



TUGAS AKHIR - RC 18-4803

**PERENCANAAN DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG STA. 15+000-STA. 30+000**

NABILA NURMAJIDA
NRP. 0311154000078

Dosen Pembimbing I :
Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :
Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc.

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



TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**PERENCANAAN DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG STA. 15+000- STA. 30+000**

NABILA NURMAJIDA

NRP. 0311154000078

Dosen Pembimbing I :

Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :

Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2019



FINAL PROJECT – RC 18-4803

**PLANNING OF PANDAAN-MALANG TOLL ROAD
DRAINAGE STA. 15+000-STA. 30+000**

NABILA NURMAJIDA

NRP. 03111540000078

Advisor I :

Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc.

Advisor II :

Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT

Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya

2019

**PERENCANAAN DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG STA. 15+000 - STA. 30+000**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :
NABILA NURMAJIDA
NRP. 0311154000078

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc (.....)
2. Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc



**SURABAYA
JULI, 2019**

PERENCANAAN DRAINASE JALAN TOL PANDAAN-MALANG STA. 15+000 - STA. 30+000

Nama Mahasiswa : Nabila Nurmajida
NRP : 0311154000078
Departemen : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc
2. Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc

Abstrak

Proyek pembangunan jalan Tol Pandaan–Malang bertujuan untuk menghubungkan 2 (dua) kabupaten di Provinsi Jawa Timur yaitu kabupaten Pasuruan dan kabupaten Malang. Jalan tol sepanjang 37,62 km ini merupakan bagian dari jalan tol yang menghubungkan dua kota terbesar di Jawa Timur yaitu Surabaya dan Malang. Terletak di lembah antara dua gunung besar, air hujan yang turun ke daerah gunung akan langsung mengalir ke jalan tol. Agar jalan tol ini dapat digunakan sebagaimana mestinya, diperlukan perencanaan sistem drainase yang baik agar air hujan yang turun tidak menggenang di atas jalan tol yang ditutupi aspal.

Pada tugas akhir ini, awalnya dilakukan studi literatur terhadap perencanaan drainase dilanjutkan dengan melakukan pengumpulan data. Data-data yang diperlukan untuk tugas akhir ini adalah data curah hujan, peta topografi dan layout jalan tol. Setelah mendapatkan data, dilakukan analisis hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana dan debit limpasan saluran. Selanjutnya dilakukan analisis hidrolika dengan cara mendesain saluran drainase yang nantinya akan digunakan untuk mengetahui kapasitas saluran yang dapat menampung air limpasan. Selain itu, didesain pula gorong-gorong dan jembatan ditempatkan di perpotongan sungai dan jalan tol agar air sungai yang terpotong tetap bisa mengalir.

Berdasarkan analisa hidrologi dari sungai-sungai yang berpotongan, didapatkan debit banjir masing-masing sungai

dengan debit banjir terbesar adalah 315.25 m³/s. Debit banjir tersebut digunakan sebagai acuan untuk mendesain gorong-gorong dan jembatan sehingga gorong-gorong terbesar berdimensi 6 meter x 6 meter yang direncanakan menggunakan box culvert sedangkan jembatan terbesar memiliki panjang sebesar 190 m. Dengan analisa hidrologi saluran, didapatkan debit limpasan saluran terbesar adalah 2,188 m³/s. Direncanakan saluran drainase menggunakan beberapa material yaitu pasangan batu kali dan beton precast (U-Ditch) yang disesuaikan dengan kemiringan saluran. Selain itu, direncanakan pula beberapa bangunan pelengkap drainase lainnya yaitu saluran pelindung lereng berbahan dasar beton berdimensi 0.2 m x 0.2 m, pipa deck drain berbahan dasar PVC berdiameter 0.232 m (PVC 8') serta bangunan terjun dengan tinggi terjunan 0.5 m. Dengan demikian, air yang melimpas pada jalan tol dapat mengalir pada saluran drainase tanpa menggenang di jalan tol.

Kata kunci: Drainase, Jalan Tol, Pandaan-Malang

PLANNING OF PANDAAN-MALANG TOLL ROAD DRAINAGE STA. 15+000 - STA. 30+000

Student Name : Nabila Nurmajida
Student ID Number : 0311154000078
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Advisors : 1. Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc
2. Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc

Abstract

The purpose of Pandaan-Malang toll road development project is to connect two particular districts in East Java Province, Pasuruan district and Malang district. This 37,62km long toll road is part of a bigger toll road that connects two of the largest cities in East Java, Surabaya and Malang. Located in the valley between two large mountains, rainwater that fall into mountain area would flow directly to the toll road. In order to be fully functioning, a drainage system planning of toll road is necessary to prevent rainwater from clumping up on the road that is covered in asphalt.

In this final project, study of existing literatures with the subject of drainage planning was first conducted, followed by data-gathering. The data that are necessary for this final project are as follows: rainfall data, topography map, and the layout of the toll road. After gathering the data, a hydrological analysis was done to procure information regarding the flood discharges and the ditch runoff discharges. A hydraulic analysis was then carried out by designing drainage ditches which would be utilized to obtain the capacity of the ditch to accommodate discharged water. On top of all the above, water tunnels and bridges were also designed to be deployed on the toll road and river intersections so that the rivers would still be able to flow properly unobstructed by the toll road.

Based on the hydrological analysis from the intersecting rivers, the highest acquired value of flood discharge was 315.25

m³/s. The discovered flood discharge value was then used as a reference for designing the water tunnel and the bridge. The largest water tunnel turned out to be 6m x 6m long and would require box culverts, while the largest bridge's length was 190m. Through hydrological analysis of the drainage ditch, the largest ditch runoff discharge value was discovered to be 2,188m³/s. The drainage ditch was also planned to require the following materials : pairs of river stones and precast concrete (U-Ditch) that are adjusted accordingly with the ditch's slope. Furthermore, several complementary structures of drainage system was also included in the plan, such as slope-protecting ditch which has a concrete with a length of 0.2m and a width of 0.2m as the base material, deck drain pipe using a 0.232m diameter PVC (PVC 8') and drop structure with a height of 0.5m each drop. Therefore, water spilling on the toll road would be able to flow through the drainage ditch without accumulating on the toll road.

Keywords: Drainage, Toll Road, Pandaan-Malang

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Puji syukur penulis ucapkan kehadirat Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Drainase Jalan Tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000”. 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 serta adik penulis yang tiada hentinya selalu mendukung secara teknis maupun non-teknis serta mendoakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc. dan Ibu Novi Andriany Teguh, ST, M.Sc selaku dosen pembimbing yang telah memberikan arahan, motivasi serta bimbingannya dalam proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.
4. Seluruh dosen pengajar di Departemen Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis.
5. Teman-teman Suku Air : Wiyanda, Frelya, Ravendy, Oka, Mas Alrey, Mbak Aria, Mega, Ganggas, Bunga, serta seluruh bagian dari Suku Air yang sudah membantu secara teknis khususnya dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir penulis.
6. Teman-teman penulis sesama grup ANTO : Ayuning, Almyra, Rosita dan Naura serta grup #Antidrama : Glory, Stella, Jeni, Ofi, Refo dan Fito serta Billy yang membantu penulis dalam bantuan moral dan motivasi dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.

7. Brian Nararya N. dan M. Bagus yang telah membantu secara teknis terutama dari segi gambar dan non teknis dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.
8. Puji Choirul H. dan M. Eky R. K., yang telah membantu penulis secara teknis terutama dari segi redaksional, *spell-checking* dan *proof-reading* maupun secara non-teknis dari segi motivasi dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.
9. Teman-teman penulis dari IFLS : Corry, Michi, Citra, Irshad, Diana, Ning, Firly, Kim, Clarissa, Cindy, Valdy, Hanif serta Agnes yang telah membantu penulis dalam memberikan dukungan mental dan menemani penulis dalam penyelesaian Laporan Tugas Akhir ini.
10. Teman-teman Departemen Teknik Sipil khususnya angkatan S58, senior Departemen Teknik Sipil serta teman-teman dari departemen lain di ITS maupun teman-teman dari belahan dunia lain yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu namanya yang telah memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa Laporan Tugas Akhir ini masih sangat jauh dari kesempurnaan sehingga penulis akan sangat mengapresiasi saran dan kritik yang diberikan. Semoga laporan ini dapat bermanfaat bagi siapapun yang membaca dan membutuhkan.

Surabaya, Juli 2019

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	v
ABSTRACT	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	1
1.3 Tujuan	2
1.4 Manfaat	2
1.5 Batasan Masalah	2
1.6 Ruang Lingkup	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Konsep Dasar Perencanaan Hidrologi	5
2.1.1 Pengumpulan Data.....	5
2.1.2 Uji Konsistensi Data	5
2.1.3 Distribusi Frekuensi/Statistis	6
2.1.4 Ciri Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	8
2.1.5 Intensitas Hujan	11
2.1.6 Intensitas Hujan Efektif	12
2.1.7 Debit Banjir	13
2.2 Konsep Dasar Perencanaan Drainase	15
2.2.1 Perencanaan Saluran Samping.....	15
2.2.2 Waktu Konsentrasi	16
2.2.3 Koefisien Manning	17
2.2.4 Kemiringan Dasar Saluran.....	18
2.2.5 Kemiringan Dinding Saluran	18
2.2.6 Tinggi Jagaan (free board).....	19
2.2.7 Saluran Pengumpul.....	19
2.2.8 Saluran Median.....	20
2.2.9 Perencanaan Gorong-gorong	20

2.2.11 Periode Ulang	22
2.2.12 Hidrograf Banjir	23
2.2.13 <i>Discharge Rating Curve</i>	27
BAB III METODOLOGI	29
3.1 Konsep Pemikiran	29
3.2 Pengumpulan Data	29
3.3 Analisa Hidrologi.....	29
3.4 Analisa Hidrolika	30
3.5 Diagram Alir	30
BAB IV PEMBAHASAN	33
4.1 Analisa Debit Banjir Rencana	33
4.1.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)	33
4.1.2 Analisa Data Curah Hujan	35
4.1.3 Uji Konsistensi Data	41
4.1.4 Analisa Curah Hujan Efektif	50
4.1.5 Perhitungan Hidrograf Satuan	51
4.1.6 Perhitungan Elevasi Muka Air Banjir	62
4.2 Analisa Hidrologi Drainase Jalan.....	64
4.2.1 Luas Daerah Tinjauan (A)	64
4.2.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi (T_c).....	64
4.2.3 Perhitungan Koefisien Pengaliran Lahan (C).....	73
4.2.4 Perhitungan Intensitas Hujan (I)	76
4.2.5 Perhitungan Debit Limpasan (Q)	76
4.3 Analisa Hidrolika Saluran Drainase	79
4.3.1 Perencanaan Saluran Tepi.....	79
4.3.2 Perencanaan Saluran dan <i>Crossing</i> Median.....	87
4.4 Bangunan Pelengkap Drainase.....	93
4.4.1 Gorong – gorong dan Jembatan	93
4.4.2 Saluran Pelindung Lereng.....	95
4.4.3 <i>Deck Drain</i>	96
4.4.4 Bangunan Terjun	98
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....	101

5.1 Kesimpulan	101
5.2 Saran	103
DAFTAR PUSTAKA	105
LAMPIRAN	

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi proyek jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.....	3
Gambar 2.1 Grafik Hidrograf Nakayasu.....	25
Gambar 2.2 Grafik HSS Gama I.....	26
Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan	31
Gambar 4.1 Gabungan Peta Topografi dan Layout Jalan Tol	36
Gambar 4.2 Peta DAS dan Stasiun Hujan	36
Gambar 4.3 Metode Thiessen.....	36
Gambar 4.4 Hidrograf Banjir Sungai Mati Metode Nakayasu dengan Q_{100}	61

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Δ_{cr} untuk Smirnov – Kolmogorov test	8
Tabel 2.2 Nilai X^2_{CR} Untuk Chi-Square Test	9
Tabel 2.3 Koefisien Pengaliran	12
Tabel 2.4 Faktor Pembesar “C”	15
Tabel 2.5 Koefisien Manning (n_d)	17
Tabel 2.6 Periode Ulang	22
Tabel 4.1 Luas DAS dan Panjang Sungai yang Berpotongan	34
Tabel 4.2 Data Rmax Stasiun-Stasiun Hujan yang Berpengaruh pada Sungai Mati Tahun 2006-2015.....	37
Tabel 4.3 Koefisien <i>Thiessen</i> Stasiun Hujan yang Berpengaruh	38
Tabel 4.4 RMax Sungai Mati Tahun 2006-2015	38
Tabel 4.5 R Maksimum Tahun 2006-2015 Pada Stasiun-Stasiun Hujan Yang Berpengaruh	40
Tabel 4.6 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel.....	43
Tabel 4.7 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Tipe III.....	45
Tabel 4.8 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis	46
Tabel 4.9 Hasil Pengujian Chi Square	48
Tabel 4.10 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov	49
Tabel 4.11 Curah Hujan Sungai Mati Periode Ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100 Tahun	50
Tabel 4.12 Curah Hujan Periode Ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100 Tahun Sungai Sungai yang Berpengaruh.....	51
Tabel 4.13 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Mati.....	52
Tabel 4.14 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati.....	53
Tabel 4.15 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati.....	54
Tabel 4.16 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati.....	55
Tabel 4.17 Curah Hujan Jam-jaman Sungai Mati.....	57
Tabel 4.18 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati	57
Tabel 4.19 Qbanjir Tiap Sungai	62
Tabel 4.20 Elevasi Muka Air Banjir Sungai yang Berpotongan	64

Tabel 4.21 Perhitungan Waktu Pengaliran	67
Tabel 4.22 Perhitungan Waktu Konsentrasi	70
Tabel 4.24 Perhitungan C Gabungan.....	74
Tabel 4.25 Perhitungan Q Hidrologi	77
Tabel 4.26 Perhitungan Q Hidrolika.....	83
Tabel 4.27 Perbandingan Q Hidrolika dan Q Hidrologi	86
Tabel 4.28 Perhitungan Waktu Konsentrasi Saluran Median	89
Tabel 4.29 Analisa Hidrologi Saluran Median	90
Tabel 4.30 Analisa Hidrolika Saluran Median	91
Tabel 4.31 Dimensi Gorong-gorong Rencana Tiap Sungai	94
Tabel 4.32 Dimensi Jembatan <i>Crossing</i>	94

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Proyek pembangunan jalan Tol Pandaan–Malang bertujuan untuk menghubungkan 2 (dua) kabupaten di Provinsi Jawa Timur yaitu kabupaten Pasuruan dan kabupaten Malang. Jalan tol ini memiliki panjang jalan sebesar 37,62 km dan merupakan bagian dari jalan tol yang menghubungkan dua kota terbesar di Jawa Timur yaitu Surabaya dan Malang. Terletak tepat di lembah di antara dua gunung yaitu gunung Arjuno dan gunung Bromo, air hujan yang turun di daerah gunung akan mengalir ke arah jalan tol tersebut. Agar jalan tol ini dapat digunakan sebagaimana mestinya, diperlukan perencanaan sistem drainase yang baik agar air hujan yang turun tidak menggenang di atas jalan tol yang ditutupi aspal.

Perencanaan sistem drainase jalan berkaitan dengan *site plan* jalan, *alignment vertical-horizontal* jalan, superelevasi jalan dan elevasi permukaan jalan. Tujuannya adalah untuk mengalirkan limpasan air yang terjadi di permukaan jalan secara gravitasi dan dibuang melalui saluran drainase yang telah ada (eksisting) atau yang belum ada (non-eksisting) menuju saluran pembuang akhir (*outlet*).

Oleh karena itu, perlu direncanakan suatu sistem pengelolaan air limpasan yang terjadi di area jalan tol dan yang terkait dengan sistem drainase yang ada, sehingga air limpasan tidak menggenangi daerah sekitar dan langsung masuk ke saluran-saluran drainase yang ada. Dalam tugas akhir ini sistem drainase yang akan dibahas adalah jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.

1.2 Perumusan Masalah

Masalah yang akan dikaji dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Berapa besar debit banjir rencana pada bangunan-bangunan persilangan dan drainase di daerah jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000?

2. Berapa tinggi muka air banjir rencana pada sungai yang mempengaruhi jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000?
3. Berapa dimensi penampang saluran serta bangunan persilangan pada sistem drainase jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000?
4. Bagaimana bentuk dan gambaran hasil perencanaan bangunan-bangunan persilangan serta saluran drainase pada jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000?

1.3 Tujuan

1. Menghitung besar debit banjir rencana dari bangunan-bangunan persilangan dan drainase jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.
2. Menghitung tinggi muka air banjir rencana pada sungai yang mempengaruhi jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.
3. Merencanakan dimensi penampang saluran serta bangunan persilangan pada sistem drainase jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.
4. Menggambar hasil perencanaan bangunan-bangunan persilangan dan saluran drainase pada jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.

1.4 Manfaat

Manfaat dari tugas akhir ini adalah dapat memberikan gambaran tentang sistem drainase pada jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000.

1.5 Batasan Masalah

Untuk mendapat hasil yang efisien dan tepat sasaran, maka batasan tugas akhir ini adalah :

1. Tidak membahas analisa ekonomi biaya serta analisa terhadap kekuatan dan kestabilan struktur bangunan dalam pengerjaan saluran drainasenya
2. Debit yang ditinjau hanya dari debit air hujan
3. Tidak membahas analisa sedimentasi yang terjadi

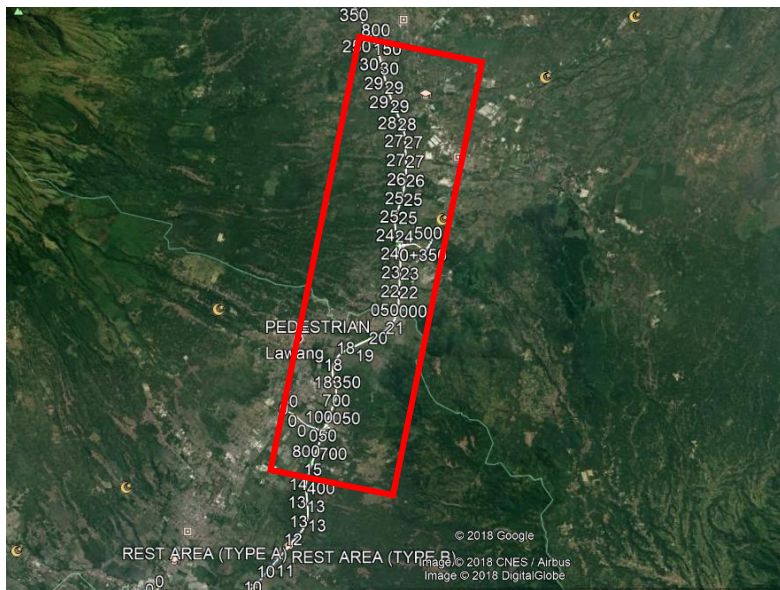
4. Tidak menghitung drainase pada *exit* jalan tol

1.6 Ruang Lingkup

Lokasi studi terhadap penulisan tugas akhir ini adalah jalan tol Pandaan – Malang pada STA. 15+000 - STA. 30+000 dengan batasan sebagai berikut :

- Utara = Kecamatan Purworedjo-Pandaan
- Selatan = Kecamatan Lawang
- Timur = Kecamatan Purworedjo
- Barat = Kecamatan Lawang

Ilustrasi lokasi studi dapat dilihat pada gambar 1.1.



Gambar 1.1 Lokasi proyek jalan tol Pandaan-Malang STA. 15+000 - STA. 30+000

(Sumber : Rencana Proyek, Google Earth)

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Konsep Dasar Perencanaan Hidrologi

2.1.1 Pengumpulan Data

Desain lebih ditekankan pada kompilasi ketinggian banjir yang pernah terjadi dan dibandingkan terhadap output dari analisis data curah hujan, dimana perhitungan desain akan menggunakan elevasi banjir yang tertinggi. Data-data tersebut antara lain data curah hujan harian dan data pengukuran debit harian terhadap sungai yang berada di sekitar jalan tol Pandaan-Malang.

2.1.2 Uji Konsistensi Data

Pada analisa/ramalan hidrologi, keakuratan data sangat dibutuhkan, dimana keakuratan data ini tergantung pada konsistensi data itu sendiri.

Dari suatu data curah hujan bisa saja terjadi ketidakseragaman (non homogenitas) dan tidak sesuaian (*inconsistency*) yang berakibat menyimpangnya hasil perhitungan analisa hidrologinya.

Adapun ketidakseragaman yang ada dapat disebabkan oleh faktor :

- Perubahan mendadak pada sistim lingkungan hidrologi
- Pemindahan alat ukur
- Perubahan cara pengukuran

Untuk memperbaiki ketidakseragaman ini, dapat digunakan cara “ Kurva Massa Ganda”, yaitu dengan cara membandingkan curah hujan total tahunan dari salah satu stasiun penakar hujan yang diteliti dengan nilai kumulatif curah hujan total tahunan rata-rata dari suatu jaringan dasar PPH yang bersesuaian.

Besarnya koefisien koreksi dapat diperoleh dengan cara :

$$K = \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} \quad (2.1)$$

Dimana :

K = Koefisien koreksi untuk pembentukan data yang salah

$\tan \alpha_1$ = Kemiringan garis awal

$\tan \alpha_2$ = Kemiringan garis setelah ada perubahan

Cara memperoleh koefisien (k) :

$$tg \alpha_1 = \frac{Y_p}{X_p}$$

$$tg \alpha_2 = \frac{Y_Q - Y_p}{X_Q - X_p}$$

$$K = \frac{tg \alpha_1}{tg \alpha_2} \quad (2.2)$$

2.1.3 Distribusi Frekuensi/Statistis

Penggunaan distribusi frekuensi / statistis menggunakan tiga metode yaitu :

2.1.3.1 Distribusi Gumbel

Harga ekstrim Gumbel adalah :

$$X_T = \bar{X} + \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \cdot S \quad (2.3)$$

Dimana :

X_T = besarnya curah hujan pada periode ulang tertentu (T tahun)

\bar{X} = harga rata-rata sampel

Y_T = *reduced variate*, merupakan fungsi dari probabilitas

$$= -\ln\left(-\ln \frac{T_r(x)-1}{T_r(x)}\right)$$

Y_n = *reduced variate mean* (rata-rata Y_T),
 merupakan fungsi dari pengamatan
 S_n = *reduced variate standard deviation*,
 merupakan koreksi dari penyimpangan
 S = deviasi standar sampel

Syarat distribusi Gumbel :

1. koefisien skewness : $C_s < 1.14$
2. koefisien kurtosis : $C_k < 5.40$

2.1.3.2 Distribusi Log Pearson

Persamaan yang digunakan yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Log } R &= \text{Log } \bar{R} + K_T \cdot S_X \\ \text{Log } \bar{R} &= \frac{\sum \log R}{n} \\ S_X &= \sqrt{\frac{\sum (\log R - \log \bar{R})^2}{n-1}} \\ G &= \frac{n \cdot \sum (\log R - \log \bar{R})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_x)^3} \quad (2.4) \end{aligned}$$

Dimana :

- R_T = besarnya curah hujan pada periode ulang tertentu (T tahun)
 R = tinggi curah hujan harian maksimum (mm)
 S_X = deviasi standar
 G = koefisien assimetri Pearson
 k_T = koefisien skewness Pearson, untuk nilai-nilai tertentu didapat dari interpolasi.

Distribusi Log Pearson III tidak memberikan batasan syarat terhadap koefisien skewness.

2.1.3.3 Distribusi Log Normal

Persamaan kurva frekuensi :

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } x} + Y.S_x \quad (2.5)$$

Dimana :

$\overline{\text{Log } x}$ = rata-rata logaritma x

Y = faktor frekuensi, tergantung dari kala ulang

S_x = deviasi standar

Syarat-syarat distribusi log normal :

$$C_s = 3 C_v$$

Dari hasil perhitungan curah hujan rancangan dengan tiga perbandingan distribusi tersebut, diambil curah hujan rancangan dengan nilai terbesar untuk masing-masing periode ulang setelah dilakukan pengujian terhadap koefisien skewness dan kurtosisnya.

2.1.4 Ciri kesesuaian distribusi frekuensi

Langkah selanjutnya untuk menguji kesesuaian persamaan distribusi teoritis terhadap distribusi empiris dari hasil pengamatan digunakan beberapa cara antara lain :

2.1.4.1 Pengujian dengan cara Smirnov – Kolmogorov

Cara ini dilakukan dengan membandingkan beda probabilitas maximum (Δ_{\max}) yang terjadi dengan Δ_{cr} yang diijinkan :

Tabel 2.1 Δ_{cr} untuk Smirnov – Kolmogorov test

α	0.20	0.10	0.05	0.01
n				

$\alpha \backslash n$	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
$n > 50$	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

(Sumber : M.M.A. Shahin, *Statistical Analysis in Hydrology, volume 2, Edition 1976, Delft Netherlands*)

2.1.4.2 Pengujian dengan Chi Square Test (X^2 test)

Pada cara ini, terlebih dahulu probabilitas dibagi menjadi beberapa kelas distribusi (K). Jumlah kelas distribusi (K) dapat dihitung dengan persamaan dari Sturges.

$$K = 1 + 3.322 \log n \quad (2.6)$$

Tabel 2.2 Nilai X^2_{CR} Untuk Chi-Square Test

Degrees of Freedom (v)	Level of significance α				
	0.20	0.10	0.05	0.01	0.001

Degrees of Freedom (v)	Level of significance α				
	0.20	0.10	0.05	0.01	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.684	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588

(Sumber : M.M.A. Shahin, *Statistical Analysis in Hydrologi Volume 2, Edition 1976, Delft Netherlands*)

Maupun dari hasil pengamatan / observed frekuensi (Of). Kemudian X^2 dari hasil perhitungan dibandingkan dengan X^2 kritis dari table. Harga X^2 hasil perhitungan didapat dari persamaan berikut

$$X_{hit}^2 = \sum \frac{(Ef - Of)^2}{Ef} \dots \quad (2.7)$$

Harga X^2 kritis diperoleh dari hasil tabel, dimana besarnya akan tergantung dari derajat kebebasan (v) dan tingkat signifikan (α). Derajat kebebasan (v) dari persamaan berikut

$$v = K - (h+1) \quad (2.8)$$

dimana h = Parameter (h=2)

2.1.5 Intensitas Hujan

Dalam analisis ini perhitungan lama intensitas curah hujan (I) ditentukan berdasarkan ‘asumsi’ distribusi hujan terpusat selama 1 hari dan dihitung berdasarkan persamaan Mononobe :

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t} \right)^{(2/3)} \quad (2.9)$$

dimana :

I_t = rata-rata intensitas curah hujan dari awal sampai jam ke t (mm/jam)

R_{24} = curah hujan rencana (mm)

24 = standar presentase dalam 1 hari ($R_{24} = 100\%$).

t = lama hujan (jam)

Sehingga persamaan diatas menjadi :

$$I_t = \frac{R_{24}}{6} \cdot \left(\frac{6}{tc} \right)^{(2/3)} \quad (2.10)$$

Intensitas curah hujan diasumsikan berdasarkan distribusi hujan terpusat selama 6 jam per hari dengan persamaan :

$$R_t = \frac{R_{24}}{6} \cdot \left(\frac{6}{t} \right)^{(2/3)} \quad (2.11)$$

Curah hujan pada jam ke T, dihitung berdasarkan persamaan :

$$R_t = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{t(T-1)} \quad (2.12)$$

dimana :

R_t = intensitas curah hujan pada jam ke T (mm)

T = lama hujan dari awal sampai jam ke T (jam)

$R_{t(T-1)}$ = rata-rata intensitas curah hujan dari awal sampai jam ke T-1

2.1.6 Intensitas Hujan Efektif

Curah hujan efektif dihitung menggunakan persamaan :

$$I_{ef} = I \times \alpha \quad (2.13)$$

dimana :

$$\begin{aligned} I_{ef} &= \text{curah hujan efektif} \\ I &= \text{intensitas curah hujan} \\ \alpha &= \text{koefisien pengaliran} \end{aligned}$$

Koefisien pengaliran (α) dilakukan dari beberapa pendekatan antara lain berdasarkan tata guna lahan dan jenis permukaan tanah. Nilai koefisien berdasarkan persamaan :

$$\alpha = 1 - (6.6/I_{24}^{1/2}) \quad (2.14)$$

dimana :

$$\begin{aligned} \alpha &= \text{koefisien pengaliran} \\ I_{24} &= \text{intensitas curah hujan} \end{aligned}$$

Penerapan persamaan tersebut diatas dilakukan untuk daerah-daerah yang mempunyai *catchment area* yang luas (Daerah Aliran Sungai), dimana agak menyulitkan untuk mendapatkan nilai-nilai koefisien pengaliran yang eksak.

Nilai koefisien pengaliran dapat juga ditetapkan dengan meninjau kondisi fisik, karakteristik tanah dan tata guna lahan, dapat dilihat pada tabel 2.3.

Tabel 2.3 Koefisien Pengaliran

No.	Jenis Permukaan	Koefisien α
1.	Jalan Aspal	0.70 – 0.95
2.	Bahu Jalan	0.70 – 0.85
3.	Jalan Beton	0.70 – 0.95
4.	Talud Timbunan	0.40 – 0.65
5.	Daerah Perkotaan	0.70 – 0.95
6.	Daerah Pinggir Kota	0.60 – 0.70
7.	Daerah Permukiman	0.40 – 0.60

No.	Jenis Permukaan	Koefisien α
8.	Taman dan Kebun	0.20 – 0.40
9.	Daerah Persawahan	0.45 – 0.60

(Sumber : Ven Te Chow, 1992)

Catatan :

Penerapan nilai-nilai koefisien diatas digunakan untuk daerah-daerah yang mempunyai *catchment area* yang sempit (koridor jalan utama) sehingga nilai-nilai koefisien pengaliran yang eksak dapat dengan mudah ditentukan.

2.1.7 Debit Banjir

2.1.7.1 Metode Rasional

Debit banjir rencana dihitung dengan metode Rasional, apabila luas daerah aliran (*catchment area*) lebih kecil dari 5.00km² (SNI) yang dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q = f \times \alpha \times I \times A \quad (2.15)$$

dimana :

Q = debit banjir rencana (m³/det)

f = faktor konversi (f = 0.278)

α = koefisien pengaliran

I = intensitas hujan pada durasi yang sama dengan waktu konsentrasi dan pada periode ulang hujan tertentu (mm/jam)

A = luas daerah aliran (km²)

Persamaan Rasional digunakan untuk menghitung kapasitas saluran samping dan gorong-gorong yang berada disepanjang koridor jalan utama. Berdasarkan pengamatan *site visit*, rencana alinemen proyek melewati daerah yang sangat bergelombang (*rolling*) diperkirakan

setiap 1 km akan ditempatkan 2 sampai 3 gorong-gorong baik berupa pipa maupun boks.

Periode ulang yang akan digunakan dalam metode ini maksimum 50 tahun, disesuaikan terhadap umur proyek yang akan dikerjakan.

2.1.7.2 Metode Regresi

Metode regresi digunakan untuk memperkirakan debit puncak banjir daerah aliran sungai dengan data minim.

Parameter yang digunakan antara lain :

a. Area (A)

Luas daerah aliran sungai ditentukan dari *base map* skala 1:25.000

b. Rata-rata curah hujan harian (\bar{R})

Rata-rata curah hujan harian (*Mean annual maximum 1 day point rainfall*) dipengaruhi oleh faktor koefisien Thiessen dan luas pengaruhnya.

c. Kemiringan sungai (S)

Beda tinggi antara titik tertinggi pada alur sungai utama dengan elevasi sungai di jembatan. Nilai minimal S = 0.100%.

d. Luas genangan (A_L)

Luas genangan atau danau adalah luas yang berpengaruh terhadap debit puncak banjir disebelah hilirnya.

Persamaan regresi dari parameter-parameter tersebut untuk menentukan debit banjir tahunan rata-rata adalah :

$$\bar{X} = (8.00)(10^{-6})(A)^V (\bar{R})^{2.445} (S)^{0.117} (1 + A_L)^{-0.85} \quad (2.16)$$

dimana :

$$V = 1.02 - 0.0275 \log A \quad (2.17)$$

Debit banjir berdasarkan periode ulang dihitung dengan persamaan :

$$Q_N = C \times \bar{X} \quad (2.18)$$

dimana :

Q_N = debit banjir rencana

C = faktor pembesar

Tabel 2.4 Faktor Pembesar “C”

Periode Ulang (T)	Variasi Reduksi (Y)	Faktor C
5	1.50	1.28
10	2.25	1.56
20	2.97	1.88
50	3.90	2.35
100	4.60	2.78

(Sumber : Ven Te Chow, 1992)

2.2 Konsep Dasar Perencanaan Drainase

2.2.1 Perencanaan Saluran Samping

Saluran samping (*side ditch*) direncanakan berdasar aliran seragam (*uniform flow*) dengan persamaan kontinuitas :

$$Q_s = F \times V \quad (2.19)$$

dimana :

Q_s = kapasitas saluran (m³/det)

F = luas penampang basah saluran (m²)

V = kecepatan aliran (m/det)

Besarnya kecepatan aliran dihitung dengan Persamaan Manning :

$$V = \frac{1}{n_d} x R^{2/3} x S_0^{1/2} \quad (2.20)$$

dimana:

n_d = koefisien kekasaran Manning

$$R = \text{jari-jari hidrolis saluran}$$

$$= \frac{F}{P}$$

F = luas penampang basah saluran (m²)

P = keliling basah saluran (m)

S_o = kemiringan dasar saluran

2.2.2 Waktu Konsentrasi

Waktu pengaliran menuju saluran atau *time of inlet* dihitung dengan persamaan :

$$T_o = \left[\frac{2}{3} \times 3,28 \times l \times \frac{n_d}{\sqrt{S_o}} \right]^{0.167} \quad (2.21)$$

dimana :

T_o = waktu pengaliran menuju saluran (men)

l = panjang alur terpanjang (m)

n_d = koefisien hambatan

S_o = kemiringan aliran

Waktu pengaliran dalam saluran atau *time of flow* dihitung berdasarkan sifat hidrolis saluran dan persamaan :

$$t_f = \frac{L}{V} \text{ (det)}$$

$$t_f = \frac{L}{V \times 60} \text{ (men)} \quad (2.22)$$

dimana :

t_f = waktu pengaliran dalam saluran (men)

L = panjang saluran drainase (m)

V = kecepatan aliran (m/det)

Sehingga persamaan waktu konsentrasi (t_c) menjadi :

$$T_c = t_o + t_f$$

$$= \left[\frac{2}{3} \times 3,28 \times 1x \frac{nd}{\sqrt{S_o}} \right]^{0,167} + \frac{L}{Vx60} \quad (2.23)$$

2.2.3 Koefisien Manning

Nilai Koefisien Manning untuk analisis dasar perencanaan dapat dilihat pada tabel 2.5.

Tabel 2.5 Koefisien Manning (n_d)

NO.	JENIS PERMUKAAN	MIN.	NORMAL	MAK.
1.	Gorong-gorong slab	0.018	0.025	0.030
2.	Gorong-gorong beton, bebas kikisan	0.010	0.011	0.013
3.	Gorong-gorong beton, saluran pembuangan dengan bak kontrol, apron dan lurus	0.013	0.015	0.017
4.	Gorong-gorong baja bergelombang	0.013	0.016	0.017
5.	Saluran tanah, lurus dan seragam, bersih baru dibuat	0.016	0.018	0.020
6.	Saluran tanah lurus dan seragam, berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0.022	0.027	0.033
7.	Saluran tanah, berkelok-kelok dan tenang tanpa tetumbuhan	0.023	0.025	0.030
8.	Saluran tanah, berkelok-kelok dan tenang dengan beberapa tanaman pengganggu	0.025	0.030	0.033
9.	Saluran tanah, berkelok-kelok dan tenang dengan banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0.030	0.035	0.040
10.	Saluran tanah, dasar tanah	0.028	0.030	0.035

NO.	JENIS PERMUKAAN	MIN.	NORMAL	MAK.
	dengan tebing dari batu pecah			
11.	Saluran tanah hasil galian atau kerukan tanpa tetumbuhan	0.025	0.028	0.033
12.	Saluran tanah hasil galian atau kerukan dengan semak-semak kecil di tebing	0.035	0.050	0.060
13.	Saluran pasangan batu disemen	0.017	0.025	0.030
14.	Saluran pasangan batu	0.023	0.032	0.035
15.	Saluran beton dipoles	0.015	0.017	0.020
16.	Saluran beton tidak dipoles	0.014	0.017	0.020

(Sumber : Ven Te Chow, 1992)

2.2.4 Kemiringan Dasar Saluran

Untuk menghitung kemiringan saluran samping, dimana kemiringan topografi terlalu curam atau landai dapat menggunakan persamaan :

$$S_o = \left(\frac{V \times N_d}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (2.24)$$

dimana :

S_o = kemiringan aliran

V = kecepatan aliran (m/det)

N_d = koefisien hambatan

R = jari-jari hidrolis saluran (m)

2.2.5 Kemiringan Dinding Saluran

Bentuk penampang saluran disarankan mempunyai kemiringan yang paling efisien dari segi ekonomis dan masih memperhitungkan segi keamanannya. Umumnya digunakan kemiringan 1:1~1.5 (ketentuan ini untuk saluran *unlined ditch* dengan material tanah lempung).

2.2.6 Tinggi Jagaan (free board)

Freeboard adalah jarak vertikal dari puncak saluran ke permukaan air kondisi rencana, didasarkan persamaan :

$$W = \sqrt{0.5xd} \quad (2.25)$$

dimana:

W = tinggi jagaan (m)

d = kedalaman air di saluran (m)

2.2.7 Saluran Pengumpul

Saluran pengumpul (*interceptor*) ditempatkan pada daerah galian atau timbunan yang cukup tinggi, diletakkan pada bantarnya. Bentuk saluran dapat didesain berbagai bentuk, akan tetapi bentuk yang paling ideal adalah bentuk segitiga, mengikuti bentuk *blade* dari *backhoe*.

Tinggi maksimal galian atau timbunan didapat dari perhitungan stabilitas terhadap longsoran dan tergantung dari faktor kohesi serta sudut geser material tanah dimana perhitungan ditinjau pada saat lereng baru selesai dibangun.

Lebar bantaran (*berm*) dari galian atau timbunan didasarkan pada persamaan :

$$b = 3.6H^{1/3}-3 \quad (2.26)$$

dimana :

b = lebar bantaran (m)

H = tinggi galian atau timbunan (m)

Lebar bantaran juga harus memperhatikan faktor jalan inspeksi untuk kepentingan pemeliharaan. Kelemahan yang mungkin menjadi kendala adalah keterbatasan lahan atau Rumija yang ada. Sesaat setelah dikerjakan harus segera dilakukan penanaman rumput yang berfungsi untuk melindungi terhadap gerusan jika tiba-tiba terjadi hujan.

Kualitas tanah (*borrow material*) yang digunakan untuk pondasi saluran juga harus mengikuti standar yang ditetapkan dalam spesifikasi.

2.2.8 Saluran Median

Saluran median (*separator*) ditempatkan pada daerah super elevasi. Bentuk saluran dapat didesain sebagai saluran terbuka atau gorong-gorong. Penyesuaian terhadap kondisi yang diinginkan akan membentuk berbagai alternatif desain. Konsep hidrolika yang digunakan sama dengan konsep perencanaan saluran samping.

Terjunan (*chut way*) digunakan jika elevasi outlet gorong-gorong mempunyai selisih elevasi yang besar terhadap dasar saluran (terutama pada daerah timbunan), konstruksi terjunan bersifat dan dianalisis sama dengan konsep saluran diperkeras (*lined ditch*).

2.2.9 Perencanaan Gorong-gorong

Penentuan tipe gorong-gorong (pipa atau boks) dilakukan setelah diketahui besarnya debit banjir rencana yang akan mendapatkan nilai diameter atau ukuran yang optimal dan akan disesuaikan terhadap kemudahan pelaksanaan dilapangan maupun tersedianya barang dipasaran.

Penggunaan metode ini mengacu pada sistim yang dipakai oleh Bureu of Public Roads (USAID).

Dalam merencanakan gorong-gorong perlu dipertimbangkan mengenai topografi daerah aliran/alur karena hal ini menyangkut beberapa ketentuan antara lain :

- i) Bentuk gorong-gorong
- ii) Dimensi gorong-gorong
- iii) Elevasi dasar inlet dan outlet
- iv) Panjang gorong-gorong
- v) Kemiringan gorong-gorong, ditetapkan antara 0.5-2.0%

Gorong-gorong diperhitungkan terhadap kondisi keadaan aliran bebas *free flow*.

2.2.9.1 Aliran bebas (*free flow*) dan transisi

Prinsipnya sama dengan saluran terbuka. Pada aliran bebas terdapat dua kondisi, yaitu :

- a. Mulut gorong-gorong tidak tenggelam.

Dengan syarat $\frac{h}{D} < 1.2$

h = kedalaman air (m)

D = diameter gorong-gorong (m)

- b. Mulut gorong-gorong tenggelam dan pengalirannya bersifat transisi.

Perubahan kondisi aliran dalam gorong-gorong dari aliran bebas ke aliran tekan disebut aliran transisi, dengan persyaratan :

$$1.2 D \leq h \leq 1.5 D$$

- c. Mulut gorong-gorong tenggelam

Dengan $h > 1.2 D$

Besarnya debit dihitung berdasarkan persamaan aliran melalui lubang (orifice) sebagai berikut :

$$Q = C D \sqrt{2g(H - CD)} \quad (2.27)$$

dimana :

C = koefisien kontrol pada sisi pemasukan

$C = 0.6$ untuk ujung persegi

$C = 0.8$ untuk ujung yang dibulatkan

D = diameter gorong-gorong

H = tinggi air pada inlet gorong-gorong

g = gravitasi

- d. Free board (tinggi jagaan), supaya aliran dalam gorong-gorong masih berupa aliran terbuka, sehingga $(w) = 0.2 \times D$, dimana D = diameter gorong-gorong, atau tinggi gorong-gorong.

2.2.10 Analisis Sub Drain

Untuk mengantisipasi akan adanya indikasi permukaan air tanah yang tinggi pada rencana jalan akses

tol, maka sangat diperlukan analisis air tanah yang akurat. Berdasarkan pengamatan awal, maka hasil penyelidikan tanah akan dipakai sebagai acuan utama disamping pengamatan lapangan untuk memprediksi ketinggian muka air tanah sehingga jika ada desain sub drain akan dapat lebih dimatangkan.

Pumping yang terjadi pada perkerasan jalan diakibatkan oleh *seepage* atau rembesan yang terjadi pada konstruksi jalan melebihi dari debit yang telah dihitung. Jika terjadi kelebihan tersebut maka akan timbul gejala *piping* dan *boiling* yang akhirnya dapat menghancurkan konstruksi jalan. Digunakan analisis *flow net* untuk merancang debit dan dimensi *sub drain* agar tidak terjadi kondisi *pumping* pada perkerasan jalan dengan persamaan :

$$q = \frac{nf}{ne} \times k \times H \text{ (m}^3\text{/det/m')} \quad (2.28)$$

dimana :

- q = debit rembesan per meter panjang
- nf = jumlah flow ditch
- ne = jumlah equipotential drop
- k = koefisien permeabilitas (m/det)
- h = tinggi air (m)

2.2.11 Periode Ulang

Perencanaan bangunan air menggunakan periode ulang yang disesuaikan terhadap tipe bangunan :

Tabel 2.6 Periode Ulang

No.	Jenis Bangunan	Periode Ulang (Tahun)	Free Board (w)
1.	Saluran samping (langsung ke sungai)	10	0.2 m
2.	Saluran samping (masuk ke	25	0.25 m

	gorong-gorong)		
3.	Gorong-gorong	25	0.2 D
4.	Sungai ($Q < 200 \text{ m}^3/\text{det}$)	50	1.5 m
5.	Sungai ($Q \geq 200 \text{ m}^3/\text{det}$)	100	2.0 m

*) D : Diameter gorong-gorong / tinggi gorong-gorong

(Sumber : Ven Te Chow, 1992)

2.2.12 Hidrograf Banjir

2.2.12.1 Metode Nakayasu

Hidrograf satuan sintetik metode DR. Nakayasu telah berulang kali diterapkan di Jawa Timur terutama pada DTA kali Brantas. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya sebagai berikut :

1. Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
2. Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
3. Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
4. Luas daerah tangkapan air
5. Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest ditch*)
6. Koefisien pengaliran

Persamaan dari hidrograf satuan Nakayasu adalah :

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_o}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} \quad (2.29)$$

dengan :

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/det)

R_o = Hujan satuan (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

A = Luas daerah tangkapan sampai outlet

C = Koefisien pengaliran

Untuk menentukan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan persamaan :

$$T_p = tg + 0,8 t_r$$

$$T_{0,3} = a tg$$

$$t_r = 0,5 tg \text{ sampai } tg$$

Dimana 'tg' adalah *time lag*, yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Parameter 'tg' dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

– Sungai dengan panjang alur $L > 15$ km :

$$tg = 0,4 + 0,058 L$$

– Sungai dengan panjang alur $L < 15$ km :

$$tg = 0,21 \times L^{0,7}$$

dimana :

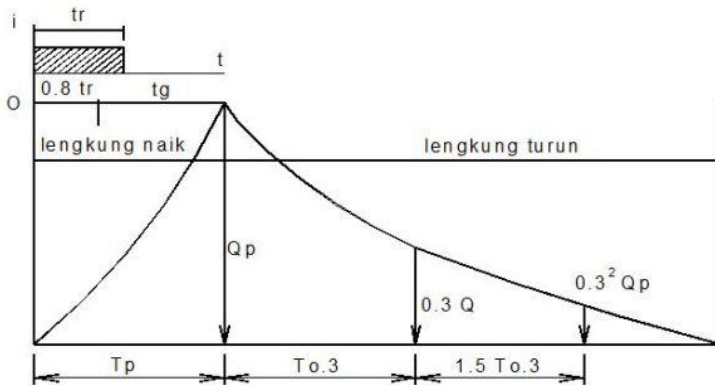
t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

a = Parameter hidrograf, untuk :

a = 2 (Pada daerah pengaliran biasa)

a = 1,5 (Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat)

a = 3 (Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat)



Gambar 2.1 Grafik Hidrograf Nakayasu

(sumber : Triatmodjo, 2008)

1. Pada waktu naik = $0 < t < T_p$

Dimana :

$Q(t)$ = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

2. Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

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

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

2.2.12.2 Metode HSS Gama I

Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993, 2000) berdasar perilaku hidrologis 30 Daerah Aliran Sungai (DAS) di Pulau Jawa. Meskipun diturunkan dari data DAS di Pulau Jawa, hidrograf satuan sintetis Gama I juga berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia.

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu, sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun

(*recession climb*) yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (K) yang mengikuti persamaan 2.30, yaitu :

$$Q_t = Q_p \cdot (e)^{-t/K} \quad (2.30)$$

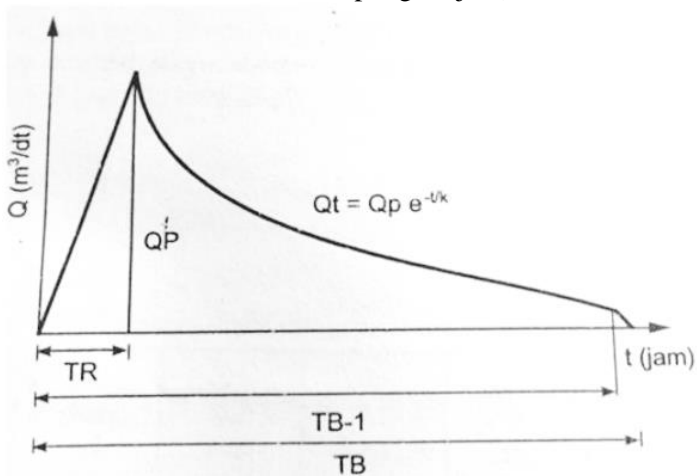
dengan :

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

Q_p = debit puncak (m^3/det)

t = waktu saat terjadinya debit puncak (jam)

K = koefisien tampungan (jam)



Gambar 2.2 Grafik HSS Gama I

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam HSS

Gama I adalah :

1. Waktu puncak HSS Gama I (TR)

$$TR = 0.43 \left(\frac{L^3}{(100SF)^3} \right) + 1.0665 SIM + 1.2775 \quad (2.31)$$

2. Debit Puncak Banjir (QP)

$$QP = 0.1836 \cdot A^{0.5886} \cdot TR^{-0.4008} \cdot JN^{0.2381} \quad (2.32)$$

3. Waktu dasar (TB)

$$TB = 27.4132 \cdot TR^{0.1457} \cdot S^{-0.0986} \cdot SN^{0.7344} \cdot RUA^{0.2574} \quad (2.33)$$

4. Koefisien resesi (K)

$$K = 0.5617 \cdot A^{0.1798} \cdot S^{-0.1446} \cdot SF^{-1.0897} \cdot D^{0.0452} \quad (2.34)$$

5. Aliran dasar (QB)

$$QB = 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} \quad (2.35)$$

Dimana :

A = luas das (km²)

L = panjang sungai utama (km)

S = kemiringan sungai

SF = faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat

SN = frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat

WF = faktor lebar, perbandingan antara DAS yang diukur dari titik sungai yang berjarak 0.75L dengan lebar DAS yang diukur dari di sungai yang berjarak 0.25L dari stasiun hidrometri

JN = jumlah pertemuan sungai

SIM = faktor simetri, hasil perkalian antara WF dengan luas DAS di sebelah hulu (RUA)

RUA = luas DAS sebelah hulu, perbandingan antara luas DAS yang diukur dari di hulu garis yang ditarik tegal lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS melalui titik tersebut

D = kerapatan jaringan kurus, jumlah pajang sungai semua tingkat tiap satuan DA

2.2.13 Discharge Rating Curve

Lengkung aliran debit (*Discharge Rating Curve*), adalah kurva yang menggambarkan hubungan antara tinggi muka air dan debit. Dibuat berdasarkan data pengukuran debit dari

berbagai ketinggian muka air, yang mencakup keadaan tinggi muka air rendah sampai tinggi. Jumlah dan sebaran data pengukuran debit yang dapat menggambarkan hubungan antara tinggi muka air dan debit dari muka air terendah sampai tertinggi harus cukup mewakili keadaan sebenarnya kejadian di lapangan. Pengukuran debit, untuk praktisnya hanya dilaksanakan secara berkala, minimal sekali setiap bulannya.

Pengamatan tinggi muka air dapat dilaksanakan secara kontinyu dengan menggunakan alat duga air otomatis atau secara teratur dengan membaca tinggi muka air biasa (alat duga air papan). Untuk mendapatkan data debit yang kontinyu maka perhitungan debit dapat dilaksanakan berdasarkan data pengamatan tinggi muka air dan lengkung debit serta koreksinya karena adanya perubahan penampang sungai akibat pengendapan dan atau penggerusan alur sungai.

Dengan demikian lengkung debit merupakan alat yang praktis untuk mendapatkan data debit yang kontinyu dengan periode waktu yang cukup panjang. Lengkung debit dapat dibuat dengan analisa grafis atau dibuat berdasarkan rumus matematik. (Soewarno, 1995)

BAB III METODOLOGI

3.1 Konsep Pemikiran

Permukaan jalan tol Pandaan – Malang berada di atas timbunan, oleh karena itu perlu direncanakan perlakuan terhadap aliran air limpasan yang menuruni timbunan atau jembatan. Perlu diperhitungkan pula air limpasan dari kawasan sekitar proyek yang mungkin membebani saluran tepi dan outlet.

Hal – hal yang menjadi perhatian dalam perencanaan sistem drainase jalan tol Pandaan-Malang adalah :

1. Saluran tepi di kaki – kaki timbunan diharapkan dapat menampung debit limpasan yang terjadi baik yang berasal dari permukaan jalan maupun kawasan di sekitar jalan yang mungkin membebani saluran yang direncanakan.
2. Arah aliran saluran direncanakan dalam bentuk skema drainase. Selain itu, juga direncanakan gorong – gorong untuk mengalirkan air limpasan hujan yang terhalang oleh sungai yang sudah ada atau irigasi eksisting.

3.2 Pengumpulan Data

Dalam perencanaan drainase data-data diperlukan untuk mendukung suatu hasil yang optimal dan sesuai yang diharapkan. Data yang diperlukan adalah :

- Topografi kawasan studi
- Data curah hujan selama 10 tahun
- *Layout* jalan tol Pandaan-Malang

3.3 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi yang dimaksud meliputi :

- Menghitung curah hujan rata-rata
- Menghitung tinggi hujan rata-rata
- Membuat hidrograf banjir

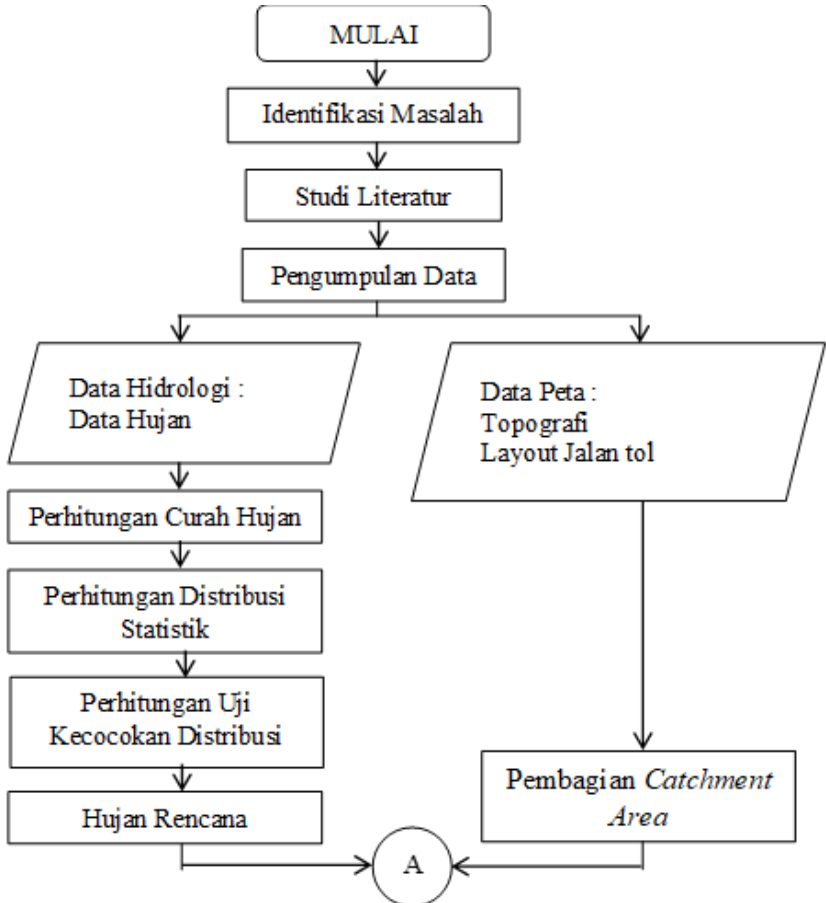
3.4 Analisa Hidrolika

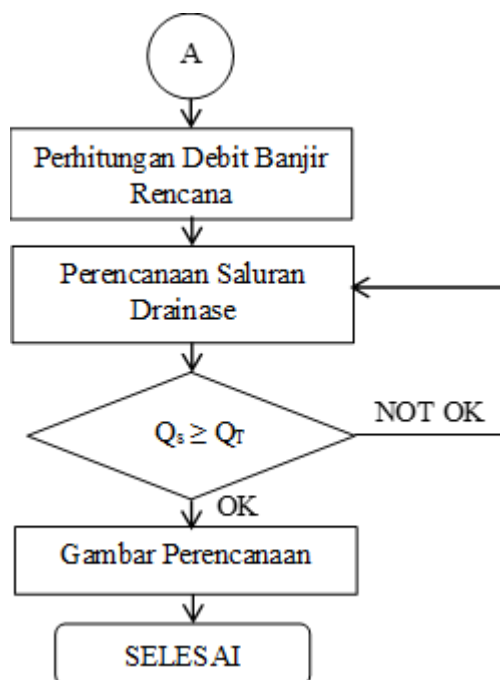
Analisa hidrolika meliputi :

- Perhitungan debit *inflow* saluran
- Perencanaan saluran drainase tepi dan drainase median
- Perencanaan bangunan pendukung drainase yaitu saluran pelindung samping, saluran *crossing* median, gorong-gorong, jembatan, *deckdrain* dan bangunan terjun.

3.5 Diagram Alir

Untuk mempermudah perencanaan drainase, maka dibuat skema diagram alir seperti gambar 3.1





Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan

Halaman ini sengaja dikosongkan

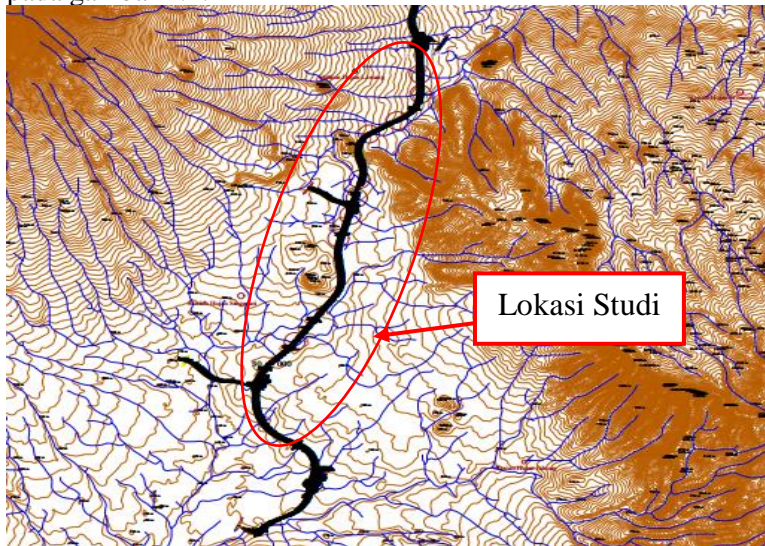
BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Analisa Debit Banjir Rencana

Analisa ini bertujuan untuk mengetahui besar debit banjir rencana yang terjadi pada saluran dan bangunan pendukung pada jalan tol yang berpotongan dengan sungai – sungai di sekitar jalan tol Pandaan-Malang. Hasil analisa debit banjir ini nantinya digunakan untuk analisa hidrolika dalam penentuan dimensi gorong-gorong.

4.1.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS)

Dalam menentukan luas DAS yang berpengaruh dalam analisa debit banjir rencana, titik tinjauan awal ditarik dari perpotongan antara jalan tol dan sungai. Diperlukan peta topografi dan *layout* rencana jalan tol Pandaan-Malang untuk menentukan luas DAS yang berpengaruh. Gabungan peta topografi dan layout rencana jalan tol Pandaan-Malang tertera pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Gabungan Peta Topografi dan Layout Jalan Tol

Dari peta topografi yang disatukan dengan *layout* rencana jalan tol Pandaan-Malang seperti pada gambar 4.1, didapatkan sungai-sungai yang berpotongan dengan jalan tol Pandaan-Malang yaitu :

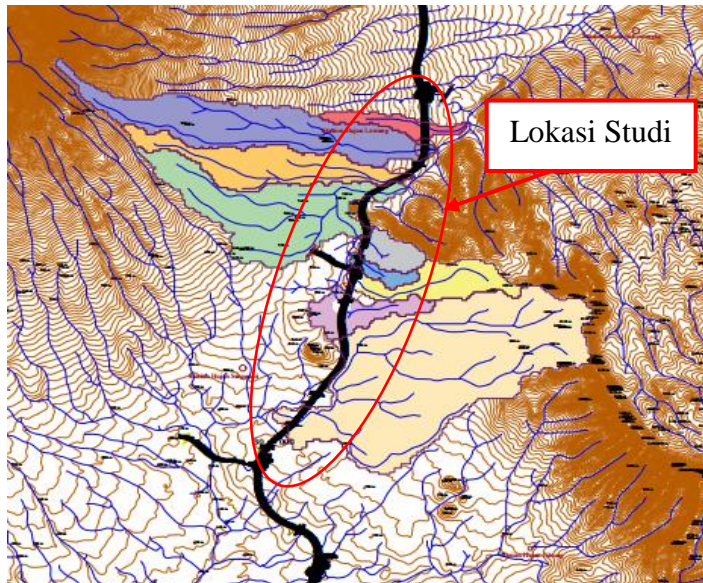
1. Sungai Jambean, pada STA 15+500
2. Sungai Sura, pada STA 16+100
3. Sungai Popohan, pada STA 18+300
4. Sungai Welang, pada STA 19+550
5. Sungai Anyar 1, pada STA 21+450
6. Sungai Anyar 2, pada STA 22+455
7. Sungai Anyar 3, pada STA 23+500
8. Sungai Gading, pada STA 25+800
9. Sungai Mati, pada STA 28+300

Luas sub DAS yang berpengaruh dan panjang masing-masing sungai yang berpotongan tertera pada tabel 4.1, sementara ilustrasi luas sub DAS yang berpengaruh tertera pada gambar 4.2.

Tabel 4.1 Luas DAS dan Panjang Sungai yang Berpotongan

No Sungai	Luas DAS (km ²)	Panjang Sungai (km)
1	2.06	7.64
2	14.8	23.2
3	8.58	27.4
4	14.94	20.2
5	2.24	0.96
6	1.08	1.2
7	4.72	15.6
8	3.24	1.06
9	35.36	24.6

(Sumber : Hasil Analisa, 2019)

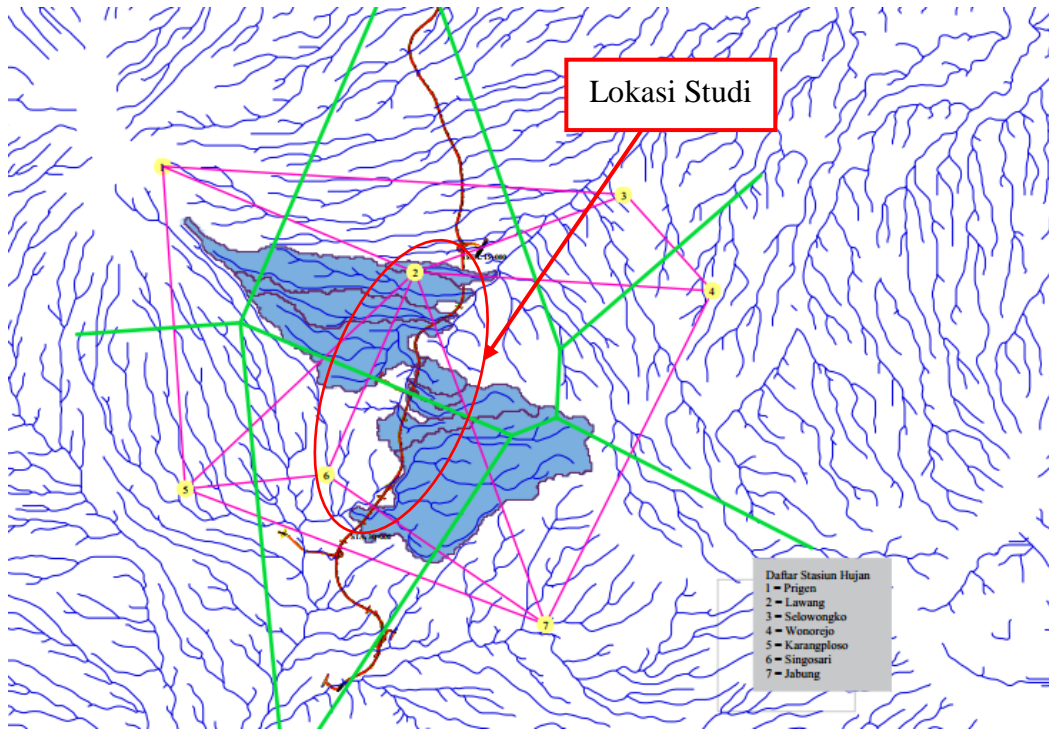


Gambar 4.2 Peta DAS dan Stasiun Hujan

4.1.2 Analisa Data Curah Hujan

Dalam menentukan data curah hujan yang digunakan dalam analisa debit banjir rencana, perlu ditentukan terlebih dahulu jumlah stasiun hujan yang berpengaruh terhadap DAS yang sudah ditentukan. Penentuan stasiun hujan yang berpengaruh didasarkan pada letak dan luas pengaruh stasiun hujan tersebut terhadap DAS yang dimaksud. Letak stasiun-stasiun hujan yang berada di sekitar DAS jalan tol Pandaan-Malang ditunjukkan pada gambar 4.2.

Untuk menentukan stasiun-stasiun hujan yang berpengaruh pada sub DAS yang berpotongan dengan jalan tol Pandaan-Malang, digunakan metode *Thiessen*. Penggambaran metode *Thiessen* ditunjukkan pada gambar 4.3.



Gambar 4.3 Metode Thiessen

Dari hasil metode *Thiessen*, didapatkan stasiun-stasiun hujan yang berpengaruh adalah stasiun hujan no 1 (Prigen), no 2 (Lawang), no. 4 (Wonorejo), no. 6 (Singosari) dan no. 7 (Jabung). Perhitungan curah hujan menggunakan data curah hujan maksimal pada stasiun-stasiun hujan tersebut dengan kurun waktu 10 tahun, yaitu tahun 2006–2015. Data curah hujan tersebut kemudian disesuaikan dengan luas pengaruh stasiun hujan masing-masing sesuai dengan pembagian dari metode *Thiessen* untuk mendapatkan tinggi hujan maksimum rencana setiap tahunnya. Berikut merupakan contoh perhitungan koefisien luasan *Thiessen* dan perhitungan curah hujan maksimum rencana (R max rencana) mulai tahun 2006 hingga 2015 pada sungai Mati di STA. 28+300.

Dari metode *Thiessen*, didapatkan bahwa stasiun hujan yang berpengaruh pada sungai Mati adalah stasiun hujan Lawang, Singosari, Jabung dan Wonorejo. Digunakan data R maksimum pada stasiun-stasiun tersebut pada tanggal 1 bulan Januari mulai tahun 2006-2015 yang terekap pada tabel 4.2.

Tabel 4.2 Data R Stasiun-Stasiun Hujan yang Berpengaruh pada Sungai Mati Tahun 2006-2015

Tahun	R Stasiun Hujan (mm)			
	Lawang	Singosari	Jabung	Wonorejo
2006	131	11	11	3
2007	0	5	0	0
2008	10	0	45	40
2009	15	12	0	50
2010	0	46	14	85
2011	10	30	5	0
2012	1	25	56	64
2013	15	16	19	0
2014	52	22	71	0
2015	11	2	0	0

(Sumber : BMG/Dinas Pengairan, 1 Januari 2006-2015)

Selanjutnya, perhitungan koefisien *Thiessen* untuk tiap stasiun hujan dihitung dengan persamaan :

$$\text{Koefisien} = \frac{\text{Luas pengaruh stasiun hujan}}{\text{Luas DAS}}$$

sehingga didapatkan koefisien masing-masing stasiun hujan yang berpengaruh pada sungai Mati pada tabel 4.3.

Tabel 4.3 Koefisien *Thiessen* Stasiun Hujan yang Berpengaruh

Luas DAS (km ²)	Luas sub DAS Stasiun Hujan yang Berpengaruh (km ²)			
	Lawang	Singosari	Jabung	Wonorejo
46.18	2.33	16.15	2.33	25.37
Koefisien	0.05	0.35	0.05	0.55

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Perhitungan curah hujan maksimum merupakan jumlah dari perkalian antara curah hujan maksimum tiap tahunnya dengan koefisien *Thiessen* masing-masing stasiun hujan yang berpengaruh. Tabel 4.4 merupakan rekapitulasi hasil perhitungan curah hujan maksimum untuk sungai Mati.

Tabel 4.4 R Rata-rata Sungai Mati Tahun 2006-2015

Tahun	R rata2 Stasiun Hujan x Koefisien (mm)				R rata2 (mm)
	Lawang	Singosari	Jabung	Wonorejo	
Koefisien	0.05	0.35	0.05	0.55	
2006	6.55	3.85	0.55	1.65	12.6
2007	0	1.75	0	0	1.75
2008	0.5	0	2.25	22	24.75
2009	0.75	4.2	0	27.5	32.45
2010	0	16.1	0.7	46.75	63.55
2011	0.5	10.5	0.25	0	11.25
2012	0.05	8.75	2.8	35.2	46.8

Tahun	R rata2 Stasiun Hujan x Koefisien (mm)				R rata2 (mm)
	Lawang	Singosari	Jabung	Wonorejo	
Koefisien	0.05	0.35	0.05	0.55	
2013	0.75	5.6	0.95	0	7.3
2014	2.6	7.7	3.55	0	13.85
2015	0.55	0.7	0	0	1.25

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Dengan metode perhitungan yang sama, didapatkan data curah hujan maksimal rencana (R max rencana) DAS yang berpengaruh pada jalan tol Pandaan-Malang tahun 2006-2015 pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 R Maksimum Tahun 2006-2015 Pada Stasiun-Stasiun Hujan Yang Berpengaruh

No Sungai	A (km ²)	L (km)	Rasio Pembagi Stasiun Hujan (%)					Total (%)	R maksimum (mm) pada Tahun									
			LWG	PRG	SGS	JBG	WNR		2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
1	2.686	2.916	100	0	0	0	0	100	131	68	114	51	120	90	144	117	108	141
2	28.142	10.782	80	20	0	0	0	100	118.8	66	118.2	43.6	109.4	76	118.8	105.6	87.6	119.8
3	14.825	8.287	95	5	0	0	0	100	127.95	65	115.05	48.45	117.35	85.8	137.7	112.65	102.9	135.7
4	27.782	6.947	80	5	15	0	0	100	109.95	54.8	97.95	49.35	99.35	73.05	119.7	103.65	91.95	114.55
5	4.018	0.998	100	0	0	0	0	100	131	68	114	51	120	90	144	117	108	141
6	2.002	0.962	90	10	0	0	0	100	124.9	63	116.1	45.9	114.7	81.6	131.4	108.3	97.8	130.4
7	8.516	4.714	75	0	25	0	0	100	101	51.9	85.95	49.65	91.45	73.1	113.55	99.15	88	108.85
8	3.070	2.024	100	0	0	0	0	100	131	68	114	51	120	90	144	117	108	141
9	46.189	18.885	5	0	35	5	55	100	61.85	48.6	65.75	77.3	108.45	63.85	56.15	62.15	57.25	61.25

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.1.3 Uji Konsistensi Data

Uji konsistensi data yang dimaksud adalah uji distribusi frekuensi menggunakan metode Gumbel, metode Log Pearson tipe III dan metode Log Normal serta uji kesesuaian persamaan distribusi yaitu uji *Chi Square* dan uji Smirnov-Kolmogorov. Pengujian ini dilakukan masing-masing untuk tiap DAS dari sungai yang berpotongan, sehingga hasil R maupun Qbanjir yang didapatkan akan berbeda tiap sungainya. Sub-bab ini akan menjelaskan contoh perhitungan pengujian distribusi frekuensi dan kesesuaian data untuk DAS 1, 5 dan 8.

Uji distribusi frekuensi dengan metode Gumbel dan Normal dianalisa sesuai dengan persamaan 2.3. Contoh perhitungan metode Normal dan Gumbel terdapat pada halaman 39 dengan data-data Rmax rencana untuk sungai Mati (Stasiun hujan Lawang, Singosari, Jabung, Wonorejo). Hasil metode ini ditunjukkan pada tabel 4.6.

Uji distribusi frekuensi dengan metode Log Normal dianalisa sesuai persamaan 2.5 dan Log Pearson tipe III dianalisa sesuai dengan persamaan 2.4. Contoh perhitungan metode Log Normal dan Log Pearson tipe III terdapat pada halaman 41 dengan data-data Rmax rencana untuk sungai Mati (Stasiun hujan Lawang, Singosari, Jabung, Wonorejo). Hasil metode ini ditunjukkan pada tabel 4.7.

Dari ketiga uji distribusi frekuensi tersebut, didapatkan hasil kesesuaian parameter masing-masing uji distribusi frekuensi yang ditunjukkan pada tabel 4.8.

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{662.6}{10} = 66.26$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 16.55$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{16.54843}{66.26} = 0.25$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times 68876.01387}{9 \times 8 \times 4531.79} = 2.11 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 3298872.541}{9 \times 8 \times 7 \times 74994.07} = 8.73 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2010	108.45	66.26	42.19	1779.996	75098.03546	3168386.116
2	2008	77.3	66.26	11.04	121.8816	1345.572864	14855.12442
3	2009	65.75	66.26	-0.51	0.2601	-0.132651	0.06765201
4	2012	63.85	66.26	-2.41	5.8081	-13.997521	33.73402561
5	2006	62.15	66.26	-4.11	16.8921	-69.426531	285.3430424
6	2013	61.85	66.26	-4.41	19.4481	-85.766121	378.2285936
7	2014	61.25	66.26	-5.01	25.1001	-125.751501	630.01502
8	2011	57.25	66.26	-9.01	81.1801	-731.432701	6590.208636
9	2015	56.15	66.26	-10.11	102.2121	-1033.364331	10447.31339
10	2007	48.6	66.26	-17.66	311.8756	-5507.723096	97266.38988
S		662.6	662.6		2464.654	68876.01387	3298872.541

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{18.112}{10} = 1.8112$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.094$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.094093609}{1.811211416} = 0.05$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3 \\ &= \frac{10 \times 0.009348137}{9 \times 8 \times 0.000833} = 1.56 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} C_k &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4 \\ &= \frac{100 \times 0.002817775}{9 \times 8 \times 7 \times 0.0000784} = 7.13 \end{aligned}$$

Tabel 4.7 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Tipe III

No	Tahun	x	$y = \text{Log}_x$	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2010	108.45	2.035	1.811	0.224	0.050184127	0.011242155	0.002518447
2	2008	77.3	1.888	1.811	0.077	0.005924085	0.000455965	3.50948E-05
3	2009	65.75	1.818	1.811	0.007	4.46804E-05	2.98659E-07	1.99634E-09
4	2012	63.85	1.805	1.811	-0.006	3.66087E-05	-2.21502E-07	1.3402E-09
5	2006	62.15	1.793	1.811	-0.018	0.000315783	-5.61155E-06	9.97189E-08
6	2013	61.85	1.791	1.811	-0.020	0.000394885	-7.84704E-06	1.55934E-07
7	2014	61.25	1.787	1.811	-0.024	0.000581067	-1.40068E-05	3.37638E-07
8	2011	57.25	1.758	1.811	-0.053	0.002855398	-0.000152581	8.1533E-06
9	2015	56.15	1.749	1.811	-0.062	0.003826864	-0.000236736	1.46449E-05
10	2007	48.6	1.687	1.811	-0.125	0.015518967	-0.001933278	0.000240838
S		662.6	18.112			0.079682466	0.009348137	0.002817775

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Tabel 4.8 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$C_s = 0$	2.1109	Not OK
		$C_k = 3$	8.728	
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	1.559	Not OK
		$C_s = 0.148$		
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	7.132	
		$C_k = 3.039$		
3	Gumbel	$C_s = 1.14$	2.1109	Not OK
		$C_k = 5.4$	8.728	
4	Log Pearson III	Cs bebas	1.5585	OK
		Ck bebas	7.132	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Disimpulkan bahwa uji Log Pearson tipe III sesuai dengan semua parameter yang diisyaratkan, sehingga data-data untuk uji kesesuaian persamaan distribusi adalah data-data hasil dari uji distribusi Log Pearson tipe III.

Dengan data-data dari uji distribusi metode Log Pearson tipe III, dilakukan uji kesesuaian persamaan distribusi yaitu uji Chi Square sesuai persamaan pada sub bab 2.1.5.2 dan uji Smirnov-Kolmogorov sesuai persamaan pada sub bab 2.1.5.1. Hasil uji Chi Square ditunjukkan pada tabel 4.9 dan hasil uji Smirnov-Kolmogorov ditunjukkan pada tabel 4.10.

Dari kedua uji kesesuaian persamaan distribusi tersebut, didapatkan bahwa data curah hujan dari uji distribusi Log Pearson tipe III dapat digunakan.

Untuk uji konsistensi data terhadap sungai Jambean, sungai Sura, sungai Popohan, sungai Welang, sungai Anyar 1, sungai Anyar 2, sungai Anyar 3 dan sungai Gading, data-data Rmax diuji dengan metode yang sama dengan metode pada sub bab 4.1.3. Didapatkan hasil uji kecocokan yang kesemuanya sesuai menggunakan hasil dari uji distribusi Log Pearson tipe III sehingga data curah hujan dari uji distribusi Log Pearson tipe III untuk ke-8 sungai lainnya dapat digunakan.

Tabel 4.10 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log } X) = m / (n+1)$	$P(x_i <)$	$f(t) = (x_i - x) / s$	$P'(x_i) = m / (n-1)$	$P'(x_i <)$	D
2010	1	108	2.035	0.091	1.944	0.135	0.111	1.924	0.020
2008	2	77	1.888	0.182	1.706	-0.879	0.222	1.666	0.040
2009	3	66	1.818	0.273	1.545	-1.363	0.333	1.485	0.061
2012	4	64	1.805	0.364	1.442	-1.451	0.444	1.361	0.081
2006	5	62	1.793	0.455	1.339	-1.531	0.556	1.238	0.101
2013	6	62	1.791	0.545	1.246	-1.546	0.667	1.125	0.121
2014	7	61	1.787	0.636	1.151	-1.575	0.778	1.009	0.141
2011	8	57	1.758	0.727	1.031	-1.777	0.889	0.869	0.162
2015	9	56	1.749	0.818	0.931	-1.835	1.000	0.749	0.182
2007	10	49	1.687	0.909	0.778	-2.267	1.111	0.576	0.202
								Dmax	0.202

Dmax = 0.202
 Derajat kepercayaan = 5%
 n = 10
 D₀ = 0.41

Dari hasil perhitungan tabel di atas diperoleh
 $D_{maks} = 0.202 < D_0 = 0.41$ maka Distribusi
 dapat diterima.

4.1.4 Analisa Curah Hujan Efektif

Analisis dan perhitungan untuk tugas akhir ini digunakan tinggi hujan rencana dengan periode ulang 50 tahun. Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :

$$\bar{Y} = 1.811$$

$$S = 0.094$$

Nilai k untuk periode T = 50 tahunan didapatkan dari Tabel Nilai K Distribusi Log Pearson Tipe III adalah :

$$K_T = 2.094$$

R maksimum periode ulang 50 tahunan :

$$Y = \text{Log } \bar{Y} + K_T \times S$$

$$Y = 1.811 + 2.094 \times 0.094$$

$$Y = 2.115$$

$$\text{Antilog } Y = 130.362 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan, dipilih metode distribusi Log Pearson tipe III untuk perhitungan curah hujan periode ulang 50 tahun dengan curah hujan rencana sebesar 210.419 mm.

Dengan metode yang sama, didapatkan curah hujan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun untuk sungai Mati yang terdapat pada tabel 4.11.

Tabel 4.11 Curah Hujan Sungai Mati Periode Ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100 Tahun

Periode Ulang	Curah Hujan (mm)
2	64.49
5	85.65
10	99.63
25	117.12

Periode Ulang	Curah Hujan (mm)
50	130.36
100	143.64

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Didapatkan curah hujan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50 dan 100 tahun untuk sungai-sungai yang berpengaruh yang terdapat pada tabel 4.12.

Tabel 4.12 Curah Hujan Periode Ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100 Tahun Sungai Sungai yang Berpengaruh (mm)

Nama Sungai	Periode Ulang					
	2	5	10	25	50	100
Jambean	115.77	133.30	137.46	139.50	140.06	140.29
Sura	99.36	121.71	130.51	137.54	140.89	143.17
Popohan	107.39	132.46	142.81	151.46	155.82	158.93
Welang	93.85	116.58	126.40	134.95	139.40	142.70
Anyar 1	115.77	133.30	137.46	139.50	140.06	140.29
Anyar 2	103.95	127.78	137.39	145.17	149.11	151.77
Anyar 3	88.93	110.47	119.78	127.88	132.10	135.22
Gading	115.77	133.30	137.46	139.50	140.06	140.29
Mati	64.49	85.65	99.63	117.12	130.36	143.64

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.1.5 Perhitungan Hidrograf Satuan

Perhitungan hidrograf pada tugas akhir ini menggunakan metode Nakayasu sesuai persamaan 2.29, sementara perhitungan baseflow didasarkan pada persamaan *baseflow* HSS Gama I (persamaan 2.35).

Berikut perhitungan hidrograf untuk Sungai Mati pada STA. 28+300.

$$\begin{aligned} \text{Luas DAS (A)} &= 46.189 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 18.885 \text{ km} \\ R_{100} &= 143.640 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{100} &= 129.270 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk $L > 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned} \text{tg} &= 0,21 \times L^{0,7} = 1.643 \\ \text{Tr} &= 0.75 \times \text{tg} = 1.232 \text{ jam} \\ \text{Tp} &= \text{tg} + 0,8 \text{ Tr} = 2.628 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot \text{tg} = 4.928 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 2.020 \text{ mm}^3/\text{jam} \end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned} D &= L / A = 0.408 \text{ km} \\ QB &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 2.123 \text{ mm}^3/\text{jam} \end{aligned}$$

Syarat Persamaan untuk Hidrograf Nakayasu :

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 2.628$$

Tabel 4.13 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Mati

t (s)	Q_a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.007
0.5	0.038
0.75	0.100
1	0.199

t (s)	Q _a (mm/jam)
1.25	0.340
1.5	0.526
1.75	0.761
2	1.049
2.25	1.392
2.5	1.792
2.628	2.020

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 2.628 \leq t \leq 7.556$$

Tabel 4.14 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
2.75	1.961
3	1.845
3.25	1.735
3.5	1.633
3.75	1.536
4	1.445
4.25	1.359
4.5	1.279
4.75	1.203
5	1.132
5.25	1.065
5.5	1.001
5.75	0.942
6	0.886

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
6.25	0.834
6.5	0.784
6.75	0.738
7	0.694
7.25	0.653
7.5	0.614
7.556	0.606

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

3. Lengkung Turun tahap 2 :

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

$$= 7.556 \leq t \leq 14.947$$

Tabel 4.15 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
7.75	0.587
8	0.564
8.25	0.541
8.5	0.520
8.75	0.499
9	0.479
9.25	0.460
9.5	0.442
9.75	0.424
10	0.407
10.25	0.391
10.5	0.375
10.75	0.360

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
11	0.346
11.25	0.332
11.5	0.319
11.75	0.306
12	0.294
12.25	0.282
12.5	0.271
12.75	0.260
13	0.250
13.25	0.240
13.5	0.230
13.75	0.221
14	0.212
14.25	0.204
14.5	0.196
14.75	0.188
14.947	0.182

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4. Lengkung Turun tahap 3 :

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 14.947$$

Tabel 4.16 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
15	0.181
16	0.160
17	0.141
18	0.125

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
19	0.111
20	0.098
21	0.087
22	0.077
23	0.068
24	0.060

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju sungai. Besar curah hujan efektif mempertimbangkan luas lahan dan kondisi sekitar DAS. Perhitungan curah hujan jam-jaman dilakukan dengan persamaan Mononobe dengan lama hujan adalah 5 jam. Jalan tol Pandaan-Malang terletak pada daerah pegunungan, sehingga digunakan nilai $C = 0,75$. Periode ulang yang digunakan adalah periode ulang 100 tahun.

Berikut perhitungan curah hujan efektif jam-jaman untuk Sungai Mati.

$$\begin{aligned}
 T &= 5 \text{ jam} \\
 t &= 1 \text{ jam} \\
 R_{24} &= 143.64 \text{ mm} \\
 \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\
 R_{\text{eff}} = C \times R_{24} &= 129.27 \text{ mm} \\
 R_t = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} &= 75.60 \text{ mm} \\
 R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{t(T-1)} &= 75.60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan curah hujan efektif jam-jaman untuk Sungai Mati hingga jam ke 5 ditampilkan pada tabel 4.17.

Tabel 4.17 Curah Hujan Jam-jaman Sungai Mati

T hujan (jam)	Rt	Rt'
1	75.60	75.600
2	47.620	19.650
3	36.340	13.780
4	30.000	10.970
5	25.850	9.270

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Selanjutnya dilakukan perhitungan debit banjir hidrograf Nakayasu periode 100 tahun yang ditunjukkan pada tabel 4.18. Bentuk hidrograf sungai Mati terdapat pada gambar 4.4.

Tabel 4.18 Hidrograf Nakayasu Sungai Mati

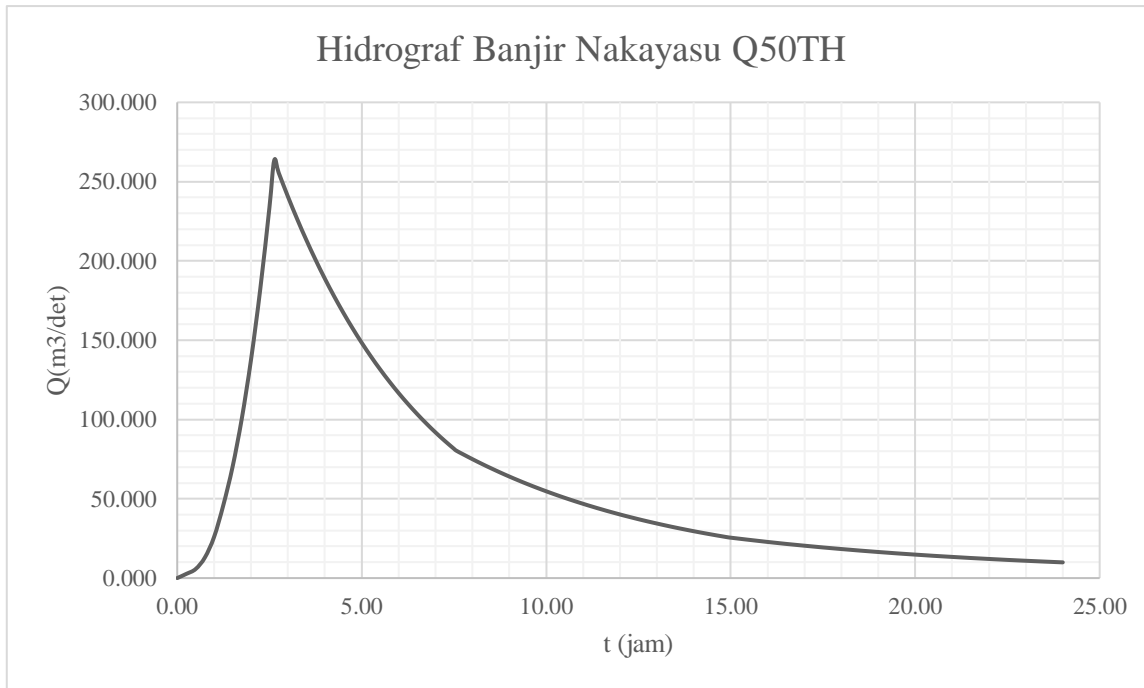
t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.60	19.65	13.78	10.97	9.27	
0.00	0.000	0.000					0.000
0.25	0.007	0.539	0				2.663
0.50	0.038	2.847	0.740	0			5.710
0.75	0.100	7.533	1.958	1.373	0		12.987
1.00	0.199	15.025	3.905	2.739	2.181	0	25.974
1.25	0.340	25.668	6.672	4.680	3.726	3.146	46.015
1.50	0.526	39.758	10.334	7.249	5.771	4.873	70.109
1.75	0.761	57.557	14.960	10.494	8.355	7.055	100.545
2.00	1.049	79.302	20.612	14.459	11.511	9.720	137.727
2.25	1.392	105.208	27.346	19.182	15.271	12.896	182.026
2.50	1.792	135.477	35.213	24.701	19.665	16.606	233.786
2.63	2.020	152.726	39.697	27.846	22.168	18.720	263.280
2.75	1.961	148.240	38.531	27.028	21.517	18.171	255.611
3.00	1.845	139.456	36.248	25.427	20.242	17.094	240.590

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.60	19.65	13.78	10.97	9.27	
3.25	1.735	131.193	34.100	23.920	19.043	16.081	226.459
3.50	1.633	123.419	32.079	22.503	17.914	15.128	213.166
3.75	1.536	116.105	30.178	21.169	16.853	14.232	200.661
4.00	1.445	109.225	28.390	19.915	15.854	13.388	188.896
4.25	1.359	102.753	26.708	18.735	14.915	12.595	177.829
4.50	1.279	96.664	25.125	17.625	14.031	11.849	167.417
4.75	1.203	90.936	23.636	16.580	13.200	11.147	157.622
5.00	1.132	85.548	22.236	15.598	12.417	10.486	148.408
5.25	1.065	80.479	20.918	14.674	11.682	9.865	139.740
5.50	1.001	75.710	19.679	13.804	10.989	9.280	131.585
5.75	0.942	71.224	18.512	12.986	10.338	8.730	123.914
6.00	0.886	67.003	17.416	12.217	9.726	8.213	116.697
6.25	0.834	63.033	16.384	11.493	9.149	7.726	109.908
6.50	0.784	59.298	15.413	10.812	8.607	7.268	103.521
6.75	0.738	55.784	14.499	10.171	8.097	6.838	97.512
7.00	0.694	52.478	13.640	9.568	7.617	6.433	91.860
7.25	0.653	49.369	12.832	9.001	7.166	6.051	86.543
7.50	0.614	46.443	12.072	8.468	6.741	5.693	81.540
7.56	0.606	45.818	11.909	8.354	6.651	5.616	80.470
7.75	0.587	44.389	11.538	8.093	6.443	5.441	78.027
8.00	0.564	42.618	11.077	7.770	6.186	5.224	74.998
8.25	0.541	40.917	10.635	7.460	5.939	5.015	72.090
8.50	0.520	39.284	10.211	7.163	5.702	4.815	69.298
8.75	0.499	37.717	9.803	6.877	5.475	4.623	66.618
9.00	0.479	36.211	9.412	6.602	5.256	4.439	64.044
9.25	0.460	34.766	9.037	6.339	5.046	4.261	61.573
9.50	0.442	33.379	8.676	6.086	4.845	4.091	59.201

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.60	19.65	13.78	10.97	9.27	
9.75	0.424	32.047	8.330	5.843	4.652	3.928	56.923
10.00	0.407	30.768	7.997	5.610	4.466	3.771	54.736
10.25	0.391	29.540	7.678	5.386	4.288	3.621	52.637
10.50	0.375	28.362	7.372	5.171	4.117	3.476	50.621
10.75	0.360	27.230	7.078	4.965	3.952	3.338	48.686
11.00	0.346	26.143	6.795	4.767	3.795	3.205	46.828
11.25	0.332	25.100	6.524	4.576	3.643	3.077	45.044
11.50	0.319	24.098	6.264	4.394	3.498	2.954	43.331
11.75	0.306	23.137	6.014	4.218	3.358	2.836	41.687
12.00	0.294	22.214	5.774	4.050	3.224	2.723	40.108
12.25	0.282	21.327	5.543	3.889	3.096	2.614	38.592
12.50	0.271	20.476	5.322	3.733	2.972	2.510	37.137
12.75	0.260	19.659	5.110	3.584	2.854	2.410	35.740
13.00	0.250	18.874	4.906	3.441	2.740	2.314	34.398
13.25	0.240	18.121	4.710	3.304	2.630	2.221	33.110
13.50	0.230	17.398	4.522	3.172	2.525	2.133	31.874
13.75	0.221	16.704	4.342	3.046	2.425	2.047	30.687
14.00	0.212	16.037	4.168	2.924	2.328	1.966	29.547
14.25	0.204	15.397	4.002	2.807	2.235	1.887	28.452
14.50	0.196	14.783	3.842	2.695	2.146	1.812	27.402
14.75	0.188	14.193	3.689	2.588	2.060	1.740	26.393
14.95	0.182	13.745	3.573	2.506	1.995	1.685	25.627
15.00	0.181	13.656	3.550	2.490	1.982	1.674	25.475
16.00	0.160	12.086	3.141	2.204	1.754	1.481	22.790
17.00	0.141	10.696	2.780	1.950	1.553	1.311	20.413
18.00	0.125	9.466	2.460	1.726	1.374	1.160	18.310
19.00	0.111	8.377	2.177	1.527	1.216	1.027	16.448

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.60	19.65	13.78	10.97	9.27	
20.00	0.098	7.414	1.927	1.352	1.076	0.909	14.801
21.00	0.087	6.561	1.705	1.196	0.952	0.804	13.343
22.00	0.077	5.807	1.509	1.059	0.843	0.712	12.053
23.00	0.068	5.139	1.336	0.937	0.746	0.630	10.911
24.00	0.060	4.548	1.182	0.829	0.660	0.557	9.900

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)



Gambar 4.4 Hidrograf Banjir Sungai Mati Metode Nakayasu dengan Q_{100}
(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Dengan metode yang sama, didapatkan tinggi Q banjir tiap sungai sesuai tabel 4.19.

Tabel 4.19 Qbanjir Tiap Sungai

No Sungai	A (km ²)	L (km)	Qbanjir (m ³ /s)
<i>I</i>	2.686	2.916	49.91
2	28.142	10.782	236.25
3	14.825	8.287	166.45
4	27.782	6.947	315.25
5	4.018	0.998	128.095
6	2.002	0.962	69.89
7	8.516	4.714	117.54
8	3.070	2.024	72.88
9	46.189	18.885	263.28

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.1.6 Perhitungan Elevasi Muka Air Banjir

Perhitungan elevasi muka air banjir menggunakan *rating curve*, yaitu kurva yang menunjukkan hubungan antara debit dan tinggi muka air. Dengan acuan debit banjir, didapatkan besar tinggi muka air banjir setelah menghitung besar debit banjir penampang sungai menggunakan persamaan Manning. Berikut merupakan contoh perhitungan elevasi muka air banjir untuk sungai Mati.

Kedalaman 1 m dari dasar – $n = 0.025$

A = 2.273 m² (didapatkan dari Auto CAD)

P = 4.652 m (didapatkan dari Auto CAD)

$R = \frac{A}{P} = 0.488 \text{ m}$

Beda elevasi = 603 m

$$\text{Panjang sungai} = 35.36 \text{ km} = 35360 \text{ m}$$

$$i = \text{Beda elevasi/Panjang} = 0.017$$

$$Q = \frac{1}{n_d} \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5} = 41.442 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan tersebut diteruskan hingga debit mendekati angka debit banjir. Hasil perhitungan rating curve untuk sungai Mati tertera pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 Perhitungan Rating Curve Sungai Mati

Kedalaman (m)	n	A	Beda elevasi	Panjang (m)	i	Q (m ³ /dt)
		(m ²)				
1	0.025	2.273	603	35360	0.017	7.36454
2	0.025	5.914	603	35360	0.017	27.4964
3	0.025	10.1233	603	35360	0.017	57.9153
4	0.025	14.842	603	35360	0.017	95.1033
5	0.025	20.1154	603	35360	0.017	140.473
6	0.025	25.9419	603	35360	0.017	194.34
7	0.025	29.1282	603	35360	0.017	208.833
8	0.025	36.735	603	35360	0.017	293.898

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Pada kedalaman 8 m, debit sudah mendekati angka debit banjir sungai Mati sehingga perhitungan bisa dihentikan. Hal ini menandakan bahwa di ketinggian 8 meter, maka debit banjir bisa terjadi. Elevasi muka air banjir untuk Sungai Mati dihitung dengan cara menambahkan elevasi dasar sungai dengan ketinggian maksimal dari *rating curve*.

Dengan cara yang sama untuk setiap sungai, didapatkan hasil elevasi muka air banjir masing-masing sungai seperti yang tertera pada tabel 4.21.

Tabel 4.21 Elevasi Muka Air Banjir Sungai yang Berpotongan

No Sungai	A (km ²)	L (km)	Qbanjir (m ³ /s)	Elevasi Dasar Sungai	Elevasi Muka Air Banjir
1	2.686	2.916	49.91	356.833	357.873
2	28.142	10.782	236.25	350.389	353.7
3	14.825	8.287	166.45	338.36	339.385
4	27.782	6.947	315.25	407.5	413.85
5	4.018	0.998	128.095	435	435.7
6	2.002	0.962	69.89	492.55	493.37
7	8.516	4.714	117.54	502.035	503.035
8	3.070	2.024	72.88	500.264	503.387
9	46.189	18.885	263.28	468.721	476.573

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.2 Analisa Hidrologi Drainase Jalan

4.2.1 Luas Daerah Tinjauan (A)

Luas daerah tinjauan dalam perhitungan hidrologi dicari melalui metode Thiessen dengan mempertimbangkan stasiun-stasiun hujan terdekat dengan daerah jalan tol. Selanjutnya dibuat skema drainase dan direncanakan seberapa besar luasan yang berpengaruh terhadap saluran drainase yang direncanakan. Dalam tugas akhir ini, luas daerah tinjauan yang dipertimbangkan adalah luas jalan tol sendiri, luas timbunan di sekitar saluran drainase dan luas lahan di sekeliling saluran drainase. Luas daerah tinjauan tiap saluran ditunjukkan pada tabel 4.13.

4.2.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi (T_c)

Perhitungan waktu konsentrasi didasarkan pada persamaan 2.21 hingga persamaan 2.23. Perhitungan waktu pengaliran ke saluran (t_0) dipilih yang terbesar dari hasil

perhitungan antara t_0 jalan tol, timbunan dan lahan itu sendiri.
Berikut contoh perhitungan T_c untuk saluran S1a.

Waktu pengaliran permukaan jalan (t_0)

$$\begin{aligned} \text{Gradien memanjang (g)} &= 0.05 \\ \text{Gradien melintang (s)} &= 0.02 \\ \text{Lebar jalan (w)} &= 11.7 \text{ m} \\ x = \frac{g}{s} \times w &= 2.925 \\ L_0 = \sqrt{w^2 + x^2} &= 12.06 \text{ m} \\ \Delta h_g = x \cdot g &= 0.014 \\ \Delta h_s = w \cdot s &= 0.234 \\ \Delta h = \Delta h_g + \Delta h_s &= 0.248 \\ nd &= 0.04 \\ i = \frac{\Delta h}{L} &= 0.021 \\ t_0 = \left(\frac{2}{3} x 3,28 x 1 x \frac{nd}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.167} &= 2.536 \text{ menit} \end{aligned}$$

Waktu pengaliran timbunan (t_0)

$$\begin{aligned} \text{Gradien memanjang (g)} &= 0.005 \\ \text{Gradien melintang (s)} &= 0.57 \\ \text{Lebar timbunan (w)} &= 14.04 \text{ m} \\ x = \frac{g}{s} \times w &= 0.123 \\ L_0 = \sqrt{w^2 + x^2} &= 14.041 \text{ m} \\ \Delta h_g = x \cdot g &= 0.001 \\ \Delta h_s = w \cdot s &= 8 \\ \Delta h = \Delta h_g + \Delta h_s &= 8.001 \\ nd &= 0.04 \\ i = \frac{\Delta h}{L} &= 0.57 \\ t_0 = \left(\frac{2}{3} x 3,28 x 1 x \frac{nd}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.167} &= 1.254 \text{ menit} \end{aligned}$$

Waktu pengaliran lahan (t_0)

$$L_0 = 180 \text{ m}$$

$$n_d = 0.2$$

$$i = 0.033$$

$$t_0 = \left(\frac{2}{3} \times 3,28 \times 1 \times \frac{n_d}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.167} = 17.062 \text{ menit}$$

Dari perhitungan t_0 berdasarkan permukaan jalan, timbunan dan lahan, angka yang terbesar adalah t_0 lahan sehingga t_0 yang digunakan adalah t_0 lahan yaitu 17.062 menit.

Waktu pengaliran saluran (t_f)

$$L = 200 \text{ m}$$

$$V = 1.5 \text{ m/s}$$

$$t_f = \frac{L}{V} = 2.22 \text{ menit}$$

Waktu konsentrasi (T_c)

$$T_c = t_0 + t_f = 19.284 \text{ menit}$$

Hasil perhitungan waktu pengaliran ditunjukkan pada tabel 4.21 dan waktu konsentrasi masing-masing saluran ditunjukkan pada tabel 4.22.

Tabel 4.21 Perhitungan Waktu Pengaliran (t_0 dan t_f)

No	Nama Saluran	Stasioner		L Permukaan Jalan Tol (m)	nd	0.040	L Timbunan (m)	nd	0.040	L Lahan (m)	nd	0.200	L (m)	V (m/s)	tf (menit)
		Hulu	Hilir		<i>i</i>	t_0		<i>i</i>	t_0		<i>i</i>	t_0			
1	S1a	15+300	15+500	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	180	0.033	17.062	200	1.5	2.222
2	S1b	15+678	15+500	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	134	0.037	14.484	178	1.5	1.978
3	S12	15+678	15+755	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	189	0.040	16.652	77	1.5	0.856
4	S2a	15+860	15+755	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	176	0.050	15.265	105	1.5	1.167
5	S2b	15+860	15+935	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	175	0.050	15.249	75	1.5	0.833
6	S2c	16+027	15+935	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	154	0.096	12.348	92	1.5	1.022
7	S2d	16+027	16+318	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	134	0.006	21.696	291	1.5	3.233
8	S2e	16+318	16+500	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	156	0.005	24.488	182	1.5	2.022
9	S23	16+500	16+631	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	104	0.114	9.871	131	1.5	1.456
10	S3a	16+800	16+631	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	134	0.086	11.872	169	1.5	1.878
11	S3b	16+800	16+941	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	124	0.009	19.619	141	1.5	1.567
12	S3c	17+055	16+941	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	145	0.004	25.635	114	1.5	1.267
13	S3d	17+182	17+055	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	156	0.037	15.518	127	1.5	1.411
14	S3e	17+350	17+182	12.601	0.022	2.562	14.041	1.114	5.540	123	0.008	19.793	168	1.5	1.867
15	S3f	17+579	17+350	12.601	0.022	2.562	14.041	1.114	5.540	106	0.036	13.067	229	1.5	2.544
16	S3g	17+753	17+579	12.601	0.022	2.562	14.041	1.114	5.540	104	0.018	15.094	174	1.5	1.933
17	S3h	17+922	17+753	12.601	0.022	2.562	14.041	1.114	5.540	168	0.039	15.895	169	1.5	1.878
18	S34	18+036	17+922	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	165	0.028	17.044	114	1.5	1.267
19	S4a	18+315	18+036	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	186	0.044	16.156	279	1.5	3.100
20	S4b	18+550	18+315	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	187	0.032	17.410	235	1.5	2.611
21	S4c	18+783	18+550	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	145	0.031	15.564	233	1.5	2.589
22	S4d	18+883	18+783	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	103	0.006	19.767	100	1.5	1.111
23	S4e	19+050	18+883	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	124	0.051	12.946	167	1.5	1.856
24	S45	19+050	19+200	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	189	0.005	26.488	150	1.5	1.667
25	S5a	19+423	19+200	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	145	0.046	14.228	223	1.5	2.477

No	Nama Saluran	Stasioner		L Permukaan Jalan Tol (m)	nd	0.040	L Timbunan (m)	nd	0.040	L Lahan (m)	nd	0.200	L (m)	V (m/s)	tf (menit)
		Hulu	Hilir		<i>i</i>	t0		<i>i</i>	t0		<i>i</i>	t0			
26	S5b	19+548	19+423	12.060	0.021	2.536	14.041	1.164	5.372	126	0.021	16.041	125	1.5	1.389
27	S5c	19+785	19+548	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	109	0.034	13.402	237	1.5	2.633
28	S5d	20+000	19+785	26.162	0.045	3.039	GALIAN			89	0.037	11.925	215	1.5	2.389
29	S5e	20+200	20+000	26.162	0.045	3.039				145	0.040	14.714	200	1.5	2.222
30	S5f	20+400	20+200	23.582	0.040	2.966				142	0.040	14.571	200	1.5	2.222
31	S5g	20+600	20+400	23.582	0.040	2.966				146	0.040	14.761	200	1.5	2.222
32	S5h	20+800	20+600	23.582	0.040	2.966				181	0.037	16.568	200	1.5	2.222
33	S5i	21+000	20+800	23.582	0.040	2.966				155	0.029	16.392	200	1.5	2.222
34	S56	21+000	21+125	14.625	0.025	2.653				14.045	0.960	6.149	160	0.007	23.150
35	S6a	21+310	21+125	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	169	0.045	15.395	185	1.5	2.056
36	S6b	21+500	21+310	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	194	0.011	22.861	190	1.5	2.111
37	S6c	21+725	21+500	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	185	0.017	20.187	225	1.5	2.500
38	S6d	21+725	21+927	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	112	0.017	15.933	202	1.5	2.244
39	S6e	22+200	21+725	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	178	0.003	29.391	475	1.5	5.278
40	S6f	22+525	22+200	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	202	0.001	37.093	325	0.9	6.019
41	S6g	22+825	22+525	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	198	0.004	29.134	300	1.5	3.333
42	S6h	23+090	22+825	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	216	0.004	30.204	265	1.5	2.944
43	S6i	23+310	23+090	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	142	0.004	25.367	220	1.5	2.444
44	S67	23+425	23+310	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	127	0.006	21.467	115	1.5	1.278
45	S7a	23+670	23+425	13.644	0.023	2.610	14.043	1.029	5.857	90	0.005	18.941	245	1.5	2.722
46	S7b	23+864	23+670	13.644	0.023	2.610	14.043	1.029	5.857	158	0.005	25.129	194	1.5	2.156
47	S7c	24+150	23+864	14.625	0.025	2.653	14.045	0.960	6.149	163	0.024	17.496	286	1.5	3.178
48	S7d	24+437	24+150	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	168	0.011	21.516	287	1.5	3.189
49	S7e	24+650	24+437	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	146	0.028	16.002	213	1.5	2.367
50	S78	24+650	25+000	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	142	0.007	22.176	350	1.5	3.889
51	S8a	25+000	25+350	11.878	0.020	2.527	GALIAN			107	0.028	13.859	350	1.5	3.889

No	Nama Saluran	Stasioner		L Permukaan Jalan Tol (m)	nd	0.040	L Timbunan (m)	nd	0.040	L Lahan (m)	nd	0.200	L (m)	V (m/s)	tf (menit)
		Hulu	Hilir		<i>i</i>	t0		<i>i</i>	t0		<i>i</i>	t0			
52	S8b	25+350	25+650	11.878	0.020	2.527	GALIAN			146	0.032	15.556	300	1.5	3.333
53	S8c	25+650	25+972	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	181	0.014	20.939	322	1.5	3.578
54	S8d	25+972	26+221	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	155	0.026	16.810	249	1.5	2.767
55	S8e	26+221	26+650	11.878	0.020	2.527	14.040	1.182	5.315	160	0.014	19.741	429	1.5	4.767
56	S8f	26+650	26+975	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	169	0.011	21.521	325	1.5	3.611
57	S8g	26+975	27+325	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	194	0.016	20.883	350	1.5	3.889
58	S8h	27+325	27+800	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	185	0.006	25.849	475	1.5	5.278
59	S89	27+800	27+900	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	112	0.021	15.188	100	1.5	1.111
60	S9a	28+050	27+900	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	178	0.013	21.118	150	1.5	1.667
61	S9b	28+575	28+050	26.162	0.045	3.039	14.075	0.538	9.237	202	0.001	38.854	525	0.9	9.722
62	S9c	28+800	28+575	12.396	0.021	2.552	14.041	1.133	5.477	198	0.011	22.964	225	1.5	2.500
63	S9d	29+230	28+800	12.396	0.021	2.552	14.041	1.133	5.477	216	0.001	46.206	430	0.9	7.963
64	S9e	29+570	29+230	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	142	0.009	20.578	340	1.5	3.778
65	S910	30+000	29+570	13.081	0.022	2.585	14.042	1.073	5.687	155	0.008	22.167	430	1.5	4.778

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Tabel 4.22 Perhitungan Waktu Konsentrasi

No	Nama Saluran	Stasioner		Waktu Pengaliran (menit)		
		Hulu	Hilir	to	tf	Tc
1	S1a	15+300	15+500	17.062	2.222	19.284
2	S1b	15+678	15+500	14.484	1.978	16.462
3	S12	15+678	15+755	16.652	0.856	17.508
4	S2a	15+860	15+755	15.265	1.167	16.432
5	S2b	15+860	15+935	15.249	0.833	16.082
6	S2c	16+027	15+935	12.348	1.022	13.370
7	S2d	16+027	16+318	21.696	3.233	24.930
8	S2e	16+318	16+500	24.488	2.022	26.510
9	S23	16+500	16+631	9.871	1.456	11.326
10	S3a	16+800	16+631	11.872	1.878	13.750
11	S3b	16+800	16+941	19.619	1.567	21.185
12	S3c	17+055	16+941	25.635	1.267	26.902
13	S3d	17+182	17+055	15.518	1.411	16.930
14	S3e	17+350	17+182	19.793	1.867	21.659
15	S3f	17+579	17+350	13.067	2.544	15.611
16	S3g	17+753	17+579	15.094	1.933	17.027
17	S3h	17+922	17+753	15.895	1.878	17.773
18	S34	18+036	17+922	17.044	1.267	18.311
19	S4a	18+315	18+036	16.156	3.100	19.256
20	S4b	18+550	18+315	17.410	2.611	20.021
21	S4c	18+783	18+550	15.564	2.589	18.153
22	S4d	18+883	18+783	19.767	1.111	20.878
23	S4e	19+050	18+883	12.946	1.856	14.802
24	S45	19+050	19+200	26.488	1.667	28.154
25	S5a	19+423	19+200	14.228	2.478	16.706
26	S5b	19+548	19+423	16.041	1.389	17.430

No	Nama Saluran	Stasioner		Waktu Pengaliran (menit)		
		Hulu	Hilir	to	tf	Tc
27	S5c	19+785	19+548	13.402	2.633	16.036
28	S5d	20+000	19+785	11.925	2.389	14.313
29	S5e	20+200	20+000	14.714	2.222	16.936
30	S5f	20+400	20+200	14.571	2.222	16.793
31	S5g	20+600	20+400	14.761	2.222	16.983
32	S5h	20+800	20+600	16.568	2.222	18.790
33	S5i	21+000	20+800	16.392	2.222	18.614
34	S56	21+000	21+125	23.150	1.389	24.539
35	S6a	21+310	21+125	15.395	2.056	17.451
36	S6b	21+500	21+310	22.861	2.111	24.972
37	S6c	21+725	21+500	20.187	2.500	22.687
38	S6d	21+725	21+927	15.933	2.244	18.177
39	S6e	22+200	21+725	29.391	5.278	34.668
40	S6f	22+525	22+200	37.093	6.019	43.111
41	S6g	22+825	22+525	29.134	3.333	32.468
42	S6h	23+090	22+825	30.204	2.944	33.148
43	S6i	23+310	23+090	25.367	2.444	27.811
44	S67	23+425	23+310	21.467	1.278	22.744
45	S7a	23+670	23+425	18.941	2.722	21.664
46	S7b	23+864	23+670	25.129	2.156	27.284
47	S7c	24+150	23+864	17.496	3.178	20.674
48	S7d	24+437	24+150	21.516	3.189	24.705
49	S7e	24+650	24+437	16.002	2.367	18.368
50	S78	24+650	25+000	22.176	3.889	26.065
51	S8a	25+000	25+350	13.859	3.889	17.747
52	S8b	25+350	25+650	15.556	3.333	18.889
53	S8c	25+650	25+972	20.939	3.578	24.517

No	Nama Saluran	Stasioner		Waktu Pengaliran (menit)		
		Hulu	Hilir	to	tf	Tc
54	S8d	25+972	26+221	16.810	2.767	19.577
55	S8e	26+221	26+650	19.741	4.767	24.508
56	S8f	26+650	26+975	21.521	3.611	25.133
57	S8g	26+975	27+325	20.883	3.889	24.772
58	S8h	27+325	27+800	25.849	5.278	31.126
59	S89	27+800	27+900	15.188	1.111	16.300
60	S9a	28+050	27+900	21.118	1.667	22.784
61	S9b	28+575	28+050	38.854	9.722	48.576
62	S9c	28+800	28+575	22.964	2.500	25.464
63	S9d	29+230	28+800	46.206	7.963	54.169
64	S9e	29+570	29+230	20.578	3.778	24.355
65	S910	30+000	29+570	22.167	4.778	26.945

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.3 Perhitungan Koefisien Pengaliran Lahan (C)

Perhitungan koefisien pengaliran lahan dengan jenis lahan yang berbeda-beda membutuhkan perhitungan koefisien gabungan. Perhitungan tersebut didasarkan pada rata-rata antara perkalian koefisien sesuai dengan jenis lahan dan luas daerah tinjauan. Berikut contoh perhitungan C gabungan untuk saluran S1a.

$$\begin{aligned}
 \text{Luas lahan} &= 0.137 \text{ km}^2 \\
 \text{Luas jalan} &= 0.002 \text{ km}^2 \\
 \text{Luas timbunan} &= 0.003 \text{ km}^2 \\
 \text{C lahan} &= 0.6 \\
 \text{C jalan} &= 0.8 \\
 \text{C timbunan} &= 0.7 \\
 \text{C gabungan} &= \frac{\sum C \cdot A}{\sum A} = 0.605
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan koefisien C gabungan untuk seluruh saluran ditunjukkan pada tabel 4.23

Tabel 4.23 Perhitungan C Gabungan

No	Nama Saluran	Stasioner		Lahan		Timbunan		Jalan		$\Sigma C.A$	ΣA	C gab.
		Hulu	Hilir	A (km ²)	C	A (km ²)	C	A (km ²)	C			
1	S1a	15+300	15+500	0.137	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.086	0.142	0.605
2	S1b	15+678	15+500	0.132	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.082	0.136	0.605
3	S12	15+678	15+755	0.113	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.070	0.115	0.602
4	S2a	15+860	15+755	0.113	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.070	0.115	0.603
5	S2b	15+860	15+935	0.059	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.037	0.061	0.605
6	S2c	16+027	15+935	0.045	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.029	0.047	0.607
7	S2d	16+027	16+318	0.067	0.6	0.004	0.7	0.003	0.8	0.045	0.074	0.615
8	S2e	16+318	16+500	0.047	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.032	0.051	0.613
9	S23	16+500	16+631	0.064	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.041	0.067	0.607
10	S3a	16+800	16+631	0.047	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.032	0.051	0.612
11	S3b	16+800	16+941	0.131	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.081	0.135	0.604
12	S3c	17+055	16+941	0.146	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.090	0.149	0.603
13	S3d	17+182	17+055	0.102	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.064	0.105	0.605
14	S3e	17+350	17+182	0.119	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.075	0.123	0.605
15	S3f	17+579	17+350	0.052	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.036	0.058	0.615
16	S3g	17+753	17+579	0.080	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.051	0.084	0.608
17	S3h	17+922	17+753	0.111	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.070	0.116	0.605
18	S34	18+036	17+922	0.144	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.088	0.147	0.603
19	S4a	18+315	18+036	0.037	0.6	0.004	0.7	0.003	0.8	0.028	0.045	0.623
20	S4b	18+550	18+315	0.044	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.031	0.050	0.618
21	S4c	18+783	18+550	0.114	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.073	0.120	0.607
22	S4d	18+883	18+783	0.024	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.017	0.027	0.614
23	S4e	19+050	18+883	0.036	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.025	0.040	0.616
24	S45	19+050	19+200	0.052	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.034	0.056	0.610
25	S5a	19+423	19+200	0.105	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.067	0.111	0.608
26	S5b	19+548	19+423	0.045	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.029	0.048	0.610
27	S5c	19+785	19+548	0.041	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.029	0.047	0.619
28	S5d	20+000	19+785	0.105	0.6	0.000	0.7	0.003	0.8	0.065	0.108	0.605
29	S5e	20+200	20+000	0.111	0.6	0.000	0.7	0.002	0.8	0.068	0.113	0.604
30	S5f	20+400	20+200	0.040	0.6	0.000	0.7	0.002	0.8	0.026	0.043	0.611
31	S5g	20+600	20+400	0.110	0.6	0.000	0.7	0.002	0.8	0.068	0.113	0.604
32	S5h	20+800	20+600	0.066	0.6	0.000	0.7	0.002	0.8	0.041	0.068	0.607
33	S5i	21+000	20+800	0.041	0.6	0.000	0.7	0.002	0.8	0.026	0.043	0.611
34	S56	21+000	21+125	0.035	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.023	0.038	0.612
35	S6a	21+310	21+125	0.036	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.025	0.041	0.617
36	S6b	21+500	21+310	0.047	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.032	0.052	0.614
37	S6c	21+725	21+500	0.028	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.021	0.034	0.625
38	S6d	21+725	21+927	0.103	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.066	0.109	0.607
39	S6e	22+200	21+725	0.031	0.6	0.007	0.7	0.006	0.8	0.027	0.043	0.642
40	S6f	22+525	22+200	0.040	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.030	0.048	0.625
41	S6g	22+825	22+525	0.068	0.6	0.004	0.7	0.004	0.8	0.047	0.076	0.615

No	Nama Saluran	Stasioner		Lahan		Timbunan		Jalan		$\Sigma C.A$	ΣA	C gab.
		Hulu	Hilir	A (km ²)	C	A (km ²)	C	A (km ²)	C			
42	S6h	23+090	22+825	0.086	0.6	0.004	0.7	0.003	0.8	0.057	0.093	0.611
43	S6i	23+310	23+090	0.048	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.033	0.054	0.615
44	S67	23+425	23+310	0.010	0.6	0.002	0.7	0.001	0.8	0.008	0.013	0.633
45	S7a	23+670	23+425	0.117	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.075	0.123	0.607
46	S7b	23+864	23+670	0.118	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.075	0.123	0.606
47	S7c	24+150	23+864	0.099	0.6	0.004	0.7	0.003	0.8	0.065	0.106	0.610
48	S7d	24+437	24+150	0.045	0.6	0.004	0.7	0.003	0.8	0.033	0.053	0.620
49	S7e	24+650	24+437	0.054	0.6	0.003	0.7	0.002	0.8	0.037	0.060	0.613
50	S78	24+650	25+000	0.111	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.073	0.120	0.611
51	S8a	25+000	25+350	0.108	0.6	0.000	0.7	0.004	0.8	0.068	0.112	0.607
52	S8b	25+350	25+650	0.064	0.6	0.000	0.7	0.004	0.8	0.041	0.067	0.610
53	S8c	25+650	25+972	0.049	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.035	0.057	0.621
54	S8d	25+972	26+221	0.053	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.037	0.060	0.616
55	S8e	26+221	26+650	0.135	0.6	0.006	0.7	0.005	0.8	0.089	0.146	0.611
56	S8f	26+650	26+975	0.143	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.092	0.151	0.608
57	S8g	26+975	27+325	0.023	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.021	0.032	0.640
58	S8h	27+325	27+800	0.025	0.6	0.007	0.7	0.006	0.8	0.024	0.037	0.648
59	S89	27+800	27+900	0.070	0.6	0.001	0.7	0.001	0.8	0.044	0.073	0.605
60	S9a	28+050	27+900	0.156	0.6	0.002	0.7	0.002	0.8	0.097	0.160	0.604
61	S9b	28+575	28+050	0.167	0.6	0.007	0.7	0.006	0.8	0.111	0.181	0.611
62	S9c	28+800	28+575	0.056	0.6	0.003	0.7	0.003	0.8	0.038	0.062	0.614
63	S9d	29+230	28+800	0.076	0.6	0.006	0.7	0.005	0.8	0.054	0.087	0.618
64	S9e	29+570	29+230	0.115	0.6	0.005	0.7	0.004	0.8	0.075	0.123	0.610
65	S910	30+000	29+570	0.071	0.6	0.006	0.7	0.005	0.8	0.051	0.082	0.620

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.2.4 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Perhitungan intensitas hujan ini didasarkan pada persamaan 2.9. Berikut contoh perhitungan I untuk saluran S1a.

$$\begin{aligned} T_c &= 19.284 \text{ menit} \\ R_{24} &= 142.64 \text{ mm} \\ I &= \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t_c}\right)^{(2/3)} = 3.069 \text{ mm/jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan intensitas hujan masing-masing saluran ditunjukkan pada tabel 4.24.

4.2.5 Perhitungan Debit Limpasan (Q)

Perhitungan debit limpasan ini didasarkan pada persamaan 2.15. Berikut contoh perhitungan debit limpasan untuk saluran S1a.

$$\begin{aligned} C &= 0.605 \\ I &= 3.069 \text{ mm/jam} \\ A &= 0.142 \text{ m}^2 \\ Q_{\text{hidrologi}} &= C \times I \times A = 0.073 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan debit limpasan untuk seluruh saluran ditunjukkan pada tabel 4.24.

Tabel 4.24 Perhitungan Intensitas Hujan dan Q Hidrologi

No	Nama Saluran	Stasioner		C	I (mm)	A (m ²)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir				
1	S1a	15+300	15+500	0.605	19.517	0.142	0.466
2	S1b	15+678	15+500	0.605	50.441	0.136	1.155
3	S12	15+678	15+755	0.602	34.852	0.115	0.674
4	S2a	15+860	15+755	0.603	50.995	0.115	0.987
5	S2b	15+860	15+935	0.605	58.018	0.061	0.595
6	S2c	16+027	15+935	0.607	175.710	0.047	1.393
7	S2d	16+027	16+318	0.615	4.181	0.074	0.053
8	S2e	16+318	16+500	0.613	2.891	0.051	0.025
9	S23	16+500	16+631	0.607	130.258	0.067	1.479
10	S3a	16+800	16+631	0.612	148.551	0.051	1.301
11	S3b	16+800	16+941	0.604	11.101	0.135	0.251
12	S3c	17+055	16+941	0.603	2.648	0.149	0.066
13	S3d	17+182	17+055	0.605	42.632	0.105	0.755
14	S3e	17+350	17+182	0.605	9.721	0.123	0.202
15	S3f	17+579	17+350	0.615	69.343	0.058	0.690
16	S3g	17+753	17+579	0.608	41.187	0.084	0.585
17	S3h	17+922	17+753	0.605	31.846	0.116	0.620
18	S34	18+036	17+922	0.603	26.631	0.147	0.654
19	S4a	18+315	18+036	0.623	19.691	0.045	0.152
20	S4b	18+550	18+315	0.618	15.583	0.050	0.133
21	S4c	18+783	18+550	0.607	28.046	0.120	0.569
22	S4d	18+883	18+783	0.614	12.119	0.027	0.056
23	S4e	19+050	18+883	0.616	95.439	0.040	0.652
24	S45	19+050	19+200	0.610	2.015	0.056	0.019
25	S5a	19+423	19+200	0.608	46.169	0.111	0.864
26	S5b	19+548	19+423	0.610	35.794	0.048	0.293

No	Nama Saluran	Stasioner		C	I (mm)	A (m ²)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir				
27	S5c	19+785	19+548	0.619	59.031	0.047	0.481
28	S5d	20+000	19+785	0.605	116.718	0.108	2.118
29	S5e	20+200	20+000	0.604	42.536	0.113	0.807
30	S5f	20+400	20+200	0.611	44.755	0.043	0.324
31	S5g	20+600	20+400	0.604	41.830	0.113	0.793
32	S5h	20+800	20+600	0.607	22.804	0.068	0.262
33	S5i	21+000	20+800	0.611	24.129	0.043	0.177
34	S56	21+000	21+125	0.612	4.597	0.038	0.030
35	S6a	21+310	21+125	0.617	35.543	0.041	0.248
36	S6b	21+500	21+310	0.614	4.139	0.052	0.036
37	S6c	21+725	21+500	0.625	7.361	0.034	0.044
38	S6d	21+725	21+927	0.607	27.824	0.109	0.510
39	S6e	22+200	21+725	0.642	0.578	0.043	0.004
40	S6f	22+525	22+200	0.625	0.221	0.048	0.002
41	S6g	22+825	22+525	0.615	0.857	0.076	0.011
42	S6h	23+090	22+825	0.611	0.757	0.093	0.012
43	S6i	23+310	23+090	0.615	2.169	0.054	0.020
44	S67	23+425	23+310	0.633	7.250	0.013	0.017
45	S7a	23+670	23+425	0.607	9.710	0.123	0.202
46	S7b	23+864	23+670	0.606	2.433	0.123	0.051
47	S7c	24+150	23+864	0.610	12.854	0.106	0.232
48	S7d	24+437	24+150	0.620	4.415	0.053	0.040
49	S7e	24+650	24+437	0.613	26.132	0.060	0.266
50	S78	24+650	25+000	0.611	3.201	0.120	0.065
51	S8a	25+000	25+350	0.607	32.121	0.112	0.607
52	S8b	25+350	25+650	0.610	22.097	0.067	0.252

No	Nama Saluran	Stasioner		C	I (mm)	A (m ²)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir				
53	S8c	25+650	25+972	0.621	4.622	0.057	0.046
54	S8d	25+972	26+221	0.616	17.829	0.060	0.182
55	S8e	26+221	26+650	0.611	4.632	0.146	0.115
56	S8f	26+650	26+975	0.608	3.983	0.151	0.102
57	S8g	26+975	27+325	0.640	4.344	0.032	0.025
58	S8h	27+325	27+800	0.648	1.104	0.037	0.007
59	S89	27+800	27+900	0.605	53.524	0.073	0.654
60	S9a	28+050	27+900	0.604	7.175	0.160	0.193
61	S9b	28+575	28+050	0.611	0.126	0.181	0.004
62	S9c	28+800	28+575	0.614	3.682	0.062	0.039
63	S9d	29+230	28+800	0.618	0.040	0.087	0.001
64	S9e	29+570	29+230	0.610	4.809	0.123	0.101
65	S910	30+000	29+570	0.620	2.623	0.082	0.037

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.3 Analisa Hidrolika Saluran Drainase

4.3.1 Perencanaan Saluran Tepi

Perencanaan saluran tepi didasarkan pada persamaan 2.19 (halaman 15) dengan koefisien manning 0.02. Kemiringan yang digunakan dalam perhitungan kecepatan adalah kemiringan yang sudah dihitung berdasarkan perbandingan antara selisih elevasi hulu dan hilir dengan panjang saluran tanpa mengesampingkan kecepatan yang diijinkan yaitu 1.5 m/s. Pembagian dan penamaan saluran didasarkan pada data *long section* jalan tol, topografi dan *layout* jalan tol yang terdapat pada lampiran.

Dimensi saluran drainase yang digunakan sudah diisyaratkan menjadi 5 jenis (1 jenis bertipe *subdrain*) dan masing-masing digunakan berdasarkan kemiringan lahannya.

Berikut merupakan contoh perhitungan untuk saluran tepi S1a.

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan $i = 0.033$, maka penampang yang diisyaratkan adalah :

$$\begin{aligned}
 b &= 1 \text{ m} \\
 h &= 1 \text{ m} \\
 m &= 1 \text{ m (bentuk trapesium)} \\
 n &= 0.02 \text{ (saluran beton)} \\
 A &= (b + m \cdot h)h = 2 \text{ m}^2 \\
 P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 3.828 \text{ m} \\
 R &= \frac{A}{P} = 0.522 \text{ m} \\
 V_{\text{awal}} &= \frac{1}{n_d} \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5} = 5.864 \text{ m/s} \\
 Q &= A \times V = 11.729 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \text{Karena } V_{\text{maks}} \text{ yang diijinkan} &= 1.5 \text{ m/s, maka :} \\
 Q &= A \times V = 3 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan saluran tepi seluruh saluran dapat dilihat pada tabel 4.25. Selanjutnya hasil Qhidrolika dan Qhidrologi dibandingkan untuk mengetahui tingkat keamanan dari dimensi saluran. Perbandingan Qhidrolika dan Qhidrologi tertera pada tabel 4.26. Dimensi dan penampang saluran drainase yang diisyaratkan digambarkan pada lampiran.

Tabel 4.25 Perhitungan Q Hidrolika

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Elevasi		i	b (m)	h (m)	m	V (m/s)	Vpakai (m/s)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir							
1	S1a	15+300	15+500	200	363.372	356.833	0.033	1	1	1	5.864	1.5	3
2	S1b	15+678	15+500	178	363.338	356.833	0.037	1	1	1	6.200	1.5	3
3	S12	15+678	15+755	77	363.338	356.014	0.040	1	1	1	6.486	1.5	3
4	S2a	15+860	15+755	105	361.3	356.014	0.050	1	1	-	5.393	1.5	1.5
5	S2b	15+860	15+935	75	361.3	350.389	0.050	1	1	-	5.375	1.5	1.5
6	S2c	16+027	15+935	92	359.183	350.389	0.096	1	1	-	7.432	1.5	1.5
7	S2d	16+027	16+318	291	359.183	357.299	0.006	2	1	2	2.919	1.5	6
8	S2e	16+318	16+500	182	357.299	356.348	0.005	2	1	2	2.622	1.5	6
9	S23	16+500	16+631	131	356.348	341.45	0.114	1	1	-	8.106	1.5	1.5
10	S3a	16+800	16+631	169	355.924	341.45	0.086	1	1	-	7.035	1.5	1.5
11	S3b	16+800	16+941	141	355.924	354.721	0.009	2	1	2	3.351	1.5	6
12	S3c	17+055	16+941	114	355.144	354.721	0.004	2	1	2	2.210	1.5	6
13	S3d	17+182	17+055	127	359.825	355.144	0.037	1	1	1	6.226	1.5	3
14	S3e	17+350	17+182	168	361.183	359.825	0.008	2	1	2	3.262	1.5	6
15	S3f	17+579	17+350	229	369.322	361.183	0.036	1	1	1	6.114	1.5	3
16	S3g	17+753	17+579	174	372.532	369.322	0.018	2	1	2	4.927	1.5	6
17	S3h	17+922	17+753	169	379.051	372.532	0.039	1	1	1	6.370	1.5	3
18	S34	18+036	17+922	114	382.197	379.051	0.028	1	1	1	5.388	1.5	3
19	S4a	18+315	18+036	279	394.502	382.197	0.044	1	1	-	5.048	1.5	1.5
20	S4b	18+550	18+315	235	402.107	394.502	0.032	1	1	1	5.834	1.5	3
21	S4c	18+783	18+550	233	409.433	402.107	0.031	1	1	1	5.751	1.5	3
22	S4d	18+883	18+783	100	410.003	409.433	0.006	2	1	2	2.739	1.5	6
23	S4e	19+050	18+883	167	418.454	410.003	0.051	1	1	-	5.407	1.5	1.5
24	S45	19+050	19+200	150	418.454	417.632	0.005	2	1	2	2.686	1.5	6
25	S5a	19+423	19+200	223	427.93	417.632	0.046	1	1	-	5.166	1.5	1.5
26	S5b	19+548	19+423	125	430.538	427.93	0.021	1	1	1	4.685	1.5	3

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Elevasi		<i>i</i>	b (m)	h (m)	m	V (m/s)	Vpakai (m/s)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir							
27	S5c	19+785	19+548	237	438.528	430.538	0.034	1	1	1	5.955	1.5	3
28	S5d	20+000	19+785	215	459.356	451.386	0.037	1	1	1	6.244	1.5	3
29	S5e	20+200	20+000	200	467.356	459.356	0.040	1	1	1	6.486	1.5	3
30	S5f	20+400	20+200	200	475.356	467.356	0.040	1	1	1	6.486	1.5	3
31	S5g	20+600	20+400	200	483.356	475.356	0.040	1	1	1	6.486	1.5	3
32	S5h	20+800	20+600	200	490.854	483.356	0.037	1	1	1	6.280	1.5	3
33	S5i	21+000	20+800	200	496.61	490.854	0.029	1	1	1	5.502	1.5	3
34	S56	21+000	21+125	125	496.61	495.736	0.007	2	1	2	3.034	1.5	6
35	S6a	21+310	21+125	185	504.017	495.736	0.045	1	1	-	5.086	1.5	1.5
36	S6b	21+500	21+310	190	506.078	504.017	0.011	2	1	2	3.778	1.5	6
37	S6c	21+725	21+500	225	509.859	506.078	0.017	2	1	2	4.703	1.5	6
38	S6d	21+725	21+927	202	509.859	506.431	0.017	2	1	2	4.726	1.5	6
39	S6e	22+200	21+725	475	511.338	509.859	0.003	2	1	2	2.024	1.5	6
40	S6f	22+525	22+200	325	511.819	511.338	0.001	2	1	2	1.396	0.9	3.6
41	S6g	22+825	22+525	300	513.019	511.819	0.004	2	1	2	2.294	1.5	6
42	S6h	23+090	22+825	265	514.1	513.019	0.004	2	1	2	2.317	1.5	6
43	S6i	23+310	23+090	220	514.919	514.1	0.004	2	1	2	2.213	1.5	6
44	S67	23+425	23+310	115	515.619	514.919	0.006	2	1	2	2.830	1.5	6
45	S7a	23+670	23+425	245	516.899	515.619	0.005	2	1	2	2.622	1.5	6
46	S7b	23+864	23+670	194	517.83	516.899	0.005	2	1	2	2.513	1.5	6
47	S7c	24+150	23+864	286	524.715	517.83	0.024	1	1	1	5.032	1.5	3
48	S7d	24+437	24+150	287	527.742	524.715	0.011	2	1	2	3.726	1.5	6
49	S7e	24+650	24+437	213	533.772	527.742	0.028	1	1	1	5.457	1.5	3
50	S78	24+650	25+000	350	533.772	531.455	0.007	2	1	2	2.952	1.5	6
51	S8a	25+000	25+350	350	531.455	521.603	0.028	1	1	1	5.441	1.5	3
52	S8b	25+350	25+650	300	521.603	512.017	0.032	1	1	1	5.797	1.5	3
53	S8c	25+650	25+972	322	512.017	507.588	0.014	2	1	2	4.255	1.5	6

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Elevasi		i	b (m)	h (m)	m	V (m/s)	Vpakai (m/s)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir		Hulu	Hilir							
54	S8d	25+972	26+221	249	507.588	501.155	0.026	1	1	1	5.213	1.5	3
55	S8e	26+221	26+650	429	501.155	495.221	0.014	2	1	2	4.267	1.5	6
56	S8f	26+650	26+975	325	495.221	491.756	0.011	2	1	2	3.746	1.5	6
57	S8g	26+975	27+325	350	491.756	486.162	0.016	2	1	2	4.586	1.5	6
58	S8h	27+325	27+800	475	486.162	483.393	0.006	2	1	2	2.770	1.5	6
59	S89	27+800	27+900	100	483.393	481.31	0.021	1	1	1	4.681	1.5	3
60	S9a	28+050	27+900	150	483.234	481.31	0.013	2	1	2	4.109	1.5	6
61	S9b	28+575	28+050	525	483.871	483.234	0.001	2	1	2	1.264	0.9	3.6
62	S9c	28+800	28+575	225	486.365	483.871	0.011	2	1	2	3.819	1.5	6
63	S9d	29+230	28+800	430	486.649	486.365	0.001	2	1	2	0.932	0.9	3.6
64	S9e	29+570	29+230	340	489.75	486.649	0.009	2	1	2	3.465	1.5	6
65	S910	30+000	29+570	430	493.148	489.75	0.008	2	1	2	3.225	1.5	6

*keterangan : bercetak tebal menandakan saluran subdrain

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Tabel 4.26 Perbandingan Q Hidrolika dan Q hidrologi

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Q (m ³ /s)	Qhdrlg (m ³ /s)	Qpakai > Qhdrlg
		Hulu	Hilir				
1	S1a	15+300	15+500	200	3	0.065	OK
2	S1b	15+678	15+500	178	3	0.085	OK
3	S12	15+678	15+755	77	3	0.064	OK
4	S2a	15+860	15+755	105	1.5	0.072	OK
5	S2b	15+860	15+935	75	1.5	0.040	OK
6	S2c	16+027	15+935	92	1.5	0.045	OK
7	S2d	16+027	16+318	291	6	0.021	OK
8	S2e	16+318	16+500	182	6	0.013	OK
9	S23	16+500	16+631	131	1.5	0.089	OK
10	S3a	16+800	16+631	169	1.5	0.047	OK
11	S3b	16+800	16+941	141	6	0.051	OK
12	S3c	17+055	16+941	114	6	0.035	OK
13	S3d	17+182	17+055	127	3	0.062	OK
14	S3e	17+350	17+182	168	6	0.045	OK
15	S3f	17+579	17+350	229	3	0.041	OK
16	S3g	17+753	17+579	174	6	0.049	OK
17	S3h	17+922	17+753	169	3	0.062	OK
18	S34	18+036	17+922	114	3	0.074	OK
19	S4a	18+315	18+036	279	1.5	0.021	OK
20	S4b	18+550	18+315	235	3	0.021	OK
21	S4c	18+783	18+550	233	3	0.062	OK
22	S4d	18+883	18+783	100	6	0.011	OK
23	S4e	19+050	18+883	167	1.5	0.031	OK
24	S45	19+050	19+200	150	6	0.012	OK
25	S5a	19+423	19+200	223	1.5	0.068	OK
26	S5b	19+548	19+423	125	3	0.027	OK

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Q (m ³ /s)	Qhdrlg (m ³ /s)	Qpakai > Qhdrlg
		Hulu	Hilir				
27	S5c	19+785	19+548	237	3	0.032	OK
28	S5d	20+000	19+785	215	3	0.089	OK
29	S5e	20+200	20+000	200	3	0.067	OK
30	S5f	20+400	20+200	200	3	0.026	OK
31	S5g	20+600	20+400	200	3	0.066	OK
32	S5h	20+800	20+600	200	3	0.033	OK
33	S5i	21+000	20+800	200	3	0.021	OK
34	S56	21+000	21+125	125	6	0.011	OK
35	S6a	21+310	21+125	185	1.5	0.023	OK
36	S6b	21+500	21+310	190	6	0.014	OK
37	S6c	21+725	21+500	225	6	0.012	OK
38	S6d	21+725	21+927	202	6	0.056	OK
39	S6e	22+200	21+725	475	6	0.006	OK
40	S6f	22+525	22+200	325	3.6	0.005	OK
41	S6g	22+825	22+525	300	6	0.012	OK
42	S6h	23+090	22+825	265	6	0.015	OK
43	S6i	23+310	23+090	220	6	0.012	OK
44	S67	23+425	23+310	115	6	0.005	OK
45	S7a	23+670	23+425	245	6	0.045	OK
46	S7b	23+864	23+670	194	6	0.028	OK
47	S7c	24+150	23+864	286	3	0.043	OK
48	S7d	24+437	24+150	287	6	0.015	OK
49	S7e	24+650	24+437	213	3	0.030	OK
50	S78	24+650	25+000	350	6	0.030	OK
51	S8a	25+000	25+350	350	3	0.060	OK
52	S8b	25+350	25+650	300	3	0.032	OK

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	Q (m ³ /s)	Qhdrlg (m ³ /s)	Qpakai > Qhdrlg
		Hulu	Hilir				
53	S8c	25+650	25+972	322	6	0.017	OK
54	S8d	25+972	26+221	249	3	0.027	OK
55	S8e	26+221	26+650	429	6	0.042	OK
56	S8f	26+650	26+975	325	6	0.041	OK
57	S8g	26+975	27+325	350	6	0.009	OK
58	S8h	27+325	27+800	475	6	0.007	OK
59	S89	27+800	27+900	100	3	0.046	OK
60	S9a	28+050	27+900	150	6	0.052	OK
61	S9b	28+575	28+050	525	3.6	0.013	OK
62	S9c	28+800	28+575	225	6	0.016	OK
63	S9d	29+230	28+800	430	3.6	0.005	OK
64	S9e	29+570	29+230	340	6	0.036	OK
65	S910	30+000	29+570	430	6	0.020	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.3.2 Perencanaan Saluran Median dan *Crossing* Median

Perencanaan saluran median didasarkan pada teori 2.19 dengan prinsip dasar perhitungan yang sama dengan gorong-gorong dan saluran hidrolika.

Saluran median direncanakan berbentuk lingkaran dengan diameter 80 cm dan dialirkan ke arah saluran tepi dengan kemiringan yang dominan. *Crossing* median direncanakan berjarak 20 m dengan kemiringan saluran mengikuti kemiringan melintang dan memanjang jalan.

Dengan prinsip dasar yang sama dengan saluran tepi, diperlukan perhitungan T_c terlebih dahulu untuk saluran median. Berikut merupakan contoh perhitungan hidrologi untuk *crossing* median SM1.

Waktu pengaliran lahan (t_0)

$$L_0 = 5.85 \text{ m}$$

$$n_d = 0.04$$

$$i = 0.02$$

$$t_0 = \left(\frac{2}{3} \times 3,28 \times 1 \times \frac{n_d}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.167} = 2.518 \text{ menit}$$

Waktu pengaliran saluran (t_f)

$$L = 190 \text{ m}$$

$$V = 1.727 \text{ m/s}$$

$$t_f = \frac{L}{V} = 1.83 \text{ menit}$$

Waktu konsentrasi (T_c)

$$T_c = t_0 + t_f = 4.351 \text{ menit}$$

Perhitungan Intensitas Hujan

$$T_c = 4.351 \text{ menit}$$

$$R_{24} = 157.117 \text{ mm}$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \cdot \left(\frac{24}{t_c} \right)^{(2/3)} = 66.383 \text{ mm/jam}$$

Debit Limpasan

$$C = 0.95$$

$$I = 66.383 \text{ mm/jam}$$

$$A = 0.001 \text{ km}^2$$

$$Q_{\text{hidrologi}} = C \times I \times A = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hasil perhitungan waktu konsentrasi untuk *crossing* median ditunjukkan pada tabel 4.27 dan hasil perhitungan hidrologi tertera pada tabel 4.28.

Tabel 4.27 Perhitungan Waktu Konsentrasi Crossing Median

No	Nama Saluran	Stasioner		t0 (L = 5.85 m)		tf			Tc (menit)
		Hulu	Hilir	t0 (menit)	i	L (m)	V (m/s)	tf (menit)	
1	SM1	16+790	17+000	2.518	0.005	190	1.727	1.833	4.351
2	SM2	17+000	17+200	2.518	0.005	200	1.727	1.930	4.448
3	SM3	17+200	17+400	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
4	SM4	17+400	17+600	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
5	SM5	17+600	17+800	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
6	SM6	17+800	18+000	2.518	0.005	200	1.727	1.930	4.448
7	SM7	19+270	19+500	2.518	0.005	230	1.727	2.219	4.737
8	SM8	19+500	19+700	2.142	0.01	200	2.443	1.365	3.506
9	SM9	19+700	19+900	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
10	SM10	19+900	20+100	2.142	0.01	200	2.443	1.365	3.506
11	SM11	20+100	20+250	2.518	0.005	150	1.727	1.447	3.965
12	SM12	25+400	25+600	2.518	0.005	200	1.727	1.930	4.448
13	SM13	25+600	25+800	2.142	0.01	200	2.443	1.365	3.506
14	SM14	25+800	25+950	2.518	0.005	150	1.727	1.447	3.965
15	SM15	29+900	30+100	2.518	0.005	200	1.727	1.930	4.448
16	SM16	30+100	30+300	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
17	SM17	30+300	30+500	1.822	0.02	200	3.455	0.965	2.787
18	SM18	30+500	30+700	2.518	0.005	200	1.727	1.930	4.448

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Tabel 4.28 Analisa Hidrologi *Crossing Median*

No	Nama Saluran	Stasioner		C	I (mm/jam)	A (m ²)	Q (m ³ /s)
		Hulu	Hilir				
1	SM1	16+790	17+000	0.95	66.383	0.001	0.018
2	SM2	17+000	17+200	0.95	63.534	0.001	0.017
3	SM3	17+200	17+400	0.95	161.862	0.001	0.043
4	SM4	17+400	17+600	0.95	161.862	0.001	0.043
5	SM5	17+600	17+800	0.95	161.862	0.001	0.043
6	SM6	17+800	18+000	0.95	63.534	0.001	0.017
7	SM7	19+270	19+500	0.95	56.007	0.001	0.015
8	SM8	19+500	19+700	0.95	102.234	0.001	0.027
9	SM9	19+700	19+900	0.95	161.862	0.001	0.043
10	SM10	19+900	20+100	0.95	86.574	0.001	0.023
11	SM11	20+100	20+250	0.95	67.689	0.001	0.018
12	SM12	25+400	25+600	0.95	53.802	0.001	0.014
13	SM13	25+600	25+800	0.95	86.574	0.001	0.023
14	SM14	25+800	25+950	0.95	67.689	0.001	0.018
15	SM15	29+900	30+100	0.95	53.802	0.001	0.014
16	SM16	30+100	30+300	0.95	137.068	0.001	0.036
17	SM17	30+300	30+500	0.95	137.068	0.001	0.036
18	SM18	30+500	30+700	0.95	53.802	0.001	0.014

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Selanjutnya dengan prinsip perbandingan debit yang sama, hasil Q hidrolika akan dibandingkan dengan Q hidrologi saluran median. Berikut merupakan contoh perhitungan hidrolika untuk *crossing* median SM1.

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan $i = 0.005$, maka:

$$\begin{aligned}
 D &= 0.8 \text{ m} \\
 n &= 0.014 \text{ (saluran beton)} \\
 A &= 0.25 \times \pi \times D &= 0.503 \text{ m}^2 \\
 P &= \pi \times D &= 2.513 \text{ m} \\
 R &= \frac{A}{P} &= 0.2 \text{ m} \\
 V &= \frac{1}{n_d} \cdot R^{2/3} \cdot i^{0.5} &= 1.727 \text{ m/s} \\
 Q &= A \times V &= 0.868 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan hidrolika *crossing* median dan perbandingan terhadap Q hidrologi terdapat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 Analisa Hidrolika Saluran Median

No	Nama Saluran	Stationer		L (m)	i	D (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Qh (m ³ /s)	Q > Qh
		Hulu	Hilir							
1	SM1	16+790	17+000	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.018	OK
2	SM2	17+000	17+200	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.017	OK
3	SM3	17+200	17+400	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.043	OK
4	SM4	17+400	17+600	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.043	OK
5	SM5	17+600	17+800	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.043	OK
6	SM6	17+800	18+000	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.017	OK
7	SM7	19+270	19+500	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.015	OK
8	SM8	19+500	19+700	5.85	0.01	0.8	2.443	1.228	0.027	OK
9	SM9	19+700	19+900	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.043	OK
10	SM10	19+900	20+100	5.85	0.01	0.8	2.443	1.228	0.023	OK
11	SM11	20+100	20+250	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.018	OK
12	SM12	25+400	25+600	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.014	OK
13	SM13	25+600	25+800	5.85	0.01	0.8	2.443	1.228	0.023	OK
14	SM14	25+800	25+950	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.018	OK
15	SM15	29+900	30+100	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.014	OK
16	SM16	30+100	30+300	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.036	OK
17	SM17	30+300	30+500	5.85	0.02	0.8	3.455	1.737	0.036	OK
18	SM18	30+500	30+700	5.85	0.005	0.8	1.727	0.868	0.014	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.4 Bangunan Pelengkap Drainase

4.4.1 Gorong – gorong dan Jembatan

Gorong – gorong ini direncanakan agar air sungai yang crossing dengan jalan tol tetap mengalir. Gorong-gorong yang direncanakan pada sub bab ini adalah perencanaan berdasarkan sub sub bab 2.2.9 (halaman 19). Tanpa mempertimbangkan sedimentasi sungai dan gerusan, perencanaan dimensi gorong-gorong yang dimaksud didasarkan pada besar debit banjir tiap sungai yang didapatkan setelah menghitung hidrograf banjir. Gorong-gorong yang direncanakan merupakan gorong-gorong terbuka sehingga tidak diperlukan perhitungan kehilangan energi.

Jembatan yang dimaksud adalah jembatan yang direncanakan untuk menyambung jalan apabila jalan tersebut berpotongan dengan sungai dengan debit banjir yang terlalu besar untuk ditampung oleh gorong – gorong. Perencanaan panjang jembatan ini cukup dengan mempertimbangkan lebar sungainya saja, sementara lebar jembatan nantinya akan mengikuti lebar jalan.

Dimensi gorong-gorong dan jembatan tiap sungai tertera pada tabel 4.30 dan 4.31.

Tabel 4.30 Dimensi Gorong-gorong Rencana Tiap Sungai

No	Stationer	Nama Sungai	Q (m ³ /s)	V (m/s)	A (m ²)	b	h	n	Qdesain (m ³ /s)	Qdes > Q
1	15+500	Jambean	23.688	1.5	15.792	4	3	2	36	OK
2	18+300	Popohan	46.989	1.5	31.326	6	6	1	54	OK
3	21+450	Anyar 1	73.548	1.5	49.032	5	5	2	75	OK
4	22+455	Anyar 2	34.972	1.5	23.315	6	4	1	36	OK
5	23+500	Anyar 3	37.471	1.5	24.981	5	5	1	37.5	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

Tabel 4.31 Dimensi Jembatan Crossing

No	Stationer	Nama Sungai	Q (m ³ /s)	L (m)	b (m)	Elevasi Dasar Sungai	Elevasi Muka Air Banjir
1	16+100	Sura	83.570	190	23.4	350.389	353.7
2	19+550	Welang	95.387	140	23.4	407.500	413.850
3	25+800	Gading	99.137	150	23.4	500.264	503.387
4	28+300	Mati	269.014	100	23.4	468.721	476.573

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2019)

4.4.2 Saluran Pelindung Lereng

Saluran pelindung lereng adalah saluran yang diletakkan pada timbunan dengan posisi yang mengikuti kemiringan timbunan. Disebut pelindung lereng karena air limpasan dari jalan tol mengalir melalui saluran ini untuk mencapai saluran tepi yang berada di kaki timbunan, sehingga air limpasan tidak mengenai tanah timbunan langsung.

Dimensi saluran pelindung lereng direncanakan dengan prinsip dasar hidrolika saluran tepi dengan acuan debit yang akan mengalir di saluran ini, sehingga dimensi saluran pelindung lereng dapat direncanakan tipikal. Berikut merupakan salah satu contoh perhitungan saluran pelindung lereng pada STA. 15+600.

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu pengaliran } (t_0) - nd &= 0.04 \\
 \text{Gradien memanjang } (g) &= 0.01 \\
 \text{Gradien melintang } (s) &= 0.5 \\
 \text{Lebar jalan } (w) &= 11.7 \text{ m} \\
 X &= \frac{g}{s} \cdot w = 0.234 \text{ m} \\
 L &= \sqrt{w^2 + x^2} = 11.702 \text{ m} \\
 \Delta h_g &= g \cdot x = 0.00234 \\
 \Delta h_s &= w \cdot s = 5.85 \\
 \Delta h &= \Delta h_g + \Delta h_s = 5.85234 \\
 i &= \frac{\Delta h}{L} = 0.5001 \\
 t_0 &= 1.44 \cdot \left(nd \cdot \frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0.467} = 1.187 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Jarak pemasangan antar saluran direncanakan berjarak 20 meter, sehingga :

$$\begin{aligned}
 A &= 20 \times 11.7 = 234 \text{ m}^2 = 0.000234 \text{ km}^2 \\
 \text{Dengan } C &= 0.95 \text{ dan } R_{24} = 111.163 \text{ mm, maka :}
 \end{aligned}$$

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24}\right) \cdot \left(\frac{24}{t}\right)^{\frac{2}{3}} = 34.364 \text{ mm/jam}$$

$$Q = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$$

Desain Saluran Pelindung Lereng

Direncanakan saluran berbentuk persegi dengan dimensi 0.2 m x 0.2 m dan $n = 0.013$, maka :

$$A = b \cdot h = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2h = 0.6 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.067$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} = 8.95 \text{ m/s}$$

$$Q = A \cdot V = 0.357 \text{ m}^3/\text{s}$$

Karena Qhidrolika lebih besar dari Qhidrologi, maka dimensi 0.2m x 0.2 m untuk saluran pelindung lereng dapat digunakan.

4.4.3 Deck Drain

Deck drain merupakan pipa-pipa yang dipasang untuk mengalirkan air limpasan secara gravitasi dari permukaan jalan tol menuju ke saluran tepi yang terletak di bawah jembatan. Umumnya menggunakan pipa PVC sehingga diameter *deck drain* direncanakan tipikal. Sama seperti saluran pelindung lereng, diameter pipa *deck drain* menggunakan acuan debit yang akan melewati pipa-pipa tersebut. Berikut merupakan salah satu contoh perhitungan *deck drain* yang diletakkan pada jembatan di STA. 28+300.

Waktu pengaliran (t_0) – $nd = 0.04$

$$\text{Gradien memanjang (g)} = 0.001$$

$$\text{Gradien melintang (s)} = 0.02$$

$$\text{Lebar jalan (w)} = 11.7 \text{ m}$$

$$X = \frac{g}{s} \cdot w = 5.85 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{w^2 + x^2} &&= 13.081 \text{ m} \\
 \Delta h_g &= g \cdot x &&= 0.0585 \\
 \Delta h_s &= w \cdot s &&= 0.234 \\
 \Delta h &= \Delta h_g + \Delta h_s &&= 0.292 \\
 i &= \frac{\Delta h}{L} &&= 0.022 \\
 t_0 &= 1.44 \cdot \left(nd \cdot \frac{L}{\sqrt{i}} \right)^{0.467} &&= 2.584 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Dengan panjang jembatan 100 m dan perencanaan pemasangan pipa berjarak 10 m, maka jumlah pipa yang akan dipasang yaitu 10 buah. Sehingga :

$$\begin{aligned}
 A &= 10 \times 11.7 = 117 \text{ m}^2 &&= 0.000117 \text{ km}^2 \\
 \text{Dengan } C &= 0.95 \text{ dan } R_{24} &&= 111.163 \text{ mm, maka :} \\
 I &= \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \cdot \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} &&= 303.614 \text{ mm/jam} \\
 Q &= 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A &&= 0.009 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Desain Deck Drain

Direncanakan saluran berbentuk lingkaran dengan diameter 0.232 m (PVC 8') dan $n = 0.013$, maka :

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 &&= 0.042 \text{ m}^2 \\
 P &= \pi \cdot D &&= 0.728 \text{ m} \\
 R &= \frac{A}{P} &&= 0.058
 \end{aligned}$$

Dengan panjang jembatan = 100 m dan direncanakan pemasangan pipa pada posisi tegak = 20 cm, maka

$$\begin{aligned}
 i &= 0.2/100 &&= 0.002 \\
 V &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} &&= 0.515 \text{ m/s} \\
 Q &= A \cdot V &&= 0.021 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Karena Qhidrolika lebih besar dari Qhidrologi, maka pipa PVC 8' dengan diameter 0.232 m untuk *deck drain* dapat digunakan dengan kemiringan pemasangan 0.002.

4.4.4 Bangunan Terjun

Bangunan terjun hanya dipasang untuk meredam energi pada saluran yang memiliki perbedaan kemiringan besar antara elevasi hulu dan elevasi hilirnya. Berikut merupakan salah satu contoh perhitungan bangunan terjun yang direncanakan pada saluran S23 STA. 16+500 – STA. 16+631.

$$\begin{aligned} Q &= 0.089 \text{ m}^3/\text{s} \\ b &= 1 \text{ m} \\ h &= 1 \text{ m} \\ I \text{ rencana} &= 0.002 \\ I \text{ medan} &= 0.114 \end{aligned}$$

Karena kemiringan medan lebih besar dari kemiringan rencana, maka diperlukan bangunan terjun.

Perhitungan Tinggi Terjunan

$$\begin{aligned} \Delta H &= L \times (I \text{ medan} - I \text{ rencana}) \\ &= 131 \times (0.114 - 0.002) \\ &= 1.572 \end{aligned}$$

Direncanakan tinggi terjunan (t) = 0.5 m, maka jumlah bangunan terjun yang diperlukan sebanyak :

$$\begin{aligned} n &= \Delta H/t \\ &= 3.144 \approx 4 \text{ bangunan terjun} \end{aligned}$$

Jarak antar bangunan terjun :

$$\begin{aligned} L &= 131/(4+1) \\ &= 26.2 \text{ m} \approx 26 \text{ m} \end{aligned}$$

Perhitungan Kolam Olak

Debit per satuan lebar

$$q = \frac{Q}{0.8 \cdot t} = 0.225 \text{ m}^3/\text{s}$$

Kedalaman kritis

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.17 \text{ m}$$

$$a = 0.5 \times hc = 0.085 \text{ m}$$

Kehilangan energi

$$Z = t - a = 0.415$$

$$C1 = 2.5 + 1.1 \times \frac{hc}{z} + 0.7 \left(\frac{hc}{z}\right)^2 = 3.068$$

Panjang terjunan

$$L1 = 3 \times z = 1.245 \approx 1.3 \text{ m}$$

Panjang kolam olak

$$L2 = C1 \sqrt{z \cdot hc} + 0.25 = 1.064 \approx 1.1 \text{ m}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Setelah melakukan berbagai analisis dan perhitungan dalam pengerjaan tugas akhir ini, maka dapat disimpulkan bahwa :

1. Debit banjir tiap sungai yang didapat setelah menganalisa DAS, menghitung R50 dan R100 serta membuat hidrograf banjir beragam dengan debit banjir sungai Jambi sebesar 49.91 m³/s, sungai Sura sebesar 236.25 m³/s, sungai Popohan sebesar 166.45 m³/s, sungai Welang sebesar 315.25 m³/s, sungai Anyar 1 sebesar 128.095 m³/s, sungai Anyar 2 sebesar 69.89 m³/s, sungai Anyar 3 sebesar 117.54 m³/s, sungai Gading sebesar 72.88 m³/s dan sungai Mati sebesar 263.28 m³/s.
2. Elevasi Muka Air Banjir (MAB) tiap sungai didapatkan dengan metode *rating curve* dengan elevasi MAB pada sungai Jambi yaitu 357.873 (elevasi dasar sungai 356.833), sungai Sura yaitu 353.7 (elevasi dasar sungai 350.389), sungai Popohan yaitu 339.385 (elevasi dasar sungai 338.36), sungai Welang yaitu 413.850 (elevasi dasar sungai 407.500), sungai Anyar 1 yaitu 435.7 (elevasi dasar sungai 435.00), sungai Anyar 2 yaitu 493.37 (elevasi dasar sungai 492.55), sungai Anyar 3 yaitu 503.035 (elevasi dasar sungai 502.035), sungai Gading yaitu 503.387 (elevasi dasar sungai 500.264) dan sungai Mati yaitu 476.573 (elevasi dasar 468.721).
3. Berdasarkan hasil analisa hidrologi dan hidrolika, didapatkan :
 - a. Saluran drainase yang digunakan sesuai dengan kemiringannya terdiri dari 5 jenis bentuk dan dimensi, yaitu saluran galian tanah dengan dimensi 2 m x 1 m untuk saluran dengan kemiringan kurang dari 1%, saluran galian dengan pasangan batu kali

berdimensi 2 m x 1 m untuk saluran dengan kemiringan 1-2%, saluran berbentuk trapesium dengan pasangan batu kali berdimensi 1 m x 1 m untuk saluran dengan kemiringan 3-4%, saluran U-ditch berbentuk persegi berdimensi 1 m x 1 m untuk saluran dengan kemiringan lebih besar dari 4% serta saluran subdrain menggunakan U-ditch berbentuk persegi berdimensi 1 m x 1 m untuk saluran yang terletak di bawah galian;

- b. Bangunan persilangan dengan sungai yang direncanakan terdiri dari 5 gorong-gorong dan 4 jembatan, dengan rincian yaitu gorong-gorong box culvert dengan ukuran 4m x 3m berjumlah 2 buah pada sungai Jambean di STA 15+500, gorong-gorong box culvert ukuran 6m x 6m berjumlah 1 buah pada sungai Popohan di STA. 18+300, gorong-gorong box culvert ukuran 5m x 5m berjumlah 2 buah pada sungai Anyar 1 di STA. 21+450, gorong-gorong box culvert ukuran 6m x 4m pada sungai Anyar 2 di STA. 22+455, gorong-gorong box culvert ukuran 5m x 5m berjumlah 1 buah pada sungai Anyar 3 di STA. 23+500, serta jembatan dengan panjang 190m pada sungai Sura di STA. 16+100, jembatan dengan panjang 140m pada sungai Welang di STA. 19+550, jembatan dengan panjang 150m pada sungai Gading di STA. 25+800, jembatan dengan panjang 100 m pada sungai Mati di STA. 28+300;
- c. Saluran pelindung lereng dipasang sesuai kemiringan lereng dengan dimensi 0.2 m x 0.2 m;
- d. *Deck drain* direncanakan menggunakan pipa PVC 8' dengan kemiringan pemasangan 0.002;

- e. Bangunan terjun direncanakan apabila ada beda kemiringan elevasi hulu dan hilir yang cukup jauh dengan tinggi terjunan masing-masing 0.5 m.
4. Gambar perencanaan drainase yang meliputi gambar penampang saluran drainase dan bangunan-bangunan persilangan terdapat pada lampiran.

5.2 Saran

Adapun saran – saran yang dapat diberikan yaitu :

1. Menggunakan data *baseflow* sungai untuk menambah tingkat akurasi dalam perhitungan debit banjir.
2. Menimbun atau menggali tanah bila perlu apabila kemiringan antara hulu dan hilir tanah asli yang terlalu curam.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Chow, Ven Te. 1992. **Hidrolika Saluran Terbuka**. Jakarta:Erlangga
- Dewan Standarisasi Nasional. 1994. **Tata Cara Perencanaan Drainase Permukaan Jalan**. Jakarta:Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum
- Harto, Sri. 1993. **Analisis Hidrologi**. Jakarta:Gramedia Pustaka Utama
- Jr., Linsley Ray K. 1986. **Hidrologi untuk Insinyur**. Jakarta:Erlangga
- Loebis, Joesroen. 1992. **Banjir Rencana untuk Bangunan Air**. Jakarta:Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum
- NN. 1981. **Drainage of Asphalt Pavement Structures (Manual Series-15)**. Maryland:The Asphalt Institute
- Soewarno. 1995. **Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid I dan II**. Bandung:Nova
- Sosrodarsono, Suyono. 1993. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta:Pradnya Paramita
- Transportation Technology for Developing Countries. 1978. **Copendum 3 – Small Drainage Structure**. Washington DC:USAID
- Transportation Technology for Developing Countries. 1978. **Copendum 5 – Roadside Drainage**. Washington DC:USAID
- Triatmodjo, B. 2008. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta:Beta Offset
- United States Departement of the Interior. 1974. **Design of Small Dams**. New Delhi:Oxford & IBH Publising Co

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN

LAMPIRAN A
Perhitungan Uji Konsistensi Data

A.1 Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

A.1.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1084}{10} = 108.4$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 30.45$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{30.4529}{108.4} = 0.28$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -167608}{9 \times 8 \times 28241.32} = 0.82 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 16655108.51}{9 \times 8 \times 7 \times 860029.54} = 3.84 \end{aligned}$$

Tabel A.1 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2012	144	108.4	35.6	1267.36	45118.02	1606201.4
2	2015	141	108.4	32.6	1062.76	34645.98	1129458.8
3	2006	131	108.4	22.6	510.76	11543.18	260875.78
4	2010	120	108.4	11.6	134.56	1560.896	18106.394
5	2013	117	108.4	8.6	73.96	636.056	5470.0816
6	2008	114	108.4	5.6	31.36	175.616	983.4496
7	2014	108	108.4	-0.4	0.16	-0.064	0.0256
8	2011	90	108.4	-18.4	338.56	-6229.504	114622.87
9	2007	68	108.4	-40.4	1632.16	-65939.26	2663946.3
10	2009	51	108.4	-57.4	3294.76	-189119	10855443.46
Σ		1084	1084		8346.4	-167608.3	16655109

A.1.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{20.157}{10} = 2.0157$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.145$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.14513}{2.01569} = 0.07$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3$$
$$= \frac{10 \times -0.02881986}{9 \times 8 \times 0.00305705} = -1.31$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4$$
$$= \frac{100 \times 0.01102}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00044} = 4.93$$

Tabel A.2 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

No	Tahun	x	$y = \text{Log } x$	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2012	144	2.158	2.016	0.143	0.02035629	0.002904	0.000414
2	2015	141	2.149	2.016	0.134	0.017830819	0.002381	0.000318
3	2006	131	2.117	2.016	0.102	0.010319365	0.001048	0.000106
4	2010	120	2.079	2.016	0.063	0.004031517	0.000256	1.63E-05
5	2013	117	2.068	2.016	0.052	0.002756128	0.000145	7.6E-06
6	2008	114	2.057	2.016	0.041	0.00169891	7E-05	2.89E-06
7	2014	108	2.033	2.016	0.018	0.000314592	5.58E-06	9.9E-08
8	2011	90	1.954	2.016	-0.061	0.003775428	-0.00023	1.43E-05
9	2007	68	1.833	2.016	-0.183	0.033554219	-0.00615	0.001126
10	2009	51	1.708	2.016	-0.308	0.09493599	-0.0293	0.00901
Σ		1084	20.157			0.189573258	-0.02882	0.011019

A.1.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.3 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.8243	Not OK
		$Ck = 3$	3.842	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.309	Not OK
		$Cs = 0.216$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	4.928	
		$Ck = 3.083$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.8243	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.842	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.3094	OK
		Ck bebas	4.928	

A.1.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.4 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	133.299	1	2	1.0	0.5
2	133.299	≤ P ≤	117.559	3	2	1.0	0.5
3	117.559	≤ P ≤	113.679	2	2	0.0	0.0
4	113.679	≤ P ≤	85.582	3	2	1.0	0.5
5	P	≤	85.582	1	2	1.0	0.5
Σ				10	10		2

hitungan chi kuadrat

2

derajat kebebasan (Dk)

G - R - 1

derajat signifikan (α)

5%

tingkat kepercayaan

95%

nilai chi kritis

7.81

kesimpulan =

nilai chi kuadrat < nilai chi kritis

=

2

<

7.81

A.1.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.5 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Jambean, Sungai Anyar 1 dan Sungai Gading

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log } X) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x_i <)$	D	
2012	1	144	2.158	0.091	2.067	0.983	0.111	2.047	0.020	
2015	2	141	2.149	0.182	1.967	0.920	0.222	1.927	0.040	
2006	3	131	2.117	0.273	1.845	0.700	0.333	1.784	0.061	
2010	4	120	2.079	0.364	1.716	0.437	0.444	1.635	0.081	
2013	5	117	2.068	0.455	1.614	0.362	0.556	1.513	0.101	
2008	6	114	2.057	0.545	1.511	0.284	0.667	1.390	0.121	
2014	7	108	2.033	0.636	1.397	0.122	0.778	1.256	0.141	
2011	8	90	1.954	0.727	1.227	-0.423	0.889	1.065	0.162	
2007	9	68	1.833	0.818	1.014	-1.262	1.000	0.833	0.182	
2009	10	51	1.708	0.909	0.798	-2.123	1.111	0.596	0.202	
									Dmax	0.202

derajat kepercayaan = 5%
n = 10
D₀ = 0.41

Dari hasil perhitungan tabel di atas diperoleh Dmaks = 0.202 < D₀ = 0.41 maka Distribusi dapat diterima.

A.2 Sungai Sura

A.2.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{963.8}{10} = 96.38$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 26.84$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{26.844}{96.38} = 0.28$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -135447}{9 \times 8 \times 19344.48} = -0.97 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 9859384.5}{9 \times 8 \times 7 \times 519289.34} = 3.77 \end{aligned}$$

Tabel A.6 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Sura

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2015	119.8	96.38	23.42	548.4964	12845.7857	300848.3008
2	2012	118.8	96.38	22.42	502.6564	11269.5565	252663.4565
3	2006	118.8	96.38	22.42	502.6564	11269.5565	252663.4565
4	2010	118.2	96.38	21.82	476.1124	10388.7726	226683.0174
5	2013	109.4	96.38	13.02	169.5204	2207.15561	28737.16602
6	2008	105.6	96.38	9.22	85.0084	783.777448	7226.428071
7	2014	87.6	96.38	-8.78	77.0884	-676.83615	5942.621415
8	2011	76	96.38	-20.38	415.3444	-8464.7189	172510.9706
9	2007	66	96.38	-30.38	922.9444	-28039.051	851826.3655
10	2009	43.6	96.38	-52.78	2785.728	-147030.74	7760282.719
	Σ	963.8	963.8		6485.556	-135446.75	9859384.501

A.2.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{19.646}{10} = 1.9646$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.146$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.1461}{1.9646} = 0.07$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3$$
$$= \frac{10 \times -0.3196786}{9 \times 8 \times 0.00} = -1.42$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4$$
$$= \frac{100 \times 0.0123}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00} = 5.35$$

Tabel A.7 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Sura

No	Tahun	x	$y = \text{Log}_x$	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2015	119.8	2.078	1.965	0.114	0.012969375	0.001477	0.000168205
2	2012	118.8	2.075	1.965	0.110	0.012153472	0.0013398	0.000147707
3	2006	118.8	2.075	1.965	0.110	0.012153472	0.0013398	0.000147707
4	2010	118.2	2.073	1.965	0.108	0.011673468	0.0012612	0.00013627
5	2013	109.4	2.039	1.965	0.074	0.00554186	0.0004126	3.07122E-05
6	2008	105.6	2.024	1.965	0.059	0.003491659	0.0002063	1.21917E-05
7	2014	87.6	1.943	1.965	-0.022	0.000487065	-1.07E-05	2.37232E-07
8	2011	76	1.881	1.965	-0.084	0.007015748	-0.000588	4.92207E-05
9	2007	66	1.820	1.965	-0.145	0.021033619	-0.00305	0.000442413
10	2009	43.6	1.639	1.965	-0.325	0.105681665	-0.034356	0.011168614
Σ		963.8	19.646			0.192201402	-0.031968	0.012303278

A.2.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.8 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Sura

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.9725	Not OK
		$Ck = 3$	3.767	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.423	Not OK
		$Cs = 0.224$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	5.353	
		$Ck = 3.089$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.9725	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.767	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.4227	OK
		Ck bebas	5.353	

A.2.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.9 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Sura

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	121.944	2	2	0.0	0.0
2	121.944	≤ P ≤	106.015	2	2	0.0	0.0
3	106.015	≤ P ≤	98.181	2	2	0.0	0.0
4	98.181	≤ P ≤	75.979	3	2	1.0	0.5
5	P	≤	75.979	1	2	1.0	0.5
Σ				10	10		1

hitungan chi kuadrat
derajat kebebasan (Dk)

1
G - R - 1

derajat signifikan (α)

5%

tingkat kepercayaan

95%

nilai chi kritis

7.81

kesimpulan =

nilai chi kuadrat < nilai chi kritis = 1 < 7.81

A.2.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.10 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Sura

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log X}) = \frac{m}{n+1}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{n-1}$	$P'(x_i <)$	D
2015	1	120	2.078	0.091	1.988	0.432	0.111	1.967	0.020
2012	2	118.8	2.075	0.182	1.893	0.407	0.222	1.853	0.040
2006	3	118.8	2.075	0.273	1.802	0.407	0.333	1.741	0.061
2010	4	118.2	2.073	0.364	1.709	0.392	0.444	1.628	0.081
2013	5	109.4	2.039	0.455	1.584	0.161	0.556	1.483	0.101
2008	6	106	2.024	0.545	1.478	0.055	0.667	1.357	0.121
2014	7	87.6	1.943	0.636	1.306	-0.504	0.778	1.165	0.141
2011	8	76	1.881	0.727	1.154	-0.929	0.889	0.992	0.162
2007	9	66.0	1.820	0.818	1.001	-1.351	1.000	0.820	0.182
2009	10	43.6	1.639	0.909	0.730	-2.592	1.111	0.528	0.202
								Dmax	0.202

derajat kepercayaan = 5%
n = 10
D₀ = 0.41

A.3 Sungai Popohan

A.3.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

6. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1048.6}{10} = 104.855$$

7. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 29.85$$

8. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{29.854}{104.86} = 0.28$$

9. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -169105}{9 \times 8 \times 26607.32} = -0.88 \end{aligned}$$

10. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 15169376}{9 \times 8 \times 7 \times 794330.97} = 3.79 \end{aligned}$$

Tabel A.11 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Popohan

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2012	137.7	104.855	32.845	1078.794	35432.9898	1163796.548
2	2015	135.7	104.855	30.845	951.414	29346.3656	905188.647
3	2006	127.95	104.855	23.095	533.379	12318.3886	284493.1843
4	2010	117.35	104.855	12.495	156.125	1950.78219	24375.02343
5	2013	115.05	104.855	10.195	103.938	1059.64816	10803.11304
6	2008	112.65	104.855	7.795	60.76203	473.639985	3692.023682
7	2014	102.9	104.855	-1.955	3.822025	-7.4720589	14.6078751
8	2011	85.8	104.855	-19.055	363.093	-6918.7376	131836.5448
9	2007	65	104.855	-39.855	1588.421	-63306.52	2523081.353
10	2009	48.45	104.855	-56.405	3181.524	-179453.86	10122095.12
Σ		1048.55	1048.55		8021.272	-169104.78	15169376.17

A.3.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{20.005}{10} = 2.0005$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.148$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.1484}{2.0005} = 0.07$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3 \\ &= \frac{10 \times -0.03135416}{9 \times 8 \times 0.00} = -1.33 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4 \\ &= \frac{100 \times 0.011970153}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00} = 4.90 \end{aligned}$$

Tabel A.12 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Popohan

No	Tahun	x	y = Log x	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2012	137.7	2.139	2.000	0.138	0.019170469	0.002654294	0.000367507
2	2015	135.7	2.133	2.000	0.132	0.0174513	0.002305376	0.000304548
3	2006	127.95	2.107	2.000	0.107	0.011355846	0.001210122	0.000128955
4	2010	117.35	2.069	2.000	0.069	0.004761913	0.000328603	2.26758E-05
5	2013	115.05	2.061	2.000	0.060	0.003649385	0.00022046	1.3318E-05
6	2008	112.65	2.052	2.000	0.051	0.002627046	0.000134648	6.90137E-06
7	2014	102.9	2.012	2.000	0.012	0.000142537	1.70174E-06	2.03169E-08
8	2011	85.8	1.933	2.000	-0.067	0.004487552	-0.000300617	2.01381E-05
9	2007	65	1.813	2.000	-0.188	0.035179925	-0.006598457	0.001237627
10	2009	48.45	1.685	2.000	-0.315	0.099340133	-0.031310291	0.009868462
Σ		1048.55	20.005			0.198166106	-0.031354159	0.011970153

A.3.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.13 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Popohan

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.8827	Not OK
		$Ck = 3$	3.789	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.333	Not OK
		$Cs = 0.223$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	4.899	
		$Ck = 3.088$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.8827	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.789	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.3329	OK
		Ck bebas	4.899	

A.3.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.14 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Popohan

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	129.438	2	2	0.0	0.0
2	129.438	≤ P ≤	113.833	2	2	0.0	0.0
3	113.833	≤ P ≤	109.993	2	2	0.0	0.0
4	109.993	≤ P ≤	82.282	2	2	0.0	0.0
5	P	≤	82.282	2	2	0.0	0.0
Σ				10	10		0

hitungan chi kuadrat 0

derajat kebebasan (Dk) G - R - 1

derajat signifikan (α) 5%

tingkat kepercayaan 95%

nilai chi kritis 7.81

kesimpulan = nilai chi kuadrat < nilai chi kritis = 0 < 7.81

A.3.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.15 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Popohan

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log X}) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x_i <)$	D	
2012	1	138	2.139	0.091	2.048	0.849	0.111	2.028	0.020	
2015	2	136	2.133	0.182	1.951	0.805	0.222	1.910	0.040	
2006	3	128	2.107	0.273	1.834	0.629	0.333	1.774	0.061	
2010	4	117	2.069	0.364	1.706	0.371	0.444	1.625	0.081	
2013	5	115	2.061	0.455	1.606	0.311	0.556	1.505	0.101	
2008	6	113	2.052	0.545	1.506	0.248	0.667	1.385	0.121	
2014	7	103	2.012	0.636	1.376	-0.023	0.778	1.235	0.141	
2011	8	86	1.933	0.727	1.206	-0.566	0.889	1.045	0.162	
2007	9	65	1.813	0.818	0.995	-1.397	1.000	0.813	0.182	
2009	10	48	1.685	0.909	0.776	-2.276	1.111	0.574	0.202	
									Dmax	0.202

Dmax = 0.202
 derajat kepercayaan = 5%
 n = 10
 D₀ = 0.41

A.4 Sungai Welang

A.4.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{914.3}{10} = 91.43$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 24.45$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{24.454}{91.43} = 0.27$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -85967.2}{9 \times 8 \times 14622.95} = -0.82 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 6120028.4}{9 \times 8 \times 7 \times 357585.53} = 3.40 \end{aligned}$$

Tabel A.16 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Welang

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2012	119.7	91.43	28.27	799.1929	22593.1833	638709.2914
2	2015	114.55	91.43	23.12	534.5344	12358.4353	285727.0248
3	2006	109.95	91.43	18.52	342.9904	6352.18221	117642.4145
4	2010	103.65	91.43	12.22	149.3284	1824.79305	22298.97105
5	2013	99.35	91.43	7.92	62.7264	496.793088	3934.601257
6	2008	97.95	91.43	6.52	42.5104	277.167808	1807.134108
7	2014	91.95	91.43	0.52	0.2704	0.140608	0.07311616
8	2011	73.05	91.43	-18.38	337.8244	-6209.2125	114125.3252
9	2009	54.8	91.43	-36.63	1341.757	-49148.555	1800311.579
10	2007	49.35	91.43	-42.08	1770.726	-74512.167	3135471.984
Σ		914.3	914.3		5381.861	-85967.239	6120028.398

A.4.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{19.441}{10} = 1.9441$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.134$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.1344}{1.9441} = 0.07$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3 \\ &= \frac{10 \times -0.01950467}{9 \times 8 \times 0.00} = -1.12 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4 \\ &= \frac{100 \times 0.006402967}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00} = 3.89 \end{aligned}$$

Tabel A.17 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Welang

N o	Tahun	x	$y = \text{Log}_x$	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2012	119.7	2.078	1.944	0.134	0.017947311	0.002404358	0.000322106
2	2015	114.55	2.059	1.944	0.115	0.013194776	0.001515664	0.000174102
3	2006	109.95	2.041	1.944	0.097	0.009422324	0.000914612	8.87802E-05
4	2010	103.65	2.016	1.944	0.071	0.005104064	0.000364648	2.60515E-05
5	2013	99.35	1.997	1.944	0.053	0.002813379	0.000149225	7.9151E-06
6	2008	97.95	1.991	1.944	0.047	0.002197534	0.000103016	4.82916E-06
7	2014	91.95	1.964	1.944	0.019	0.000377337	7.32983E-06	1.42383E-07
8	2011	73.05	1.864	1.944	-0.081	0.006481273	-0.000521784	4.20069E-05
9	2009	54.8	1.739	1.944	-0.205	0.042166987	-0.008658823	0.001778055
10	2007	49.35	1.693	1.944	-0.251	0.062920414	-0.01578292	0.003958979
Σ		914.3	19.441			0.1626254	-0.019504673	0.006402967

A.4.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.18 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Welang

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.8165	Not OK
		$Ck = 3$	3.396	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.115	Not OK
		$Cs = 0.208$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	3.891	
		$Ck = 3.077$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.8165	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.396	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.1153	OK
		Ck bebas	3.891	

A.4.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.19 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Welang

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	114.283	0	2	4.0	2.0
2	114.283	≤ P ≤	100.243	4	2	4.0	2.0
3	100.243	≤ P ≤	92.163	3	2	1.0	0.5
4	92.163	≤ P ≤	73.615	1	2	1.0	0.5
5	P	≤	73.615	2	2	0.0	0.0
Σ				10	10		5

hitungan chi kuadrat 5
 derajat kebebasan (Dk) G - R - 1
 derajat signifikan (α) 5%
 tingkat kepercayaan 95%
 nilai chi kritis 7.81
 kesimpulan = nilai chi kuadrat < nilai chi kritis = 5 < 7.81

A.4.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.20 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Welang

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log X}) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x_i <)$	D	
2012	1	119.7	2.078	0.091	1.987	0.430	0.111	1.967	0.020	
2015	2	114.6	2.059	0.182	1.877	0.298	0.222	1.837	0.040	
2006	3	110.0	2.041	0.273	1.768	0.176	0.333	1.708	0.061	
2010	4	103.7	2.016	0.364	1.652	-0.001	0.444	1.571	0.081	
2013	5	99.4	1.997	0.455	1.543	-0.128	0.556	1.442	0.101	
2008	6	98.0	1.991	0.545	1.446	-0.170	0.667	1.324	0.121	
2014	7	92.0	1.964	0.636	1.327	-0.359	0.778	1.186	0.141	
2011	8	73.1	1.864	0.727	1.136	-1.048	0.889	0.975	0.162	
2009	9	54.8	1.739	0.818	0.921	-1.908	1.000	0.739	0.182	
2007	10	49.4	1.693	0.909	0.784	-2.221	1.111	0.582	0.202	
									Dmax	0.202

Dmax = 0.202
 derajat kepercayaan = 5%
 n = 10
 D₀ = 0.41

A.5 Sungai Anyar 2

A.5.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1041.1}{10} = 101.41$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 29.24$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{29.238}{101.41} = 0.29$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -165392}{9 \times 8 \times 24993.94} = -0.92 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 13725254}{9 \times 8 \times 7 \times 730768.33} = 3.73 \end{aligned}$$

Tabel A.21 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Anyar 2

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2012	131.4	101.41	29.99	899.4001	26973.009	808920.5399
2	2015	130.4	101.41	28.99	840.4201	24363.7787	706305.9445
3	2006	124.9	101.41	23.49	551.7801	12961.3145	304461.2788
4	2010	108.3	101.41	6.89	47.4721	327.082769	2253.600278
5	2013	114.7	101.41	13.29	176.6241	2347.33429	31196.0727
6	2008	116.1	101.41	14.69	215.7961	3170.04471	46567.95678
7	2014	97.8	101.41	-3.61	13.0321	-47.045881	169.8356304
8	2011	81.6	101.41	-19.81	392.4361	-7774.1591	154006.0926
9	2007	63	101.41	-38.41	1475.328	-56667.352	2176593.003
10	2009	45.9	101.41	-55.51	3081.36	-171046.3	9494780.066
Σ		1014.1	1014.1		7693.649	-165392.29	13725254.39

A.5.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{19.853}{10} = 1.9853$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.151$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.1513}{1.9813} = 0.08$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n-1)(n-2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3 \\ &= \frac{10 \times -0.03368402}{9 \times 8 \times 0.00} = -1.35 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4 \\ &= \frac{100 \times 0.013001444}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00} = 4.92 \end{aligned}$$

Tabel A.22 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Anyar 2

No	Tahun	x	y = Log x	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2012	131.4	2.119	1.985	0.133	0.017777207	0.002370256	0.000316029
2	2015	130.4	2.115	1.985	0.130	0.016903489	0.00219768	0.000285728
3	2006	124.9	2.097	1.985	0.111	0.012387304	0.001378685	0.000153445
4	2010	108.3	2.035	1.985	0.049	0.002436832	0.000120292	5.93815E-06
5	2013	114.7	2.060	1.985	0.074	0.005520378	0.00041016	3.04746E-05
6	2008	116.1	2.065	1.985	0.080	0.006331074	0.000503751	4.00825E-05
7	2014	97.8	1.990	1.985	0.005	2.57524E-05	1.30685E-07	6.63185E-10
8	2011	81.6	1.912	1.985	-0.074	0.005413136	-0.000398266	2.9302E-05
9	2007	63	1.799	1.985	-0.186	0.034567594	-0.006426932	0.001194919
10	2009	45.9	1.662	1.985	-0.323	0.104620865	-0.033839775	0.010945525
Σ		1014.1	19.853			0.205983631	-0.033684017	0.013001444

A.5.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.23 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Anyar 2

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.9191	Not OK
		$Ck = 3$	3.727	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.351	Not OK
		$Cs = 0.229$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	4.925	
		$Ck = 3.093$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.9191	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.727	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.3512	OK
		Ck bebas	4.925	

A.5.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.24 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Anyar 2

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	125.612	2	2	0.0	0.0
2	125.612	≤ P ≤	110.191	2	2	0.0	0.0
3	110.191	≤ P ≤	106.402	2	2	0.0	0.0
4	106.402	≤ P ≤	79.146	2	2	0.0	0.0
5	P	≤	79.146	2	2	0.0	0.0
Σ				10	10		0

hitungan chi kuadrat 0

derajat kebebasan (Dk) G - R - 1

derajat signifikan (α) 5%

tingkat kepercayaan 95%

nilai chi kritis 7.81

kesimpulan = nilai chi kuadrat < nilai chi kritis = 0 < 7.81

A.5.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.25 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Anyar 2

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log X}) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x_i <)$	D	
2012	1	131.4	2.119	0.091	2.028	0.709	0.111	2.007	0.020	
2015	2	130.4	2.115	0.182	1.933	0.686	0.222	1.893	0.040	
2006	3	124.9	2.097	0.273	1.824	0.557	0.333	1.763	0.061	
2010	4	108.3	2.035	0.364	1.671	0.131	0.444	1.590	0.081	
2013	5	114.7	2.060	0.455	1.605	0.302	0.556	1.504	0.101	
2008	6	116.1	2.065	0.545	1.519	0.339	0.667	1.398	0.121	
2014	7	97.8	1.990	0.636	1.354	-0.175	0.778	1.213	0.141	
2011	8	81.6	1.912	0.727	1.184	-0.717	0.889	1.023	0.162	
2007	9	63.0	1.799	0.818	0.981	-1.491	1.000	0.799	0.182	
2009	10	45.9	1.662	0.909	0.753	-2.438	1.111	0.551	0.202	
									Dmax	0.202

Dmax = 0.202
 derajat kepercayaan = 5%
 n = 10
 D₀ = 0.41

A.6 Sungai Anyar 3

A.6.1 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel

1. Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{862.6}{10} = 86.26$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^2}{n - 1}} = 22.02$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{x}} = \frac{22.017}{86.26} = 0.26$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^3 \\ &= \frac{10 \times -54571.8}{9 \times 8 \times 10672.28} = -0.71 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (x - \bar{x})^4 \\ &= \frac{100 \times 4110819.8}{9 \times 8 \times 7 \times 234968.45} = 3.47 \end{aligned}$$

Tabel A.26 Uji Distribusi Frekuensi Metode Normal dan Gumbel Sungai Anyar 3

No	Tahun	x	\bar{x}	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	$(x - \bar{x})^3$	$(x - \bar{x})^4$
1	2012	113.55	86.26	27.29	744.7441	20324.0665	554643.7745
2	2015	108.85	86.26	22.59	510.3081	11527.86	260414.3569
3	2006	101	86.26	14.74	217.2676	3202.52442	47205.21001
4	2010	99.15	86.26	12.89	166.1521	2141.70057	27606.52033
5	2013	91.45	86.26	5.19	26.9361	139.798359	725.5534832
6	2008	85.95	86.26	-0.31	0.0961	-0.029791	0.00923521
7	2014	88	86.26	1.74	3.0276	5.268024	9.16636176
8	2011	73.1	86.26	-13.16	173.1856	-2279.1225	29993.25205
9	2009	51.9	86.26	-34.36	1180.61	-40565.746	1393839.028
10	2007	49.65	86.26	-36.61	1340.292	-49068.094	1796382.913
Σ		862.6	862.6		4362.619	-54571.774	4110819.784

A.6.2 Perhitungan Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson tipe III

1. Rata – rata

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{19.208}{10} = 1.9208$$

2. Standar Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^2}{n - 1}} = 0.126$$

3. Koefisien Variasi (C)

$$C = \frac{S}{\bar{Y}} = \frac{0.1259}{1.9208} = 0.07$$

4. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$Cs = \frac{n}{(n - 1)(n - 2)s^5} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^3$$
$$= \frac{10 \times -0.01514876}{9 \times 8 \times 0.00} = -1.05$$

5. Koefisien Ketajaman (Ck)

$$Ck = \frac{n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \sum_{i=1}^n (y - \bar{y})^4$$
$$= \frac{100 \times 0.004944731}{9 \times 8 \times 7 \times 0.00} = 3.90$$

Tabel A.27 Uji Distribusi Frekuensi Metode Log Normal dan Log Pearson Sungai Anyar 3

No	Tahun	x	y = Log x	\bar{y}	$(y - \bar{y})$	$(y - \bar{y})^2$	$(y - \bar{y})^3$	$(y - \bar{y})^4$
1	2012	113.55	2.055	1.921	0.134	0.01807211	0.00242948	0.000326601
2	2015	108.85	2.037	1.921	0.116	0.013473137	0.001563879	0.000181525
3	2006	101	2.004	1.921	0.084	0.006983407	0.000583581	4.8768E-05
4	2010	99.15	1.996	1.921	0.076	0.005706009	0.000431021	3.25585E-05
5	2013	91.45	1.961	1.921	0.040	0.001634514	6.60819E-05	2.67163E-06
6	2008	85.95	1.934	1.921	0.013	0.000182015	2.45562E-06	3.31294E-08
7	2014	88	1.944	1.921	0.024	0.000563022	1.33594E-05	3.16994E-07
8	2011	73.1	1.864	1.921	-0.057	0.003230469	-0.000183611	1.04359E-05
9	2009	51.9	1.715	1.921	-0.206	0.042266111	-0.008689373	0.001786424
10	2007	49.65	1.696	1.921	-0.225	0.05055093	-0.011365635	0.002555396
Σ		862.6	19.208			0.142661722	-0.015148761	0.004944731

A.6.3 Hasil Analisa Parameter Statistik Teoritis

Tabel A.28 Hasil Analisis Parameter Statistik Teoritis Sungai Anyar 3

No	Distribusi Teoritis	Parameter Statistik Teoritis	Hasil Analisis Parameter	Kesimpulan
1	Normal	$Cs = 0$	-0.7102	Not OK
		$Ck = 3$	3.471	
2	Log Normal	$Cs = Cv^3 + 3Cv$	-1.054	Not OK
		$Cs = 0.197$		
		$Ck = Cv^8 + 6Cv^6 + 15Cv^4 + 16Cv^2 + 3$	3.905	
		$Ck = 3.069$		
3	Gumbel	$Cs = 1.14$	-0.7102	Not OK
		$Ck = 5.4$	3.471	
4	Log Pearson III	Cs bebas	-1.0543	OK
		Ck bebas	3.905	

A.6.4 Pengujian Chi Square

Tabel A.29 Hasil Pengujian Chi Square Sungai Anyar 3

No	Nilai batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
				O _i	E _i		
1	P	≥	106.665	1	2	1.0	0.5
2	106.665	≤ P ≤	94.273	4	2	4.0	2.0
3	94.273	≤ P ≤	86.695	1	2	1.0	0.5
4	86.695	≤ P ≤	70.548	2	2	0.0	0.0
5	P	≤	70.548	2	2	0.0	0.0
Σ				10	10		3

hitungan chi kuadrat 3

derajat kebebasan (Dk) G - R - 1

derajat signifikan (α) 5%

tingkat kepercayaan 95%

nilai chi kritis 7.81

kesimpulan = nilai chi kuadrat < nilai chi kritis = 3 < 7.81

A.6.5 Pengujian Smirnov Kolmogorov

Tabel A.30 Hasil Pengujian Smirnov Kolmogorov Sungai Anyar 3

Tahun	m	X (mm)	Log X	$P(\text{Log X}) = \frac{m}{n+1}$	$P(x_i <)$	$f(t) = \frac{(x_i - x)}{s}$	$P'(x_i) = \frac{m}{(n-1)}$	$P'(x_i <)$	D
2012	1	114	2.055	0.091	1.964	0.272	0.111	1.944	0.020
2015	2	108.9	2.037	0.182	1.855	0.146	0.222	1.815	0.040
2006	3	101	2.004	0.273	1.732	-0.078	0.333	1.671	0.061
2010	4	99.2	1.996	0.364	1.633	-0.134	0.444	1.552	0.081
2013	5	91.5	1.961	0.455	1.507	-0.376	0.556	1.406	0.101
2008	6	86.0	1.934	0.545	1.389	-0.561	0.667	1.268	0.121
2014	7	88.0	1.944	0.636	1.308	-0.491	0.778	1.167	0.141
2011	8	73.1	1.864	0.727	1.137	-1.046	0.889	0.975	0.162
2009	9	52	1.715	0.818	0.897	-2.071	1.000	0.715	0.182
2007	10	49.7	1.696	0.909	0.787	-2.203	1.111	0.585	0.202
								Dmax	0.202

Dmax = 0.202
 derajat kepercayaan = 5%
 n = 10
 D₀ = 0.41

LAMPIRAN B
Perhitungan Hidrograf

B.1 Sungai Jambean

B.1.1 Perhitungan Hidrograf

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 2.686 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 2.916 \text{ km} \\ R_{50} &= 140.06 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{50} &= 126.05 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} = 0.444 \\ T_r &= 0.75 \times t_g = 0.333 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 T_r = 0.711 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 1.332 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 0.434 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned}D &= L / A = 1.085 \text{ km} \\ Q_B &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.853 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

B.1.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 0.711$$

Tabel B.1 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Jambean

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.035
0.5	0.187
0.711	0.434

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 0.711 \leq t \leq 2.043$$

Tabel B.2 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _{d1} (mm/jam)
0.75	0.419

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
1	0.335
2	0.136
2.043	0.130

3. Lengkung Turun tahap 2 :

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

$$= 2.043 \leq t \leq 4.042$$

Tabel B.3 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
3	0.073
4	0.040
4.042	0.039

4. Lengkung Turun tahap 3 :

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 4.042$$

Tabel B.4 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
5	0.025
6	0.016
7	0.010
8	0.007
9	0.004
10	0.003
11	0.002
12	0.001
13	0.001
14	0.000
15	0.000
16	0.000
17	0.000

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
18	0.000
19	0.000
20	0.000
21	0.000
22	0.000
23	0.000
24	0.000

B.1.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

$$R_{24} = 126.05 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 73.72 \text{ mm}$$

$$R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 73.72 \text{ mm}$$

Tabel B.5 Curah Hujan Jam-jaman

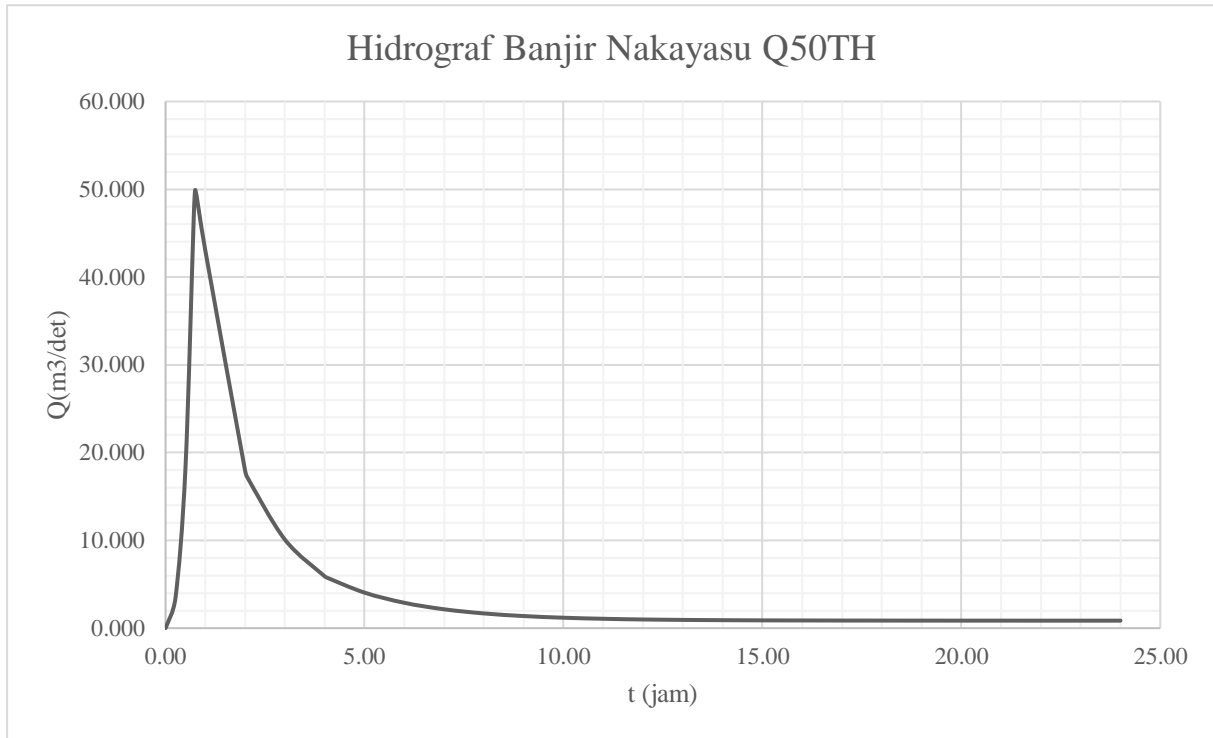
T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	73.72	73.72
2	46.44	19.16
3	35.44	13.44
4	29.25	10.70
5	25.21	9.04

B.1.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf

Tabel B.6 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		73.72	19.16	13.44	10.70	9.04	
0.00	0.000	0.000					0.000
0.25	0.035	2.610	0				3.462
0.50	0.187	13.774	3.580	0			18.207

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		73.72	19.16	13.44	10.70	9.04	
0.71	0.434	32.028	8.325	5.840	0		47.045
0.75	0.419	30.909	8.034	5.636	4.486	0	49.918
1.00	0.335	24.659	6.410	4.496	3.579	3.023	43.020
2.00	0.136	9.990	2.597	1.821	1.450	1.225	17.936
2.04	0.130	9.608	2.497	1.752	1.395	1.178	17.283
3.00	0.073	5.399	1.403	0.984	0.784	0.662	10.085
4.00	0.040	2.956	0.768	0.539	0.429	0.362	5.907
4.04	0.039	2.882	0.749	0.526	0.418	0.353	5.782
5.00	0.025	1.870	0.486	0.341	0.271	0.229	4.050
6.00	0.016	1.190	0.309	0.217	0.173	0.146	2.888
7.00	0.010	0.757	0.197	0.138	0.110	0.093	2.148
8.00	0.007	0.482	0.125	0.088	0.070	0.059	1.677
9.00	0.004	0.307	0.080	0.056	0.045	0.038	1.377
10.00	0.003	0.195	0.051	0.036	0.028	0.024	1.187
11.00	0.002	0.124	0.032	0.023	0.018	0.015	1.065
12.00	0.001	0.079	0.021	0.014	0.011	0.010	0.988
13.00	0.001	0.050	0.013	0.009	0.007	0.006	0.939
14.00	0.000	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	0.907
15.00	0.000	0.020	0.005	0.004	0.003	0.003	0.888
16.00	0.000	0.013	0.003	0.002	0.002	0.002	0.875
17.00	0.000	0.008	0.002	0.002	0.001	0.001	0.867
18.00	0.000	0.005	0.001	0.001	0.001	0.001	0.862
19.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.000	0.000	0.858
20.00	0.000	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.856
21.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.855
22.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.854
23.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.854



Gambar B.1 Hidrograf Banjir Sungai Jambean Metode Nakayasu dengan Q_{50}

B.2 Sungai Sura

B.2.1 Perhitungan Hidrograf

$$\text{Luas DAS (A)} = 28.142 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 10.782 \text{ km}$$

$$R_{100} = 173.17 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Aliran (C)} = 0.9$$

$$R_{\text{eff}} = C \times R_{100} = 128.85 \text{ mm}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$t_g = 0,21 \times L^{0,7} = 1.109$$

$$T_r = 0.75 \times t_g = 0.832 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r = 1.775 \text{ jam}$$

$$\alpha = 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 3.328 \text{ jam}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 1.822 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

Baseflow :

$$D = L / A = 0.383 \text{ km}$$

$$QB = 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 1.451 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

B.2.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 1.775$$

Tabel B.7 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.017
0.5	0.087
0.75	0.230
1	0.460
1.25	0.785
1.5	1.216
1.75	1.761
1.775	1.822

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 1.775 \leq t \leq 5.104$$

Tabel B.8 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
2	1.680
2.25	1.535
2.5	1.402
2.75	1.281
3	1.170
3.25	1.069
3.5	0.976
3.75	0.892
4	0.815
4.25	0.744
4.5	0.680
4.75	0.621
5	0.568
5.104	0.547

3. Lengkung Turun tahap 2 :

$$(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$$
$$= 5.104 \leq t \leq 10.096$$

Tabel B.9 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
5.25	0.528
5.5	0.497
5.75	0.468
6	0.440
7	0.346
8	0.272

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
9	0.214
10	0.168
10.096	0.164

4. Lengkung Turun tahap 3 :

$$t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 10.096$$

Tabel B.10 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
11	0.139
12	0.116
13	0.097
14	0.081
15	0.068
16	0.056
17	0.047
18	0.039
19	0.033
20	0.027
21	0.023
22	0.019
23	0.016
24	0.013

B.2.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

$$R_{24} = 128.85 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 75.35 \text{ mm}$$

$$R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 75.35 \text{ mm}$$

Tabel B.11 Curah Hujan Jam-jaman

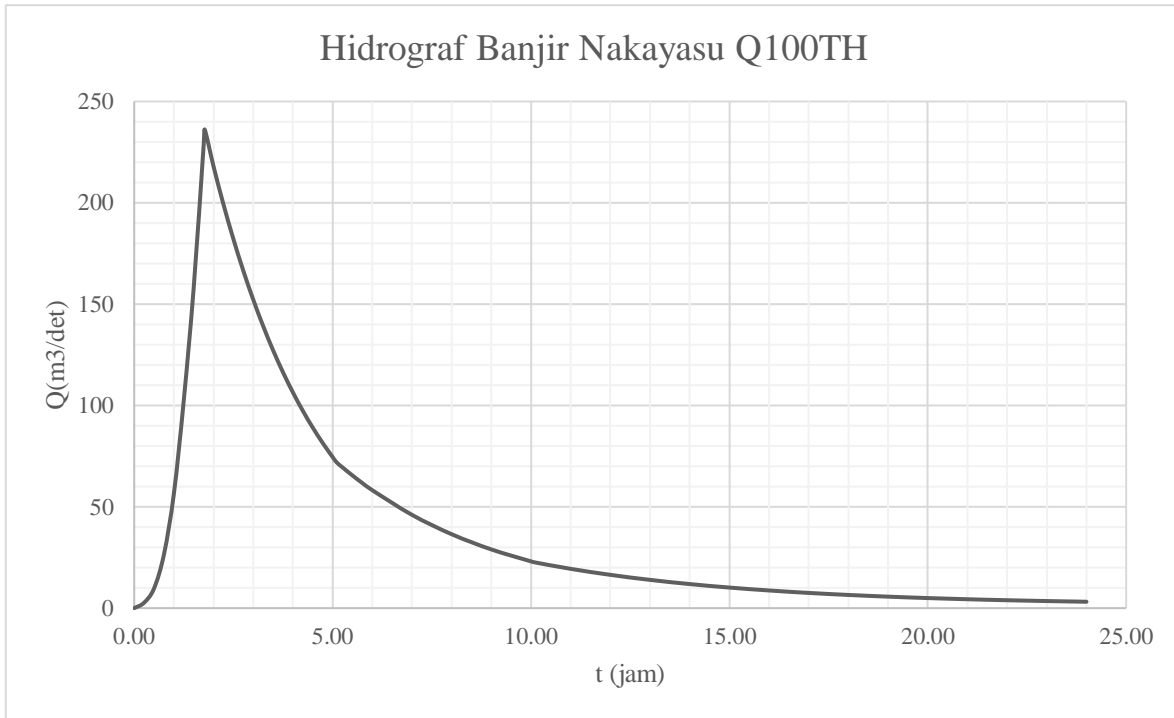
T hujan (jam)	Rt	Rt'
1	75.35	75.35
2	47.47	19.59
3	36.23	13.74
4	29.90	10.94
5	25.77	9.24

B.2.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf**Tabel B.12 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu**

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.35	19.59	13.74	10.94	9.24	
0.00	0.000	0.000					0
0.25	0.017	1.243	0				2.695
0.50	0.087	6.563	1.706	0			9.720
0.75	0.230	17.366	4.514	3.166	0		26.497
1.00	0.460	34.637	9.003	6.315	5.028	0	56.435
1.25	0.785	59.174	15.381	10.789	8.589	7.253	102.637
1.50	1.216	91.657	23.824	16.712	13.304	11.235	158.182
1.75	1.761	132.690	34.489	24.193	19.260	16.264	228.348
1.78	1.822	137.314	35.691	25.036	19.931	16.831	236.254
2.00	1.680	126.588	32.903	23.081	18.374	15.516	217.913
2.25	1.535	115.642	30.058	21.085	16.786	14.175	199.197
2.50	1.402	105.644	27.459	19.262	15.334	12.949	182.099
2.75	1.281	96.509	25.085	17.596	14.008	11.830	166.480
3.00	1.170	88.165	22.916	16.075	12.797	10.807	152.211
3.25	1.069	80.542	20.935	14.685	11.691	9.872	139.176
3.50	0.976	73.578	19.124	13.415	10.680	9.019	127.268
3.75	0.892	67.216	17.471	12.255	9.757	8.239	116.389

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.35	19.59	13.74	10.94	9.24	
4.00	0.815	61.405	15.960	11.196	8.913	7.527	106.451
4.25	0.744	56.095	14.580	10.228	8.142	6.876	97.373
4.50	0.680	51.245	13.320	9.343	7.438	6.281	89.079
4.75	0.621	46.814	12.168	8.536	6.795	5.738	81.503
5.00	0.568	42.767	11.116	7.798	6.208	5.242	74.581
5.10	0.547	41.194	10.707	7.511	5.979	5.049	71.892
5.25	0.528	39.765	10.336	7.250	5.772	4.874	69.448
5.50	0.497	37.438	9.731	6.826	5.434	4.589	65.470
5.75	0.468	35.248	9.162	6.427	5.116	4.321	61.724
6.00	0.440	33.186	8.626	6.051	4.817	4.068	58.198
7.00	0.346	26.075	6.777	4.754	3.785	3.196	46.038
8.00	0.272	20.488	5.325	3.735	2.974	2.511	36.484
9.00	0.214	16.098	4.184	2.935	2.337	1.973	28.978
10.00	0.168	12.648	3.288	2.306	1.836	1.550	23.079
10.10	0.164	12.358	3.212	2.253	1.794	1.515	22.583
11.00	0.139	10.495	2.728	1.913	1.523	1.286	19.397
12.00	0.116	8.758	2.276	1.597	1.271	1.074	16.428
13.00	0.097	7.309	1.900	1.333	1.061	0.896	13.950
14.00	0.081	6.100	1.585	1.112	0.885	0.748	11.882
15.00	0.068	5.091	1.323	0.928	0.739	0.624	10.156
16.00	0.056	4.248	1.104	0.775	0.617	0.521	8.716
17.00	0.047	3.546	0.922	0.646	0.515	0.435	7.514
18.00	0.039	2.959	0.769	0.539	0.429	0.363	6.511
19.00	0.033	2.469	0.642	0.450	0.358	0.303	5.674
20.00	0.027	2.061	0.536	0.376	0.299	0.253	4.975
21.00	0.023	1.720	0.447	0.314	0.250	0.211	4.392
22.00	0.019	1.435	0.373	0.262	0.208	0.176	3.905

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.35	19.59	13.74	10.94	9.24	
23.00	0.016	1.198	0.311	0.218	0.174	0.147	3.499
24.00	0.013	1.000	0.260	0.182	0.145	0.123	3.161



Gambar B.2 Hidrograf Banjir Sungai Sura Metode Nakayasu dengan Q_{100}

B.3 Sungai Popohan

B.3.1 Perhitungan Hidrograf

$$\text{Luas DAS (A)} = 14.825 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 8.287 \text{ km}$$

$$R_{100} = 158.93 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Aliran (C)} = 0.9$$

$$R_{\text{eff}} = C \times R_{100} = 143.03 \text{ mm}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$t_g = 0,21 \times L^{0,7} = 0.923$$

$$T_r = 0.75 \times t_g = 0.692 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r = 1.476 \text{ jam}$$

$$\alpha = 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 2.768 \text{ jam}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 1.154 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

Baseflow :

$$D = L / A = 0.559 \text{ km}$$

$$Q_B = 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 1.371 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

B.3.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 1.476$$

Tabel B.13 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.016
0.5	0.086
0.75	0.227
1	0.453
1.25	0.774
1.476	1.154

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 1.476 \leq t \leq 4.245$$

Tabel B.14 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
1.5	1.142
1.75	1.025
2	0.919
2.25	0.824
2.5	0.740
2.75	0.663
3	0.595
3.25	0.534
3.5	0.479
3.75	0.429
4	0.385
4.245	0.346

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 4.245 \leq t \leq 8.397$

Tabel B.15 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
4.5	0.322
4.75	0.299
5	0.278
6	0.208
7	0.156
8	0.117
8.397	0.104

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 8.397$

Tabel B.16 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
9	0.091
10	0.073
11	0.059
12	0.047
13	0.038
14	0.031
15	0.025
16	0.020
17	0.016
18	0.013
19	0.010
20	0.008
21	0.007
22	0.005
23	0.004
24	0.003

B.3.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$\begin{aligned}
 T &= 5 \text{ jam} \\
 t &= 1 \text{ jam} \\
 R_{24} &= 143.03 \text{ mm} \\
 R_t &= \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 83.65 \text{ mm} \\
 R_t' &= T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 83.65 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Tabel B.17 Curah Hujan Jam-jaman

T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	83.65	83.65
2	52.69	21.74

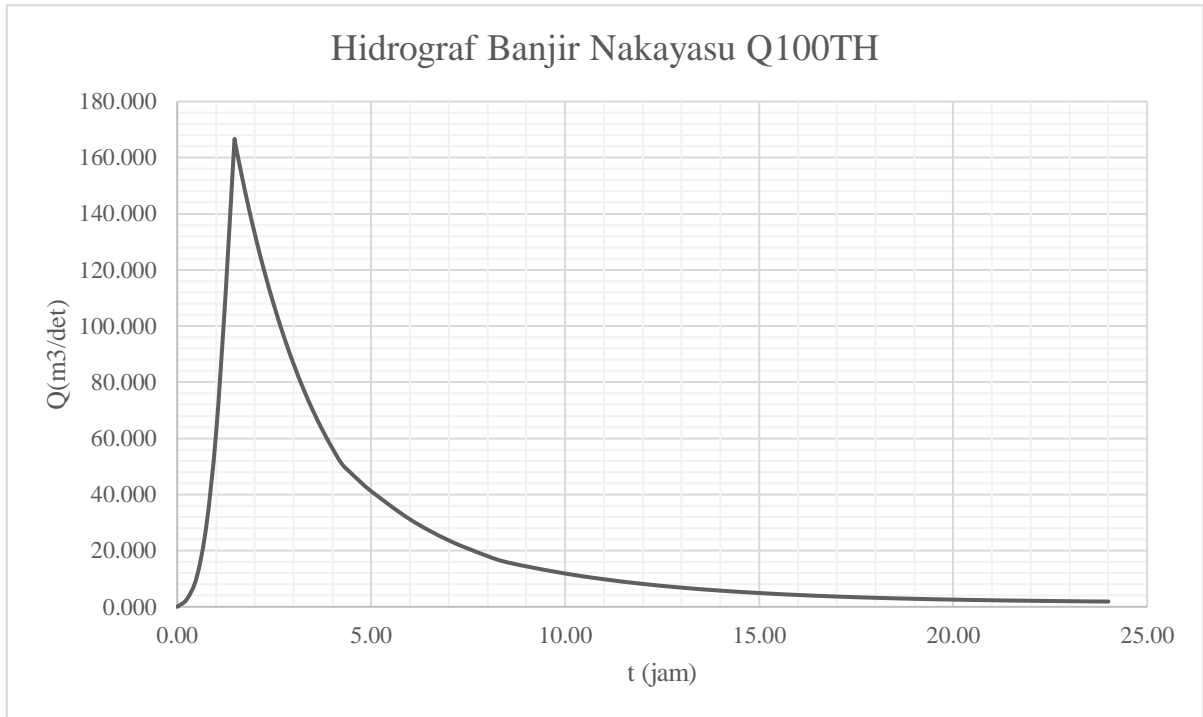
T hujan (jam)	Rt	Rt'
3	40.21	15.25
4	33.20	12.14
5	28.61	10.25

B.3.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf

Tabel B.18 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		83.65	21.74	15.25	12.14	10.25	
0.00	0.000	0.000					0.000
0.25	0.016	1.360	0				2.731
0.50	0.086	7.180	1.866	0			10.417
0.75	0.227	18.999	4.938	3.464	0.000		28.773
1.00	0.453	37.896	9.850	6.909	5.501	0	61.527
1.25	0.774	64.740	16.827	11.804	9.397	7.936	112.075
1.48	1.154	96.541	25.093	17.602	14.013	11.834	166.454
1.50	1.142	95.558	24.837	17.423	13.870	11.713	164.772
1.75	1.025	85.713	22.279	15.628	12.441	10.506	147.938
2.00	0.919	76.882	19.983	14.018	11.160	9.424	132.838
2.25	0.824	68.961	17.925	12.574	10.010	8.453	119.293
2.50	0.740	61.857	16.078	11.278	8.979	7.582	107.144
2.75	0.663	55.484	14.421	10.116	8.054	6.801	96.247
3.00	0.595	49.768	12.936	9.074	7.224	6.100	86.473
3.25	0.534	44.640	11.603	8.139	6.480	5.472	77.705
3.50	0.479	40.041	10.408	7.301	5.812	4.908	69.841
3.75	0.429	35.916	9.335	6.549	5.213	4.402	62.787
4.00	0.385	32.216	8.374	5.874	4.676	3.949	56.459
4.24	0.346	28.962	7.528	5.281	4.204	3.550	50.896
4.50	0.322	26.897	6.991	4.904	3.904	3.297	47.364

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		83.65	21.74	15.25	12.14	10.25	
4.75	0.299	25.016	6.502	4.561	3.631	3.066	44.148
5.00	0.278	23.267	6.048	4.242	3.377	2.852	41.157
6.00	0.208	17.411	4.525	3.174	2.527	2.134	31.143
7.00	0.156	13.029	3.386	2.376	1.891	1.597	23.650
8.00	0.117	9.750	2.534	1.778	1.415	1.195	18.042
8.40	0.104	8.689	2.258	1.584	1.261	1.065	16.229
9.00	0.091	7.621	1.981	1.390	1.106	0.934	14.403
10.00	0.073	6.132	1.594	1.118	0.890	0.752	11.856
11.00	0.059	4.934	1.282	0.900	0.716	0.605	9.807
12.00	0.047	3.969	1.032	0.724	0.576	0.487	8.159
13.00	0.038	3.194	0.830	0.582	0.464	0.391	6.832
14.00	0.031	2.569	0.668	0.468	0.373	0.315	5.765
15.00	0.025	2.067	0.537	0.377	0.300	0.253	4.906
16.00	0.020	1.663	0.432	0.303	0.241	0.204	4.215
17.00	0.016	1.338	0.348	0.244	0.194	0.164	3.659
18.00	0.013	1.077	0.280	0.196	0.156	0.132	3.212
19.00	0.010	0.866	0.225	0.158	0.126	0.106	2.852
20.00	0.008	0.697	0.181	0.127	0.101	0.085	2.563
21.00	0.007	0.561	0.146	0.102	0.081	0.069	2.330
22.00	0.005	0.451	0.117	0.082	0.065	0.055	2.142
23.00	0.004	0.363	0.094	0.066	0.053	0.044	1.992
24.00	0.003	0.292	0.076	0.053	0.042	0.036	1.870



Gambar B.3 Hidrograf Banjir Sungai Popohan Metode Nakayasu dengan Q_{100}

B.4 Sungai Welang

B.4.1 Perhitungan Hidrograf

$$\text{Luas DAS (A)} = 27.782 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 6.947 \text{ km}$$

$$R_{100} = 142.70 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien Aliran (C)} = 0.9$$

$$R_{\text{eff}} = C \times R_{100} = 128.43 \text{ mm}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$t_g = 0,21 \times L^{0,7} = 0.816$$

$$T_r = 0.75 \times t_g = 0.612 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r = 1.305 \text{ jam}$$

$$\alpha = 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 2.447 \text{ jam}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$Q_p = \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 2.447 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

Baseflow :

$$D = L / A = 0.250 \text{ km}$$

$$Q_B = 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.962 \text{ mm}^3/\text{jam}$$

B.4.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 1.305$$

Tabel B.19 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.046
0.5	0.245
0.75	0.648
1	1.292
1.25	2.207
1.305	2.447

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 1.305 \leq t \leq 3.752$$

Tabel B.20 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
1.5	2.223
1.75	1.966
2.25	1.537
2.75	1.202
3.25	0.940
3.75	0.735
3.752	0.734

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 3.752 \leq t \leq 7.422$

Tabel B.21 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
4	0.677
5	0.487
6	0.351
7	0.253
7.422	0.220

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 7.422$

Tabel B.22 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
8	0.191
9	0.149
10	0.117
11	0.091
12	0.071
13	0.056
14	0.044

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
15	0.034
16	0.027
17	0.021
18	0.016
19	0.013
20	0.010
21	0.008
22	0.006
23	0.005
24	0.004

B.4.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

$$R_{24} = 128.43 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 75.11 \text{ mm}$$

$$R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 75.11 \text{ mm}$$

Tabel B.23 Curah Hujan Jam-jaman

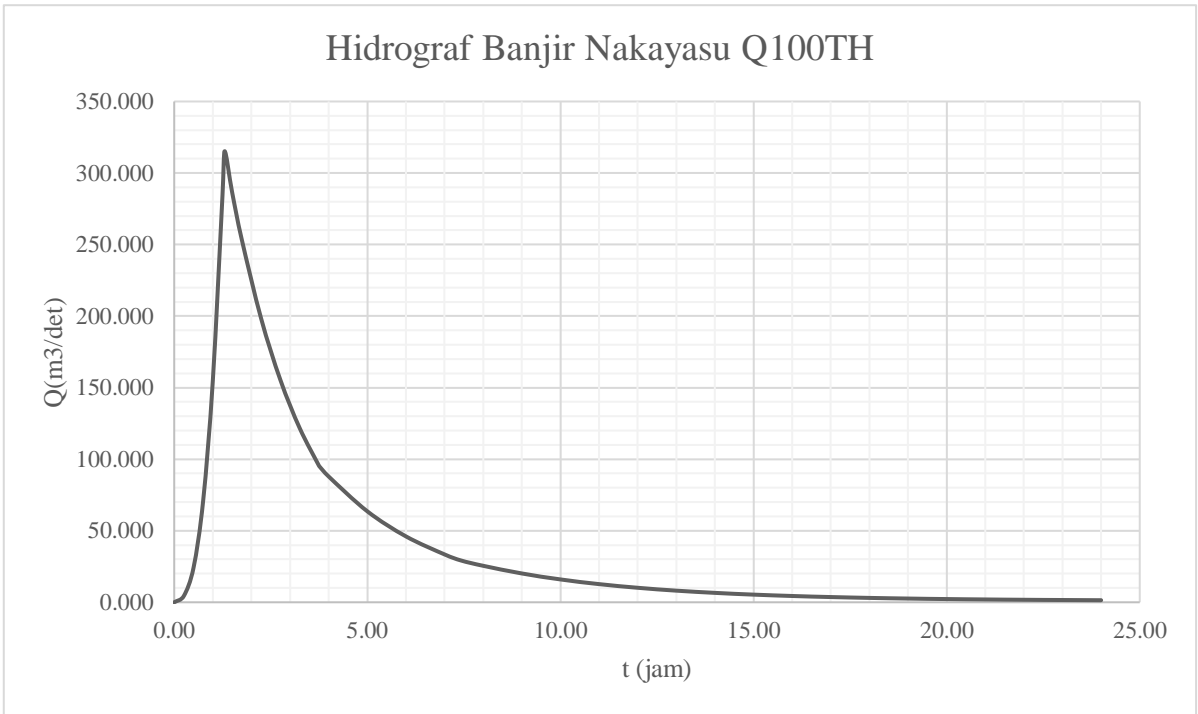
T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	75.11	75.11
2	47.31	19.52
3	36.11	13.69
4	29.81	10.90
5	25.69	9.21

B.4.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf

Tabel B.24 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.11	19.52	13.69	10.90	9.21	
0.00	0.000	0.000					0.000
0.25	0.046	3.483	0				4.446
0.50	0.245	18.385	4.779	0			24.126
0.75	0.648	48.651	12.645	8.870	0.000		71.129
1.00	1.292	97.039	25.222	17.693	14.085	0	155.002
1.25	2.207	165.779	43.089	30.226	24.063	20.320	284.440
1.30	2.447	183.797	47.773	33.511	26.678	22.529	315.251
1.50	2.223	166.973	43.400	30.444	24.236	20.467	286.482
1.75	1.966	147.645	38.376	26.920	21.431	18.098	253.432
2.25	1.537	115.443	30.006	21.048	16.757	14.150	198.367
2.75	1.202	90.264	23.461	16.458	13.102	11.064	155.311
3.25	0.940	70.576	18.344	12.868	10.244	8.651	121.646
3.75	0.735	55.183	14.343	10.061	8.010	6.764	95.324
3.75	0.734	55.139	14.332	10.053	8.004	6.759	95.249
4.00	0.677	50.824	13.210	9.267	7.377	6.230	87.871
5.00	0.487	36.610	9.516	6.675	5.314	4.487	63.565
6.00	0.351	26.371	6.854	4.808	3.828	3.232	46.056
7.00	0.253	18.996	4.937	3.463	2.757	2.328	33.445
7.42	0.220	16.542	4.300	3.016	2.401	2.028	29.248
8.00	0.191	14.348	3.729	2.616	2.083	1.759	25.497
9.00	0.149	11.218	2.916	2.045	1.628	1.375	20.146
10.00	0.117	8.772	2.280	1.599	1.273	1.075	15.962
11.00	0.091	6.858	1.783	1.250	0.996	0.841	12.690
12.00	0.071	5.363	1.394	0.978	0.778	0.657	10.132
13.00	0.056	4.193	1.090	0.764	0.609	0.514	8.132

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		75.11	19.52	13.69	10.90	9.21	
14.00	0.044	3.278	0.852	0.598	0.476	0.402	6.568
15.00	0.034	2.563	0.666	0.467	0.372	0.314	5.346
16.00	0.027	2.004	0.521	0.365	0.291	0.246	4.390
17.00	0.021	1.567	0.407	0.286	0.227	0.192	3.642
18.00	0.016	1.225	0.318	0.223	0.178	0.150	3.058
19.00	0.013	0.958	0.249	0.175	0.139	0.117	2.601
20.00	0.010	0.749	0.195	0.137	0.109	0.092	2.243
21.00	0.008	0.586	0.152	0.107	0.085	0.072	1.964
22.00	0.006	0.458	0.119	0.084	0.066	0.056	1.745
23.00	0.005	0.358	0.093	0.065	0.052	0.044	1.575
24.00	0.004	0.280	0.073	0.051	0.041	0.034	1.441



Gambar B.4 Hidrograf Banjir Sungai Welang Metode Nakayasu dengan Q_{100}

B.5 Sungai Anyar 1

B.5.1 Perhitungan Hidrograf

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 4.018 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 0.998 \text{ km} \\ R_{50} &= 140.06 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{50} &= 126.05 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} = 0.210 \\ T_r &= 0.75 \times t_g = 0.157 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 T_r = 0.336 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 0.629 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 1.376 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned}D &= L / A = 0.248 \text{ km} \\ Q_B &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.275 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

B.5.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 0.336$$

Tabel B.25 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Jambean

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.679
0.336	1.376

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 0.336 \leq t \leq 0.965$$

Tabel B.26 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _{d1} (mm/jam)
0.5	1.005
0.75	0.623

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
0.965	0.413

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 0.965 \leq t \leq 1.909$

Tabel B.27 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
1	0.395
1.25	0.287
1.5	0.209
1.75	0.152
1.909	0.124

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 1.909$

Tabel B.28 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
2	0.114
3	0.044
4	0.017
5	0.006
6	0.002
7	0.001
8	0.000
9	0.000
10	0.000
11	0.000
12	0.000
13	0.000
14	0.000

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
15	0.000
16	0.000
17	0.000
18	0.000
19	0.000
20	0.000
21	0.000
22	0.000
23	0.000
24	0.000

B.5.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

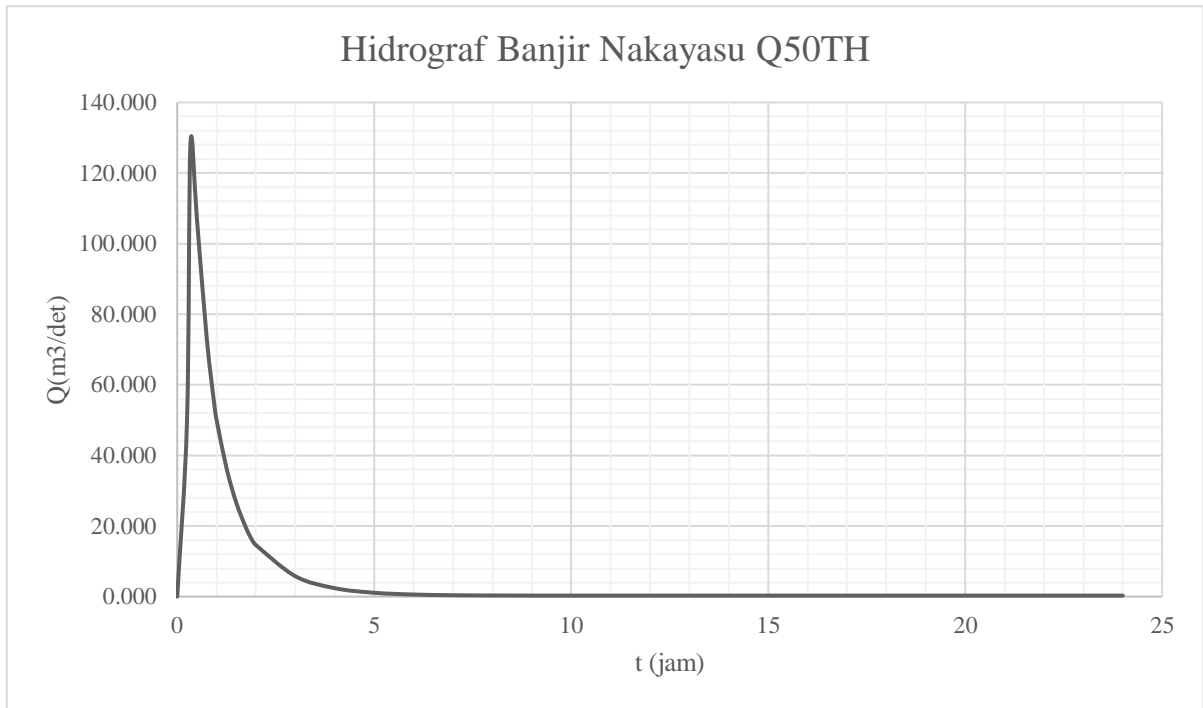
$$R_{24} = 126.05 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 73.72 \text{ mm}$$

$$R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 73.72 \text{ mm}$$

Tabel B.29 Curah Hujan Jam-jaman

T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	73.72	73.72
2	46.44	19.16
3	35.44	13.44
4	29.25	10.70
5	25.21	9.04



Gambar B.5 Hidrograf Banjir Sungai Anyar 1 Metode Nakayasu dengan Q_{50}

B.6 Sungai Anyar 2

B.6.1 Perhitungan Hidrograf

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 2.002 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 0.962 \text{ km} \\ R_{50} &= 149.11 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{50} &= 134.20 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} = 0.204 \\ T_r &= 0.75 \times t_g = 0.153 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 T_r = 0.327 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 0.613 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 0.704 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned}D &= L / A = 0.481 \text{ km} \\ QB &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.327 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

B.6.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 0.327$$

Tabel B.31 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Jambean

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.369
0.327	0.704

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 0.327 \leq t \leq 0.940$$

Tabel B.32 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _{d1} (mm/jam)
0.5	0.501
0.75	0.307

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
0.940	0.211

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 0.940 \leq t \leq 1.860$

Tabel B.33 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
1.25	0.141
1.5	0.101
1.75	0.073
1.860	0.063

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 1.860$

Tabel B.34 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
2	0.055
3	0.021
4	0.008
5	0.003
6	0.001
7	0.000
8	0.000
9	0.000
10	0.000
11	0.000
12	0.000
13	0.000
14	0.000
15	0.000

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
16	0.000
17	0.000
18	0.000
19	0.000
20	0.000
21	0.000
22	0.000
23	0.000
24	0.000

B.6.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

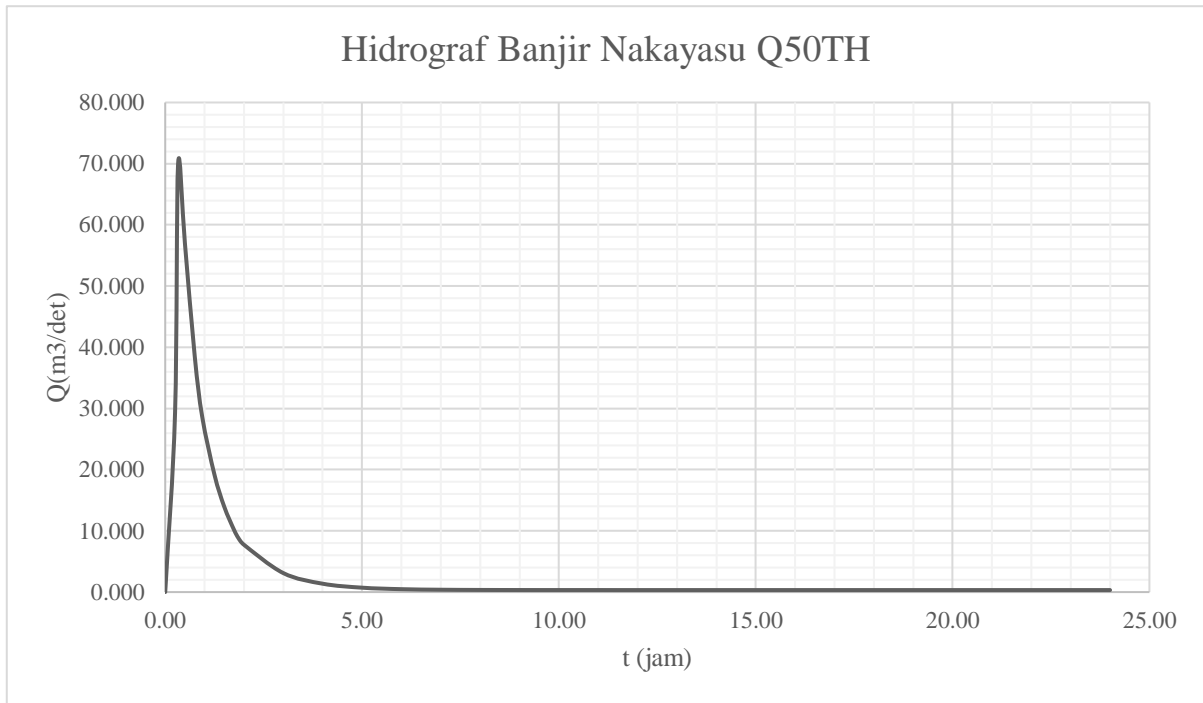
$$R_{24} = 134.20 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 78.48 \text{ mm}$$

$$R_t' = T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 78.48 \text{ mm}$$

Tabel B.35 Curah Hujan Jam-jaman

T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	78.48	78.48
2	49.44	20.40
3	37.73	14.31
4	31.14	11.39
5	26.84	9.62



Gambar B.6 Hidrograf Banjir Sungai Anyar 2 Metode Nakayasu dengan Q_{50}

B.7 Sungai Anyar 3

B.7.1 Perhitungan Hidrograf

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 8.516 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 4.714 \text{ km} \\ R_{50} &= 132.10 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{50} &= 118.89 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} = 0.622 \\ T_r &= 0.75 \times t_g = 0.466 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 T_r = 0.995 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 1.865 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 0.984 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned}D &= L / A = 0.553 \text{ km} \\ Q_B &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.950 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

B.7.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 0.995$$

Tabel B.37 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Jambean

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.036
0.5	0.189
0.75	0.500
0.995	0.984

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 0.995 \leq t \leq 2.860$$

Tabel B.38 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
1	0.981
1.25	0.835
1.5	0.710
1.75	0.604
2	0.514
2.25	0.438
2.5	0.372
2.75	0.317
2.860	0.295

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 2.860 \leq t \leq 5.658$

Tabel B.39 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
3	0.278
3.25	0.250
3.5	0.224
3.75	0.201
4	0.181
4.25	0.162
4.5	0.146
4.75	0.131
5	0.118
5.25	0.106
5.5	0.095
5.658	0.089

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 5.658$

Tabel B.40 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
5.75	0.086
6	0.079
7	0.057
8	0.042
9	0.030
10	0.022
11	0.016
12	0.011
13	0.008
14	0.006
15	0.004
16	0.003
17	0.002
18	0.002
19	0.001
20	0.001
21	0.001
22	0.000
23	0.000
24	0.000

B.7.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$T = 5 \text{ jam}$$

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

$$R_{24} = 118.89 \text{ mm}$$

$$R_t = \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 69.53 \text{ mm}$$

$$R_t' = T.R_t - (T-1).R_{(T-1)} = 69.53 \text{ mm}$$

Tabel B.41 Curah Hujan Jam-jaman

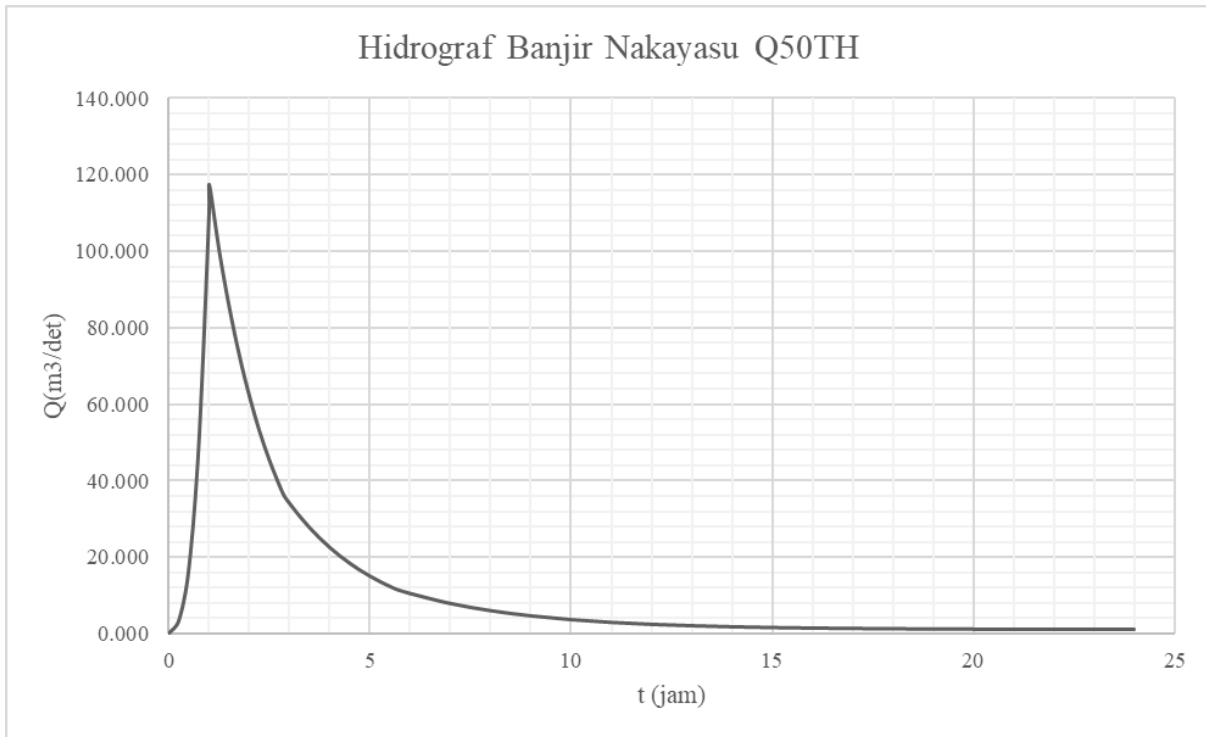
T hujan (jam)	Rt	Rt'
1	69.53	69.53
2	43.80	18.07
3	33.42	12.68
4	27.59	10.09
5	23.78	8.52

B.7.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf**Tabel B.42 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu**

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		69.53	18.07	12.68	10.09	8.52	
0	0.000	0.000					0.000
0.25	0.036	2.487	0				3.437
0.5	0.189	13.125	3.412	0			17.487
0.75	0.500	34.732	9.028	6.333	0		51.042
0.995	0.984	68.414	17.782	12.474	9.930	0	109.551
1	0.981	68.185	17.723	12.432	9.897	8.358	117.545
1.25	0.835	58.024	15.082	10.579	8.422	7.112	100.170
1.5	0.710	49.377	12.834	9.003	7.167	6.052	85.384
1.75	0.604	42.019	10.922	7.661	6.099	5.150	72.802
2	0.514	35.757	9.294	6.520	5.190	4.383	62.094
2.25	0.438	30.429	7.909	5.548	4.417	3.730	52.983
2.5	0.372	25.894	6.730	4.721	3.759	3.174	45.229
2.75	0.317	22.035	5.727	4.018	3.198	2.701	38.630
2.86	0.295	20.524	5.335	3.742	2.979	2.516	36.046
3	0.278	19.325	5.023	3.523	2.805	2.369	33.995
3.25	0.250	17.354	4.511	3.164	2.519	2.127	30.625
3.5	0.224	15.584	4.051	2.841	2.262	1.910	27.598

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		69.53	18.07	12.68	10.09	8.52	
3.75	0.201	13.994	3.637	2.552	2.031	1.715	24.880
4	0.181	12.567	3.266	2.291	1.824	1.540	22.440
4.25	0.162	11.285	2.933	2.058	1.638	1.383	20.248
4.5	0.146	10.134	2.634	1.848	1.471	1.242	18.280
4.75	0.131	9.101	2.365	1.659	1.321	1.115	16.512
5	0.118	8.172	2.124	1.490	1.186	1.002	14.925
5.25	0.106	7.339	1.908	1.338	1.065	0.900	13.500
5.5	0.095	6.590	1.713	1.202	0.957	0.808	12.220
5.65	0.089	6.157	1.600	1.123	0.894	0.755	11.479
5.75	0.086	5.977	1.554	1.090	0.868	0.733	11.171
6	0.079	5.514	1.433	1.005	0.800	0.676	10.379
7	0.057	3.993	1.038	0.728	0.580	0.489	7.778
8	0.042	2.891	0.752	0.527	0.420	0.354	5.895
9	0.030	2.094	0.544	0.382	0.304	0.257	4.531
10	0.022	1.516	0.394	0.276	0.220	0.186	3.543
11	0.016	1.098	0.285	0.200	0.159	0.135	2.828
12	0.011	0.795	0.207	0.145	0.115	0.097	2.310
13	0.008	0.576	0.150	0.105	0.084	0.071	1.935
14	0.006	0.417	0.108	0.076	0.061	0.051	1.663
15	0.004	0.302	0.078	0.055	0.044	0.037	1.467
16	0.003	0.219	0.057	0.040	0.032	0.027	1.324
17	0.002	0.158	0.041	0.029	0.023	0.019	1.221
18	0.002	0.115	0.030	0.021	0.017	0.014	1.147
19	0.001	0.083	0.022	0.015	0.012	0.010	1.092
20	0.001	0.060	0.016	0.011	0.009	0.007	1.053
21	0.001	0.044	0.011	0.008	0.006	0.005	1.025
22	0.000	0.032	0.008	0.006	0.005	0.004	1.004

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		69.53	18.07	12.68	10.09	8.52	
23	0.000	0.023	0.006	0.004	0.003	0.003	0.989
24	0.000	0.017	0.004	0.003	0.002	0.002	0.979



Gambar B.7 Hidrograf Banjir Sungai Anyar 3 Metode Nakayasu dengan Q_{50}

B.8 Sungai Gading

B.8.1 Perhitungan Hidrograf

$$\begin{aligned}\text{Luas DAS (A)} &= 3.070 \text{ km}^2 \\ \text{Panjang Sungai (L)} &= 2.024 \text{ km} \\ R_{50} &= 140.06 \text{ mm} \\ \text{Koefisien Aliran (C)} &= 0.9 \\ R_{\text{eff}} = C \times R_{50} &= 126.05 \text{ mm}\end{aligned}$$

Untuk $L < 15 \text{ km}$, maka :

$$\begin{aligned}t_g &= 0,21 \times L^{0,7} = 0.344 \\ T_r &= 0.75 \times t_g = 0.258 \text{ jam} \\ T_p &= t_g + 0,8 T_r = 0.550 \text{ jam} \\ \alpha &= 3, \text{ maka } T_{0,3} = \alpha \cdot t_g = 1.032 \text{ jam} \\ R_0 &= 1 \text{ mm} \\ Q_p &= \frac{C \times A \times R_0}{3,6(0,3 \times T_p + T_{0,3})} = 0.641 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

Baseflow :

$$\begin{aligned}D &= L / A = 0.580 \text{ km} \\ Q_B &= 0.4715 \cdot A^{0.6444} \cdot D^{0.9430} = 0.659 \text{ mm}^3/\text{jam}\end{aligned}$$

B.8.2 Hidrograf

1. Lengkung Naik :

$$0 \leq t \leq T_p = 0 \leq t \leq 0.55$$

Tabel B.43 Lengkung Naik Hidrograf Nakayasu Sungai Jambean

t (s)	Q _a (mm/jam)
0	0.000
0.25	0.096
0.550	0.641

2. Lengkung Turun tahap 1 :

$$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3}) = 0.55 \leq t \leq 1.582$$

Tabel B.44 Lengkung Turun tahap 1 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Q _{d1} (mm/jam)
0.5	0.680
0.75	0.508

t (s)	Qd ₁ (mm/jam)
1	0.379
1.25	0.283
1.5	0.212
1.582	0.192

3. Lengkung Turun tahap 2 :
 $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3})$
 $= 1.582 \leq t \leq 3.130$

Tabel B.45 Lengkung Turun tahap 2 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₂ (mm/jam)
1.75	0.169
2	0.139
2.25	0.114
2.5	0.094
2.75	0.078
3	0.064
3.130	0.058

4. Lengkung Turun tahap 3 :
 $t \geq (T_p + T_{0,3} + 1,5 \cdot T_{0,3}) = t \geq 1.991$

Tabel B.46 Lengkung Turun tahap 3 Hidrograf Nakayasu

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
4	0.035
5	0.019
6	0.011
7	0.006
8	0.003
9	0.002
10	0.001
11	0.001

t (s)	Qd ₃ (mm/jam)
12	0.000
13	0.000
14	0.000
15	0.000
16	0.000
17	0.000
18	0.000
19	0.000
20	0.000
21	0.000
22	0.000
23	0.000
24	0.000

B.8.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

$$\begin{aligned}
T &= 5 \text{ jam} \\
t &= 1 \text{ jam} \\
R_{24} &= 126.05 \text{ mm} \\
R_t &= \frac{R_{24}}{5} \cdot \left(\frac{T}{t}\right)^{(2/3)} = 73.72 \text{ mm} \\
R_t' &= T \cdot R_t - (T-1) \cdot R_{(T-1)} = 73.72 \text{ mm}
\end{aligned}$$

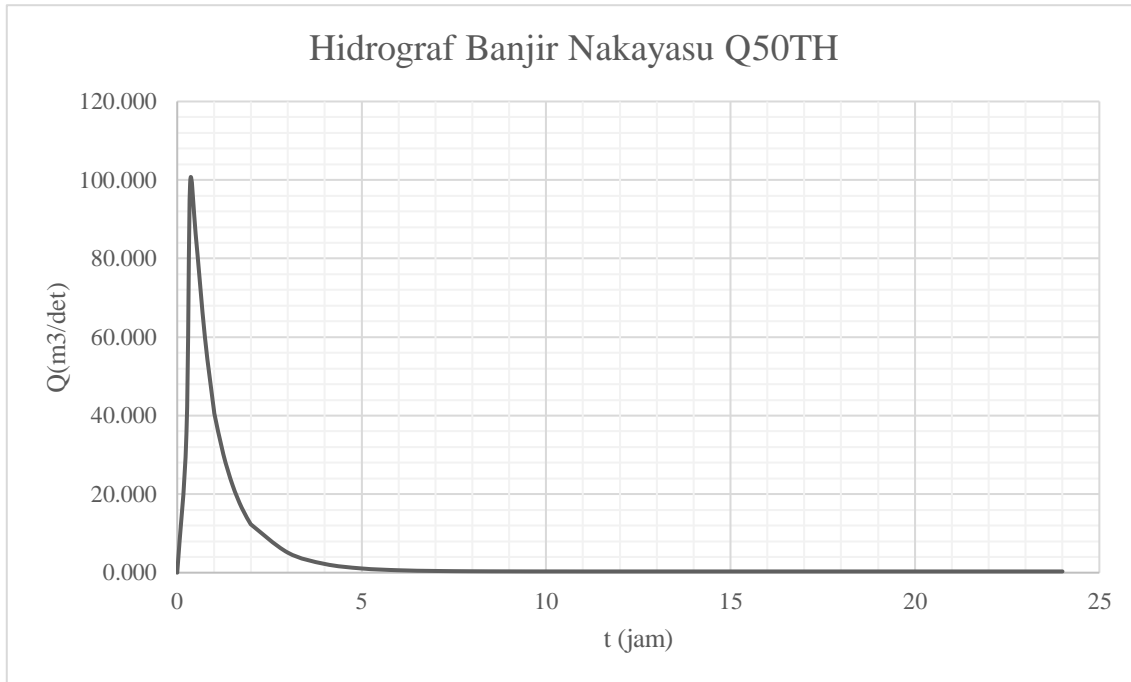
Tabel B.47 Curah Hujan Jam-jaman

T hujan (jam)	R _t	R _t '
1	73.72	73.72
2	46.44	19.16
3	35.44	13.44
4	29.25	10.70
5	25.21	9.04

B.8.4 Perhitungan Debit Banjir Hidrograf

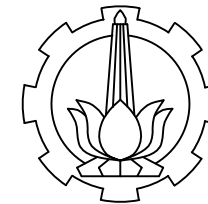
Tabel B.48 Debit Banjir Hidrograf Nakayasu

t (Jam)	Qd (m ³ /s)	R1	R2	R3	R4	R5	Q + Qb (m ³ /s)
		73.72	19.16	13.44	10.70	9.04	
0.00	0.000	0.000					0.000
0.25	0.096	7.113	0				7.694
0.55	0.641	47.269	12.286	0			60.136
0.50	0.680	50.130	13.030	9.140	0		72.880
0.75	0.508	37.447	9.733	6.828	5.436	0	60.025
1.00	0.379	27.973	7.271	5.100	4.060	3.429	48.415
1.25	0.283	20.896	5.431	3.810	3.033	2.561	36.313
1.50	0.212	15.610	4.057	2.846	2.266	1.913	27.273
1.58	0.192	14.181	3.686	2.586	2.058	1.738	24.829
1.75	0.169	12.447	3.235	2.269	1.807	1.526	21.864
2.00	0.139	10.247	2.663	1.868	1.487	1.256	18.103
2.25	0.114	8.436	2.193	1.538	1.225	1.034	15.006
2.50	0.094	6.945	1.805	1.266	1.008	0.851	12.457
2.75	0.078	5.718	1.486	1.043	0.830	0.701	10.358
3.00	0.064	4.708	1.224	0.858	0.683	0.577	8.631
3.13	0.058	4.254	1.106	0.776	0.618	0.521	7.855
4.00	0.035	2.561	0.666	0.467	0.372	0.314	4.960
5.00	0.019	1.429	0.371	0.261	0.207	0.175	3.025
6.00	0.011	0.798	0.207	0.145	0.116	0.098	1.944
7.00	0.006	0.445	0.116	0.081	0.065	0.055	1.342
8.00	0.003	0.248	0.065	0.045	0.036	0.030	1.005
9.00	0.002	0.139	0.036	0.025	0.020	0.017	0.818
10.00	0.001	0.077	0.020	0.014	0.011	0.009	0.713
11.00	0.001	0.043	0.011	0.008	0.006	0.005	0.654
12.00	0.000	0.024	0.006	0.004	0.003	0.003	0.622



Gambar B.8 Hidrograf Banjir Sungai Gading Metode Nakayasu dengan Q_{50}

LAMPIRAN C
Gambar Perencanaan



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
ITS - SURABAYA
2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG
STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
03111540000078

JUDUL GAMBAR

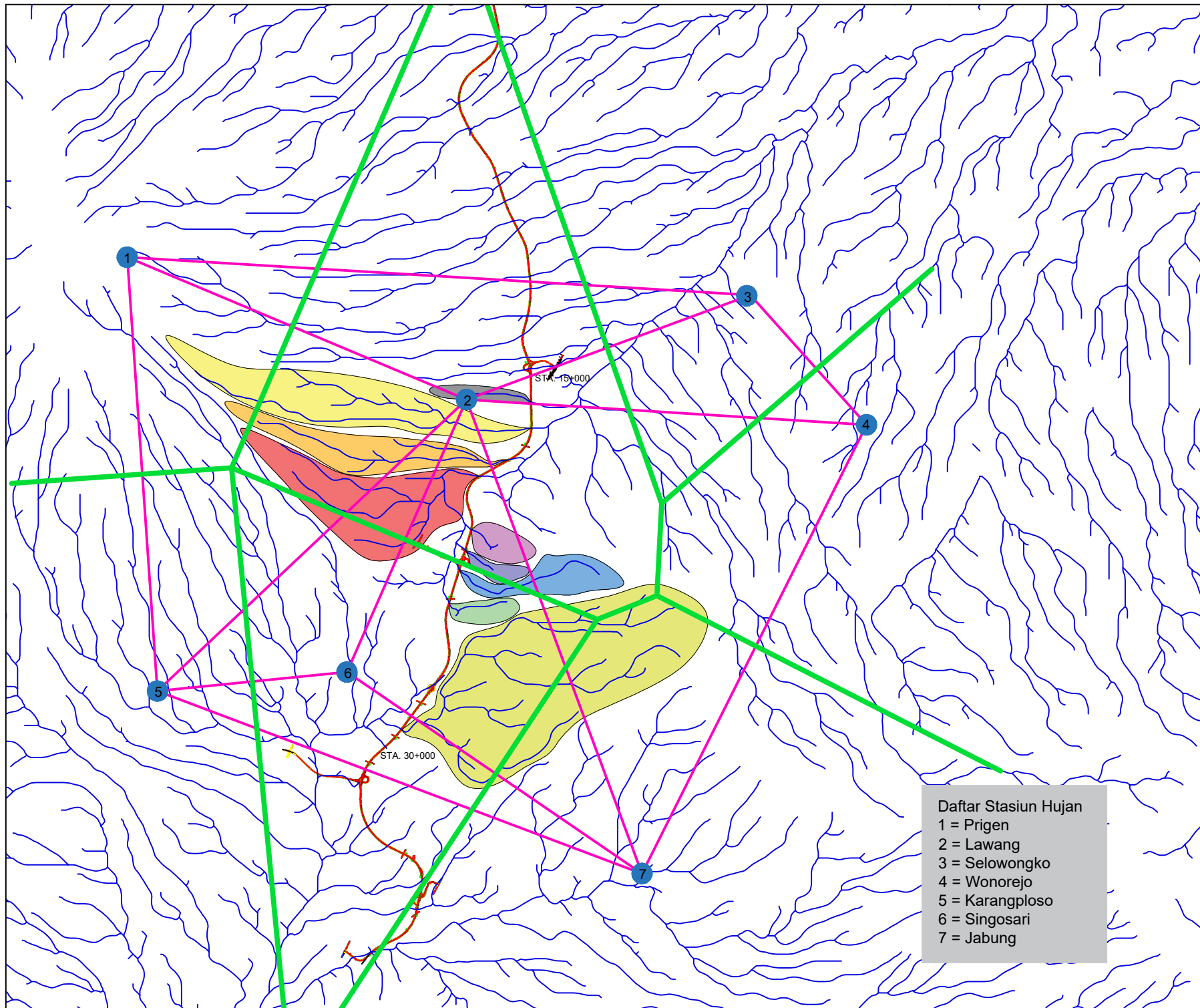
PETA
METODE THIESSEN

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

01	09
----	----

SKALA

-



Daftar Stasiun Hujan
1 = Prigen
2 = Lawang
3 = Selowongko
4 = Wonorejo
5 = Karangploso
6 = Singosari
7 = Jabung



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 ITS - SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
 DRAINASE JALAN TOL
 PANDAAN-MALANG
 STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
 LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
 TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
 03111540000078

JUDUL GAMBAR

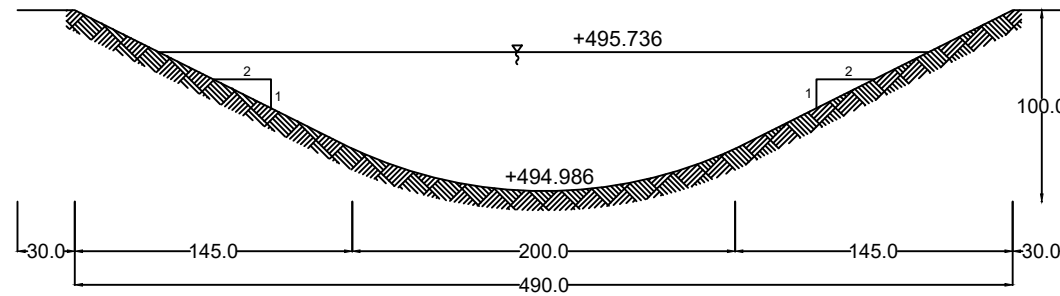
PENAMPANG SALURAN

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

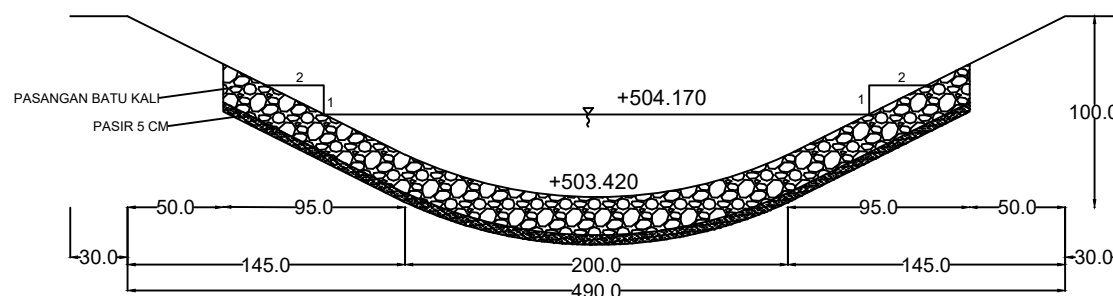
02	09
----	----

SKALA

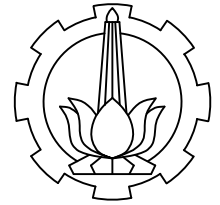
1 : 100



CONTOH DS 1 (STA. 21+000-21+125)
 Skala 1 : 100



CONTOH DS 2 (STA. 21+310-21+500)
 Skala 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 ITS - SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
 DRAINASE JALAN TOL
 PANDAAN-MALANG
 STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
 LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
 TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
 0311154000078

JUDUL GAMBAR

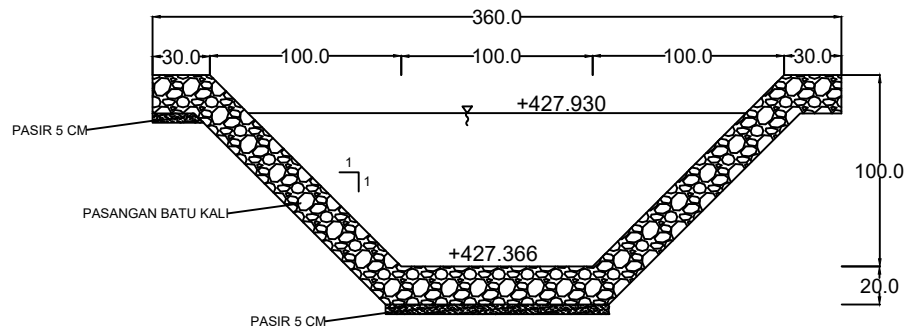
PENAMPANG SALURAN

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

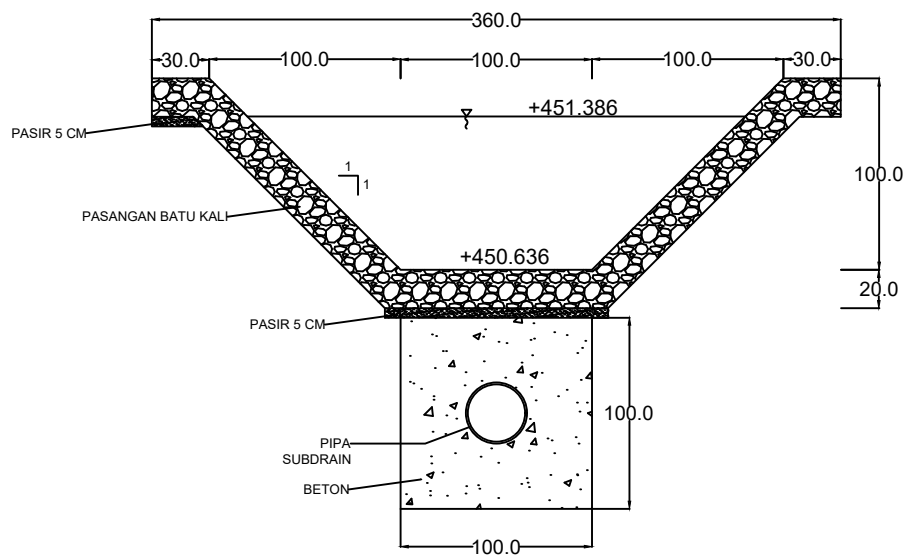
03	09
----	----

SKALA

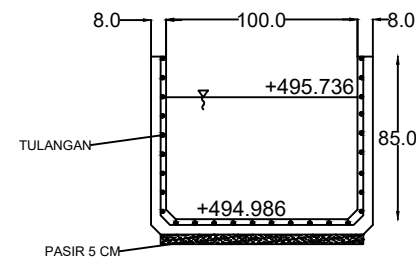
1 : 100



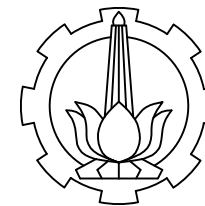
CONTOH DS 5 (STA. 19+548 - 19+423)
 Skala 1 : 100



CONTOH DS 5-SUB DRAIN (STA. 19+785-20+000)
 Skala 1 : 100



CONTOH DS 10 (STA. 21+125-21+130)
 Skala 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
ITS - SURABAYA
2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG
STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
0311154000078

JUDUL GAMBAR

CROSS MEDIAN

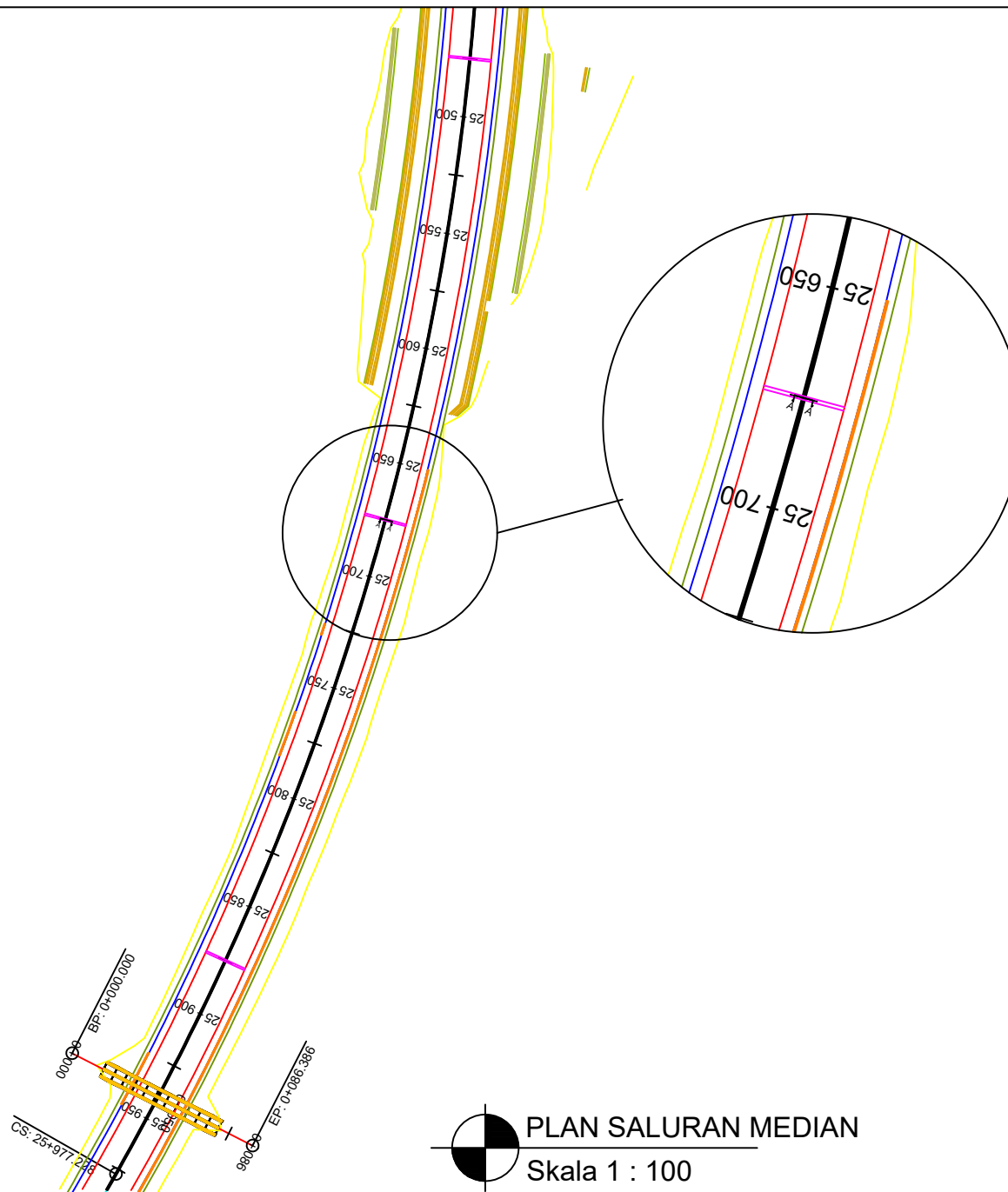
NO. GBR | JML. GBR

04

09

SKALA

1 : 100





DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 ITS - SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
 DRAINASE JALAN TOL
 PANDAAN-MALANG
 STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
 LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
 TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
 0311154000078

JUDUL GAMBAR

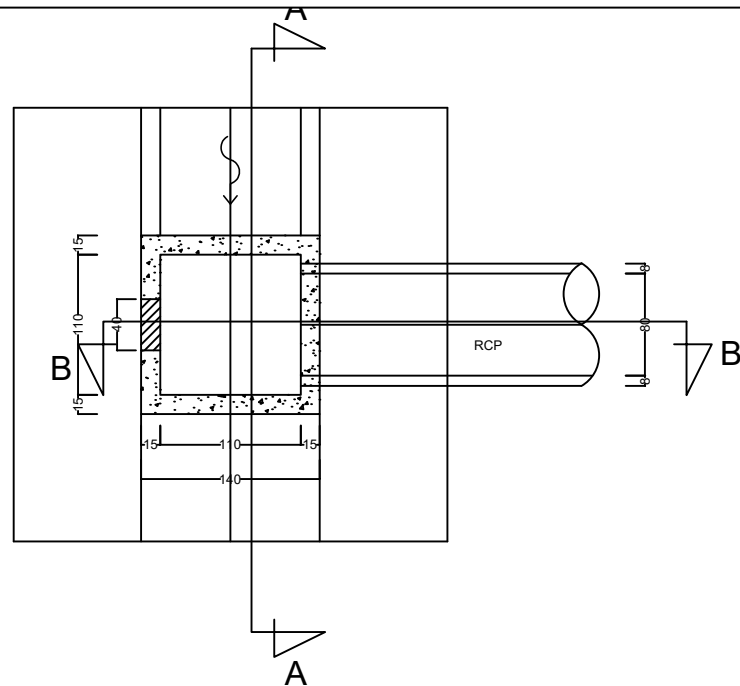
SALURAN DAN
 CROSSING MEDIAN

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

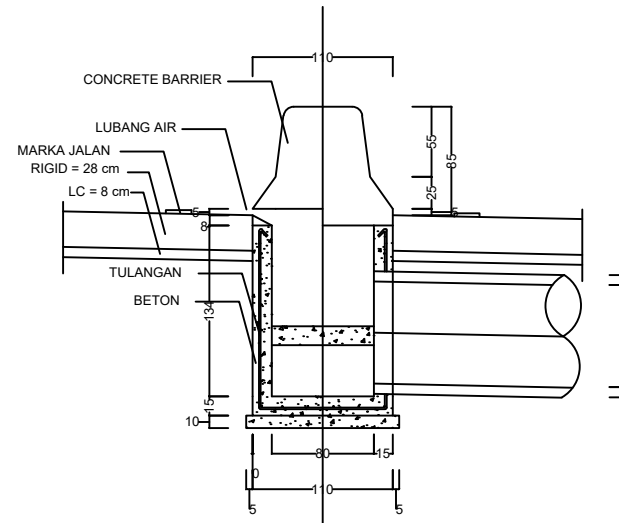
05	09
----	----

SKALA

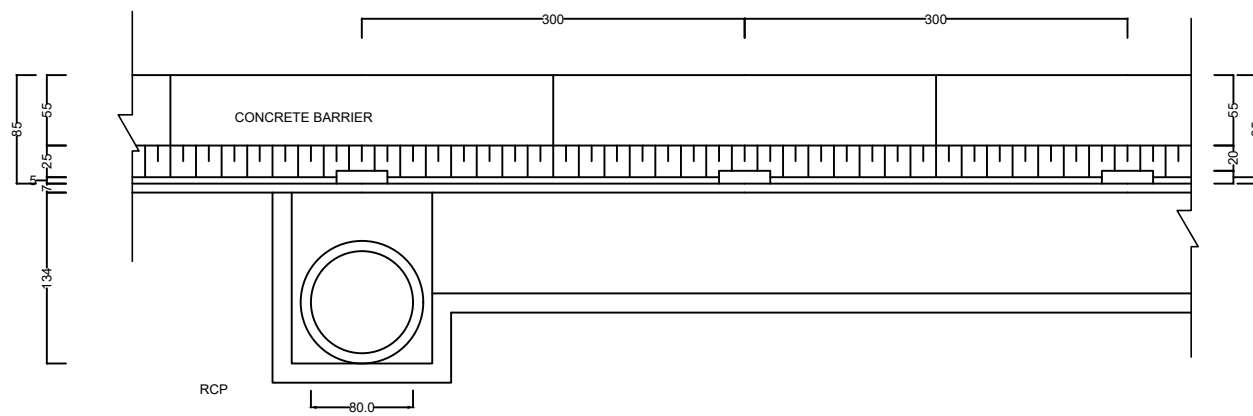
1 : 100



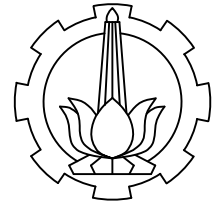
TAMPAK ATAS SALURAN MEDIAN
 Skala 1 : 100



POTONGAN B-B
 Skala 1 : 100



POTONGAN A-A
 Skala 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 ITS - SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
 DRAINASE JALAN TOL
 PANDAAN-MALANG
 STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
 LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
 TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
 0311154000078

JUDUL GAMBAR

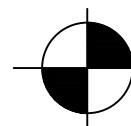
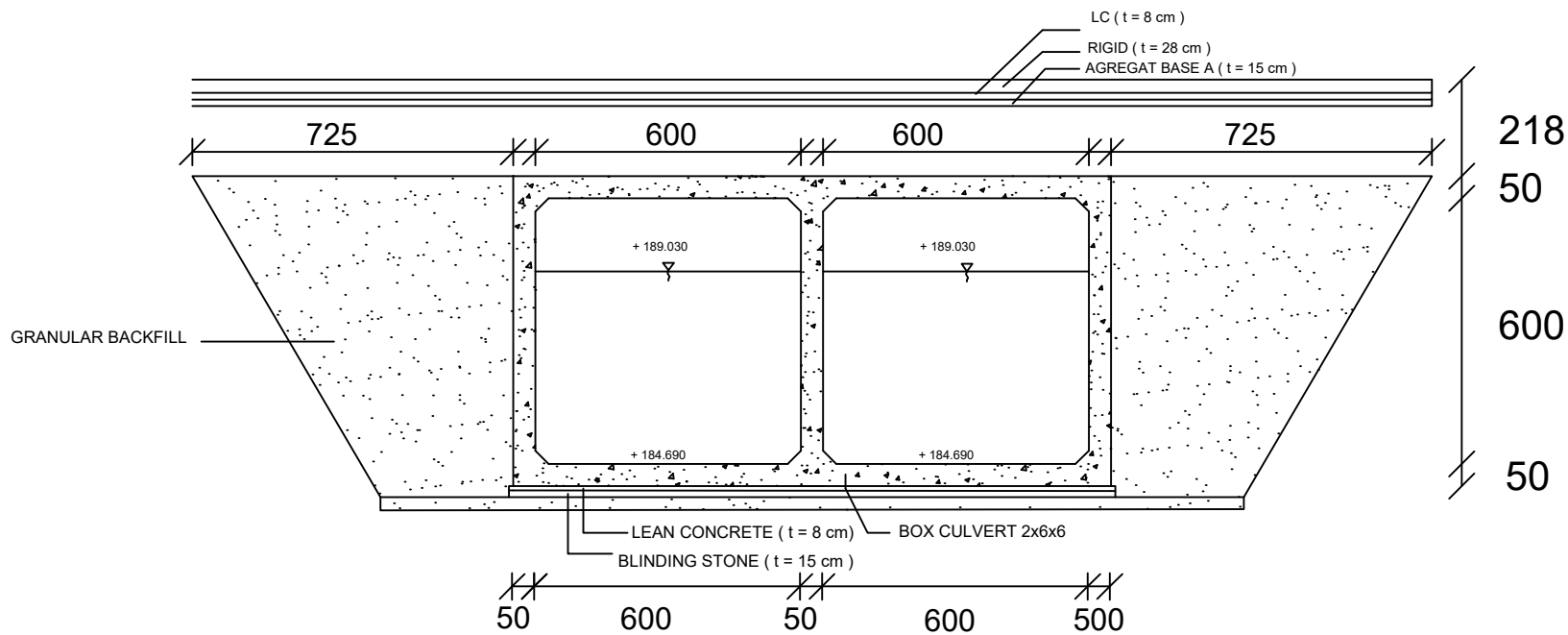
GORONG-GORONG

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

06	09
----	----

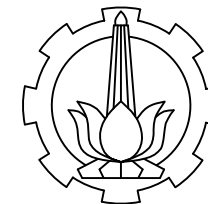
SKALA

1 : 100



POTONGAN GORONG-GORONG SUNGAI

Skala 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
ITS - SURABAYA
2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG
STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
0311154000078

JUDUL GAMBAR

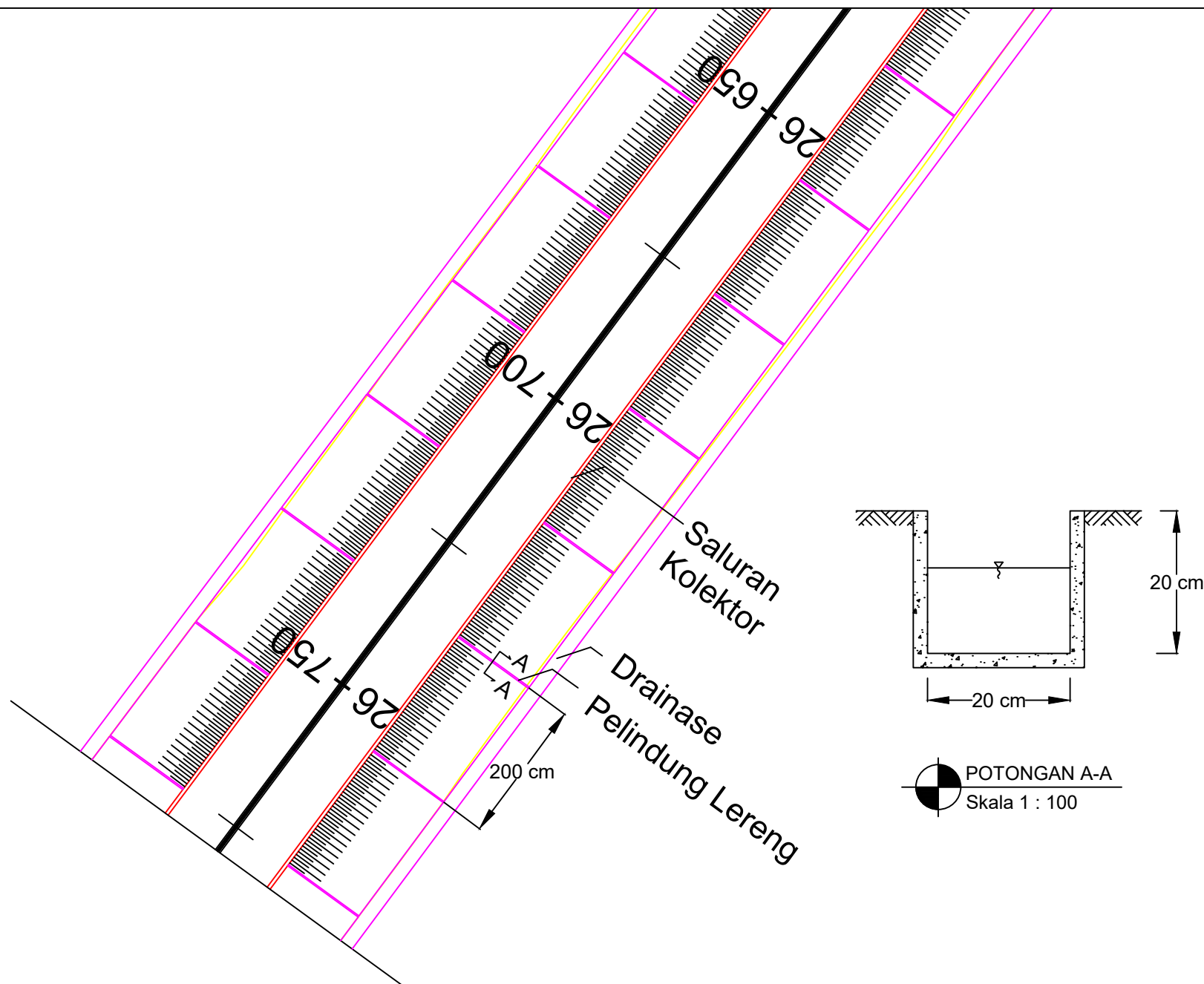
PELINDUNG LERENG

NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

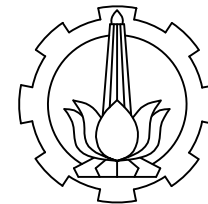
07	09
----	----

SKALA

1 : 100



TAMPAK ATAS SALURAN PELINDUNG LERENG (STA. 26+750)
Skala 1 : 100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
 LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 ITS - SURABAYA
 2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
 DRAINASE JALAN TOL
 PANDAAN-MALANG
 STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
 LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
 TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
 0311154000078

JUDUL GAMBAR

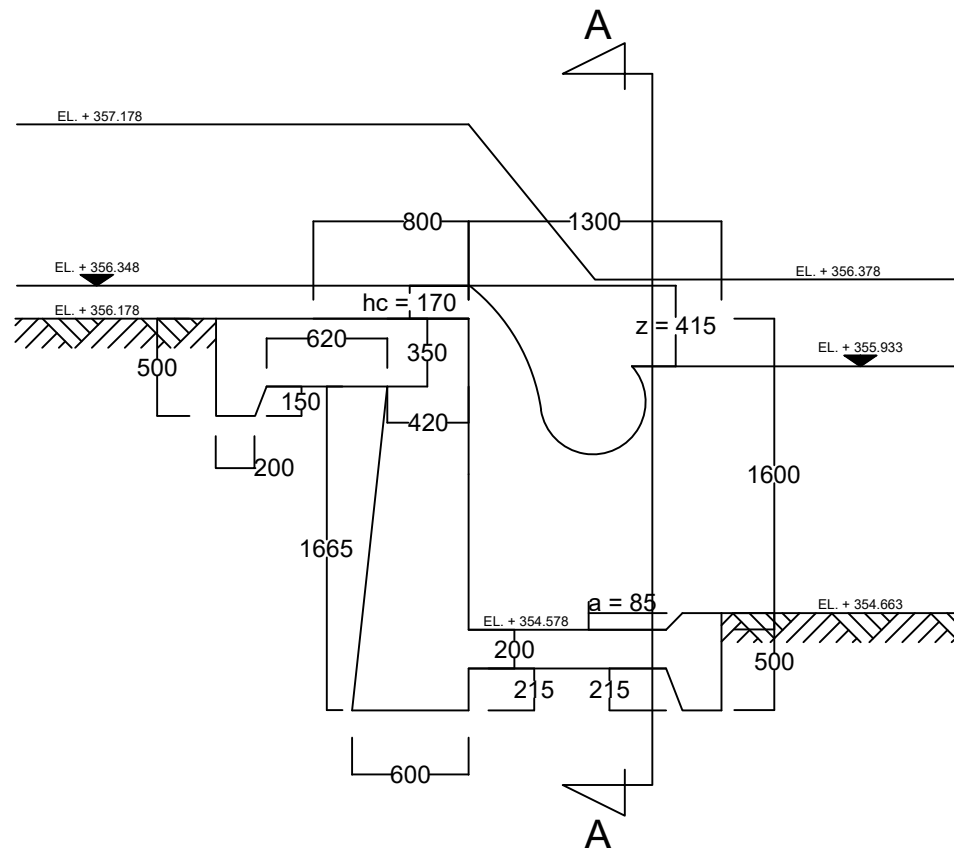
BANGUNAN TERJUN


NO. GBR	JML. GBR
---------	----------

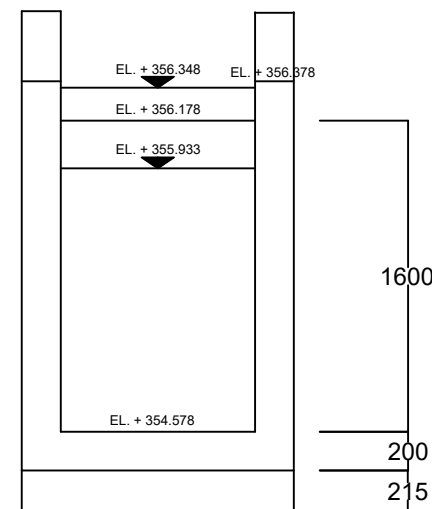
08	09
----	----


SKALA

1 : 100

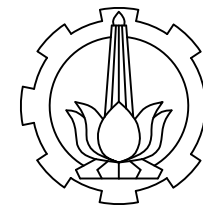


 **BANGUNAN TERJUN**
 Skala 1 : 100



 **POTONGAN A-A**
 Skala 1 : 100

*satuan dalam cm



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
ITS - SURABAYA
2019

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN
DRAINASE JALAN TOL
PANDAAN-MALANG
STA. 15+000 - STA. 30+000

NAMA DOSEN PEMBIMBING

DR. TECHN. UMBORO
LASMINTO, ST, M.SC

NOVI ANDRIANY
TEGUH, ST, M.SC

DATA MAHASISWA

NABILA NURMAJIDA
0311154000078

JUDUL GAMBAR

DECK DRAIN

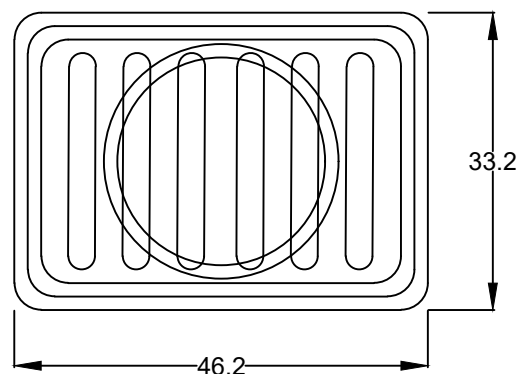
NO. GBR | JML. GBR

09

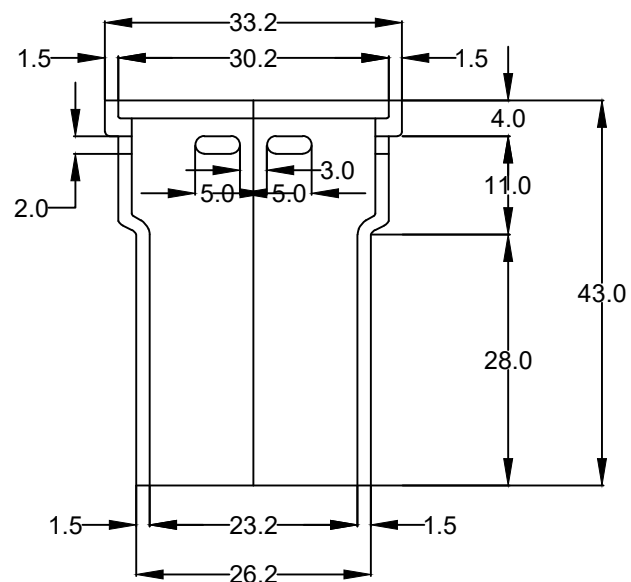
09

SKALA

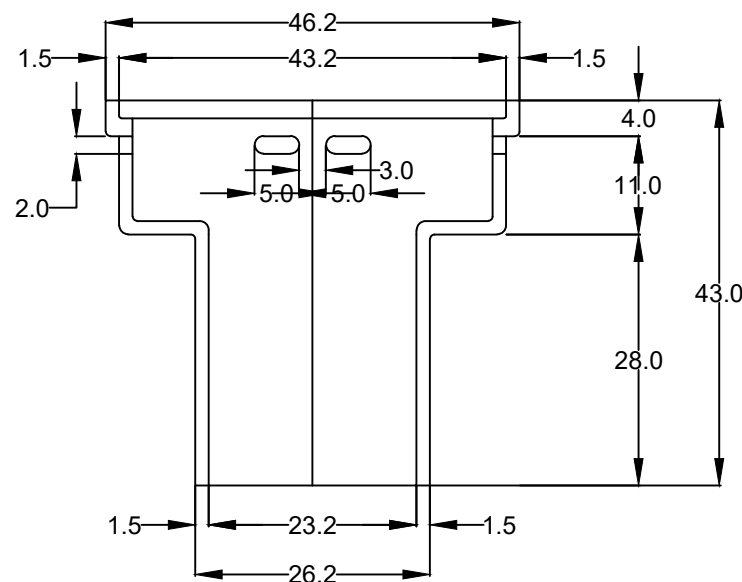
1 : 20



TAMPAK ATAS
Skala 1 : 20



POTONGAN MELINTANG
Skala 1 : 20



POTONGAN MEMANJANG
Skala 1 : 20

*satuan dalam cm

BIODATA PENULIS



Nabila Nurmajida

Lahir di Surabaya, pada tanggal 17 Desember 1997. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDI Bani Hasyim Malang, SMP Negeri 1 Waru Sidoarjo dan SMA Negeri 2 Surabaya, kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSLK) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP 03111540000078. Penulis adalah salah satu Mahasiswi Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Hidroteknik yang mengambil judul tugas akhir “Perencanaan Drainase Jalan Tol Pandaan-Malang STA. 15+000-STA. 30+000”. Penulis aktif dalam kegiatan organisasi tingkat departemen sebagai Sekretaris I Himpunan Mahasiswa Sipil dan beberapa kegiatan kepanitiaan dari tingkat Departemen hingga tingkat Institut. Selain itu, penulis mengembangkan diri dalam bidang minat bakat yaitu UKM IFLS (Bahasa Asing) serta bidang keilmiah dengan mengikuti beberapa seminar dan lomba ketekniksipilan.

Narahubung

Email : nabilanurma@gmail.com