



**TUGAS AKHIR TERAPAN – RC 145501**

**EVALUASI DRAINASE SALURAN SEKUNDER  
BENOWO DAN BABAT JERAWAT**

FATCHUR RAHINA NIR SANGKALA  
NRP. 3113.030.063

FRENDY PRADANA RIYAN SAPUTRA  
NRP. 3113.030.090

Dosen Pembimbing  
S. KAMILIA AZIZ, ST., MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001

**PROGRAM STUDI DIPLOMA III TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2016**



**FINAL PROJECT APPLIED – RC 145501**

**EVALUATION OF BENOWO AND BABAT  
JERAWAT SECONDARY DRAINAGE CHANNELS**

FATCHUR RAHINA NIR SANGKALA  
NRP. 3113.030.063

FRENDY PRADANA RIYAN SAPUTRA  
NRP. 3113.030.090

Counsellor Lecturer  
S. KAMILIA AZIZ, ST., MT.  
NIP. 19771231 200604 2 001

**DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING STUDY PROGRAM  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA 2016**

# EVALUASI DRAINASE SALURAN SEKUNDER BENOWO DAN BABAT JERAWAT

## TUGAS AKHIR TERAPAN

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar  
Ahli Madya

Pada

Program Studi Diploma III Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya

Disusun oleh:

**Mahasiswa I**



**PATCHUR RAHINA N.S.**  
NRP. 3113.030.063

**Mahasiswa II**



**FRENDY PRADANA R.S.**  
NRP. 3113.030.090

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :  
Surabaya Juni 2016

29 JUN 2016



**S. KAMLIA AZIZ, ST., MT.**  
NIP. 19771231 200604 2 001

**LEMBAR PERNYATAAN  
PERSETUJUAN PUBLIKASI KARYA ILMIAH  
UNTUK KEPENTINGAN AKADEMIS**

Sebagai mahasiswa Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya, yang bertanda tangan di bawah ini saya :

Nama : FRENDY PRADANA R.S / FATCHUR RAHMA N.S  
Nrp. : 3113030090 / 3113030063  
Jurusan / Fak. : D-3 TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
Alamat kontak : SIMO GUNUNG, BARAT TOE KALI NO. 11  
a. Email : ZEROFRENDY@gmail.com  
b. Telp/HP : 083854389959

Menyatakan bahwa semua data yang saya *upload* di Digital Library ITS merupakan hasil final (revisi terakhir) dari karya ilmiah saya yang sudah disahkan oleh dosen penguji. Apabila dikemudian hari ditemukan ada ketidaksesuaian dengan kenyataan, maka saya bersedia menerima sanksi.

Demi perkembangan ilmu pengetahuan, saya menyetujui untuk memberikan Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif (*Non-Exclusive Royalti-Free Right*) kepada Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya atas karya ilmiah saya yang berjudul :

EVALUASI DRAINASE SALURAN SEKUNDER BENDUO DAN BABAT  
JERAWAT

Dengan Hak Bebas Royalti Non-Eksklusif ini, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya berhak menyimpan, mengalih-media/format-kan, mengelolanya dalam bentuk pangkalan data (*database*), mendistribusikannya, dan menampilkan/mempublikasikannya di internet atau media lain untuk kepentingan akademis tanpa meminta ijin dari saya selama tetap mencantumkan nama saya sebagai penulis/pencipta. Saya bersedia menanggung secara pribadi, segala bentuk tuntutan hukum yang timbul atas pelanggaran Hak Cipta dalam karya Ilmiah saya ini tanpa melibatkan pihak Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Demikian pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya.



Dibuat di : Surabaya  
Pada tanggal : 29 Juni 2016  
Yang menyatakan,  
  
FRENDY PRADANA R. S.  
Nrp. 3113030090

**KETERANGAN :**

Tanda tangan pembimbing wajib dibubuhi stempel jurusan.

Form dicetak dan diserahkan di bagian Pengadaan saat mengumpulkan hard copy TA/Tesis/Disertasi.

## EVALUASI DRAINASE SALURAN SEKUNDER BENOWO DAN BABAT JERAWAT

**Nama Mahasiswa** : Fatchur Rahina Nir Sangkala  
**NRP** : 3113030063  
**Nama Mahasiswa** : Frendy Pradana Riyan Saputra  
**NRP** : 3113030090  
**Jurusan** : D III Teknik Sipil FTSP – ITS  
**Dosen Pembimbing** : S. Kamilia Aziz, ST., MT.

### ABSTRAK

Banjir merupakan gangguan yang mengganggu aktifitas masyarakat. Salah satu daerah yang terkena banjir adalah daerah Benowo sampai Babat Jerawat. Untuk mengatasi banjir pada daerah Benowo dan Babat Jerawat maka perlu dianalisa penyebab terjadinya banjir di daerah tersebut.

Dalam penulisan tugas akhir dilakukan analisis debit rencana, kapasitas eksisting saluran, dan *backwater* dari hilir saluran. Jika kapasitas eksisting saluran lebih kecil dari pada debit rencana maka direncanakan normalisasi saluran yang tidak mampu menampung debit eksisting dan perencanaan kolam retensi pada saluran Sememi bila ada efek back water.

Dari hasil analisa diketahui daerah Benowo dan Babat Jerawat terkena banjir karena luapan dari saluran Gunung sari yang tidak dapat menampung debit rencana dan efek back water dari saluran Sememi. Solusi untuk permasalahan banjir adalah *redesign* saluran Gunung Sari, pembuatan kolam retensi di saluran Sememi dengan kapasitas tampungan 80000 m<sup>3</sup> dilengkapi pintu air dan pompa dengan kapasitas total pompa sebesar 6 m<sup>3</sup>/det.

Kata kunci: Banjir, aliran balik, *redesign*, kolam retensi

# EVALUATION OF BENOWO AND BABAT JERAWAT SECONDARY DRAINAGE CHANNELS

**Name** : Fatchur Rahina Nir Sangkala  
**NRP** : 3113030063  
**Name** : Frendy Pradana Riyan Saputra  
**NRP** : 3113030090  
**Major** : D III Teknik Sipil FTSP – ITS  
**Supervisor** : S. Kamilia Aziz, ST., MT.

## ABSTRACT

*Flood is a disturbance of human activities. One of the affected areas is Benowo until Babat Jerawat. To solve the flood at Benowo and Babat Jerawat, it is necessary to analyze the cause of flood at that area.*

*In this thesis analyzed the debit plan, existing capacity of the channel, and backwater effect of downstream channel. If the existing capacity of the channel is smaller than the debit plan, so it needed a normalization plan of channels that are not able to accommodate the existing debit and made a retention pool when there was a back water effect at Sememi channel.*

*The result of the analysis is flood at Benowo and Babat Jerawat affected by the overflowing of Gunung sari channels that can not accommodate the debit plan and there was a back water effect of the channel Sememi. The solution to solve the problem of flood is redesign of Gunung Sari channel, the manufacture of retention pool in the Sememi channel with 80000 m<sup>3</sup> storage capacity using sluice gates and pump stations with a total capacity of 6 m<sup>3</sup> / s.*

*Keywords : Flood, back water, redesign, retarding basinl*

# DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	i
KATA PENGANTAR.....	iii
DAFTAR ISI.....	v
DAFTAR GAMBAR .....	ix
DAFTAR TABEL .....	xi
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan .....	2
1.4 Batasan Masalah .....	2
1.5 Manfaat .....	3
1.6 Lokasi Studi .....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	9
2.1. Penelitian Terdahulu .....	9
2.2. Dasar Teori .....	10
2.2.1. Analisis Hidrologi.....	10
2.2.2. Analisis Hidrolika .....	33
BAB III METODOLOGI .....	39
3.1. Tahap Persiapan.....	39

3.2.	Survey Lokasi .....	39
3.3.	Studi Literatur .....	39
3.4.	Pengumpulan Data .....	39
3.5.	Mengidentifikasi Permasalahan .....	39
3.6.	Sistematika Penyelesaian Masalah.....	40
3.6.1.	Kajian Hidrologi .....	40
3.6.2.	Kajian Hidrolika.....	41
BAB IV ANALISIS PERHITUNGAN .....		45
4.1.	Analisis Curah Hujan Rencana .....	45
4.2.	Analisis Frekuensi.....	46
4.3.1	Perhitungan Parameter Dasar Statistik.....	46
4.3.2	Perhitungan Metode Distribusi Log Pearson Type III .....	48
4.3.	Uji Kecocokan Distribusi Hujan .....	53
4.3.1	Uji Kecocokan Chi-Kuadrat.....	53
4.3.2	Uji Smirnov - Kolmogorov .....	56
4.4.	Pemilihan Hujan Rencana .....	60
4.5.	Analisis Waktu Konsentrasi.....	60
4.5.1	Perhitungan $T_0$ .....	60
4.5.2	Perhitungan $T_f$ .....	61
4.5.3	Perhitungan $T_c$ .....	62
4.5.4	Perhitungan $T_c$ Saluran Gunung Sari.....	63
4.6.	Koefisien Pengaliran .....	67

4.7.	Analisa Intensitas Hujan .....	69
4.7.1	Intensitas Hujan Eksisting.....	69
4.7.2	Intensitas Hujan Periode 5 Tahun .....	70
4.7.3	Intensitas Hujan Periode 10 Tahun .....	71
4.8.	Perhitungan Debit Rencana.....	72
4.9.	Analisis Hidrolika .....	98
4.9.1	Perhitungan Full Bank Capacity .....	98
4.9.2	Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting dengan Debit Rencana.....	102
4.10.	Perhitungan Back Water .....	103
4.11.	Pembahasan Evaluasi Saluran Drainase .....	112
4.12.	Perhitungan Lengkung Kapasitas .....	113
4.13.	Perhitungan Dimensi Kolam Retensi.....	115
4.14.	Perencanaan Dimensi Saluran dengan Cara Trial and Error dengan Mempertimbangkan Lahan Eksisting ..	119
BAB V PENUTUP .....		121
5.1	Kesimpulan .....	121
5.2	Saran .....	121
DAFTAR PUSTAKA .....		123
BIODATA PENULIS .....		125

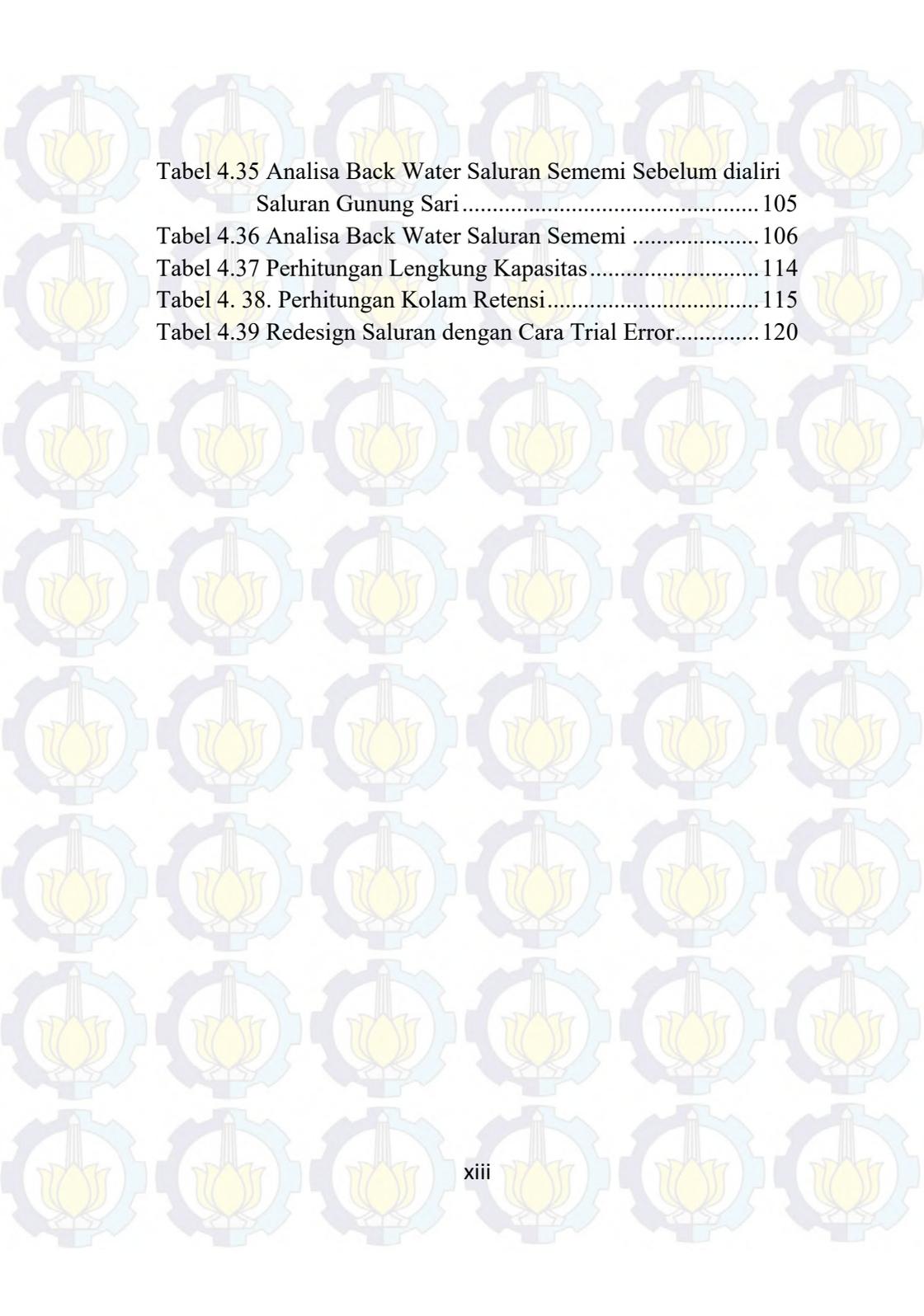
## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi Studi.....	4
Gambar 1.2 Saluran Kandangan.....	5
Gambar 1.3 Lokasi Pompa Air.....	6
Gambar 1.4. Peta DAS daerah Gunung Sari .....	7
Gambar 3.1. Bentuk Penampang Saluran Segi Empat .....	35
Gambar 3.2. Bentuk Penampang Trapesium.....	36
Gambar 3.3 Diagram alur pengerjaan .....	43
Gambar 4.1 Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sememi .....	79
Gambar 4.2 Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sememi .....	97
Gambar 4.4 Profil Aliran back water hingga hilir saluran yang ditinjau .....	111
Gambar 4.3 Sketsa denah kolam retensi.....	118

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata.....	13
Tabel 2.2 Parameter Statistik yang Menentukan Distribusi .....	16
Tabel 2.3 Daftar Harga Sn.....	19
Tabel 2.4 Daftar harga Yn.....	20
Tabel 2.5 Nilai K untuk Distribusi Log Pearson III .....	21
Tabel 2.6 Nilai-Nilai Chi-kuadrat .....	24
Tabel 2.7 Nilai $D_0$ untuk uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov ..	26
Tabel 2.8 Koefisien Pengaliran .....	28
Tabel 2.9 Nilai Koefisien Manning .....	34
Tabel 4.1 Data Curah Hujan Maksimum Stasiun Kandangan.....	45
Tabel 4.2 Hasil Perhitungan Parameter Statistik untuk Metode Gumbel.....	46
Tabel 4.3 Hasil Perhitungan Dasar Statistik Metode Log Pearson Type III .....	49
Tabel 4.4 Nilai K untuk metode distribusi Log Pearson Type III dengan $CS = 0,07$ .....	52
Tabel 4.5 Perhitungan hujan rencana dengan metode distribusi Log Pearson Type III .....	53
Tabel 4.6 Pembagian sub grup .....	54
Tabel 4.7 Hasil perhitungan uji kecocokan Chi-Kuadrat untuk metode distribusi Log Pearson Type III.....	55
Tabel 4.8 Hasil Perhitungan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov Log Pearson Type III .....	57
Tabel 4.9 Curah hujan rencana terpilih .....	60
Tabel 4.10 Perhitungan $T_0$ .....	61
Tabel 4.11 Perhitungan $T_f$ .....	62
Tabel 4.12 Perhitungan $T_c$ .....	63

Tabel 4.13 Koefien Pengaliran Lahan Saluran Benowo.....	67
Tabel 4.14 Koefien Pengaliran Lahan Saluran Babat Jerawat ....	67
Tabel 4.15 Koefien Pengaliran Lahan Saluran Gunung Sari Ruas 3 - 5 .....	68
Tabel 4.16 Koefien Pengaliran Lahan Saluran Gunung Sari Ruas 1 - 3 .....	68
Tabel 4.17 Koefien Pengaliran Lahan Saluran Sebelum Dialiri Saluran Gunung Sari .....	68
Tabel 4.18 Koefien Pengaliran Lahan Saluran .....	69
Tabel 4.19 Perhitungan intensitas hujan periode ulang 5 tahun ..	70
Tabel 4.20 Perhitungan intensitas hujan periode ulang 10 tahun	71
Tabel 4.21 Perhitungan debit rencana saluran sekunder 5 tahun.	72
Tabel 4.22 Perhitungan debit rencana saluran primer 10 tahun ..	73
Tabel 4.23 Rata-rata tinggi hujan sampai jam ke t .....	74
Tabel 4.24 Rata-rata hujan pada jam ke t saluran sememi .....	74
Tabel 4.25 Distribusi curah hujan rencana efektif jam-jaman saluran Sememi .....	75
Tabel 4.26 Hidrograf banjir outlet saluran Sememi periode ulang 10 tahun.....	78
Tabel 4.27 Hidrograf banjir R2 saluran Gunung Sari ruas 3-5....	82
Tabel 4.28 Hidrograf banjir R5 saluran Gunung Sari ruas 3-5....	87
Tabel 4.29 Hidrograf banjir R5 saluran Gunung Sari ruas 3-5....	92
Tabel 4.30 Perhitungan Full Bank Capacity Sekunder.....	100
Tabel 4.31 Perhitungan Full Bank Capacity Primer .....	101
Tabel 4. 32 Perbandingan debit rencana periode ulang 10 tahun saluran primer .....	102
Tabel 4.33 Perbandingan debit rencana periode ulang 5 tahun saluran primer .....	102
Tabel 4.34 Perbandingan Q rencana Metode Nakayasu dan Eksisting.....	103



Tabel 4.35 Analisa Back Water Saluran Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari.....	105
Tabel 4.36 Analisa Back Water Saluran Sememi .....	106
Tabel 4.37 Perhitungan Lengkung Kapasitas.....	114
Tabel 4. 38. Perhitungan Kolam Retensi.....	115
Tabel 4.39 Redesign Saluran dengan Cara Trial Error.....	120

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Kota Surabaya merupakan salah satu Kota pantai di Indonesia, yang mempunyai topografi yang rendah. Sehingga rentan terjadi banjir atau genangan yang di akibatkan karena Surabaya berada di ketinggian antara 10 meter di atas permukaan laut. Selain faktor alam yang bersifat statis seperti kondisi topografi khususnya di daerah sekitar Benowo dan Babat Jerawat penyebab terjadinya bencana banjir dapat dikarenakan peristiwa alam yang bersifat dinamis, seperti perubahan iklim, pasang surut air laut, penurunan muka tanah (*land subsidence*), dan sedimentasi.

Pasang surut air laut serta perubahan-perubahan yang terjadi pada tata guna lahan tersebut sangat berpengaruh pada limpasan dari air hujan setempat. Hal inilah yang kemudian meningkatkan potensi terjadinya banjir di daerah Benowo dan Babat Jerawat. Pemukiman yang terbangun di sepanjang bantaran saluran primer Gunung Sari di sekitar daerah Benowo dan Babat Jerawat dapat mengakibatkan penurunan muka tanah dan penurunan kemampuan infiltrasi tanah. Hal ini menyebabkan limpasan air hujan di daerah ini menjadi lebih cepat, sehingga debit yang masuk menuju saluran primer melebihi batas *full bank capacity* saluran primer dan mengakibatkan luapan banjir di sekitar daerah tersebut.

Saluran drainase eksisting terisi sedimen yang cukup banyak, sehingga pada saat hujan saluran drainase hanya mampu menampung sepertiga dari debit banjir. Perubahan tata guna lahan yang semula adalah area terbuka menjadi perumahan meningkatkan debit yang melimpah di permukaan tanah. Saluran sekunder Benowo, saluran sekunder Babat Jerawat, dan saluran primer Gunung Sari memiliki kondisi dimana kapasitas saluran secara fisik mulai berkurang. Banjir terjadi diprediksi karena saluran eksisting tidak mampu menampung debit aliran. *Back*

*water* di sememi perlu dianalisa apakah juga berdampak pada peningkatan banjir.

### **1.2 Rumusan Masalah**

Dengan memperhatikan uraian latar belakang tersebut maka permasalahan studi di daerah Benowo dan Babat Jerawat Kota Surabaya dapat dirumuskan ke dalam beberapa hal yaitu :

1. Apakah sistem eksisting mampu menampung debit banjir rencana ?
2. Apa yang menyebabkan banjir di daerah Benowo dan Babat Jerawat ?
3. Bagaimana strategi dan rencana tindak langsung secara teknis dalam rangka mengatasi banjir yang terjadi di daerah Benowo dan Babat Jerawat ?

### **1.3 Tujuan**

Maksud dilakukanya pembuatan tugas akhir terapan ini yaitu evaluasi drainase saluran sekunder Benowo dan Babat Jerawat adalah untuk mananggulangi genangan banjir yang terjadi di wilayah tersebut.

Tujuan dari proyek akhir ini adalah :

1. Menghitung debit saluran eksisting dan dibandingkan dengan debit rencana.
2. Mencari penyebab banjir yang terjadi di daerah Benowo dan Babat Jerawat.
3. Mencari solusi untuk menanggulangi banjir di daerah Benowo dan Babat Jerawat.
4. Menghitung apakah *back water* dari saluran primer Sememi mempengaruhi daerah Benowo dan Babat Jerawat dan perencanaan kolam retensi.

### **1.4 Batasan Masalah**

Mengingat luasnya bidang perencanaan yang akan timbul dalam penyusunan tugas akhir dan keterbatasan waktu maupun disiplin ilmu yang dikuasai, maka diperlukan batasan masalan yaitu :

1. Melakukan peninjauan saluran drainase dan mencari faktor-faktor penyebab terjadinya banjir.
2. Mengevaluasi dan melakukan langkah-langkah dalam mengatasi banjir.
3. Mengelola data curah hujan harian maksimum yang telah didapat dari Dinas Bina Marga dan Pematuan Kota Surabaya.
4. Perhitungan debit banjir pada setiap saluran, dan mencari saluran yang tidak mampu menampung debit banjir.

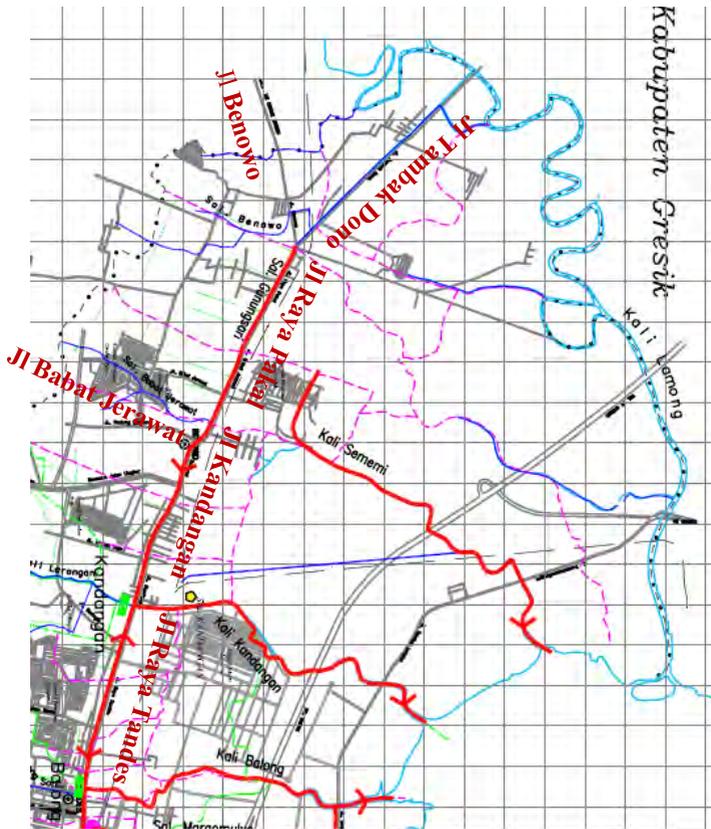
### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang kami dapat dengan di selesaikan proyek akhir ini antara lain

1. Dapat mengetahui penyebab banjir yang terjadi di daerah Benowo dan Babat Jerawat. .
2. Didapatkan suatu perencanaan sistem drainase yang dapat menampung air limpasan dari debit banjir tersebut.

### 1.6 Lokasi Studi

Lokasi studi bertempat di daerah Benowo, Surabaya seperti terlihat pada gambar 1.1.

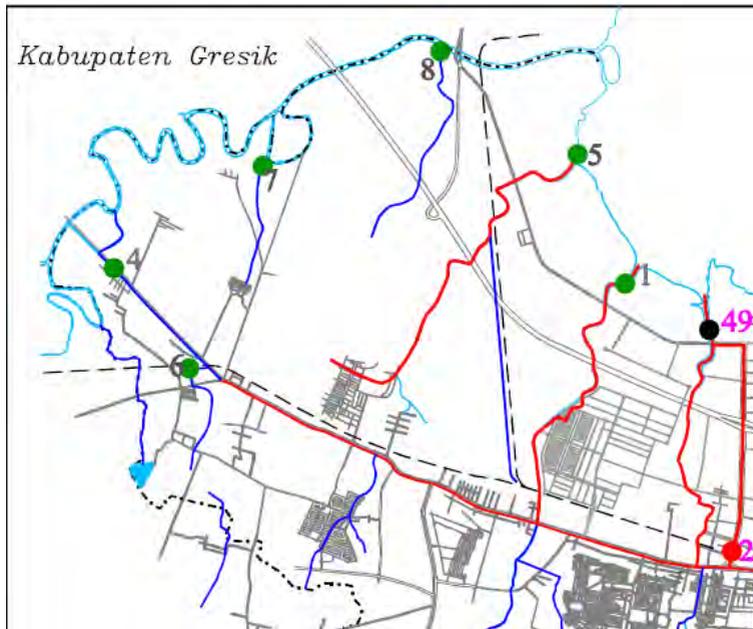


Gambar 1.1. Lokasi Studi

Pada saluran primer Gunung Sari ruas pertemuan jalan Tandes dan jalan Kandangan arah aliran menuju arah kali Kandangan dikarenakan pada pertemuan tersebut terdapat penurunan elevasi seperti pada gambar 1.2. Sedangkan pada ruas antara kali Balong dan kali Margomulyo tampak mengalir ke dua bagian dikarenakan pada kali kandangan terdapat pintu air dan pada saluran Balong terdapat rumah pompa, sehingga pada daerah yang cenderung datar seperti Surabaya maka saat hujan maka arah aliran akan menuju rumah pompa yang berada di kali Balong dikarenakan pada daerah tersebut relatif datar. Lokasi pompa air seperti gambar 1.3



**Gambar 1. 2** Saluran Kandangan



Keterangan :

	Saluran Primer		Pompa Pusat
	Saluran Sekunder		Pompa Prov. Jatim
	Dam		Pompa Rencana
	Pintu Air		Waduk/Boezem
	Pompa Pemkot Surabaya		Mechanical Screen
	Pompa Pusat		

Sumber : Surabaya Drainage Master Plan

**Gambar 1.3** Lokasi Pompa Air



**Gambar 1. 4.** Peta DAS daerah Gunung Sari

“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Penelitian Terdahulu**

Dengan pesatnya perkembangan permukiman di Wilayah Benowo dan Babat Jerawat sekarang ini, mengakibatkan berkurangnya daerah resapan dan pada akhirnya menimbulkan luapan air yang menggenangi jalan mengakibatkan ketidaknyamanan masyarakat. Genangan ini terjadi dalam jangka waktu 1-2 jam, untuk wilayah beji dan rejosari genangan mencapai 3 jam dengan kedalaman antara 20 cm s/d 30 cm.

Wilayah Benowo dan Babat Jerawat merupakan salah satu kawasan penting di Kota Surabaya, maka dari itu pihak Pemerintahan Kota mengupayakan agar daerah tersebut tidak terjadi banjir seperti saat ini. Jenis upaya yang telah dilakukan oleh Dinas Pematuan Surabaya diantaranya rehabilitasi saluran primer Sungai Gunung Sari, dan pembersihan saluran dari sampah. Adapun rencana pihak Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematuan untuk pengerukan berkala yang dilakukan di Sungai Primer Gunung Sari serta informasi dari pihak PU tentang rencana pembuatan boezem di daerah pakal seluas 5 ha. Namun, upaya yang dilakukan mungkin kurang karena di bulan Maret 2015 yang dilansir dalam [surabayanews.co.id](http://surabayanews.co.id) terjadi banjir dengan kedalaman 40 cm di daerah Benowo.

Dalam penelitian proyek akhir (Hardiyanti 2012) tentang Perencanaan Pengendalian Banjir di Kali Kandangan Kota Madya Surabaya dimaksudkan untuk mengatasi banjir dan genangan yang sering terjadi di wilayah sepanjang aliran Kali Kandangan termasuk sepanjang daerah aliran Kali Gunungsari. Disaat musim penghujan daerah sepanjang aliran Kali Kandangan dan Kali Gunungsari sering terjadi banjir terutama daerah Pakal dan Benowo dengan ketinggian mencapai 20 cm s/d 30 cm dan lama genangan bisa mencapai 3 jam sampai sehari – hari.

Setelah melakukan berbagai perhitungan diketahui debit untuk Kali Kandangan sebagai berikut:  $Q_5 = 93,336 \text{ m}^3/\text{det}$ ,  $Q_{10}$

= 102,813 m<sup>3</sup>/det, dan Q25 = 110,165 m<sup>3</sup>/det. Untuk debit Q10 dengan B existing = 11 m, membutuhkan 6 buah pompa dengan kapasitas 1,05 m<sup>3</sup>/det, kondisi saluran aman. B rencana = 20 m, membutuhkan 5 buah pompa dengan kapasitas 1,05 m<sup>3</sup>/det, kondisi saluran luber. B rencana = 32,8 m, membutuhkan 2 buah pompa dengan kapasitas 1,05 m<sup>3</sup>/det, kondisi saluran luber. Dengan perhitungan di atas penulis menyarankan pemasangan rumah pompa sebanyak 2 buah pompa batasan Q10 tahun dengan lebar ( b ) = 32,8 m. Sehingga perlu dilakukan normalisasi saluran dengan memperbesar lebar dimensi saluran kali kandangan. Opsi lain selain pemasangan pompa yaitu pembuatan boezem.

Selain dari penelitian proyek akhir di atas, penelitian proyek akhir (Rahardian 2013) Perencanaan boezem, pompa, dan pintu air di daerah aliran Kali Kandangan Surabaya Barat yang tujuannya hampir sama dengan diatas untuk mengatasi banjir dan genangan yang terjadi di wilayah sepanjang aliran Kali Kandangan termasuk sepanjang daerah aliran Kali Gunungsari.

Dalam penelitian proyek akhir ini direncanakan boezem dengan kapasitas 197715,7 m<sup>3</sup> dengan lebar 150 m kedalaman 3,25 m dan panjang 878,73 m. Pompa berjumlah 7 dengan debit 1,05 m<sup>3</sup>/det. Serta pintu air berjumlah 20 buah dengan dimensi 2 x 3 dengan t = 1,2 m.

## **2.2. Dasar Teori**

### **2.2.1. Analisis Hidrologi**

Analisis hidrologi adalah analisis awal dalam perencanaan konstruksi bangunan keairan untuk mengetahui besarnya debit yang akan dialirkan sehingga dapat ditentukan dimensi bangunan secara ekonomis. Besar debit yang dipakai sebagai dasar perencanaan adalah debit rencana pada periode ulang tertentu.

Untuk memperkirakan besarnya debit rencana yang sesuai pengetahuan analisis hidrologi mempunyai peranan penting. Dalam perhitungan dapat digunakan data debit banjir

pada suatu data curah hujan yang selanjutnya diolah menjadi debit banjir rencana.

### 2.2.1.1. Analisis Tinggi Hujan

Data hujan yang diperoleh dari stasiun hujan merupakan hujan yang terjadi pada satu titik saja. Untuk perhitungan hidrologi dibutuhkan data hujan pada kawasan yang ditinjau sehingga memerlukan satu atau beberapa stasiun hujan, adatingka cara yang umum digunakan untuk mengubah data hujan tersebut, yaitu: rata-rata Aljabar, Poligon Thiessen, dan Ishoyet. (*Suripin, 2003: 26*)

- **Rata-rata Aljabar**

Merupakan metode yang paling sederhana dalam perhitungan hujan kawasan. Cara ini cocok untuk kawasan dengan topografi datar, alat penakar tersebar merata atau hampir merata, dan harga individual curah hujan tidak terlalu jauh dari harga rata-ratanya. Hujan kawasan diperoleh persamaan :

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n} \dots \dots \dots (2.1)$$

Dimana :

$X_1, X_2, \dots, X_n$  = Curah hujan tercatat di stasiun hujan

$n$  = Banyaknya stasiun hujan

- **Metode Poligon Thiessen**

Cara ini memberikan proposi luasan daerah stasiun hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Diasumsikan bahwa variasi hujan antar stasiun yang satu dengan yang lainnya adalah linier dan bahwa sembarang pos dianggap dapat mewakili kawasan terdekat.

Hasil metode poligon thiessen lebih akurat dibanding dengan metode rata-rata aljabar. Cara ini cocok untuk daerah dengan luas 500-5.000 km<sup>2</sup>, dan jumlah stasiun hujan terbatas

dibanding luasnya. Hujan rata-rata DAS dapat dihitung dengan persamaan: (Suripin, 2003: 27-28)

$$\bar{X} = \frac{X_1A_1 + X_2A_2 + X_3A_3 + \dots + X_nA_n}{A_1 + A_2 + A_3} \dots \dots \dots (2.2)$$

Dengan:

- $X_1, X_2, \dots, X_n$  = Curah hujan tercatat di stasiun hujan
- $A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas areal poligon
- $n$  = Banyaknya stasiun hujan

- **Metode Ishoyet**

Metode ini merupakan metode yang paling akurat untuk menentukan hujan rata-rata, namun diperlukan keahlian dan pengalaman. Cara ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap-tiap stasiun hujan. Metode ini cocok digunakan untuk daerah berbukit dan tidak teratur dengan luas lebih dari 5.000 km<sup>2</sup>. Hujan rata-rata dapat diperoleh dari persamaan: (Suripin, 2003: 30)

$$\bar{X} = \frac{\Sigma[A \left( \frac{X_1 + X_2}{2} \right)]}{\Sigma A} \dots \dots \dots (2.3)$$

Dengan:

- $X_1$  dan  $X_2$  = Curah hujan tercatat di stasiun hujan
- $A$  = Luas Area

Ketentuan-ketentuan pemilihan cara yang digunakan untuk menentukan hujan rata-rata dapat ditabelkan di tabel 2.1.

**Tabel 2.1** Parameter yang digunakan untuk menentukan cara yang tepat untuk mencari tinggi hujan rata-rata

Parameter	Kondisi	Cara yang Dapat Digunakan
Jumlah Stasiun Hujan	Cukup	Aljabar, Poligon Thiesen, dan Ishoyet
	Terbatas	Rata-rata Aljabar dan Poligon Thiesen
	Tunggal	Metode Hujan Titik
Luas DAS	>5000 km <sup>2</sup>	Ishoyet
	500-5000 km <sup>2</sup>	Poligon Thiesen
	<500 km <sup>2</sup>	Rata-rata Aljabar dan Poligon Thiesen
Kondisi Topografi	Pegunungan	Poligon Thiesen
	Dataran	Aljabar
	Berbukit dan Tidak Beraturan	Ishoyet dan Poligon Thiesen

(Sumber: Suripin, 2003: 31-32)

### 2.2.1.2. Parameter Dasar Statistik

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata-rata, simpangan baku, koefisien variasi, dan koefisien *skewness* (kecondongan atau kemencengan). Berikut ini setiap jenis distribusi atau sebaran mempunyai statistik yang terdiri dari:

- **Nilai Rata-rata Tinggi Hujan**

Tinggi rata-rata hujan diperoleh dengan mengambil harga rata-rata yang dihitung dari penakaran pada penakar hujan dalam area tersebut. Adapun rumus yang digunakan adalah sebagai berikut (*Triatmodjo, 2008: 203*):

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Xi \dots\dots\dots (2.4)$$

Dengan :

$\bar{X}$  = Tinggi rata-rata hujan (mm)

$Xi$  = Variabel random (mm)

$n$  = Jumlah data

- **Standart Deviasi**

Standart deiasi dapat digunakan untuk mengetahui variabilitas dari distribusi. Semakin besar standart deviasinya, semakin besar penyebaran dari distribusi. Nilai standart deviasi dapat dihitung menggunakan rumus sebagai berikut (*Triatmodjo, 2008: 204-205*):

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^2 \dots\dots\dots (2.5)}$$

Dengan :

$S$  = Standart Deviasi

$\bar{X}$  = Nilai curah hujan rata-rata (mm)

$Xi$  = Variabel random (mm)

$n$  = Jumlah data

- **Koefisien Varian**

Koefisien varin adalah nilai perbadignan antara standart deviasi dan nilai rata-rata, yang mempunyai persamaan: (*Triatmodjo, 2008: 204-205*)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.6)$$

Dengan :

S = Standart Deviasi

$\bar{X}$  = Nilai curah hujan rata-rata (mm)

Cv = Koefisien varian

- **Koefisien Kemencengan**

Koefisien kemencengan (*skewness*) dapat digunakan untuk mengetahui derajat ketidaksimetrisan dari suatu bentuk distribusi. Koefisien kemencengan dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (*Triatmodjo, 2008: 205-206*):

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^3 \dots \dots \dots (2.6)$$

Dengan :

Cs = Koefisien Skewness

S = Standart Deviasi

$\bar{X}$  = Nilai curah hujan rata-rata (mm)

Xi = Variabel random (mm)

n = Jumlah data

- **Koefisien Keruncingan**

Koefisien Kurtosis digunakan untuk menentukan keruncingan kurva distribusi yang pada umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien keruncingan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut (*Triatmodjo, 2008: 206*) :

$$Ck = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (Xi - \bar{X})^4 \dots \dots (2.7)$$

Dengan :

Ck = Koefisien Kurtosis

S = Standart Deviasi

- $\bar{X}$  = Nilai curah hujan rata-rata (mm)  
 $X_i$  = Variabel random (mm)  
 $n$  = Jumlah data

Perhitungan curah hujan rencana dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode antara lain adalah Distribusi Gumbel, dan Distribusi Log Person Type III. Adapun sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada tabel 2.2

**Tabel 2.2** Parameter Statistik yang Menentukan Distribusi

DK	Taraf Signifikasi					
	50%	30%	20%	10%	5%	1%
1	0,445	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635
2	1,336	2,408	3,219	4,605	5,991	9,210
3	2,366	3,665	4,646	6,251	7,815	11,341
4	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277
5	4,351	6,056	7,289	9,236	11,070	15,086
6	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,812
7	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475
8	7,346	9,524	11,030	13,362	15,507	20,090
9	8,343	10,656	12,242	14,686	16,919	21,666
10	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,309
11	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	24,725
12	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217
13	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688
14	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141
15	14,339	17,332	19,311	23,307	24,996	30,578

### 2.2.1.3. Analisis Distribusi Frekuensi Curah Hujan

Analisis distribusi frekuensi curah hujan adalah analisis mengenai pengulangan suatu kejadian untuk menetapkan besarnya hujan atau debit periode ulang tertentu dengan menggunakan metode perhitungan statistik, atau dengan kata lain sebelum menentukan distribusi yang akan

digunakan dalam menghitung hujan rencana maka perlu dilakukan analisis distribusi.

Analisis dilakukan untuk memperkirakan besarnya, tinggi debit hujan rencana dengan periode ulang yang sudah ditentukan.

Dalam perencanaan saluran drainase saluran drainase periode ulang yang akan digunakan tergantung dari fungsi saluran dan luas daerah pelayanan, ada 2 metode yang dapat digunakan yaitu:

**1. Metode Distribusi Gumbel**

Metode gumbel menggunakan harga ekstri untuk menunjukkan bahwa dalam deret harga-harga ekstrim  $X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$  mempunyai fungsi distribusi eksponensial ganda.

- Menghitung nilai rata-rata (mean)

$$\bar{X} = \frac{\sum Xi}{n} \dots\dots\dots (2.8)$$

- Perumusan Metode Gumbel:  
 $X_t = \dot{X} + (K \times S)$
- Faktor probabilitas k untuk harga ekstrim Gumbel dapat dihitung dengan rumus:

$$k = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots (2.9)$$

Dengan:

$Y_n$  = Reduce Mean tergantung jumlah sampel (harga  $Y_n$  dapat dilihat pada tabel 3.3)

$S_n$  = Reduce standard deviation yang juga tergantung pada jumlah sampel (harga  $S_n$  dapat dilihat pada tabel 3.2)

$Y_t$  = *Reduce variate*, mempunyai nilai yang berbeda setiap periode ulang

**2. Metode Distribusi Log Person Type III**

Metode Log Person Type III didasarkan pada perubahan data yang ada dalam bentuk logaritma. Distribusi ini digunakan karena fleksibilitasnya (Suripin, 2003: 41).

Langkah-langkah untuk menghitung besarnya probabilitas hujan rencana dengan periode ulang 1 tahun dengan Metode Distribusi Log Person Type III sebagai berikut (Suripin, 2003: 41):

- Ubah data  $X = \text{Log } X$
- Menghitung nilai rata-rata (mean)

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \log X}{n} \dots \dots \dots (2.10)$$

- Standart Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log X)^2}{n - 1}} \dots \dots \dots (2.11)$$

- Persamaan Metode Log Person Type III

$$\text{Log } X_i = \overline{\text{Log } X} + K \times S \dots \dots \dots (2.12)$$

Dengan :

- K = Faktor dari Distribusi Log Person Type III, yang didapat dari Tabel 2.5
- S = Standart Deviasi
- $\bar{X}$  = Nilai rata-rata
- $X_i$  = Nilai varian ke-i
- n = Jumlah data

**Tabel 2.3** Daftar Harga Sn (*Sumber: Triatmojo, 2008: 227*)

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0,949	33	1,123	56	1,170	79	1,193
11	0,967	34	1,126	57	1,171	80	1,194
12	0,983	35	1,129	58	1,172	81	1,195
13	0,997	36	1,131	59	1,173	82	1,195
14	1,010	37	1,134	60	1,175	83	1,196
15	1,021	38	1,136	61	1,176	84	1,197
16	1,032	39	1,139	62	1,177	85	1,197
17	1,041	40	1,141	63	1,178	86	1,198
18	1,049	41	1,144	64	1,179	87	1,999
19	1,057	42	1,146	65	1,180	88	1,999
20	1,063	43	1,148	66	1,181	89	1,200
21	1,070	44	1,150	67	1,182	90	1,201
22	1,075	45	1,152	68	1,183	91	1,201
23	1,081	46	1,154	69	1,184	92	1,202
24	1,086	47	1,156	70	1,185	93	1,203
25	1,092	48	1,157	71	1,186	94	1,203
26	1,096	49	1,159	72	1,187	95	1,204
27	1,100	50	1,161	73	1,188	96	1,204
28	1,104	51	1,162	74	1,189	97	1,205
29	1,108	52	1,164	75	1,190	98	1,206
30	1,112	53	1,166	76	1,191	99	1,206
31	1,116	54	1,167	77	1,192	100	1,207
32	1,119	55	1,168	78	1,192		

(*Sumber: Triatmojo, 2008: 227*)

**Tabel 2.4** Daftar harga  $Y_n$ 

n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$	n	$Y_n$
10	0,4952	33	0,5388	56	0,5508	79	0,5567
11	0,4996	34	0,5396	57	0,5511	80	0,5569
12	0,5035	35	0,5402	58	0,5515	81	0,5570
13	0,5070	36	0,5410	59	0,5518	82	0,5572
14	0,5100	37	0,5418	60	0,5521	83	0,5574
15	0,5128	38	0,5424	61	0,5524	84	0,5576
16	0,5157	39	0,5430	62	0,5527	85	0,5578
17	0,5181	40	0,5439	63	0,5530	86	0,5580
18	0,5202	41	0,5442	64	0,5533	87	0,5581
19	0,5220	42	0,5448	65	0,5535	88	0,5583
20	0,5236	43	0,5453	66	0,5538	89	0,5585
21	0,5252	44	0,5458	67	0,5540	90	0,5586
22	0,5268	45	0,5463	68	0,5543	91	0,5587
23	0,5283	46	0,5468	69	0,5545	92	0,5589
24	0,5296	47	0,5473	70	0,5548	93	0,5591
25	0,5309	48	0,5477	71	0,5550	94	0,5592
26	0,5320	49	0,5481	72	0,5552	95	0,5593
27	0,5332	50	0,5485	73	0,5555	96	0,5595
28	0,5343	51	0,5489	74	0,5557	97	0,5596
29	0,5353	52	0,5493	75	0,5559	98	0,5598
30	0,5362	53	0,5497	76	0,5561	99	0,5599
31	0,5371	54	0,5501	77	0,5563	100	0,6000
32	0,5380	55	0,5504	78	0,5565		

(Sumber: Triatmojo, 2008: 227)

**Tabel 2.5** Nilai K untuk Distribusi Log Pearson III

Cs	Tahun (Periode Ulang)						
	1,01	1,25	2	5	10	25	50
3	-0,667	-0,636	-0,393	0,420	1,180	2,278	3,152
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970
2	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,192
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626
1	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,453
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,051
0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	1,945
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606
-1	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492
-1,2	-2,149	-0,752	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379
-1,4	-2,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,198

(Sumber: Triatmojo, 2008: 227)

**Tabel 2.6** Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,99	-2,33
1,050	0,95	-1,64
1,110	0,9	-1,28
1,250	0,8	-0,84
1,330	0,75	-0,67
1,430	0,7	-0,52
1,670	0,6	-0,25
2,000	0,5	0
2,500	0,4	0,25
3,330	0,3	0,52
4,000	0,25	0,67
5,000	0,2	0,84
10,000	0,1	1,28
20,000	0,05	1,64
50,000	0,02	2,05
100,000	0,01	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

(Sumber: Suwarno, 1995)

#### 2.2.1.4. Uji Kecocokan Distribusi Frekusensi Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan Uji Kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris, diperlukan pengujian secara statistik. Untuk menetapkan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik data yang dianalisis. Ada 2 jenis uji kecocokan yaitu uji kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov.

##### 1. Uji Chi-Kuadrat

Uji chi-kuadrat digunakan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili distribusi sampel data yang dianalisis.

Parameter yang digunakan untuk pengambilan keputusan uji ini adalah  $\chi^2$ , sehingga disebut Uji Chi-Kuadrat. Parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus (*Suripin, 2003: 57*):

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (2.13)$$

Dengan :

$\chi^2$  = Parameter Chi Kuadrat terhitung

G = Jumlah Sub Kelompok

O<sub>i</sub> = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E<sub>i</sub> = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Proses perhitungan Chi-Kuadrat dapat dilakukan sebagai berikut:

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya),
- Kelompokkan data menjadi G sub grup masing-masing beranggotakan minimal 4 data pengamatan,
- Jumlahkan data pengamatan sebesar O<sub>i</sub> tiap-tiap sub grup,

- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ ,
- Pada tiap sub-grub hitung nilai:
- $(O_i - E_i)^2$  dan  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
- Jumlah seluruh G su b-grub nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan Chi-kuadrat hitung,
- Tentukan derajat kebebasan  $Dk = G - R - 1$

**Tabel 2.7** Nilai-Nilai Chi-kuadrat

DK	Taraf Signifikansi					
	50%	30%	20%	10%	5%	1%
1	0,445	1,074	1,642	2,706	3,841	6,635
2	1,336	2,408	3,219	4,605	5,991	9,210
3	2,366	3,665	4,646	6,251	7,815	11,341
4	3,357	4,878	5,989	7,779	9,488	13,277
5	4,351	6,056	7,289	9,236	11,070	15,086
6	5,348	7,231	8,558	10,645	12,592	16,812
7	6,346	8,383	9,803	12,017	14,067	18,475
8	7,346	9,524	11,030	13,362	15,507	20,090
9	8,343	10,656	12,242	14,686	16,919	21,666
10	9,342	11,781	13,442	15,987	18,307	23,309
11	10,341	12,899	14,631	17,275	19,675	24,725
12	11,340	14,011	15,812	18,549	21,026	26,217
13	12,340	15,119	16,985	19,812	22,362	27,688
14	13,339	16,222	18,151	21,064	23,685	29,141
15	14,339	17,332	19,311	23,307	24,996	30,578

(Sumber: Triatmojo, 2008: 240)

## 2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov sering disebut juga uji kecocokan non parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedur uji Smirnov-Kolmogorov adalah :

- a. Urutkan data pengamatan (dari data terbesar sampai data yang terkecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang masing-masing data tersebut:

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_m = P(X_m)$$

$$X_n = P(X_n)$$

$$P(X_n) = m/(n-1) \text{ dan } P(X <) = 1 - P(X_i) \dots\dots\dots (2.14)$$

Dengan:

$$P(x) = \text{Peluang}$$

$$m = \text{Nomor urut kejadian}$$

$$n = \text{Jumlah data}$$

- b. Tentukan masing-masing peluang teoritis dan hasil penggambaran data (persamaan distribusi):

$$X_1 = P(X_1)$$

$$X_2 = P(X_2)$$

$$X_m = P(X_m)$$

$$X_n = P(X_n)$$

$$F(t) = (X - \bar{X})/S_d \text{ dan } P'(X_i) = 1 - P'(X <) \dots\dots\dots (2.15)$$

Dengan:

$$P'(X_m) = \text{Peluang teoritis yang terjadi pada nomor ke-}n$$

$$X = \text{Curah hujan harian}$$

$$\bar{X} = \text{Curah hujan rata-rata}$$

$$F(t) = \text{Distribusi normal standart}$$

- c. Tentukan Selisih terbesar dari peluang pengamatan dengan peluang pengamatan dengan peluang teoritis dari kedua peluang tersebut:

$$D_{maks} = [P(X_m) - P'(X_m)] \dots\dots\dots (2.16)$$

- d. Tentukan nilai  $D_0$  berdasarkan tabel kritis Smirnov-Kolmogorov

- Apabila  $D_{maks} < D_0$  distribusi yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima.
- Apabila  $D_{maks} > D_0$  maka distribusi teoritis yang digunakan adalah untuk menentukan persamaan distribusi tidak diterima.

Persamaan garis yang umum digunakan untuk Smirnov-Kolmogorov adalah :

$$X = \bar{X} + k \times S \dots \dots \dots (2.17)$$

Dengan :

- X = Hujan rencana
- $\bar{X}$  = Hujan rata-rata
- K = Faktor distribusi
- S = Standart deviasi

**Tabel 2.8** Nilai  $D_0$  untuk uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat kepercayaan ( $\alpha$ )			
	0,2	0,1	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,3	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29

**2.2.1.5. Perhitungan Debit Rencana**

Dalam merencanakan bangunan air misalnya : bendungan, *spillway*, *flood control*, drainase, dan lain sebagainya. Perlu memperkirakan debit terbesar yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu dari saluran sungai atau saluran yang biasa disebut debit rencana. Periode ulang adalah periode tertentu dimana kemungkinan akan banjir rencana berulang. Perhitungan debit rencana untuk saluran drainase kota dilakukan berdasarkan

hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu. Berdasarkan aliran sungai ditentukan dari besarnya hujan turun atau tertentu identitas hujan, luas luas area hujan, lama waktu hujan, dan luas sungai, juga ciri-ciri daerah alirannya.

**1. Metode Rasional**

Metode rasional yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana, apabila data hujan yang digunakan untuk data menghitung debit banjir rencana, apabila data hujan yang digunakan untuk data aliran sungai tidak mencukupi. Persamaan yang digunakan. (*Suripin, 2003:82*) :

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I \times A \dots\dots\dots(2.18)$$

Dengan :

- Q = Debit puncak (m<sup>3</sup>/det)
- C = Koefisien pengaliran
- I = Intensitas curah hujan (mm/jam)
- A = Luas daerah Pengaliran (Ha)

- **Koefisien Pengaliran (C)**

Koefisien Pengaliran merupakan hasil perbandingan antara jumlah hujan yang mengalir sebagai limpasan diatas permukaan tertentu dan tertangkap dititik yang ditinjau, dengan jumlah hujan yang jatuh ke bumi/curah hujan. (*Sosrodarsono: 1987*)

Untuk menentukan harga koefisien pengaliran dihitung dengan rumus sebagai berikut (*Subarkah, 1980: 51*)

$$C_{gab} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i C_i}{\sum_{i=1}^n A} \dots\dots\dots(2.19)$$

Dengan:

- C<sub>gab</sub> = Koefisien pengaliran rata-rata
- A<sub>i</sub> = Luas masing-masing tata guna lahan
- C<sub>i</sub> = Koefisien pengaliran masing-masing tata guna lahan

N = Banyaknya jenis penggunaan tanah dalam pengaliran

Besarnya koefisien pengaliran dapat dilihat pada tabel 2.8

**Tabel 2.9** Koefisien Pengaliran

Deskripsi Lahan/Karakter Permukiman	Koefisien C
<b>BISNIS</b>	
Perkotaan	0,70-0,95
Pinggiran	0,6-0,70
<b>PERUMAHAN</b>	
Rumah Tunggal	0,40-0,50
Multiunit Terpisah	0,40-0,60
Multiunit Tergabung	0,60-0,75
Perkampungan	0,25-0,40
Apartemen	0,50-0,70
<b>INDUSTRI</b>	
Ringan	0,50-0,80
Berat	0,60-0,90
<b>PERKERASAN</b>	
Aspal dan Beton	0,70-0,95
Batu bata, paving	0,50-0,70
<b>ATAP</b>	0,75-0,95
<b>HALAMAN, TANAH BERPASIR</b>	
Datar 2%	0,13-0,17
Rata-rata 2-7%	0,18-0,22
Curam 7%	0,25-0,35
<b>HALAMAN KERETA API</b>	0,10-0,35
<b>TAMAN TEMPAT BERMAIN</b>	0,20-0,35
<b>TAMAN, PERKUBURAN</b>	0,10-0,25

(Sumber : Suripin, 2003:80-81)

- **Intensitas Hujan ( $I_t$ )**

Intensitas hujan adlaah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan yang berangsurng intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. (*Suripin, 2003: 66*)

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \times \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3} \dots \dots \dots (2.20)$$

Dengan:

$I_t$  = Intensitas Hujan dalam 1 jam (mm/jam)

$R_{24}$  = Curah hujan efektif dalam 1 jam

$T_c$  = Waktu konsentrasi

- **Waktu Konsentrasi ( $T_c$ )**

Waktu konsentrasi DAS adlaah waktu yang diperlukan oleh butiran air untuk bergerak dari titik jatuh pada daerah pengaliran ke titik tinjauan. Jadi, waktu konsentrasi ( $T_c$ ) adalah penjumlahan dari waktu yang diperlukan oleh air hujan untuk mengair pada permukaan tanah menuju saluran terdekat ( $T_0$ ) dan waktu untuk mengalir di dalam saluran ke suatu tempat yang ditinjau ( $T_f$ ).

$$T_c = T_0 + T_f \dots \dots \dots (2.21)$$

Dengan:

$T_c$  = Waktu konsentrasi

$T_f$  = Waktu yang diperlukan air untuk mengalir di sepanjang channel flowing (jam)

$T_0$  = Waktu yang diperlukan air hujan untuk mengalir di permukaan hingga mencapai outlet (jam)

Untuk mencari harga T0 dan Tf dipakai rumus :

- o Rumus Kirpich

$$T_c = 0,0195 \times \left( \frac{L_0}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dengan :

L<sub>0</sub> = Jarak titik terjauh lahan terhadap sistem saluran yang ditinjau

I<sub>0</sub> = Kemiringan rata-rata permukaan tanah ke saluran yang ditinjau

- o Rumus Dr. Rizha

$$Tf = \frac{L}{V} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan:

L = Panjang saluran

V = Kecepatan di dalam saluran (m/det)

**2. Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu**

Debit rencana dihitung dengan menggunakan pendekatan hidrograf satuan sintetis Nakayasu dengan langkah-langkah sebagai berikut. Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus (*Triatmodjo, 2008: 185*)

$$Qp = \frac{1}{3,6} \left( \frac{A \times Re}{0,3 Tp + T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (2.24)$$

Dengan :

Qp = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/det)

C = Koefisien pengaliran

A = Luas DAS (km<sup>2</sup>)

Re = Hujan satuan (mm)

Tp = Waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

$T_{0,3}$  = Waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak (jam)

Nakayasu membagi bentuk hidrograf satuan dalam 2 bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada bagian lengkung naik ( $0 < t < T_p$ ), besarnya nilai hidrograf satuan dihitung dengan persamaan (*Triatmodjo, 2008:185*)

$$Qt = Qp \times \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \dots \dots \dots (2.25)$$

Dengan :

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

$Q_t$  = Limpasan sebelum mencapai debit puncak ( $m^3/det$ )

$t$  = Satuan waktu (jam)

$T_p$  = Waktu dari permulaan banjir sampai puncak hidrograf (jam)

Pada bagian lengkung turun terdiri dari tiga bagian, hitungan limpasan permukaan adalah (*Triatmodjo, 2008: 186*):

- Untuk  $T_p < t < T_p + T_{0,3}$

$$Qr = Qp \times 0,3^{(t-Tp)/T_{0,3}} \dots \dots \dots (2.26)$$

- Untuk  $T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$

$$Q = Qp \times 0,3^{[(t-Tp)+(0,5T_{0,3})]/1,5T_{0,3}} \dots \dots \dots (2.27)$$

- Untuk  $T > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$

$$Qt = Qp \times 0,3^{[(t-Tp)+(1,5T_{0,3})]/2T_{0,3}} \dots \dots \dots (2.28)$$

Menurut Nakayasu, waktu naik hidrograf tergantung dari waktu konsentrasi dan dihitung dengan persamaan sebagai berikut (*Triatmodjo, 2008: 185*)

$$T_p = tg + 0,8 Tr \dots \dots \dots (2.29)$$

$$T_{0,3} = \alpha + tg \dots \dots \dots (2.30)$$

$$Tr = 0,5 tg \text{ sampai } tg \dots \dots \dots (2.31)$$

Waktu konsentrasi dipengaruhi oleh panjang sungai utama

(L):

Jika  $L > 15 \text{ km}$   $tg = 0,4 + 0,0058 L \dots (2.32)$

Jika  $L < 15 \text{ km}$   $tg = 0,21 L^{0,7} \dots \dots \dots (2.33)$

Dengan :

$T_p$  = waktu permulaan sampai puncak hidrograf (jam)

$T_r$  = Satuan waktu dari curah hujan (jam)

$t_g$  = Waktu konsentrasi (jam)

$t_r$  = Satuan waktu dari curah hujan (jam)

$\alpha$  = Koefisiensi karakteristik DAS

Tabel 2. 10 Kriteria desain hidrologi sistem drainase perkotaan

Luas DAS (ha)	Periode ulang (tahun)	Metode perhitungan debit banjir
< 10	2	Rasional
10 - 100	2 s/d 5	Rasional
100 - 500	5 s/d 20	Rasional
> 500	10 s/d 25	Hidrograf satuan

### 2.2.2. Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika dilakukan untuk mengetahui apakah secara teknis sistem drainase direncanakan sesuai dengan persyaratan teknis. Analisis ini diantaranya perhitungan kapasitas saluran baik saluran berpenampang persegi maupun trapesium dan analisis perencanaan saluran.

#### 2.2.2.1. Debit Aliran (Q)

Untuk menghitung kapasitas saluran digunakan persamaan kontinuitas dan rumusan Manning (*Anggrahini, 1996: 160*):

$$Q = V \times A \dots\dots\dots (2.34)$$

Dengan:

Q = Debit pengaliran (m<sup>3</sup>/det)

V = Kecepatan rata-rata dalam saluran (m/det)

A = Luas penampang basah saluran (m<sup>2</sup>)

#### 2.2.2.2. Kecepatan Aliran (V)

Untuk memperhitungkan kecepatan aliran dalam perhitungan kapasitas saluran yang direncanakan, digunakan rumus kecepatan Manning (*Anggrahini, 1996: 162*):

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \dots\dots\dots (2.35)$$

Dengan:

R = Jari-jari hidrolis (m)

V = Kecepatan rata-rata dalam saluran (m/det)

n = Koefisien kekasaran dinding saluran

I = Kemiringan dasar saluran

Nilai koefisien Manning untuk jenis-jenis material disajikan dalam tabel 2.9. Nilai kekasaran Manning dapat menjadi nilai kekasaran Manning gabungan apabila dalam satu saluran ada lebih dari satu jenis bahan yang menyusun saluran tersebut.

**Tabel 2.11** Nilai Koefisien Manning

Bahan	Koefisien Manning (n)
Besi Tuang dilapis	0,014
Kaca	0,01
Saluran Beton	0,013
Bata Dilapis Mortar	0,015
Pasangan Batu Disemen	0,025
Saluran Tanah Bersih	0,022
Saluran Tanah	0,03
Saluran dengan Dasar Batu dan Tebing Rumput	0,04
Saluran Pada Galian Batu Padas	0,04

(Sumber : Triatmodjo, 2008)

### 2.2.2.3. Kemiringan Dasar Saluran (I)

Kemiringan dasar saluran merupakan perbandingan antara selisih elevasi dengan panjang saluran.

$$I = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots (2.36)$$

Dengan :

I = Kemiringan dasar saluran

L = Panjang saluran (m)

### 2.2.2.4. Penampang Saluran

Pada umumnya saluran drainase berbentuk segi empat dan trapesium. Rumus yang digunakan untuk menentukan dimensi saluran segi empat adalah (Anggrahini, 1996: 17) :

$$A = b \times h \dots\dots\dots (2.37)$$

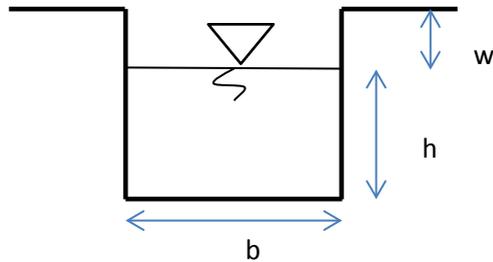
$$P = b + 2h \dots\dots\dots (2.38)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{b \times h}{b + 2h} \dots\dots\dots (2.39)$$

T = b  
 D = h

Dengan:

- A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)
- P = Keliling basah (m)
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- b = Lebar dasar saluran (m)
- T = Lebar atas muka air (m)
- h = Tinggi muka air (m)
- D = Kedalaman hidraulis (m)



Gambar 3. 1. Bentuk Penampang Saluran Segi Empat

Untuk penampang saluran berbentuk trapesium rumus yang digunakan adalah (Anggrahini, 1996: 17):

$$A = (b + z \cdot h) h \dots\dots\dots (2.40)$$

$$P = b + 2h (\sqrt{1 + z^2}) \dots\dots\dots (2.41)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + z \cdot h)h}{b + 2h (\sqrt{1 + z^2})}$$

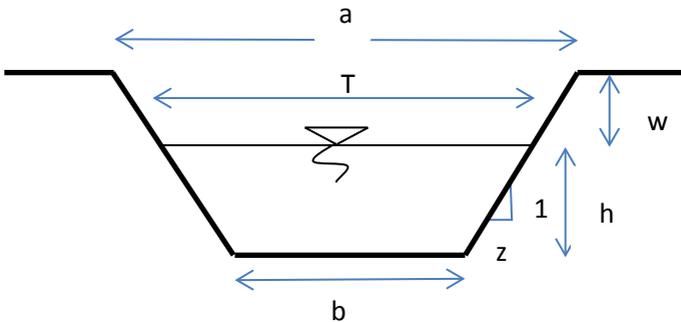
$$T = b + 2zh \dots \dots \dots (2.42)$$

$$m = \frac{(a - b)}{2(h + w)} \dots \dots \dots (2.43)$$

$$D = \frac{(b + z \cdot h)h}{b + 2zh} \dots \dots \dots (2.44)$$

Dengan:

- A = Luas penampang basah (m<sup>2</sup>)
- P = Keliling basah (m)
- R = Jari-jari hidrolis (m)
- b = Lebar dasar saluran (m)
- T = Lebar atas muka air (m)
- H = Tinggi muka air (m)
- D = Kedalaman hidraulis (m)
- w = Tinggi Jagaan (m)
- z = Kemiringan dinding saluran
- a = Lebar atas saluran (m)



Gambar 3. 2. Bentuk Penampang Trapesium

2.2.2.5. Analisa Airan Balik (Back Water)

Dengan adanya peristiwa pasang surut akan mempengaruhi tingginya permukaan air pada sungai atau saluran

serta sejauh mana air laut tersebut masuk ke arah hulu yang disebut dengan pengaruh back water. Back Water dihitung untuk kondisi muka air dihilir lebih tinggi dari muka air disaluran dan untuk mengetahui seberapa jauh pengaruh back water dari Laut menuju saluran primer Sememi dan Gunung Sari serta saluran sekunder Benowo dan Babat Jerawat. Back water dapat terjadi karena adanya perbedaan tinggi tekanan aliran pada suatu titik (saluran) yang ditinjau. Back water dapat terjadi karena adanya perbedaan tinggi tekanan aliran pada suatu titik (saluran) yang ditinjau. Untuk menentukan dan menentukan panjang pengaruh backwater dapat menggunakan rumus metode tahapan langsung/ direct step metode sebagai berikut:

- Rumus jari-jari hidraulis Saluran

$$R = \frac{A}{P} \dots \dots \dots (2.45)$$

- Rumus kecepatan aliran rata-rata :

$$V = \frac{Q}{A} \dots \dots \dots (2.46)$$

- Rumus Energi Spesifik

$$E = h + \alpha \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (2.47)$$

- Rumus energi miring

$$I_f = \frac{n^2 \times V^2}{R^{4/3}} \dots \dots \dots (2.48)$$

- Rumus panjang bagian saluran antara 2 tahap berurutan:

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{I_0 - I_f} \dots \dots \dots (2.49)$$

Dengan :

h = Kedalaman aliran pada saluran (m)

A = Luas Penampang basah pada saluran (m<sup>2</sup>)

P = Keliling basa h pada saluran (m)

R = Jarijari hidraulis saluran (m)

V = Kecepatan aliran rata-rata (m/det)

$\alpha \frac{v^2}{2g}$  = Tinggi kecepatan

E = Energi spesifik (m)

$I_f$  = Miring energi

$I_0 - I_f$  = Selisih miring dasar dengan miring rata-rata

$\Delta x$  = panjang bagian antara 2 tahap berurutan (m)

x = Panjang pengaruh aliran balik(back water)

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1. Tahap Persiapan**

Tahap persiapan sangat penting karena pada tahap ini akan dirancang tahapan – tahapan berikutnya. Pada tahap persiapan ini diurus surat menyurat untuk mendapatkan data yang dibutuhkan dalam penyusunan tugas akhir terapan.

### **3.2. Survey Lokasi**

Meninjau lokasi studi pada saluran sekunder Babat Jerawat dan Benowo. Serta meninjau saluran-saluran tersier dan primer yang berpengaruh.

### **3.3. Studi Literatur**

Studi literatur dilakukan untuk mengambil dasar-dasar tahap awal sampai tahap akhir, dalam studi literatur terdapat dasar-dasar teori dan kriteria perencanaan, analisis hidrologi dan analisis hidrolika (perhitungan debit dan kapasitas saluran).

### **3.4. Pengumpulan Data**

Data-data yang menunjang dan digunakan dalam Evaluasi Drainase pada Saluran Sekunder Babat Jerawat dan Benowo kota surabaya antara lain :

- Peta sistem drainase
- Peta genangan
- Peta stasiun hujan
- Peta lokasi
- Data curah hujan
- Tata guna lahan
- Dimensi saluran eksisting

### **3.5. Mengidentifikasi Permasalahan**

Dari data yang sudah didapatkan, maka secara tidak langsung sudah diketahui sebab permasalahannya. Dari sebab

dugaan sementara tersebut, maka dapat direncanakan langkah-langkah yang tepat untuk menyelesaikan permasalahan dengan menggunakan solusi-solusi yang didasarkan pada teori-teori dari literatur.

### **3.6. Sistematika Penyelesaian Masalah**

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan sistem pengendalian banjir, yaitu meliputi :

#### **3.6.1. Kajian Hidrologi**

##### **3.6.1.1. Perhitungan curah hujan rata-rata**

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapat dari masing-masing stasiun penakar hujan. Menggunakan metode *Arithmetic Mean* jika curah hujan yang didapat dengan mengambil nilai rata-rata hitung dari pengukuran hujan pada pos-pos penakar di daerah tersebut.

##### **3.6.1.2. Menentukan curah hujan harian maksimum rencana**

Dari data curah hujan maksimum yang diambil dari beberapa stasiun penakar hujan, kita dapat memperkirakan hujan rencana untuk masing-masing periode waktu. Metode yang digunakan adalah Gumbel dan Log Pearson Type III.

##### **3.6.1.3. Uji kesesuaian Distribusi**

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah sesuai data jenis sebaran yang dipilih penggambarannya pada ekrtas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut. Pengujian itu dengan 2 cara, yaitu :

###### **1. Uji Smirnov Kolmogorov**

Pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk setiap data distribusi teoritis dan empiris.

## **2. Uji Chi kuadrat**

Pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.

### **3.6.1.4. Perhitungan Debit Rencana**

Perhitungan ini dipakai untuk mengetahui sebagai dasar untuk merencanakan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir karena metode ini pengembangannya sangat sederhana dan memasukan parameter sebagai unsur pokok, selain sifat-sifat hujan masukkan, jenis dan parameter tidak terperinci secara satu per satu, akan tetapi pengaruh secara keseluruhan ditampilkan sebagai koefisien limpasan.

### **3.6.2. Kajian Hidrolika**

#### **3.6.2.1 Perhitungan Full Bank Capacity**

Tujuan perhitungan ini adalah untuk mengetahui apakah penampang palung sungai eksisting mampu mengalirkan debit yang ada dengan aman atau meluber.

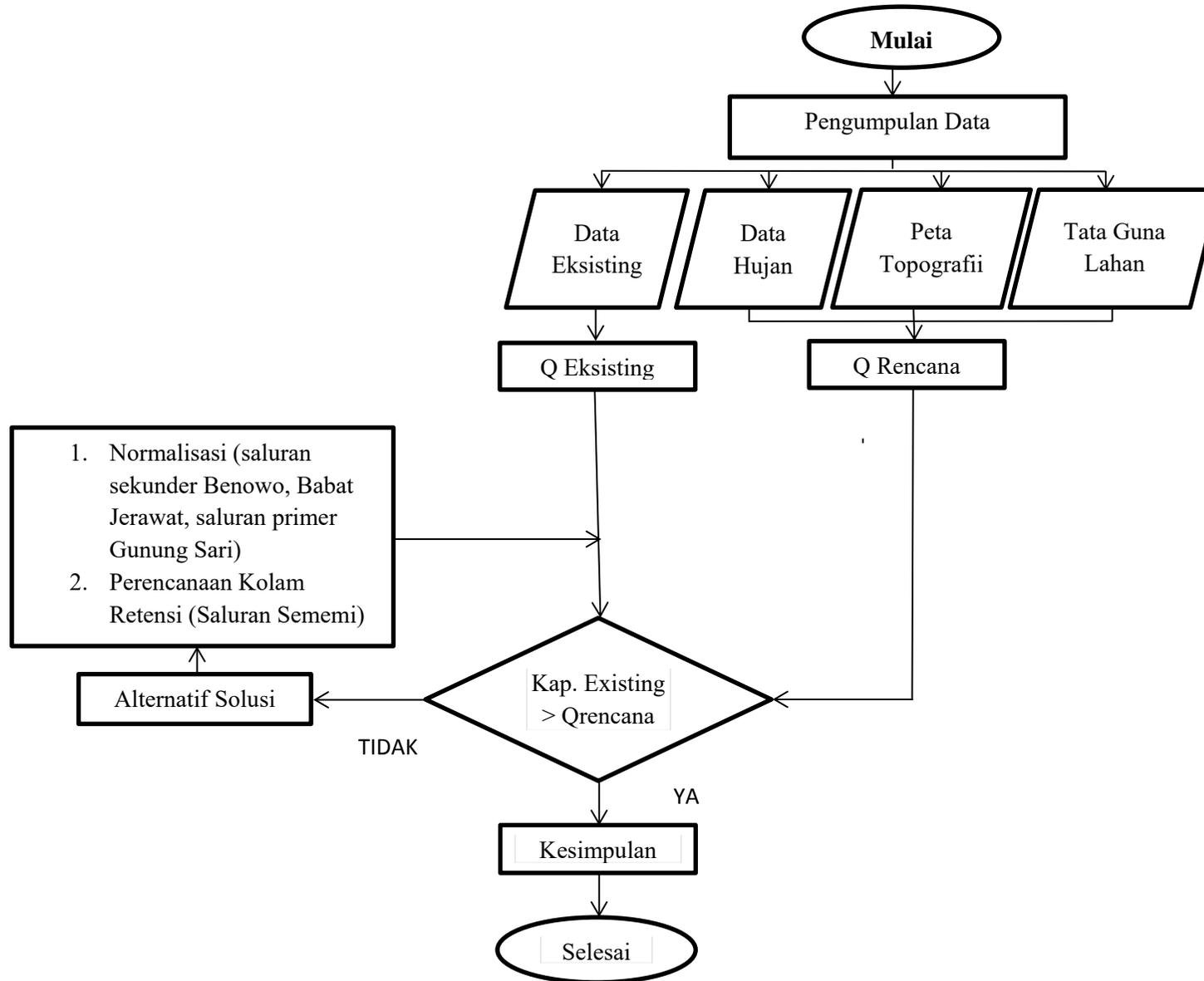
#### **3.6.2.2 Perbandingan Q Full Bank Capacity dengan Q Rencana**

Perbandingan ini dimaksudkan untuk mengetahui manakah metode yang akan digunakan untuk mencari Q rencana dengan metode Rasional yang mempunyai Q r encana lebih efektif Q Full Bank Capacity, sehingga dapat dipakai sebagai dasar perencanaan.

#### **3.6.2.3 Desain Saluran**

Tujuan pembuatan desain saluran untuk mengevaluasi saluran eksisting dan merencanakan kembali arah aliran saluran pada lokasi yang ditinjau..

“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”



**Gambar 3.3** Diagram alur pengerjaan

“HALAMAN INI SENGAJA DIKOSONGKAN”

## **BAB IV**

### **ANALISIS PERHITUNGAN**

#### **4.1. Analisis Curah Hujan Rencana**

Data curah hujan yang diperoleh dari stasiun hujan berupa data hujan titik. Untuk perhitungan curah hujan ditinjau dari banyaknya stasiun hujan, kondisi topografi, serta luas DAS. Pemilihan metode yang digunakan dapat dilihat di tabel 2.1, dengan meninjau kondisi Babat Jerawat-Benowo maka dipilih metode hujan titik.

Data curah hujan yang dipakai untuk perhitungan adalah data curah hujan selama 20 tahun (1996-2015) dari stasiun hujan kandungan. Data curah hujan tersebut dapat dilihat pada tabel 4.1

**Tabel 4.1** Data Curah Hujan Maksimum Stasiun Kandungan

Tahun	Tanggal	CH Maks
1996	9 Nopember	254
1997	5 Januari	93
1998	24 April	73
1999	28 Maret	95
2000	28 Oktober	110
2001	1 Maret	124
2002	30 Januari	205
2003	14 Februari	117
2004	24 Desember	79
2005	10 Februari	90
2006	14 Januari	130
2007	8 Maret	97
2008	13 Desember	120

**Tabel 4.1** Lanjutan

Tahun	Tanggal	CH Maks
2009	5 Desember	100
2010	3 Desember	127
2011	9 Nopember	79
2012	30 Januari	82
2013	15 Desember	75
2014	5 Maret	81
2015	18 April	63

(Sumber : Hasil Perhitungan)

## 4.2. Analisis Frekuensi

Tujuan dari penentuan curah hujan maksimum adalah untuk menghitung curah hujan rencana pada periode ulang yang diinginkan. Sebelum menentukan curah hujan rencana ditentukan terlebih dahulu metode distribusi ditentukan melalui paramter uji distribusi.

### 4.3.1 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

Parameter dasar statistik digunakan untuk menentukan uji distribusi yang akan digunakan untuk menghitung curah hujan rencana. Hasil perhitungan parameter dasar statistik untuk metode gumbel pada tabel 4.2 dan untuk metode log pearson pada tabel 4.3.

**Tabel 4. 2** Hasil Perhitungan Parameter Statistik untuk Metode Gumbel

Tahun	Hujan Harian	$xi-x$	$(xi-x)^2$	$(xi-x)^3$	$(xi-x)^4$
1996	254	144,3	20822,49	3004685,31	433576089,80
1997	93	-16,7	278,89	-4657,46	77779,63
1998	73	-36,7	1346,89	-49430,86	1814112,67
1999	95	-14,7	216,09	-3176,52	46694,89
2000	110	0,3	0,09	0,03	0,01

**Tabel 4.2** Lanjutan

Tahun	Hujan Harian	xi-x	(xi-x) <sup>2</sup>	(xi-x) <sup>3</sup>	(xi-x) <sup>4</sup>
2001	124	14,3	204,49	2924,21	41816,16
2002	205	95,3	9082,09	865523,18	82484358,77
2003	117	7,3	53,29	389,02	2839,82
2004	79	-30,7	942,49	-28934,44	888287,40
2005	90	-19,7	388,09	-7645,37	150613,85
2006	130	20,3	412,09	8365,43	169818,17
2007	97	-12,7	161,29	-2048,38	26014,46
2008	120	10,3	106,09	1092,73	11255,09
2009	100	-9,7	94,09	-912,67	8852,93
2010	127	17,3	299,29	5177,72	89574,50
2011	79	-30,7	942,49	-28934,44	888287,40
2012	82	-27,7	767,29	-21253,93	588733,94
2013	75	-34,7	1204,09	-41781,92	1449832,73
2014	81	-28,7	823,69	-23639,90	678465,22
2015	63	-46,7	2180,89	-101847,56	4756281,19
Jumlah	2194		40326,20	3573894,12	527749708,63

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Penentuan X rata-rata

$$\bar{X} = \frac{\sum x}{n}$$

$$\bar{X} = \frac{2194}{20}$$

$$\bar{X} = 109,70$$

Standar deviasiasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum (xi - \bar{x})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{40326,20}{20 - 1}} = 46,07$$

Untuk menentukan CS dapat menggunakan rumus

$$CS = \frac{n \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3}$$

$$CS = \frac{20(3573894,12)}{(19)(18)(46,07)^3}$$

$$CS = 2,14$$

Untuk menentukan CK dapat menggunakan rumus

$$CK = \frac{n^2 \sum (X_i - X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$CK = \frac{20^2(527749708,12)}{(19)(18)(17)(46,07)^4}$$

$$CK = 8,06$$

Untuk menentukan Cv dapat menggunakan rumus

$$Cv = \frac{S}{X}$$

$$Cv = \frac{27,922}{94,88}$$

$$Cv = 0,294$$

### 4.3.2 Perhitungan Metode Distribusi Log Pearson Type III

Metode Log Pearson Type III didasarkan pada perubahan data yang ada dalam bentuk logaritma. Distribusi ini digunakan karena fleksibilitasnya. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.3.

**Tabel 4. 3** Hasil Perhitungan Dasar Statistik Metode Log Pearson Type III

Tahun	Hujan Harian	$\log X$	$\text{LogXi} - \overline{\log X}$	$(\text{LogXi} - \overline{\log X})^2$	$(\text{LogXi} - \overline{\log X})^3$	$(\text{LogXi} - \overline{\log X})^4$
1996	254	2,4048337	0,391883	0,1535723	0,0601824	0,0235844
1997	93	1,9684829	-0,0444678	0,0019774	-8,793E-05	0,0000039
1998	73	1,8633229	-0,1496279	0,0223885	-0,0033499	0,0005012
1999	95	1,9777236	-0,0352271	0,001241	-4,372E-05	0,0000015
2000	110	2,0413927	0,028442	0,0008089	2,301E-05	0,0000007
2001	124	2,0934217	0,080471	0,0064756	0,0005211	0,0000419
2002	205	2,3117539	0,2988031	0,0892833	0,0266781	0,0079715
2003	117	2,0681859	0,0552351	0,0030509	0,0001685	0,0000093
2004	79	1,8976271	-0,1153236	0,0132995	-0,0015338	0,0001769
2005	90	1,9542425	-0,0587082	0,0034467	-0,0002023	0,0000119
2006	130	2,1139434	0,1009926	0,0101995	0,0010301	0,0001040
2007	97	1,9867717	-0,026179	0,0006853	-1,794E-05	0,0000005
2008	120	2,0791812	0,0662305	0,0043865	0,0002905	0,0000192
2009	100	2	-0,0129507	0,0001677	-2,172E-06	0,0000000

**Tabel 4.3** Lanjutan

Tahun	Hujan Harian	$\log X$	$\frac{\text{Log}X_i}{-\log \bar{X}}$	$(\text{Log}X_i - \overline{\log \bar{X}})^2$	$\left(\frac{\text{Log}X_i}{-\log \bar{X}}\right)^3$	$(\text{Log}X_i - \overline{\log \bar{X}})^4$
2010	127	2,1038037	0,090853	0,0082543	0,0007499	0,0000681
2011	79	1,8976271	-0,1153236	0,0132995	-0,0015338	0,0001769
2012	82	1,9138139	-0,0991369	0,0098281	-0,0009743	0,0000966
2013	75	1,8750613	-0,1378895	0,0190135	-0,0026218	0,0003615
2014	81	1,908485	-0,1044657	0,0109131	-0,00114	0,0001191
2015	63	1,7993405	-0,2136102	0,0456293	-0,0097469	0,0020820
Jumlah	2194			0,4179209	0,0683891	0,0353313

(Sumber: Hasil Perhitungan)

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

$$\overline{\text{Log}X} = \frac{2194}{20}$$

$$\overline{\text{Log}X} = 2,01$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum(\text{Log } x - \overline{\text{log } x})^2}{n-1}}$$

$$S = \sqrt{\frac{0,4179209}{20-1}}$$

$$S = 0,15$$

Untuk mencari CS dapat menggunakan rumus

$$CS = \frac{n \sum (\log(x) - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(Sd)^3}$$

$$CS = \frac{20(0,0683891)}{(19)(18)(0,15)}$$

$$CS = 0,07$$

Untuk mencari CK dapat menggunakan rumus

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log(x) - \overline{\log x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^4}$$

$$Ck = \frac{20^2(0,0353313)}{(19)(18)(17)(0,15)^4}$$

$$Ck = 5,02$$

Untuk mencari Cv dapat menggunakan rumus

$$Cv = \frac{S}{\overline{\text{Log}X}} = \frac{0,07}{2,01} = 0,065$$

Dari perhitungan didapatkan metode yang digunakan adalah metode Log Pearson Type III. Dengan koefisien kemencengan CS = 0,07, maka harga k diperoleh pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Nilai K untuk metode distribusi Log Pearson Type III dengan CS = 0,07

Periode Ulang (tahun)	k
2	-0,1989
5	0,7285
10	1,34

(Sumber : Triatmodjo, 2008: 232-233)

Selanjutnya dapat dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang (T) 2, 5 dan 10 tahun. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.5.

$$\begin{aligned} \text{Log } R_2 &= \text{Log } X + (k \times S) \\ &= 2,013 + (-0,1989 \times 0,15) \\ &= 1,983 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Log } R_5 &= \text{Log } X + (k \times S) \\ &= 2,013 + (0,7285 \times 0,15) \\ &= 2,122 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Log } R_{10} &= \text{Log } X + (k \times S) \\ &= 2,013 + (1,34 \times 0,15) \\ &= 2,214 \end{aligned}$$

**Tabel 4.5** Perhitungan hujan rencana dengan metode distribusi Log Pearson Type III

Periode Ulang (tahun)	Xr	k	S	Log R	R
2	2,013	-0,199	0,148	1,983	96,26
5	2,013	0,728	0,148	2,121	132,13
10	2,013	1,340	0,148	2,212	162,79

(Sumber : Hasil Perhitungan)

### 4.3. Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Dalam menentukan distribusi curah hujan yang dipakai, kita lakukan perhitungan uji kecocokan dengan menggunakan data hujan yang telah tersedia. Perhitungan uji kecocokan harus dilakukan karena masing-masing perhitungan distribusi yang tidak tepat dapat mengakibatkan kesalahan perkiraan yang mungkin cukup besar baik *over estimated* maupun *under estimated*. Parameter uji kecocokan yang seiring dipakai adalah metode Chi Kuadrat dan metode Smirnov-Kolmogorov.

#### 4.3.1 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Hasil interpretasinya :

1. Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
2. Peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima
3. Apabila peluang berada diantara 1% - 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu ditambah data.

Perhitungan Chi-Kuadrat:

Banyaknya data (n) = 20

Taraf Signifikan = 5%

$$\begin{aligned} \text{Jumlah sub kelompok} &= 1 + 1,33 \ln 20 \\ &= 4,98 \sim 5 \end{aligned}$$

$$\text{Derajat kebebasan} = G - R - I$$

- Uji Chi-Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson Type III

Data pengamatan dibagi menjadi 5 sub grup dengan interval peluang (P) = 0,2 dengan menggunakan Distribusi Log Pearson Type III.

Besarnya peluang untuk tiap sub-grup adalah :

$$\text{Sub grup 1} \quad P \leq 1,888$$

$$\text{Sub grup 2} \quad P \leq 1,975$$

$$\text{Sub grup 3} \quad P \leq 2,050$$

$$\text{Sub grup 4} \quad P \leq 2,137$$

$$\text{Sub grup 5} \quad P \leq 2,137$$

Pembagian sub grup peluang dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6 Pembagian sub grup

P	K	X
0,2	0,84	2,137
0,4	0,25	20,05
0,6	-0,25	1,975
0,8	-0,84	1,888

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Diketahui :

$$CS = 0,07$$

$$\text{Log } X = 2,013$$

$$S = 0,15$$

- Untuk  $P = 1 - 0,2 = 0,8$ 

$$\begin{aligned} X &= \text{Log } X + k \cdot S \\ &= 2,031 + (-0,84) \cdot 0,15 \\ &= 1,888 \end{aligned}$$

- Untuk  $P = 1 - 0,4 = 0,6$ 

$$X = \text{Log } X + k \cdot S$$

$$= 2,031 + (-0,25) \cdot 0,15$$

$$= 1,975$$

- Untuk  $P = 1 - 0,6 = 0,4$   
 $X = \text{Log } X + k \cdot S$   
 $= 2,031 + (0,25) \cdot 0,15$   
 $= 2,050$
- Untuk  $P = 1 - 0,8 = 0,2$   
 $X = \text{Log } X + k \cdot S$   
 $= 2,031 + (0,84) \cdot 0,15$   
 $= 2,1375$

Hasil perhitungan uji kecocokan Chi-Kuadrat untuk metode distribusi Log Pearson Type III dapat dilihat pada tabel 4.7.

**Tabel 4.7** Hasil perhitungan uji kecocokan Chi-Kuadrat untuk metode distribusi Log Pearson Type III

Variabel			Ei	Oi	$(O_i - E_i)$	$(O_i - E_i)^2/E_i$	
Batas 1	X	<	1,8884	4	3	-1	0,25
Batas 2	1,888	< X <	1,975	4	6	2	1
Batas 3	1,975	< X <	2,050	4	4	0	0
Batas 4	2,05	< X <	2,137	4	5	1	0,25
Batas 5	2,137	<	X	4	2	-2	1
Jumlah				20	20		2,5

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Derajat kebebasan (DK) : 2  
 Chi Kuadrat : 2,5  
 Derajat signifikan alpha : 5 %

Tingkat kepercayaan : 95 %  
Chi Kritiss : 5,991 (lihat tabel 2.2)

Dari perhitungan Chi-Kuadrat diatas, diperoleh nilai 2,00 dengan derajat kebebasan (DK) = 2 diperoleh nilai Chi-Kuadrat sebesar 5,991 dengan kata lain  $2,00 < 5,991$ , sehingga perhitungan dapat diterima.

#### **4.3.2 Uji Smirnov - Kolmogorov**

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov atau bisa disebut uji kecocokan non parametrik (*non-parametric test*) karena cara pengujianya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

**Tabel 4.8** Hasil Perhitungan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov Log Pearson Type III

No	$X_i$	$\text{Log } X_i$	$P(x)=m/(n+1)$	$P(X<)$	$f(t)$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
1	254	2,40	0,05	0,95	2,64	0,05	0,95	0,01
2	93	1,97	0,10	0,90	-0,30	0,11	0,89	0,01
3	73	1,86	0,14	0,86	-1,01	0,16	0,84	0,02
4	95	1,98	0,19	0,81	-0,24	0,21	0,79	0,02
5	110	2,04	0,24	0,76	0,19	0,26	0,74	0,03
6	124	2,09	0,29	0,71	0,54	0,32	0,68	0,03
7	205	2,31	0,33	0,67	2,01	0,37	0,63	0,04
8	117	2,07	0,38	0,62	0,37	0,42	0,58	0,04
9	79	1,90	0,43	0,57	-0,78	0,47	0,53	0,05
10	90	1,95	0,48	0,52	-0,40	0,53	0,47	0,05
11	130	2,11	0,52	0,48	0,68	0,58	0,42	0,06
12	97	1,99	0,57	0,43	-0,18	0,63	0,37	0,06
13	120	2,08	0,62	0,38	0,45	0,68	0,32	0,07
14	100	2,00	0,67	0,33	-0,09	0,74	0,26	0,07

**Tabel 4.8** Lanjutan

No	Xi	Log Xi	$P(x)=m/(n+1)$	$P(X<)$	$f(t)$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
15	127	2,10	0,71	0,29	0,61	0,79	0,21	0,08
16	79	1,90	0,76	0,24	-0,78	0,84	0,16	0,08
17	82	1,91	0,81	0,19	-0,67	0,89	0,11	0,09
18	75	1,88	0,86	0,14	-0,93	0,95	0,05	0,09
19	81	1,91	0,90	0,10	-0,70	1,00	0,00	0,10
20	63	1,80	0,95	0,05	-1,44	1,05	-0,05	0,10

(Sumber: Hasil Perhitungan)

$$\text{Log}X \text{ rata-rata} = 2,01$$

$$S = 0,1$$

Dari perhitungan pada tabel 4.8 didapatkan :

$$D_{\max} = 0,10$$

$D_0 = 0,29$  (diperoleh dari tabel nilai kritis  $D_0$  untuk derajat kepercayaan 5% dan  $n = 20$ )

Syarat  $D_{\max} < D_0 \Rightarrow 0,10 < 0,29$ , maka persamaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima

Contoh Perhitungan untuk tabel 4.8:

- Perhitungan  $P(X) =$  peluang dengan  $m = 1$

$$P(X) = \frac{1}{n+1} = \frac{1}{20+1} = 0,047$$

- Untuk Perhitungan  $P(X <)$  dengan  $m = 1$

$$P(X <) = 1 - P(X) \\ = 1 - 0,047 = 0,953$$

- Perhitungan  $F(t)$  dengan  $m = 1$

$$F(t) = \frac{X - \bar{X}}{S} = \frac{2,4 - 2,01}{0,1} = 2,64$$

- Perhitungan  $P'(X)$  dengan  $m = 1$

$$P'(X) = 1 - P'(X <) \\ P'(X) = 1 - 0,947 = 0,053$$

Perhitungan  $D$  dengan  $m = 1$

$$D = P'(X <) - P(X <) \\ = 0,95 - 0,947 = 0,003$$

#### 4.4. Pemilihan Hujan Rencana

Hujan rencana adalah hujan tahunan terbesar dengan peluang tertentu yang mungkin terjadi pada suatu daerah. Dari hasil uji distribusi yang digunakan, maka untuk menghitung curah hujan rencana akan menggunakan metode Log Pearson Type III. Kemudian hasil perhitungan metode Log Pearson Type III dapat dilihat pada tabel 4.9.

**Tabel 4.9** Curah hujan rencana terpilih

Periode Ulang (tahun)	$X_r$	$k$	$S$	Log R	R
2	2,013	-0,199	0,148	1,983	96,26
5	2,013	0,728	0,148	2,121	132,13
10	2,013	1,340	0,148	2,212	162,79

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Dimana:

1. Periode ulang 2 tahun digunakan untuk perhitungan debit rencana saluran tersier.
2. Periode ulang 5 tahun digunakan untuk perhitungan debit rencana saluran sekunder.
3. Periode ulang 10 tahun digunakan untuk perhitungan debit rencana saluran primer.

#### 4.5. Analisis Waktu Konsentrasi

Waktu Konsentrasi adalah waktu yang diperlukan butiran air untuk bergerak dari titik jauh daerah pengaliran ke titik tinjau. Contoh perhitungan waktu konsentrasi pada saluran babat jerawat adalah sebagai berikut :

##### 4.5.1 Perhitungan $T_0$

Pada perhitungan  $T_0$  menggunakan rumus Kirpich, berikut adalah salah satu perhitungan  $T_0$  pada saluran sekunder

Babat Jerawat. Perhitungan  $T_0$  saluran sekunder lainnya dapat dilihat pada tabel 4.10

$$T_0 = 0,0195 \times \left( \frac{L_0}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,77}$$

$$T_0 = 0,0195 \times \left( \frac{1515,80}{\sqrt{0,006}} \right)^{0,77}$$

$$T_0 = 63,30 \text{ jam} = 1,05 \text{ jam}$$

**Tabel 4.10** Perhitungan  $T_0$

No	Nama Saluran	$L_0$ (m)	$I_0$	$T_0$ (jam)	$T_0$ (jam)
1	Saluran Benowo	889,80	0,0006	63,30	1,05
2	Saluran Babat Jerawat	1515,80	0,0008	85,40	1,42
3	Saluran Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari	0,6	0,0006	0,04	0

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.5.2 Perhitungan $T_f$

Perhitungan  $T_f$  menggunakan rumus Dr. Rizha, berikut perhitungan  $T_f$  untuk saluran Babat Jerawat. Perhitungan  $T_f$  lainnya dapat dilihat di tabel 4.11.

$$b = 3,465m$$

$$m = 0,56m$$

$$h = 1,508m$$

$$T = 5,040m$$

$$A = (b + m \cdot h) h$$

$$\begin{aligned}
 &= (3,465 + 0,56 \times 1,508) 1,508 \\
 &= 6,51 \text{ m}^2 \\
 P &= b + 2h (\sqrt{1 + m^2}) \\
 &= 3,456 + 2 \times 1,508 (\sqrt{1 + 0,56^2}) \\
 &= 6,93 \text{ m} \\
 R &= \frac{A}{P} \\
 R &= \frac{6,51}{6,93} \\
 R &= 0,89 \text{ m} \\
 &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\
 V &= \frac{1}{0,013} \times 0,89^{2/3} \times 0,001^{1/2} \\
 V &= 2,33 \text{ m/det} \\
 T_f &= \frac{L}{V} \\
 T_f &= \frac{3047}{2,33 \times 3600} \\
 T_f &= 0,36 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

**Tabel 4.11** Perhitungan Tf

No	Nama Saluran	L (m)	V (m/det)	T <sub>f</sub> (jam)
1	Saluran Benowo	3047	2,33	0,36
2	Saluran Babat Jerawat	2376	3,81	0,17
3	Saluran Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari	5200	1,00	1,45

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.5.3 Perhitungan Tc

Berikut contoh perhitungan TC pada saluran Babat Jerawat. Hasil perhitungan lainnya dapat dilihat di tabel

$$T_c = T_f + T_0$$

$$T_c = 0,36 + 1,05$$

$$T_c = 1,60$$

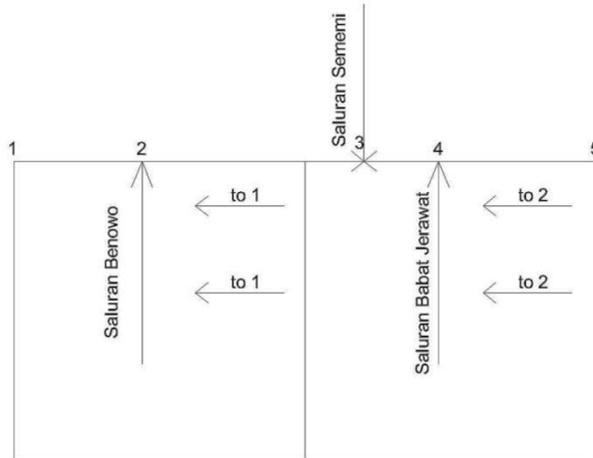
**Tabel 4.12** Perhitungan  $T_c$

No	Nama Saluran	$T_0$ (jam)	$T_f$ (jam)	$T_c$ (jam)
1	Saluran Benowo	1,05	0,36	1,42
2	Saluran Babat Jerawat	1,42	0,17	1,60
3	Saluran Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari	0	1,45	1,45

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.5.4 Perhitungan $T_c$ Saluran Gunung Sari

Perhitungan  $T_c$  di saluran primer Gunung Sari digunakan perhitungan intensitas yaitu dengan membandingkan nilai  $T_c$  dari saluran sebelumnya dengan saluran yang ditinjau. Contoh perhitungan untuk saluran primer Gunungsari bagian benowo adalah sebagai berikut :



Pada saluran Gungsari ruas 1-3 diasumsikan air dari lahan mengalir dari saluran sekunder benowo.

- Saluran Gunung Sari ruas 1-2

$$T_0 = 0$$

$$b = 4,00m$$

$$m = 0,38m$$

$$h = 1,44m$$

$$T = 4,95m$$

$$A = (b + m \cdot h) h$$

$$= (4,00 + 0,38 \times 1,44) 1,44$$

$$= 6,55 m^2$$

$$P = b + 2h (\sqrt{1 + m^2})$$

$$= 4,00 + 2 \times 1,44 (\sqrt{1 + 0,56^2})$$

$$= 7,38 m$$

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

$$R = \frac{6,55}{7,38}$$

$$R = 0,89 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} \times 0,89^{2/3} \times 0,00115^{1/2}$$

$$V = 2,4 \text{ m/det}$$

$$T_f = \frac{L}{V}$$

$$T_f = \frac{59}{2,4 * 3600}$$

$$T_f = 0,01 \text{ jam}$$

$$T_0 = T_0 + T_f$$

$$= 0 + 0,01$$

$$= 0,01 \text{ jam}$$

- Salurang Gunung Sari Ruas 2-3

Pada Gunung Sari ruas 2-3 didapatkan nilai  $T_0$  dari perbandingan  $T_c$  antara saluran Gunung Sari dan saluran Benowo karena mengingat pengertian dari  $T_0$  Gunungsari ruas 1-2 sendiri adalah waktu titik terjauh lahan ke saluran.

$$T_c \text{ Gunung sari ruas 1-2} = 0,01 \text{ jam}$$

$$T_c \text{ Saluran Benowo} = 1,42 \text{ jam}$$

Maka  $T_0$  dari saluran Gunungsari ruas 1-2 adalah 1,42 jam

$$b = 4,73m$$

$$m = 0,48m$$

$$h = 1,47m$$

$$T = 6,01m$$

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot h) h \\ &= (4,73 + 0,48 \times 1,47) 1,47 \\ &= 8,03 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h (\sqrt{1 + m^2}) \\ &= 4,73 + 2 \times 1,47 (\sqrt{1 + 0,48^2}) \\ &= 8,32 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$$R = \frac{8,03}{8,32}$$

$$R = 0,96 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{n} \times 0,96^{2/3} \times 0,00026^{1/2}$$

$$V = 1,21 \text{ m/det}$$

$$T_f = \frac{L}{V}$$

$$T_f = \frac{1800}{1,21 \times 3600}$$

$$\begin{aligned}
 T_f &= 0,41 \text{ jam} \\
 T_c &= T_0 + T_f \\
 &= 1,42 + 0,41 \\
 &= 1,83 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

#### 4.6. Koefisien Pengaliran

Dalam Perhitungan debit banjir rencana perlu dihitung dahulu nilai koefisien pengaliran yang besarnya tergantung pada tata guna lahan. Karena daerah aliran saluran Gunung Anyar Tambak penggunaan lahan rencana gabungan dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$C \text{ gabungan} = \frac{C_1A_1 + C_2A_2 + C_3A_3 + \dots \dots C_nA_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots \dots A_n}$$

Berikut merupakan hasil koefisien pengaliran lahan tiap catcmen daerah yang ditinjau

**Tabel 4.13** Koefien Pengaliran Lahan Saluran Benowo

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	1,015286	0,4
Perdagangan	0,145041	0,6
Lahan Terbuka	1,74049	0,2
Nilai C Saluran		0,29

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4. 14** Koefien Pengaliran Lahan Saluran Babat Jerawat

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	3,216223	0,4
Perdagangan	0,985617	0,6
Lahan Terbuka	1,037491	0,2
Nilai C Saluran		0,40

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.15** Koefien Pengaliran Lahan Saluran Gunung Sari Ruas 3 - 5

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	3,216223	0,4
Perdagangan	0,985617	0,6
Lahan Terbuka	1,037491	0,2
Nilai C Saluran		0,40

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.16** Koefien Pengaliran Lahan Saluran Gunung Sari Ruas 1 - 3

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	1,015286	0,4
Perdagangan	0,145041	0,6
Lahan Terbuka	1,74049	0,2
Nilai C Saluran		0,29

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.17** Koefien Pengaliran Lahan Saluran Sebelum Dialiri Saluran Gunung Sari

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	0,152976	0,4
Perdagangan	0,050992	0,6
Industri	0,305952	0,7
Nilai C Saluran		0,6

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.18** Koefien Pengaliran Lahan Saluran

Deskripsi Lahan	Luas	C
Perumahan	4,384484	0,4
Perdagangan	1,181649	0,6
Lahan Terbuka	2,777981	0,2
Industri	0,305952	0,7
Nilai C Saluran		0,376

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.7. Analisa Intensitas Hujan

Besar Intensitas hujan berbeda-beda. Waktu curah hujan sangat mempengaruhi besar kecilnya intensitas hujan. Karena data yang tersedia hanya data curah hujan harian saja, maka perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus mononobe.

$$It = \frac{R_{24}}{24} \times \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

Dengan :

It = Intensitas hujan dalam 1 jam (mm/jam)

R<sub>24</sub> = Curah hujan efektif dalam 1 jam

T<sub>c</sub> = Waktu Konsentrasi

##### 4.7.1 Intensitas Hujan Eksisting

Intensitas hujan eksisting dihitung menggunakan rumus Mononobe dengan menggunakan curah hujan harian rata-rata maksimum selama 20 tahun terakhir.

Contoh perhitungan intensitas hujan eksisting di saluran sekunder Benowo.

$$It = \frac{R_{24}}{24} \times \left[ \frac{24}{T_c} \right]^{2/3}$$

$$I_t = \frac{132,13 \text{ mm}}{24} \times \left[ \frac{24}{1,42} \right]^{2/3}$$

$$I_t = 36,30 \text{ mm/jam}$$

#### 4.7.2 Intensitas Hujan Periode 5 Tahun

Intensitas hujan periode ulang 5 tahun ini dihitung menggunakan rumus Mononobe dengan menggunakan curah hujan harian maksimum periode ulang 5 tahun metode Log Pearson Type III. Intensitas hujan 5 tahun digunakan untuk mengetahui debit rencana 5 tahun yang digunakan untuk mendesain saluran sekunder drainase perkotaan di daerah Benowo dan Babat Jerawat. Perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.19.

Contoh perhitungan intensitas hujan periode 5 tahun di saluran sekunder Benowo adalah sebagai berikut:

$$I_t = \frac{132,13 \text{ mm}}{24} \times \left[ \frac{24}{1,42} \right]^{2/3}$$

$$I_t = \frac{132,13 \text{ mm}}{24} \times \left[ \frac{24}{1,42} \right]^{2/3}$$

$$I_t = 36,30 \text{ mm/jam}$$

**Tabel 4.19** Perhitungan intensitas hujan periode ulang 5 tahun

No	Nama Saluran	Tc jam	R24 mm	It mm/jam
1	Saluran sekunder Benowo	1,42	132,13	36,30
2	Saluran sekunder Babat Jerawat	1,60	132,13	33,53

(Sumber: Hasil Perhitungan)

### 4.7.3 Intensitas Hujan Periode 10 Tahun

Intensitas hujan periode ulang 10 tahun ini dihitung menggunakan rumus Mononobe dengan menggunakan curah hujan harian maksimum periode ulang 10 tahun metode Log Pearson Type III. Intensitas hujan 10 tahun digunakan untuk mengetahui debit rencana 10 tahun yang digunakan untuk mendesain saluran primer drainase perkotaan di daerah Sememi dan Gunung Sari. Perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.20.

Contoh perhitungan intensitas hujan periode 10 tahun di saluran primer Gunung Sari Sub DAS Sememi 1 adalah sebagai berikut:

$$I_t = \frac{162,79 \text{ mm}}{24} \times \left[ \frac{24}{1,61} \right]^{2/3}$$

$$I_t = \frac{162,79 \text{ mm}}{24} \times \left[ \frac{24}{1,61} \right]^{2/3}$$

$$I_t = 41,02 \text{ mm/jam}$$

Tabel 4.20 Perhitungan intensitas hujan periode ulang 10 tahun

No	Nama Saluran	Tc jam	R24 mm	I mm/jam
1	Saluran primer Gunung Sari Sub DAS SEMEMI 1	1,61	162,79	41,02
2	Saluran primer Gunung Sari Sub DAS SEMEMI 2	1,83	162,79	37,71
3	Saluran primer Sememi Sebelum Dialiri Saluran Gunung Sari	1,45	162,79	44,10

(Sumber: Hasil Perhitungan)

## 4.8. Perhitungan Debit Rencana

### 4.8.1 Metode Rasional

Berikut ini adalah contoh perhitungan debit rencana pada saluran primer Sememi menggunakan metode rasional

Diketahui :

$$C = 0,334$$

$$I_t = 25,52 \text{ mm/jam}$$

$$A = 8,088 \text{ km}^2$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \times C \times I_t \times A$$

$$Q = \frac{1}{3,6} \times 0,334 \times 25,52 \frac{\text{mm}}{\text{jam}} \times 8,088 \text{ km}^2$$

$$Q = 19,15 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dengan :

Q = Debit puncak ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

C = Koefisien pengaliran

I = Intensitas curah hujan ( $\text{mm}/\text{jam}$ )

A = Luas daerah pengaliran ( $\text{km}^2$ )

Hasil perhitungan debit rencana pada saluran sekunder dapat dilihat pada tabel 4.21 dan hasil perhitungan debit rencana pada saluran primer dapat dilihat pada tabel 4.22.

**Tabel 4.21** Perhitungan debit rencana saluran sekunder 5 tahun

No	Nama Saluran	C	I mm/jam	A Km2	Q rencana m3/det
1	Saluran sekunder Benowo	0,29	36,30	2,901	8,482
2	Saluran sekunder Babat Jerawat	0,4	33,53	5,187	19,328

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.22** Perhitungan debit rencana saluran primer 10 tahun

No	Nama Saluran	C	I mm/jam	A Km <sup>2</sup>	Q rencana m <sup>3</sup> /det
1	Saluran primer Gunung Sari Sub DAS Sememi 1	0,4	41,02	5,187	23,643
2	Saluran primer Gunung Sari Sub DAS Sememi 2	0,29	37,71	2,901	8,813
3	Saluran primer Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari	0,6	44,10	0,56	3,748

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.8.2 Metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Disekitar stasiun pencatat waktu hujan yang terdapat pada daerah aliran tersebut, waktu terjadinya hujan terpusat menurut pengamatan adalah 4 j am. Metode yang digunakan untuk memperoleh distribusi curah hujan menggunakan metode Unit Hidrograf Nakayasu. Sehingga perumusan perhitungan rata-rata sampai jam ke (t) dengan menganggap sebagai hujan terpusat selama 4 jam. Adapun perhitunganya sebagai berikut:

Perhitungan hujan terpusat selama 4 jam:

$$Rt_1 = \frac{R_{24}}{4} x \left(\frac{4}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,630$$

$$Rt_2 = \frac{R_{24}}{4} x \left(\frac{4}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,397$$

$$Rt_3 = \frac{R_{24}}{4} x \left(\frac{4}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,303$$

$$Rt_4 = \frac{R_{24}}{4} \times \left(\frac{4}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,250$$

Berdasarkan pengamatan maka curah hujan jam ke t, dapat ditabelkan pada tabel 4.23.

**Tabel 4.23** Rata-rata tinggi hujan sampai jam ke t

No	t (jam)	Rt (mm)
1	1	0,630
2	2	0,397
3	3	0,303
4	4	0,250

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Distribusi hujannya:

$$Rt = Rt_1 = 0,630 R_{24}$$

$$Rt = (2Rt_2 - 1Rt_1) = 0,164 R_{24}$$

$$Rt = (3Rt_3 - 2Rt_2) = 0,115 R_{24}$$

$$Rt = (4Rt_4 - 3Rt_3) = 0,091 R_{24}$$

Perhitungan curah hujan jam-jaman dapat dilihat dalam tabel 4.24.

**Tabel 4.24** Rata-rata hujan pada jam ke t saluran sememi

No	t (jam)	Rt (mm)	t x Rt	(t-1) x R(t-1)	R't (mm)
1	1	0,630	0,630	0,000	0,630
2	2	0,397	0,794	0,630	0,164
3	3	0,303	0,909	0,794	0,115
4	4	0,250	1,000	0,909	0,091

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berikut ini adalah perhitungan tinggi hujan efektif pada periode ulang 10 tahun:

Diketahui:

Hujan jam-jaman untuk periode ulang 10 tahun

$$C = 0,376$$

$$R_{10} = 162,79 \text{ mm}$$

Penyelesaian:

$$\text{Reff} = C \times R_{10}$$

$$= 0,376 \times 162,79$$

$$= 42,093$$

Perhitungan distribusi tinggi curah hujan rencana efektif jam-jaman dapat dilihat pada tabel 4.25.

**Tabel 4.25** Distribusi curah hujan rencana efektif jam-jaman saluran Sememi

Waktu hujan (jam)	Ratio (R't) %	Hujan jam-jaman 10 tahun
1	0,630	38,555
2	0,164	10,021
3	0,115	7,03
4	0,091	5,596

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Berikut ini adalah contoh perhitungan debit rencana pada outlet saluran primer Sememi dan Gunung Sari ruas 3-5 menggunakan metode Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu.

- Perhitungan Sememi

1. Waktu kelambatan (*time lag*,  $t_g$ ), rumusnya :

$$T_g = 0,4 + 0,058 \times L ; \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km}$$

Karena panjang sungai kurang dari 15 km maka :

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

$$T_g = 0,21 \times (5,2 \text{ km})^{0,7}$$

$$T_g = 0,67$$

2. Waktu puncak dan debit puncak hidrograf satuan sintetis dirumuskan sebagai berikut:

$$t_p = t_g + 0,8 T_r$$

$$t_p = 0,67 + 0,8 (1 \cdot T_g)$$

$$t_p = 0,67 + 0,8 (0,67)$$

$$t_p = 1,2 \text{ jam}$$

3. Waktu saat debit sama dengan 0,3 kali debit puncak:

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$T_{0,3} = 2 \times 0,67 \quad (\alpha = 2 \text{ karena daerah pengaliran biasa})$$

$$T_{0,3} = 1,33 \text{ jam}$$

4. Debit puncak hidrograf satuan sintetis dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times A \times R_0 \times \frac{1}{(0,3 \times t_p \times t_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times 8,6 \times 1 \times \frac{1}{(0,3 \times 1,2 \times 1,33)}$$

$$Q_p = 0,53 \text{ m}^3/\text{det}$$

5. Bagian lengkung naik ( $0 < t < t_p$ ) atau pada bagian  $0 < t < 1,2$  jam

$$Q = Qp \times \frac{t^{2,4}}{t_p^{2,4}}$$

$$Q = 0,53 \times \frac{t^{2,4}}{1,2^{2,4}}$$

6. Bagian lengkung turun

- Jika  $t_p < t < t_{0,3}$  atau pada  $1,2 \text{ jam} < t < (1,2+1,33) \text{ jam} \rightarrow 1,2 \text{ jam} < t < 1,53 \text{ jam}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p}{t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,53 \times 0,3^{\frac{t-1,2}{1,33}}$$

- Jika  $t_{0,3} < t < 1,5 t_{0,3}$  atau pada  $1,53 \text{ jam} < t < (1,53+1,99) \text{ jam} \rightarrow 1,53 \text{ jam} < t < 3,52 \text{ jam}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{1,5 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,53 \times 0,3^{\frac{t-1,2+0,5 \times 1,33}{1,5 \times 1,33}}$$

- Jika  $t > 1,5 t_{0,3}$  atau pada  $t > 3,52 \text{ jam}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{2 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,53 \times 0,3^{\frac{t-1,2+0,5 \times 1,33}{2 \times 1,33}}$$

Untuk perhitungan selanjutnya seperti pada tabel 4.20

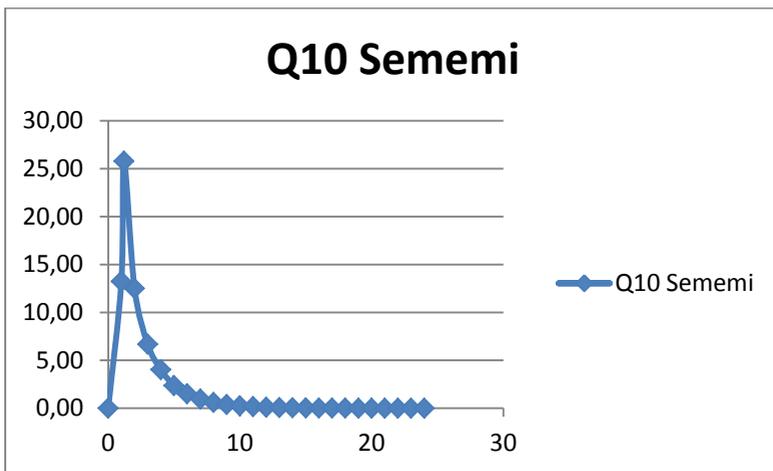
**Tabel 4.26** Hidrograf banjir outlet saluran Sememi periode ulang 10 tahun

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m3/det
			R1	R2	R3	R4	
			38,55	10,02	7,03	5,60	
1	0	0,000	0,00				0,00
2	1	0,344	13,25	0,00			13,25
3	1,199	0,531	20,47	5,32			25,78
4	2	0,257	9,92	2,58		0,00	12,50
5	3	0,120	4,63	1,20	0,84		6,67
6	4	0,066	2,53	0,66	0,46	0,37	4,02
7	5	0,039	1,49	0,39	0,27	0,22	2,36
8	6	0,025	0,95	0,25	0,17	0,14	1,50
9	7	0,016	0,60	0,16	0,11	0,09	0,96
10	8	0,010	0,38	0,10	0,07	0,06	0,61
11	9	0,006	0,24	0,06	0,04	0,04	0,39
12	10	0,004	0,16	0,04	0,03	0,02	0,25
13	11	0,003	0,10	0,03	0,02	0,01	0,16
14	12	0,002	0,06	0,02	0,01	0,01	0,10
15	13	0,001	0,04	0,01	0,01	0,01	0,06
16	14	0,001	0,03	0,01	0,00	0,00	0,04
17	15	0,000	0,02	0,00	0,00	0,00	0,03
18	16	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
19	17	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
20	18	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
21	19	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	20	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23	21	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24	22	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.20** Lanjutan

No	Jam	Hidrogaf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m <sup>3</sup> /det
			R1	R2	R3	R4	
			19,41	5,04	3,54	2,82	
25	23	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26	24	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber: Hasil Perhitungan)



**Gambar 4.1** Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sememi

Q maks debit banjir rencana hidrograf banjir pada outlet saluran Gunung Sari ruas 3-5 periode ulang 10 tahun adalah 18,84 m<sup>3</sup>/det.

Gambar diagram Hidrograf banjir outlet Sememi periode ulang 10 tahun dapat dilihat pada gambar 4.1.

- Perhitungan saluran Gunung Sari ruas 3-5

1. Waktu kelambatan (*time lag*,  $t_g$ ), rumusnya :

$$T_g = 0,4 + 0,058 \times L ; \quad \text{untuk } L > 15 \text{ km}$$

$$T_g = 0,21 \times L^{0,7} \quad \text{untuk } L < 15 \text{ km}$$

Karena panjang sungai kurang dari 15 km maka :

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

$$T_g = 0,21 \times (1,03 \text{ km})^{0,7}$$

$$T_g = 0,21$$

2. Waktu puncak dan debit puncak hidrograf satuan sintetis dirumuskan sebagai berikut:

$$t_p = t_g + 0,8 T_r$$

$$t_p = 0,21 + 0,8 (1 \cdot T_g)$$

$$t_p = 0,21 + 0,8 (0,21)$$

$$t_p = 0,34 \text{ jam}$$

3. Waktu saat debit sama dengan 0,3 kali debit puncak:

$$T_{0,3} = \alpha \times t_g$$

$$T_{0,3} = 2 \times 0,34 \quad (\alpha = 2 \text{ karena daerah pengaliran biasa})$$

$$T_{0,3} = 0,68 \text{ jam}$$

4. Debit puncak hidrograf satuan sintetis dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times A \times R_0 \times \frac{1}{(0,3 \times t_p \times t_{0,3})}$$

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \times 5,19 \times 1 \times \frac{1}{(0,3 \times 0,34 \times 0,68)}$$

$$Q_p = 0,65 \text{ m}^3/\text{det}$$

5. Bagian lengkung naik ( $0 < t < t_p$ ) atau pada bagian  $0 < t < 0,34$  jam

$$Q = Qp \times \frac{t^{2,4}}{t_p^{2,4}}$$

$$Q = 0,65 \times \frac{t^{2,4}}{0,34^{2,4}}$$

6. Bagian lengkung turun

- Jika  $t_p < t < t_{0,3}$  atau pada  $0,34 \text{ jam} < t < (0,34+0,68 \text{ jam})$   
 $\rightarrow 0,34 \text{ jam} < t < 1,02 \text{ jam}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p}{t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,65 \times 0,3^{\frac{t-0,34}{0,68}}$$

- Jika  $t_{0,3} < t < 1,5 t_{0,3}$  atau pada  $1,02 \text{ jam} < t < (1,02+1,02) \text{ jam}$   
 $\rightarrow 0,34 \text{ jam} < t < 2,04 \text{ jam}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{1,5 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,65 \times 0,3^{\frac{t-0,34+0,5 \times 0,68}{1,5 \times 0,68}}$$

- Jika  $t > 1,5 t_{0,3}$

$$Q = Qp \times 0,3^{\frac{t-t_p+0,5 \times t_{0,3}}{2 \times t_{0,3}}}$$

$$Q = 0,65 \times 0,3^{\frac{t-0,34+0,5 \times 0,68}{2 \times 0,68}}$$

**Tabel 4.27** Hidrograf banjir R2 saluran Gunung Sari ruas 3-5

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R2				Total Hidrograf m3/det
			R1	R2	R3	R4	
			19,41	5,04	3,54	2,82	
1	0	0,000	0,00				0,00
2	0,2	0,219	4,24				4,24
3	0,386	1,058	20,54				20,54
4	0,4	1,017	19,74				19,74
5	0,6	0,580	11,26				11,26
6	0,8	0,326	6,33				6,33
7	1	0,224	4,36				4,36
8	1,2	0,154	3,00	0,78			3,77
9	1,4	0,106	2,06	0,54			2,60
10	1,6	0,078	1,51	0,39			1,91
11	1,8	0,059	1,14	0,30			1,44
12	2	0,044	0,86	0,22			1,09
13	2,2	0,034	0,65	0,17	0,12		0,94
14	2,4	0,025	0,49	0,13	0,09		0,71
15	2,6	0,019	0,37	0,10	0,07		0,54
16	2,8	0,014	0,28	0,07	0,05		0,41
17	3	0,011	0,21	0,06	0,04		0,31
18	3,2	0,008	0,16	0,04	0,03	0,02	0,25
19	3,4	0,006	0,12	0,03	0,02	0,02	0,19
20	3,6	0,005	0,09	0,02	0,02	0,01	0,15
21	3,8	0,004	0,07	0,02	0,01	0,01	0,11
22	4	0,003	0,05	0,01	0,01	0,01	0,08
23	4,2	0,002	0,04	0,01	0,01	0,01	0,06
24	4,4	0,002	0,03	0,01	0,01	0,00	0,05
25	4,6	0,001	0,02	0,01	0,00	0,00	0,04

**Tabel 4.21** Lanjutan

No	Jam	Hidrogaf Satuan	Hidrogaf Satuan Akibat				Total Hidrogaf
			R1	R2	R3	R4	
			19,41	5,04	3,54	2,82	m3/det
26	4,8	0,001	0,02	0,00	0,00	0,00	0,03
27	5	0,001	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
28	5,2	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
29	5,4	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
30	5,6	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
31	5,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
32	6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
33	6,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
34	6,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35	6,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
36	6,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
37	7	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
38	7,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
39	7,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40	7,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41	7,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
42	8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
43	8,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
44	8,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45	8,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46	8,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47	9	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48	9,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
49	9,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	9,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.21** Lanjutan

No	Jam	Hidrogaf Satuan	Hidrogaf Satuan Akibat R10				Total Hidrogaf m3/det
			R1 19,41	R2 5,04	R3 3,54	R4 2,82	
53	9,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
54	10	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
55	10,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
56	10,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
57	10,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
58	10,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
59	11	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60	11,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
61	11,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
62	11,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
63	11,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64	12	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
65	12,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
66	12,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67	12,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
68	12,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
69	13	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
70	13,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
71	13,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
72	13,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
73	13,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
74	14	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	14,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76	14,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.21** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m3/det
			R1 19,41	R2 5,04	R3 3,54	R4 2,82	
77	14,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
78	14,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
79	15	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
80	15,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
81	15,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
82	15,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
83	15,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
84	16	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
85	16,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
86	16,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
87	16,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
88	16,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
89	17	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
90	17,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
91	17,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
92	17,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
93	17,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
94	18	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
95	18,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
96	18,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
97	18,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98	18,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
99	19	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	19,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.21** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m3/det
			R1 19,41	R2 5,04	R3 3,54	R4 2,82	
101	19,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
102	19,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
103	19,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
104	20	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
105	20,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
106	20,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
107	20,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
108	20,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
109	21	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
110	21,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
111	21,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
112	21,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
113	21,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
114	22	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
115	22,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
116	22,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
117	22,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
118	22,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
119	23	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
120	23,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
121	23,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
122	23,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
123	23,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
124	24	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber : Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.28** Hidrograf banjir R5 saluran Gunung Sari ruas 3-5

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R5				Total Hidrograf m3/det
			R1	R2	R3	R4	
			33,29	8,65	6,07	4,83	
1	0	0,000	0,00				0,00
2	0,2	0,219	7,28				7,28
3	0,386	1,058	35,24				35,24
6	0,4	1,017	33,87				33,87
7	0,6	0,580	19,32				19,32
8	0,8	0,326	10,87				10,87
9	1	0,224	7,47	1,94			9,42
10	1,2	0,154	5,14	1,34			6,48
11	1,4	0,106	3,53	0,92			4,45
12	1,6	0,078	2,60	0,68			3,27
13	1,8	0,059	1,96	0,51			2,47
14	2	0,044	1,48	0,39	0,27		2,14
15	2,2	0,034	1,12	0,29	0,20		1,61
16	2,4	0,025	0,84	0,22	0,15		1,22
17	2,6	0,019	0,64	0,17	0,12		0,92
18	2,8	0,014	0,48	0,13	0,09		0,69
19	3	0,011	0,36	0,09	0,07	0,05	0,58
20	3,2	0,008	0,27	0,07	0,05	0,04	0,44
21	3,4	0,006	0,21	0,05	0,04	0,03	0,33
22	3,6	0,005	0,16	0,04	0,03	0,02	0,25
23	3,8	0,004	0,12	0,03	0,02	0,02	0,19
24	4	0,003	0,09	0,02	0,02	0,01	0,14
25	4,2	0,002	0,07	0,02	0,01	0,01	0,11
26	4,4	0,002	0,05	0,01	0,01	0,01	0,08
27	4,6	0,001	0,04	0,01	0,01	0,01	0,06

**Tabel 4.22** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat				Total Hidrograf m3/det
			R5				
			R1 33,29	R2 8,65	R3 6,07	R4 4,83	
28	4,8	0,001	0,02	0,00	0,00	0,00	0,03
29	5	0,001	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
30	5,2	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
31	5,4	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
32	5,6	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
33	5,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
34	6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35	6,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
36	6,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
37	6,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
38	6,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
39	7	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40	7,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41	7,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
42	7,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
43	7,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
44	8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45	8,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46	8,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47	8,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48	8,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
49	9	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	9,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
51	9,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
52	9,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.22** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat				Total Hidrograf m3/det
			R10				
			R1 33,29	R2 8,65	R3 6,07	R4 4,83	
53	9,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
54	10	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
55	10,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
56	10,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
57	10,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
58	10,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
59	11	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60	11,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
61	11,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
62	11,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
63	11,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64	12	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
65	12,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
66	12,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67	12,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
68	12,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
69	13	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
70	13,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
71	13,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
72	13,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
73	13,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
74	14	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	14,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76	14,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.22** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m3/det
			R1 33,29	R2 8,65	R3 6,07	R4 4,83	
77	14,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
78	14,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
79	15	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
80	15,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
81	15,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
82	15,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
83	15,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
84	16	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
85	16,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
86	16,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
87	16,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
88	16,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
89	17	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
90	17,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
91	17,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
92	17,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
93	17,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
94	18	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
95	18,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
96	18,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
97	18,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98	18,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
99	19	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	19,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.22** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m3/det
			R1	R2	R3	R4	
			33,29	8,65	6,07	4,83	
101	19,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
102	19,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
103	19,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
104	20	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
105	20,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
106	20,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
107	20,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
108	20,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
109	21	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
110	21,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
111	21,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
112	21,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
113	21,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
114	22	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
115	22,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
116	22,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
117	22,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
118	22,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
119	23	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
120	23,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
121	23,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
122	23,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
123	23,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
124	24	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber : Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.29** Hidrograf banjir R5 saluran Gunung Sari ruas 3-5

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m <sup>3</sup> /det
			R1	R2	R3	R4	
			41,02	10,66	7,48	0,04	
1	0	0,000	0,00				0,00
2	0,2	0,219	8,97				8,97
3	0,386	1,058	43,42				43,42
6	0,4	1,017	41,73				41,73
7	0,6	0,580	23,80				23,80
8	0,8	0,326	13,39				13,39
9	1	0,224	9,21				9,21
10	1,2	0,154	6,33	1,65			7,98
11	1,4	0,106	4,35	1,13			5,49
12	1,6	0,078	3,20	0,83			4,03
13	1,8	0,059	2,42	0,63			3,05
14	2	0,044	1,83	0,47			2,30
15	2,2	0,034	1,38	0,36	0,25		1,99
16	2,4	0,025	1,04	0,27	0,19		1,50
17	2,6	0,019	0,79	0,20	0,14		1,13
18	2,8	0,014	0,59	0,15	0,11		0,86
19	3	0,011	0,45	0,12	0,08		0,65
20	3,2	0,008	0,34	0,09	0,06	0,00	0,49
21	3,4	0,006	0,26	0,07	0,05	0,00	0,37
22	3,6	0,005	0,19	0,05	0,04	0,00	0,28
23	3,8	0,004	0,15	0,04	0,03	0,00	0,21
24	4	0,003	0,11	0,03	0,02	0,00	0,16
25	4,2	0,002	0,08	0,02	0,02	0,00	0,12
26	4,4	0,002	0,06	0,02	0,01	0,00	0,09
27	4,6	0,001	0,05	0,01	0,01	0,00	0,07

**Tabel 4.23** Lanjutan

No	Jam	Hidrogaf Satuan	Hidrogaf Satuan Akibat				Total Hidrogaf m3/det
			R10				
			R1 41,02	R2 10,66	R3 7,48	R4 0,04	
28	4,8	0,001	0,04	0,01	0,01	0,00	0,05
29	5	0,001	0,03	0,01	0,00	0,00	0,04
30	5,2	0,000	0,02	0,01	0,00	0,00	0,03
31	5,4	0,000	0,02	0,00	0,00	0,00	0,02
32	5,6	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,02
33	5,8	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
34	6	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
35	6,2	0,000	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01
36	6,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
37	6,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
38	6,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
39	7	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40	7,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41	7,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
42	7,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
43	7,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
44	8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45	8,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46	8,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47	8,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48	8,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
49	9	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	9,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
51	9,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
52	9,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.23** Lanjutan

No	Jam	Hidrogaf Satuan	Hidrogaf Satuan Akibat				Total Hidrogaf m3/det
			R10				
			R1 41,02	R2 10,66	R3 7,48	R4 0,04	
53	9,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
54	10	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
55	10,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
56	10,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
57	10,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
58	10,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
59	11	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60	11,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
61	11,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
62	11,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
63	11,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64	12	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
65	12,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
66	12,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67	12,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
68	12,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
69	13	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
70	13,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
71	13,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
72	13,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
73	13,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
74	14	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	14,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76	14,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

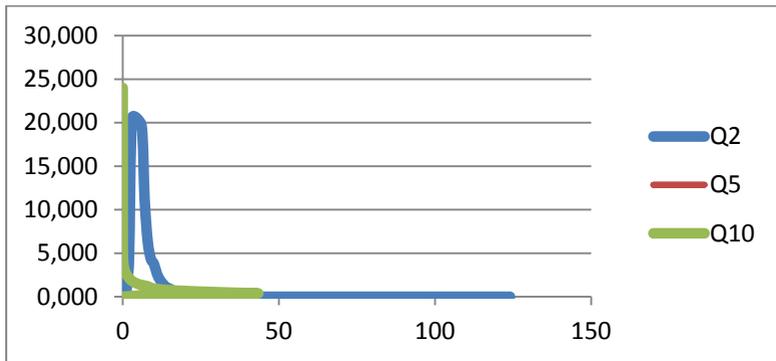
**Tabel 4.23** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat R10				Total Hidrograf m <sup>3</sup> /det
			R1	R2	R3	R4	
			41,02	10,66	7,48	0,04	
77	14,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
78	14,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
79	15	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
80	15,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
81	15,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
82	15,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
83	15,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
84	16	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
85	16,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
86	16,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
87	16,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
88	16,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
89	17	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
90	17,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
91	17,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
92	17,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
93	17,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
94	18	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
95	18,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
96	18,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
97	18,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98	18,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
99	19	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
100	19,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabel 4.23** Lanjutan

No	Jam	Hidrograf Satuan	Hidrograf Satuan Akibat				Total Hidrograf m3/det
			R10				
			R1 41,02	R2 10,66	R3 7,48	R4 0,04	
101	19,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
102	19,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
103	19,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
104	20	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
105	20,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
106	20,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
107	20,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
108	20,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
109	21	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
110	21,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
111	21,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
112	21,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
113	21,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
114	22	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
115	22,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
116	22,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
117	22,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
118	22,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
119	23	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
120	23,2	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
121	23,4	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
122	23,6	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
123	23,8	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
124	24	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber : Hasil Perhitungan)



Gambar 4. 2 Hidrograf Banjir Periode Ulang 10 Tahun Saluran Sememi

Q maks debit banjir rencana hidrograf banjir pada outlet saluran Gunung Sari ruas 3-5 periode ulang 10 tahun adalah  $18,84 \text{ m}^3/\text{det}$ .

Gambar diagram Hidrograf banjir outlet Gunung Sari ruas 3-5 periode ulang 10 tahun dapat dilihat pada gambar 4.2.

#### 4.9. Analisis Hidrolika

Analisis hidrolika dilakukan untuk mengetahui apakah secara teknis sistem drainase direncanakan sesuai dengan persyaratan teknis. Analisis ini diantaranya perhitungan kapasitas saluran dan perencanaan saluran.

##### 4.9.1 Perhitungan Full Bank Capacity

Full Bank Capacity existing adalah besarnya debit tampungan pada saluran sesuai dengan keadaan dilapangan. Perhitungan ini diperlukan untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran untuk menampung limpasan air hujan.

Rumus kecepatan rata-rata yang digunakan pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus manning, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sederhana.

Perhitungan *full bank capacity existing* saluran sekunder Benowo dengan data sebagai berikut:

Bentuk saluran trapesium

$$\begin{aligned} b &= 3,456 \text{ m} \\ h &= 1,51 \text{ m} \\ m &= 0,56 \\ n &= 0,013 \text{ (Saluran Beton)} \\ I &= 0,001 \end{aligned}$$

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot h) h \\ &= (3,456 \text{ m} + 0,56 \cdot 1,51 \text{ m}) 1,51 \text{ m} \\ &= 6,508 \text{ m}^2 \\ P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ &= 3,456 \text{ m} + 2 \cdot 1,51 \text{ m} \sqrt{1 + 0,56^2} \\ &= 6,927 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{6,508 \text{ m}^2}{6,927 \text{ m}} \\ &= 0,94 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,013} \times 0,94^{2/3} \times 0,001^{1/2} \\ &= 2,33 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= A \times V \\ &= 6,508 \text{ m}^2 \times 2,33 \text{ m/s} \\ &= 15,186 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

**Tabel 4.30** Perhitungan Full Bank Capacity Sekunder

No	Nama Saluran	I	n	m	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q Eksisting (m <sup>3</sup> /det)
1	Saluran sekunder Benowo	0,001	0,013	0,56	3,465	1,508	6,508	6,928	0,939	2,333	15,186
2	Saluran sekunder Babat Jerawat	0,002	0,013	0,56	4,347	1,865	10,049	8,619	1,166	3,811	38,293

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.31** Perhitungan Full Bank Capacity Primer

No	Nama Saluran	I	n	M	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q Eksisting (m <sup>3</sup> /det)
1	Saluran primer Gunung Sari Ruas 3-5	0,0011	0,03	0,38	4,000	1,442	6,557	7,384	0,888	1,043	6,840
2	Saluran primer Gunung Sari Ruas 1-3	0,00026	0,03	0,48	4,738	1,475	8,030	8,325	0,965	0,525	4,214
3	Saluran primer Sememi	0,00024	0,03	0,97	7,813	0,928	8,081	10,397	0,777	0,432	3,494

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.9.2 Perbandingan Kapasitas Saluran Eksisting dengan Debit Rencana

Perbandingan Kapasitas eksisting dengan debit rencanana bertujuan agar dapat diketahui saluran yang banjir dan saluran yang aman. Untuk menganalisis perbandingan kapasitas saluran eksisting dengan debit rencana maka dapat dilihat pada tabel 4.32, 4.33, dan 4.34

**Tabel 4.32** Perbandingan debit rencana periode ulang 10 tahun saluran primer

No	Nama Saluran	Q	Q	Keterangan
		Eksisting (m <sup>3</sup> /det)	Rencana (m <sup>3</sup> /det)	
1	Saluran primer Gunung Sari ruas 1-3	4,212651	7,417451	Meluber

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.33** Perbandingan debit rencana periode ulang 5 tahun saluran primer

No	Nama Saluran	Q	Q	Keterangan
		Eksisting (m <sup>3</sup> /det)	Rencana (m <sup>3</sup> /det)	
1	Saluran sekunder Benowo	15,18	8,48	Aman
2	Saluran sekunder Babat Jerawat	38,29	5,18	Aman
3	Saluran primer Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari	8,06	3,748	Aman

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.34** Perbandingan Q rencana Metode Nakayasu dan Eksisting

No	Nama Saluran	Q Eksisting (m <sup>3</sup> /det)	Q Rencana (m <sup>3</sup> /det)	Keterangan
1	Saluran primer Gunung Sari ruas 3-4 R2	6,84	20,54	Meluber
2	Saluran primer Gunung Sari ruas 3-4 R5	6,84	35,24	Meluber
3	Saluran primer Gunung Sari ruas 3-4 R10	6,84	43,42	Meluber
4	Saluran Sememi	8,06	19,50	Meluber

(Sumber: Hasil Perhitungan)

#### 4.10. Perhitungan Back Water

Dimensi saluran primer Sememi yang berbentuk trapesium sebagai berikut:

$$b = 7,8125 \text{ m}$$

$$T = 9,2354 \text{ m}$$

$$m = 0,97$$

$$H = 0,9276 \text{ m}$$

$$n = 0,013 \text{ (pasangan beton)}$$

$$I_0 = 0,00024$$

$$L = 5200 \text{ m (Jarak lokasi studi ke muara)}$$

$$Q \text{ eksisting saat hujan} = 3,75 \text{ m}^3/\text{det}$$

Berdasarkan data SDMP, didapatkan tinggi pasang maksimum ( $Y_{b1}$ ):

$$Y_{b1} = 3,24 \text{ m}$$

Elevasi dasar saluran = 1,032 m

Tinggi pasang maksimum diatas elevasi dasar saluran sebesar :

$Y_{b_2} = 3,24 \text{ m} - 1,032 \text{ m}$

$= 2,208 \text{ m}$

Selanjutnya  $Y_{b_2}$  akan dianggap sebagai  $Y_b$

**Tabel 4.35** Analisa Back Water Saluran Sememi Sebelum dialiri Saluran Gunung Sari

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Y	R	$R^{4/3}$	v	$v^2/2g$	E	$\Delta E$	If	$\bar{I}_f$	$I_o - \bar{I}_f$	$\Delta x$	x
m	m	$m^{4/3}$	m/s	M	m	m				m	m
2,21	1,57	1,83	0,17	0,001	2,209	0	0,000003	0	0	0	0
2,092	1,51	1,73	0,18	0,002	2,094	0,116	0,000003	0,0000030	0,00023	497,58	497,58
1,98	1,44	1,63	0,19	0,002	1,978	0,116	0,00000	0,00000	0,00023	498,75	996,33
1,86	1,38	1,53	0,21	0,002	1,863	0,116	0,00000	0,00000	0,00023	500,26	1496,59
1,74	1,31	1,43	0,23	0,003	1,747	0,115	0,00001	0,00001	0,00023	502,25	1998,83
1,63	1,24	1,33	0,24	0,003	1,632	0,115	0,00001	0,00001	0,00023	504,92	2503,75
1,51	1,17	1,23	0,27	0,004	1,516	0,115	0,00001	0,00001	0,00023	508,59	3012,34
1,40	1,09	1,13	0,29	0,004	1,401	0,115	0,00001	0,00001	0,00022	513,79	3526,14
1,28	1,02	1,03	0,32	0,005	1,286	0,115	0,00002	0,00002	0,00022	521,41	4047,55
1,17	0,94	0,92	0,36	0,007	1,172	0,115	0,00002	0,00002	0,00021	533,06	4580,60
1,05	0,86	0,82	0,40	0,008	1,058	0,114	0,00003	0,00003	0,00021	551,97	5132,57
0,93	0,78	0,72	0,46	0,011	0,944	0,113	0,00005	0,00004	0,00019	585,43	5718,00
0,82	0,70	0,62	0,53	0,014	0,832	0,112	0,00008	0,00006	0,00017	653,34	6371,34
0,59	0,52	0,42	0,76	0,030	0,616	0,216	0,00024	0,00016	0,00008	2742,49	9113,83

(Sumber: Hasil Perhitungan)

**Tabel 4.36** Analisa Back Water Saluran Sememi

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Y	R	$R^{4/3}$	v	$v^2/2g$	E	$\Delta E$	If	$\bar{I}f$	$I_o - \bar{I}f$	$\Delta x$	x
m	m	$M^{4/3}$	m/s	m	m	m				m	m
2,21	1,57	1,83	1,17	0,070	2,278	0	0,00013	0	0	0	0
2,18	1,56	1,81	1,19	0,072	2,254	0,024	0,00013	0,0001297	0,00011	225,38	225,38
2,16	1,55	1,79	1,21	0,074	2,231	0,024	0,00014	0,00014	0,00010	236,78	462,16
2,13	1,53	1,76	1,23	0,077	2,207	0,024	0,00014	0,00014	0,00009	250,20	712,37
2,10	1,52	1,74	1,24	0,079	2,183	0,024	0,00015	0,00015	0,00009	266,25	978,61
2,08	1,50	1,72	1,26	0,081	2,160	0,023	0,00016	0,00015	0,00008	285,73	1264,34
2,05	1,49	1,70	1,28	0,084	2,137	0,023	0,00016	0,00016	0,00008	309,86	1574,20
2,03	1,47	1,68	1,30	0,086	2,113	0,023	0,00017	0,00017	0,00007	340,52	1914,72
2,00	1,46	1,65	1,32	0,089	2,090	0,023	0,00018	0,00017	0,00006	380,73	2295,45
1,98	1,44	1,63	1,34	0,092	2,067	0,023	0,00019	0,00018	0,00005	435,68	2731,13
1,95	1,43	1,61	1,36	0,095	2,044	0,023	0,00020	0,00019	0,00004	515,25	3246,38
1,92	1,41	1,59	1,38	0,098	2,021	0,023	0,00020	0,00020	0,00004	640,56	3886,94
1,90	1,40	1,56	1,41	0,101	1,999	0,023	0,00021	0,00021	0,00003	866,71	4753,65
1,85	1,37	1,52	1,45	0,108	1,954	0,045	0,00024	0,00022	0,00001	4216,92	8970,57

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Contoh perhitungan :

- a. Menghitung tinggi muka air saat banjir

Dengan cara coba-coba maka di dapatkan tinggi nilai h sebesar 0,59 m

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot y) \cdot y \\ &= (7,8125 \text{ m} + 0,9702 \cdot 0,59 \text{ m}) \cdot 0,59 \text{ m} \\ &= 4,91 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2} \\ &= 7,8125 \text{ m} + 2 \cdot 0,59 \text{ m} \sqrt{1 + (0,9702^2)} \\ &= 9,44 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{4,91 \text{ m}^2}{9,44 \text{ m}} \\ &= 0,52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,013} \cdot (0,52 \text{ m})^{2/3} \cdot (0,00024)^{1/2} \\ &= 0,76 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= v \cdot A \\ &= 0,931 \text{ m/s} \cdot 7,074 \text{ m}^2 \\ &= 3,75 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

- b. Menghitung luas penampang basah (A) pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 2) :

Untuk Y = 2,09 m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari , maka A yaitu,

$$\begin{aligned} A &= (b + m \cdot y) \cdot y \\ &= (7,8125 \text{ m} + 0,9702 \cdot 2,09 \text{ m}) \cdot 2,09 \text{ m} \\ &= 20,59 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- c. Menghitung keliling basah saluran (P) pada tiap pias berdasarkan kedalaman air pada saat pasang (kolom 3) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka P yaitu,

$$\begin{aligned} P &= b + 2 \cdot y \cdot \sqrt{1 + m^2} \\ &= 7,8125 \text{ m} + 2 \cdot 2,09 \text{ m} \cdot \sqrt{1 + 0,9702^2} \\ &= 13,64 \text{ m} \end{aligned}$$

- d. Menghitung Jari-jari hidrolis (R) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 4) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka R yaitu,

$$\begin{aligned} R &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{20,59 \text{ m}^2}{13,64 \text{ m}} \\ &= 1,51 \text{ m} \end{aligned}$$

- e. Menghitung Jari-jari hidrolis ( $R^{4/3}$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 5) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka  $R^{4/3}$  yaitu,

$$\begin{aligned} R^{4/3} &= (1,51 \text{ m})^{4/3} \\ &= 1,73 \text{ m}^{4/3} \end{aligned}$$

- f. Menghitung kecepatan aliran (v) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 6) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari m, maka  $v$  yaitu,

$$\begin{aligned} v &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{3,75 \text{ m}^3/\text{s}}{20,75 \text{ m}^2} \\ &= 0,18 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- g. Menghitung tinggi kecepatan  $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$  saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 7) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka  $\left(\frac{v^2}{2g}\right)$  yaitu,

$$\begin{aligned}\left(\frac{v^2}{2g}\right) &= \left(\frac{(0,18 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,8 \text{ m/s}^2}\right) \\ &= 0,002 \text{ m}\end{aligned}$$

- h. Menghitung Energi spesifik (E) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 8) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka E yaitu,

$$\begin{aligned}E &= y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \\ &= 2,092 \text{ m} + 0,002 \text{ m} \\ &= 2,094 \text{ m}\end{aligned}$$

- i. Menghitung Perubahan energi spesifik ( $\Delta E$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 9) :

Berdasarkan perhitungan untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, didapatkan nilai  $E = 2,11$  m. Sehingga nilai  $\Delta E$  yaitu,

$$\begin{aligned}\Delta E &= E_1 - E_2 \\ &= 2,209 \text{ m} - 2,094 \text{ m} \\ &= 0,116 \text{ m}\end{aligned}$$

- j. Menghitung miring energi ( $I_f$ )saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 10) :

Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari, maka  $I_f$  yaitu,

$$I_f = \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}$$

$$= \frac{(0,013)^2 (0,17 \text{ m/s})^2}{(1,73 \text{ m})^{4/3}}$$

$$= 0,0000003$$

- k. Menghitung miring energi rata-rata ( $\bar{I}_f$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 11) :

Berdasarkan perhitungan untuk  $Y = 2,09 \text{ m}$  saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari , didapatkan nilai  $I_{f1} = 0,000001 \text{ m}$ . Sehingga nilai  $\Delta E$  yaitu,

$$\bar{I}_f = \frac{I_{f1} + I_{f2}}{2}$$

$$= \frac{0,0000003 + 0,000003}{2}$$

$$= 0,000003$$

- l. Menghitung selisih miring dasar dengan miring energi rata-rata ( $I_0 - \bar{I}_f$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 12) :

Untuk  $Y = 2,09 \text{ m}$  saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari dan  $I_0 = 0,00024$ , maka  $I_0 - \bar{I}_f$  yaitu,

$$I_0 - \bar{I}_f = 0,00024 - 0,000003$$

$$= 0,00023$$

- m. Menghitung Panjang bagian saluran antara 2 tahap berurutan ( $\Delta x$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 13) :

Untuk  $Y = 2,09 \text{ m}$  saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari m, maka  $\Delta x$  yaitu,

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{I_0 - \bar{I}_f}$$

$$= \frac{0,116 \text{ m}}{0,00023}$$

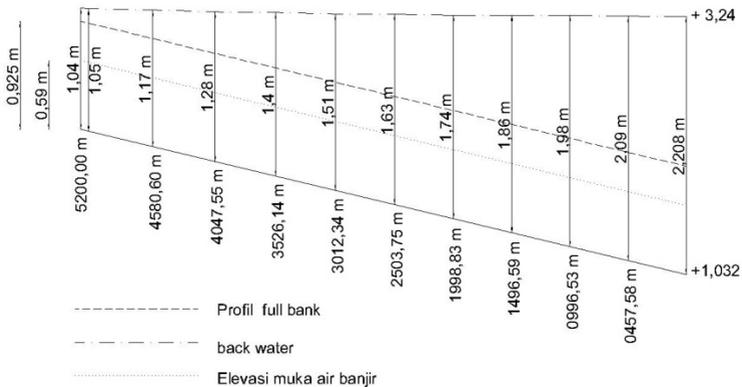
$$= 497,58 \text{ m}$$

- n. Menghitung Jarak dari penampang yang ditinjau terhadap titik control awal perhitungan ( $x$ ) saluran pada tiap pias berdasarkan kedalaman air masing-masing pada saat pasang (kolom 14) :

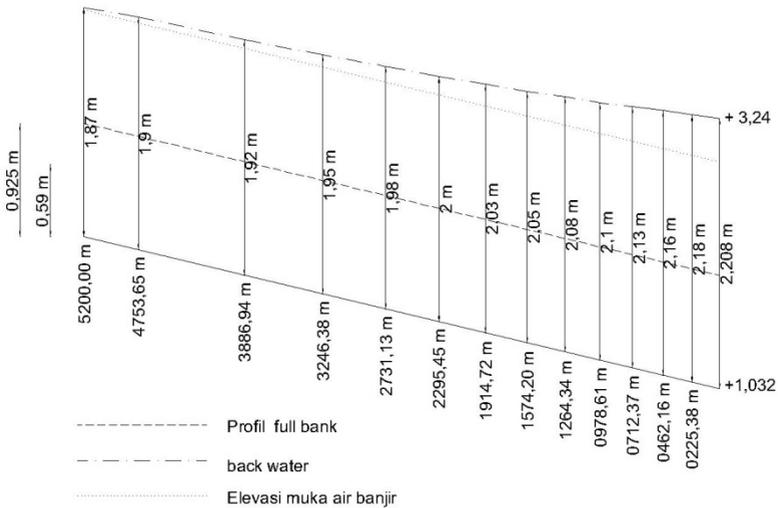
Untuk  $Y = 2,09$  m saluran Sememi Sebelum dialiri saluran Gunung Sari m, maka  $x$  yaitu,

$$\begin{aligned} x &= x_1 + \Delta x_2 \\ &= 0 + 47,58 \text{ m} \\ &= 446,42 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan tersebut didapatkan panjang *backwater* saluran sememi sebelum dialiri Saluran Gunung Sari dan saluran Sememi adalah 9113,83 m dan 8970,57. Sedangkan jarak lokasi studi ke muara sungai adalah 5200 m . Sehingga dapat disimpulkan bahwa lokasi studi terpengaruh *backwater*. Untuk menanggulangi masalah tersebut maka perlu dibuat pintu air di saluran Sememi.



Gambar 4.3 Profil Aliran back water hingga hilir saluran yang ditinjau



Gambar 4.4 Profil Aliran back water hingga hilir saluran yang ditinjau

#### 4.11. Pembahasan Evaluasi Saluran Drainase

Pada perbandingan kapasitas saluran drainase dan debit rencana yang ditinjau saluran sekunder tidak meluber sedangkan saluran primer pada periode ulang 2 tahun saja sudah meluber maka banjir yang di daerah Beji Benowo dikarenakan limpasan debit dari saluran primer. Sehingga, untuk evaluasi ditinjau saluran primer sampai ke laut sehingga debit limpasan dari sekunder dapat mengalir dan tidak terjadi banjir.

#### 4.12. Perhitungan Lengkung Kapasitas

Diketahui :

$$\text{Elevasi Hulu} = +1,09$$

Dimensi kolam retensi

$$\text{Panjang (P)} = 200 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (b)} = 200 \text{ m}$$

$$m = 0$$

Contoh perhitungan:

$$\text{Elevasi 2} = \text{Elevasi 1} + h_2$$

$$= +3,47 + 0,1 \text{ m}$$

$$= +3,57$$

$$h \text{ komulatif} = h_1 + h_2$$

$$= 0 + 0,1 \text{ m}$$

$$= 0,1 \text{ m}$$

$$A = (b + m \cdot h)h$$

$$= (200 \text{ m} + 0 \cdot 0,1 \text{ m})0,1 \text{ m}$$

$$= 20 \text{ m}^2$$

$$V = A \cdot P$$

$$V = 20 \text{ m}^2 \cdot 200 \text{ m}$$

$$V = 4000 \text{ m}^3$$

$$V \text{ kom} = V_1 + V_2$$

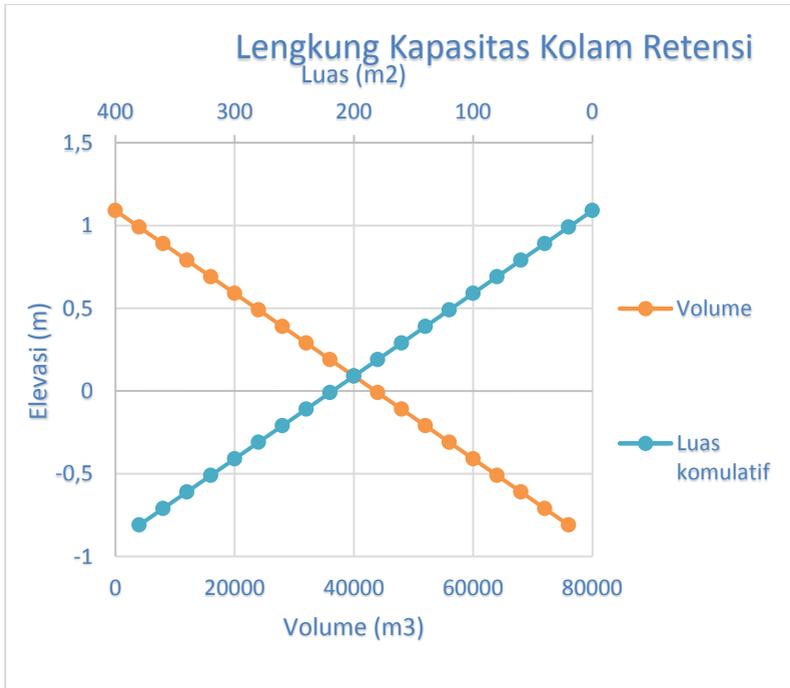
$$= 0 + 4000 \text{ m}^3$$

$$= 4000 \text{ m}^3$$

**Tabel 4. 37** Perhitungan Lengkung Kapasitas

No	Elevasi ( m )	Beda Tinggi	Beda Tinggi Komulatif	Luas komulatif m <sup>2</sup>	Volume m <sup>3</sup>	Vol. Komulat if m <sup>3</sup>
1	1,09	0		0	0	0
2	0,99	0,1	0,1	20	4000	4000
3	0,89	0,1	0,2	40	8000	12000
4	0,79	0,1	0,3	60	12000	24000
5	0,69	0,1	0,4	80	16000	40000
6	0,59	0,1	0,5	100	20000	60000
7	0,49	0,1	0,6	120	24000	84000
8	0,39	0,1	0,7	140	28000	112000
9	0,29	0,1	0,8	160	32000	144000
10	0,19	0,1	0,9	180	36000	180000
11	0,09	0,1	1	200	40000	220000
12	-0,01	0,1	1,1	220	44000	264000
13	-0,11	0,1	1,2	240	48000	312000
14	-0,21	0,1	1,3	260	52000	364000
15	-0,31	0,1	1,4	280	56000	420000
16	-0,41	0,1	1,5	300	60000	480000
17	-0,51	0,1	1,6	320	64000	544000
18	-0,61	0,1	1,7	340	68000	612000
19	-0,71	0,1	1,8	360	72000	684000
20	-0,81	0,1	1,9	380	76000	760000

(Sumber: Hasil Perhitungan)



**Gambar 4.5.** Lengkung Kapasitas

#### 4.13. Perhitungan Dimensi Kolam Retensi

Dalam penulisan ta ini perhitungan kolam retensi digunakan untuk menentukan tampungan, sehingga dapat diketahui kedalaman kolam retensi yang dibutuhkan dengan luas lahan yang tersedia. Perhitungan tampungan kolam retensi dapat dilihat pada tabel 4.38

**Tabel 4.38.** Perhitungan Kolam Retensi

Jam	Inflow ( $m^3/det$ )	Outflow ( $m^3/det$ )	Inflow - Outflow	Volume Tampungan	V komulatif
0,00	0,00	0,00			0,00
0,45	6,00	6,00	0,00	0,00	0,00

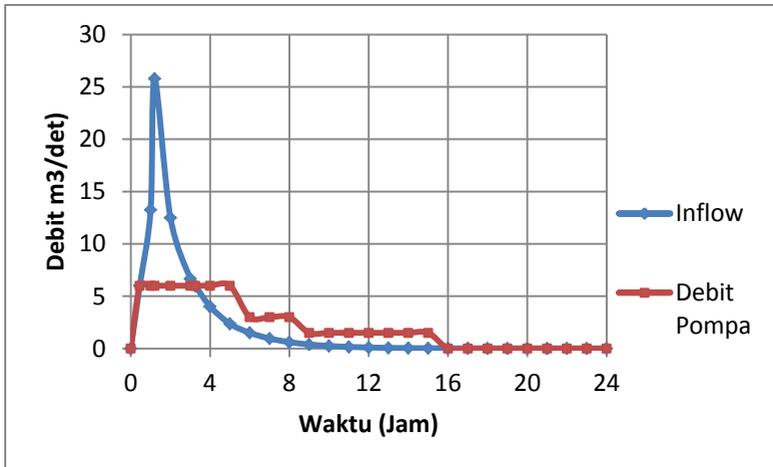
Jam	Inflow (m <sup>3</sup> /det)	Outflow (m <sup>3</sup> /det)	Inflow - Outflow	Volume Tampungan	V komulatif
1,00	13,25	6,00	7,25	7137,73	7137,73
1,20	25,78	6,00	19,78	9666,28	16804,01
2,00	12,50	6,00	6,50	37906,91	54710,91
3,00	6,67	6,00	0,67	12902,48	67613,39
3,25	6,00	6,00	0,00	306,94	67920,33
4,00	4,02	6,00	-1,98	-2660,63	65259,69
5,00	2,36	6,00	-3,64	-10112,12	55147,58
6,00	1,50	3,00	-1,50	-9241,87	45905,70
7,00	0,96	3,00	-2,04	-6372,15	39533,55
8,00	0,61	3,00	-2,39	-7982,31	31551,24
9,00	0,39	1,50	-1,11	-6306,95	25244,29
10,00	0,25	1,50	-1,25	-4258,98	20985,32
11,00	0,16	1,50	-1,34	-4673,90	16311,41
12,00	0,10	1,50	-1,40	-4937,94	11373,47
13,00	0,06	1,50	-1,44	-5105,97	6267,50
14,00	0,04	1,50	-1,46	-5212,89	1054,61
15,00	0,03	1,50	-1,47	-5280,93	0,00
16,00	0,02	0,00	0,02	0,00	0,00
17,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00
18,00	0,01	0,00	0,01	0,00	0,00
19,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Contoh perhitungan

Untuk jam pertama

1. Inflow = Debit rencana HSS Nakayasu
2. Outflow = Debit dari pompa ( direncanakan kapasitas pompa  $1,5 \text{ m}^3 / \text{det}$  dengan 4 pompa)
3. Inflow – Outflow =  $13,25 - 6 = 7,25 \text{ m}^3 / \text{det}$
4. Tampungannya =  $((\text{Inflow}-\text{Outflow})+(\text{inflow}-\text{outflow}))/2 \times \Delta t$   
 Tampungannya =  $7,25 - 0 / 2 \times (1-0,45) \times 3600 = 7137,73 \text{ m}^3 / \text{det}$
5. V kumulatif = volume kumulatif dari tampungannya  
 V kumulatif =  $7137,73 + 0 = 7137,73 \text{ m}^3 / \text{det}$



Gambar 4. 6 Hidrograf vs Debit Pompa

Dari tabel 4.38 dapat diketahui volume yang harus ditampung oleh kolam retensi yaitu:

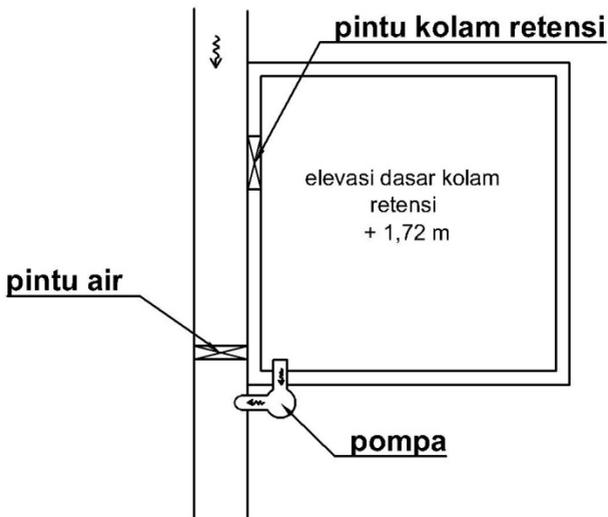
Luas Kolam Retensi rencana =  $400 \text{ m}^2$

Kedalaman kolam retensi =  $73522,09/400 = 1,838 \text{ m}$

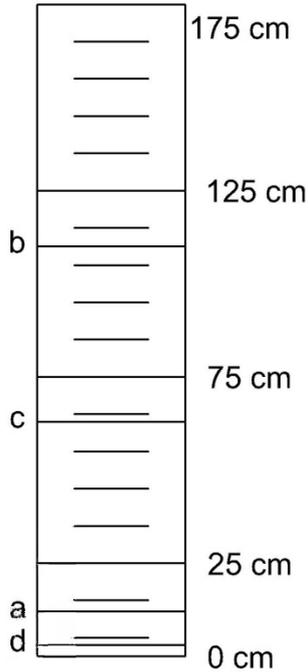
Kedalaman kolam retensi =  $1,69 \text{ m} \rightarrow$  dengan tinggi jagaan maka kolam retensi menjadi  $1,75 \text{ m}$

Untuk metode pengoperasian kolam retensi dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Saat terjadi hujan pintu kolam retensi dibuka dan pintu air pada saluran ditutup
2. Pada elevasi +0,12 dari dasar kolam retensi empat pompa dinyalakan (kondisi a)
3. Setelah mencapai elevasi puncak dan mengalami penurunan elevasi pada elevasi +1,15 m dari dasar kolam retensi, dua pompa dimatikan. (kondisi b)
4. Pada elevasi +0,63 m dari dasar kolam retensi satu pompa dimatikan (kondisi c).
5. Pada elevasi +0,03 m dari dasar kolam retensi pintu kolam retensi ditutup dan pintu air saluran dibuka (kondisi d)
6. Pompa keempat dimatikan pada saat kolam retensi sudah dalam keadaan kosong.
7. Outflow dari pompa agar tidak kembali ke dalam saluran kembali maka dibuang setelah pintu air yang direncanakan.



**Gambar 4. 7** Sketsa denah kolam retensi



**Gambar 4.8.** Papan Elevasi pada kolam Retensi

#### **4.14. Perencanaan Dimensi Saluran dengan Cara Trial and Error dengan Mempertimbangkan Lahan Eksisting**

Berdasarkan perhitungan yang didapatkan bahwa saluran primer Gunung Sari ruas 1-3 dan saluran primer Gunung Sari ruas 3-5 tidak mampu menampung debit air hujan yang tinggi. Jadi dilakukan redesign seperti pada perhitungan di bawah ini seperti berikut.

**Tabel 4.39** Redesign Saluran dengan Cara Trial Error

No	Nama Saluran	L (m)	I	n	m	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q Eksisting (m <sup>3</sup> /det)
	Saluran primer											
1	Gunung Sari Ruas 3-5	1030	0,0011	0,013	0,38	4,500	2,442	13,25	7,3841	1,795	3,8485	51,00549
	Saluran primer											
2	Gunung Sari Ruas 1-3	1859	0,00026	0,013	0,48	4,738	1,475	8,03	8,3249	0,965	1,2109	9,724057

(Sumber: Hasil Perhitungan)



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

PETA LOKASI

NAMA DOSEN

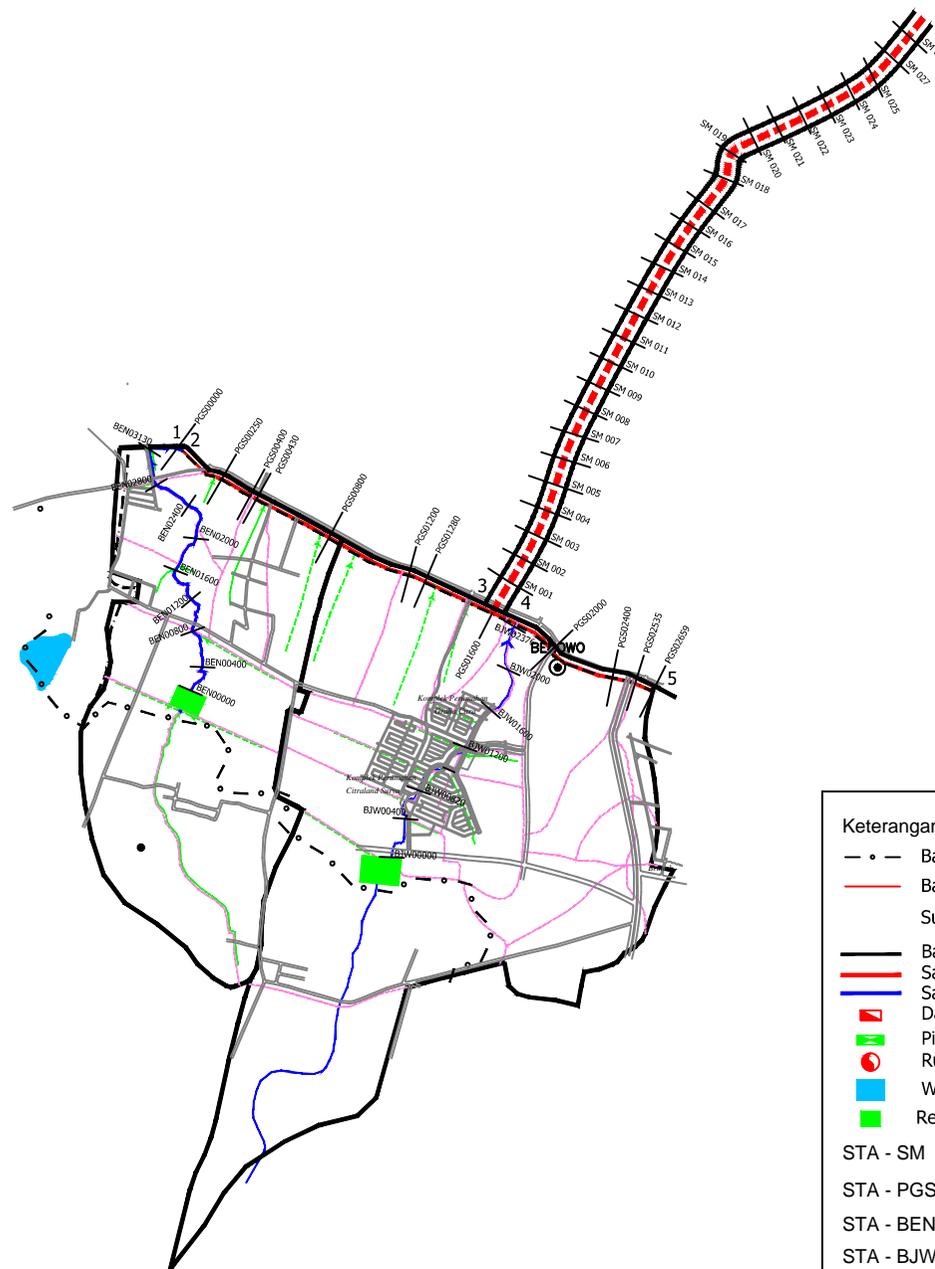
SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

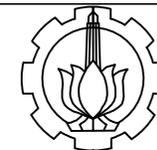
NO	JUMLAH
1	20



- Keterangan :
- - - Batas Kota Surabaya
  - Batas Pembagian Wilayah
  - Sungai
  - Batas Sub-Catchment
  - Saluran Primer
  - Saluran Sekunder
  - ▴ Dam
  - ▣ Pintu Air
  - Rumah Pompa
  - Waduk/Boezem
  - Renc. Waduk/Boezem
- STA - SM : Primer Sememi  
 STA - PGS : Primer Gunung Sari  
 STA - BEN : Sekunder Benowo  
 STA - BJV : Sekunder Babat Jerawat

Sumber : Surabaya Drainase Master Plan

Skala.  
 0 0.25 0.5 0.75 1.0 Km



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

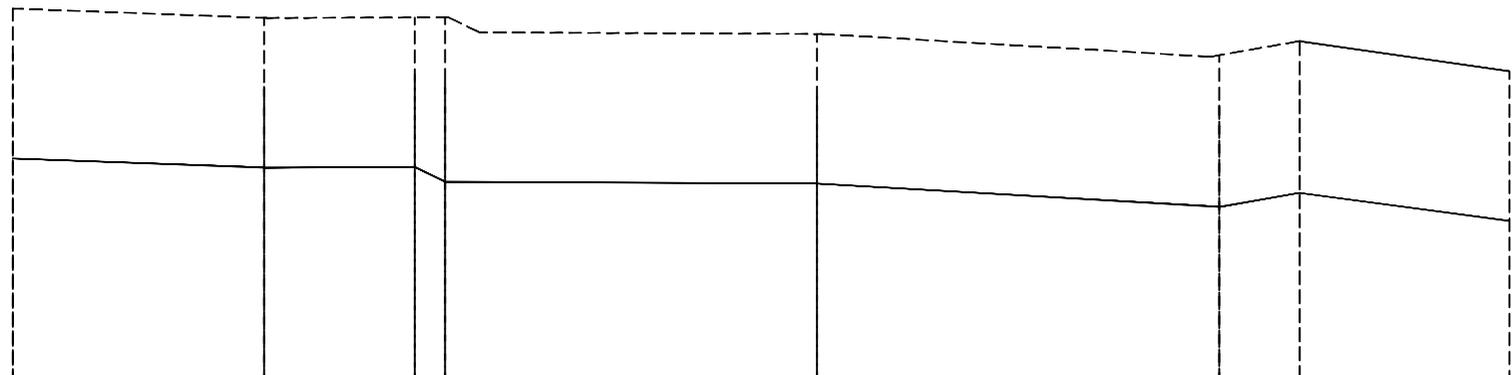
LONG SECTION SALURAN  
 PRIMER GUNUNG SARI

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

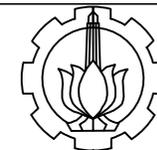
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063  
 FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090



NO	NOMOR PLOT	PGS00000	PGS00250	PGS00400	PGS00430	PGS00800	PGS01200	PGS01280	PGS01600	
		JARAK PARSIK		250.000	150.000	30.000	370.000	400.000	80.000	320.000
JARAK KUMULATIP										
ELEVASI DARING	ELEVASI TANGGUL KANAN	---	---	---	---	---	---	---	---	
	ELEVASI TANGGUL KIRI	---	---	---	---	---	---	---	---	
	ELEVASI DASAR SALURAN	4.338	4.159	4.169	3.879	3.843	3.381	3.658	2.807	
		5.813	5.634	5.644	5.345	5.318	4.856	5.133	4.282	

NO	JUMLAH
----	--------

2 20



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

LONG SECTION SALURAN  
 PRIMER GUNUNG SARI

NAMA DOSEN

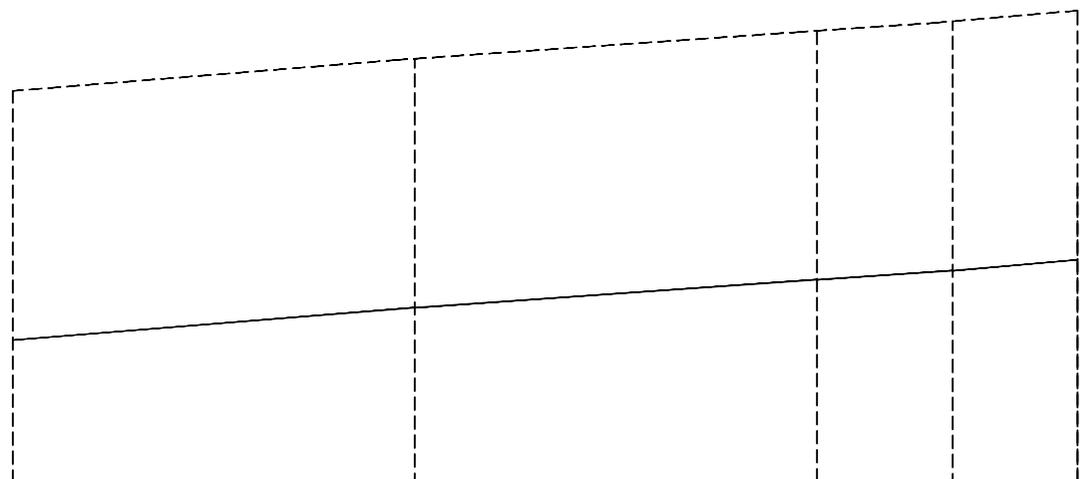
SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

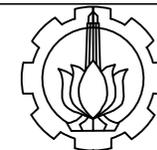
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO	JUMLAH
3	20



M O	NOMOR PLOT	PGS01600	PGS02000	PGS02400	PGS02535	PGS02659
	JARAK	400.000		383.000	135.000	124.000
ELEVASI	ELEWASI TANGGUL KANAN	5.249	5.891	6.439	6.620	6.830
	ELEWASI TANGGUL KIRI	5.249	5.891	6.439	6.620	6.830
	ELEWASI DASAR SALURAN	2.807	3.446	3.997	4.178	4.388



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

LONG SECTION SALURAN  
PRIMER SEMEMI

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
1978020 1 200604 2 001

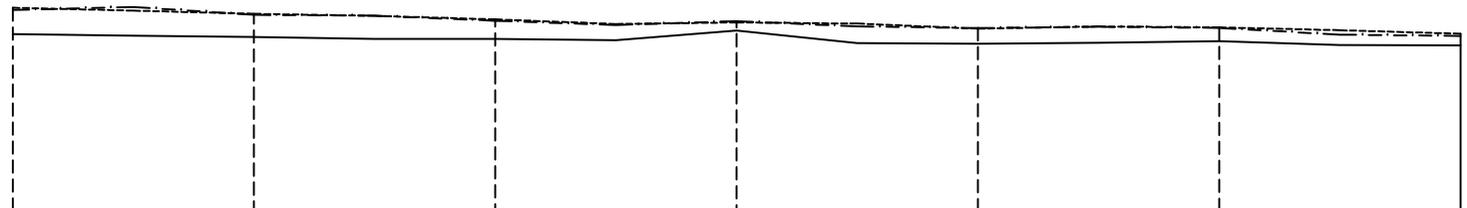
NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
3113030063

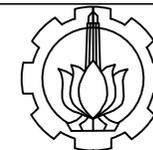
FRENDY PRADANA R. S  
3113030090

NO	JUMLAH
4	20

Defun = 2.69%



M O	NOMOR PLOT	SM 001	SM 002	SM 003	SM 004	SM 005	SM 006	SM 007
	JARAK	200.000		200.000		200.000		200.000
ELEVASI	JARAK PARSIK	200.000		200.000		200.000		200.000
	JARAK KUMULATIF	200.000		400.000		600.000		800.000
	ELEVASI TANGGUL KANAN	---	---	---	---	---	---	---
	ELEVASI TANGGUL KIRI	---	---	---	---	---	---	---
	ELEVASI DASAR SALURAN	---	---	---	---	---	---	---
		+2.256	+2.015	+1.873	+2.662	+1.459	+1.673	+1.330
		+4.526	+3.846	+3.631	+3.601	+3.029	+3.046	+2.359
		+4.698	+4.203	+3.743	+3.493	+2.983	+3.085	+2.563



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

LONG SECTION SALURAN  
 PRIMER SEMEMI

NAMA DOSEN

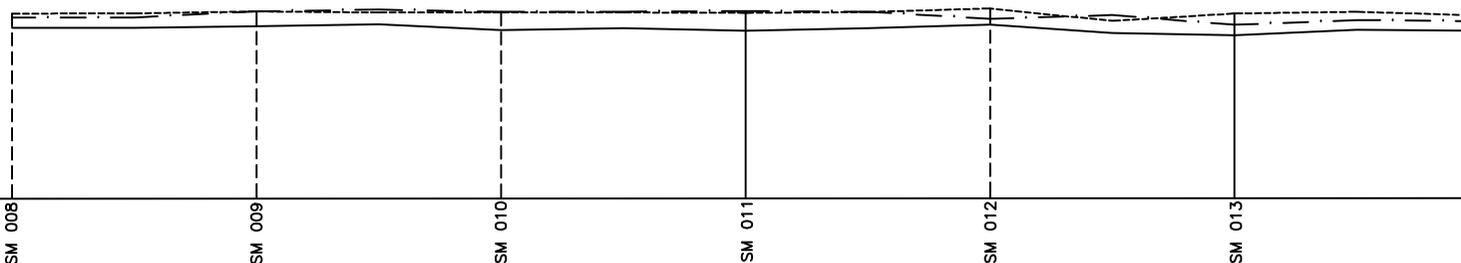
SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

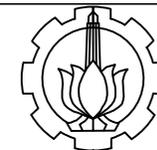
Datum = 2.694



N O	INOMOR PLOTK	SM 008	SM 009	SM 010	SM 011	SM 012	SM 013	SM 014
	JARAK PARSIK	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000
JARAK KUMULATIP								
ELEWIS DASTNG	ELEWIS TANGGUL KANAN ---	+1.640 +3.108 +3.278	+1.314 +3.069 +3.029	+1.486 +2.605 +2.952	+1.271 +3.128 +2.983	+1.773 +2.502 +3.342	+0.909 +2.019 +2.932	+1.256 +2.306 +2.774
	ELEWIS TANGGUL KIRI ---							
	ELEWIS DASAR SALURAN ---							

NO	JUMLAH
----	--------

5	20
---	----



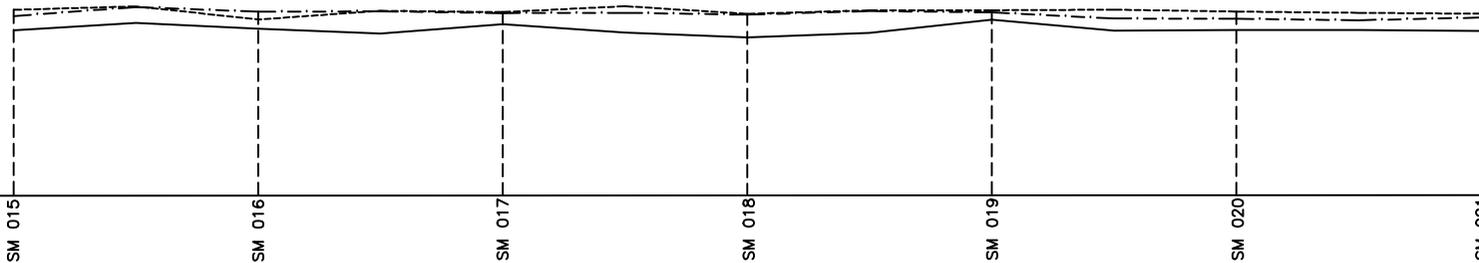
KETERANGAN

NAMA GAMBAR  
  
*LONG SECTION* SALURAN PRIMER SEMEMI

NAMA DOSEN  
  
SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA  
  
FATCHUR RAHINA N. S  
3113030063  
  
FRENDY PRADANA R. S  
3113030090

Datum + 2.694



M O	NOMOR PATOK	SM 015	SM 016	SM 017	SM 018	SM 019	SM 020	SM 021
	JARAK PARSAI	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000
J A R A K	JARAK KUMULATIF							
E L E V A S I	ELEVASI TANGGUL KANAN	+2.989	+2.204	+2.801	+2.662	+2.950	+2.844	+2.674
	ELEVASI TANGGUL KIRI	+2.478	+2.830	+2.721	+2.592	+2.785	+2.254	+2.360
	ELEVASI DASAR SALURAN	+1.319	+1.454	+1.181	+0.702	+2.175	+1.354	+1.284

NO	JUMLAH
6	20



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

LONG SECTION SALURAN PRIMER SEMEMI

NAMA DOSEN

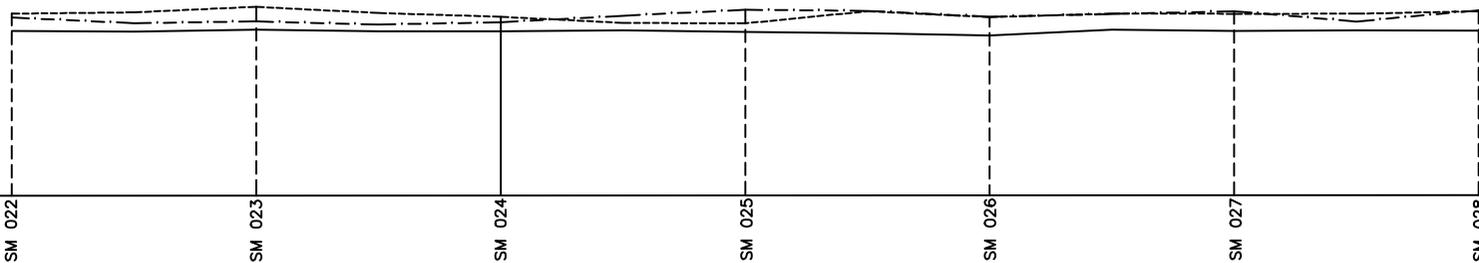
SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

Datum + 2.6%



N O	NOMOR PATOK	SM 022	SM 023	SM 024	SM 025	SM 026	SM 027	SM 028
	JARAK PARSHAL	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000
JARAK KUMULATIP								
ELEWSI DIBING	ELEWSI TANGGUL KANAN	+2.674	+3.233	+2.425	+1.690	+2.397	+2.669	+2.872
	ELEWSI TANGGUL KIRI	+2.360	+2.045	+1.972	+2.993	+2.423	+2.879	+2.958
	ELEWSI DASAR SALURAN	+1.264	+1.382	+1.260	+1.192	+0.903	+1.269	+1.302

NO	JUMLAH
7	20



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

LONG SECTION SALURAN  
SEKUNDER BENOWO

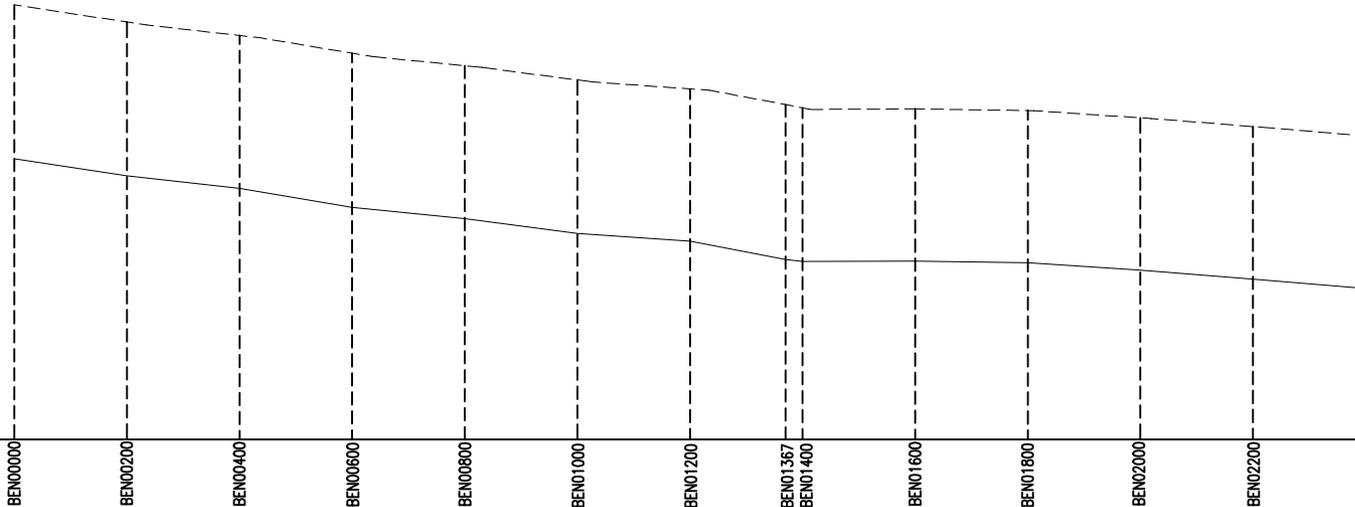
NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
3113030063

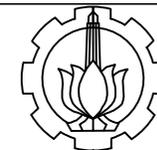
FRENDY PRADANA R. S  
3113030090



M O	NOMOR PLOTK													
		BEN00000	BEN00200	BEN00400	BEN00600	BEN00800	BEN01000	BEN01200	BEN01367	BEN01400	BEN01600	BEN01800	BEN02000	BEN02200
J A R A K	JARAK PARSIK	200.000												
	JARAK KUMULATIP													
E L E V A S I	ELEVASI TANGGUL KANAN	9.8871	9.2851	8.8361	8.1749	7.7771	7.2588	6.9777	6.3417	6.2847	6.2237	5.9577	5.6487	5.3156
	ELEVASI TANGGUL KIRI	11.3951	10.7931	10.3441	9.6821	9.2851	8.7661	8.4851	7.8491	7.7921	7.7411	7.4651	7.1561	6.8231
	ELEVASI DASAR SALURAN	9.8871	9.2851	8.8361	8.1749	7.7771	7.2588	6.9777	6.3417	6.2847	6.2237	5.9577	5.6487	5.3156

NO JUMLAH

8 20



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

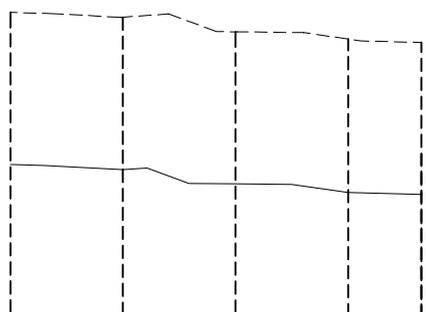
LONG SECTION SALURAN  
 SEKUNDER BENOWO

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

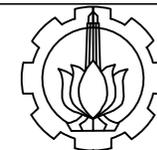
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063  
  
 FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090



M O	NOMOR PLOT	BEN02400	BEN02600	BEN02800	BEN03000	BEN03130
	JARAK	200.000	200.000	200.000	130.000	
ELEVASI	ELEVASI TANGGUL KANAN	6.823	6.639	6.140	5.831	5.765
	ELEVASI TANGGUL KIRI	6.823	6.639	6.140	5.831	5.765
	ELEVASI DASAR SALURAN	5.315	5.131	4.632	4.323	4.257

NO	JUMLAH
----	--------

9 20



KETERANGAN

NAMA GAMBAR

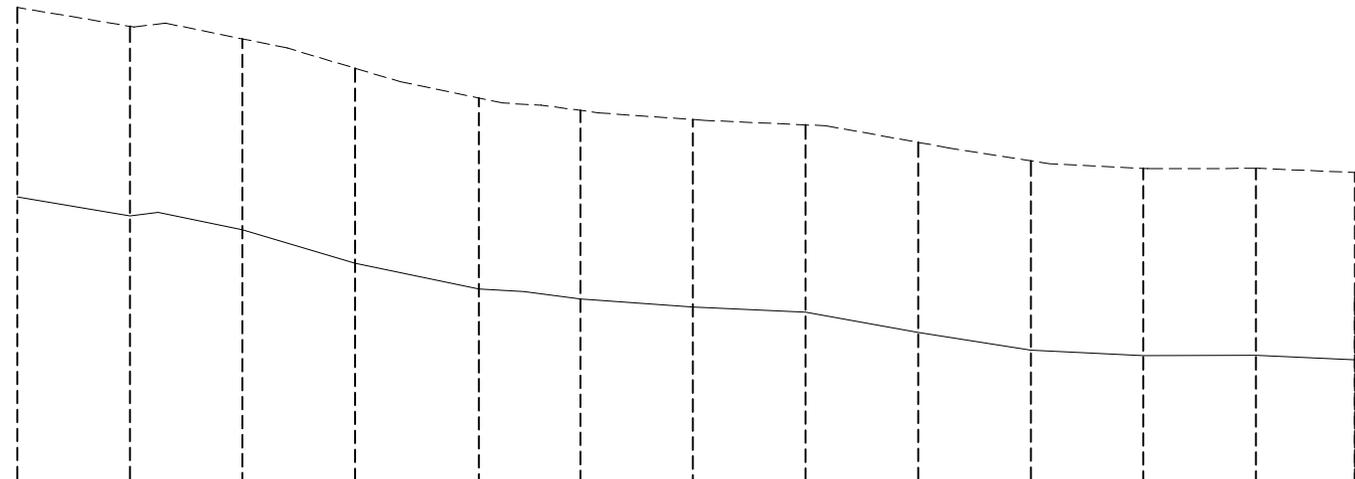
LONG SECTION SALURAN  
SEKUNDER BABAT JERAWAT

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
3113030063  
  
FRENDY PRADANA R. S  
3113030090



NO	NOMOR PLOT	STATION												
		BJWO0000	BJWO0200	BJWO0400	BJWO0600	BJWO0820	BJWO1000	BJWO1200	BJWO1400	BJWO1600	BJWO1800	BJWO2000	BJWO2200	BJWO2370
JARAK	JARAK PARSIK	200.000	200.000	200.000	220.000	180.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	176.000	
	JARAK KUMULATIF													
ELEVASI DARING	ELEVASI TANGGUL KANAN	11.896	11.231	10.746	9.561	8.645	8.302	8.020	7.843	7.129	6.501	6.309	6.361	6.167
	ELEVASI TANGGUL KIRI	11.896	11.231	10.746	9.561	8.645	8.302	8.020	7.843	7.129	6.501	6.309	6.361	6.167
	ELEVASI DASAR SALURAN	10.051	9.386	8.901	7.716	6.809	6.457	6.175	5.998	5.284	4.656	4.464	4.471	4.322

NO      JUMLAH

1020



KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG  
 MELINTANG SALURAN  
 SEKUNDER BENOWO  
 DAN BABAT JERAWAT

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

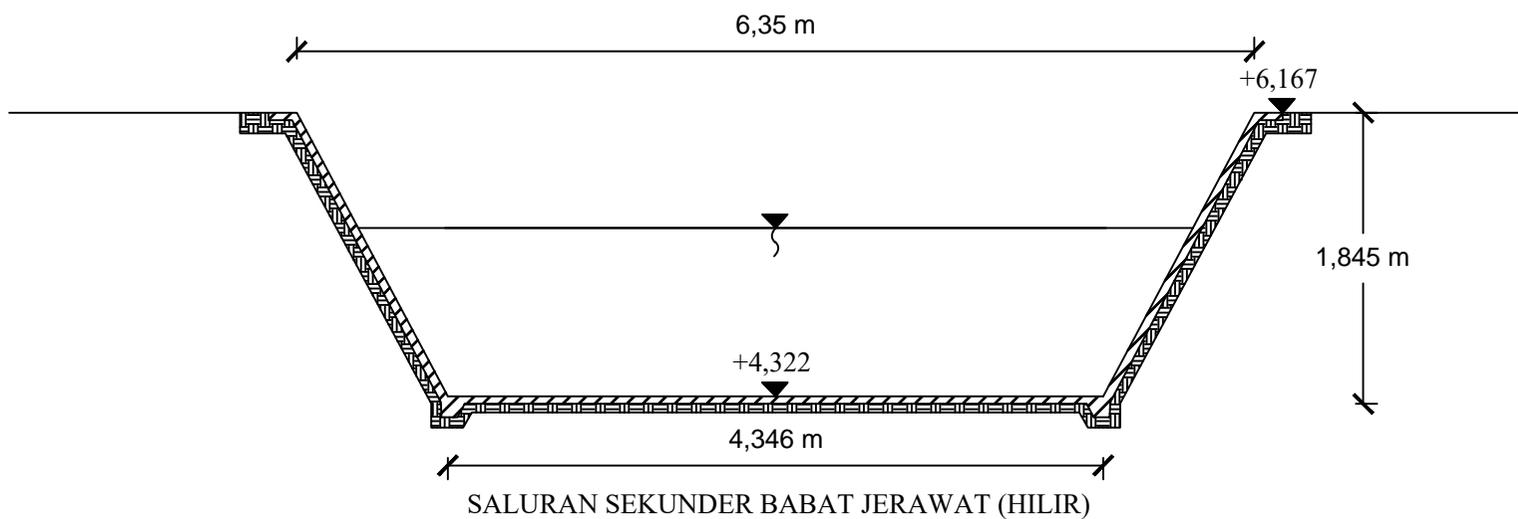
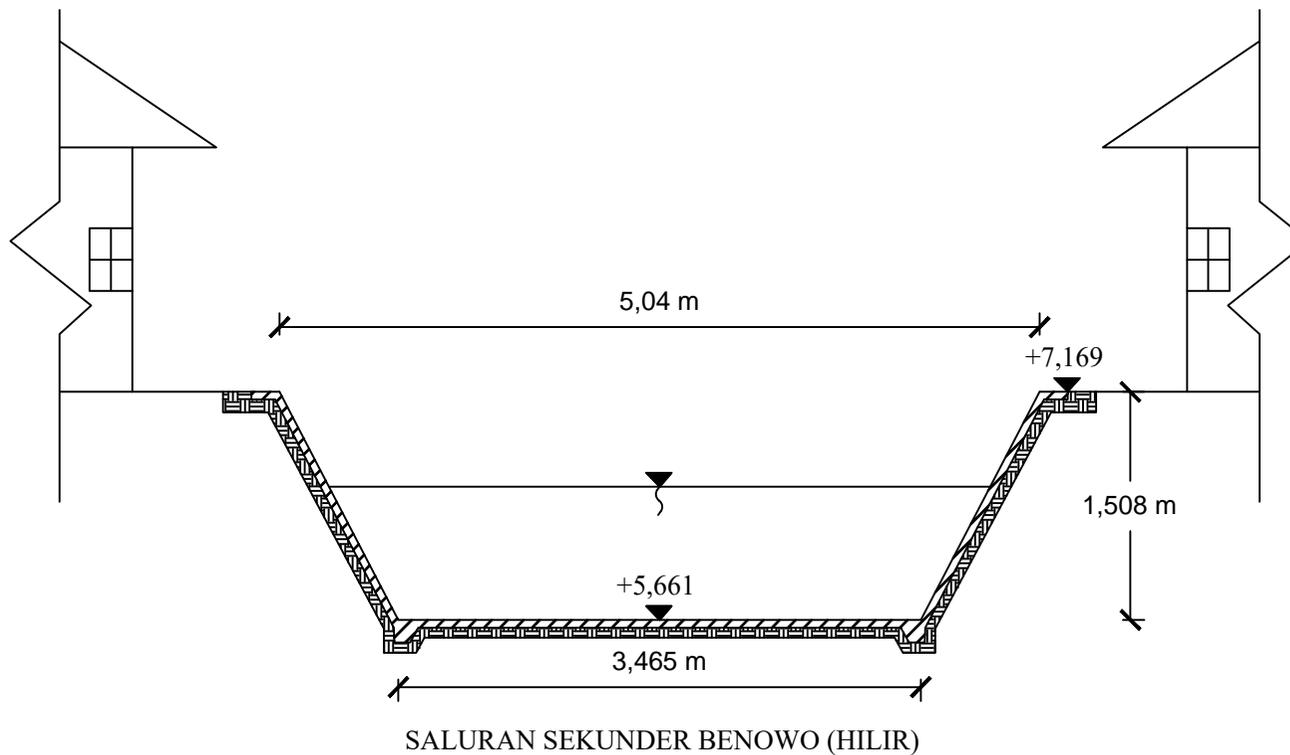
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO

JUMLAH

11 20





KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG  
 MELINTANG SALURAN  
 PRIMER GUNUNG SARI  
 RUAS 1-3 *EXISTING*

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

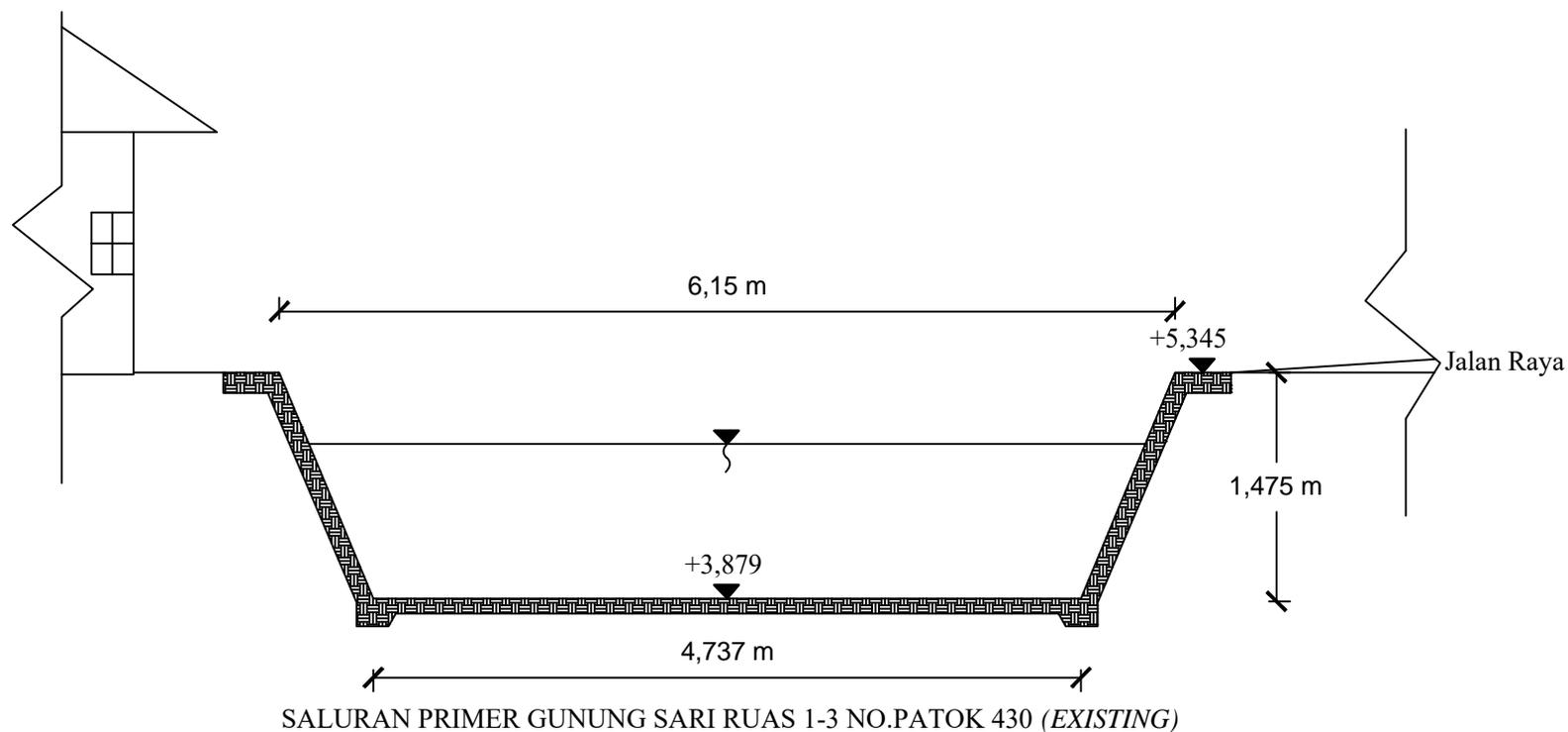
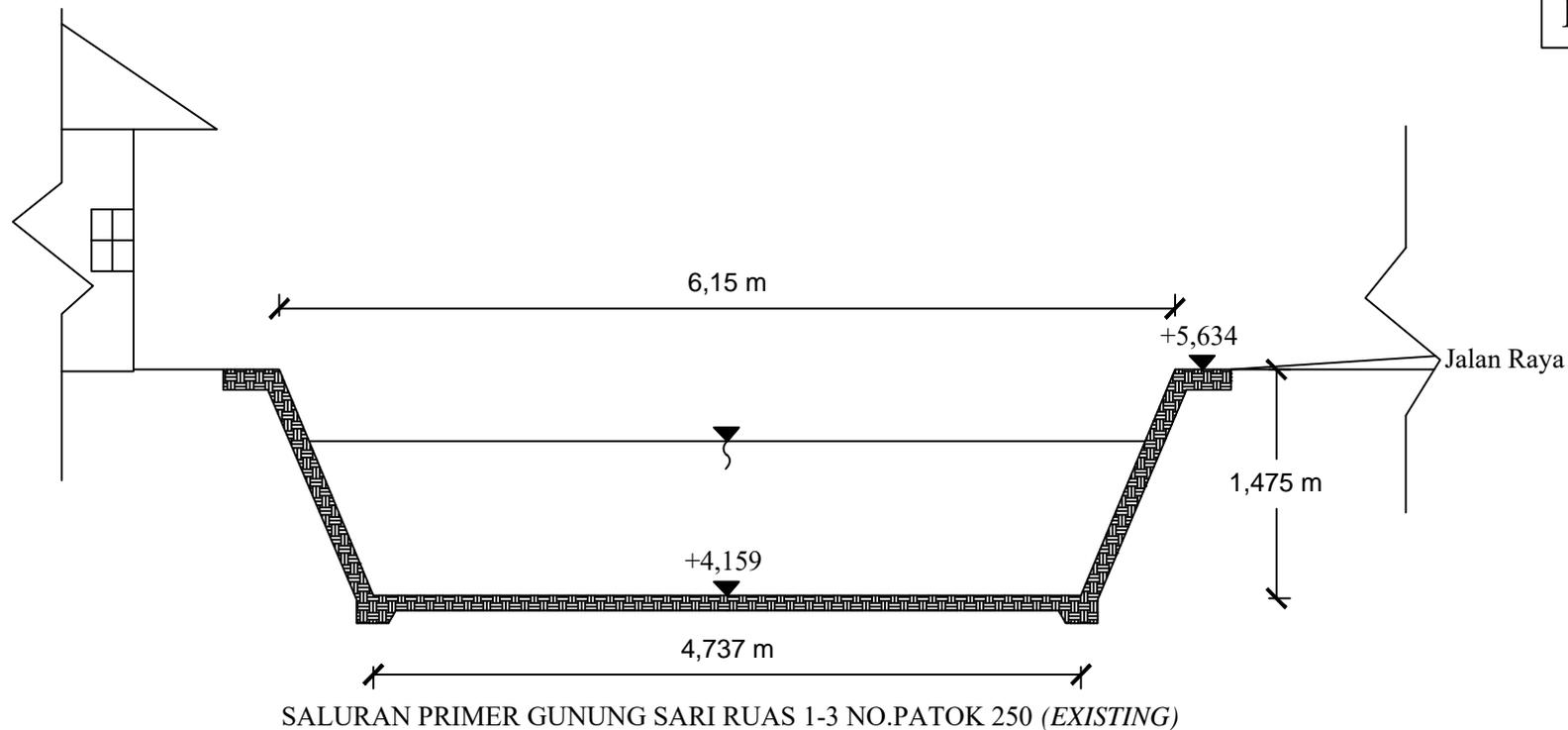
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO

JUMLAH

12 20





KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG  
 MELINTANG SALURAN  
 PRIMER GUNUNG SARI  
 RUAS 1-3 *EXISTING*

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

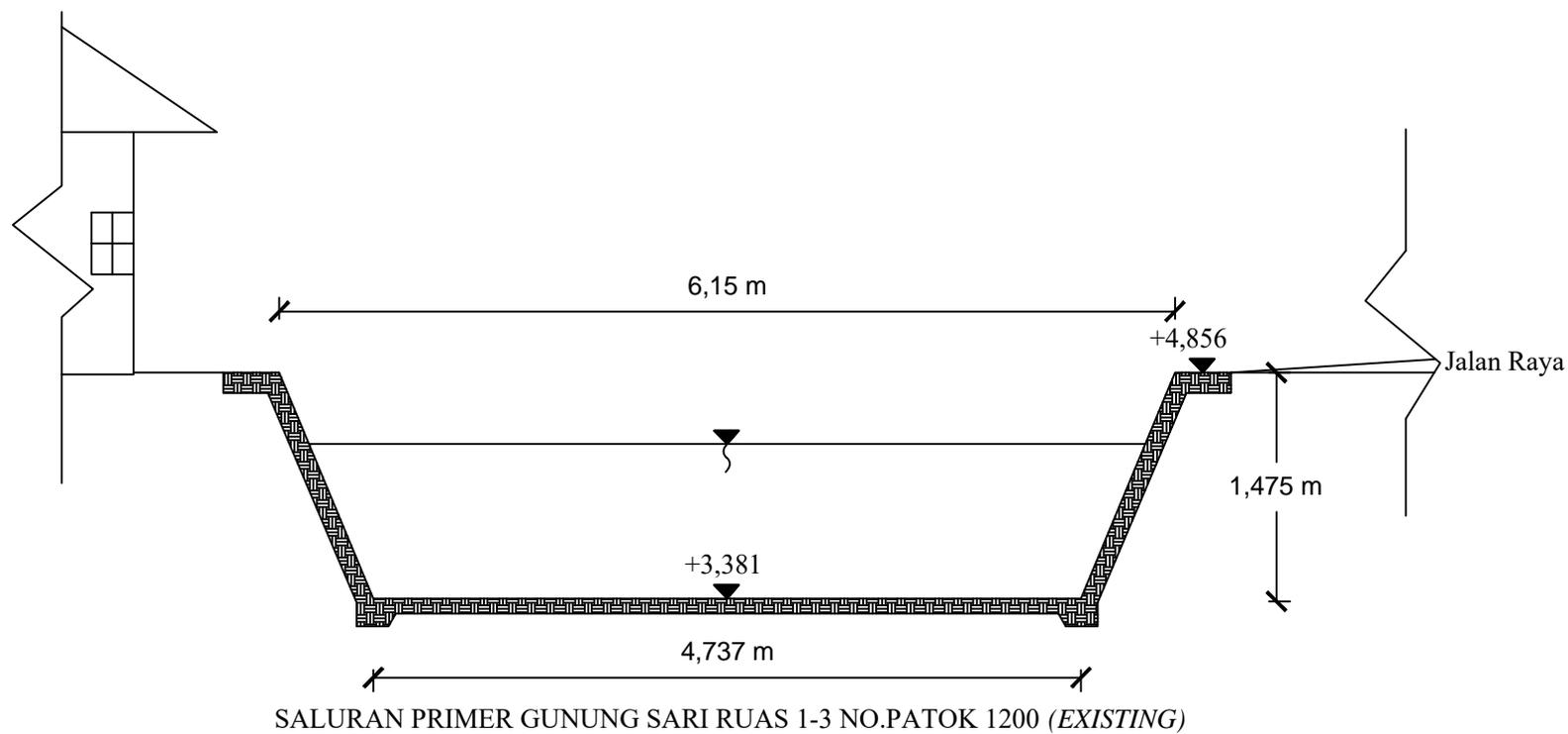
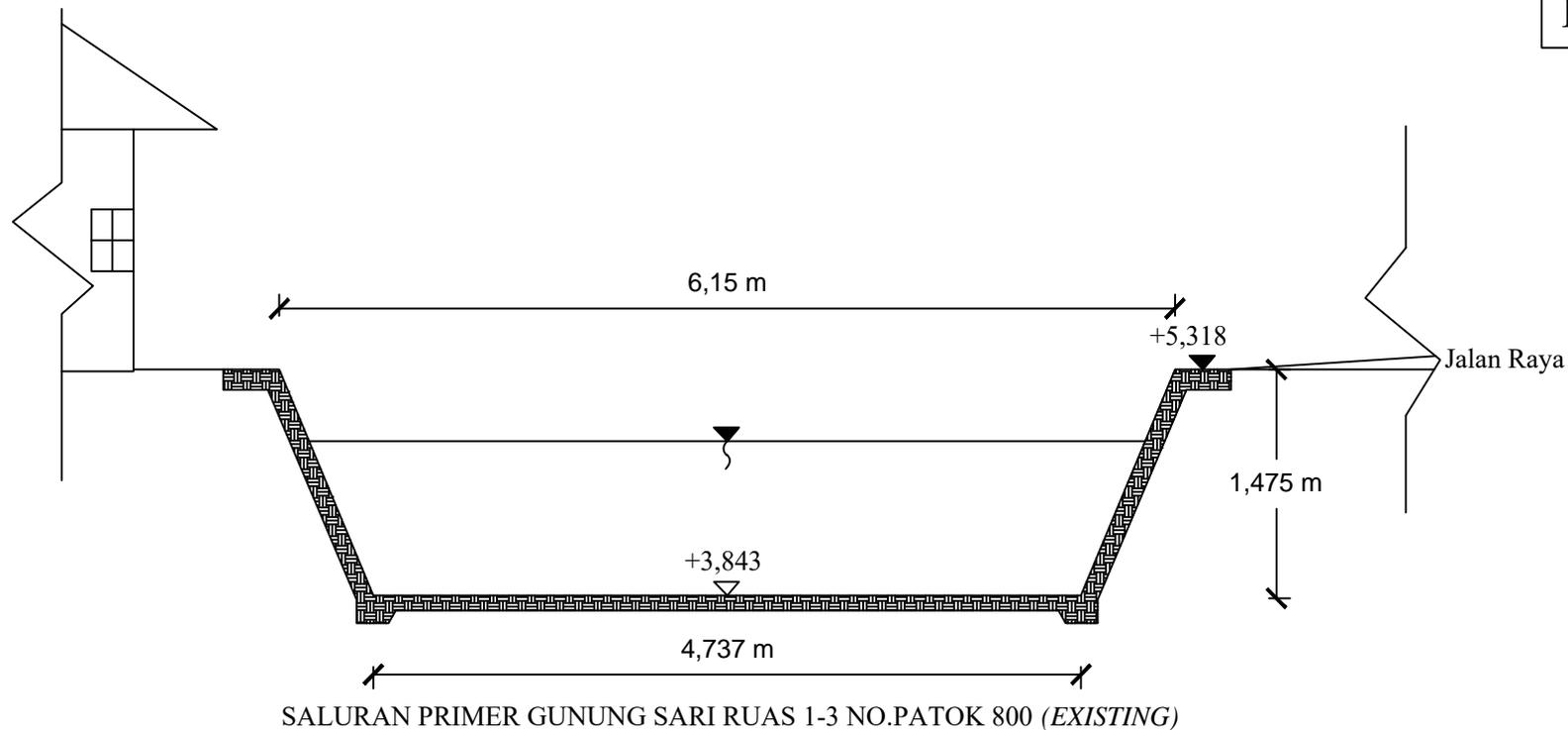
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO

JUMLAH

13 20





KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG  
 MELINTANG SALURAN  
 PRIMER GUNUNG SARI  
 RUAS 1-3 *EXISTING*

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

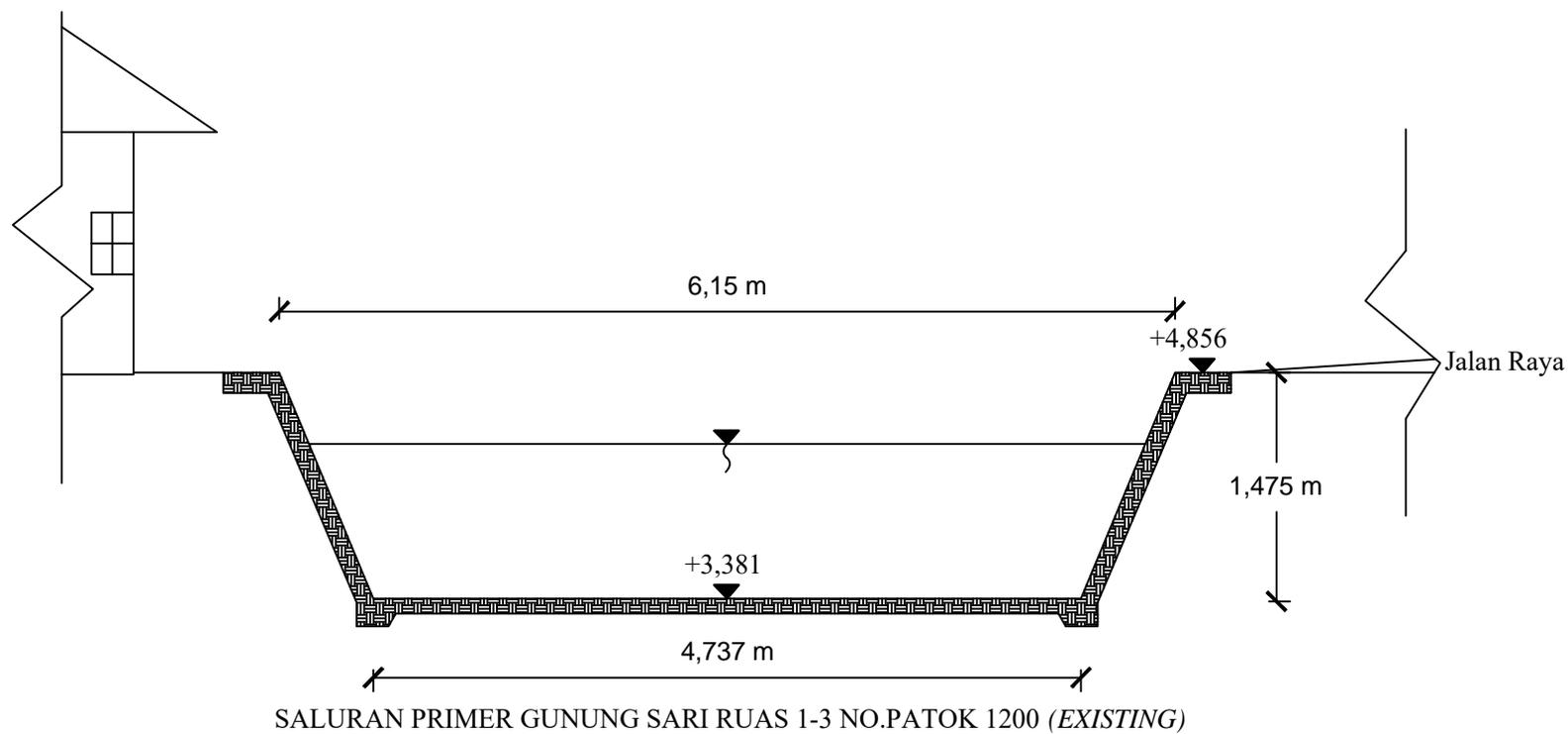
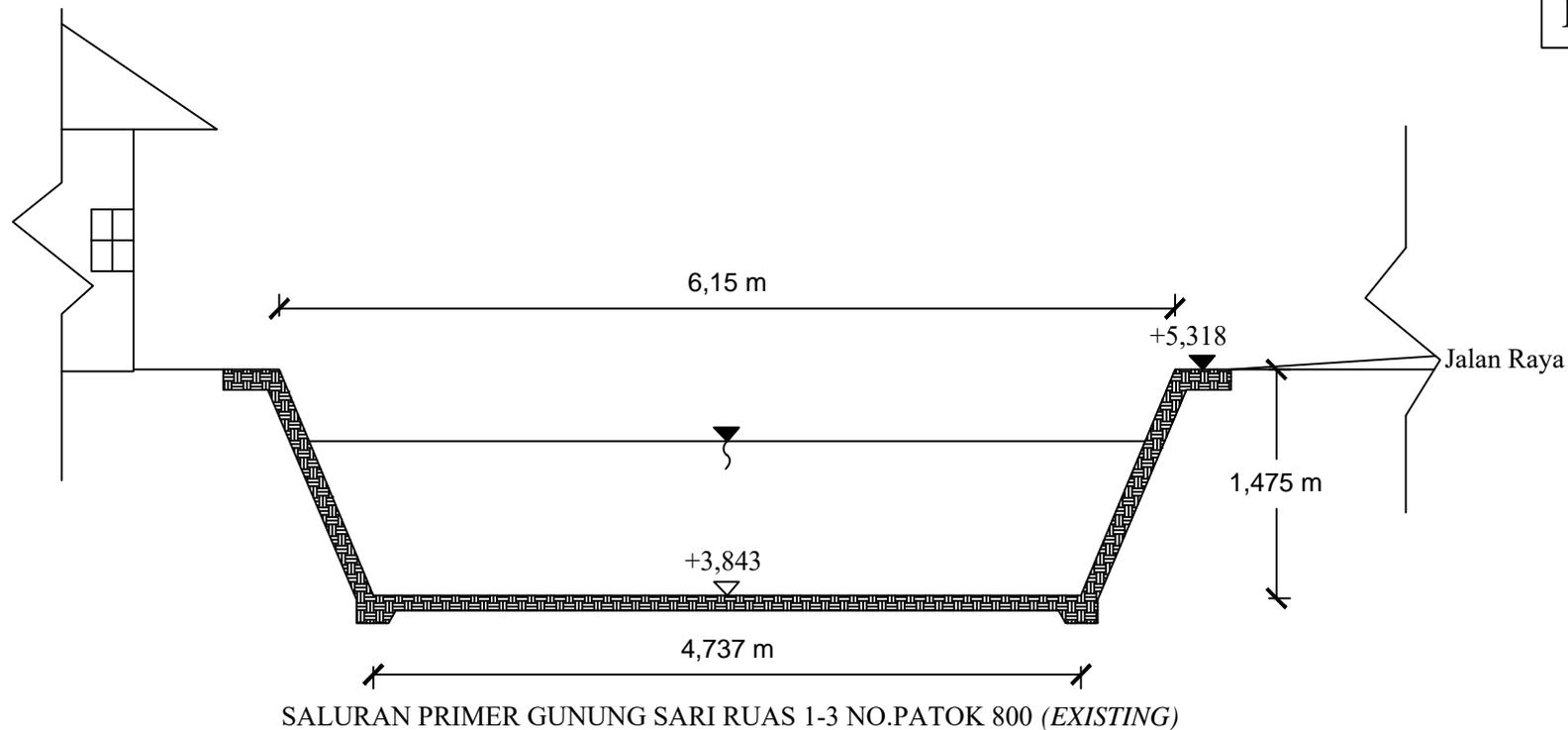
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO

JUMLAH

13 20





## KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

## NAMA GAMBAR

PENAMPANG  
MELINTANG SALURAN  
PRIMER GUNUNG SARI  
RUAS 1-3 EXISTING

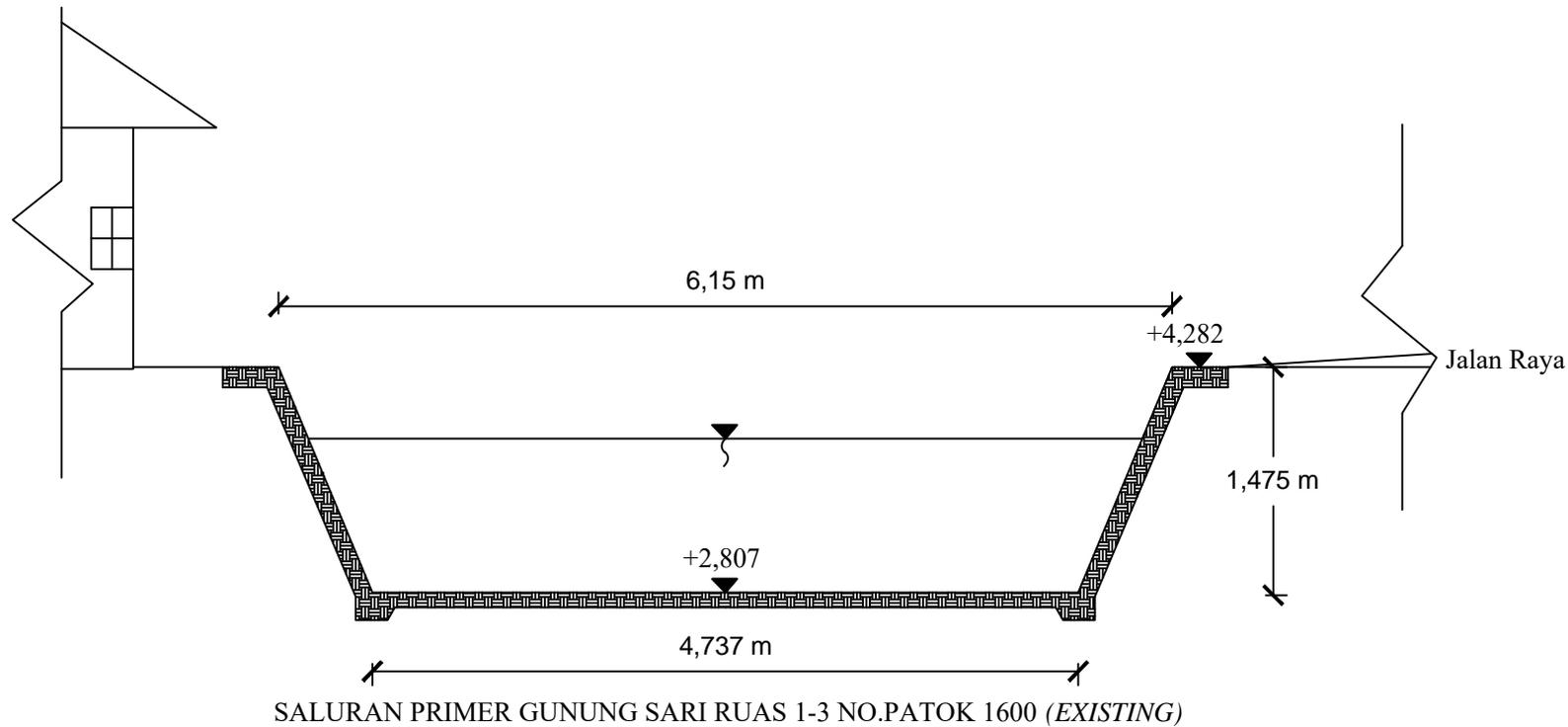
## NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
1978020 1 200604 2 001

## NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
3113030063

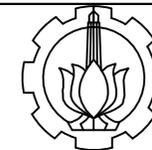
FRENDY PRADANA R. S  
3113030090



NO

JUMLAH

14 20



KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG MELINTANG  
 SALURAN PRIMER  
 GUNUNG SARI RUAS 1-3  
 (REDESIGN)

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

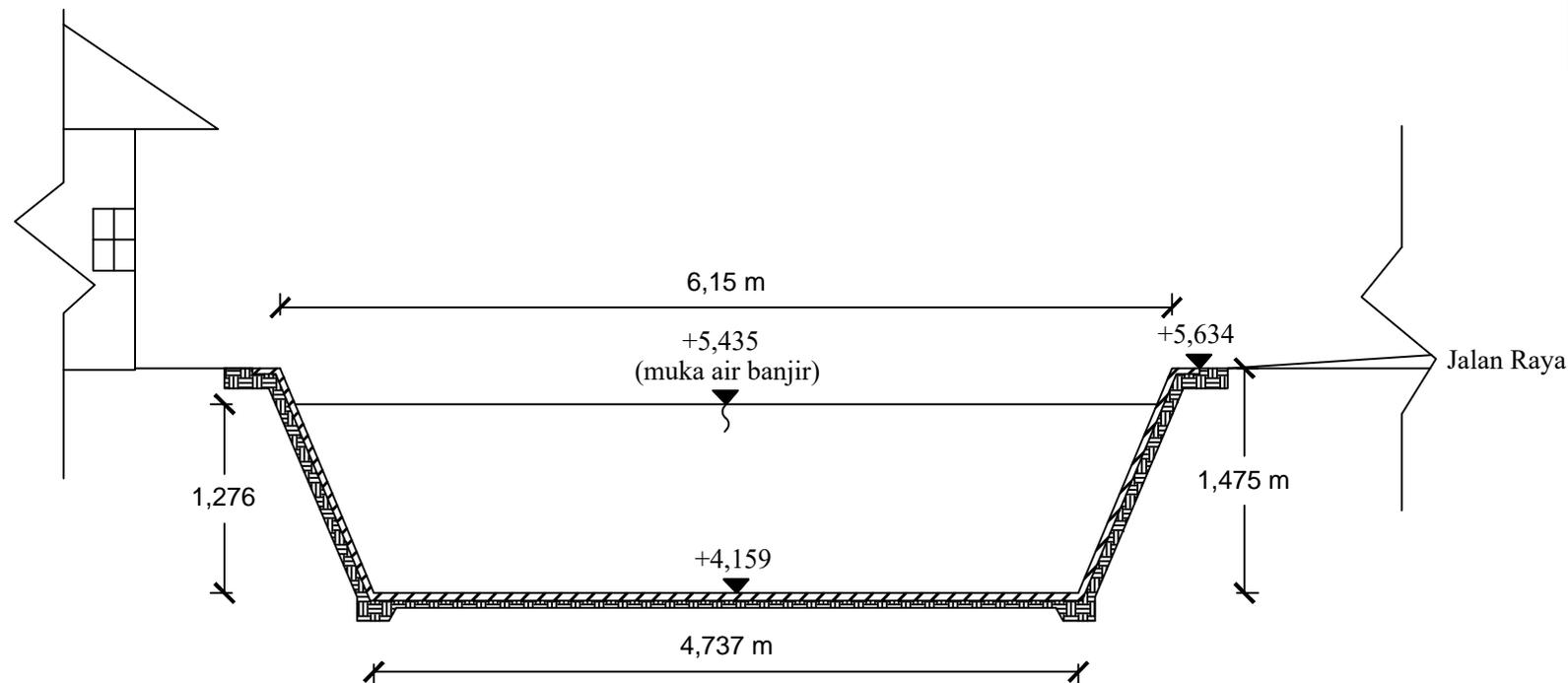
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

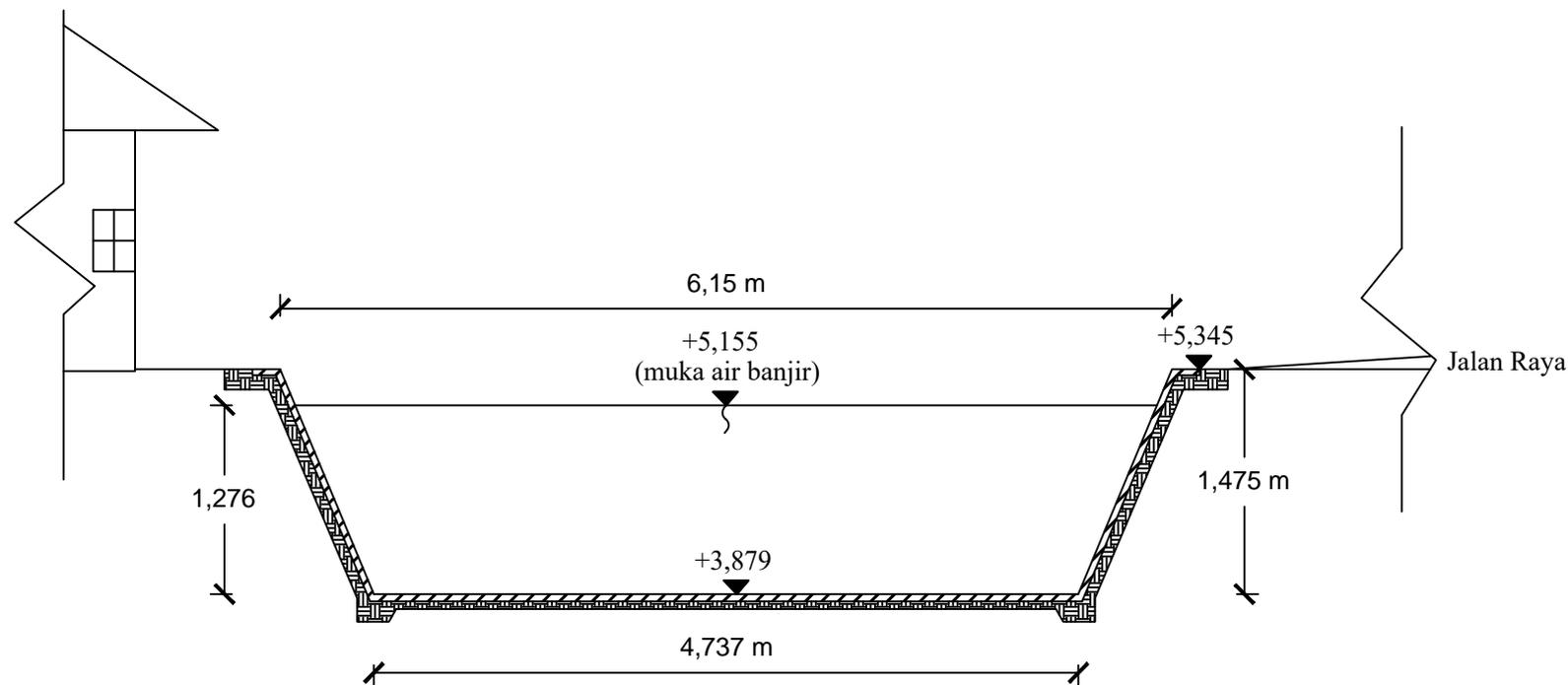
NO

JUMLAH

15 20



SALURAN PRIMER GUNUNG SARI RUAS 1-3 NO.PATOK 250 (REDESIGN)



SALURAN PRIMER GUNUNG SARI RUAS 1-3 NO.PATOK 430 (REDESIGN)



KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG MELINTANG  
 SALURAN PRIMER  
 GUNUNG SARI RUAS 1-3  
 (REDESIGN)

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

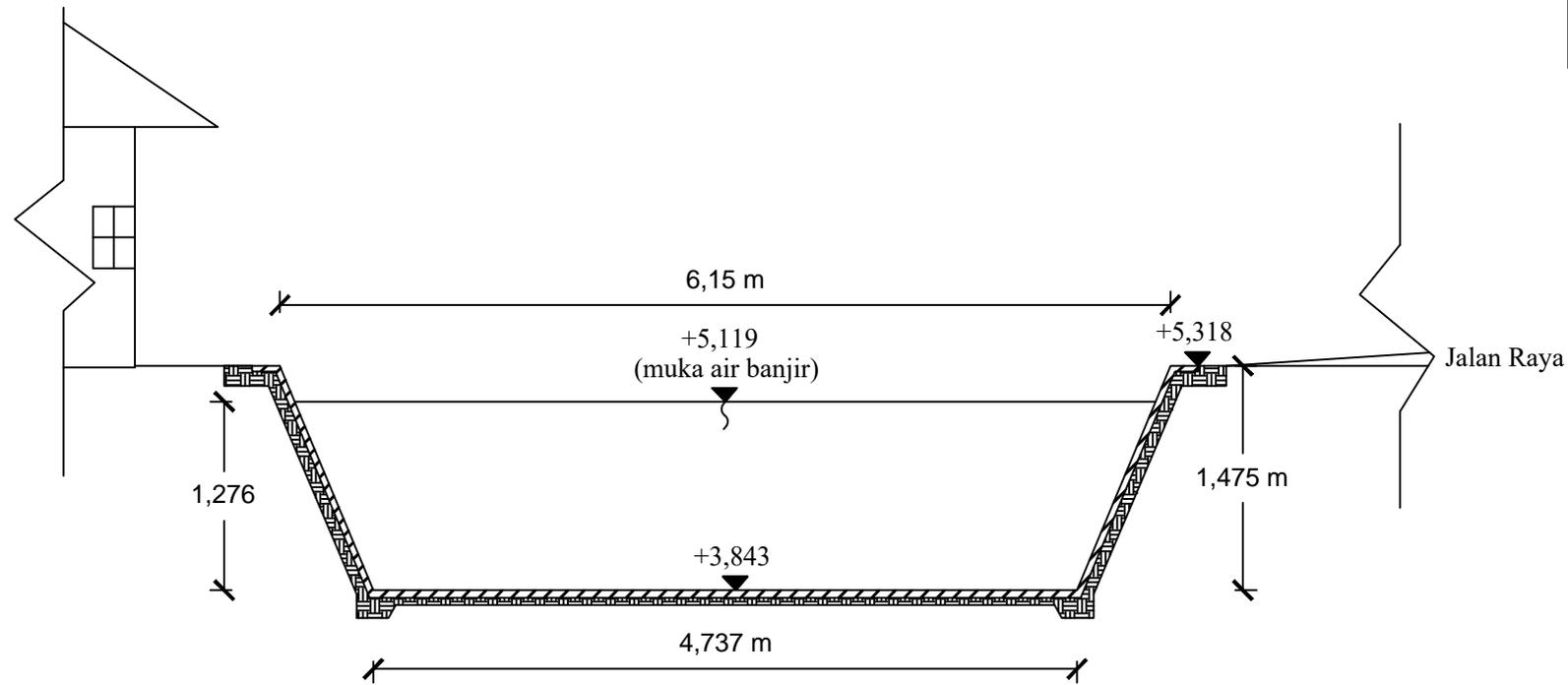
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

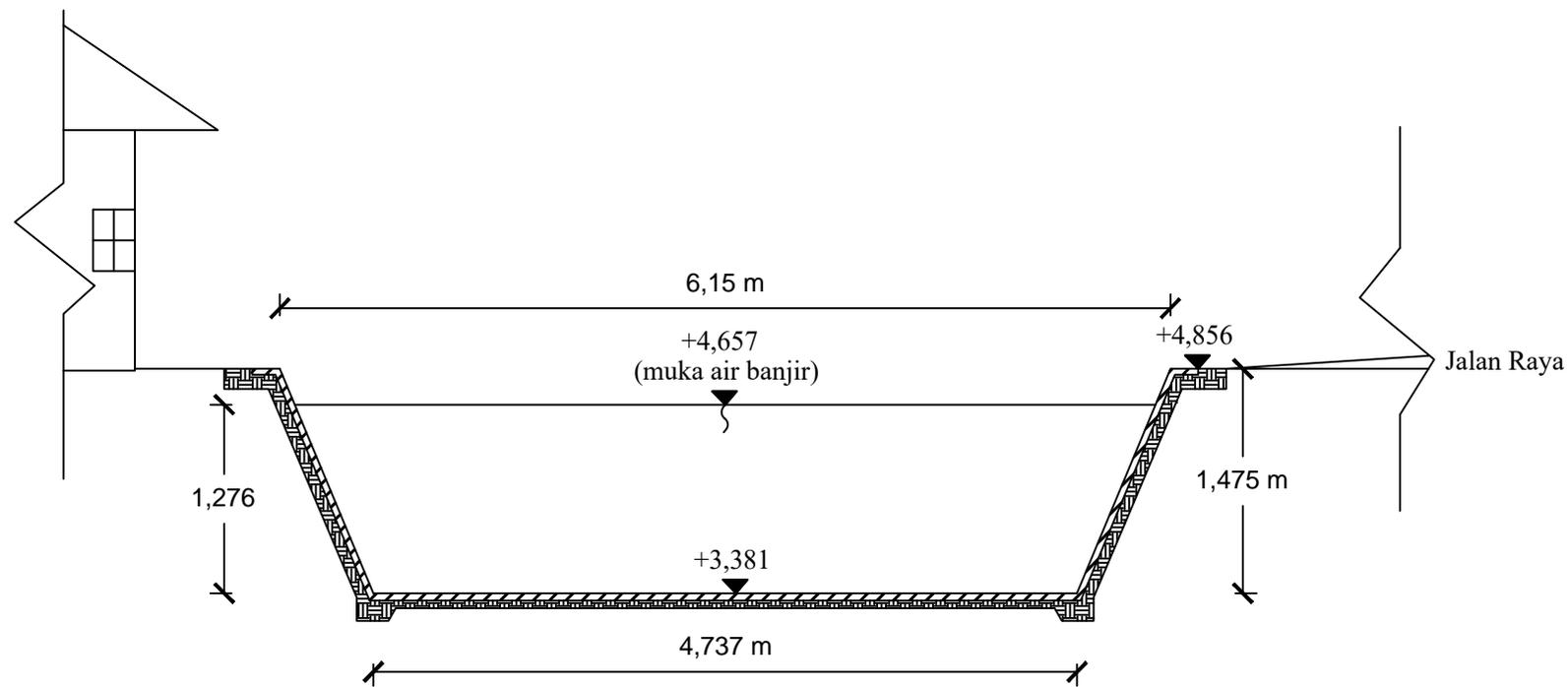
NO

JUMLAH

16 20



SALURAN PRIMER GUNUNG SARI RUAS 1-3 NO.PATOK 800 (REDESIGN)



SALURAN PRIMER GUNUNG SARI RUAS 1-3 NO.PATOK 1200 (REDESIGN)



KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

NAMA GAMBAR

PENAMPANG MELINTANG  
 SALURAN PRIMER  
 GUNUNG SARI RUAS 1-3  
 (REDESIGN)

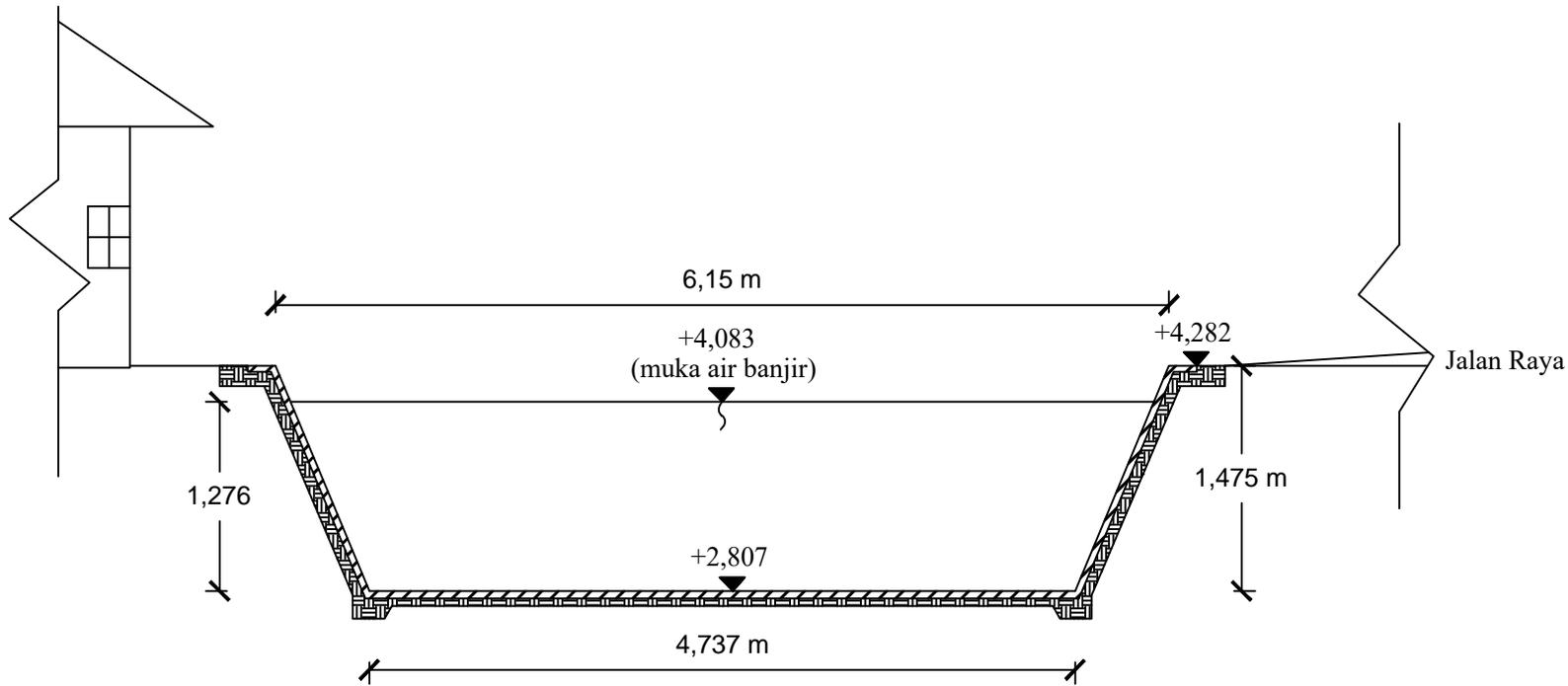
NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090



SALURAN PRIMER GUNUNG SARI RUAS 1-3 NO.PATOK 1600 (REDESIGN)

NO	JUMLAH
17	20



KETERANGAN

SKALA 1 : 50

= BETON

= TANAH

= saluran eksisting

NAMA GAMBAR

PENAMPANG MELINTANG  
 SALURAN PRIMER  
 GUNUNG SARI RUAS 3-5  
 (REDESIGN)

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

NAMA MAHASISWA

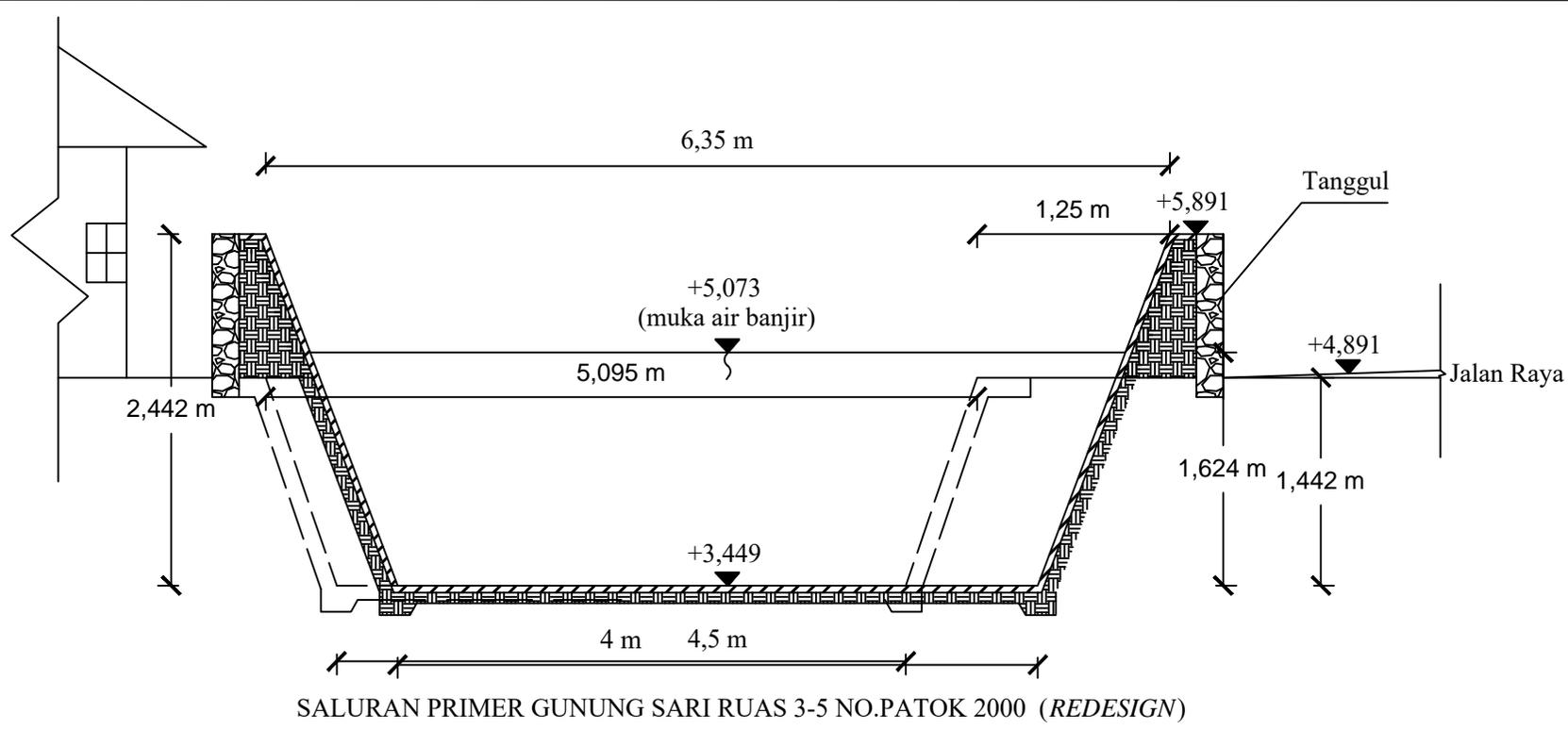
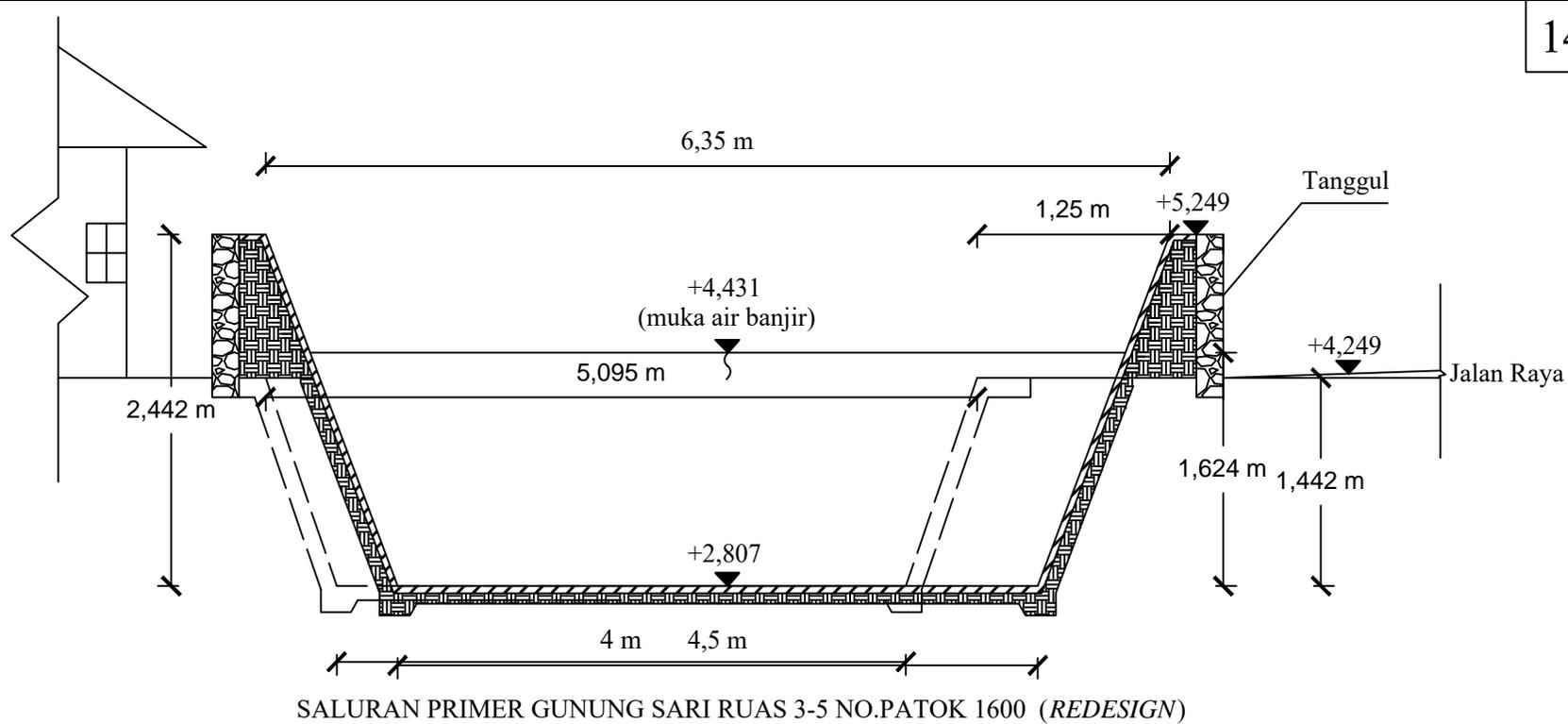
FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO

JUMLAH

18 20







KETERANGAN

- SKALA 1 : 50
- = BETON
  - = TANAH
  - = saluran eksisting

NAMA GAMBAR

PENAMPANG MELINTANG  
 SALURAN PRIMER  
 GUNUNG SARI RUAS 3-5  
 (REDESIGN)

NAMA DOSEN

SITI KAMILIA AZIZ, ST, MT  
 1978020 1 200604 2 001

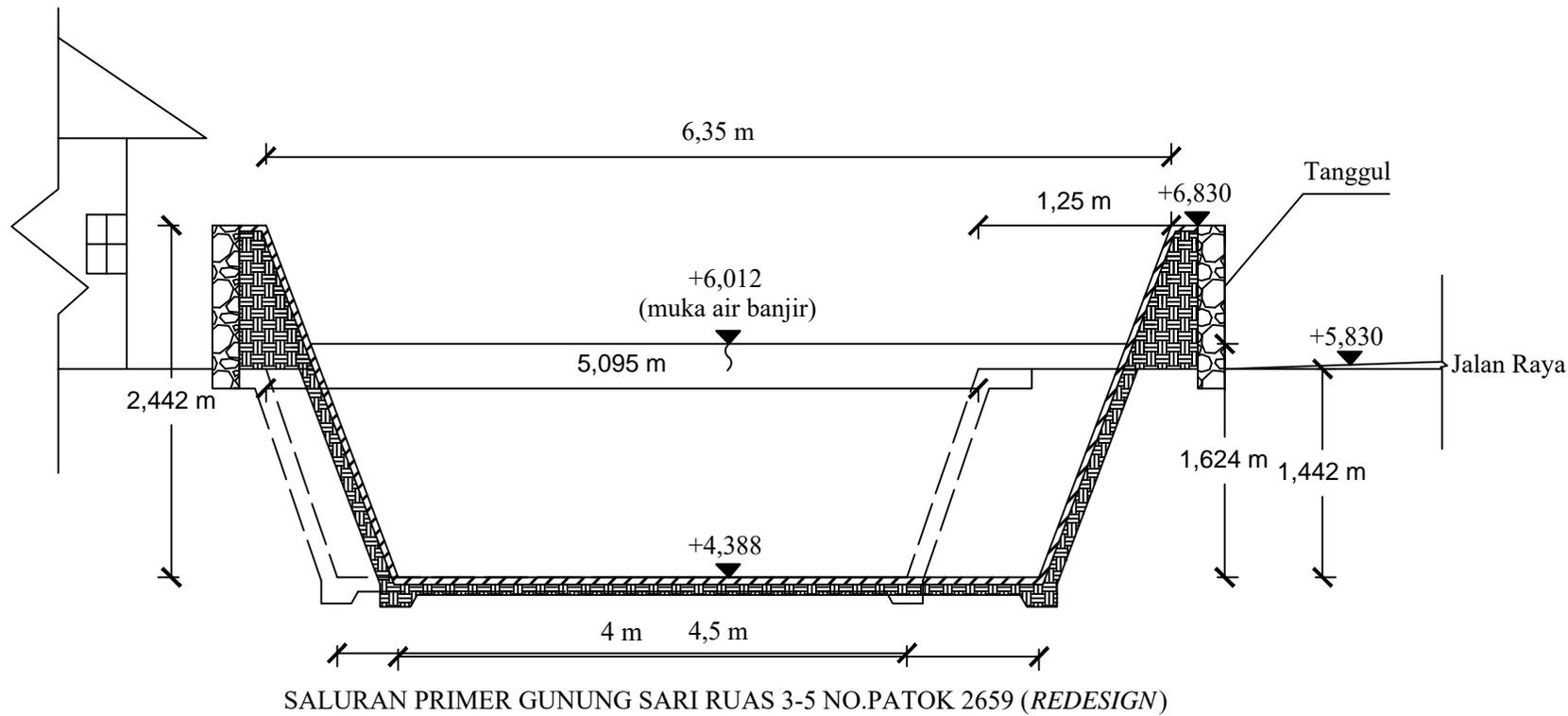
NAMA MAHASISWA

FATCHUR RAHINA N. S  
 3113030063

FRENDY PRADANA R. S  
 3113030090

NO	JUMLAH
----	--------

20	20
----	----



## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari analisis evaluasi drainase pada tugas akhir terapan ini dapat disimpulkan bahwa:

1. Saluran sekunder Benowo dan saluran sekunder Babat Jerawat masih bisa menampung debit rencana.
2. Penyebab daerah Benowo dan Babat Jerawat sering terjadi banjir adalah luapan dari saluran primer Gunung Sari ruas 1-3 dan 3-5 yang tidak mampu menampung debit rencana dan terjadi aliran balik (back water) pada outlet saluran primer Sememi yang berdampak pada muka air saluran primer Gunung Sari.
3. Solusinya adalah menormalisasi ruas 1-3 dan menormalisasi dengan cara peninggian tanggul pada ruas 3-5, serta pembangunan kolam retensi pada hilir saluran primer sememi dengan kapasitas tampungan  $80.000 \text{ m}^3$  yang dilengkapi dengan pintu air dan pompa dengan kapasitas total  $6 \text{ m}^3/\text{det}$

## DAFTAR PUSTAKA

- Anggrahini. (1996). *Hidrolika Saluran Terbuka*. Surabaya: CV. Citra Media.
- Pematusan, D. P. (2000). *Surabaya Drainage Master Plan*. Surabaya: Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga dan Pematusan.
- Suripin. (2003). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*. Yogyakarta: Andi Offset.
- Triatmodjo. (2008). *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.
- Wesli. (2008). *Drainase Perkotaan*. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Yani, H. I. A. 2012, *Perencanaan Drainase Surabaya Sport Center di Surabaya Barat*, Surabaya, ITS.

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Blitar, 7 Maret 1995, merupakan anak tunggal. Penulis telah menempuh pendidikan dimulai dari SD Negeri Simo Mulyo II Surabaya (lulus tahun 2007), melanjutkan ke SMP Negeri 4 Surabaya (lulus tahun 2010) dan SMA Negeri 12 Surabaya dengan jurusan Ilmu Pengetahuan Alam (lulus tahun 2013). Setelah lulus dari SMA pada tahun 2013, penulis mengikuti Seleksi Masuk ITS

(SMITS) dan diterima di jurusan Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar sebagai mahasiswa dengan NRP 3113 030 090, dengan bidang minat Bangunan Air.

Dengan ketekunan, motivasi tinggi untuk terus belajar dan berusaha, penulis telah berhasil menyelesaikan pengerjaan tugas akhir ini. Semoga dengan penulisan tugas akhir ini mampu memberikan kontribusi positif bagi dunia pendidikan. Akhir kata penulis mengucapkan rasa syukur yang sebesar-besarnya atas terselesaikannya tugas akhir yang berjudul “Evaluasi Drainase Saluran Sekunder Benowo dan Babat Jerawat”.

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Fauziah, 29 Nopember 1995, merupakan anak pertamadari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan dimulai dari SD Negeri Jatimulyo III Tulungagung (lulus tahun 2007), melanjutkan ke SMP Negeri 1 Kauman Tulungagung (lulus tahun 2010) dan SMA Negeri 1 Kedungwaru Tulungagung dengan jurusan Ilmu Pengetahuan Alam (lulus tahun 2013). Setelah lulus dari SMA

pada tahun 2013, penulis mengikuti Seleksi Masuk ITS (SMITS) dan diterima di jurusan Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar sebagai mahasiswa dengan NRP 3113 030 063, dengan bidang minat Bangunan Air.

Dengan ketekunan, motivasi tinggi untuk terus belajar dan berusaha, penulis telah berhasil menyelesaikan pengerjaan tugas akhir ini. Semoga dengan penulisan tugas akhir ini mampu memberikan kontribusi positif bagi dunia pendidikan. Akhir kata penulis mengucapkan rasa syukur yang sebesar-besarnya atas terselesaikannya tugas akhir yang berjudul “Evaluasi Drainase Saluran Sekunder Benowo dan Babat Jerawat”.