai kekasaran dinding (ε) pada pipa didapat berdasarkan tabel 2.13. Nilai f dapat jauh lebih besar pada pipa tua, yang tergantung pada umur pipa dan sifat zat yang dialirkan (Triatmodjo, 1993). Untuk pipa kecil, endapan atau kerak dapat mengurangi diameter pipa. Oleh karena itu diperlukan kecermatan dalam mengestimasi nilai f dan ε .

Tabel 2.13 Nilai Kekasaran Pipa

PIPING MATERIAL	ROUGHNESS ϵ mm
Cast iron	0.26
Commercial steel and wrought iron	0.045
Concrete	0.3-3.0
Drawn tubing	0.0015
Galvanized iron	0.15
Plastic,(and glass)	0.0 (smooth)
Riveted steel	0.9-9.0

(Sumber: Hendryk Kudela, 2009)

2.11.4.2 Minor Loss

Merupakan hilang tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan mendadak aliran, yaitu berupa perubahan dimensin pipa, perubahan penampang, belokan-belokan, katup-katup dan berbagai jenis sambungan lainnya.

Minor Losses data dihitung berdasarkan penyebabnya seperti pada rumus 2.54.

$$h_m = kb \times \frac{v^2}{2.g} \quad (2.54)$$

Keterangan :

h_{im} = hilang tinggi tekan kecil

kb = koefisien hilang tinggi tekan (tabel 2.15)

V = kecepatan aliran (m/s)

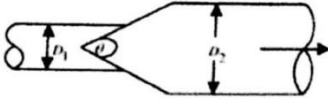
g = percepatan gravitasi = 9,81 (m/s²)

Tabel 2.14 Koefisien *Minor Loss* Akibat Aksesoris

Aksesoris	Kb
KU	0.2
Socket	0.015
Katup	0.2
Water Meter	0.15
Water Pressure	0.15
Restriktor	0.15
Barel Union	0.15

(Sumber: Triatmodjo, 1993)

Tabel 2.15 Koefisien *Minor Loss* Akibat Pelebaran Pipa

Bentuk pelebaran	D_1 / D_2	$K_L \theta = 10^\circ$	$K_L \theta = 180^\circ$
	0	--	1,00
	0,20	0,13	0,92
	0,40	0,11	0,72
	0,60	0,06	0,42
	0,80	0,03	0,16

(Sumber: Triatmodjo, 1993)

Adapun perumusan untuk *minor loss* akibat penyempitan pipa seperti pada rumus 2.55.

$$\Delta H_L = \frac{(u_1 - u_2)^2}{2 \cdot g} \quad (2.55)$$

Keterangan :

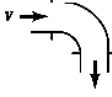
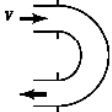
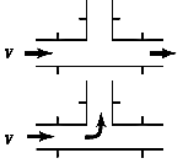
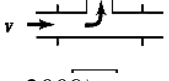
u_1 = Kecepatan pipa 1 (m/s)

u_2 = Kecepatan pipa 2 (m/s)

g = Percepatan gravitasi = 9,81 (m/s²)

ΔH_L = Kehilangan energi

Tabel 2.16 Koefisien *Minor Loss* Akibat Belokan Pipa

Component	K_L	
a. Elbows		
Regular 90°, flanged	0.3	
Regular 90°, threaded	1.5	
Long radius 90°, flanged	0.2	
Long radius 90°, threaded	0.7	
Long radius 45°, flanged	0.2	
Regular 45°, threaded	0.4	
b. 180° return bends		
180° return bend, flanged	0.2	
180° return bend, threaded	1.5	
c. Tees		
Line flow, flanged	0.2	
Line flow, threaded	0.9	
Branch flow, flanged	1.0	
Branch flow, threaded	2.0	
d. Union, threaded	0.08	

(Sumber: Henryk Kudela, 2009)

2.11.5 Ukuran Kedalaman dan Lebar Galian Pipa

Lebar galian pipa harus tersedia untuk dapat dilewati alat penggali dan untuk memasukkan dan menyambung pipa serta memungkinkan penimbunan sesuai ketentuan setiap pipa yang digunakan. Jika lebih dari satu jaringan pipa yang akan dipasang pada satu galian yang sama, maka tidak diperbolehkan kedua jaringan pipa tersebut bersinggungan. Jaringan pipa tersebut harus terpisah dengan jarak minimum 150 mm dan urugan yang mengitari masing-masing pipa harus dipadatkan. Untuk pipa daktil lebar galian pipa sesuai dengan tabel yang disyaratkan sebagai berikut:

Tabel 2.17 Lebar Galian Pipa Berdasarkan Diameter

Ukuran nominal pipa (mm)	Lebar galian (m)
101,6	0,71
152,4	0,76
203,2	0,81
254,0	0,86
304,8	0,91
355,6	0,97
406,4	1,02
457,2	1,07
508,0	1,12
609,6	1,22
762,0	1,37
914,4	1,52
1066,8	1,68
1219,2	1,83
1371,6	1,98

(Sumber: SNI 7511-2011)

BAB III METODOLOGI

Dalam perencanaan tugas akhir ini yakni perencanaan jaringan perpipaan air baku Kabupaten Sambas Kalimantan Barat diperlukan tahap-tahap dalam perencanaannya antara lain seperti berikut :

3.1 Pengumpulan Data

Data-data yang akan digunakan dalam tugas akhir ini antara lain :

1. Data Hidrologi

Dalam perencanaan ini data hidrologi yang digunakan merupakan data curah hujan selama 10 tahun. Data ini diperlukan dalam perhitungan potensi ketersediaan air sungai, debit banjir rencana, dan analisa kehilangan tanah akibat erosi.

2. Data Topografi

Peta topografi yang dimaksud merupakan peta topografi Kabupaten Sambas yang digunakan untuk mengetahui kontur dari daerah sehingga bisa merencanakan skema jaringan perpipaan dan mencari DAS sungai yang akan digunakan sebagai sumber air serta mendapatkan lengkung kapasitas untuk perencanaan bendungan.

3. Data Kependudukan

Data kependudukan yang dimaksud merupakan data penduduk dari tahun ke tahun di Kabupaten Sambas agar digunakan untuk perhitungan laju pertumbuhan penduduk dan proyeksi jumlah penduduk.

3.2 Proyeksi Kebutuhan Air

Untuk mendapatkan jumlah kebutuhan air penduduk Kabupaten Sambas yang akan dilayani, diperlukan data kependudukan yang akan diproyeksikan terlebih dahulu terhadap tahun rencana. Kemudian dari jumlah penduduk yang akan dilayani dikalikan dengan kebutuhan air penduduk berdasarkan kategori daerahnya untuk mendapatkan kebutuhan domestik.

Sementara kebutuhan non domestik mengalikan jumlah gedung fasilitas umum yang dikalikan dengan jumlah kebutuhannya.

3.3 Analisa Data Hidrologi

Dari data curah hujan yang telah dikumpulkan kemudian dihitung sesuai dengan analisa yang dibutuhkan dalam perencanaan ini antara lain:

1. Analisa potensi debit ketersediaan sungai
Dalam analisa ini dilakukan perhitungan debit dengan permodelan menggunakan curah hujan bulanan dalam 10 tahun. Digunakan debit andalan model NRECA.
2. Analisa debit banjir rencana
Untuk mendapatkan debit banjir rencana yang akan digunakan dalam perhitungan *flood routing* untuk perencanaan tubuh bendungan, dilakukan tahapan analisa jenis distribusi statistic data hujan, uji kebenaran distribusi data hujan, serta perhitungan untuk mendapatkan hidrograf satuan pada periode ulang yang ditinjau.
3. Analisa jumlah kehilangan tanah
Analisa ini diperlukan untuk memperhitungan laju sedimen potensial pada daerah tersebut yang bertujuan untuk merencanakan *dead storage* pada bendungan yang akan direncanakan. Diperlukan data curah hujan bulanan untuk menghitung nilai erosivitas daerah tersebut yang kemudian dikalikan dengan nilai erodibilitas tanah, faktor panjang dan kemiringan, pola tanaman daerah tersebut serta perlakuan pengendalian erosi.

3.4 Kapasitas Volume Tampungan Total

Untuk mendapatkan nilai kapasitas volume tampungan total untuk merencanakan tubuh bendungan diperlukan jumlah tampungan efektif hasil dari *routing* antara debit ketersediaan air dan jumlah kebutuhan air penduduk yang dilayani. Kemudian ditambahkan dengan jumlah *dead storage* yang akan direncanakan yang akan didapatkan dari perhitungan sedimen

potensial, sehingga jika dijumlahkan akan mendapatkan total volume tampungan yang dibutuhkan.

3.5 Perencanaan Tinggi Volume Tampungan Total

Untuk mendapatkan tinggi akibat volume tampungan total dibutuhkan grafik lengkung kapasitas yang didapatkan dari peta topografi terhadap lokasi bendungan rencana sehingga didapatkan tinggi yang dibutuhkan.

3.6 Flood Routing

Analisa ini diperlukan untuk mendapatkan tinggi muka air diatas tinggi volume tampungan total yang dibutuhkan yang digunakan untuk mendapatkan tinggi total bendungan yang akan direncanakan. Digunakan metode pul untuk *flood routing* ini.

3.7 Perencanaan Jaringan Perpipaan

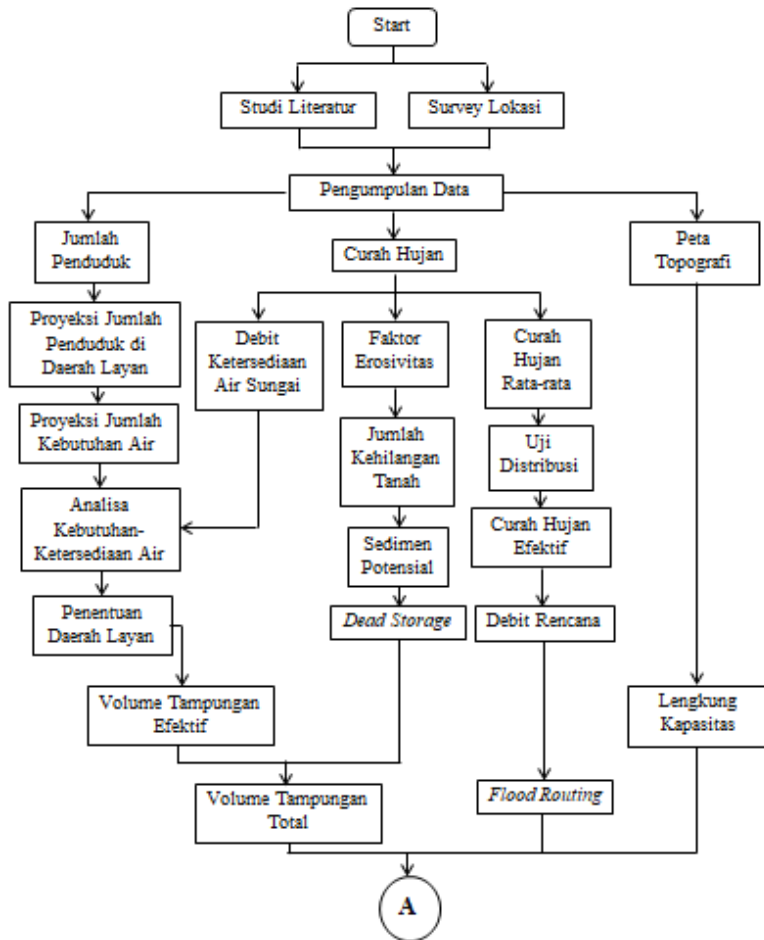
Dalam perencanaan jaringan perpipaaan terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dan direncanakan yakni :

1. Perhitungan tinggi tekanan dan kehilangan energi
2. Jenis dan dimensi pipa yang akan digunakan
3. Lokasi jaringan yang akan direncanakan

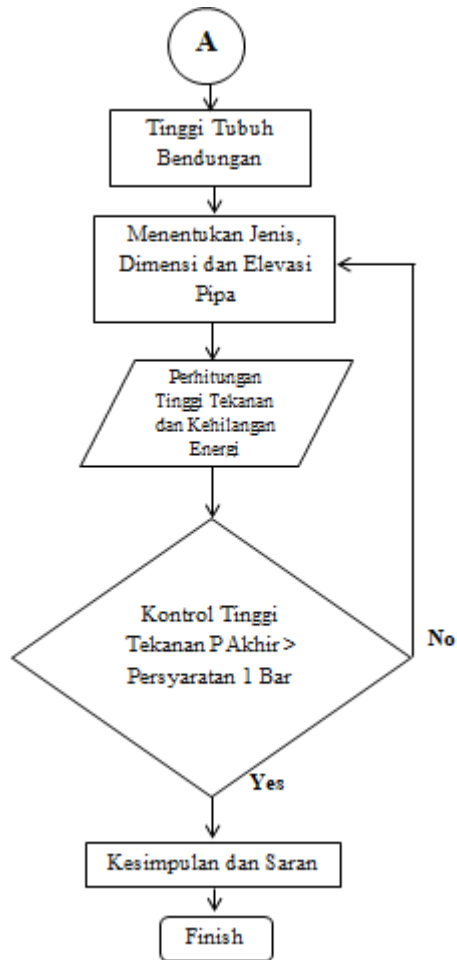
3.8 Kesimpulan dan Saran

Menarik kesimpulan dari hasil analisa data dan pembahasan sehingga sesuai dengan tujuan yang hendak dicapai dalam pengerjaan Tugas Akhir ini serta memberikan saran terkait hal-hal yang perlu ditingkatkan kedepannya. Pada gambar 3.1 berikut ini akan ditunjukkan *flowchart* metodologi pengerjaan Tugas Akhir.

3.9 Flowchart Pekerjaan Tugas Akhir



Gambar 3.1 Flowchart Pengerjan Tugas Akhir Bagian 1



Gambar 3.2 *Flowchart* Pengerjaan Tugas Akhir Bagian 2

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

ANALISA DATA

4.1 Kebutuhan Air Baku

Untuk mengetahui jumlah kebutuhan air baku pada Kabupaten Sambas diperlukan proyeksi jumlah penduduk per kecamatan di daerah tersebut. Kemudian, mencari kebutuhan domestik, non domestik dan kehilangan air untuk mendapatkan proyeksi kebutuhan air yang akan dilayani.

4.1.1 Proyeksi Jumlah Penduduk

Untuk perhitungan proyeksi jumlah penduduk diperlukan data jumlah penduduk pada tahun tertentu. Dalam tugas akhir ini direncanakan proyeksi 25 tahun jumlah penduduk dari data jumlah penduduk pada tahun 2015 hingga 2040. Metode yang digunakan dalam perhitungan proyeksi ini adalah metode geometri karena metode yang biasa digunakan oleh Badan Pusat Statistik untuk proyeksi jumlah penduduk merupakan metode tersebut. (PERMEN PU NO. 18/PRT/M/2007)

Berikut ini contoh perhitungan dari data penduduk yang diketahui yakni jumlah penduduk pada tahun 2015 dan 2016 untuk mencari laju pertumbuhan dan hasil proyeksi dari kecamatan Selakau :

Metode Geometrik

$$r = \left(\frac{P_o}{P_t} \right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

$$r = \left(\frac{31947}{31751} \right)^{\frac{1}{1}} - 1 = 0.00617 = 0.61\%$$

$$P_n = P_o (1 + r)^n$$

$$P_n = 31751 (1 + 0.00617)^{25} = 37032 \text{ Orang}$$

Tabel 4.1 Proyeksi Jumlah Penduduk Setiap Kecamatan

No	Tahun	2015	2016	2040	r
	Kecamatan	Jumlah Penduduk (orang)			
1	Selakau	31751	31947	37032	0.006173034
2	Selakau Timur	11109	11177	12940	0.006121163
3	Pemangkat	46265	46552	54000	0.006203393
4	Semparuk	25085	25241	29290	0.006218856
5	Salatiga	15262	15356	17794	0.006159088
6	Tebas	66872	67287	78058	0.006205886
7	Tekarang	14291	14381	16720	0.00629767
8	Sambas	49127	49432	57348	0.006208399
9	Subah	17968	18078	20930	0.006121995
10	Sebawi	16627	16731	19432	0.006254887
11	Sajad	10301	10366	12055	0.006310067
12	Jawai	35979	36206	42105	0.006309236
13	Jawai Selatan	17912	18024	20933	0.006252791
14	Teluk Keramat	60169	60548	70396	0.006298925
15	Galing	20252	20377	23620	0.00617223
16	Tangaran	23457	23605	27451	0.006309417
17	Sejangkung	24426	24576	28466	0.006140997
18	Sajingan Besar	11114	11180	12887	0.005938456
19	Paloh	25148	25303	29324	0.006163512
	Total	523115	526367	610780	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.1.2 Proyeksi Jumlah Kebutuhan Air

Untuk proyeksi kebutuhan air ini ditinjau terhadap tiga kebutuhan air yakni kebutuhan air domestik, non domestik dan kehilangan air. Kebutuhan air domestik didapatkan dari hasil proyeksi jumlah penduduk pada kecamatan yang ditinjau dan dikalikan dengan kebutuhan liter per orang per hari terhadap kategori kabupaten tersebut. Untuk Kabupaten Sambas dengan total jumlah penduduk 610,780 orang pada tahun 2040 maka termasuk kota besar dengan konsumsi 120-150 liter per orang per

hari sehingga diambil nilai 120 liter per orang per hari untuk kebutuhan domestik.

Pada kebutuhan non domestik dibutuhkan jumlah sekolah, fasilitas kesehatan dan rumah ibadah yang dikalikan dengan standar kebutuhan air non domestik. Untuk sekolah diasumsikan memiliki 200 murid sehingga kebutuhan air per hari untuk sekolah sebesar 1000 liter per hari, sementara untuk fasilitas kesehatan 1200 liter per hari dan rumah ibadah 100 liter per hari. Kehilangan air didapatkan dari asumsi 25% dari jumlah kebutuhan domestik dan non domestik.

Berikut ini hasil perhitungan dari proyeksi jumlah kebutuhan air domestik, non domestik dan kehilangan air dari kecamatan Selakau :

Tabel 4.2 Proyeksi Jumlah Kebutuhan Air Domestik, Non Domestik dan Kehilangan Air

No	Kecamatan	Jumlah Penduduk	Sekolah	Fasilitas Kesehatan	Rumah Ibadah	Kebutuhan Air			Total Kebutuhan Air	
		Orang				Domestik (l/orang/hari)	Non Domestik (l/hari)	Kehilangan Air (l/hari)	l/dt	m ³ /dt
1	Selakau	37032	35	13	64	4443810.169	57000	1110952.542	64.951	0.065
2	Selakau Timur	12940	8	8	17	1552792.114	19300	388198.0286	22.689	0.023
3	Pemangkat	54000	56	13	166	6480048.474	88200	1620012.118	94.772	0.095
4	Semparuk	29290	25	12	48	3514848.723	44200	878712.1808	51.363	0.051
5	Salatiga	17794	17	10	30	2135300.742	32000	533825.1855	31.263	0.031
6	Tebas	78058	90	36	161	9366921.791	149300	2341730.448	137.245	0.137
7	Tekarang	16720	16	13	38	2006344.666	35400	501586.1665	29.437	0.029
8	Sambas	57348	55	23	92	6881766.611	91800	1720441.653	100.625	0.101
9	Subah	20930	37	24	86	2511580.274	74400	627895.0685	37.198	0.037
10	Sebawi	19432	19	12	48	2331820.969	38200	582955.2424	34.178	0.034
11	Sajad	12055	14	9	32	1446625.334	28000	361656.3336	21.253	0.021
12	Jawai	42105	32	17	107	5052621.915	63100	1263155.479	73.830	0.074
13	Jawai Selatan	20933	25	16	40	2511902.512	48200	627975.628	36.899	0.037
14	Teluk Keramat	70396	65	37	143	8447520.513	123700	2111880.128	123.647	0.124
15	Galing	23620	32	15	71	2834375.16	57100	708593.7899	41.667	0.042
16	Tangaran	27451	21	11	55	3294140.639	39700	823535.1597	48.118	0.048
17	Sejangkung	28466	32	18	56	3415896.777	59200	853974.1942	50.105	0.050
18	Sajingan Besar	12887	20	11	33	1546453.679	36500	386613.4197	22.796	0.023
19	Paloh	29324	38	19	47	3518834.109	65500	879708.5273	51.667	0.052
Total		610780	637	317	1334	73293605	1150800	18323401	1074	1.074

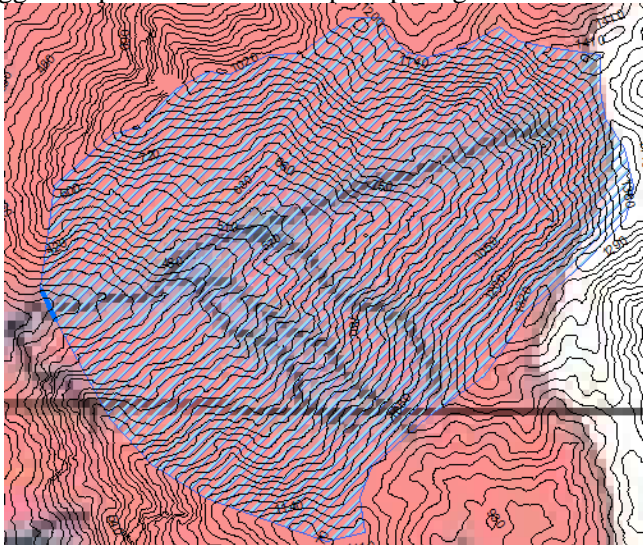
(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.2 Analisa Hidrologi

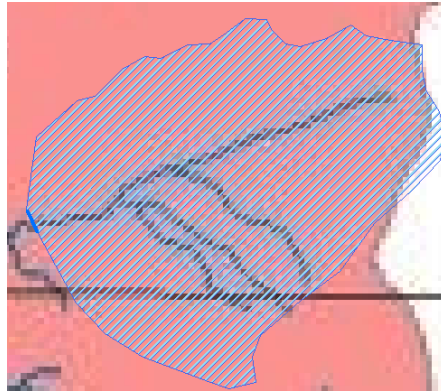
Dalam usaha untuk memenuhi kebutuhan air baku untuk penduduk Kabupaten Sambas direncanakan menggunakan intake bendungan untuk menampung air dari sungai rencana yakni sungai *Riam Pencarek*. Analisa hidrologi ini diperlukan untuk mendapatkan potensi debit air sungai, volume tampungan yang dibutuhkan serta perencanaan dimensi tubuh bendungannya.

4.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)

Luas DAS merupakan suatu wilayah yang dibatasi oleh topografi alami, dimana air hujan jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai di dalam DAS tersebut. Untuk menentukan luas DAS diperlukan titik tinjauan awal atau titik rencana as bendungan disepanjang jaringan sungai yang akan direncanakan sebagai sumber air. Dalam hal ini direncanakan titik tinjauan atau rencana as bendungan pada elevasi + 260 m sehingga didapatkan luas DAS seperti pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Daerah Aliran Sungai Dengan Kontur
(Sumber: Hasil Pengolahan Data, 2019)



Gambar 4.2 Daerah Aliran Sungai Tanpa Kontur
(Sumber: Hasil Pengolahan Data, 2019)

Dari gambar 4.1 dan gambar 4.2 didapatkan luas DAS sungai tersebut sebesar 13,746,618 m² atau 13.746 km² serta dengan panjang 4,549 m atau 4.549 km.

4.2.2 Analisa Data Curah Hujan

Pada lokasi bendungan rencana terdapat sedikit stasiun hujan yang berpengaruh serta letaknya yang jauh terhadap lokasi, sehingga digunakan stasiun yang terdekat dengan lokasi bendungan rencana yakni stasiun hujan Sejangkung dengan data hujan harian tahun 2008-2017. Dapat dilihat pada gambar 4.3 untuk lokasi stasiun hujan yang berpengaruh.



Gambar 4.3 Lokasi Stasiun Hujan Sejangkung
(Sumber: BWS Kalimantan I)

Dari data hujan bulanan yang didapatkan maka dibuat rekapitulasi data hujan bulanan seperti pada tabel 4.3 berikut.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Hujan Bulanan Stasiun Sejangkung 2008-2017

Tahun	Curah Hujan (mm)											
	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
2008	411.0	122.0	292.0	98.0	130.0	179.0	335.0	136.0	169.0	326.0	209.0	326.0
2009	563.0	200.0	223.0	154.0	100.0	118.0	97.0	341.0	78.0	252.0	503.0	425.0
2010	193.0	219.0	147.0	137.0	328.0	134.0	209.0	265.0	203.0	122.0	165.0	149.0
2011	361.0	90.0	188.0	76.0	136.0	136.0	13.0	33.0	181.0	140.0	146.0	293.0
2012	171.0	132.0	148.0	81.0	186.0	102.0	218.0	94.0	43.0	322.0	378.0	398.0
2013	164.0	199.0	200.0	150.0	229.0	58.0	206.0	88.0	276.0	188.0	278.0	394.0
2014	127.0	0.0	286.0	97.0	328.0	128.0	5.0	318.0	93.0	89.0	382.0	271.0
2015	419.0	244.0	44.0	168.0	197.0	223.0	130.0	246.0	28.0	268.0	434.0	187.0
2016	226.0	512.0	121.0	158.0	530.0	226.0	157.0	29.0	124.0	210.0	230.0	327.0
2017	399.0	177.0	114.0	223.0	265.0	174.0	165.0	183.0	159.0	221.0	301.0	280.0

(Sumber: BWS Kalimantan I)

4.2.3 Analisa Evapotranspirasi Potensial

Untuk menghitung nilai potensi debit air sungai dengan menggunakan permodelan NRECA, diperlukan nilai evapotranspirasi potensial dalam tahap perhitungannya. Untuk menghitung nilai evapotranspirasi potensial ini digunakan perumusan Thornthwaite seperti pada contoh perhitungan evapotranspirasi pada bulan januari tahun 2008 berikut :

Januari 2008

$$I = \left(\frac{25.6}{5} \right)^{1,514} = 11.85$$

$$a = 675 \times 10^{-9} (11.85^3) - 771 \times 10^{-7} (11.85^2) + 1792 \times 10^{-5} (11.85) + 0,49239 = 0.695$$

$$PET = 16 \left(\frac{10 \times 25.6}{11.85} \right)^{0.695} = 135.41 \text{ mm}$$

Sehingga dari hasil contoh perhitungan tersebut maka didapatkan rekapitulasi nilai evapotranspirasi potensial setiap bulan dari tahun 2008 hingga 2017 seperti pada tabel 4.4 berikut.

Tabel 4.4 Rekapitulasi Nilai Evapotranspirasi Potensial

Evapotranspirasi Potensial (mm)												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
2008	135.4	135.1	135.4	138.7	140.8	139.0	137.2	137.8	138.1	137.5	139.0	137.8
2009	135.4	135.1	135.7	139.0	139.9	139.0	138.1	138.7	139.3	137.2	139.0	139.0
2010	136.9	138.7	138.7	141.2	142.4	141.2	138.7	139.6	138.1	140.2	138.4	137.5
2011	134.8	135.1	138.1	139.6	142.1	140.5	140.8	140.8	139.0	138.4	138.7	138.1
2012	137.2	136.9	138.1	140.5	143.1	141.5	139.9	140.8	142.1	139.9	139.0	137.8
2013	138.4	136.9	139.9	141.5	141.8	142.4	138.7	139.9	139.6	139.9	138.4	137.5
2014	135.4	136.9	137.8	140.8	141.8	144.1	145.1	139.0	139.9	139.9	138.1	139.0
2015	135.7	136.0	137.8	141.5	143.7	141.5	140.2	140.5	140.8	139.0	137.8	138.4
2016	141.8	137.2	139.9	141.8	142.4	140.5	141.5	143.1	141.2	140.2	138.7	138.1
2017	138.4	136.3	138.4	140.5	142.4	141.5	141.5	139.3	139.6	140.2	139.6	138.4

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.4 Analisa Potensi Debit Air Sungai Model NRECA

Untuk menghitung potensi debit air sungai digunakan model NRECA dengan parameter yakni indeks kapasitas kelengasan tanah (NOMINAL), Prosentase dari limpasan yang bergerak keluar dari DPS melalui limpasan permukaan (PSUB), prosentasi dari tampungan air tanah yang mengalir ke sungai sebagai aliran dasar (GWF), simpanan kelengasan tanah, dan simpanan air tanah. Sehingga dilakukan langkah perhitungan seperti berikut untuk melakukan perhitungan dengan model NRECA.

Langkah perhitungan

1. Nama bulan januari hingga Desember
2. Nilai hujan bulanan (Rb)
3. Nilai penguapan peluh potensial / *potential evapotranspiration* (PET)
4. Nilai tampungan kelengasan awal (Wo). Nilai ini harus dicoba-coba dan percobaan pertama diambil nilai 1500 mm/bulan di bulan Januari
5. Rasio tampungan tanah (*soil storage ratio* – Wi) dihitung seperti berikut

$$Wi = \frac{Wo}{NOMINAL}$$

$$NOMINAL = 100 + 0.2 Ra$$

$$Ra = \text{hujan tahunan (mm)}$$

6. Rasio Rb/PET
7. Rasio AET/PET, AET penguapan peluh aktual yang dapat diperoleh dari gambar 2.3
8. $AET = \frac{AET}{PET} \times PET$
9. Neraca air = Rb – AET
10. Rasio kelebihan kelengasan (excess moisture) yang dapat diperoleh jika neraca air positif maka rasio tersebut didapatkan dari gambar 2.4 dengan memasukkan nilai rasio tampungan kelengasan tana. Namun jika bernilai negative maka rasio bernilai nol.

11. Kelebihan kelengasan = rasio kelebihan kelengasan x neraca air
 12. Perubahan tampungan = neraca air – kelebihan kelengasan
 13. Tampungan air tanah = PSUB (diambil 0.5) x kelebihan kelengasan
 14. Tampungan air tanah awal yang harus dicoba-coba, percobaan pertama diambil nilai 25
 15. Tampungan air tanah akhir = tampungan air tanah + tampungan air tanah awal
 16. Aliran air tanah = GWF (diambil 0.5) x tampungan air tanah akhir
 17. Aliran langsung = kelebihan kelengasan – tampungan air
 18. Aliran total = aliran langsung + aliran air tanah, dalam mm/bulan
- $$\text{Volume} = (\text{aliran total}/1000) \times \text{DAS}$$
- $$\text{Debit} = \text{Volume}/(3600 \times 24 \times 31) \text{ m}^3/\text{dt}$$

Untuk perhitungan bulan berikutnya :

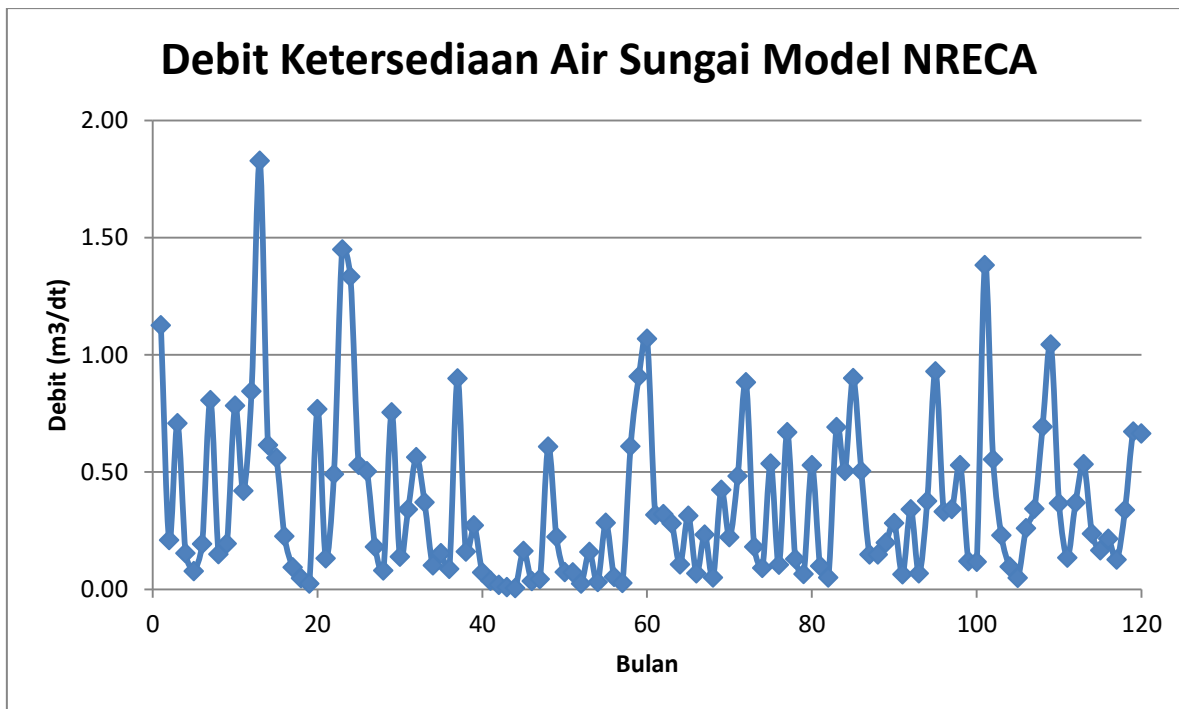
1. Tampungan kelengasan = tampungan kelengasan bulan sebelumnya + perubahan tampungan, dari bulan sebelumnya
2. Tampungan air tanah = tampungan air tanah bulan sebelumnya – aliran air tanah, dari bulan sebelumnya

Sebagai patokan di akhir perhitungan, nilai tampungan kelengasan awal (januari) harus mendekati rampungan kelengasan bulan Desember. Jika perbedaan antara keduanya cukup jauh (>200 mm) perhitungan perlu diulang mulai bulan januari lagi dengan mengambil nilai tampungan kelengasan awal (januari) = tampungan kelengasan bulan Desember. Untuk detail analisa perhitungan dengan model NRECA terdapat pada Lampiran I. Berikut rekapitulasi hasil debit dengan menggunakan model NRECA sesuai pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Rekapitulasi Debit Sungai Hasil Permodelan NRECA

Debit (m ³ /dt)												
Tahun	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agu	Sep	Okt	Nov	Des
2008	1.12	0.21	0.71	0.15	0.08	0.19	0.81	0.15	0.19	0.78	0.42	0.84
2009	1.83	0.61	0.56	0.23	0.09	0.05	0.02	0.77	0.13	0.49	1.45	1.33
2010	0.53	0.50	0.18	0.08	0.75	0.14	0.34	0.56	0.37	0.10	0.15	0.09
2011	0.90	0.16	0.27	0.07	0.04	0.02	0.01	0.00	0.16	0.03	0.04	0.61
2012	0.22	0.07	0.07	0.02	0.16	0.03	0.28	0.05	0.03	0.61	0.91	1.07
2013	0.32	0.32	0.28	0.11	0.31	0.07	0.23	0.05	0.42	0.22	0.48	0.88
2014	0.18	0.09	0.54	0.10	0.67	0.13	0.06	0.53	0.10	0.05	0.69	0.50
2015	0.90	0.50	0.15	0.15	0.20	0.28	0.06	0.34	0.07	0.38	0.93	0.33
2016	0.34	0.53	0.12	0.12	1.38	0.55	0.23	0.10	0.05	0.26	0.34	0.69
2017	1.04	0.37	0.13	0.37	0.53	0.24	0.17	0.22	0.13	0.34	0.67	0.66

Sehingga sesuai dengan tabel 4.5, maka didapatkan grafik debit ketersediaan air sungai hasil permodelan dengan menggunakan model NRECA seperti pada gambar 4.4 berikut.



Gambar 4.4 Grafik Debit Air Sungai Model NRECA
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.5 Uji Distribusi Statistik

Untuk merencanakan tinggi tubuh bendungan diperlukan analisa curah hujan rencana untuk mendapatkan debit banjir rencana, namun sebelum menganalisa curah hujan rencana diperlukan pengujian data curah hujan secara statistik yakni penentuan distribusi statistik yang akan digunakan serta uji keselarasan sebaran.

4.2.5.1 Penentuan Distribusi Statistik

Pada tahap ini akan dilakukan analisa data curah hujan dengan mendapatkan nilai maksimum curah hujan setiap tahun dari data yang tersedia berdasarkan jenis distribusi *Gumbel* dan *Log Pearson* tipe III. Berikut merupakan perhitungan untuk distribusi *Gumbel* :

Tabel 4.6 Perhitungan Distribusi *Gumbel*

Tahun	X	Xbar	X-Xbar	(X-Xbar)^2	(X-Xbar)^3	(X-Xbar)^4
2008	149	109.4	39.6	1568.16	62099.136	2459125.786
2009	95	109.4	-14.4	207.36	-2985.984	42998.1696
2010	90	109.4	-19.4	376.36	-7301.384	141646.8496
2011	78	109.4	-31.4	985.96	-30959.144	972117.1216
2012	117	109.4	7.6	57.76	438.976	3336.2176
2013	103	109.4	-6.4	40.96	-262.144	1677.7216
2014	110	109.4	0.6	0.36	0.216	0.1296
2015	82	109.4	-27.4	750.76	-20570.824	563640.5776
2016	123	109.4	13.6	184.96	2515.456	34210.2016
2017	147	109.4	37.6	1413.76	53157.376	1998717.338
Total				5586.4	56131.68	6217470.112

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

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

$$\text{Standar Deviasi} = \sqrt{\frac{5586.4}{10 - 1}} = 24.914$$

$$Cs = \frac{n \sum (X - \bar{X})^2}{(n-1)(n-2)(Sd)^3}$$

$$Cs = \frac{10 \times (5586.4)}{(10-1)(10-2)(24.914)^3} = 0.504$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum (X - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{\frac{1}{10} (6217470.112)}{(10-1)(10-2)(10-3)(24.914)^4} = 0.003$$

Kemudian dihitung curah hujan rencana sesuai periode yang ditinjau seperti contoh pada periode ulang 100 tahun seperti berikut :

$$Xt = \bar{X} + Sd K$$

$$Yt = -\ln \left(-\ln \frac{T-1}{T} \right)$$

$$Yt = -\ln \left(-\ln \frac{100-1}{100} \right) = 4.600$$

Untuk nilai Sn dan Yn didapatkan pada tabel 2.5 dan tabel 2.4

$$K = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{4.600 - 0.495}{0.949} = 4.325$$

$$Xt = 109.4 + (4.325 \times 24.914) = 217.172 \text{ mm}$$

Tabel 4.7 Curah Hujan Rencana Distribusi *Gumbel*

T	Xbar	Sd	Sn	Yt	Yn	K	Xt (mm)
2	109.4	24.9	0.949	0.366513	0.495	-0.13539	106.0268
5	109.4	24.9	0.949	1.49994	0.495	1.058946	135.7827
10	109.4	24.9	0.949	2.250367	0.495	1.849702	155.4836
25	109.4	24.9	0.949	3.198534	0.495	2.848824	180.3758
50	109.4	24.9	0.949	3.901939	0.495	3.59003	198.8423
100	109.4	24.9	0.949	4.600149	0.495	4.325763	217.1724
1000	109.4	24.9	0.949	6.907255	0.495	6.756855	277.7408

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Didapatkan nilai $C_s = 0.504$ dan $C_k = 0.003$, sesuai dengan syarat yang ditentukan untuk jenis distribusi Gumbel nilai C_s mendekati angka 1.14 dan nilai C_k mendekati angka 5.4. Dari nilai tersebut diambil kesimpulan bahwa data curah hujan tidak cocok menggunakan distribusi *Gumbel* karena nilai C_s dan C_k hitung tidak mendekati nilai yang disyaratkan.

Kemudian dilanjutkan dengan perhitungan distribusi statistik dengan distribusi Log Pearson tipe III. Berikut perhitungan distribusinya :

Tabel 4.8 Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	X	Z	Zbar	Z - Zbar	(Z - Zbar)^2	(Z - Zbar)^3
2008	149	2.173186	2.02907	0.144116	0.0208	0.002993
2009	95	1.977724	2.02907	-0.05135	0.0026	-0.000135
2010	90	1.954243	2.02907	-0.07483	0.0056	-0.000419
2011	78	1.892095	2.02907	-0.13698	0.0188	-0.002570
2012	117	2.068186	2.02907	0.039116	0.0015	0.000060
2013	103	2.012837	2.02907	-0.01623	0.0003	-0.000004
2014	110	2.041393	2.02907	0.012323	0.0002	0.000002
2015	82	1.913814	2.02907	-0.11526	0.0133	-0.001531
2016	123	2.089905	2.02907	0.060835	0.0037	0.000225
2017	147	2.167317	2.02907	0.138247	0.0191	0.002642
Total					0.0858	0.001263

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

$$Z = \text{Log}x$$

$$Z = \text{Log } 149 = 2.173$$

$$\text{Standard Deviation } Z (S_z) = \sqrt{\frac{\sum(Z - \bar{Z})^2}{n - 1}}$$

$$\text{Standard Deviation } Z (S_z) = \sqrt{\frac{\sum(2.173 - 2.029)^2}{10 - 1}} = 0.097$$

$$C_s = \frac{n \sum (Z - \bar{Z})^2}{(n-1)(n-2)(S_z)^3}$$

$$C_s = \frac{10 \times (0.0858)}{(10-1)(10-2)(0.097)^3} = 0.188$$

$$C_v = \frac{S_z}{\bar{Z}}$$

$$C_v = \frac{0.097}{2.029} = 0.048$$

Kemudian dihitung curah hujan rencana sesuai periode yang ditinjau seperti contoh pada periode ulang 100 tahun dan untuk nilai Kz didapatkan pada tabel 2.6 seperti berikut :

$$X_t = \text{antilog}(Z_t)$$

$$Z_t = \bar{Z} + K_z S_z$$

$$K_z = 2.544$$

$$Z_t = 2.029 + (2.544 \times 0.097) = 2.277$$

$$X_t = \text{antilog}(2.277) = 189.442 \text{ mm}$$

Tabel 4.9 Curah Hujan Rencana Distribusi Log Pearson Tipe III

T	Zbar	Sz	Kz	Zt	Xt (mm)
2	2.02907	0.097644	-0.033	2.025848	106.1323
10	2.02907	0.097644	1.301	2.156105	143.2535
25	2.02907	0.097644	1.849	2.209615	162.0371
50	2.02907	0.097644	2.211	2.244962	175.7769
100	2.02907	0.097644	2.544	2.277477	189.4425
1000	2.02907	0.097644	3.525	2.373267	236.1928

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Didapatkan nilai $C_s = 0.188$ dan $C_v = 0.048$, sesuai dengan syarat yang ditentukan untuk jenis distribusi Log Pearson tipe III nilai C_s tidak boleh sama dengan 0 dan nilai C_v mendekati angka 0.05. Dari nilai tersebut diambil kesimpulan bahwa data curah hujan cocok menggunakan distribusi Log Pearson Tipe III karena nilai C_s dan C_v hitung memenuhi nilai yang disyaratkan.

4.2.5.2 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menentukan kecocokan dari jenis distribusi statistik yang akan digunakan diperlukan uji kecocokan distribusi. Jenis distribusi yang cocok sesuai dengan persyaratan merupakan jenis distribusi Log Pearson Tipe III sehingga akan diuji kecocokan dengan 2 metode yakni metode *Chi Square* dan *Smirnov-Kolmogorov*.

Uji *Chi-Square* dihitung mengikuti tahap-tahap seperti berikut :

1. Menentukan jumlah kelas dan interval kelas dengan jumlah data (n) = 10. Kemudian dihitung jumlah kelas seperti pada persamaan berikut :

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

$$K = 1 + 3.322 \log 10 = 4.322 \approx 5$$

Sedangkan untuk menghitung interval masing-masing kelas digunakan persamaan sebagai berikut:

$$G = \frac{n}{K}$$

$$G = \frac{10}{5} = 2$$

2. Menentukan peluang masing-masing kelas. Setelah didapatkan jumlah kelas pada tahap sebelumnya maka dihitung masing-masing interval peluang $P = 1/5 = 0.2$. Besarnya peluang yang dimiliki masing-masing kelas antara lain :
 - a. *Kelas 1* = $P \leq 0.2$
 - b. *Kelas 2* = $P \leq 0.4$
 - c. *Kelas 3* = $P \leq 0.6$
 - d. *Kelas 4* = $P \leq 0.8$
 - e. *Kelas 5* = $P \leq 1.0$
3. Dari hasil perhitungan distribusi Log Pearson tipe III yang telah dilakukan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Z_t = \bar{Z} + K_z S_z$$

Untuk menentukan nilai K_z , dapat dilihat pada tabel 2.6. Namun, karena data pada tabel tidak lengkap maka untuk

mencari nilai K_z perlu dilakukan interpolasi. Dengan periode ulang untuk interval peluang = 0.2 adalah $T = 5$ tahun, didapatkan nilai $K_z = 0.584$ dengan bantuan parameter $C_s = 0.188$.

4. Hasil K_z kemudian dimasukkan dalam perumusan Log Pearson tipe III.

$$Z_t = \bar{Z} + K_z S_z$$

$$Z_t = 2.029 + (0.584 \times 0.097) = 2.139$$

$$\text{Log } X_t = 2.139$$

$$X_t = 137.757 \text{ mm}$$

Nilai tersebut nantinya dijadikan untuk batas distribusi setiap kelas. Untuk perhitungan kelas yang lain dapat dilihat pada tabel 4.10.

Tabel 4.10 Nilai Batas Distribusi Setiap Kelas

T	P (%)	C_s	k	Log X	X (mm)
5	20	0.188	0.584	2.139	137.757
2.5	40	0.188	-0.1	2.01	102.312
1.6667	60	0.188	-0.5	1.934	85.972
1.25	80	0.188	-0.79	1.881	75.987
1.00	100	0.188	-1.01	1.839	69.048

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

5. Menghitung jumlah data setiap interval kelas (O_i), yang kemudian diolah menggunakan rumus umum metode *Chi-Square*. Hasil perhitungannya sesuai dengan tabel 4.11 berikut.

Tabel 4.11 Hasil Perhitungan Metode *Chi-Square*

Probabilitas			Ei	Oi	(Oi-Ei) ²	(Oi-Ei) ² /Ei
137.757	<P		2	2	0	0.0
102.312	<P<	137.757	2	4	4	2.0
85.972	<P<	102.312	2	3	1	0.5
75.987	<P<	85.972	2	1	1	0.5
69.048	<P<	75.987	2	0	4	2.0
			Jumlah	10	Jumlah	5.0

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

6. Menghitung derajat kebebasan

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

$$DK = 5 - (0.2 + 1) = 3.8$$

7. Menentukan nilai X_h^2 kritis. Untuk nilai $DK = 3.8$ dan $\alpha = 5\%$, berdasarkan tabel 2.7 didapatkan nilai X_h^2 kritis 9.488 sementara nilai X_h^2 terhitung didapatkan nilai 5.

Uji Chi-Square akan memenuhi syarat apabila nilai X_h^2 terhitung $< X_h^2$ kritis pada $\alpha = 5\%$. Dari hasil perhitungan dari tahap-tahap tersebut maka didapatkan hasil $5 < 9.488$, sehingga penggunaan metode Log Pearson Tipe III dapat digunakan.

Uji *Smirnov-Kolmogorov* dihitung mengikuti tahap-tahap seperti berikut :

1. Mengurutkan data hujan dari mulai yang terbesar hingga yang terkecil. Dari data-data yang telah dirutkan tersebut dihitung peluang masing-masing data. Berikut contoh perhitungan besarnya peluang setiap data :

$$P(\log X) = \frac{m}{n + 1}, \text{ dengan } m \text{ adalah peringkat data}$$

$$P(\log X) = \frac{1}{10 + 1} = 0.0909 = 9.09\%$$

2. Menentukan nilai peluang pengamatan $P(\log X <)$. Berikut contoh perhitungannya :

$$P(\log X <) = 1 - P(\log X)$$

$$P(\log X <) = 1 - 0.0909 = 0.909 = 90.9\%$$

3. Menentukan besarnya peluang teroris $P'(X)$, untuk mempermudah perhitungan maka perhitungan peluang teroris dibantu dengan menggunakan perumusan pada software Microsoft Excel dengan perumusan yang digunakan adalah "NORMDIST" yang tujuannya untuk mengembalikan fungsi distribusi.
4. Menghitung selisih antara $P(\log X <)$ dengan $P'(X)$.
Berikut untuk contoh perhitungannya:

$$D = |P'(X) - P(\log X <)|$$

$$D = |93 - 90.9| = 2.092 \%$$

Tabel 4.12 Hasil Perhitungan Metode *Smirnov-Kolmogorov*

No	Tahun	Tinggi Hujan	Urut	P(log X)	P(Log X <)	Log X	Log X - Log Xbar	P'(X)	P'(X) %	D (%)
1	2008	149	149	9.09091	90.909091	2.17319	0.144116363	0.93	93.002	2.0928
2	2009	95	147	18.1818	81.818182	2.16732	0.138247429	0.922	92.159	10.34
3	2010	90	123	27.2727	72.727273	2.08991	0.060835206	0.733	73.337	0.6094
4	2011	78	117	36.3636	63.636364	2.06819	0.039115956	0.656	65.564	1.9277
5	2012	117	110	45.4545	54.545455	2.04139	0.01232278	0.55	55.021	0.4759
6	2013	103	103	54.5455	45.454545	2.01284	-0.016232681	0.434	43.398	2.0562
7	2014	110	95	63.6364	36.363636	1.97772	-0.0513463	0.299	29.95	6.414
8	2015	82	90	72.7273	27.272727	1.95424	-0.074827396	0.222	22.174	5.0986
9	2016	123	82	81.8182	18.181818	1.91381	-0.115256053	0.119	11.893	6.2891
10	2017	147	78	90.9091	9.0909091	1.89209	-0.136975303	0.08	8.0339	1.057

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Dari hasil perhitungan pada tabel 4.12 didapatkan bahwa nilai D_{max} sebesar 10.34%. Untuk derajat kepercayaan 5% dengan jumlah data sebanyak 10 berdasarkan tabel 2.8 didapatkan nilai $D_0 = 41\%$. Untuk memenuhi syarat pengujian *Smirnov-Kolmogorov* dapat disimpulkan bahwa $D_{max} < D_0$ karena $10.34\% < 41\%$. Karena persyaratan untuk uji *Smirnov-Kolmogorov* terpenuhi, maka distribusi Log Pearson tipe III dapat digunakan untuk menghitung curah hujan rencana periode ulang tertentu.

4.2.6 Analisa Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif merupakan curah hujan yang mengalir menjadi aliran langsung permukaan menuju sungai. Besarnya koefisien pengaliran dipengaruhi oleh karakteristik dan luas DAS yang berpengaruh terhadap sungai. Dari hasil peninjauan lokasi yang merupakan daerah hutan tropis maka nilai untuk koefisien pengaliran diambil $C = 0.25$. Kemudian hasil perhitungan curah hujan pada periode tertentu tersebut dikalikan dengan koefisien pengaliran seperti pada contoh berikut :

Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif

No	Periode Ulang	X	C	Reff
	(Tahun)	(mm)		(mm)
1	2	106.13	0.25	26.53308
2	10	143.25	0.25	35.81338
3	25	162.04	0.25	40.50928
4	50	175.78	0.25	43.94423
5	100	189.44	0.25	47.36063
6	1000	236.19	0.25	59.0482

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.7 Perhitungan Curah Hujan Jam-jaman

Perhitungan curah hujan rencana setiap periode tertentu merupakan curah hujan R24 yang merupakan tinggi hujan dalam satu hari. Sehingga diperlukan adanya analisa lagi berdasarkan distribusi hujan yang terjadi dengan asumsi lama hujan terpusat pada daerah Kabupaten Sambas selama 5 jam. Berikut contoh perhitungan untuk curah hujan jam-jaman:

$$R1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.5848 R24$$

$$R2 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.3684 R24$$

$$R3 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.2811 R24$$

$$R4 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.2321 R24$$

$$R5 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.2000 R24$$

Kemudian dilanjutkan dengan perhitungan distribusi tinggi curah hujan pada jam ke-t seperti berikut :

$$R_t = t \cdot R_T - (t - 1) \cdot R_{(t-1)}$$

$$R_1 = 1xR24 = 0.5848 R24$$

$$R_2 = 2xR24 - 1xR24 = 0.1520 R24$$

$$R_3 = 3xR24 - 2xR24 = 0.1066 R24$$

$$R_4 = 4xR24 - 3xR24 = 0.0849 R24$$

$$R_5 = 5xR24 - 4xR24 = 0.0717 R24$$

Sehingga hasil perhitungan curah hujan jam-jaman sesuai dengan tabel 4.14 berikut :

Tabel 4.14 Hasil Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

Periode Ulang	Reff	Jam Ke-				
		0 ke 1	1 ke 2	2 ke 3	3 ke 4	4 ke 5
		0.5848	0.152	0.1066	0.0849	0.0717
		R24	R24	R24	R24	R24
2	26.533	15.51654	4.033028	2.828426	2.252658	1.902422
10	35.813	20.94367	5.443634	3.817707	3.040556	2.56782
25	40.509	23.68983	6.157411	4.318289	3.439238	2.904515
50	43.944	25.69858	6.679523	4.684455	3.730865	3.150801
100	47.361	27.69649	7.198815	5.048643	4.020917	3.395757
1000	59.048	34.53139	8.975327	6.294538	5.013192	4.233756

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.8 Perhitungan Hidrograf Satuan

Perhitungan hidrograf satuan ini bertujuan untuk mendapatkan pola hidrograf banjir rencana periode ulang tertentu

yang akan digunakan nantinya. Hal ini diperlukan karena dalam perencanaan bendungan merupakan aliran *unsteady flow* sehingga diperlukan analisa pola hidrograf banjir rencananya. Untuk perencanaan pelimpah bendungan digunakan debit banjir rencana periode ulang 100 tahun sesuai dengan tabel 2.10. Dalam perhitungan hidrograf satuan ini digunakan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu seperti berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Luas DAS} &= 13.75 \text{ km}^2 \\
 \text{Panjang Sungai Utama} &= 4.549 \text{ km} \\
 \text{tg} = 0.21 + L^{0.7} &= 0.21 + (4.549)^{0.7} = 0.606 \text{ jam} \\
 \text{Tr} = 0.75 \text{ tg} &= 0.75 (0.606) = 0.454 \text{ jam} \\
 \text{Tp} = \text{tg} + 0.8 \text{ Tr} &= 0.606 + 0.8(0.454) = 0.970 \text{ jam} \\
 \alpha &= 2 \text{ (daerah pengaliran biasa)} \\
 T_{0.3} = \alpha \text{ tg} &= 2 (0.606) = 1.212 \text{ jam} \\
 R_o &= 1
 \end{aligned}$$

$$Q_p = \frac{AxR_o\alpha C}{3.6(0.3T_p + T_{0.3})}$$

$$Q_p = \frac{13.75 \times 1 \times 0.25}{3.6(0.3 \times 0.970 + 1.212)} = 0.634 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Setelah menentukan parameter dalam perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu yang dibutuhkan, dihitung hidrograf sesuai dengan perumusan pada kondisi kurva masing-masing. Berikut perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu :

1. Pada saat kurva naik $0 < t < T_p$

Untuk $t = 0.25 \text{ jam}$

$$Q_t = 0.634 \left(\frac{0.25}{0.970} \right)^{2.4} = 0.0245$$

Tabel 4.15 Ordinatif Kurva Naik $0 < t < T_p$

t (jam)	Qt
0.25	0.0245
0.5	0.129311
0.75	0.34218
0.97	0.634396

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

2. Pada saat kurva turun $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$

Untuk $t = 1$ jam

$$Qt = 0.634 \times 0.3^{\frac{1-0.97}{1.212}} = 0.6163$$

Tabel 4.16 Ordinatif Kurva Turun $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$

t (jam)	Qt
1	0.6163
1.25	0.480849
1.5	0.375168
1.75	0.292713
2	0.228381
2.183046	0.190433

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

3. Pada saat kurva turun $(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

Untuk $t = 2.25$ jam

$$Qt = 0.634 \times 0.3^{\frac{1-0.97+(0.5 \times 1.212)}{1.5 \times 1.212}} = 0.1821$$

Tabel 4.17 Ordinatif Kurva Turun ($T_p + T_{0.3}$) < t < ($T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$)

t (jam)	Qt
2.25	0.182179
2.5	0.154399
2.75	0.130854
3	0.1109
3.25	0.093989
3.5	0.079657
3.75	0.06751
4.002251592	0.05713

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

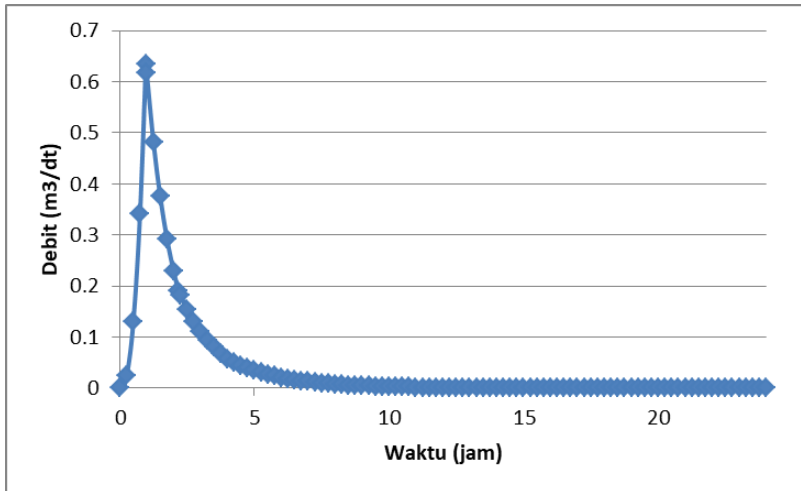
4. Pada saat kurva turun $t > (T_p + tT_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

Untuk $t = 4.25$ jam

$$Qt = 0.634 \times 0.3 \frac{1 - 0.97 + (1.5 \times 1.212)}{2 \times 1.212} = 0.0505$$

Untuk tabel dari hasil perhitungan perumusan ini terlampir pada lampiran II ordinatif kurva turun $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$.

Dari hasil perhitungan tersebut didapatkan hidrograf untuk tinggi hujan satu satuan. Sehingga untuk memastikan nilai debit limpasan yang diperoleh dari perhitungan tersebut disebabkan oleh curah hujan efektif 1 mm. Nilai volume limpasan yang diperoleh dari dibagi dengan luas DAS harus sama dengan 1. Untuk hasil perhitungan tabel hidrograf terlampir pada Lampiran III Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu. Berikut contoh perhitungan koreksinya beserta grafik hidrograf satuan sintetik Nakayasu yang belum terkoreksi dan sudah terkoreksi.



Gambar 4.5 Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

$$\text{Luas DAS} = 13.75 \text{ km}^2 = 13,746,000 \text{ m}^2$$

$$\text{Tinggi Hujan Efektif} = \frac{\text{Total Volume}}{\text{Luas DAS}}$$

$$\text{Tinggi Hujan Efektif} = \frac{4174}{13,750,000} = 0.0003 \text{ m} = 0.3 \text{ mm}$$

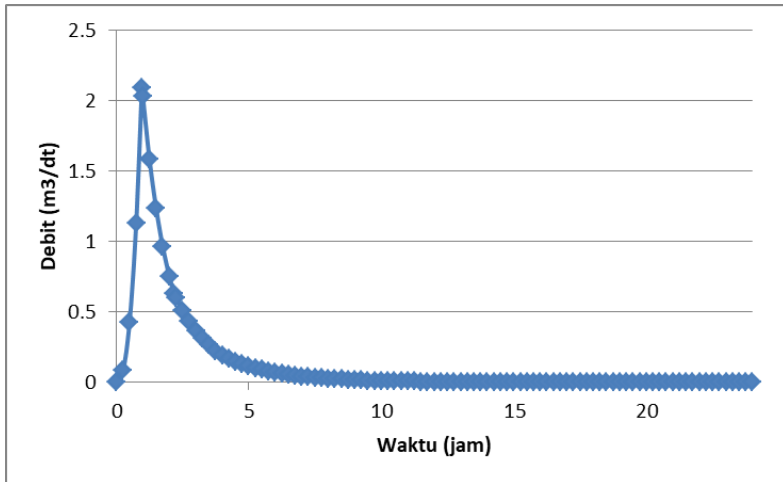
Karena tinggi hujan yang dihasilkan tidak sama dengan 1 maka nilai debit harus dibagi dengan 0.3. Contoh perhitungan sebagai berikut :

$$Q_{\text{terkoreksi}} = \frac{0.0245}{0.3} = 0.08 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Kemudian cek terhadap debit hasil koreksi dengan membagi volume terkoreksi dengan luas DAS seperti berikut :

$$\text{Tinggi Hujan Efektif} = \frac{13476}{13,746,000} = 0.001 \text{ m} = 1 \text{ mm}$$

Sehingga didapatkan hasil dari debit terkoreksi seperti pada tabel Lampiran II serta didapatkan grafik hidrograf satuan sintetik Nakayasu terkoreksi seperti pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu Terkoreksi
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

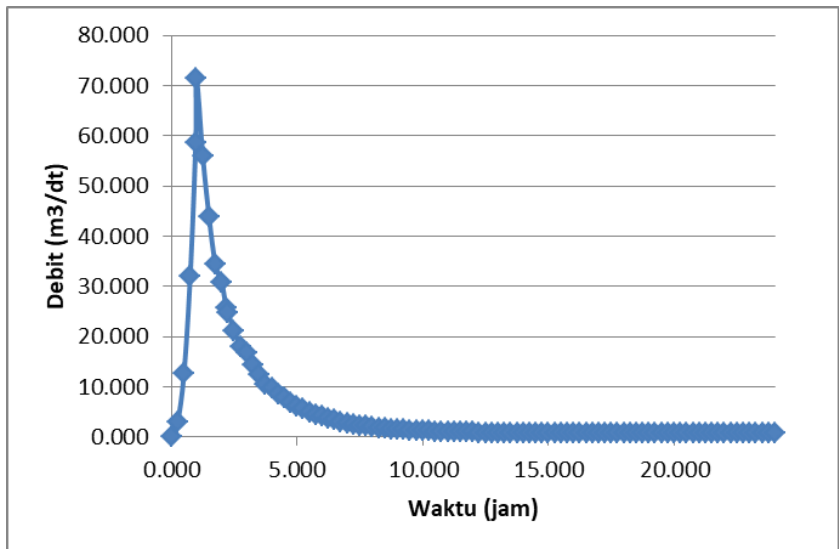
Kemudian dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu yang telah didapatkan dilanjutkan dengan menghitung debit banjir rencana dengan curah hujan rencana periode ulang 100 tahun. Pertimbangan mengambil debit banjir rencana periode ulang 100 tahun sesuai dengan persyaratan pada tabel 2.10.

Untuk nilai aliran dasar diambil dari hasil perhitungan pada permodelan NRECA yang paling menentukan untuk perencanaan debit banjir rencana, dalam hal ini nilai aliran dasar tertinggi. Berikut merupakan contoh perhitungan debit banjir periode ulang 100 tahun dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu seperti pada Lampiran IV Tabel Hasil Perhitungan Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 tahun dan gambar 4.7.

$$\begin{aligned}
 \text{Pada } t &= 0.25 \text{ jam} \\
 Q &= 0.081 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 \text{Debit} &= 27.696 \times 0.081 = 2.235 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

Aliran dasar = diambil dari nilai aliran air tanah NRECA
 = 142.09 mm (Januari 2009)
 = $(142.09/1000) \times \text{DAS} = 1,953,211 \text{ m}^3$
 = $1,953,211 / (3600 \times 24 \times 31) = 0.729 \text{ m}^3/\text{dt}$

Debit Total = 2.235 + Aliran Dasar
 = $2.235 + 0.729 = 2.964 \text{ m}^3/\text{dt}$



Gambar 4.7 Hidrograf Debit Banjir Periode Ulang 100 tahun
 (Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.3 Lengkung Kapasitas

Lengkung kapasitas merupakan grafik yang menghubungkan antara elevasi, luas genangan dan volume tampungannya. Cara perhitungannya yakni dengan mengukur luas genangan dari waduk pada elevasi yang ditinjau dengan bantuan software ArcGIS. Setelah didapatkan luas genangan pada elevasi yang ditinjau dihitung volume tampungan dari dua elevasi yang ditinjau dengan menjumlahkan luas genangan kedua elevasi dan

dikalikan dengan beda elevasinya dibagi dengan 2. Seperti contoh perhitungan sebagai berikut :

$$I = \sum [(h_{i+1}) - h_i] \times 0.5 \times (F_1 + F_{i+1})$$

$$I = \sum [((275) - 270) \times 0.5 \times (5418.297 + 3200.158)]$$

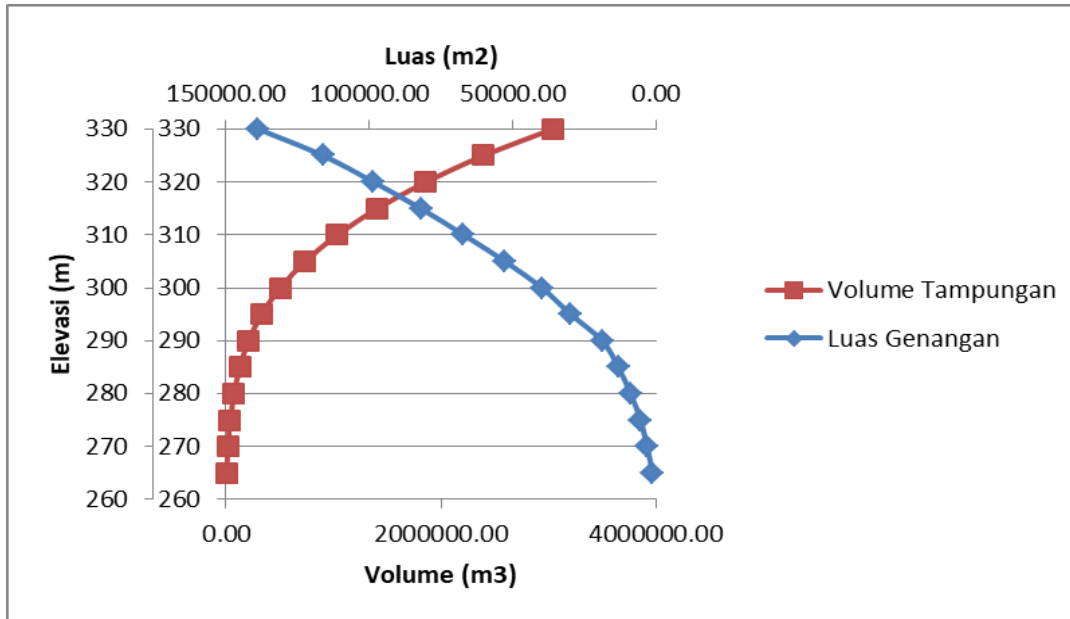
$$= 21546.137 \text{ m}^3$$

Tabel 4.18 Hasil Perhitungan Volume Tampungan Setiap Elevasi

Elevasi (m)	Ketinggian (m)	Luas (m ²)	Volume (m ³)	Kum Vol (m ³)
265	5	1136.98	5684.90	5684.90
270	10	3200.16	10842.85	16527.75
275	15	5418.30	21546.14	38073.88
280	20	8937.89	35890.47	73964.35
285	25	13177.48	55288.43	129252.78
290	30	18883.88	80153.40	209406.18
295	35	29783.10	121667.45	331073.63
300	40	39866.08	174122.95	505196.58
305	45	52731.87	231494.88	736691.45
310	50	67119.68	299628.88	1036320.33
315	55	82077.07	372991.88	1409312.20
320	60	98544.99	451555.15	1860867.35
325	65	116166.78	536779.43	2397646.78
330	70	138726.33	637232.78	3034879.55

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Sehingga dari tabel 4.18 didapatkan grafik lengkung kapasitas seperti pada gambar 4.8 berikut.



Gambar 4.8 Grafik Lengkung Kapasitas
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

4.4 Analisa Erosi dengan Metode USLE

Prediksi sedimentasi merupakan metode untuk memperkirakan laju erosi yang akan terjadi dari tanah dengan penggunaan dan pengelolaan lahan tertentu. Analisa erosi ini diperlukan untuk perhitungan sesimen potensial yang akan digunakan dalam analisa *dead storage* pada kebutuhan tampungan dari bendungan yang akan direncanakan.

Berdasarkan persamaan USLE (*Universal Soil Loss Equation*) merupakan metode yang paling umum digunakan namun beberapa parameternya tidak dapat diberlakukan secara universal. Sehingga lebih tepat disebut sebagai peramalan kehilangan tanah (*Predictive Soil Loss Equation*). (Soemarto, 1986)

1. Faktor Erosivitas (R)

Untuk menghitung erosivitas diperlukan data curah hujan bulanan selama 10 tahun dari 2008-2017 pada stasiun Sejangkung. Sehingga dilakukan perhitungan indeks erosivitas seperti dibawah ini :

Bulan Januari tahun 2008

- a. Diperlukan data tinggi curah hujan bulanan, tinggi curah hujan maksimum bulanan dan jumlah hari hujan dalam bulan tersebut.

$$R = 12.87 \text{ mm/bulan}$$

$$D = 6 \text{ hari}$$

$$M = 76 \text{ mm}$$

- b. Hitung erosivitas setiap bulan dengan perumusan berikut :

$$EI_{30} = 6.199 R^{1.21} x D^{-0.47} x M^{0.53}$$

$$EI_{30} = 6.199 (12.87)^{1.21} x (6)^{-0.47} x (76)^{0.53}$$

$$= 502.68$$

- c. Kemudian jumlahkan seluruh nilai EI_{30} tahunan sehingga didapatkan nilai $EI_{30} = 22442.51$. Dikarenakan data curah hujan yang digunakan

sebanyak 10 tahun maka indeks erosivitas hujan menjadi $EI_{30} = 2244.25$.
Berikut merupakan hasil analisa indeks erosivitas seperti pada tabel 4.19.

Tabel 4.19 Hasil Perhitungan Indeks Erosivitas (R)

Tahun	Bulan												Tahunan
	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Des	
2008	502.686	87.711	253.184	48.450	140.519	225.751	309.567	126.699	120.871	232.842	179.943	246.854	2475.078
2009	668.964	298.465	181.835	107.398	114.744	117.123	81.723	307.335	65.315	201.590	448.334	337.252	2930.076
2010	124.502	240.005	103.891	91.475	338.104	119.328	128.203	230.491	153.343	59.259	95.637	59.558	1743.794
2011	268.009	43.166	187.204	62.453	101.494	87.681	3.891	10.750	94.288	69.996	76.417	179.761	1185.109
2012	114.469	109.818	112.428	31.009	141.285	80.283	138.276	56.291	25.705	270.103	384.530	604.334	2068.531
2013	125.369	196.382	297.230	127.257	155.191	75.601	247.558	77.399	290.260	190.821	218.852	375.055	2376.974
2014	146.042	0.000	320.827	52.708	363.509	189.454	0.881	228.977	85.235	85.484	353.725	320.915	2147.756
2015	345.424	205.989	38.305	230.619	187.023	317.925	145.590	234.020	9.069	282.282	348.935	97.526	2442.706
2016	157.768	636.647	77.732	120.331	766.624	183.855	143.603	9.565	69.101	125.587	172.996	271.717	2735.526
2017	597.605	183.139	73.009	217.419	178.289	132.562	111.484	138.862	106.468	156.126	236.428	205.563	2336.955
Total EI30 Tahunan													22442.51
Indeks Erosivitas Hujan (Rerata EI30 Tahunan)													2244.251

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

2. Faktor Erodibilitas Tanah (K)
Berdasarkan hasil survey lokasi sebelumnya dan data tanah daerah sekitar didapatkan bahwa mayoritas tanah di daerah lokasi rencana bendungan merupakan tanah alluvial coklat kekelabuan. Sehingga untuk nilai erodibilitas tanah diambil $K = 0.193$ sesuai pada tabel 2.11 sebelumnya.
3. Faktor Panjang dan Kemiringan Lereng
Untuk faktor panjang dan kemiringan lereng dihitung dari panjang lereng terpanjang pada DAS sungai sehingga didapatkan nilai slope untuk lereng tersebut juga. Dari data yang didapatkan kemudian dihitung dengan rumus sebagai berikut :
- Panjang lereng = 2705.33 m
Beda elevasi = 755 m
Slope lereng = 0.279 (27.9%)
m untuk slope diatas 5% diambil 0.5

$$LS = \left| \frac{l}{22} \right|^m (0.065 + 0.045S + 0.0065S^2)$$

$$LS = \left| \frac{2705.33}{22} \right|^{0.5} (0.065 + 0.045(0.279) + 0.0065(0.279)^2)$$

$$LS = 0.857$$

4. Faktor Pengelolaan Tanaman dan Usaha Pencegah Erosi (C&P)
Faktor pengelolaan tanaman (C) merupakan rasio kehilangan tanah dari suatu lapangan yang mempunyai cara penanaman dan pengelolaan tertentu, dalam hal ini karena lokasi rencana bendungan merupakan hutan maka diambil nilai $C = 0.005$.
Serta nilai P yang merupakan usaha pengendalian erosi di lokasi rencana tersebut tidak ada maka diambil nilai $P = 1$.
5. Perhitungan Jumlah Kehilangan Tanah (A)

Setelah seluruh faktor atau parameter yang dibutuhkan dalam menghitung jumlah kehilangan tanah dengan metode USLE maka dilakukan perhitungan kehilangan tanah seperti berikut :

$$A = R \times K \times L \times S \times C \times P$$

$$A = 2244.25 \times 0.193 \times 0.857 \times 0.005 \times 1$$

$$A = 1.874 \frac{\text{ton}}{\text{ha}} / \text{tahun}$$

$$A = 1.874 \times 1,374.6 = 2,577.2 \text{ ton/tahun}$$

Kemudian untuk mengetahui nilai sedimen potensial dapat dihitung dengan cara seperti berikut :

- a. Menghitung nilai SDR

$$SDR = 0.51 A^{-0.11}$$

$$A = \text{Luas DAS (ha)}$$

$$SDR = 0.51 (1,374.6)^{-0.11} = 0.23$$

- b. Menghitung Sedimen Potensial

$$\text{Sedimen Potensial} = A \times SDR \times \gamma_{\text{tanah}}$$

$$\text{Diasumsikan nilai } \gamma_{\text{tanah}} = 2.52$$

$$\text{Sedimen Potensial} = 2,577.2 \times 0.23 \times 2.52$$

$$\text{Sedimen Potensial} = 1495.95 \frac{\text{m}^3}{\text{th}}$$

4.5 Volume Kebutuhan Tampungan Bendungan

Untuk menentukan jumlah volume kebutuhan tampungan pada bendungan diperlukan volume efektif yang didapatkan dari jumlah kebutuhan air pada rencana daerah yang dilayani dan volume *dead storage* yang didapatkan dari hasil perhitungan sedimen potensial dikalikan dengan umur rencana bendungan.

Direncanakan untuk volume efektif tampungan dengan daerah layan 19 kecamatan di Kabupaten Sambas. Dengan cara jumlah debit *inflow* harian dari hasil analisa debit potensi ketersediaan air yang dikurangi dengan jumlah debit *outflow* harian dari jumlah kebutuhan air penduduk. Berikut contoh perhitungan untuk mendapatkan volume tampungan efektif bendungan.

Untuk menghitung volume kebutuhan tampungan 19 kecamatan diperlukan data nilai debit hasil permodelan dengan NRECA yang telah dirata-rata dari data 10 tahun dan jumlah kebutuhan air penduduk per bulannya seperti berikut.

Januari

$$\begin{aligned}\text{Volume Inflow} &= (0.74 \times 24 \times 3600 \times 31) \\ &= 1,978,254 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\text{Debit Outflow} = 1.074 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Volume Outflow} = 2,876,602 \text{ m}^3$$

$$\Delta S \text{ (I-O)} = (1,978,254 - 2,876,602)$$

$$\Delta S \text{ (I-O)} = - 898,347 \text{ m}^3$$

Untuk mencari nilai tampungan efektif yang diperlukan apabila hasil $\Delta S \text{ (I-O)}$ bernilai positif maka diambil nilai 0 karena inflow lebih besar dari outflow atau kebutuhan air yang diperlukan. Untuk yang bernilai negative tetap ditulis sejumlah nilai tersebut. Kemudian jumlahkan seluruh nilai $\Delta S \text{ (I-O)}$ untuk mendapatkan volume tampungan efektif yang dibutuhkan.

Untuk hasil perhitungan volume efektif 19 kecamatan sesuai dengan tabel 4.20 berikut.

Tabel 4.20 Hasil Perhitungan Volume Efektif Tampungan 19 Kecamatan

No	Bulan	Debit I (m ³ /dt)	Debit O (m ³ /dt)	Volume I (m ³)	Volume O (m ³)	Δs (I-O) (m ³)
1	Januari	0.74	1.074	1978254	2876602	-898347.6989
2	Februari	0.34	1.074	814063.2	2598221	-1784157.579
3	Maret	0.30	1.074	805796.4	2876602	-2070805.218
4	April	0.14	1.074	361776.7	2783808	-2422031.341
5	Mei	0.42	1.074	1128358	2876602	-1748243.917
6	Juni	0.17	1.074	438875.7	2783808	-2344932.278
7	Juli	0.22	1.074	593981.7	2876602	-2282619.906
8	Agustus	0.28	1.074	740729.7	2876602	-2135871.922
9	September	0.16	1.074	427127.7	2783808	-2356680.253
10	Oktober	0.33	1.074	873912.7	2876602	-2002688.905
11	November	0.61	1.074	1578127	2783808	-1205681.017
12	Desember	0.70	1.074	1878670	2876602	-997931.4024
Total						(22,249,991.44)

Dari hasil perhitungan untuk kebutuhan volume tampungan efektif kebutuhan air daerah layan 19 kecamatan didapatkan volume sebesar 22,249,991 m³. Kemudian hasil volume tersebut diplot pada grafik lengkung kapasitas untuk mendapatkan ketinggian atau elevasi yang dibutuhkan untuk mengakomodasi volume tampungan tersebut. Namun, volume untuk kebutuhan tampungan efektif terlalu besar jika dilihat dari grafik lengkung kapasitas sehingga daerah layanan akan dikurangi.

Direncanakan lagi untuk volume efektif tampungan dengan daerah layan 3 kecamatan antara lain kecamatan Sambas, Teluk Keramat, dan sebagian daerah Sajad dengan kebutuhan outflow sebesar 0.228 m³/dt setiap harinya. Berikut hasil perhitungannya sesuai dengan tabel 4.21.

Tabel 4.21 Hasil Perhitungan Volume Efektif Tampungan 3
Kecamatan

No	Bulan	Debit I (m ³ /dt)	Debit O (m ³ /dt)	Volume I (m ³)	Volume O (m ³)	Δs (I-O) (m ³)
1	Januari	0.74	0.228287	1978254	611444.7	0
2	Februari	0.34	0.228287	814063.2	552272.7	0
3	Maret	0.30	0.228287	805796.4	611444.7	0
4	April	0.14	0.228287	361776.7	591720.7	-229944.0404
5	Mei	0.42	0.228287	1128358	611444.7	0
6	Juni	0.17	0.228287	438875.7	591720.7	-152844.9773
7	Juli	0.22	0.228287	593981.7	611444.7	-17463.02936
8	Agustus	0.28	0.228287	740729.7	611444.7	0
9	September	0.16	0.228287	427127.7	591720.7	-164592.953
10	Oktober	0.33	0.228287	873912.7	611444.7	0
11	November	0.61	0.228287	1578127	591720.7	0
12	Desember	0.70	0.228287	1878670	611444.7	0
Total						(564,845.00)

Dari hasil perhitungan kebutuhan tampungan efektif untuk daerah layan 3 kecamatan didapatkan kebutuhan volume sebesar 564,845 m³. Sehingga jika diplot pada grafik lengkung kapasitas didapatkan kurang lebih elevasi kebutuhan volume tampungan + 302 m.

Kemudian untuk perhitungan *dead storage* dilakukan dengan mengalikan jumlah sedimen potensial dengan lama pemenuhan volume *dead storage* yang akan didesain. Disediakan volume tampungan *dead storage* selama 25 tahun sesuai dengan proyeksi kebutuhan air Kabupaten Sambas. Sehingga didapatkan volume total *dead storage* yang dibutuhkan seperti berikut :

$$\text{Volume Dead Storage} = 25 \times \text{Sedimen Potensial}$$

$$\text{Volume Dead Storage} = 25 \times 1495.95 = 37398.8 \text{ m}^3$$

Elevasi yang dibutuhkan untuk tampungan volume *dead storage* sesuai dengan grafik lengkung kapasitas yakni pada elevasi + 274.8 m. Kemudian untuk total jumlah tampungan bendungan dilakukan penjumlahan antara volume tampungan efektif dengan volume *dead storage* sebesar 602,243 m³ dan dibutuhkan elevasi total pada + 302.1 m.

4.6 Flood Routing

Perhitungan *flood routing* ini bertujuan untuk mendapatkan tinggi muka air diatas pelimpah pada debit banjir rencana periode ulang 100 tahun. Setelah didapatkan tinggi muka air banjir diatas pelimpah maka dijumlahkan dengan tinggi tampungan yang dibutuhkan dan tinggi jagaan untu mendapatkan tinggi total tubuh bendungan yang diperlukan.

Dalam perhitungan ini digunakan metode Pul, data-data yang diperlukan dalam proses *flood routing* ini antara lain grafik volume tampungan dengan elevasi, grafik elevasi muka air banjir dengan debit *outflow*, dan hidrograf *inflow*. Untuk mendapatkan grafik hubungan antara grafik elevasi muka air banjir denan debit *outflow* direncanakan lebar pelimpah yang akan digunakan. Berikut contoh perhitungan lebar pelimpah yang akan direncanakan serta debit pada ketinggian 0.1 m dari pelimpah :

$$H = 0.1$$

$$L'(\text{Lebar bersih}) = 20 \text{ m}$$

$$L_{eff} = L' - 2x(NKp + Ka)H$$

Tidak direncanakan adanya pilar

$$Kp = 0.01$$

$$Ka = 0.2$$

$$L_{eff} = 20 - 2x(0x0.01 + 0.2)x0.1 = 19.96 \text{ m}$$

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

Diambil nilai $Cd = 3.95$

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

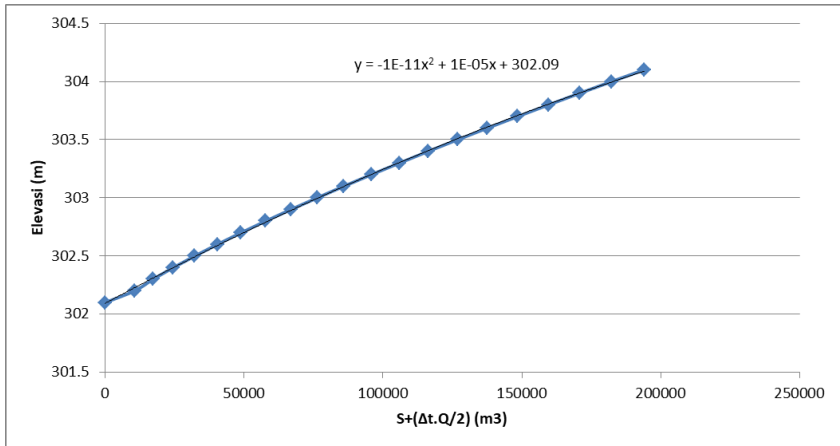
$$Q = 3.95x19.96x(0.1)^{\frac{3}{2}} = 2.493 \frac{m^3}{dt}$$

Sehingga dihasilkan perhitungan untuk grafik hubungan antara elevasi dengan debit *outflow* dan grafik $S+(\Delta t.Q/2)$ dengan elevasi seperti pada tabel 4.22 dimana nilai $V(S_0)$ merupakan total tampungan pada elevasi tersebut dan S merupakan tampungan akibat muka air banjir diatas pelimpah.

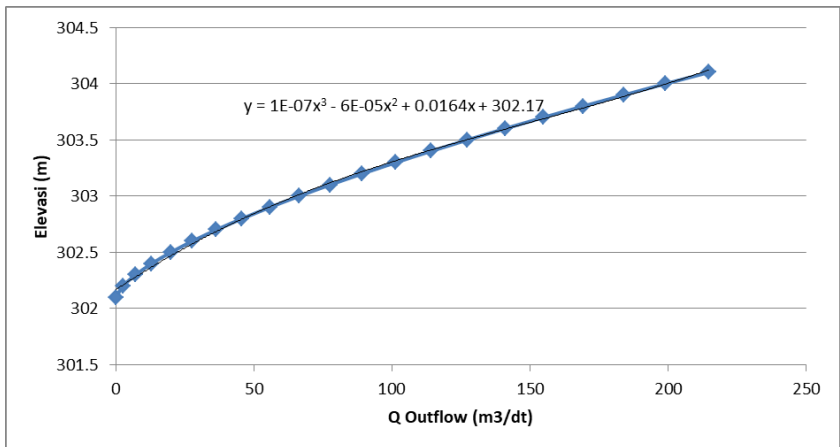
Tabel 4.22 Perhitungan Elevasi, Debit dan Tampang

Elevasi		Ketinggian (m)	H (m)	Leff (m)	Cd	Q (m ³ /dt)	V(S0) (m ³)	S (m ³)	S-($\Delta t \cdot Q/2$) (m ³)	S+($\Delta t \cdot Q/2$) (m ³)
+	302.1	42.1	0	20	3.95	0	602243	0	0	0
+	302.2	42.2	0.1	19.96	3.95	2.49	611684	9440.91	8318.97	10562.85
+	302.3	42.3	0.2	19.92	3.95	7.04	616314	14070.80	10903.83	17237.77
+	302.4	42.4	0.3	19.88	3.95	12.90	620944	18700.70	12894.29	24507.11
+	302.5	42.5	0.4	19.84	3.95	19.83	625574	23330.60	14409.03	32252.17
+	302.6	42.6	0.5	19.8	3.95	27.65	630204	27960.50	15517.36	40403.63
+	302.7	42.7	0.6	19.76	3.95	36.28	634834	32590.39	16266.51	48914.28
+	302.8	42.8	0.7	19.72	3.95	45.62	639464	37220.29	16691.49	57749.09
+	302.9	42.9	0.8	19.68	3.95	55.62	644094	41850.19	16819.68	66880.70
+	303	43	0.9	19.64	3.95	66.24	648723	46480.09	16673.32	76286.85
+	303.1	43.1	1	19.6	3.95	77.42	653353	51109.98	16270.98	85948.98
+	303.2	43.2	1.1	19.56	3.95	89.14	657983	55739.88	15628.51	95851.25
+	303.3	43.3	1.2	19.52	3.95	101.36	662613	60369.78	14759.65	105979.91
+	303.4	43.4	1.3	19.48	3.95	114.05	667243	64999.68	13676.49	116322.86
+	303.5	43.5	1.4	19.44	3.95	127.20	671873	69629.57	12389.80	126869.35
+	303.6	43.6	1.5	19.4	3.95	140.78	676503	74259.47	10909.24	137609.71
+	303.7	43.7	1.6	19.36	3.95	154.77	681133	78889.37	9243.57	148535.17
+	303.8	43.8	1.7	19.32	3.95	169.15	685763	83519.27	7400.79	159637.75
+	303.9	43.9	1.8	19.28	3.95	183.91	690392	88149.16	5388.23	170910.10
+	304	44	1.9	19.24	3.95	199.04	695022	92779.06	3212.67	182345.45
+	304.1	44.1	2	19.2	3.95	214.51	699652	97408.96	880.40	193937.52

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)



Gambar 4.9 Grafik $S + (\Delta t \cdot Q/2)$ vs Elevasi
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)



Gambar 4.10 Grafik $Q_{outflow}$ vs Elevasi
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Kemudian dilakukan perhitungan *flood routing* dengan data yang telah diketahui seperti contoh perhitungan pada $t = 0.25$ jam berikut :

$$Q \text{ Inflow} = 2.964 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Inflow rata-rata} = (2.964+0)/2 = 1.482 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$I.\text{dt} = 1.482 \times 900 = 1333.7 \text{ m}^3$$

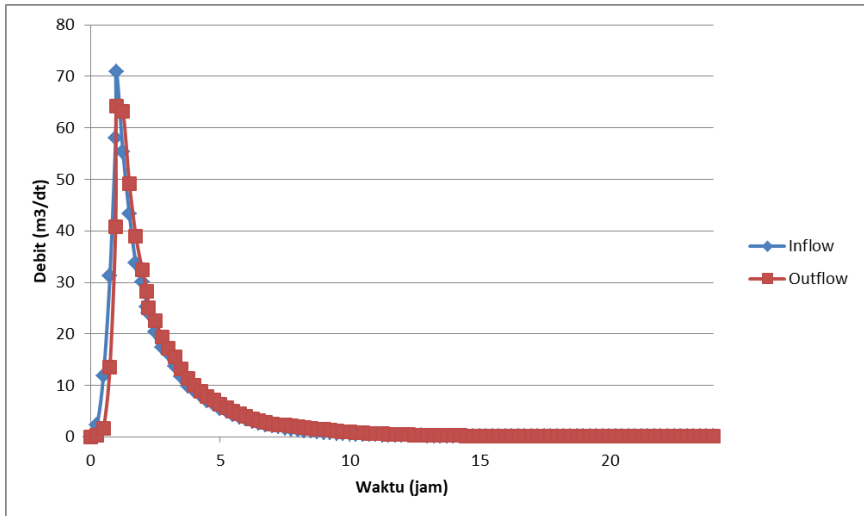
$S - \left(\frac{\Delta t \cdot Q}{2}\right) = 0$, diambil dari nilai $S + \left(\frac{\Delta t \cdot Q}{2}\right)$ pada $t = 0$ dikurangi dengan $Q \text{ outflow}$ nya

$$S + \left(\frac{\Delta t \cdot Q}{2}\right) = \left(S - \left(\frac{\Delta t \cdot Q}{2}\right)\right) + \left(\frac{I_1 + I_2}{2}\right) \cdot \Delta t$$

$$S + \left(\frac{\Delta t \cdot Q}{2}\right) = 0 + 1333.7 = 1333.7 \text{ m}^3$$

Untuk tabel hasil perhitungan *flood routing* terlampir pada Lampiran VII Tabel Hasil Perhitungan *Flood Routing*.

Dari hasil perhitungan pada Lampiran V Tabel Hasil Perhitungan *Flood Routing* didapatkan elevasi tertinggi diatas pelimpah akibat debit banjir rencana periode ulang 100 tahun sebesar 0.881 m atau pada elevasi + 302.98 m. Kemudian didapatkan hidrograf antara *inflow* dan *outflow* seperti pada gambar 4.11.

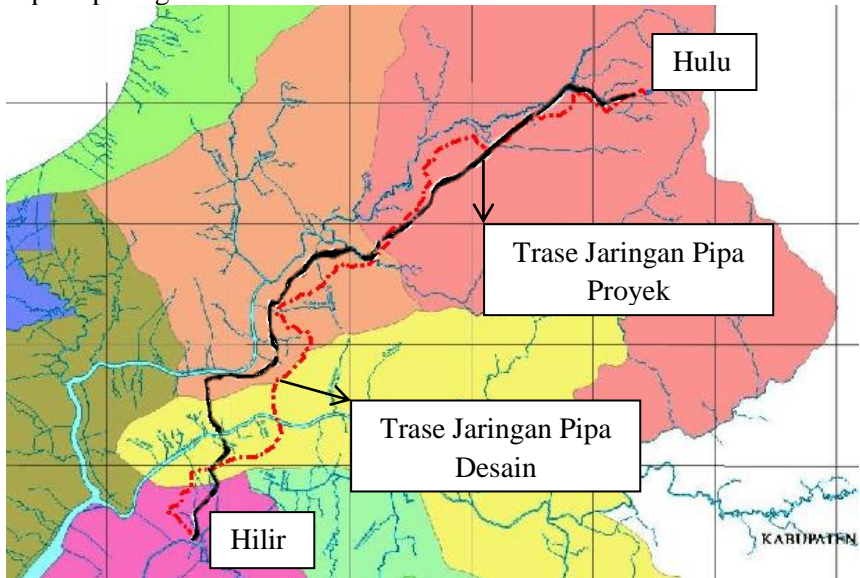


Gambar 4.11 Hidrograf *Inflow* dan *Outflow*
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Setelah itu didapatkan tinggi tubuh bendungan yang diperlukan sebesar 44 m dari penjumlahan tinggi total kebutuhan air (42.1 m), tinggi muka air akibat debit banjir rencana periode ulang 100 tahun (0.881 m) dan tinggi jagaan sesuai yang disyaratkan oleh JANCOLD untuk bendungan beton sebesar 1 m. Sehingga didapatkan total kebutuhan tinggi bendungan pada elevasi + 304 m.

4.7 Trase Jaringan Perpipaan

Dalam merencanakan jaringan perpipaan diperlukan rencana trase yang menghubungkan dari intake menuju lokasi outlet yang direncanakan. Dalam hal ini akan direncanakan jaringan perpipaan dari intake yang berada pada lokasi bendungan rencana menuju PDAM kecamatan Sambas. Didapatkan total panjang jaringan pipa yang dibutuhkan sebesar 68,823 m atau 68.823 km Berikut merupakan desain trase jaringan perpipaan seperti pada gambar 4.12.



Gambar 4.12 Rencana Trase Jaringan Pipa

Dalam proses perencanaan trase jaringan pipa transmisi diperlukan beberapa pertimbangan yang mendasari pada tugas akhir ini yaitu mengikuti kecenderungan kontur dan mengurangi jumlah *crossing* sungai. Terdapat perbedaan letak trase jaringan pipa desain dan proyek karena mengikuti pola kontur yang tidak melewati daerah curam serta mengurangi jumlah *crossing* sungai dengan pertimbangan akan mengurangi kehilangan minor.

4.8 Analisa Hidrolika Perpipaan

4.8.1 Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

Perhitungan total koefisien *minor loss* dilakukan dengan menghitung jumlah aksesoris yang menyebabkan terjadi kehilangan energi minor dan dikalikan dengan koefisiennya. Hal-hal yang diperhatikan antara lain akibat reservoir-pipa, pipa-reservoir, belokan, dan valve di sepanjang jaringan pipa tersebut. Berikut merupakan rekapitulasi dari hasil analisa total koefisien *minor loss* pada jaringan pipa yang akan direncanakan.

Pada jarak 1000 m

Reservoir-pipa	$= 1 \times 0.4 = 0.4$
Pipa-reservoir	$= 0 \times 1 = 0$
Belokan dengan kemiringan 45°	$= 3 \times 0.4 = 1.2$
Crossing	$= 0$
Valve	$= 1 \times 0.15 = 0.15$
Total <i>minor loss</i>	$= 0.4 + 1.2 + 0.15 = 1.75$

Untuk hasil rekapitulasi perhitungan koefisien akibat *minor loss* terlampir pada Lampiran VI Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*.

4.8.2 Perhitungan Kehilangan Energi Akibat *Major Loss*

Dalam perhitungan akibat *major loss* atau akibat gesekan digunakan metode atau perumusan Darcy-Weisbach. Dibutuhkan data dimensi pipa, jenis pipa yang digunakan serta panjang jaringan yang ditinjau. Berikut merupakan contoh perhitungan kehilangan energi akibat *major loss* :

Pada jarak 1000 m

Direncanakan menggunakan pipa *Galvanized Iron*, karena memiliki tekanan ijin hingga 36 bar

Diameter $= 20$ inch

Diameter dalam $= 495.3$ mm

A $= (1/4 \pi d^2) = 0.193$ m²

Panjang jaringan = 1000 m
 Q = 231 l/dt

$$V = QxA = \frac{231}{1000} \times 0.193 = 1.183 \text{ m/dt}$$

Untuk mendapatkan nilai f digunakan 2 cara perhitungan yakni dengan menggunakan diagram *moody* atau dengan menggunakan perumusan Aldsul seperti berikut :

$$Re = \frac{VD}{\mu}$$

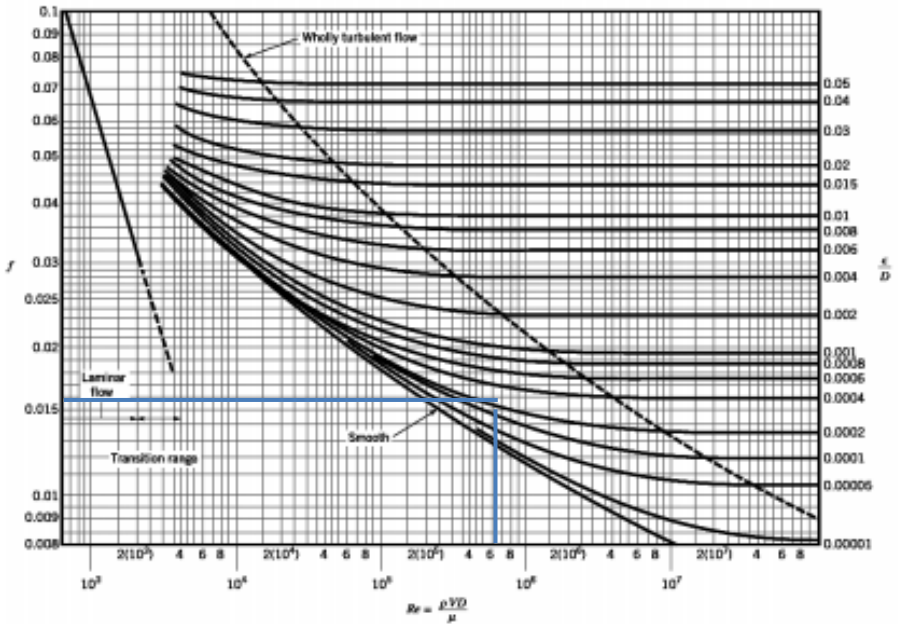
μ = koefisien kinematis air = $1.14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{VD}{\mu} = \frac{1.183 \times (495.3/1000)}{1.14 \times 10^{-6}} = 514129$$

e (koefisien kekasaran pipa) = 0.15

$$e/d = 3 \times 10^{-4}$$

Berdasarkan gambar 4.13 didapatkan nilai $f = 0.016$



Gambar 4.13 Nilai f Berdasarkan Diagram Moody

Kemudian jika menggunakan perumusan Aldsul didapatkan nilai f seperti berikut :

$$f = 0.11 \left(\frac{e}{D} + \frac{68}{Re} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$f = 0.11 \left(\frac{0.15}{495.3} + \frac{68}{514129} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.0159$$

$$H_f = f \frac{L V^2}{d 2g} = 0.016 \times \frac{1000}{495.3/1000} \times \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} = 2.306 \text{ m}$$

Untuk hasil perhitungan dari seluruh jaringan trase akan seperti pada Lampiran VII Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi Jaringan Perpipaan.

4.8.3 Perhitungan Persamaan Energi Pada Jaringan Pipa

Untuk menghitung nilai tinggi tekanan, *Energy Grade Line (EGL)*, *Hydraulic Grade Line (HGL)* maka diperlukan persamaan energi dari ujung pipa ketika berada di intake hingga menuju outlet pipa pada PDAM di Kecamatan Sambas. Berikut contoh perhitungan untuk persamaan energi jaringan pipa :

Pada jarak 0-1000 m

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + H_f + H_m$$

$$H_f = 2.306 \text{ m}$$

$$H_m = k \times \frac{V^2}{2g} = 1.75 \times \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} = 0.13 \text{ m}$$

Untuk nilai $P_1/\rho g$ dihitung dengan asumsi tinggi muka air berada tepat diatas pipa sehingga nilai h sebesar setengah diameter pipa karena terhitung dari garis aliran pada pipa, perhitungan tekanannya sebagai berikut:

$$\frac{P_1}{\rho g} = \frac{D}{2} = \frac{0.495}{2} = 0.248 \text{ m}$$

$$275 + 0.248 + \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} = 151 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} + 2.306 + 0.13$$

$$275.443 = 151 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} + 2.306 + 0.13$$

Pada jarak 1000 m

$$EGL = 275.32 - hf - hm$$

$$EGL = 275.32 - 2.367 + 0.13 = 272.89 \text{ m}$$

$$HGL = EGL - \frac{V^2}{2g} = 272.89 - \frac{1.183^2}{2 \times 9.81} = 272.82 \text{ m}$$

$$P_2 = \frac{(HGL - Z_2) \rho \times g}{10^4}$$

$$P_2 = \frac{(272.82 - 151) \times 1000 \times 9.81}{10^4} = 119.50 \text{ m}$$

$$P_2 = \frac{119.50}{10} = 11.95 \text{ bar}$$

Dari hasil serangkaian perhitungan persamaan energi pada jaringan pipa didapatkan bahwa nilai tekanan pada pipa diujung outlet sebesar 10.69 bar lebih besar dari nilai tekanan yang disyaratkan sebesar 1 bar. Selain itu nilai tekanan disepanjang jaringan pipa bernilai positif, sehingga perencanaan trase jaringan, jenis dan diameter pipa dapat digunakan dan memenuhi persyaratan.

Untuk rekapitulasi hasil perhitungan persamaan energi pada pipa dari intake menuju lokasi PDAM di Kecamatan Sambas dapat dilihat pada Lampiran VII Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi Jaringan Perpipaan.

4.9 Ukuran Kedalaman dan Lebar Galian Pipa

Dalam pelaksanaannya perlu ditinjau ukuran kedalaman dan lebar galian pipa di sepanjang rencana trase jaringan pipa transmisi. Hal ini dapat mempengaruhi stabilitas jaringan perpipaan yang akan direncanakan. Untuk perencanaan ini didesain kedalaman galian pipa sebesar 2 m dari muka tanah asli dan lebar galian sebesar 1.12 m (diameter 508 mm), sesuai dengan Tabel 2.18.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil pekerjaan tugas akhir ini, maka dapat diambil kesimpulan seperti berikut :

1. Jumlah kebutuhan air baku penduduk yang akan dilayani adalah 3 kecamatan yaitu kecamatan Sambas, Teluk Keramat, dan sebagian Kecamatan Sajad dengan kebutuhan total sebesar $0.228 \text{ m}^3/\text{dt}$.
2. Dari hasil perhitungan kebutuhan tampungan efektif bendungan, untuk daerah layan 3 kecamatan didapatkan kebutuhan volume sebesar $564,845 \text{ m}^3$.
3. Disediakan volume tampungan *dead storage* selama 25 tahun sesuai dengan proyeksi kebutuhan air Kabupaten Sambas. Dengan total volume *dead storage* yang direncanakan sebesar 37398.8 m^3 .
4. Tubuh bendungan direncanakan dengan panjang as 267.86 m serta lebar pelimpah 20 m dan dimensi sebagai berikut :

Tabel 5.1 Dimensi Tubuh Bendungan

Dimensi Tubuh Bendungan Tipe Beton	Elevasi (m)
Dasar Bendungan	+260
Tinggi Pelimpah	+302.1
Tinggi Muka Air Banjir	+302.98
Tinggi Jagaan (1 m)	+304
Tinggi <i>Dead Storage</i>	+274.84
Tinggi Tubuh Bendungan	+304

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

5. Ketinggian muka air banjir diatas pelimpah hasil *flood routing* sebesar 0.881 m .
6. Jenis pipa yang digunakan dalam jaringan perpipaan transmisi ini adalah pipa *Galvanised Iron* dengan angka kekasaran 0.15 dan tekanan ijin sebesar 36 bar .

7. Dimensi pipa yang digunakan merupakan pipa dengan diameter 20 inch atau 508 mm dengan *inner diameter* sebesar 495.3 mm.
8. Sisa ketinggian energi pada *outlet* jaringan perpipaan transmisi ini seperti berikut :

<i>Energy Grade Line</i>	= 111.01 m
<i>Hydraulic Grade Line</i>	= 110.94 m
Tinggi Tekanan	= 106.87 m (10.69 bar)

5.2 Saran

Pada perencanaan tugas akhir ini terdapat beberapa analisa yang diperlukan dalam proses perencanaan untuk kemudian diperhitungkan dalam melengkapi detail perencanaan. Dalam upaya pemenuhan kebutuhan air dengan jaringan perpipaan transmisi perlu direncanakan *spillway*, menghitung stabilitas bendungan, perencanaan outlet, pola operasional bendungan, jaringan pipa distribusi serta analisa biaya.

DAFTAR PUSTAKA

- Anwar, N. 2012. **Rekayasa Sumber Daya Air**. Surabaya: ITS Press.
- Arsyad, S. 2000. **Konservasi Tanah dan Air**. Bogor : IPB Press
- Asdak, C. 1995. **Hidrologi dan Pengelolaan Daerah Aliran Sungai**. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press
- Badan Pusat Statistik. 2010. **Pedoman Perhitungan Proyeksi Penduduk Dan Angkatan Kerja**. Jakarta : Badan Pusat Statistik
- Departemen PU Dirjen Pengairan. 1999. **Panduan Perencanaan Bendungan Urugan Volume II Analisis Hidrologi**. Jakarta
- Dep. PU Direktorat Jendral Sumber Daya Air . 2003. **Pedoman Kriteria Umum Desain Bendungan**. Jakarta
- Kudela, Henryk. 2009. **Hydraulic Losses in Pipes**.
- PERMEN PU NO. 18/PRT/M/2007.(2007).**Penyelenggaraan Pengembangan Sistem Penyedia Air Minum**. Jakarta.
- Soedibyo. 2003. **Teknik Bendungan**. Jakarta : PT. Pradnya Paramita
- Soedrajat S. 1983.**Mekanika-Fluida & Hidrolika**.Bandung: Nova
- Soemarto, CD. 1986. **Hidrologi Teknik**. Jakarta: Erlangga.
- Soewarno. 1995. **Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Untuk Analisa Data Jilid I**. Bandung : Nova
- Sosrodarsono, Suyono. 2003. **Hidrologi Untuk Pengairan**. Jakarta : Pradnya Paramita
- Standar Nasional Indonesia. 2011. **SNI 7511-2011 Tata Cara Pemasangan Pipa Transmisi dan Pipa Distribusi Serta Bangunan Pelintas Pipa**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional Indonesia
- Subramanya, K. 2008. **Engineering Hydrology**. New Delhi : McGraw-Hill
- Triatmodjo, B. 1993.**Hidrolika II**. Yogyakarta: Beta Offset
- Triatmodjo, B. 2008.**Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN I

Perhitungan Debit Ketersediaan Air Model NRECA

Tahun 2008

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	411	122	292	98	130	179	335	136	169	326	209	326
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	135.41	135.12	135.41	138.68	140.85	138.98	137.17	137.77	138.07	137.47	138.98	137.77
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	1500	1500.00	1486.88	1486.88	1446.20	1435.36	1435.36	1435.36	1433.59	1433.59	1433.59	1433.59
4	Nominal		$100 + 0.2 \text{ Ra}$		646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6	646.6
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		2.32	2.32	2.30	2.30	2.24	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22	2.22
6	Hujan/Evapotran		Rb/PET		3.04	0.90	2.16	0.71	0.92	1.29	2.44	0.99	1.22	2.37	1.50	2.37
7	AET/PET		Grafik		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	Penguapan	AET	$(2) \times (7)$	mm	135.41	135.12	135.41	138.68	140.85	138.98	137.17	137.77	138.07	137.47	138.98	137.77
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	275.59	-13.12	156.59	-40.68	-10.85	40.02	197.83	-1.77	30.93	188.53	70.02	188.23
10	Excess Moist		Grafik		1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11	Kelebihan		$(9) \times (10)$	mm	275.59	0.00	156.59	0.00	0.00	40.02	197.83	0.00	30.93	188.53	70.02	188.23
12	Perubahan		$(9)-(11)$	mm	0.00	-13.12	0.00	-40.68	-10.85	0.00	0.00	-1.77	0.00	0.00	0.00	0.00
13	Tampungan Air Tanah		PSUB \times (11)	mm	137.79	0.00	78.29	0.00	0.00	20.01	98.92	0.00	15.47	94.27	35.01	94.12
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	25.00	81.40	40.70	59.50	29.75	14.87	17.44	58.18	29.09	22.28	58.27	46.64
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	162.79	81.40	118.99	59.50	29.75	34.88	116.36	58.18	44.56	116.54	93.28	140.76
16	Aliran Air Tanah		GWF \times (15)	mm	81.40	40.70	59.50	29.75	14.87	17.44	58.18	29.09	22.28	58.27	46.64	70.38
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	137.79	0.00	78.29	0.00	0.00	20.01	98.92	0.00	15.47	94.27	35.01	94.12
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	219.19	40.70	137.79	29.75	14.87	37.45	157.09	29.09	37.74	152.54	81.65	164.50
19	Volume		$((18)/1000) \times \text{DAS}$	m ³	3013149.66	559469.19	1894165.87	408939.18	204469.59	514832.29	2159513.39	399880.11	518845.53	2096886.14	1122417.74	2261251.83
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	1.12	0.21	0.71	0.15	0.08	0.19	0.81	0.15	0.19	0.78	0.42	0.84

Tahun 2009

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	563	200	223	154	100	118	97	341	78	252	503	425
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	135.41	135.12	135.70	138.98	139.91	138.98	138.07	138.68	139.29	137.17	138.98	138.98
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	1433.59	1433.59	1433.59	1433.59	1433.59	1393.68	1372.70	1331.63	1337.70	1276.42	1281.01	1295.57
4	Nominal		$100 + 0.2 R_a$		710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8	710.8
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	1.96	1.93	1.87	1.88	1.80	1.80	1.82
6	Hujan/Evapotranspirasi		Rb/PET		4.16	1.48	1.64	1.11	0.71	0.85	0.70	2.46	0.56	1.84	3.62	3.06
7	AET/PET		Grafik		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	Penguapan Peluh	AET	$(2) \times (7)$	mm	135.41	135.12	135.70	138.98	139.91	138.98	138.07	138.68	139.29	137.17	138.98	138.98
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	427.59	64.88	87.30	15.02	-39.91	-20.98	-41.07	202.32	-61.29	114.83	364.02	286.02
10	Excess Moist		Grafik		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.97	0.00	0.96	0.96	0.96
11	Kelebihan		$(9) \times (10)$	mm	427.59	64.88	87.30	15.02	0.00	0.00	0.00	196.26	0.00	110.24	349.46	274.58
12	Perubahan		$(9)-(11)$	mm	0.00	0.00	0.00	0.00	-39.91	-20.98	-41.07	6.07	-61.29	4.59	14.56	11.44
13	Tampungan Air Tanah		PSUB \times (11)	mm	213.79	32.44	43.65	7.51	0.00	0.00	0.00	98.13	0.00	55.12	174.73	137.29
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	70.38	142.09	87.26	65.46	36.48	18.24	9.12	4.56	51.34	25.67	40.40	107.56
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	284.17	174.53	130.91	72.97	36.48	18.24	9.12	102.69	51.34	80.79	215.12	244.85
16	Aliran Air Tanah		GWF \times (15)	mm	142.09	87.26	65.46	36.48	18.24	9.12	4.56	51.34	25.67	40.40	107.56	122.43
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	213.79	32.44	43.65	7.51	0.00	0.00	0.00	98.13	0.00	55.12	174.73	137.29
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	355.88	119.70	109.11	43.99	18.24	9.12	4.56	149.47	25.67	95.51	282.29	259.72
19	Debit		$(18)/(1000) \times DAS$	m ³	4892165.61	1645488.84	1499843.47	604750.11	250758.92	125379.46	62689.73	2054728.71	352903.07	1312998.20	3880554.85	3570203.79
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	1.83	0.61	0.56	0.23	0.09	0.05	0.02	0.77	0.13	0.49	1.45	1.33

Tahun 2010

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	193	219	147	137	328	134	209	265	203	122	165	149
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thorntwaite	mm	136.87	138.68	138.68	141.16	142.44	141.16	138.68	139.60	138.07	140.22	138.37	137.47
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	1295.57	1295.57	1295.57	1295.57	1291.41	1291.41	1284.25	1284.25	1284.25	1284.25	1266.03	1266.03
4	Nominal		$100 + 0.2 Ra$		554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2	554.2
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		2.34	2.34	2.34	2.34	2.33	2.33	2.32	2.32	2.32	2.32	2.28	2.28
6	Hujan/Evapotranspirasi		Rb/PET		1.41	1.58	1.06	0.97	2.30	0.95	1.51	1.90	1.47	0.87	1.19	1.08
7	AET/PET		Grafik		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	$(2) \times (7)$	mm	136.87	138.68	138.68	141.16	142.44	141.16	138.68	139.60	138.07	140.22	138.37	137.47
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	56.13	80.32	8.32	-4.16	185.56	-7.16	70.32	125.40	64.93	-18.22	26.63	11.53
10	Excess Moist Ratio		Grafik		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	56.13	80.32	8.32	0.00	185.56	0.00	70.32	125.40	64.93	0.00	26.63	11.53
12	Perubahan Tampungan		$(9)-(11)$	mm	0.00	0.00	0.00	-4.16	0.00	-7.16	0.00	0.00	0.00	-18.22	0.00	0.00
13	Tampungan Air Tanah		PSUB $\times (11)$	mm	28.06	40.16	4.16	0.00	92.78	0.00	35.16	62.70	32.47	0.00	13.31	5.77
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	122.43	75.24	57.70	30.93	15.47	54.12	27.06	31.11	46.91	39.69	19.84	16.58
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	150.49	115.41	61.87	30.93	108.25	54.12	62.22	93.81	79.37	39.69	33.16	22.35
16	Aliran Air Tanah		GWF $\times (15)$	mm	75.24	57.70	30.93	15.47	54.12	27.06	31.11	46.91	39.69	19.84	16.58	11.17
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	28.06	40.16	4.16	0.00	92.78	0.00	35.16	62.70	32.47	0.00	13.31	5.77
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	103.31	97.87	35.10	15.47	146.90	27.06	66.27	109.61	72.15	19.84	29.89	16.94
19	Volume		$((18)/1000) \times DAS$	m ³	1420144.95	1345328.13	482444.81	212612.47	2019413.16	372004.27	911049.68	1506748.50	991849.76	272776.80	410933.42	232853.36
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	0.53	0.50	0.18	0.08	0.75	0.14	0.34	0.56	0.37	0.10	0.15	0.09

Tahun 2011

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	361	90	188	76	136	136	13	33	181	140	146	293
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	134.84	135.12	138.07	139.60	142.12	140.53	140.85	140.85	138.98	138.37	138.68	138.07
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	1266.03	1266.03	1220.91	1220.91	1157.31	1151.19	1146.66	1018.81	910.97	911.39	911.40	911.48
4	Nominal		$100 + 0.2 Ra$		458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6	458.6
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		2.76	2.76	2.66	2.66	2.52	2.51	2.50	2.22	1.99	1.99	1.99	1.99
6	Hujan/Evapotranspi		Rb/PET		2.68	0.67	1.36	0.54	0.96	0.97	0.09	0.23	1.30	1.01	1.05	2.12
7	AET/PET		Grafik		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
8	Penguapan Peluh	AET	$(2) \times (7)$	mm	134.84	135.12	138.07	139.60	142.12	140.53	140.85	140.85	138.98	138.37	138.68	138.07
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	226.16	-45.12	49.93	-63.60	-6.12	-4.53	-127.85	-107.85	42.02	1.63	7.32	154.93
10	Excess Moist Ratio		Grafik		1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.99	1.00
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	226.16	0.00	49.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	41.60	1.61	7.25	154.93
12	Perubahan Tampung		$(9)-(11)$	mm	0.00	-45.12	0.00	-63.60	-6.12	-4.53	-127.85	-107.85	0.42	0.02	0.07	0.00
13	Tampungan Air Tanah		PSUB x (11)	mm	113.08	0.00	24.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.80	0.81	3.63	77.47
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	11.17	62.13	31.06	28.01	14.01	7.00	3.50	1.75	0.88	10.84	5.82	4.72
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	124.25	62.13	56.03	28.01	14.01	7.00	3.50	1.75	21.68	11.64	9.45	82.19
16	Aliran Air Tanah		GWF x (15)	mm	62.13	31.06	28.01	14.01	7.00	3.50	1.75	0.88	10.84	5.82	4.72	41.09
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	113.08	0.00	24.97	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	20.80	0.81	3.63	77.47
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	175.21	31.06	52.98	14.01	7.00	3.50	1.75	0.88	31.64	6.63	8.35	118.56
19	Debit		$((18)/1000) \times DAS$	m ³	2408533.45	427019.84	728304.70	192554.09	96277.05	48138.52	24069.26	12034.63	434902.56	91117.50	114780.74	1629809.77
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	0.90	0.16	0.27	0.07	0.04	0.02	0.01	0.00	0.16	0.03	0.04	0.61

Tahun 2012

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	171	132	148	81	186	102	218	94	43	322	378	398
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	137.1690623	136.8722954	138.0682246	140.5311823	143.0895383	141.4793426	139.9065298	140.8457432	142.1189229	139.9065298	138.9807027	137.7670259
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	911.48	914.86	914.09	914.99	869.51	874.23	850.31	858.90	827.55	744.07	771.38	802.45
4	Nominal		$100 + 0.2 R_a$		554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6	554.6
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.64	1.65	1.65	1.65	1.57	1.58	1.53	1.55	1.49	1.34	1.39	1.45
6	Hujan/Evapotranspirasi		Rb/PET		1.25	0.96	1.07	0.58	1.30	0.72	1.56	0.67	0.30	2.30	2.72	2.89
7	AET/PET		Grafik		1	0.97	1	0.9	1	0.89	1	0.89	0.89	1	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	$(2) \times (7)$	mm	137.17	132.77	138.07	126.48	143.09	125.92	139.91	125.35	126.49	139.91	138.98	137.77
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	33.83	-0.77	9.93	-45.48	42.91	-23.92	78.09	-31.35	-83.49	182.09	239.02	260.23
10	Excess Moist Ratio		Grafik		0.90	0.00	0.91	0.00	0.89	0.00	0.89	0.00	0.00	0.85	0.87	0.88
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	30.45	0.00	9.04	0.00	38.19	0.00	69.50	0.00	0.00	154.78	207.95	229.01
12	Perubahan Tampungan		$(9)-(11)$	mm	3.38	-0.77	0.89	-45.48	4.72	-23.92	8.59	-31.35	-83.49	27.31	31.07	31.23
13	Tampungan Air Tanah		PSUB \times (11)	mm	15.22	0.00	4.52	0.00	19.10	0.00	34.75	0.00	0.00	77.39	103.97	114.50
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	41.09	28.16	14.08	9.30	4.65	11.87	5.94	20.34	10.17	5.09	41.24	72.61
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	56.32	28.16	18.60	9.30	23.74	11.87	40.69	20.34	10.17	82.48	145.21	187.11
16	Aliran Air Tanah		GWF \times (15)	mm	28.16	14.08	9.30	4.65	11.87	5.94	20.34	10.17	5.09	41.24	72.61	93.55
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	15.22	0.00	4.52	0.00	19.10	0.00	34.75	0.00	0.00	77.39	103.97	114.50
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	43.38	14.08	13.82	4.65	30.97	5.94	55.10	10.17	5.09	118.63	176.58	208.06
19	Debit		$((18)/1000) \times \text{DAS}$	m ³	596374.06	193548.31	189954.74	63917.17	425699.30	81602.75	757376.71	139829.91	69914.95	1630727.95	2427364.29	2860074.24
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	0.22	0.07	0.07	0.02	0.16	0.03	0.28	0.05	0.03	0.61	0.91	1.07

Tahun 2013

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	164	199	200	150	229	58	206	88	276	188	278	394
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thorntwaite	mm	138.37	136.87	139.91	141.48	141.80	142.44	138.68	139.91	139.60	139.91	138.37	137.47
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	802.45	808.09	821.76	834.38	836.08	853.52	793.30	808.78	782.06	814.79	825.86	856.57
4	Nominal		$100 + 0.2 R_a$		586	586	586	586	586	586	586	586	586	586	586	586
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.37	1.38	1.40	1.42	1.43	1.46	1.35	1.38	1.33	1.39	1.41	1.46
6	Hujan/Evapotranspirasi		Rb/PET		1.19	1.45	1.43	1.06	1.61	0.41	1.49	0.63	1.98	1.34	2.01	2.87
7	AET/PET		Grafik		1	1	1	1	1	0.83	1	0.82	1	1	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	(2) x (7)	mm	138.37	136.87	139.91	141.48	141.80	118.23	138.68	114.72	139.60	139.91	138.37	137.47
9	Water Balance	Rb-AET	(1) - (8)	mm	25.63	62.13	60.09	8.52	87.20	-60.23	67.32	-26.72	136.40	48.09	139.63	256.53
10	Excess Moist Ratio		Grafik		0.78	0.78	0.79	0.80	0.80	0.00	0.77	0.00	0.76	0.77	0.78	0.79
11	Kelebihan Kelengasan		(9) x (10)	mm	19.99	48.46	47.47	6.82	69.76	0.00	51.84	0.00	103.67	37.03	108.91	202.66
12	Perubahan Tampungan		(9)-(11)	mm	5.64	13.67	12.62	1.70	17.44	-60.23	15.48	-26.72	32.74	11.06	30.72	53.87
13	Tampungan Air Tanah		PSUB x (11)	mm	10.00	24.23	23.74	3.41	34.88	0.00	25.92	0.00	51.83	18.52	54.46	101.33
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	93.55	51.77	38.00	30.87	17.14	26.01	13.00	19.46	9.73	30.78	24.65	39.55
15	Tampungan Air Tanah Akhir		(13) + (14)	mm	103.55	76.00	61.74	34.28	52.02	26.01	38.92	19.46	61.56	49.30	79.10	140.88
16	Aliran Air Tanah		GWF x (15)	mm	51.77	38.00	30.87	17.14	26.01	13.00	19.46	9.73	30.78	24.65	39.55	70.44
17	Aliran Langsung		(11)-(13)	mm	10.00	24.23	23.74	3.41	34.88	0.00	25.92	0.00	51.83	18.52	54.46	101.33
18	Aliran Total		(17) + (16)	mm	61.77	62.23	54.61	20.55	60.89	13.00	45.38	9.73	82.62	43.17	94.01	171.77
19	Volume		$((18)/1000) \times DAS$	m ³	849129.34	855480.36	750654.82	282454.35	837037.51	178773.30	623857.24	133771.76	1135685.87	593374.55	1292286.48	2361280.55
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	0.32	0.32	0.28	0.11	0.31	0.07	0.23	0.05	0.42	0.22	0.48	0.88

Tahun 2014

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata	Rb		mm	127	0	286	97	328	128	5	318	93	89	382	271
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thorntwaite	mm	135.41	136.87	137.77	140.85	141.80	144.07	145.07	138.98	139.91	139.91	138.07	138.98
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	856.57	856.29	746.79	767.54	744.82	770.89	766.35	648.03	698.16	665.24	629.73	700.47
4	Nominal		100 + 0.2 Ra		524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8	524.8
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.63	1.63	1.42	1.46	1.42	1.47	1.46	1.23	1.33	1.27	1.20	1.33
6	Hujan/Evapotranspir		Rb/PET		0.94	0.00	2.08	0.69	2.31	0.89	0.03	2.29	0.66	0.64	2.77	1.95
7	AET/PET		Grafik		0.94	0.8	1	0.85	1	0.92	0.85	1	0.9	0.89	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	(2) x (7)	mm	127.29	109.50	137.77	119.72	141.80	132.55	123.31	138.98	125.92	124.52	138.07	138.98
9	Water Balance	Rb-AET	(1) - (8)	mm	-0.29	-109.50	148.23	-22.72	186.20	-4.55	-118.31	179.02	-32.92	-35.52	243.93	132.02
10	Excess Moist Ratio		Grafik		0.00	0.00	0.86	0.00	0.86	0.00	0.00	0.72	0.00	0.00	0.71	0.75
11	Kelebihan Kelengasan		(9) x (10)	mm	0.00	0.00	127.48	0.00	160.13	0.00	0.00	128.89	0.00	0.00	173.19	99.01
12	Perubahan Tampungang		(9)-(11)	mm	-0.29	-109.50	20.75	-22.72	26.07	-4.55	-118.31	50.13	-32.92	-35.52	70.74	33.00
13	Tampungang Air Tanah		PSUB x (11)	mm	0.00	0.00	63.74	0.00	80.07	0.00	0.00	64.45	0.00	0.00	86.60	49.51
14	Tampungang Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	70.44	35.22	17.61	40.68	20.34	50.20	25.10	12.55	38.50	19.25	9.62	48.11
15	Tampungang Air Tanah Akhir		(13) + (14)	mm	70.44	35.22	81.35	40.68	100.40	50.20	25.10	77.00	38.50	19.25	96.22	97.62
16	Aliran Air Tanah		GWF x (15)	mm	35.22	17.61	40.68	20.34	50.20	25.10	12.55	38.50	19.25	9.62	48.11	48.81
17	Aliran Langsung		(11)-(13)	mm	0.00	0.00	63.74	0.00	80.07	0.00	0.00	64.45	0.00	0.00	86.60	49.51
18	Aliran Total		(17) + (16)	mm	35.22	17.61	104.42	20.34	130.27	25.10	12.55	102.95	19.25	9.62	134.71	98.32
19	Volume		((18)/1000) x DAS	m3	484165.03	242082.51	1435359.09	279573.60	1790756.20	345054.97	172527.48	1415155.08	264613.76	132306.88	1851752.11	1351512.10
20	Debit per detik		((19)/(3600x24x31)	m3/dt	0.18	0.09	0.54	0.10	0.67	0.13	0.06	0.53	0.10	0.05	0.69	0.50

Tahun 2015

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	419	244	44	168	197	223	130	246	28	268	434	187
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	135.70	135.99	137.77	141.48	143.74	141.48	140.22	140.53	140.85	138.98	137.77	138.37
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	700.47	782.62	809.63	746.17	753.59	767.97	789.17	785.96	811.27	730.82	770.82	844.88
4	Nominal		$100 + 0.2 Ra$		617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6	617.6
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.13	1.27	1.31	1.21	1.22	1.24	1.28	1.27	1.31	1.18	1.25	1.37
6	Hujan/Evapotrans		Rb/PET		3.09	1.79	0.32	1.19	1.37	1.58	0.93	1.75	0.20	1.93	3.15	1.35
7	AET/PET		Grafik		1	1	0.78	1	1	1	0.95	1	0.77	1	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	$(2) \times (7)$	mm	135.70	135.99	107.46	141.48	143.74	141.48	133.21	140.53	108.45	138.98	137.77	138.37
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	283.30	108.01	-63.46	26.52	53.26	81.52	-3.21	105.47	-80.45	129.02	296.23	48.63
10	Excess Moist		Grafik		0.71	0.75	0.00	0.72	0.73	0.74	0.00	0.76	0.00	0.69	0.75	0.81
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	201.14	81.01	0.00	19.09	38.88	60.33	0.00	80.16	0.00	89.02	222.17	39.39
12	Perubahan Tampungan		$(9)-(11)$	mm	82.16	27.00	-63.46	7.43	14.38	21.20	-3.21	25.31	-80.45	40.00	74.06	9.24
13	Tampungan Air Tanah		PSUB \times (11)	mm	100.57	40.50	0.00	9.55	19.44	30.16	0.00	40.08	0.00	44.51	111.09	19.69
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	48.81	74.69	57.60	28.80	19.17	19.31	24.73	12.37	26.22	13.11	28.81	69.95
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	149.38	115.19	57.60	38.35	38.61	49.47	24.73	52.45	26.22	57.62	139.90	89.64
16	Aliran Air Tanah		GWF \times (15)	mm	74.69	57.60	28.80	19.17	19.31	24.73	12.37	26.22	13.11	28.81	69.95	44.82
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	100.57	40.50	0.00	9.55	19.44	30.16	0.00	40.08	0.00	44.51	111.09	19.69
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	175.26	98.10	28.80	28.72	38.74	54.90	12.37	66.30	13.11	73.32	181.04	64.52
19	Volume		$((18)/1000) \times DAS$	m3	2409254.71	1348546.14	395880.45	394807.67	532599.56	754645.21	170005.44	911411.26	180236.12	1007945.19	2488643.58	886889.02
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m3/dt	0.90	0.50	0.15	0.15	0.20	0.28	0.06	0.34	0.07	0.38	0.93	0.33

Tahun 2016

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agt	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata Bulanan	Rb		mm	226	512	121	158	530	226	157	29	124	210	230	327
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	141.80	137.17	139.91	141.80	142.44	140.53	141.48	143.09	141.16	140.22	138.68	138.07
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	844.88	870.14	1132.52	1126.20	1127.82	1166.58	1171.71	1172.48	1082.72	1069.79	1078.17	1093.69
4	Nominal		$100 + 0.2 Ra$		670	670	670	670	670	670	670	670	670	670	670	670
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.26	1.30	1.69	1.68	1.68	1.74	1.75	1.75	1.62	1.60	1.61	1.63
6	Hujan/Evapotrans		Rb/PET		1.59	3.73	0.86	1.11	3.72	1.61	1.11	0.20	0.88	1.50	1.66	2.37
7	AET/PET		Grafik		1	1	0.91	1	1	1	1	0.83	0.97	1	1	1
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	$(2) \times (7)$	mm	141.80	137.17	127.31	141.80	142.44	140.53	141.48	118.76	136.93	140.22	138.68	138.07
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	84.20	374.83	-6.31	16.20	387.56	85.47	15.52	-89.76	-12.93	69.78	91.32	188.93
10	Excess Moist		Grafik		0.70	0.30	0.00	0.90	0.90	0.94	0.95	0.00	0.00	0.88	0.83	0.85
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	58.94	112.45	0.00	14.58	348.80	80.34	14.74	0.00	0.00	61.41	75.80	160.59
12	Perubahan Tampunguan		$(9)-(11)$	mm	25.26	262.38	-6.31	1.62	38.76	5.13	0.78	-89.76	-12.93	8.37	15.53	28.34
13	Tampunguan Air Tanah		PSUB x (11)	mm	29.47	56.22	0.00	7.29	174.40	40.17	7.37	0.00	0.00	30.70	37.90	80.30
14	Tampunguan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	44.82	37.15	46.69	23.34	15.32	94.86	67.51	37.44	18.72	9.36	20.03	28.97
15	Tampunguan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	74.29	93.37	46.69	30.63	189.72	135.03	74.89	37.44	18.72	40.06	57.93	109.26
16	Aliran Air Tanah		GWF x (15)	mm	37.15	46.69	23.34	15.32	94.86	67.51	37.44	18.72	9.36	20.03	28.97	54.63
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	29.47	56.22	0.00	7.29	174.40	40.17	7.37	0.00	0.00	30.70	37.90	80.30
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	66.62	102.91	23.34	22.61	269.26	107.69	44.82	18.72	9.36	50.74	66.87	134.93
19	Volume		$((18)/1000) \times DAS$	m3	915757.08	1414666.22	320883.78	310776.15	3701424.25	1480305.83	616066.27	257360.95	128680.48	697455.11	919181.39	1854791.07
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m3/dt	0.34	0.53	0.12	0.12	1.38	0.55	0.23	0.10	0.05	0.26	0.34	0.69

Tahun 2017

No	Keterangan		Rumus	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Agst	Sep	Okt	Nov	Des
1	Hujan Rata-Rata	Rb		mm	399	177	114	223	265	174	165	183	159	221	301	280
2	Evapotranspirasi Pot.	PET	Thornthwaite	mm	138.37	136.28	138.37	140.53	142.44	141.48	141.48	139.29	139.60	140.22	139.60	138.37
3	Moist. Storage	Wo	Ditentukan	mm	1093.69	1119.75	1122.61	1107.92	1112.04	1118.17	1119.47	1120.41	1122.16	1122.94	1126.17	1131.01
4	Nominal		$100 + 0.2 \text{ Ra}$		632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2	632.2
5	Storage Ratio	Wi	Wo/Nominal		1.73	1.77	1.78	1.75	1.76	1.77	1.77	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
6	Hujan/Evapotransp		Rb/PET		2.88	1.30	0.82	1.59	1.86	1.23	1.17	1.31	1.14	1.58	2.16	2.02
7	AET/PET		Grafik		1	1	0.93	1	1	1	1	1	1	1	1	
8	Penguapan Peluh Akt.	AET	$(2) \times (7)$	mm	138.37	136.28	128.68	140.53	142.44	141.48	141.48	139.29	139.60	140.22	139.60	138.37
9	Water Balance	Rb-AET	$(1) - (8)$	mm	260.63	40.72	-14.68	82.47	122.56	32.52	23.52	43.71	19.40	80.78	161.40	141.63
10	Excess Moist		Grafik		0.90	0.93	0.00	0.95	0.95	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.97	0.97
11	Kelebihan Kelengasan		$(9) \times (10)$	mm	234.57	37.87	0.00	78.35	116.43	31.22	22.58	41.96	18.63	77.55	156.56	137.38
12	Perubahan Tampungan		$(9)-(11)$	mm	26.06	2.85	-14.68	4.12	6.13	1.30	0.94	1.75	0.78	3.23	4.84	4.25
13	Tampungan Air Tanah		PSUB x (11)	mm	117.28	18.93	0.00	39.17	58.22	15.61	11.29	20.98	9.31	38.78	78.28	68.69
14	Tampungan Air Tanah Awal		Ditentukan	mm	54.63	85.96	52.45	26.22	32.70	45.46	30.53	20.91	20.95	15.13	26.95	52.62
15	Tampungan Air Tanah Akhir		$(13) + (14)$	mm	171.91	104.89	52.45	65.40	90.91	61.07	41.82	41.89	30.26	53.91	105.23	121.31
16	Aliran Air Tanah		GWF x (15)	mm	85.96	52.45	26.22	32.70	45.46	30.53	20.91	20.95	15.13	26.95	52.62	60.65
17	Aliran Langsung		$(11)-(13)$	mm	117.28	18.93	0.00	39.17	58.22	15.61	11.29	20.98	9.31	38.78	78.28	68.69
18	Aliran Total		$(17) + (16)$	mm	203.24	71.38	26.22	71.87	103.67	46.14	32.20	41.93	24.44	65.73	130.90	129.34
19	Volume		$((18)/1000) \times \text{DAS}$	m ³	2793865.12	981213.25	360472.08	987974.02	1425141.28	634312.54	442661.73	576375.86	336021.28	903538.61	1799397.56	1778036.24
20	Debit per detik		$(19)/(3600 \times 24 \times 31)$	m ³ /dt	1.04	0.37	0.13	0.37	0.53	0.24	0.17	0.22	0.13	0.34	0.67	0.66

LAMPIRAN II

Ordinat Kurva Turun $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

Tabel Ordinat Kurva Turun $t > (T_p + tT_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

t (jam)	Qt
4.25	0.05052
4.5	0.04462
4.75	0.03942
5	0.03482
5.25	0.03075
5.5	0.02716
5.75	0.02399
6	0.02119
6.25	0.01872
6.5	0.01654
6.75	0.01461
7	0.0129
7.25	0.0114
7.5	0.01007
7.75	0.00889
8	0.00785
8.25	0.00694
8.5	0.00613
8.75	0.00541
9	0.00478
9.25	0.00422
9.5	0.00373
9.75	0.00329
10	0.00291
10.25	0.00257
10.5	0.00227
10.75	0.00201
11	0.00177

Lanjutan Tabel Ordinat Kurva Turun $t > (T_p + tT_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

t (jam)	Qt
11.25	0.001565
11.5	0.001382
11.75	0.001221
12	0.001078
12.25	0.000953
12.5	0.000841
12.75	0.000743
13	0.000657
13.25	0.00058
13.5	0.000512
13.75	0.000452
14	0.0004
14.25	0.000353
14.5	0.000312
14.75	0.000275
15	0.000243
15.25	0.000215
15.5	0.00019
15.75	0.000168
16	0.000148
16.25	0.000131
16.5	0.000116
16.75	0.000102
17	9.02E-05
17.25	7.96E-05
17.5	7.03E-05
17.75	6.21E-05
18	5.49E-05

Lanjutan Tabel Ordinart Kurva Turun $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$

t (jam)	Qt
18.25	4.85E-05
18.5	4.28E-05
18.75	3.78E-05
19	3.34E-05
19.25	2.95E-05
19.5	2.61E-05
19.75	2.3E-05
20	2.03E-05
20.25	1.8E-05
20.5	1.59E-05
20.75	1.4E-05
21	1.24E-05
21.25	1.09E-05
21.5	9.66E-06
21.75	8.53E-06
22	7.54E-06
22.25	6.66E-06
22.5	5.88E-06
22.75	5.19E-06
23	4.59E-06
23.25	4.05E-06
23.5	3.58E-06
23.75	3.16E-06
24	2.79E-06

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

LAMPIRAN III

Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³
0	0		0	0		0
0.25	0.0245	0.0122	11.025	0.08	0.04034	36.3097
0.5	0.1293	0.0769	69.215	0.43	0.25328	227.953
0.75	0.3422	0.2357	212.17	1.13	0.77641	698.767
0.97	0.6344	0.4883	439.46	2.09	1.60813	1447.32
1	0.6163	0.6253	562.81	2.03	2.05953	1853.57
1.25	0.4808	0.5486	493.72	1.58	1.80668	1626.01
1.5	0.3752	0.428	385.21	1.24	1.40961	1268.65
1.75	0.2927	0.3339	300.55	0.96	1.0998	989.823
2	0.2284	0.2605	234.49	0.75	0.85809	772.28
2.183	0.1904	0.2094	188.47	0.63	0.68966	620.697
2.25	0.1822	0.2003	180.3	0.60	0.65977	593.795
2.5	0.1544	0.1683	151.46	0.51	0.55424	498.82
2.75	0.1309	0.1426	128.36	0.43	0.46973	422.754
3	0.1109	0.1209	108.79	0.37	0.3981	358.288
3.25	0.094	0.1024	92.2	0.31	0.33739	303.653
3.5	0.0797	0.0868	78.141	0.26	0.28594	257.349
3.75	0.0675	0.0736	66.225	0.22	0.24234	218.106
4.0023	0.0571	0.0623	56.088	0.19	0.20524	184.72

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³
4.25	0.051	0.0538	48.442	0.166	0.1773	159.54
4.5	0.045	0.0476	42.814	0.147	0.1567	141.005
4.75	0.039	0.042	37.818	0.13	0.1384	124.55
5	0.035	0.0371	33.405	0.115	0.1222	110.015
5.25	0.031	0.0328	29.506	0.101	0.108	97.1764
5.5	0.027	0.029	26.063	0.089	0.0954	85.836
5.75	0.024	0.0256	23.021	0.079	0.0842	75.819
6	0.021	0.0226	20.335	0.07	0.0744	66.9709
6.25	0.019	0.02	17.962	0.062	0.0657	59.1554
6.5	0.017	0.0176	15.866	0.054	0.0581	52.252
6.75	0.015	0.0156	14.014	0.048	0.0513	46.1542
7	0.013	0.0138	12.379	0.042	0.0453	40.7681
7.25	0.011	0.0121	10.934	0.038	0.04	36.0105
7.5	0.01	0.0107	9.6581	0.033	0.0353	31.8081
7.75	0.009	0.0095	8.531	0.029	0.0312	28.0961
8	0.008	0.0084	7.5354	0.026	0.0276	24.8173
8.25	0.007	0.0074	6.6561	0.023	0.0244	21.9211
8.5	0.006	0.0065	5.8793	0.02	0.0215	19.3629
8.75	0.005	0.0058	5.1932	0.018	0.019	17.1033
9	0.005	0.0051	4.5871	0.016	0.0168	15.1073
9.25	0.004	0.0045	4.0518	0.014	0.0148	13.3443
9.5	0.004	0.004	3.579	0.012	0.0131	11.787
9.75	0.003	0.0035	3.1613	0.011	0.0116	10.4115
10	0.003	0.0031	2.7924	0.01	0.0102	9.19648

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³
10.25	0.003	0.0027	2.4665	0.01	0.009	8.12326
10.5	0.002	0.0024	2.1787	0.01	0.008	7.17528
10.75	0.002	0.0021	1.9244	0.01	0.007	6.33793
11	0.002	0.0019	1.6998	0.01	0.0062	5.59829
11.25	0.002	0.0017	1.5015	0.01	0.0055	4.94497
11.5	0.001	0.0015	1.3263	0.00	0.0049	4.3679
11.75	0.001	0.0013	1.1715	0.00	0.0043	3.85817
12	0.001	0.0011	1.0348	0.00	0.0038	3.40792
12.25	1E-03	0.001	0.914	0.00	0.0033	3.01022
12.5	8E-04	0.0009	0.8073	0.00	0.003	2.65893
12.75	7E-04	0.0008	0.7131	0.00	0.0026	2.34863
13	7E-04	0.0007	0.6299	0.00	0.0023	2.07455
13.25	6E-04	0.0006	0.5564	0.00	0.002	1.83245
13.5	5E-04	0.0005	0.4915	0.00	0.0018	1.6186
13.75	5E-04	0.0005	0.4341	0.00	0.0016	1.42971
14	4E-04	0.0004	0.3835	0.00	0.0014	1.26287
14.25	4E-04	0.0004	0.3387	0.00	0.0012	1.11549
14.5	3E-04	0.0003	0.2992	0.00	0.0011	0.98531
14.75	3E-04	0.0003	0.2643	0.00	0.001	0.87033
15	2E-04	0.0003	0.2334	0.00	0.0009	0.76876
15.25	2E-04	0.0002	0.2062	0.00	0.0008	0.67905
15.5	2E-04	0.0002	0.1821	0.00	0.0007	0.5998
15.75	2E-04	0.0002	0.1609	0.00	0.0006	0.52981
16	1E-04	0.0002	0.1421	0.00	0.0005	0.46798

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³
16.25	1E-04	0.0001	0.1255	0.00	0.0005	0.41336
16.5	1E-04	0.0001	0.1109	0.00	0.0004	0.36513
16.75	1E-04	0.0001	0.0979	0.00	0.0004	0.32252
17	9E-05	1E-04	0.0865	0.00	0.0003	0.28488
17.25	8E-05	8E-05	0.0764	0.00	0.0003	0.25163
17.5	7E-05	7E-05	0.0675	0.00	0.0002	0.22227
17.75	6E-05	7E-05	0.0596	0.00	0.0002	0.19633
18	5E-05	6E-05	0.0527	0.00	0.0002	0.17342
18.25	5E-05	5E-05	0.0465	0.00	0.0002	0.15318
18.5	4E-05	5E-05	0.0411	0.00	0.0002	0.1353
18.75	4E-05	4E-05	0.0363	0.00	0.0001	0.11951
19	3E-05	4E-05	0.0321	0.00	0.0001	0.10557
19.25	3E-05	3E-05	0.0283	0.00	0.0001	0.09325
19.5	3E-05	3E-05	0.025	0.00	9E-05	0.08237
19.75	2E-05	2E-05	0.0221	0.00	8E-05	0.07275
20	2E-05	2E-05	0.0195	0.00	7E-05	0.06426
20.25	2E-05	2E-05	0.0172	0.00	6E-05	0.05676
20.5	2E-05	2E-05	0.0152	0.00	6E-05	0.05014
20.75	1E-05	1E-05	0.0134	0.00	5E-05	0.04429
21	1E-05	1E-05	0.0119	0.00	4E-05	0.03912
21.25	1E-05	1E-05	0.0105	0.00	4E-05	0.03455
21.5	1E-05	1E-05	0.0093	0.00	3E-05	0.03052
21.75	9E-06	9E-06	0.0082	0.00	3E-05	0.02696
22	8E-06	8E-06	0.0072	0.00	3E-05	0.02381

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³
22.25	7E-06	7E-06	0.0064	0.00	2E-05	0.02103
22.5	6E-06	6E-06	0.0056	0.00	2E-05	0.01858
22.75	5E-06	6E-06	0.005	0.00	2E-05	0.01641
23	5E-06	5E-06	0.0044	0.00	2E-05	0.0145
23.25	4E-06	4E-06	0.0039	0.00	1E-05	0.0128
23.5	4E-06	4E-06	0.0034	0.00	1E-05	0.01131
23.75	3E-06	3E-06	0.003	0.00	1E-05	0.00999
24	3E-06	3E-06	0.0027	0.00	1E-05	0.00882
Jumlah	4.624		4174	15.23		13746.6

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

LAMPIRAN IV

Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang
100 Tahun

Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
0.000	0.000	0.000					0.000		0.000
0.250	0.081	2.235					2.235	0.729	2.964
0.500	0.426	11.795					11.795	0.729	12.524
0.750	1.127	31.212					31.212	0.729	31.941
0.970	2.089	57.867					57.867	0.729	58.596
1.000	2.030	56.216	14.612				70.828	0.729	71.557
1.250	1.584	43.861	11.400				55.261	0.729	55.990
1.500	1.236	34.221	8.895				43.116	0.729	43.845
1.750	0.964	26.700	6.940				33.640	0.729	34.369
2.000	0.752	20.832	5.415	3.797			30.044	0.729	30.773
2.183	0.627	17.371	4.515	3.166			25.052	0.729	25.781
2.250	0.600	16.618	4.319	3.029			23.966	0.729	24.695
2.500	0.508	14.084	3.661	2.567			20.311	0.729	21.040
2.750	0.431	11.936	3.102	2.176			17.214	0.729	17.943

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
3.000	0.365	10.116	2.629	1.844	1.469		16.058	0.729	16.787
3.250	0.310	8.573	2.228	1.563	1.245		13.609	0.729	14.338
3.500	0.262	7.266	1.889	1.324	1.055		11.534	0.729	12.263
3.750	0.222	6.158	1.601	1.123	0.894		9.775	0.729	10.504
4.002	0.188	5.211	1.354	0.950	0.757	0.639	8.911	0.729	9.640
4.250	0.166	4.608	1.198	0.840	0.669	0.565	7.880	0.729	8.609
4.500	0.147	4.070	1.058	0.742	0.591	0.499	6.960	0.729	7.689
4.750	0.130	3.595	0.935	0.655	0.522	0.441	6.148	0.729	6.877
5.000	0.115	3.176	0.825	0.579	0.461	0.389	5.431	0.729	6.160
5.250	0.101	2.805	0.729	0.511	0.407	0.344	4.797	0.729	5.526
5.500	0.089	2.478	0.644	0.452	0.360	0.304	4.237	0.729	4.966
5.750	0.079	2.189	0.569	0.399	0.318	0.268	3.743	0.729	4.472
6.000	0.070	1.933	0.502	0.352	0.281	0.237	3.306	0.729	4.035
6.250	0.062	1.708	0.444	0.311	0.248	0.209	2.920	0.729	3.649
6.500	0.054	1.508	0.392	0.275	0.219	0.185	2.579	0.729	3.308

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
6.750	0.048	1.332	0.346	0.243	0.193	0.163	2.278	0.729	3.007
7.000	0.042	1.177	0.306	0.215	0.171	0.144	2.012	0.729	2.741
7.250	0.038	1.040	0.270	0.189	0.151	0.127	1.778	0.729	2.507
7.500	0.033	0.918	0.239	0.167	0.133	0.113	1.570	0.729	2.299
7.750	0.029	0.811	0.211	0.148	0.118	0.099	1.387	0.729	2.116
8.000	0.026	0.716	0.186	0.131	0.104	0.088	1.225	0.729	1.954
8.250	0.023	0.633	0.164	0.115	0.092	0.078	1.082	0.729	1.811
8.500	0.020	0.559	0.145	0.102	0.081	0.069	0.956	0.729	1.685
8.750	0.018	0.494	0.128	0.090	0.072	0.061	0.844	0.729	1.573
9.000	0.016	0.436	0.113	0.079	0.063	0.053	0.746	0.729	1.475
9.250	0.014	0.385	0.100	0.070	0.056	0.047	0.659	0.729	1.388
9.500	0.012	0.340	0.088	0.062	0.049	0.042	0.582	0.729	1.311
9.750	0.011	0.301	0.078	0.055	0.044	0.037	0.514	0.729	1.243
10.000	0.010	0.265	0.069	0.048	0.039	0.033	0.454	0.729	1.183
10.250	0.008	0.234	0.061	0.043	0.034	0.029	0.401	0.729	1.130

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
10.500	0.007	0.207	0.054	0.038	0.030	0.025	0.354	0.729	1.083
10.750	0.007	0.183	0.048	0.033	0.027	0.022	0.313	0.729	1.042
11.000	0.006	0.162	0.042	0.029	0.023	0.020	0.276	0.729	1.005
11.250	0.005	0.143	0.037	0.026	0.021	0.018	0.244	0.729	0.973
11.500	0.005	0.126	0.033	0.023	0.018	0.015	0.216	0.729	0.945
11.750	0.004	0.111	0.029	0.020	0.016	0.014	0.190	0.729	0.919
12.000	0.004	0.098	0.026	0.018	0.014	0.012	0.168	0.729	0.897
12.250	0.003	0.087	0.023	0.016	0.013	0.011	0.149	0.729	0.878
12.500	0.003	0.077	0.020	0.014	0.011	0.009	0.131	0.729	0.860
12.750	0.002	0.068	0.018	0.012	0.010	0.008	0.116	0.729	0.845
13.000	0.002	0.060	0.016	0.011	0.009	0.007	0.102	0.729	0.831
13.250	0.002	0.053	0.014	0.010	0.008	0.006	0.090	0.729	0.819
13.500	0.002	0.047	0.012	0.009	0.007	0.006	0.080	0.729	0.809
13.750	0.001	0.041	0.011	0.008	0.006	0.005	0.071	0.729	0.800
14.000	0.001	0.036	0.009	0.007	0.005	0.004	0.062	0.729	0.791

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
14.250	0.001	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.055	0.729	0.784
14.500	0.001	0.028	0.007	0.005	0.004	0.003	0.049	0.729	0.778
14.750	0.001	0.025	0.007	0.005	0.004	0.003	0.043	0.729	0.772
15.000	0.001	0.022	0.006	0.004	0.003	0.003	0.038	0.729	0.767
15.250	0.001	0.020	0.005	0.004	0.003	0.002	0.034	0.729	0.763
15.500	0.001	0.017	0.005	0.003	0.003	0.002	0.030	0.729	0.759
15.750	0.001	0.015	0.004	0.003	0.002	0.002	0.026	0.729	0.755
16.000	0.000	0.014	0.004	0.002	0.002	0.002	0.023	0.729	0.752
16.250	0.000	0.012	0.003	0.002	0.002	0.001	0.020	0.729	0.749
16.500	0.000	0.011	0.003	0.002	0.002	0.001	0.018	0.729	0.747
16.750	0.000	0.009	0.002	0.002	0.001	0.001	0.016	0.729	0.745
17.000	0.000	0.008	0.002	0.001	0.001	0.001	0.014	0.729	0.743
17.250	0.000	0.007	0.002	0.001	0.001	0.001	0.012	0.729	0.741
17.500	0.000	0.006	0.002	0.001	0.001	0.001	0.011	0.729	0.740
17.750	0.000	0.006	0.001	0.001	0.001	0.001	0.010	0.729	0.739

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
18.000	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.009	0.729	0.738
18.250	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.001	0.008	0.729	0.737
18.500	0.000	0.004	0.001	0.001	0.001	0.000	0.007	0.729	0.736
18.750	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.000	0.006	0.729	0.735
19.000	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.005	0.729	0.734
19.250	0.000	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.005	0.729	0.734
19.500	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004	0.729	0.733
19.750	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.004	0.729	0.733
20.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.729	0.732
20.250	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.729	0.732
20.500	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.729	0.731
20.750	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.729	0.731
21.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.729	0.731
21.250	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.729	0.731
21.500	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.729	0.731

Lanjutan Tabel Debit Banjir Rencana Metode Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun

t	Q	Reff					Debit	Aliran Dasar	Total Debit
		27.696	7.1988	5.0486	4.02092	3.39576			
jam	m3/dt	0 sd 1	1 sd 2	2 sd 3	3 sd 4	4 sd 5	m3/dt	m3/dt	m3/dt
22.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
22.250	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
22.500	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
22.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
23.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
23.250	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
23.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.729	0.730
23.750	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.729	0.729
24.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.729	0.729
Debit Maksimum									71.557

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN V

Tabel Hasil Perhitungan *Flood Routing*

Tabel Hasil Perhitungan *Flood Routing*

t	Q I	I rata2	I.dt	S-($\Delta t.Q/2$)	S+($\Delta t.Q/2$)	Elevasi	Q O
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m	m ³ /dt
0	0	0	0	0	0	302.1	0
0.25	2.964	1.482	1333.7	0.000	1333.701	302.110	0.249
0.5	12.524	7.744	6969.6	1109.331	8078.940	302.169	1.695
0.75	31.941	22.233	20009.5	6553.170	26562.666	302.427	13.595
0.97	58.596	45.269	40741.8	14326.896	55068.682	302.770	40.761
1	71.557	65.076	58568.8	18384.232	76953.069	303.007	64.221
1.25	55.990	63.774	57396.3	19154.529	76550.837	303.003	63.159
1.5	43.845	49.918	44925.9	19707.557	64633.488	302.875	49.221
1.75	34.369	39.107	35196.3	20334.678	55530.973	302.775	38.976
2	30.773	32.571	29313.8	20452.843	49766.690	302.710	32.395
2.183	25.781	28.277	25449.2	20611.640	46060.821	302.666	28.169
2.25	24.695	25.238	22714.1	20708.901	43423.017	302.637	25.069
2.5	21.040	22.868	20580.9	20861.007	41441.937	302.613	22.643
2.75	17.943	19.492	17542.6	21063.327	38605.911	302.582	19.410
3	16.787	17.365	15628.4	21136.641	36765.067	302.558	17.264
3.25	14.338	15.562	14006.2	21227.197	35233.357	302.538	15.464
3.5	12.263	13.300	11970.4	21315.397	33285.801	302.513	13.249
3.75	10.504	11.383	10245.1	21361.521	31606.603	302.498	11.378
4.0023	9.640	10.072	9064.8	21366.313	30431.129	302.481	10.029
4.25	8.609	9.124	8212.0	21404.939	29616.950	302.470	8.915
4.5	7.689	8.149	7334.2	21593.810	28928.010	302.461	7.918
4.75	6.877	7.283	6554.9	21802.260	28357.129	302.453	7.214
5	6.160	6.518	5866.5	21864.889	27731.375	302.457	14.182
5.25	5.526	5.843	5258.4	14967.487	20225.924	302.345	9.072
5.5	4.966	5.246	4721.3	12060.997	16782.343	302.293	6.728
5.75	4.472	4.719	4246.9	10727.469	14974.402	302.266	5.497
6	4.035	4.253	3827.9	10027.343	13855.227	302.249	4.735
6.25	3.649	3.842	3457.7	9593.941	13051.681	302.237	4.188
6.5	3.308	3.479	3130.8	9282.768	12413.557	302.228	3.753
6.75	3.007	3.158	2842.0	9035.654	11877.648	302.220	3.388
7	2.741	2.874	2586.9	8828.123	11415.024	302.208	2.860

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan *Flood Routing*

t	Q I	I rata2	I.dt	S-($\Delta t.Q/2$)	S+($\Delta t.Q/2$)	Elevasi	Q O
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m	m ³ /dt
7.25	2.507	2.624	2361.6	8841.169	11202.747	302.206	2.644
7.5	2.299	2.403	2162.5	8822.930	10985.479	302.204	2.593
7.75	2.116	2.207	1986.7	8651.816	10638.564	302.201	2.511
8	1.954	2.035	1831.5	8378.597	10210.058	302.197	2.410
8.25	1.811	1.883	1694.3	8041.119	9735.417	302.192	2.298
8.5	1.685	1.748	1573.1	7667.307	9240.447	302.187	2.181
8.75	1.573	1.629	1466.1	7277.484	8743.606	302.183	2.064
9	1.475	1.524	1371.6	6886.188	8257.781	302.178	1.949
9.25	1.388	1.431	1288.1	6503.567	7791.663	302.174	1.839
9.5	1.311	1.349	1214.3	6136.467	7350.809	302.170	1.735
9.75	1.243	1.277	1149.2	5789.265	6938.460	302.166	1.638
10	1.183	1.213	1091.7	5464.512	6556.163	302.162	1.547
10.25	1.130	1.156	1040.8	5163.427	6204.250	302.159	1.464
10.5	1.083	1.107	995.9	4886.271	5882.197	302.156	1.388
10.75	1.042	1.063	956.3	4632.632	5588.900	302.153	1.319
11	1.005	1.024	921.2	4401.641	5322.880	302.150	1.256
11.25	0.973	0.989	890.3	4192.132	5082.429	302.148	1.200
11.5	0.945	0.959	863.0	4002.761	4865.727	302.146	1.148
11.75	0.919	0.932	838.8	3832.093	4670.918	302.144	1.103
12	0.897	0.908	817.5	3678.668	4496.169	302.143	1.061
12.25	0.878	0.887	798.7	3541.041	4339.706	302.141	1.024
12.5	0.860	0.869	782.0	3417.816	4199.844	302.140	0.991
12.75	0.845	0.853	767.3	3307.665	4074.997	302.139	0.962
13	0.831	0.838	754.4	3209.339	3963.691	302.138	0.936
13.25	0.819	0.825	742.9	3121.678	3864.564	302.137	0.912
13.5	0.809	0.814	732.8	3043.608	3776.366	302.136	0.891
13.75	0.800	0.804	723.8	2974.147	3697.959	302.135	0.873
14	0.791	0.795	715.9	2912.396	3628.306	302.134	0.856
14.25	0.784	0.788	708.9	2857.539	3566.469	302.134	0.842
14.5	0.778	0.781	702.8	2808.839	3511.604	302.133	0.829
14.75	0.772	0.775	697.3	2765.628	3462.947	302.133	0.817
15	0.767	0.769	692.5	2727.308	3419.817	302.132	0.807

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN VI

Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

No	Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi Muka Tanah	Jumlah							Koefisien Minor					Total Loss Coef
				Reservoir-Pipa	Pipa-Reservoir	Bend	Derajat	Crossing	Bend Crossing	Valve	Reservoir-Pipa	Pipa-Reservoir	Bend	Bend Crossing	Valve	
1	0	0	275	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1000	1000	151	1	0	3	45	0	0	1	0.4	0	1.2	0	0.15	1.75
3	1000	2000	86	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
4	1000	3000	34	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
5	1000	4000	28	0	0	4	45	1	4	1	0	0	1.6	1.6	0.15	3.35
6	1000	5000	31	0	0	1	45	0	0	1	0	0	0.4	0	0.15	0.55
7	1000	6000	34	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
8	1000	7000	36	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
9	1000	8000	28	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
10	1000	9000	32	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
11	1000	10000	28	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
12	1000	11000	23	0	0	5	45	0	0	1	0	0	2	0	0.15	2.15
13	1000	12000	37	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
14	1000	13000	20	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
15	1000	14000	24	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
16	1000	15000	23	0	0	3	45	1	4	1	0	0	1.2	1.6	0.15	2.95
17	1000	16000	34	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
18	1000	17000	41	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
19	1000	18000	26	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
20	1000	19000	30	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
21	1000	20000	22	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95

Lanjutan Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

No	Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi Muka Tanah	Jumlah							Koefisien Minor					Total Loss Coef
				Reservoir- Pipa	Pipa- Reservoir	Bend	Derajat	Crossing	Bend Crossing	Valve	Reservoir- Pipa	Pipa- Reservoir	Bend	Bend Crossing	Valve	
22	1000	21000	24	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
23	1000	22000	21	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
24	1000	23000	17	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
25	1000	24000	20	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
26	1000	25000	22	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
27	1000	26000	22	0	0	5	45	0	0	1	0	0	2	0	0.15	2.15
28	1000	27000	23	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
29	1000	28000	21	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
30	1000	29000	22	0	0	5	45	0	0	1	0	0	2	0	0.15	2.15
31	1000	30000	22	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
32	1000	31000	10	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
33	1000	32000	16	0	0	3	45	1	4	1	0	0	1.2	1.6	0.15	2.95
34	1000	33000	12	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
35	1000	34000	19	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
36	1000	35000	13	0	0	8	45	0	0	1	0	0	3.2	0	0.15	3.35
37	1000	36000	21	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15	1.75
38	1000	37000	21	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
39	1000	38000	13	0	0	2	45	1	4	1	0	0	0.8	1.6	0.15	2.55
40	1000	39000	14	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15	0.95
41	1000	40000	10	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
42	1000	41000	8	0	0	3	45	1	4	1	0	0	1.2	1.6	0.15	2.95

Lanjutan Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

No	Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi Muka Tanah	Jumlah							Koefisien Minor				
				Reservoir-Pipa	Pipa-Reservoir	Bend	Derajat	Crossing	Bend Crossing	Valve	Reservoir-Pipa	Pipa-Reservoir	Bend	Bend Crossing	Valve
43	1000	42000	10	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
44	1000	43000	9	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
45	1000	44000	10	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
46	1000	45000	12	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
47	1000	46000	6	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
48	1000	47000	11	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
49	1000	48000	4	0	0	1	45	0	0	1	0	0	0.4	0	0.15
50	1000	49000	4	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
51	1000	50000	4	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
52	1000	51000	6	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15
53	1000	52000	8	0	0	1	45	0	0	1	0	0	0.4	0	0.15
54	1000	53000	10	0	0	2	45	1	4	1	0	0	0.8	1.6	0.15
55	1000	54000	14	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
56	1000	55000	12	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
57	1000	56000	10	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15
58	1000	57000	9	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15
59	1000	58000	7	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15
60	1000	59000	4	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15
61	1000	60000	3	0	0	2	45	0	0	1	0	0	0.8	0	0.15
62	1000	61000	11	0	0	4	45	0	0	1	0	0	1.6	0	0.15
63	1000	62000	3	0	0	1	45	1	4	1	0	0	0.4	1.6	0.15

Lanjutan Tabel Perhitungan Total Koefisien *Minor Loss*

No	Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi Muka Tanah	Jumlah							Koefisien Minor					Total Loss Coef
				Reservoir- Pipa	Pipa- Reservoir	Bend	Derajat	Crossing	Bend Crossing	Valve	Reservoir- Pipa	Pipa- Reservoir	Bend	Bend Crossing	Valve	
64	1000	63000	5	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
65	1000	64000	7	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
66	1000	65000	8	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
67	1000	66000	6	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
68	1000	67000	10	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
69	1000	68000	3	0	0	3	45	0	0	1	0	0	1.2	0	0.15	1.35
70	823	68823	2	0	1	2	45	0	0	1	0	1	0.8	0	0.15	1.95

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

LAMPIRAN VII

Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi Jaringan Pipa

Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi

Gravitasi No	9.81 Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi	Jenis Pipa	Diameter Dalam Pipa (mm)	Luas (m ²)	Debit (L/s)	Kecepatan (m/s)	Hf (m)	Minor Loss		EGL (m)	HGL (m)	Pressure (m)	Pressure (bar)
										Koefisien	Hm				
1	0	0	275	GI	495.3	0.193	228	1.183	0	0	0	275.32	275.25	0.25	0.02
2	1000	1000	151	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.75	0.1	272.89	272.82	119.50	11.95
3	1000	2000	86	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	270.52	270.44	180.94	18.09
4	1000	3000	34	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	268.14	268.07	229.62	22.96
5	1000	4000	28	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.95	0.21	265.63	265.55	233.04	23.30
6	1000	5000	31	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.15	0.01	263.31	263.24	227.83	22.78
7	1000	6000	34	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	260.94	260.86	222.55	22.26
8	1000	7000	36	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	258.59	258.52	218.29	21.83
9	1000	8000	28	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	256.25	256.18	223.84	22.38
10	1000	9000	32	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	253.90	253.83	217.62	21.76
11	1000	10000	28	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	251.56	251.49	219.24	21.92
12	1000	11000	23	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.75	0.12	249.13	249.06	221.76	22.18
13	1000	12000	37	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	246.78	246.71	205.73	20.57
14	1000	13000	20	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	244.44	244.37	220.10	22.01
15	1000	14000	24	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	242.06	241.99	213.85	21.39
16	1000	15000	23	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.55	0.18	239.58	239.51	212.39	21.24
17	1000	16000	34	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	237.17	237.10	199.24	19.92
18	1000	17000	41	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	234.77	234.70	190.02	19.00
19	1000	18000	26	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	232.40	232.33	202.41	20.24
20	1000	19000	30	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	230.05	229.98	196.18	19.62
21	1000	20000	22	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	227.71	227.64	201.73	20.17
22	1000	21000	24	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	225.31	225.24	197.41	19.74

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi

Gravitasi No	9.81 Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi	Jenis Pipa	Diameter Dalam Pipa (mm)	Luas (m ²)	Debit (L/s)	Kecepatan (m/s)	Hf (m)	Minor Loss		EGL (m)	HGL (m)	Pressure (m)	Pressure (bar)
										Koefisien	Hm				
23	1000	22000	21	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	222.91	222.83	198.00	19.80
24	1000	23000	17	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	220.50	220.43	199.57	19.96
25	1000	24000	20	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	218.10	218.03	194.27	19.43
26	1000	25000	22	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	215.70	215.63	189.95	19.00
27	1000	26000	22	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.75	0.12	213.27	213.20	187.57	18.76
28	1000	27000	23	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	210.90	210.83	184.26	18.43
29	1000	28000	21	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	208.52	208.45	183.89	18.39
30	1000	29000	22	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.75	0.12	206.09	206.02	180.53	18.05
31	1000	30000	22	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	203.69	203.62	178.17	17.82
32	1000	31000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	201.32	201.25	187.61	18.76
33	1000	32000	16	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.55	0.18	198.83	198.76	179.29	17.93
34	1000	33000	12	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	196.49	196.41	180.91	18.09
35	1000	34000	19	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	194.11	194.04	171.71	17.17
36	1000	35000	13	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.95	0.21	191.60	191.52	175.13	17.51
37	1000	36000	21	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	189.19	189.12	164.93	16.49
38	1000	37000	21	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	186.82	186.75	162.60	16.26
39	1000	38000	13	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.15	0.15	184.36	184.29	168.04	16.80
40	1000	39000	14	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	182.02	181.95	164.75	16.48
41	1000	40000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	179.64	179.57	166.35	16.64
42	1000	41000	8	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.55	0.18	177.16	177.08	165.87	16.59
43	1000	42000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	174.75	174.68	161.55	16.16
44	1000	43000	9	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	172.35	172.28	160.18	16.02

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi

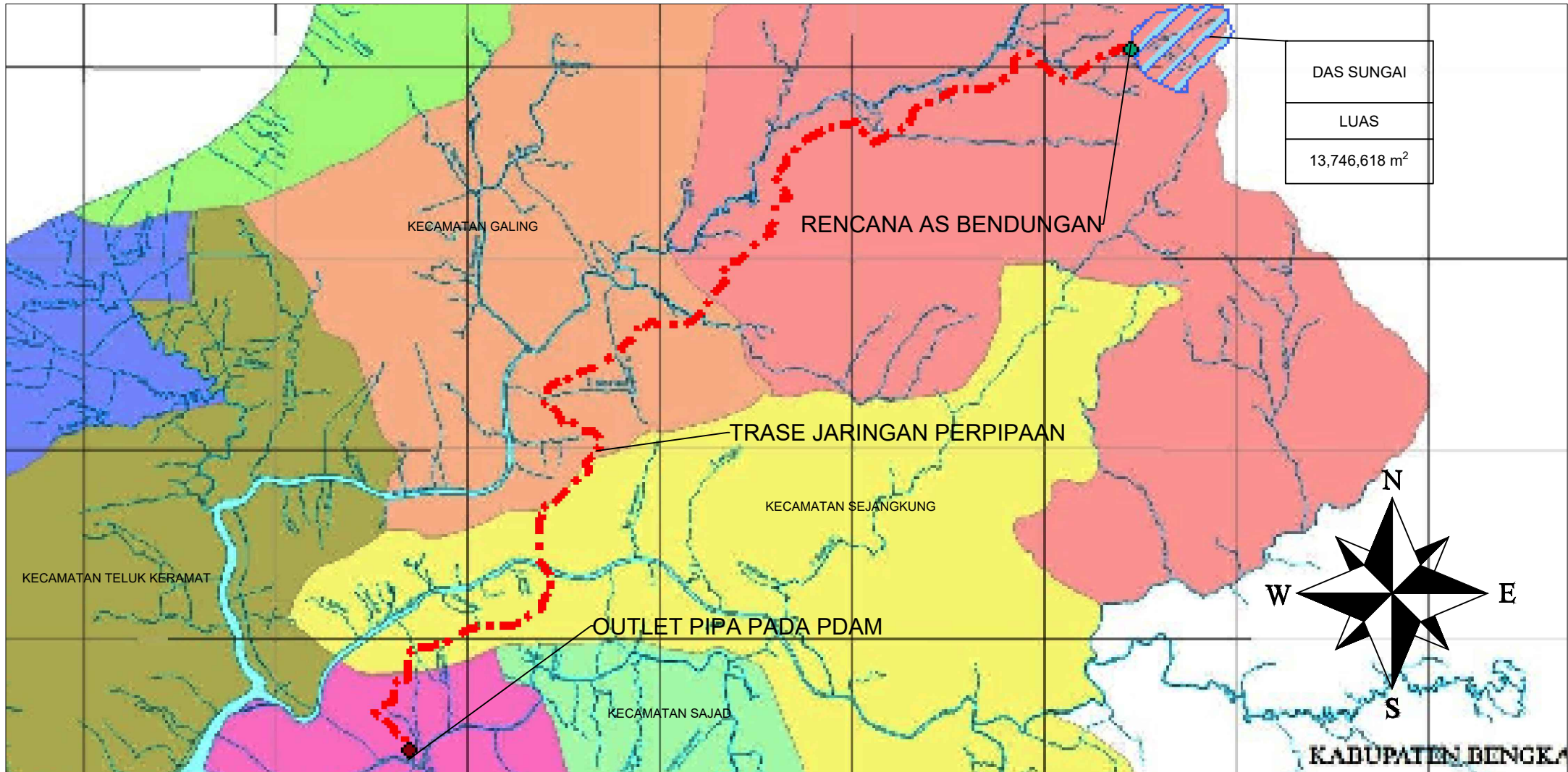
Gravitasi No	9.81 Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi	Jenis Pipa	Diameter Dalam Pipa (mm)	Luas (m ²)	Debit (L/s)	Kecepatan (m/s)	Hf (m)	Minor Loss		EGL (m)	HGL (m)	Pressure (m)	Pressure (bar)
										Koefisien	Hm				
45	1000	44000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	169.95	169.88	156.84	15.68
46	1000	45000	12	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	167.58	167.51	152.55	15.26
47	1000	46000	6	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	165.20	165.13	156.11	15.61
48	1000	47000	11	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	162.80	162.73	148.85	14.88
49	1000	48000	4	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.15	0.01	160.49	160.41	153.44	15.34
50	1000	49000	4	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	158.11	158.04	151.11	15.11
51	1000	50000	4	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	155.74	155.67	148.79	14.88
52	1000	51000	6	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	153.39	153.32	144.52	14.45
53	1000	52000	8	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.15	0.01	151.08	151.01	140.29	14.03
54	1000	53000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	2.15	0.15	148.62	148.55	135.92	13.59
55	1000	54000	14	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	146.25	146.17	129.66	12.97
56	1000	55000	12	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	143.84	143.77	129.27	12.93
57	1000	56000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	141.50	141.43	128.93	12.89
58	1000	57000	9	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	139.15	139.08	127.61	12.76
59	1000	58000	7	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	136.78	136.71	127.25	12.72
60	1000	59000	4	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	134.44	134.37	127.89	12.79
61	1000	60000	3	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.55	0.04	132.09	132.02	126.57	12.66
62	1000	61000	11	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.35	0.1	129.69	129.62	116.36	11.64
63	1000	62000	3	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	1.75	0.12	127.26	127.19	121.83	12.18
64	1000	63000	5	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	124.89	124.81	117.54	11.75
65	1000	64000	7	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	122.51	122.44	113.25	11.32
66	1000	65000	8	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	120.14	120.07	109.94	10.99

Lanjutan Tabel Hasil Perhitungan Persamaan Energi

Gravitasi No	9.81 Jarak ke (m)	Kumulatif Jarak (m)	Elevasi	Jenis Pipa	Diameter Dalam Pipa (mm)	Luas (m ²)	Debit (L/s)	Kecepatan (m/s)	Hf (m)	Minor Loss		EGL (m)	HGL (m)	Pressure (m)	Pressure (bar)
										Koefisien	Hm				
67	1000	66000	6	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	117.77	117.69	109.57	10.96
68	1000	67000	10	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	115.39	115.32	103.32	10.33
69	1000	68000	3	GI	495.3	0.193	228	1.183	2.31	0.95	0.07	113.02	112.95	107.86	10.79
70	823	68823	2	GI	495.3	0.193	228	1.183	1.9	1.55	0.11	111.01	110.94	106.87	10.69

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2019)

LAMPIRAN VIII
Gambar Perencanaan

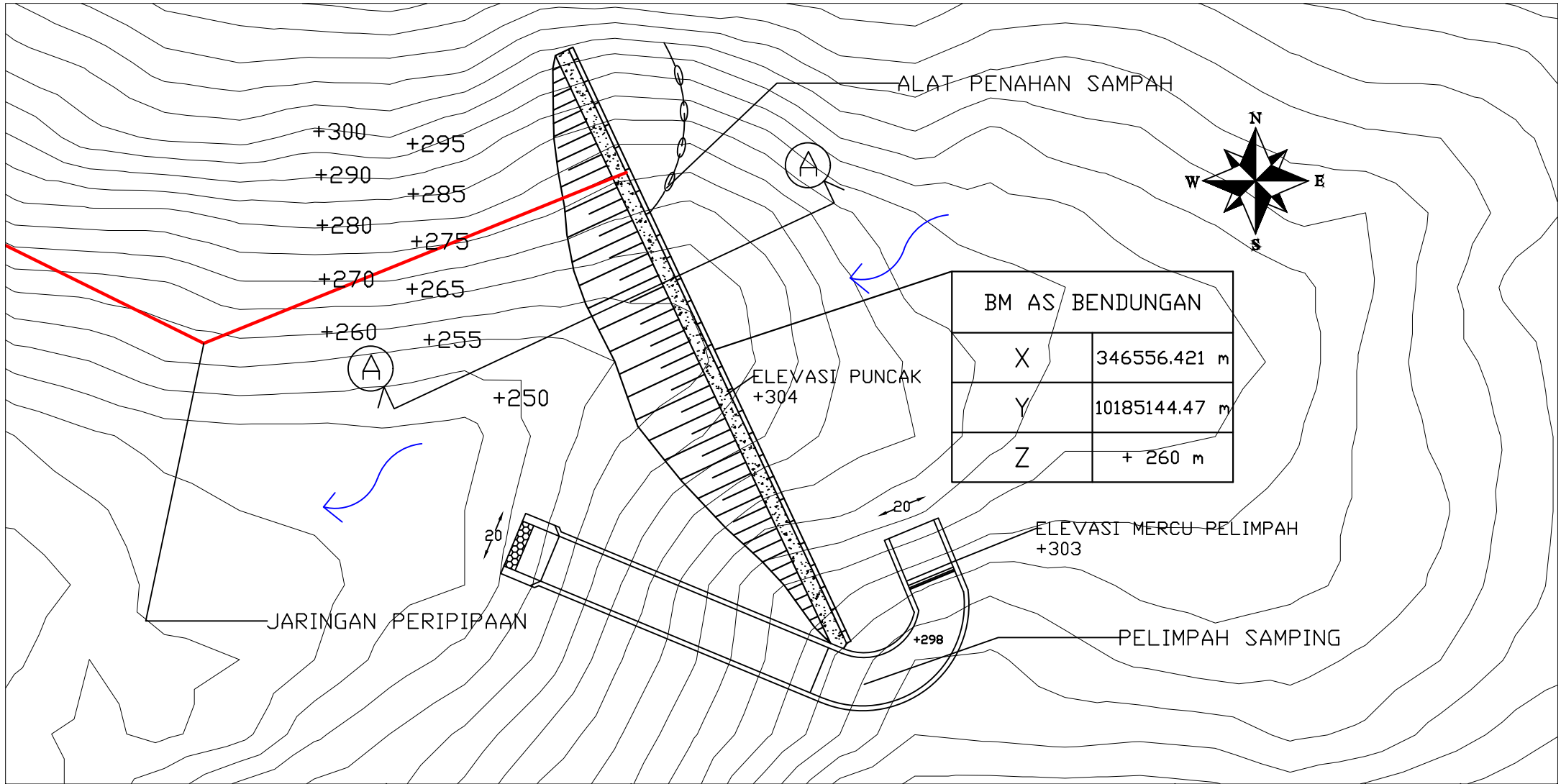


DAS SUNGAI
LUAS
13,746,618 m ²



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO LEMBAR	SKALA
PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU KABUPATEN SAMBAS KALIMANTAN BARAT	Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc Dr. Ir. EDIJATNO, CES., DEA.	WIYANDA NAUFAL AFLAH 03111540000130	LAYOUT JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU	150	1 : 500,000



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JARINGAN
 PERPIPAAN AIR BAKU
 KABUPATEN SAMBAS
 KALIMANTAN BARAT

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc
 Dr. Ir. EDIJATNO, CES., DEA.

NAMA MAHASISWA

WIYANDA NAUFAL AFLAH
 03111540000130

JUDUL GAMBAR

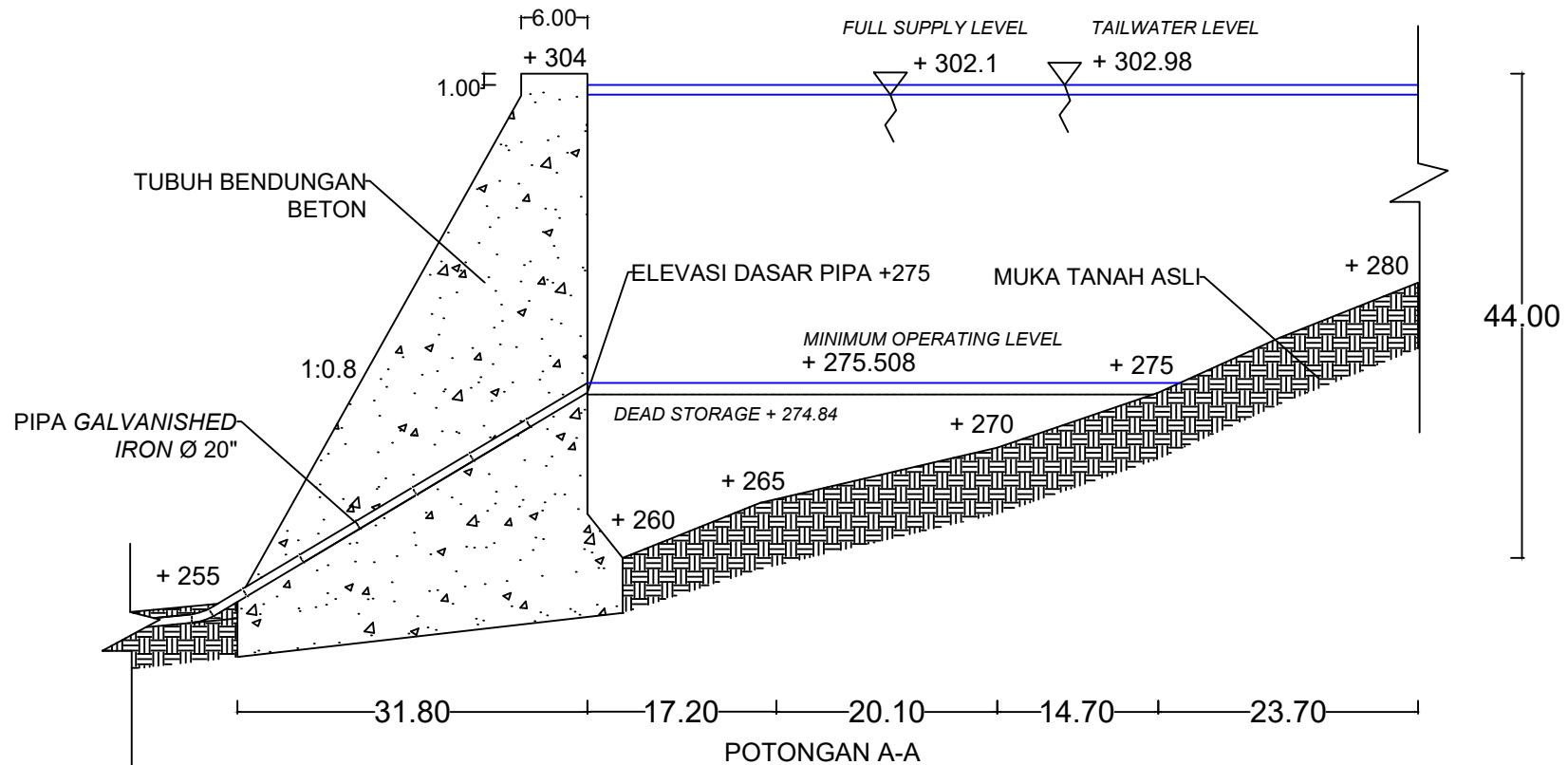
TAMPAK ATAS
 BENDUNGAN RENCANA

NO LEMBAR

151

SKALA

1 : 25000



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN JARINGAN
 PERPIPAAN AIR BAKU KABUPATEN
 SAMBAS KALIMANTAN BARAT

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc
 Dr. Ir. EDIJATNO, CES., DEA.

NAMA MAHASISWA

WIYANDA NAUFAL AFLAH
 03111540000130

JUDUL GAMBAR

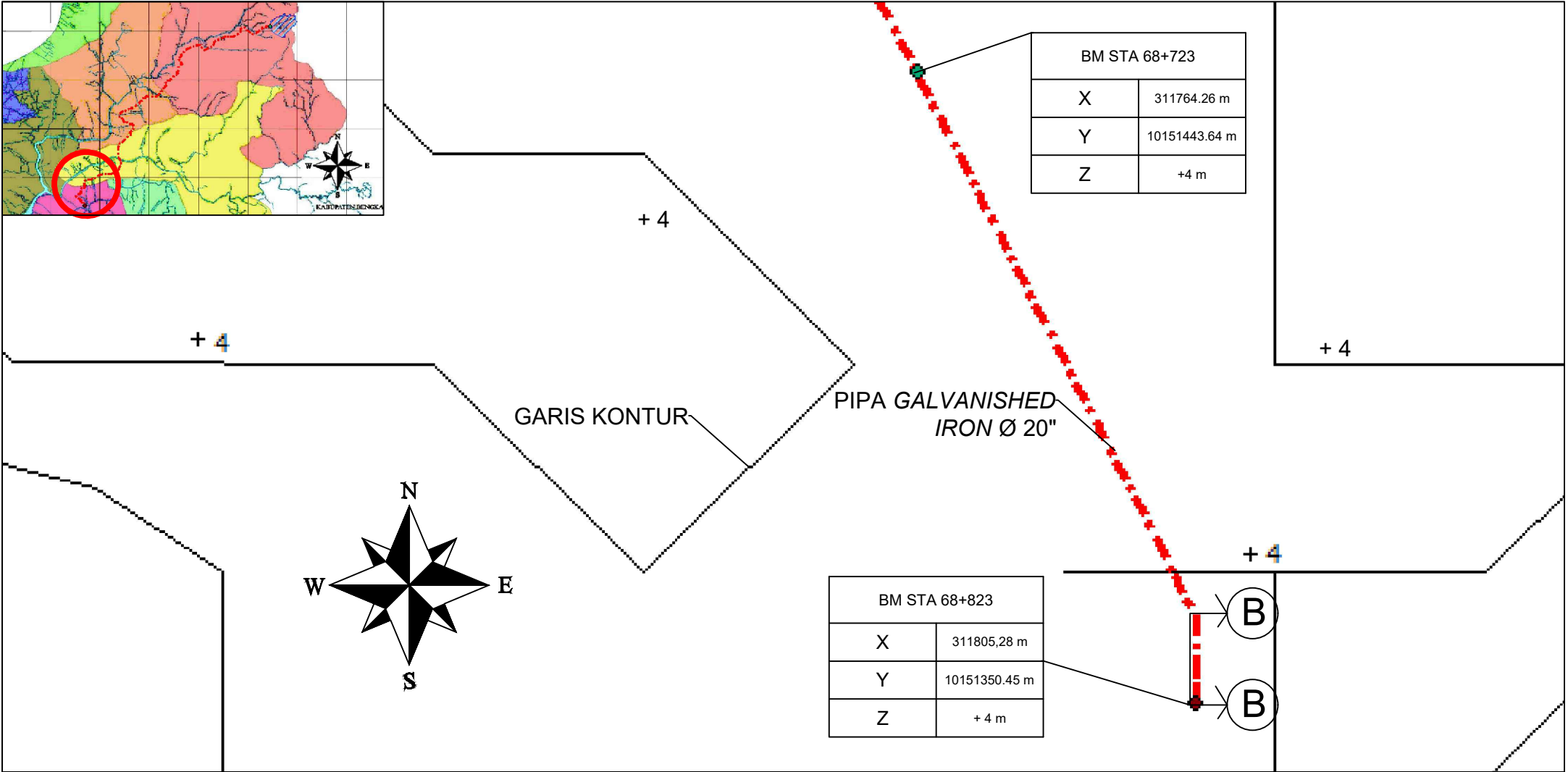
POTONGAN A-A
 BENDUNGAN

NO LEMBAR

152

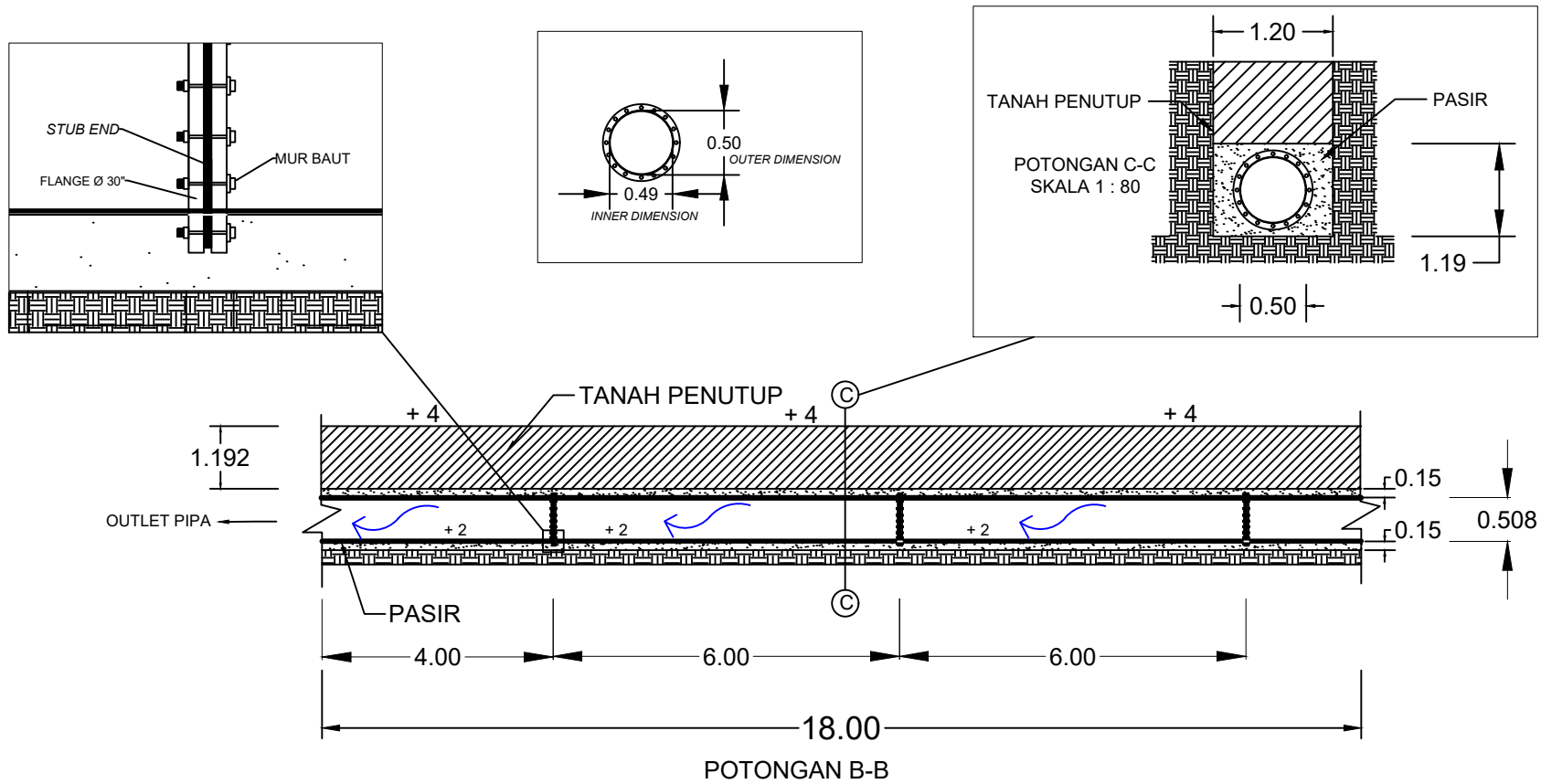
SKALA

1 : 500



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO LEMBAR	SKALA
PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU KABUPATEN SAMBAS KALIMANTAN BARAT	Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc Dr. Ir. EDIJATNO, CES., DEA.	WIYANDA NAUFAL AFLAH 03111540000130	DENAH JARINGAN PIPA STA 68+723 - 68+823	153	1 : 800



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN
 DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
 NOPEMBER SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	JUDUL GAMBAR	NO LEMBAR	SKALA
PERENCANAAN JARINGAN PERPIPAAN AIR BAKU KABUPATEN SAMBAS KALIMANTAN BARAT	Dr. Ir. WASIS WARDOYO, MSc Dr. Ir. EDIJATNO, CES., DEA.	WIYANDA NAUFAL AFLAH 03111540000130	POTONGAN B-B DAN POTONGAN C-C JARINGAN PERPIPAAN	154	1 : 50

BIODATA PENULIS



Wiyanda Naufal Aflah

Penulis dilahirkan di Surabaya, 27 April 1997, merupakan anak pertama dari lima bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TKI Darut Taqwa (Surabaya), SDI Darut Taqwa (Surabaya), SMP AL Falah Deltasari (Sidoarjo), dan SMA AL-Hikmah (Surabaya). Setelah lulus dari SMA AL-Hikmah Surabaya pada tahun 2015, penulis melanjutkan studi program S1 reguler di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2015 melalui jalur mandiri dan terdaftar dengan NRP 3115100130. Selama masa studinya, penulis aktif di berbagai kegiatan kemahasiswaan seperti menjadi ketua pelaksana kegiatan INI LHO ITS! 2017 dengan skala kegiatan nasional. Selain itu penulis juga diamanahi sebagai staff departemen hubungan luar himpunan mahasiswa sipil ITS pada periode kepengurusan 2016/2017 serta dilanjutkan menjadi kepala biro kemitraan departemen hubungan luar himpunan mahasiswa sipil ITS periode kepengurusan 2017/2018. Tak hanya aktif dalam kegiatan kemahasiswaan, penulis juga pernah mendapatkan juara 3 pada lomba Water Engineering Competition yang diselenggarakan oleh Universitas Parahyangan pada tahun 2019 tingkat nasional. Bagi penulis merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikan S1-nya di ITS. Bagi pembaca tugas akhir ini jika dirasa ada kritik, saran, atau pertanyaan dapat berkorespondensi melalui email wiyandanaufal@gmail.com.