



TESIS RC - 142501

**ANALISA KEBUTUHAN KOLAM TAMPUNG PADA SISTEM
DRAINASE KAMPUS ITS SURABAYA**

REZA FEBRIVIA LUCIANA

3113205009

Dosen Pembimbing :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

Dr. Techn. UmboroLasminto, ST., MSc.

PROGRAM MAGISTER

BIDANG KEAHLIAN MANAJEMEN REKAYASA SUMBER DAYA AIR

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

SURABAYA

2015



TESIS RC - 142501

**ANAYSIS OF RESERVOIR NEEDS IN DRAINAGE SYSTEM
AT CAMPUS OF ITS SURABAYA**

REZA FEBRIVIA LUCIANA

3113205009

Supervisor :

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc.

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

**MAGISTER PROGRAM
WATER RESOURCES ENGINEERING AND MANAGEMENT
DEPARTEMEN OF CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING AND PLANNING
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
2015**

**ANALISA KOLAM TAMPUNG PADA SISTEM DRAINASE
KAMPUS ITS SURABAYA**

**Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar
Magister Teknik (MT)
di
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

oleh :

**REZA FEBRIVIA LUCIANA
NRP.3113205009**

**Tanggal Ujian : 22 Juni 2015
Periode Wisuda : September 2015**

Disetujui oleh :



**1. Dr. Ir. Wasis Wardoyo, MSc
NIP 19610927 198701 1 001**

(Pembimbing 1)



**2. Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, MSc
NIP 1972120202 199802 1 001**

(Pembimbing 2)



**3. Prof. Dr. Ir. Nadiadji Anwar, MSc
NIP 19540113 198010 1 001**

(Penguji)



**4. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA
NIP 19520311 198003 1 003**

(Penguji)

Direktur Program Pascasarjana,

**Prof. Dr. Ir. Adi Soeprijanto, M.T.
NIP. 19640405 199002 1 001**



ANALISA KEBUTUHAN KOLAM TAMPUNG PADA SISTEM DRAINASE KAMPUS ITS SURABAYA

Nama Mahasiswa : Reza Febrivia Luciana
NRP : 3113 205 009
Dosen Pembimbing 1 : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Dosen Pembimbing 2 : Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc

ABSTRAK

Kampus Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya memiliki lahan seluas ± 187 Ha. Terletak di Kelurahan Keputih, Kecamatan Sukolilo dan Kelurahan Gebang, Kecamatan Mulyosari. Pengembangan bangunan Kampus ITS mengakibatkan perubahan tata guna lahan yang cukup signifikan. Daerah yang memiliki banyak lahan kosong menjadi lahan terbangun untuk kebutuhan pengembangan kampus. Perubahan tata guna lahan yang terjadi berpengaruh terhadap kondisi drainase Kampus ITS. Pada musim hujan, beberapa saluran drainase tidak dapat menampung kelebihan debit air sehingga terjadi genangan di beberapa lokasi Kampus ITS. Untuk menanggulangi permasalahan yang ada, maka dilakukan studi tentang analisa kebutuhan kolam tampungan pada drainase Kampus ITS berdasarkan masterplan drainase ITS. Tujuan dari studi ini adalah untuk mengetahui besar penurunan debit banjir di Kampus ITS setelah adanya kolam tampungan.

Analisa yang dilakukan dibuat 3 skenario berdasarkan lokasi genangan. Pada skenario 1 menggunakan 4 kolam tampungan eksisting ditambah 1 kolam tampungan rencana, skenario 2 menggunakan 4 kolam tampungan eksisting ditambah 3 kolam tampungan rencana, dan skenario 3 menggunakan 4 kolam tampungan eksisting ditambah 4 kolam tampungan rencana. Setiap skenario kemudian dilakukan analisis hidrologi dengan menggunakan program bantuan HEC-HMS dengan input data hujan, data tata guna lahan dan *time lag* sehingga dapat menghasilkan debit banjir dengan periode ulang tertentu. Selanjutnya diperlukan analisis hidrolika menggunakan HEC-RAS dengan input potongan melintang dan nilai manning sehingga diperoleh tinggi elevasi muka air di penampang saluran.

Hasil analisis menunjukkan terjadinya penurunan debit banjir pada pembuangan akhir. Pada skenario 1 debit akhir yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,717 \text{ m}^3/\text{dt}$. dan saluran Kalibokor sebesar $2,401 \text{ m}^3/\text{dt}$. Pada skenario 2 debit yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,496 \text{ m}^3/\text{dt}$. dan saluran Kalibokor sebesar $2,285 \text{ m}^3/\text{dt}$. Pada skenario 3 debit yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,427 \text{ m}^3/\text{dt}$. dan saluran Kalibokor sebesar $2,217 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Kata kunci : Drainase Kampus ITS, Kolam Tampungan.

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

Analysis of Reservoir Needs in Drainage System at Campus of ITS Surabaya

Name Student : Reza Febrivia Luciana
NRP : 3113 205 009
Supervisor 1 : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Supervisor 2 : Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, M.Sc

ABSTRACT

Institute of Technology Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) has a total land area about ± 187 Ha. It is located in Sub-District of Keputih, District of Sukolilo and Sub-District of Gebang, District of Mulyosari. The development of ITS Building resulted significant changes of land using. An area that has a lot of bare space converted into building site through development purposes. The changes of land using affect to condition of drainage in ITS. In the rainy season, some drainage channels cannot accommodate the excess flow of water, and it gives an impact of baseflow in several locations inside ITS. To overcome this problem, then conducted a study about analyzing of reservoir at ITS's drainages based on its master plan. The aim of this study is to determine the major declining of flood in ITS after applying reservoir system.

Analysis performed three scenarios based on the location of baseflow. In scenario one using four existing reservoir with additional of one proposed pound, scenario two using four existing reservoir with additional of three proposed pound, and scenario three using four existing reservoir with additional of four proposed pound. Each scenario then performed a hydrological analysis using HEC-HMS by inputting rainfall data, land use data, and time lag data that can achieve discharge of flood with a specific repetition period. Further, it needs a hydraulics analysis using HEC-RAS by inputting cross section and manning value in order to obtain a surface water elevation in the channel section. The analysis showed a declining flood discharge at the end of disposal. In scenario one, the final discharge is produced for Kalidami channel about $2,717 \text{ m}^3/\text{sec}$, and Kalibokor channel is about $2,491 \text{ m}^3/\text{sec}$. In scenario two, a discharge is produced for Kalidami channel about $2,496 \text{ m}^3/\text{sec}$, and Kalibokor channel is about $2,285 \text{ m}^3/\text{sec}$. In scenario three, a discharge is produced for Kalidami channel about $2,427 \text{ m}^3/\text{sec}$, and Kalibokor channel is about $2,217 \text{ m}^3/\text{sec}$.

Keyword : ITS, Drainage, Reservoir.

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

KATA PENGANTAR

Puji syukur dipanjatkan kehadirat Allah SWT atas segala rahmad dan karunia-Nya sehingga penulis dapat menyusun Tesis ini dengan judul "Analisa Kebutuhan Kolam Tampung Pada Sistem Drainase Kampus ITS Surabaya". Adapun pembuatan Tesis ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Program Studi Pascasarjana S2 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Selama proses penyusunan Tesis ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, bantuan, dukungan dan do'a dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar, penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar - besarnya kepada :

1. Allah SWT atas semua rahmad dan hidayahNya.
2. Nabi Muhammad SAW atas semua pelajarannya.
3. Kedua orang tua, Bapak Drs. Sunarto dan Ibu Tatik Suharyanti selaku orang tua yang telah selalu mendoakan , menemani dan mensupport yang tidak pernah putus asa sehingga Tesis ini selesai.
4. DIKTI yang telah memberikan beasiswa, sehingga penulis mampu menyelesaikan program studi pascasarjana ini dengan baik.
5. Bapak Dr. Ir Wasis Wardoyo, M.Sc, selaku dosen pembimbing 1 yang telah membimbing dan memeberi saran sehingga Thesis ini menjadi lebih baik.
6. Bapak Dr. Techn. Umboro Lasminto, M.Sc selaku dosen pembimbing 2 yang telah membimbing dan memberikan saran, waktunya dalam menyelesaikan Tesis ini.
7. Bapak Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
8. Nikita Febri P, selaku adik saya yang selalu memberikan semangat dan keceriaan.
9. Firendra Hari W, seseorang yang selalu mensupport saya dalam menyelesaikan Tesis ini. Terima kasih atas waktunya untuk menyempatkan datang ke Surabaya.
10. Keluarga, terima kasih atas dukungan dan selalu mendoakan.
11. Seluruh teman - teman MRSA ITS 2013, terima kasih atas kebersamaannya, kegilaanya selama kuliah dua tahun ini, semoga kembali dipertemukan dalam keadaan sehat dan sukses.
12. Mas Abdul Rahman dan Agustinus PatiRaja, selaku teman diskusi dalam menyelesaikan Tesis ini.

13. Noviyanti Suryani, selaku sahabat saya terima kasih atas dukungannya, saran dan waktunya berkumpul bersama.
14. Karyawan dan staff Jurusan Teknik Sipil dan Pascasarjana Teknik Sipil yang telah membantu dalam menyelesaikan persyaratan akademis.
15. Semua pihak yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu, terima kasih atas kerjasamanya dan bantuan doanya.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tesis ini banya terdapat kekurangan dan kesalahan, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan untuk penyempurnaan Tesis ini.

Surabaya, Juni 2015

Penulis

DAFTAR ISI

HAL JUDUL _____	i
LEMBAR PENGESAHAN _____	iii
ABSTRAK _____	v
ABSTRACT _____	vii
KATA PENGANTAR _____	ix
DAFTAR ISI _____	xi
DAFTAR TABEL _____	xv
DAFTAR GAMBAR _____	xix
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang _____	1
1.2. Permasalahan _____	3
1.3. Tujuan Penelitian _____	3
1.4. Batasan Masalah _____	3
1.5. Manfaat dari Hasil Penelitian _____	3
1.6. Lokasi Penelitian _____	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Analisa Hidrologi _____	7
2.1.1. Curah Hujan Wilayah _____	7
2.1.1.1 Cara Arimatik Mean _____	8
2.1.2. Curah Hujan Rencana _____	8
2.1.2.1. Metode Distribusi Normal _____	9
2.1.2.2. Metode Distribusi Gumbel _____	10

2.1.2.3. Metode Distribusi Log Pearson Type III _____	12
2.1.3. Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi _____	14
2.1.3.1. Uji Chi Kuadrat _____	14
2.1.3.2. Uji Smirnov - Kolmogorov _____	16
2.1.4. Angka Kurva (<i>Curve Number</i>) _____	17
2.1.5. Perhitungan Distribusi Hujan Jam - jaman _____	20
2.1.6. Analisa Debit Banjir Rencana _____	20
2.1.7. Konsep Permodelan Hidrologi Dengan HEC-HMS _____	21
2.1.7.1. Definisi HEC - HMS _____	21
2.1.7.2. Metode Unit Hidrograf Dengan Menggunakan HEC - HMS ____	21
2.1.7.2.1. Hidrograf Satuan Sintesis SCS _____	22
2.1.7.3. Lengkung Kapasitas _____	23
2.1.8. Penelusuran Banjir (<i>Flood Routing</i>) dengan menggunakan HEC – HMS	24
2.1.8.1. Metode Modified Puls Routing _____	24
2.1.8.2. Metode <i>Lag Routing</i> _____	24
2.1.8.3. Metode <i>Kinematik Wave Routing</i> _____	26
2.1.8.4. Metode Maskingum Routing _____	26
2.2. Analisa Hidrolika _____	26
2.2.1. Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC RAS _____	26
 BAB III METODOLOGI	
3.1. Sistematika Pelaksanaan Penelitian _____	29
3.2. Tahap Persiapan _____	29
3.3. Tahapan Analisa _____	30
3.4. Kesimpulan dan Saran _____	33

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi _____	35
4.1.1. Curah Hujan Wilayah _____	35
4.1.2. Perhitungan Hujan Harian Rata - rata _____	36
4.1.3. Analisa Distribusi Frekuensi _____	36
4.1.3.1. Distribusi Gumbel _____	37
4.1.3.2. Distribusi Pearson Type III _____	38
4.1.3.3. Kesimpulan Analisa Statistik _____	40
4.1.4. Uji Kecocokan _____	40
4.1.4.1. Uji Chi Kuadrat _____	41
4.1.4.2. Uji Smirnov - Kolmogorof _____	46
4.1.4.3. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi _____	50
4.1.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana Periode Ulang _____	50
4.1.6. Distribusi Hujan Jam - Jaman _____	51
4.1.7. Permodelan HEC - HMS _____	52
4.1.7.1. CN (<i>Curve Number</i>) _____	53
4.1.7.2. Perhitungan Time Lag _____	56
4.1.7.3. Perhitungan Kurva Tampungan dan Kurva Outflow _____	60
4.1.7.4. Analisa Kebutuhan Kolam Tampung _____	61
4.1.8. Hasil Permodelan HEC - HMS _____	62
4.1.8.1. Hasil Permodelan Eksisiting _____	62
4.1.8.2. Hasil Permodelan Skenario 1 _____	66
4.1.8.3. Hasil Permodelan Skenario 2 _____	71
4.1.8.4. Hasil Permodelan Skenario 3 _____	76

4.1.8.5. Kesimpulan Hasil Permodelan Tiap - Tiap Skenario _____	81
4.2. Analisa Hidrolika _____	85
4.2.1 Analisa Hidrolika Eksisting _____	85
4.2.2. Analisa Hidrolika Skenario 1 _____	92
4.2.3. Analisa Hidrolika Skenario 2 _____	97
4.2.4. Analisa Hidrolika Skenario 3 _____	103
4.2.5. Hasil Analisa Hidrolika _____	109
BAB V KESIMPULAN	
5.1. Kesimpulan _____	109
5.2. Saran _____	110
5.3. Manfaat Penelitian _____	110
DAFTAR PUSTAKA _____	111
LAMPIRAN A (Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS) _____	113
LAMPIRAN B (Volume dan Debit Outflow Tampungan) _____	114
LAMPIRAN C (Peta Skematik Skenario) _____	128

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Persyaratan Pemilihan Distribusi Frekuensi _____	8
Tabel 2.2 Harga Reduce Mean (Y_n) _____	11
Tabel 2.3 Harga Reduce Mean (S_n) _____	11
Tabel 2.4 Nilai k Distribusi Log Pearson Type III untuk Setiap Nilai Cs (Koefisien Skewness) _____	13
Tabel 2.5 Nilai Kritis Distribusi <i>Chi - Kuadrat</i> _____	16
Tabel 2.6 Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov - Kolmogorof _____	17
Tabel 2.7 <i>Curve Number</i> dan <i>Impervious</i> _____	18
Tabel 2.8 Tipe Tanah Untuk Menentukan <i>Curve Number</i> dan <i>Impervious</i> _____	19
Tabel 2.9 Bilangan Kekasaran Manning _____	28
Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tahunan Tahun 2000-2013 _____	36
Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik Dengan Metode Gumbel _____	37
Tabel 4.3 Perhitungan Distribusi Log Pearson _____	39
Tabel 4.4 Kesimpulan Analisa Statistik _____	40
Tabel 4.5 Perhitungan k _____	43
Tabel 4.6 Perhitungan χ^2 Uji Chi - Kuadrat Dsitribusi Gumbel _____	44
Tabel 4.7 Perhitungan k _____	45
Tabel 4.8 Perhitungan χ^2 Uji Chi - Kuadrat Dsitribusi Pearson Type III _____	45
Tabel 4.9 Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov - Kolmogorof _____	46
Tabel 4.10 Perhitungan χ^2 Uji Chi - Kuadrat Dsitribusi Gumbel _____	48
Tabel 4.11 Perhitungan Uji Smirnov - Kolmogorof Distribusi Pearson Type III _____	49
Tabel 4.12 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi _____	50

Tabel 4.13	Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel Tipe I _____	51
Tabel 4.14	Perhitungan Distribusi Hujan Jam - Jaman _____	52
Tabel 4.15	Perhitungan Luas Masing - Masing Subdas, nilai CN dan <i>impervious</i> ___	55
Tabel 4.16	Perhitungan Time Lag Kampus ITS _____	57
Tabel 4.17	Volume Komulatif Kolam Tampungan Graha _____	60
Tabel 4.18	Debit Outflow dan Tampungan Graha _____	61
Tabel 4.19	Kebutuhan Kolam Tampung _____	61
Tabel 4.20	Hasil running Eksisting Menggunakan HEC - HMS _____	62
Tabel 4.21	Hasil running Skenario 1 _____	66
Tabel 4.22	Hasil running Skenario 2 _____	71
Tabel 4.23	Hasil running Skenario 3 _____	76
Tabel 4.24	Besar Penurunan Debit Masing - Masing Skenario _____	82
Tabel 4.25	Perbandingan Hasil Analisa Hidrolika Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario _____	110
Tabel 4.26	Perbandingan Kapasitas Saluran dan Debit Hidrologi Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario _____	113
Tabel B-1	Volume Komulatif Kolam Tampungan Depan FTI _____	118
Tabel B-2	Debit Outflow Kolam Tampungan Depan FTI _____	119
Tabel B-3	Volume Komulatif Kolam Tampungan Bosem Timur _____	120
Tabel B-4	Debit Outflow Kolam Tampungan Bosem Timur _____	121
Tabel B-5	Volume Komulatif Kolam Tampungan Bosem Utara _____	122
Tabel B-6	Debit Outflow Kolam Tampungan Bosem Utara _____	123
Tabel B-7	Volume Komulatif Kolam Tampungan Graha _____	124
Tabel B-8	Debit Outflow Kolam Tampungan Graha _____	125

Tabel B-9	Volume Komulatif Kolam Tampungan Rencana 2 _____	126
Tabel B-10	Debit Outflow Kolam Tampungan Rencana 2 _____	127
Tabel B-11	Volume Komulatif Kolam Tampungan Rencana 3 _____	128
Tabel B-12	Debit Outflow Kolam Tampungan Rencana 3 _____	129
Tabel B-13	Volume Komulatif Kolam Tampungan Rencana 4 _____	130
Tabel B-14	Debit Outflow Kolam Tampungan Rencana 4 _____	131

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi _____	4
Gambar 2.1 Pendekatan untuk Menghitung Panjang Overland Flow _____	22
Gambar 2.2 Contoh Lag _____	25
Gambar 2.3 Penggambaran Persamaan Energi Pada Saluran Terbuka _____	27
Gambar 3.1 Letak Rencana Tampungan Kawasan Kampus ITS _____	32
Gambar 3.2 Flow Chart _____	34
Gambar 4.1 Peta Stasiun Hujan Kota Surabaya _____	35
Gambar 4.2 Model Daerah Tangkapan Air Kampus ITS Pada Program Bantu HEC-HMS _____	53
Gambar 4.3 Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS _____	54
Gambar 4.4 Perbandingan Debit Puncak Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario _____	81
Gambar 4.5 Perbandingan Infow dan Outfow Kondisi Eksisting _____	82
Gambar 4.6 Perbandingan Infow dan Outfow Kondisi Skenario 1 _____	82
Gambar 4.7 Perbandingan Infow dan Outfow Kondisi Skenario 2 _____	83
Gambar 4.8 Perbandingan Infow dan Outfow Kondisi Skenario 3 _____	84
Gambar 4.9 Penampang Saluran Memanjang Primer Barat-Utara _____	85
Gambar 4.10 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 1 Eksisting _____	86
Gambar 4.11 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,6 Eksisting _____	86
Gambar 4.12 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,5 Eksisting _____	86
Gambar 4.13 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,4 Eksisting _____	86
Gambar 4.14 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,2 Eksisting _____	86
Gambar 4.15 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,1 Eksisting _____	86

Gambar 4.16 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0 Eksisting_____	87
Gambar 4.17 Penampang Saluran Memanjang Primer Selatan _____	87
Gambar 4.18 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 1 Eksisting _____	87
Gambar 4.19 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,6 Eksisting_____	87
Gambar 4.20 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,5 Eksisting_____	88
Gambar 4.21 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,4 Eksisting_____	88
Gambar 4.22 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,3 Eksisting_____	88
Gambar 4.23 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,2 Eksisting_____	88
Gambar 4.24 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,1 Eksisting_____	88
Gambar 4.25 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0 Eksisting _____	88
Gambar 4.26 Penampang Saluran Memanjang Primer Tengah _____	88
Gambar 4.27 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 1 Eksisting _____	89
Gambar 4.28 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,5 Eksisting _____	89
Gambar 4.29 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,4 Eksisting _____	89
Gambar 4.30 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,3 Eksisting _____	89
Gambar 4.31 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,2 Eksisting _____	89
Gambar 4.32 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,1 Eksisting _____	89
Gambar 4.33 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0 Eksisting _____	89
Gambar 4.34 Penampang Saluran Memanjang Primer Timur _____	90
Gambar 4.35 Penampang Saluran Primer Timur Cross 1 Eksisting _____	90
Gambar 4.36 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,3 Eksisting _____	90
Gambar 4.37 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,2 Eksisting _____	90
Gambar 4.38 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,1 Eksisting _____	90
Gambar 4.39 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0 Eksisting _____	91

Gambar 4.40 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 1 Eksisting _____	91
Gambar 4.41 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 0 Eksisting _____	91
Gambar 4.42 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 1 Eksisting _____	91
Gambar 4.43 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 0 Eksisting _____	91
Gambar 4.44 Penampang Saluran Memanjang Primer Barat-Utara _____	92
Gambar 4.45 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 1 Skenario 1 _____	92
Gambar 4.46 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,6 Skenario 1 _____	92
Gambar 4.47 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,5 Skenario 1 _____	92
Gambar 4.48 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,4 Skenario 1 _____	92
Gambar 4.49 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,2 Skenario 1 _____	93
Gambar 4.50 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,1 Skenario 1 _____	93
Gambar 4.51 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0 Skenario 1 _____	93
Gambar 4.52 Penampang Saluran Memanjang Primer Selatan _____	93
Gambar 4.53 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 1 Skenario 1 _____	93
Gambar 4.54 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,6 Skenario 1 _____	93
Gambar 4.55 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,5 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.56 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,4 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.57 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,3 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.58 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,2 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.59 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,1 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.60 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0 Skenario 1 _____	94
Gambar 4.61 Penampang Saluran Memanjang Primer Tengah _____	94
Gambar 4.62 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 1 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.63 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,5 Skenario 1 _____	95

Gambar 4.64 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,4 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.65 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,3 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.66 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,2 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.67 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,1 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.68 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0 Skenario 1 _____	95
Gambar 4.69 Penampang Saluran Memanjang Primer Timur _____	96
Gambar 4.70 Penampang Saluran Primer Timur Cross 1 Skenario 1 _____	96
Gambar 4.71 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,3 Skenario 1 _____	96
Gambar 4.72 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,2 Skenario 1 _____	96
Gambar 4.73 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,1 Skenario 1 _____	96
Gambar 4.74 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0 Skenario 1 _____	96
Gambar 4.75 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 1 Skenario 1 _____	97
Gambar 4.76 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 0 Skenario 1 _____	97
Gambar 4.77 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 1 Skenario 1 _____	97
Gambar 4.78 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 0 Skenario 1 _____	97
Gambar 4.79 Penampang Saluran Memanjang Primer Barat-Utara _____	98
Gambar 4.80 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 1 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.81 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,6 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.82 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,5 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.83 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,4 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.84 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,2 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.85 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,1 Skenario 2 _____	98
Gambar 4.86 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0 Skenario 2 _____	99
Gambar 4.87 Penampang Saluran Memanjang Primer Selatan _____	99

Gambar 4.88 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 1 Skenario 2 _____	99
Gambar 4.89 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,6 Skenario 2 _____	99
Gambar 4.90 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,5 Skenario 2 _____	99
Gambar 4.91 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,4 Skenario 2 _____	99
Gambar 4.92 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,3 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.93 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,2 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.94 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,1 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.95 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.96 Penampang Saluran Memanjang Primer Tengah _____	100
Gambar 4.97 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 1 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.98 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,5 Skenario 2 _____	100
Gambar 4.99 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,4 Skenario 2 _____	101
Gambar 4.100 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,3 Skenario 2 _____	101
Gambar 4.101 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,2 Skenario 2 _____	101
Gambar 4.102 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,1 Skenario 2 _____	101
Gambar 4.103 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0 Skenario 2 _____	101
Gambar 4.104 Penampang Saluran Memanjang Primer Timur _____	101
Gambar 4.105 Penampang Saluran Primer Timur Cross 1 Skenario 2 _____	102
Gambar 4.106 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,3 Skenario 2 _____	102
Gambar 4.107 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,2 Skenario 2 _____	102
Gambar 4.108 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,1 Skenario 2 _____	102
Gambar 4.109 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0 Skenario 2 _____	102
Gambar 4.110 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 1 Skenario 2 _____	102

Gambar 4.111 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 0 Skenario 2 _____	103
Gambar 4.112 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 1 Skenario 2 _____	103
Gambar 4.113 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 0 Skenario 2 _____	103
Gambar 4.114 Penampang Saluran Memanjang Primer Barat-Utara _____	103
Gambar 4.115 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 1 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.116 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,6 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.117 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,5 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.118 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,4 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.119 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,2 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.120 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0,1 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.121 Penampang Saluran Primer Barat-Utara Cross 0 Skenario 3 _____	104
Gambar 4.122 Penampang Saluran Memanjang Primer Selatan _____	105
Gambar 4.123 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 1 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.124 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,6 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.125 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,5 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.126 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,4 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.127 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,3 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.128 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,2 Skenario 3 _____	105
Gambar 4.129 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0,1 Skenario 3 _____	106
Gambar 4.130 Penampang Saluran Primer Selatan Cross 0 Skenario 3 _____	106
Gambar 4.131 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 1 Skenario 3 _____	106
Gambar 4.132 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,5 Skenario 3 _____	106
Gambar 4.133 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,4 Skenario 3 _____	106
Gambar 4.135 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,3 Skenario 3 _____	106

Gambar 4.136 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,2 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.137 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0,1 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.138 Penampang Saluran Primer Tengah Cross 0 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.139 Penampang Saluran Memanjang Primer Timur _____	107
Gambar 4.140 Penampang Saluran Primer Timur Cross 1 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.141 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,3 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.142 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,2 Skenario 3 _____	107
Gambar 4.143 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0,1 Skenario 3 _____	108
Gambar 4.144 Penampang Saluran Primer Timur Cross 0 Skenario 3 _____	108
Gambar 4.145 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 1 Skenario 3 _____	108
Gambar 4.146 Penampang Saluran Outlet Kalidami Cross 0 Skenario 3 _____	108
Gambar 4.147 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 1 Skenario3 _____	108
Gambar 4.148 Penampang Saluran Outlet Kalibokor Cross 0 Skenario 3 _____	108
Gambar 4.149 Perbandingan Muka Air Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario _____	108
Gambar A Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS _____	119
Gambar C-1Peta Skematik Eksisting _____	133
Gambar C-2 Peta Skematik Skenario 1 _____	134
Gambar C-3 Peta Skematik Skenario 2 _____	135
Gambar C-4 Peta Skematik Skenario 3 _____	136

"Halaman Ini Sengaja Dikoosngkan"

BAB I

PENDAHULUAN

1.1.Latar Belakang

Kampus Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya yang merupakan salah satu Perguruan Tinggi Negeri di Surabaya yang memiliki lahan seluas ± 187 Ha yang terletak di Kelurahan Keputih, Kecamatan Sukolilo dan Kelurahan Gebang, Kecamatan Mulyosari. Seiring perkembangan jaman Kampus ITS mengalami perubahan tata guna lahan yang cukup signifikan dari daerah yang memiliki banyak lahan kosong menjadi lahan terbangun untuk kebutuhan pengembangan kampus. Peta lokasi Kampus ITS ini dapat ditunjukkan pada Gambar 1.1.

Zonasi kawasan Kampus ITS dibagi menjadi 7 (tujuh) yaitu Zona Pusat Kampus dengan luas $\pm 10,09$ Ha, Zona Akademik dengan luas $\pm 55,66$ Ha, Zona Olahraga dengan luas $\pm 8,48$ Ha, Zona Hunian dengan luas $\pm 41,59$ Ha, Zona Kegiatan Khusus, Zona Fasilitas Umum dengan luas $\pm 9,5$ Ha, dan Zona Makam dengan luas $\pm 2,10$ Ha. Dari keseluruhan zonasi yang ada memiliki sistem jaringan drainase yang kemudian dialirkan ke beberapa saluran di sekeliling Kampus ITS.

Sistem jaringan saluran drainase ITS terdiri dari saluran drainase tersier yaitu saluran di sekeliling bangunan kampus, saluran sekunder merupakan saluran di lingkungan bangunan menuju saluran primer, dan saluran primer merupakan saluran yang menuju saluran pembuangan akhir Kampus ITS. Sistem drainase Kampus ITS dilayani oleh dua saluran pembuangan akhir, yaitu Saluran Kalidami dan Saluran Kalibokor. Sistem pembuangan air hujan keluar kampus dilakukan dengan mengumpulkan / menampung sementara aliran dari saluran ke kolam tampungan, kemudian pembuangan dilakukan dengan bantuan pompa.

Kondisi eksisting kawasan Kampus ITS sebagian besar lahan belum dibangun dan masih berupa rawa yang ditumbuhi rumput dan semak – semak. Ruang terbuka hijau kawasan kampus ITS ini ditunjukkan pada Gambar 1.2. Kemampuan air limpasan hujan menggunakan periode $T = 5$ tahun untuk saluran sekunder sedangkan untuk saluran primer menggunakan periode $T = 10$ tahun. Dimensi saluran kawasan Kampus ITS yaitu saluran primer berukuran 5.5 m dengan talud 2:1, saluran sekunder berukuran 1,00 m s/d 3,00 m dan saluran tersier berukuran 0,40 m s/d 1.00 m. Hampir seluruh saluran dalam kawasan kampus ITS berpenampang trapesium dengan kemiringan dasar saluran ± 0.0002 . Pembuangan akhir drainase Kampus ITS berada di Saluran Kalidami yang terletak di sebelah utara Kampus ITS

dan di Saluran Kalibokor yang terletak di sebelah timur Kampus ITS. Saluran primer bagian barat laut dan timur laut Kampus ITS berakhir di outlet Saluran Kalidami dengan sistem aliran gravitasi dan menggunakan pompa air. Untuk aliran gravitasi saluran dilengkapi dengan pintu air yang dibuka saat muka air di Saluran Kalidami rendah dan ditutup saat muka air tinggi. Namun pintu - pintu itu sudah tidak ada lagi. Sedangkan saluran primer selatan dan saluran primer tengah Kampus ITS berakhir di outlet Saluran Kalibokor. Pembuangan akhir Saluran Kalibokor dilakukan dengan menggunakan bantuan pompa, namun pompa tidak dioperasikan lagi.

Kawasan Kampus ITS saat ini mempunyai 4 kolam tampungan yaitu kolam tampungan graha, kolam tampungan depan FTI, kolam tampungan utara dan kolam tampungan timur. Namun kolam tampungan tersebut, belum berfungsi secara efektif hal ini dapat terlihat dari adanya genangan yang terjadi di Kampus ITS pada saat musim hujan.

Selain itu, permasalahan drainase Kampus ITS yang terjadi saat ini adalah lahan kampus relatif datar, kedalaman air tanah $\pm 0,60$ s/d $1,00$ m di bawah permukaan tanah, lahan di sebagian Kampus ITS masih berupa rawa yang di tumbuh rumput dan semak- semak. Jaringan saluran drainase Kampus ITS yang di bangun belum lengkap dan belum berfungsi dengan baik. Permasalahan yang lain yaitu dimensi saluran yang tak beraturan dan operasional prasarana drainase belum memadai, hal ini dicirikan dengan aliran yang tidak jelas arahnya dan tidak sesuai dengan rencana. Pompa yang bekerja hanya terletak di outlet Kalidami, sedangkan pompa yang berada di timur kampus terhambat pengoperasiannya karena pembuangan air (dengan pompa) ke luar kampus yang menuju Saluran Kalibokor ditentang oleh penduduk Kampung Kejawan Putih Tambak, karena dianggap menyebabkan banjir di wilayahnya

Untuk menyelesaikan permasalahan drainase di kawasan kampus ITS diperlukan studi mengenai drainase di kawasan kampus ITS dalam menanggulangi permasalahan banjir tersebut.

Maka dari itu dalam studi tersebut dengan judul,

“ ANALISA KEBUTUHAN KOLAM TAMPUNG PADA SISTEM DRAINASE KAMPUS ITS SURABAYA “

Jadi pada tesis ini akan dimaksimalkan penggunaan kolam tampungan sebagai media untuk menampung dan meresapkan air hujan sehingga tidak membebani drainase di luar kawasan Kampus ITS.

1.2 Permasalahan

Pada pengembangan Kampus ITS ini masih terdapat beberapa masalah untuk diselesaikan antara lain :

1. Bagaimana kondisi sistem drainase Kampus ITS saat ini.
2. Bagaimana rencana pengembangan drainase Kampus ITS kedepan.
3. Berapa besar pengaruh pemanfaatan kolam tampungan untuk mengelola banjir di Kampus ITS.

1.3 Tujuan Penelitian

Maksud dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Mempelajari kondisi sistem drainase di Kampus ITS saat ini.
2. Menganalisa rencana pengembangan drainase Kampus ITS kedepan.
3. Menganalisa pengaruh pemanfaatan kolam tampungan untuk mengelola banjir di Kampus ITS.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penelitian ini yaitu :

1. Tidak membahas anggaran biaya.
2. Tidak membahas teknik pelaksanaan di lapangan.
3. Tidak membahas saluran sekunder dan saluran tersier.

1.5 Manfaat dari Hasil Penelitian

Penelitian ini dilakukan agar pihak - pihak yang berkepentingan dapat memperoleh data tentang metode dan upaya yang dapat diterapkan pada Kampus ITS, manfaat yang dapat diperoleh antara lain :

1. Bagi Tim Master Plan Drainage Kampus ITS hasil penelitian ini dapat digunakan sebagai informasi dalam upaya penanggulangan banjir di kawasan Kampus ITS. Selain itu, hasil penelitian ini dapat membantu pihak - pihak terkait yang menangani Kampus ITS dalam upaya penanggulangan banjir secara terpadu dan berkelanjutan.
2. Sebagai masukan untuk pengembangan kajian ilmiah maupun studi lanjutan tentang banjir pada kawasan Kampus ITS Surabaya.

1.6 Lokasi Penelitian

Studi ini dilaksanakan di kawasan Kampus ITS Surabaya. Peta situasi lokasi tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.1.



Gambar 1.1 Peta Lokasi



PEMILIK PROYEK	PEKERJAAN	TIM PERENCANA	JUDUL GAMBAR	SKALA	KODE GAMBAR	NO LEMBAR
 KEMENTERIAN PENDIDIKAN dan KEBUDAYAAN REPUBLIK INDONESIA	REVIEW MASTERPLAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA th.2013	 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER <small>JALAN SEPULUH NOPEMBER 47, SURABAYA 60115</small>	RUANG TERBUKA HIJAU			
		SUMBER DATA HASIL TIM REVIEW MASTERPLAN 2013				
						JMLAH LEMBAR REV. 1 / 10.08.13.09

Gambar 1.2 Layout Kampus ITS

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan suatu bagian awal dari keseluruhan rangkaian dalam perencanaan bangunan - bangunan air. Informasi dan nilai - nilai yang diperoleh dalam analisis hidrologi akan menjadi masukan penting pada analisa berikutnya.

2.1.1 Curah Hujan Wilayah

Data hujan yang diperoleh dari alat penakar hujan merupakan hujan yang terjadi hanya pada satu tempat atau titik saja (*point rainfall*). Mengingat hujan sangat bervariasi terhadap tempat (*space*), maka untuk kawasan yang luas suatu hujan alat penakar hujan belum dapat menggambarkan hujan wilayah tersebut. Dalam hal ini diperlukan perhitungan rata - rata curah hujan beberapa stasiun , data hujan yang diperlukan untuk analisa hidrologi telah tersihimpun data hujan sepanjang tahun.

Kampus ITS sebagian termasuk dalam DAS Kalidami dan Kalibokor yang terdapat 2 stasiun hujan yaitu stasiun hujan Keputih dan stasiun hujan Gubeng serta mempunyai luas DAS ± 187 Ha. Curah hujan yang diperlukan untuk rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata - rata di seluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada satu titik tertentu, curah hujan ini disebut juga sebagai curah hujan wilayah dan dinyatakan dalam mm. Untuk mendapatkan gambaran mengenai distribusi curah hujan di seluruh daerah aliran sungai, maka dipilih beberapa stasiun yang tersebar di seluruh DAS. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran secara lengkap.

Besar curah hujan wilayah didapatkan berdasarkan curah hujan maksimum harian rata - rata DAS yang dapat dihitung dengan berbagai metode antara lain :

1. Rata - rata Aritmatik Mean (Aljabar)
2. Poligon Thiessen
3. Peta Isyohet

Dalam perhitungan penelitian ini stasiun hujan di daerah yang ditinjau merata dan jumlah stasiun hujan yang dipakai sebanyak dua buah, sehingga metode yang digunakan adalah metode Aritmatik Mean.

2.1.1.1 Cara Arithmatik Mean

Pada cara arithmatik dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah penalaran di sekitar tempat itu dengan merata –rata langsung stasiun penakar hujan yang digunakan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1+R_2+R_3).....(2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

- \bar{R} = curah hujan daerah (mm)
- n = jumlah titik-titik pengamatan
- R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan ditiap titik pengamatan(mm)

2.1.2 Curah Hujan Rencana

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya, untuk daerah yang tidak memiliki data debit (banjir maksimum tahunan) maka debit banjir rencananya dihitung dengan metode curah hujan – limpasan (*rainfall – runoff*). Perhitungannya dimulai dari curah hujan rencana yang dikonversi menjadi curah hujan jam – jaman kemudian dikali karakteristik daerah aliran sungainya yang dikenal dengan nama hidrograf satuan. Sedagkan curah hujan rencana yang dalam hal ini adalah curah hujan harian diperoleh dari data curah hujan harian maksimum tahunan diolah dengan metode analisis frekuensi. Analisis frekuensi data curah hujan rencana dapat dilakukan dengan menggunakan beberapa distribusi probabilitas yang banyak digunakan dalam hidrologi, yaitu : Distribusi Gumbel dan Distribusi Log Pearson III. Persyaratan pemakaian distribusi tersebut didasarkan pada nilai Koefisien Skewness dan koefisien Kuortosis , seperti persyaratan yang tercantum pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1. Persyaratan Pemilihan Distribusi Frekuensi

Distribusi Frekuensi	Parameter Data Statistik	
	Koefisien Skewness (Cs)	Koefisien Kurtosis (Ck)
Gumbel	1.14	5.4
Distribusi Normal	- 0.015 <Cs < 0.05	2.7 < Ck < 3.0
Log Pearson III	bebas	1.5 Cs ² + 3

(Soemarto, 1995)

2.1.2.1 Metode Distribusi Normal

1. Nilai rata – rata

$$X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(2.3)$$

(Bambang Triatmojdo, 2008)

Dimana :

- X = nilai rata – rata (mm)
- X_i = nilai pengukuran dari suatu variant (mm)
- n = Jumlah data

2. Koefisien Kemencengan (Cs)

$$C_s = \frac{n \times \sum_{i=1}^n (X_i - X)^3}{(n-1) \times (n-2) \times Sd^3} \dots\dots\dots(2.4)$$

(Bambang Triatmojdo, 2008)

Dimana :

- C_s = Koefisien kemencengan
- Sd = Standart Devisiasi dari sample (mm)
- X = Rata – rata hitung dari sample (mm)
- X_i = nilai variant ke-i (mm)
- n = Jumlah data

3. Koefisien Kurtosis

$$C_k = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4} \dots\dots\dots(2.5)$$

(Bambang Triatmojdo, 2008)

Dimana :

Ck= Koefisien Kurtosis

Sd= Standart Devisiasi dari sample (mm)

\bar{X} = Rata – rata hitung dari sample (mm)

X_i = Nilai variant ke-i (mm)

n = Jumlah data

2.1.2.2 Distribusi Gumbel

Untuk menghitung curah hujan dengan massa ulang tertentu menurut Gumbel dapat dipakai perumusan sebagai berikut :

$$X_T = \bar{X} + \frac{Sd}{S_n} - (Y_T - Y_n) \dots\dots\dots(2.6)$$

(Soemarto,1995)

Dimana :

X_T = Nilai variat yang diharapkan terjadi

\bar{X} = Nilai rata – rata hitung varian

Sd = Standart devisiasi (simpangan baku)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.7)$$

Y_T = Nilai reduksi varian dari variable yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu hubungan antara periode ulang T dengan Y_T dihitung dengan menggunakan rumus 2.8

Rumus hubungan antara periode ulang T dengan Y_T :

untuk $T > 20$, maka : $Y_T = \ln T$

$$Y_T = -\ln [-\ln(\frac{T-1}{T})] \dots\dots\dots(2.8)$$

(Bambang Triatmojdo, 2008)

$Y_n = Y_n$ = Nilai rata – rata dari reduced variable Y, merupakan fungsi jumlah data n, dapat dilihat pada Tabel 2.2

S_n = Simpangan baku dari reduced variable Y, merupakan fungsi dari jumlah data n dapat dilihat pada tabel 2.3

Tabel 2.2. Harga Reduced Mean (Yn)

	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn	n	Yn
10	0.4592	26	0.532	42	0.5448	58	0.5515	74	0.5557	90	0.5586
11	0.4996	27	0.5332	43	0.5453	59	0.5518	75	0.5559	91	0.5587
12	0.5035	28	0.5343	44	0.5458	60	0.5521	76	0.5561	92	0.5589
13	0.5070	29	0.5453	45	0.5463	61	0.5524	77	0.5563	93	0.559
14	0.5100	30	0.5362	46	0.5468	62	0.5527	78	0.5565	94	0.5592
15	0.5128	31	0.5371	47	0.5473	63	0.553	79	0.5567	95	0.5593
16	0.5157	32	0.528	48	0.5477	64	0.5533	80	0.5569	96	0.5595
17	0.5181	33	0.5388	49	0.5481	65	0.5535	81	0.557	97	0.5596
18	0.5202	34	0.5396	50	0.5485	66	0.5538	82	0.5572	98	0.5598
19	0.522	35	0.5402	51	0.5489	67	0.554	83	0.5574	99	0.5599
20	0.5236	36	0.541	52	0.5493	68	0.5543	84	0.5576	100	0.56
21	0.5252	37	0.5413	53	0.5497	69	0.5545	85	0.5578		
22	0.5268	38	0.5424	54	0.5501	70	0.5548	86	0.558		
23	0.5283	39	0.543	55	0.5504	71	0.555	87	0.5581		
24	0.5296	40	0.5436	56	0.5508	72	0.5552	88	0.5583		
25	0.5309	41	0.5442	57	0.5511	73	0.5555	89	0.5585		

Tabel 2.3. Harga Reduced Deviation (Sn)

n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn	n	Sn
10	0.9496	26	1.0961	42	1.1458	58	1.1721	74	1.189	90	1.2007
11	0.9676	27	1.1004	43	1.148	59	1.1734	75	1.1898	91	1.2013
12	0.9833	28	1.1047	44	1.1499	60	1.1747	76	1.1906	92	1.2020
13	0.9971	29	1.1086	45	1.1519	61	1.1759	77	1.1915	93	1.2026
14	1.0095	30	1.1124	46	1.1538	62	1.177	78	1.1923	94	1.2032
15	1.0206	31	1.1159	47	1.1557	63	1.1782	79	1.1930	95	1.2038
16	1.1316	32	1.1193	48	1.1574	64	1.1793	80	1.1938	96	1.2044
17	1.0411	33	1.1226	49	1.1590	65	1.1803	81	1.1945	97	1.2049
18	1.0493	34	1.1255	50	1.1607	66	1.1814	82	1.1953	98	1.2055
19	1.0565	35	1.1285	51	1.1623	67	1.1824	83	1.1959	99	1.2060
20	1.0628	36	1.1313	52	1.1638	68	1.1834	84	1.1967	100	1.2065
21	1.0696	37	1.1339	53	1.1658	69	1.1844	85	1.1973		
22	1.0754	38	1.1363	54	1.1667	70	1.1854	86	1.1980		
23	1.0811	39	1.1388	55	1.1681	71	1.1863	87	1.1987		
24	1.0864	40	1.1413	56	1.1696	72	1.1873	88	1.1994		
25	1.0915	41	1.1436	57	1.1708	73	1.1881	89	1.2001		

2.1.2.3 Distribusi Log Pearson III

Perkiraan besarnya probabilitas hujan rencana dengan periode ulang T tahun dengan metode ini menggunakan perumusan :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k (\overline{S\text{Log}X}) \dots\dots\dots(2.9)$$

Dimana :

Log X = nilai variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang tertentu

$\overline{\text{Log}X}$ = rata – rata hitung nilai X hasil pengamatan

$(\overline{S\text{Log}X})$ = standar devisiasi logaritmik nilai X hasil pengamatan

k = Karakteritik dari Log Pearson Type III (lihat Tabel 2.4)

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi Log Pearson type III, adalah :

- a. Tentukan logaritma dari semua nilai variat X
- b. Hitung nilai rata - ratanya :

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

n = jumlah data

- c. Hitung nilai devisiasi standarnya dari Log X :

$$\overline{S\text{Log}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log} X - \overline{\text{Log} X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.11)$$

- d. Hitung nilai koefisien kemencengan / *skewness*

$$C_s = \frac{n \sum (\text{Log} X - \overline{\text{Log} X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{S\text{Log}X})^3} \dots\dots\dots(2.12)$$

- e. Tentukan anti log dari Log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada periode tertentu sesuai dengan nilai Cs-nya (lihat pada Tabel 2.4)

Tabel 2.4. Nilai k Distribusi Log Pearson Type III untuk Setiap nilai Cs (Koefisien *Skewness*)

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (Tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0.5	0.1
3.0	-0.396	0.42	1.180	2.278	3.152	4.054	4.976	7.250
2.5	-0.36	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454	6.200
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.449	4.147	5.660
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.386	3.990	5.390
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.721	5.110
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.019	2.498	2.957	3.401	4.395
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.874	3.223	4.105
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.936	2.359	2.755	3.132	3.960
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.200	1.216	1.280
-1.8	0.282	0.799	0.945	0.035	1.069	1.089	1.097	1.130
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-3.0	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Soewarno,1995)

2.1.3 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi

Untuk menentukan kecocokan distribusi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang (frekuensi teoritis) yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi empiris tersebut, diperlukan pengujian secara statistik. Pemeriksaan uji kesesuaian bertujuan untuk mengetahui kebenaran dari suatu hipotesa sehingga diketahui :

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau yang didapatkan secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa (hasil model distribusi diterima atau ditolak)

Terdapat dua cara pengujian yaitu uji Chi Kuadrat dan uji Smirnov Kolmogorov. Pada umumnya pengujian dilaksanakan dengan cara menggambar data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus atau dengan membandingkan kurva frekuensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

2.1.3.1 Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah di pilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang di analisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi Kuadrat.

Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots(2.13)$$

(Soewarno, 1995)

Dimana :

χ^2 = Parameter Chi Kuadrat terhitung

Σ = Jumlah sub kelompok

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Parameter χ^2 merupakan variable acak. Peluang untuk mencapai χ^2 sama atau lebih besar daripada nilai Chi Kuadrat yang sebenarnya (χ^2) dapat dilihat pada tabel (Suripin , 2004)

Prosedur Uji Chi Kuadrat adalah :

- Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan. Tidak ada aturan yang pasti tentang penentuan jumlah kelas (grup), H.A. Sturges pada tahun 1926 mengemukakan suatu perumusan untuk menentukan banyaknya kelas, yaitu: $k = 1 + 3.322 \log n$, dengan k = banyaknya kelas; n = banyaknya nilai observasi Menentukan jumlah kelas pengamatan dengan rumus sebagai berikut :
- Jumlahkan data perencanaan sebesar O_i tiap – tiap sub grup
- Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- Tiap – tiap sub grup dihitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $(\frac{O_i - E_i}{E_i})^2$
- Jumlah seluruh G sub grup $(\frac{O_i - E_i}{E_i})^2$ nilai untuk menentukan nilai Chi Kuadrat hitung
- Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial, nilai $R = 1$ untuk distribusi poisson)

Interpretasi hasilnya adalah :

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang lebih kecil dai 1% maka persamaan distribusi teoritis tidak dapat diterima
- Apabila peluang berada antara 1 sampai 5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu ditambah data.

Tabel 2.5. Nilai Kritis Distribusi *Chi Kuadrat*

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Soewarno,1995)

2.1.3.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non – parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga DO (lihat tabel 2.6)

Tabel 2.6. Nilai Kritis DO Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

No.	N	α			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

(Soewarno,1995)

- Apabila $D < DO$ maka ditribusi teoritis dapat diterima.
- Apabila $D > DO$ maka distribusi teoritis tidak dapat diterima

2.1.4 Angka Kurva (*Curve Number*)

Tidak semua air hujan mengalir langsung ke saluran, tetapi ada yang meresap ke dalam tanah, atau tertahan di cekungan - cekungan. Besar debit rencana dipengaruhi oleh besar nilai koefisien pengaliran atau koefisien limpasan yang tergantung pada penggunaan lahan (*land use*), jenis tanah dan juga topografi daerah pengaliran. Untuk mendapatkan besar curah hujan rencana maka hasil curah hujan rancangan harus dikalikan dengan angka koefsiisen pengaliran.

Harga koefisien pengaliran dari waktu sesuai dengan perubahan pada faktor - faktor yang bersangkutan dan aliran permukaan air di dalam saluran, terutama kelembaban tanah. Sehingga penentuan nilai CN (*curve number*) dipengaruhi oleh faktor - faktor penting antara lain tpe tanah (*Soil type*) dan tata guna lahan (*land use*) (Chow, Maidment and Mays,1998 dan Erwanto,2013).

Curah hujan yang terdistribusi akan jatuh pada permukaan *pervious* maupun *impervious*. Sebagian hujan yang jatuh pada permukaan *pervious* akan hilang akibat intersepsi, infiltrasi, evaporasi dan transpportasi. Curah hujan efektif tersebut akan

mempengaruhi aliran limpasan langsung. Sedangkan aliran pada permukaan *impervious* akan langsung menjadi limpasan tanpa mengalami berbagai bentuk kehilangan (*losses*), yang ditransformasikan menjadi aliran permukaan (*overland flow*).

Besarnya Curve Number dan nilai *impervious* dapat ditentukan berdasarkan Tabel.2.7

Tabel 2.7. Curve Number dan Impervious

No	Jenis Tata Guna Lahan	Tipe Tanah				% Imper vious Area	
		A	B	C	D		
1	Tanah yang diolah dan ditanami						
	-Dengan konservasi	72	81	88	91		
	-Tanpa konservasi	62	71	78	81		
2	Padang Rumput						
	-Kondisi jelek	68	79	86	89		
	-Kondisi baik	39	61	74	80		
3	Padang rumput kondisi baik	30	58	71	78		
4	Hutan						
	-Tanaman jarang penutupan jelek	45	66	77	83		
	-Penutupan baik	25	55	70	77		
5	Tempat terbuka halaman rumput, lapangan golf, kuburan dsb						
	-Kondisi baik:rumpun 75% atau lebih luas	39	61	74	80		
	-Kondisi sedang:rumpun 50%- 75% luasan	49	69	79	84		
6	Daerah peniagaan dan bisnis	89	92	94	95	85	
7	(85% kedap air)						
	daerah industri (72% kedap air)	81	88	91	93	72	
8	Permukiman						
	Luas % kedap air						
	1/8 acre atau kurang	65	77	85	90	92	65
	1/4 acre	38	61	75	83	87	38
	1/3 acre	30	57	72	81	86	30
	1/2 acre	25	54	70	80	85	25
	1 acre	20	51	68	79	84	20

No	Jenis Tata Guna Lahan	Tipe Tanah				% ImperVIOUS Area
		A	B	C	D	
9	Tempat parkir, atap, jalan mobil (dihalaman) jalan	98	98	98	98	100
	-Perkerasan dengan drainase	98	98	98	98	
	-Kerikil	76	85	89	91	
	-Tanah	72	82	87	89	

Sumber : Hidrologi terapan, Bambang Triatmojo

Tipe tanah untuk menentukan curve number dan nilai impervious dapat dilihat pada Tabel 2.8

Tabel 2.8. Tipe Tanah Untuk Menentukan *Curve Number* dan *Impervious*

Tipe Tanah	Penjelasan
A	Terdiri dari tanah potensi agak rendah, laju infiltrasi tinggi terutama untuk pasir (<i>deep san</i>) dengan silty dan clay sangat sedikit, juga kerikil (<i>gravel</i>) yang sangat lulus air.
B	Terdiri dari tanah potensi limpasan agak rendah, laju infiltrasi sedang. Tanah berbutir sedang (<i>sandy solis</i>) dengan laju meloloskan air sedang
C	Terdiri dari tanah dengan potensi limpasan agak tinggi laju infiltrasi lambat jika tanah tersebut sepenuhnya basah. Tanah berbutir sedang sampai halus (<i>clay dan colloids</i>) dengan laju meloloskan air lambat.
D	Terdiri dari tanah dengan potensi limpasan tinggi, mempunyai laju infiltrasi sangat lambat. Terutama tanah liat (<i>clay</i>) dengan daya kembang (<i>sweeling</i>) tinggi, tanah dengan muka air tanah permanen tinggi, tanah dengan lapis lempung didekat permukaan dan tanah yang dilapisi dengan bahan kedap air. Tanah ini mempunyai laju meloloskan tanah air sangat lambat.

Sumber : Hidrologi terapan, Bambang Triatmojo

2.1.5 Perhitungan Distribusi Hujan Jam –Jaman

Untuk perhitungan debit dengan menggunakan rumus hidrograf satuan sintesis, diperlukan data hujan jam-jaman. Distribusi curah hujan jam-jaman dihitung dengan rumus:

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left[\frac{t}{T} \right]^{2/3} \dots\dots\dots (2.14)$$

Dimana :

R_t = rata-rata hujan pada jam ke-t (mm)

R_{24} = curah hujan harian (mm)

T = lama waktu hujan terpusat (jam)

t = waktu hujan (jam)

2.1.6 Analisa Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana adalah debit maksimum di sungai atau saluran dengan periode ulang yang sudah ditentukan yang dapat dialirkan tanpa membahayakan proyek irigasi dan stabilitas bangunan - bangunannya. Dalam kaitannya dengan rencana pembuatan bangunan air, besaran rancangan berupa debit banjir rancangan (*design flood*) harus didapatkan melalui kegiatan analisis hidrologi. Banjir rencana merupakan besarnya debit banjir yang ditetapkan sebagai dasar penentuan kapasitas dan mendimensi bangunan - bangunan hidrolis (termasuk bangunan di sungai), sedemikian hingga kerusakan yang dapat ditimbulkan baik langsung maupun tidak langsung oleh banjir tidak boleh terjadi selama besaran banjir tidak terlampaui(Sri Harto, 1993).

Debit banjir rencana idealnya didapatkan dengan cara hidrograf satuan apabila tersedia pasangan data debit dan hujan yang cukup. Bila pasangan data debit dan data hujan tidak tersedia, debit banjir rancangan bisa ditentukan dengan menggunakan hidrograf satuan sintetik yang diturunkan berdasarkan andaian transformasi hujan menjadi hidrograf ditentukan oleh beberapa parameter fisik DAS yang bisa diukur.

Hidrograf adalah kurva yang memberi hubungan antara parameter aliran dan waktu. Parameter tersebut bisa berupa kedalaman air (elevasi) atau debit aliran, sehingga terdapat dua macam hidrograf yaitu hidrograf muka air dan hidrograf debit. Hidrograf muka air dapat ditransformasikan menggunakan rating curve (Triatmojo,2010).

Berikut beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung debit banjir rencana, antara lain hidrograf satuan sintesis Snyder, hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*), dan hidrograf satuan Clark.

2.1.7 Konsep Permodelan Hidrologi Dengan HEC-HMS

2.1.7.1 Definisi HEC-HMS

HEC-HMS adalah salah satu perangkat lunak yang dikembangkan oleh U.S. Army Corps of Engineering. Perangkat lunak ini digunakan untuk analisa hidrologi dengan memanipulasikan proses curah hujan dan limpasan langsung (*run off*) dari sebuah daerah aliran sungai (DAS). HEC HMS dapat diaplikasikan dalam area geografik yang sangat luas untuk menyelesaikan masalah, meliputi hidrologi banjir dan limpasan air dari suatu DAS. Hidrograf satuan yang dihasilkan oleh HEC-HMS dapat digunakan secara langsung ataupun digabungkan dengan perangkat lunak lain (U.S. Army Corps of Engineering, 2001).

Model HEC HMS dapat memberikan simulasi hidrologi dari puncak aliran harian untuk perhitungan debit banjir rencana dari suatu daerah aliran sungai (DAS). Dalam pengoperasiannya, HEC-HMS menggunakan sistem windows, sehingga model ini menjadi mudah dipelajari dan mudah untuk digunakan, tetapi tetap dilakukan dengan pendalaman dan pemahaman dengan model yang digunakan.

Konsep dasar perhitungan model HEC HMS adalah data hujan sebagai input air untuk satu atau beberapa sub daerah tangkapan air (*sub bassin*) yang sedang dianalisa. Setiap *sub bassin* dianggap sebagai tendon yang *non linier* dimana *inflownya* adalah data hujan.

2.1.7.2 Metode Unit Hidrograf dengan Menggunakan HEC – HMS 3.5

Dalam permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan hidrograf satuan. Metode – metode yang ada antara lain adalah :

1. Hidrograf satuan sintesis Snyder
2. Hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*)
3. Hidrograf satuan Clark

Dalam studi ini, hidrograf permodelan HEC HMS yang digunakan adalah hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*).

2.1.7.2.1 Hidrograf satuan sintesis SCS

Hidrograf Satuan Sintetik SCS (*Soil Conservation Service*) merupakan suatu cara untuk mendapatkan hidrograf banjir rancangan dalam suatu DAS. Dalam metode SCS, *runoff* dari suatu daerah aliran ditentukan berdasarkan ciri-ciri *catchment*-nya, yang diukur dari peta atau penilaian pada pengamatan lapangan. Kunci parameter dari *catchment* yang bersangkutan adalah luas, panjang dan kemiringan dari tapak aliran, serta tata guna lahan. Parameter tata guna lahan meliputi neraca komponen - komponen yang kedap air dan meresap air.

Diantara parameter *catchment* yang paling menentukan untuk *runoff* adalah persentase luas yang kedap air dan CN (*Curve Number*). Angka kurva yang lebih tinggi berarti *runoff*-nya juga lebih tinggi, dengan batasan teoritis dari CN adalah = 100 yang berarti sama dengan *runoff*-nya 100%.

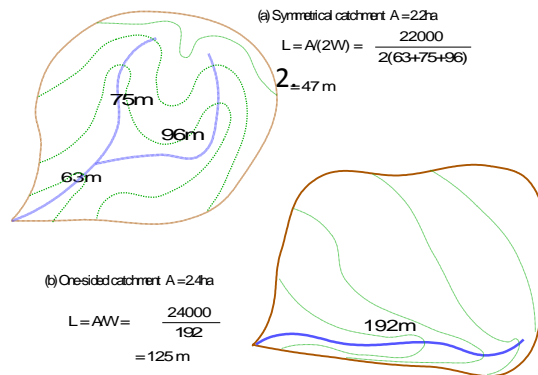
Panjang rata-rata dari aliran permukaan dan kemiringan lahan dapat dihitung dari peta. Panjang aliran permukaan untuk *catchment* simetrik dapat dihitung dengan persamaan:

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas}}{2 \times \text{panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.15)$$

Sedangkan untuk daerah aliran satu sisi, panjang aliran permukaan dapat dihitung :

$$\text{Panjang} = \frac{\text{Luas}}{\text{panjang saluran}} \dots \dots \dots (2.16)$$

Kemiringan dari aliran permukaan adalah kemiringan rata-rata permukaan dari ujung daerah aliran ke saluran utama. Ini tidak berarti bahwa kemiringan tersebut dihitung dari perbedaan ketinggian terbesar dari daerah aliran dibagi dengan panjang dari saluran drainase utama.



Gambar 2.1. Pendekatan untuk Menghitung Panjang Overland Flow

$$T_p = \frac{D}{2} + t_L \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana :

D = Lamanya hujan (jam)

t_L = waktu antara datangnya hujan dengan waktu terjadinya debit puncak.

Waktu t_L dapat dihitung dengan :

$$t_L = \frac{L^{0.8} * (S + 1)^{0.7}}{1900 * Y^{0.5}} \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

L = panjang over land flow (ft)

S = kemampuan menyimpan maksimum (inchi)

$$S = \frac{1000 - 10 CN}{CN} \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

CN = Curve Number, yang berisi pengaruh dari tanah, tata guna lahan, kondisi hidrologi dan soil moisture. Nilai CN (curve number) bervariasi dari 100 (untuk permukaan yang digenangi air) hingga 30 (untuk permukaan tak kedap air dengan nilai infiltrasi tinggi).

2.1.7.3 Lengkung Kapasitas

Dalam menentukan volume total sebuah waduk berdasarkan pada data topografi yang tersedia. Untuk keperluan ini, diperlukan sebuah peta topografi dengan beda tinggi (kontur). Perhitungan luas dibatasi oleh masing - masing kontur, kemudian dihitung volume yang dibatasi oleh dua garis kontur yang berurutan.

Volume air yang dihitung dengan menggunakan metode ini merupakan jumlah total volume air yang masuk ke dalam waduk/kolam tampungan (*inflow*). Ada dua kondisi volume total waduk/kolam tampungan ini, yaitu :

- a. Bila volume total waduk berdasarkan topografi keadaan topografi lebih besar daripada inflow, ini menunjukkan bahwa kapasitas atau daya tampung waduk lebih besar adalah air yang harus dibuang lewat pintu air relatif sedikit.

b. Bila volume total waduk berdasarkan topografi keadaan topografi lebih kecil daripada inflow, ini menunjukkan bahwa kapasitas atau daya tampung waduk lebih kecil adalah air yang harus dibuang lewat pintu air relatif besar.

Volume antara dua kontur yang berurutan dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

$$V_{i+1} = 1/3 \times (F + F_{i+1} + \sqrt{F_i + F_{i+1}}) \text{ atau,}$$

$$V_{i+1} = 1/2 \times (F + F_{i+1})$$

Dimana :

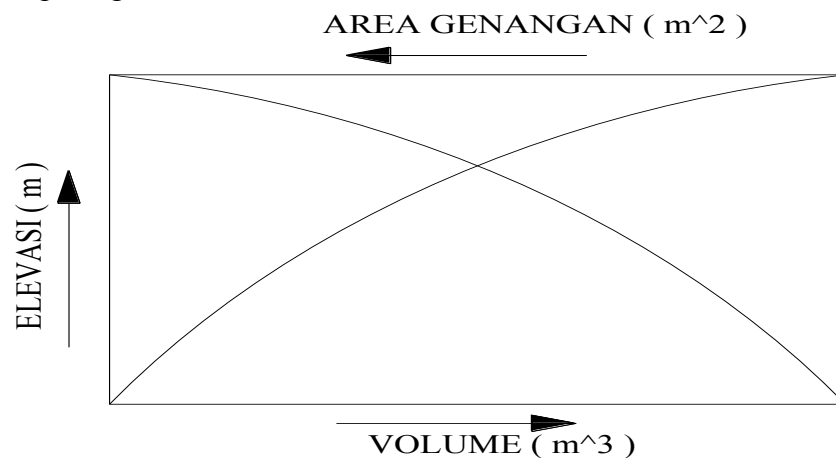
V_{i+1} = Volume tampungan antara dua kontur berurutan

X = Beda tinggi antara dua kontur

F_i = Luas tampungan pada kontur ke - i

F_{i+1} = Luas tampungan pada kontur ke $i+1$

Setelah semua luas dan volume masing - masing telah diketahui lalu digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi dan volume tampungan dan luas genangan yang dapat diamati pada gambar 2.2



Gambar 2.2. Grafik Hubungan Antara Elevasi, Volume dan Luas

(Sumber : Sosrodarsono, 2003)

2.1.8 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) dengan menggunakan HEC – HMS 3.5

Dalam Permodelan menggunakan HEC-HMS 3.5 ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat dipakai untuk perhitungan penulusan banjir (*Flood Routing*). Metode–metode yang ada antara lain adalah :

1. Metode Modified Puls Routing
2. Metode Lag Routing

3. Metode Kinematic Wave Routing

4. Metode Muskingum Routing

Dalam studi ini, metode permodelan HEC HMS yang digunakan adalah metode lag routing.

2.1.8.1. Metode Modified Puls Routing

Metode penelusuran banjir Modified Puls juga dikenal sebagai dengan penelusuran tampungan atau penelusuran elevasi tampungan, berdasarkan pada pendekatan persamaan kontinuitas beda hingga, ditambah dengan representasi empiris dari persamaan momentum (Chow, 1959; Henderson, 1966).

Untuk model Puls Modified, persamaan kontinuitas ditulis sebagai :

$$\bar{I}_t - \bar{O}_t = \frac{\Delta S_t}{\Delta t} \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana :

\bar{I}_t = Aliran hulu rata-rata selama periode Δt

\bar{O}_t = Aliran hilir rata-rata selama periode yang sama

ΔS_t = Perubahan dalam tampungan dalam sungai selama periode tersebut

2.1.8.2. Metode Lag Routing

Metode penelusuran banjir *Lag* ini adalah metode paling sederhana dari model penelusuran dalam HEC-HMS. Hidrograf *outflow* sama dengan hidrograf *inflow*, tetapi dengan semua penyalinan koordinat oleh durasi tertentu. Aliran tidak dilemahkan, sehingga bentuk tidak berubah. Model ini digunakan secara luas, terutama di saluran drainase perkotaan (Pilgrim dan Cordery, 1993). Secara matematis, koordinat hilir dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$O_t = \begin{cases} I_t & t < lag \\ I_{t-lag} & t \geq lag \end{cases} \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana :

O_t = Koordinat hidrograf *outflow* di waktu t

I_t = Koordinat hidrograf *inflow* di waktu t

lag = Waktu dimana koordinat *inflow* harus tertinggal

2.1.8.3 Metode *Kinematik Wave Routing*

Kinematic wave, yaitu metode yang menggunakan bentuk penelusuran secara hidrolika. Metode ini menggabungkan persamaan kontinuitas dengan bentuk yang sangat sederhana dari persamaan St. Venant. Penelusuran Kinematic wave mengasumsikan bahwa kemiringan friksi sama dengan kemiringan datar.

2.1.8.4 Metode *Maskingum Routing*

Maskingum merupakan metode yang tidak didasarkan atas hukum - hukum hidrolika, yang ditinjau disini hanyalah hukum kontinuitas, sedangkan persamaan keduanya didapat secara empiris. Metode ini mengambil dasar dari metode simpanan dengan memperhatikan faktor geometri di karakteristik hidrolis saluran dan sifat - sifat yang mengontrolnya.

2.2. Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika bertujuan untuk menetapkan dimensi bangunan air sehingga dapat mengetahui kemampuan penampang dalam menampung dan mengalirkan debit rencana. Sebagaimana diketahui bahwa salah satu penyebab banjir adalah karena ketidakmampuan penampang saluran dalam mengalirkan debit banjir yang terjadi.

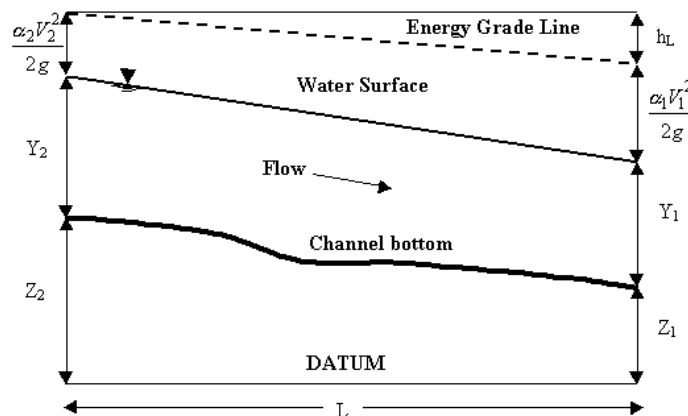
Perhitungan profil muka air dilakukan dengan model matematika untuk membuat simulasi keadaan aliran maupun untuk mendapatkan parameter hidrolis yang diperlukan. Perhitungan aliran dengan model matematika adalah perhitungan yang didasarkan pada formulasi dari hasil hubungan matematika berdasarkan prinsip - prinsip yang dikenal. dalam penelitian ini simulasi matematika menggunakan program HEC-RAS.

2.2.1 Analisa Kapasitas Saluran dengan Menggunakan HEC- RAS

Dalam perhitungan analisa kapasitas saluran eksisting, digunakan program aplikasi untuk memodelkan aliran yaitu HEC-RASS, dimana program ini merupakan permodelan dimensi aliran permanen maupun tak permanen (*steady flow and unsteady flow*). *Steady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) dan kecepatan aliran tidak berubah terhadap waktu. Sedangkan *Unsteady flow* merupakan aliran dimana kedalaman air (h) berubah menurut waktu demikian pula kecepatan aliran berubah menurut waktu.

Permodelan hidrolika bertujuan untuk mendapatkan kedalaman air, kecepatan aliran di lokasi perencanaan. Analisa dapat dilakukan dengan menggunakan data yaitu berupa geometri saluran, debit dari hasil analisa hidrologi, koefisien Manning. Hasil dari analisa hidrolika yaitu mengetahui kedalaman air, sehingga dapat diketahui terjadi limpasan atau tidak.

Prosedur perhitungan aliran didasarkan pada penyelesaian persamaan konservasi energi ID dengan kehilangan tinggi energi oleh kekasaran alur dinyatakan dalam koefisien Manning. langkah perhitungan ini dikenal dengan Standart Step Method (Triatmojo,1995,Anggrahini,1997), yaitu menghitung profil muka air pada setiap penampang melintang yang disesuaikan dengan metode iterasi dengan gambar garis energi dan perumusan sebagai berikut.



Gambar 2.3. Penggambaran Persamaan Energi pada Saluran Terbuka

Persamaan energi

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \dots\dots\dots (2.22)$$

Nilai h_e didapat dengan persamaan :

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1}{2g} \right| \dots\dots\dots (2.23)$$

Dimana:

Z_1, Z_2 = elevasi dasar saluran

Y_1, Y_2 = tinggi air dalam saluran

V_1, V_2 = kecepatan aliran

α_1, α_2 = koefisien kecepatan

h_e = kehilangan energi (*energy head loss*)

L = jarak antara dua penampang

Sf = kemiringan aliran

C = koefisien kehilangan energi (penyempitan, pelebaran atau belokan)

Dengan panjang sungai rata - rata L dihitung dengan rumus.

$$L = \frac{L_{lob} Q_{lob} + L_{ch} Q_{ch} + L_{rob} Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}}$$

Dimana :

$L_{lob} + L_{ch} + L_{rob}$ = Panjang melintang penampang sungai kiri, utama dan kanan.

$L_{lob} + L_{ch} + L_{rob}$ = Rata - rata debit penampang sungai kiri, utama dan kanan.

Bilangan kekasaran Manning dapat dilihat pada Tabel 2.9

Tabel. 2.9 Bilangan Kekasaran Manning

Saluran	Keterangan	n Manning
Tanah	Lurus, baru seragam, landai dan bersih	0.016 - 0.033
	Berkelok, landai dan berumput	0.023 - 0.040
	Tidak terawat dan kotor	0.05
	Tanah berbatu, kasar dan tidak teratur	0.035 - 0.045
Pasangan	Batu kosong	0.023 - 0.035
	Pasangan batu belah	0.017 - 0.030
Beton	Halus, sambungan baik dan rata	0.014 - 0.018
	Kurang halus dan sambungan kurang rata	0.018 - 0.030

BAB 3

METODOLOGI

3.1. Sistematika Pelaksanaan Penelitian

Sistematika pelaksanaan penelitian mengenai studi optimasi sistem drainase pada pengembangan Kampus ITS langkah – langkah yang diambil dalam penyusunan adalah sebagai berikut:

3.2. Tahapan Persiapan

Tahapan persiapan yang akan dilakukan dalam studi ini ,meliputi :

1. Studi Literatur

Studi literatur dimaksudkan untuk mendapatkan referensi dan untuk memperoleh informasi lebih mendalam tentang berbagai teori – teori yang terkait dan diperlukan dalam menganalisa permasalahan yang akan menjadi pokok pembahasan dalam penelitian ini. Literatur dapat berasal dari Hidrologi Teknik (CD. Soemarto), Hidrologi Terapan (Bambang Triatmojo) dan lain-lain.

2. Pengumpulan Data

Data diperoleh dengan mengkombinasikan data primer dan sekunder. Data sekunder merupakan data teknis yang terkait dengan penelitian ini yang sudah ada dan didapat dari instansi terkait. Sedangkan data primer yang digunakan di dalam penelitian ini adalah data yang diambil secara langsung di lapangan.

Mengumpulkan data – data yang berhubungan dengan studi penelitian di Kampus ITS ini anatara lain :

- Peta Lokasi

Peta lokasi digunakan untuk mengetahui lokasi studi yang terkait.

- Data Tata Guna Lahan

Data tata guna lahan digunakan untuk mengetahui penggunaan lahan, sehingga dapat menentukan banyaknya air yang mampu diserap oleh tanah. Dalam perhitungan analisis hidrologi digunakan untuk mengetahui koefisien pengaliran.

- Data Hidrologi

Data yang digunakan terkait dengan analisa hidrologi antara lain :

- ✓ Data curah hujan.

Data curah hujan yang digunakan berupa curah hujan harian. Data ini diperoleh dari Dinas PU Pengairan kota Surabaya. Curah hujan digunakan untuk menghitung tinggi hujan rencana dan hujan jam - jaman dalam perhitungan analisa hidrologi dimana untuk periode ulangnya digunakan periode ulang 2 tahun, 5 tahun dan 10 tahunan sesuai dengan perencanaan pada *Master Plan ITS 2002*.

- Peta Stasiun hujan

Peta stasiun hujan yang digunakan untuk mengetahui letak stasiun hujan yang tersebar di seluruh daerah aliran sungai. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran secara lengkap. Stasiun hujan yang dipilih adalah stasiun hujan Keputih dan stasiun hujan Gubeng.

- *Lay Out* Sistem Jaringan Drainase Kampus ITS

Lay Out sistem jaringan drainase kampus ITS Surabaya mengacu pada *Master Plan 2002* yang diperoleh dari PIMPITS ITS. *Lay out* ini digunakan untuk mengetahui jaringan drainase yang akan melayani kawasan kampus ITS Surabaya. Disamping itu juga untuk mengetahui tata guna lahan yang ada di kawasan kampus ITS.

3.3. Tahapan Analisa

Analisa data dilakukan sebagai bahan masukan untuk pengambilan keputusan apabila terjadi suatu masalah.

- ✓ Analisa Hidrologi

Pada tahap ini dilakukan hidrologi dengan menggunakan *HEC – HMS*. Hasil dari simulasi model adalah berupa hidrograf satuan sintesis yang akan digunakan dalam menentukan kapasitas kolam tampungan.

- ✓ Analisa Hidrolika

Permodelan kondisi profil saluran akan dilakukan dengan menggunakan bantuan *HEC-RAS*. Pada permodelan ini dilakukan dengan menerapkan hidrograf banjir hasil dari permodelan hidrologi *HEC- HMS*.

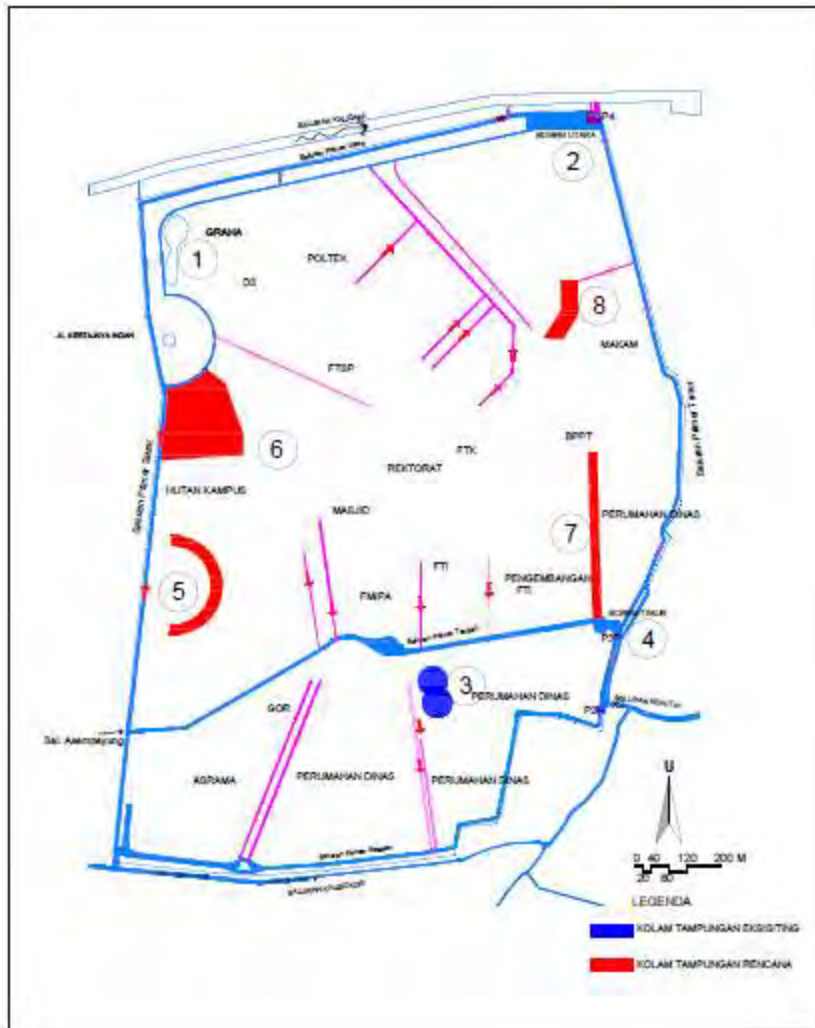
✓ Skenario Tampungan

Skenario tampungan bertujuan untuk menganalisa alternatif tampungan guna menyelesaikan permasalahan banjir yang terjadi di Kampus ITS. Ada beberapa titik lokasi di Kampus ITS yang terjadi banjir di saat hujan turun. Maka dari itu dibuat skenario tampungan tersebut, dan akan dipilih lokasi yang tepat untuk skenario tampungan tersebut.

Penyusunan skenario ini dilakukan berdasarkan daerah genangan pada Kampus ITS. Skenario ini dilakukan dengan cara mengkombinasikan kolam tampungan yang terletak di daerah masing - masing genangan, ditambah 4 kolam tampungan terbangun (eksisting). Berikut ini adalah skenario - skenario yang akan dilaksanakan berdasarkan letak kolam tampungan di masing - masing lokasi :

1. Skenario 1 terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,5.
2. Skenario 2 terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,6,7,8.
3. Skenario 3 terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,5,6,7,8.

Dengan dilaksanakannya 3 skenario pengerjaan, maka diharapkan mampu mengetahui besarnya pengurangan debit pada tiap - tiap skenario. Setelah diperoleh besarnya pengurangan debit, maka akan dilakukan penambahan skenario guna mengetahui tampungan yang paling berpengaruh pada penurunan banjir di Kampus ITS. Untuk mengetahui letak dan jumlah tampungan di masing - masing skenario, dapat dilihat pada gambar 3.1.



Gambar 3.1. Letak Rencana Tampungan Pada Kawasan Kampus ITS

Tujuan Ditambah kolam tampungan, setelah dibuat skenario - skenario pekerjaan maka dipilih skenario yang paling memungkinkan untuk dilaksanakan terlebih dahulu pada Kampus ITS guna mengetahui besar penurunan banjir. Skenario- skenario disusun berdasarkan letak genangan yang terjadi di kampus ITS.

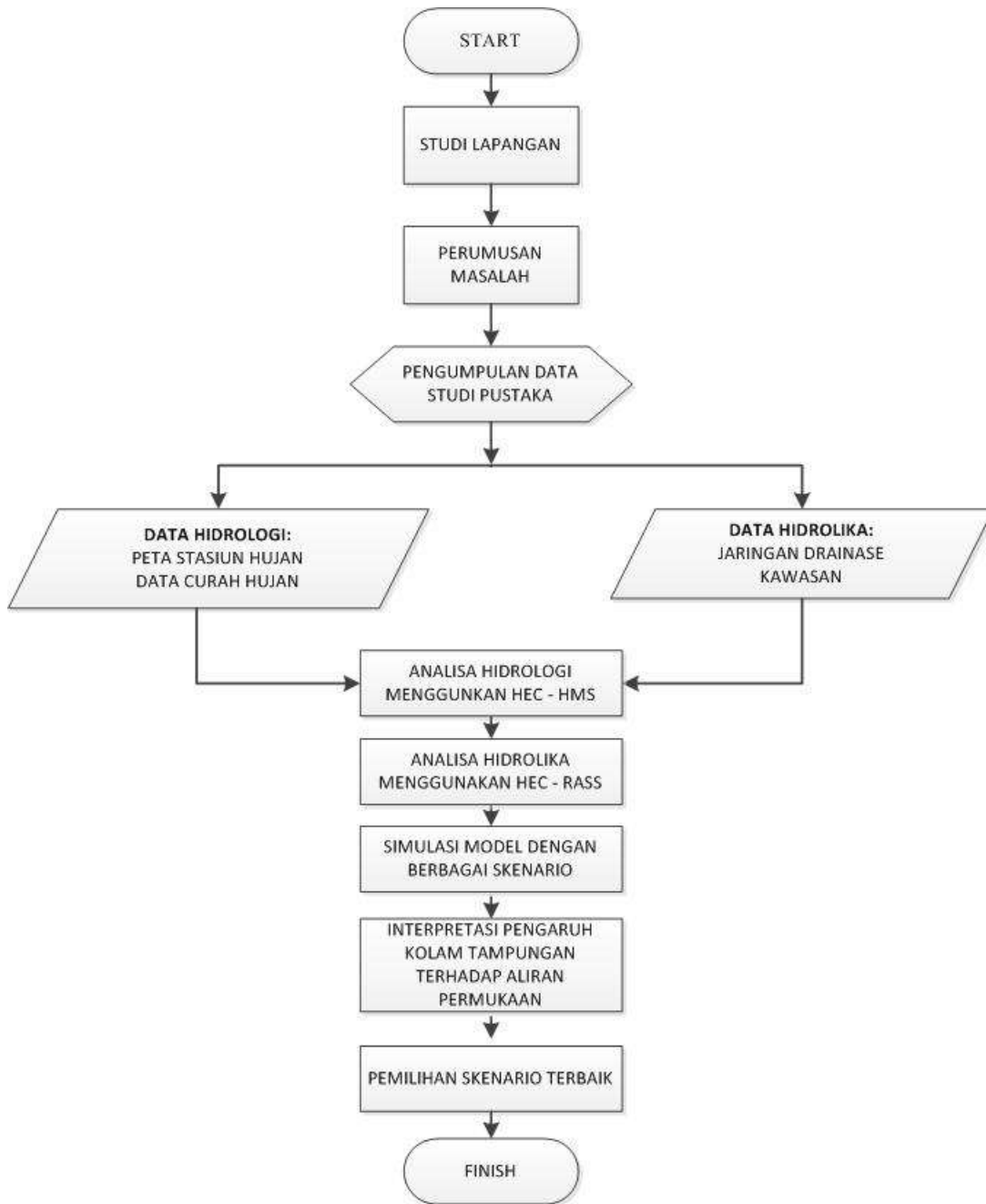
✓ Interpretasi dan Pembahasan Hasil Analisa Data

Untuk keperluan pembahasan dari hasil analisis yang diperoleh dari model HEC-HMS. Hasil *output* tersebut harus ditampilkan dalam bentuk informasi lain agar dapat diproses sesuai dengan tujuan penelitian.

3.5. Kesimpulan dan Saran

Kesimpulan dalam penelitian ini diperoleh dari hasil data yang memuat jawaban - jawaban dari permasalahan yang ada di Kampus ITS. pada tahapan ini juga dirumuskan saran - saran yang perlu disampaikan yang bertujuan untuk menyempurnakan penelitian ini di masa yang akan datang.

Langkah - langkah pelaksanaan penelitian ini dapat dilihat pada gambar 3.2 sebagai berikut.



Gambar 3.2. Flow Chart

BAB IV

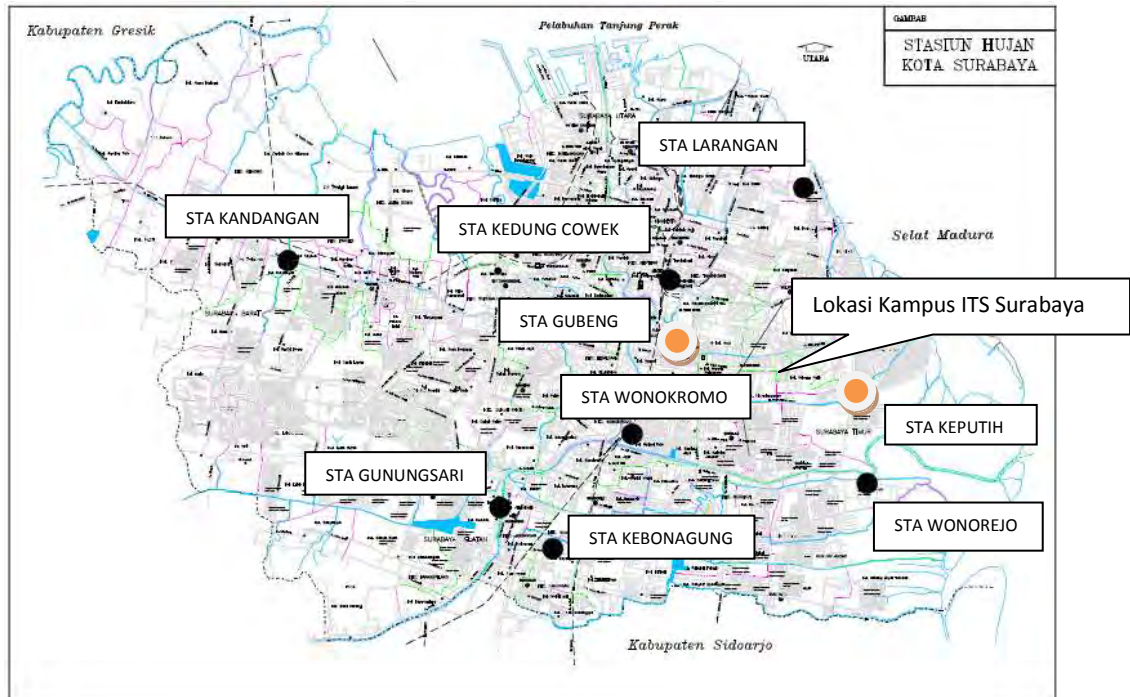
HASIL dan PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dilakukan pada awal pembahasan untuk memperoleh debit banjir yang terjadi berdasarkan data curah hujan.

4.1.1. Curah Hujan Wilayah

Curah hujan yang digunakan dalam studi optimasi sistem drainase pada pengembangan Kampus ITS Surabaya adalah stasiun hujan yang terdekat dengan lokasi, yaitu stasiun hujan Keputih dan stasiun hujan Gubeng, untuk menghitung dengan menggunakan metode Aritmatik Mean dapat diketahui bahwa lokasi studi berada dalam DAS, dengan sebaran hujan yang merata.



Gambar 4.1 Peta Stasiun Hujan Kota Surabaya

4.1.2. Perhitungan Hujan Harian Rata-rata

Perhitungan hujan rata – rata digunakan untuk mengetahui tinggi hujan harian maksimum yang terjadi pada daerah studi. Berdasarkan cara Aritmatik Mean (Aljabar) diketahui pada kawasan Kampus ITS Surabaya dipengaruhi dua stasiun penakar yaitu Stasiun Keputih dan Stasiun Gubeng. Pada Tabel 4.1 merupakan data hujan harian maksimum yang terjadi di stasiun Keputih dan stasiun Gubeng tahun 2000-2013.

Tabel 4.1.Curah Hujan Maksimum Tahunan Tahun 2000-2013

No	Tahun	Tanggal	Curah hujan Maximum Harian		Rata - rata	Curah Hujan Rata2 Maksimum
			Sta Keputih	Sta Gubeng		
1	2000	22-Mar	88	0	44	46.5
		23-Mar	0	93	46.5	
2	2001	21-Dec	103	120	111.5	111.5
		22-Dec	103	120	111.5	
3	2002	30-Jan	123	170	146.5	146.5
		31-Jan	123	170	146.5	
4	2003	30-Jan	102	10	56	64
		27 nov	60	68	64	
5	2004	11-Mar	53	10	31.5	44
		27-Mar	0	88	44	
6	2005	15-Apr	110	0	55	70.5
		16-Apr	52	89	70.5	
7	2006	20-Dec	140	65	102.5	102.5
		18-Nov	0	106	53	
8	2007	17-Dec	127	0	63.5	77
		18-Dec	50	104	77	
9	2008	11-Mar	90	0	45	66.5
		12-Feb	55	78	66.5	
10	2009	9-Jan	120	58	89	89
		28-Nov	16	86	51	
11	2010	3-Dec	90	106	98	98
		3-Dec	90	106	98	
12	2011	9 nov	78	81	79.5	79.5
		9 nov	78	81	79.5	
13	2012	30-Jan	85	70	77.5	77.5
		20-Jan	85	70	77.5	
14	2013	23-Apr	80	90	85	85
		2-Jan	30	99	64.5	

Sumber : Dinas PU Pengairan

4.1.3. Analisa Distribusi Frekuensi

Berdasarkan data curah hujan rata – rata maksimum, dilakukan perhitungan parameter statistik dari tiap distribusi dapat dilihat pada Tabel 4.2.

4.1.3.1. Distribusi Gumbel

Dalam metode distribusi Gumbel untuk jumlah data (N) yang digunakan sebesar 14 tahun didapatkan nilai faktor rata-rata reduksi Y_n sebesar 0,5100 dan S_n sebesar 1.0095. Dalam metode distribusi Gumbel Analisa frekuensi merupakan analisa mengenai pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang beserta nilai probabilitasnya.

Tabel 4.2. Perhitungan Parameter Statistik Distribusi Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata Maksimum	$X_i - \bar{X}$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	2002	146.5	70.821	5015.675	355217.251	25156993.147
2	2001	112	35.821	1283.175	45965.152	1646537.426
3	2006	103	26.821	719.389	19295.041	517520.577
4	2010	98	22.321	498.246	11121.566	248249.249
5	2009	89	13.321	177.460	2364.027	31492.215
6	2013	85	9.321	86.889	809.930	7549.704
7	2011	80	3.821	14.603	55.806	213.257
8	2012	78	1.821	3.318	6.043	11.006
9	2007	77	1.321	1.746	2.307	3.049
10	2005	70.5	-5.179	26.818	-138.877	719.184
11	2008	67	-9.179	84.246	-773.260	7097.418
12	2003	64	-11.679	136.389	-1592.829	18601.968
13	2004	53	-22.679	514.318	-11663.988	264522.596
14	2000	46.5	-29.179	851.389	-24842.316	724863.281
Jumlah		1059.5		9413.661	395825.854	28624374.076

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.2. merupakan tabel perhitungan data – data yang dibutuhkan dalam perhitungan parameter statistik berdasarkan metode Gumbel sedangkan perhitungan parameter statistik, yaitu :

1. Nilai Rata – rata

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{1059.5}{14} = 83,36$$

2. Devisiasi Standart

$$S = \sqrt{\frac{(\sum Ri - R)^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{9413,661}{14-1}} = 25,702$$

3. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{25,702}{83,36} = 0,30$$

4. Koefisien Kemencengan

$$\begin{aligned} Cs &= \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)(S\bar{d})^3} \\ &= \frac{14 \times (191651,954)}{(13)(12)(25,702)^3} \\ &= 1,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ck &= \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S\bar{x})^4} \\ &= \frac{14^2 \times 19651062,153}{(13)(12)(11)(25,702)^4} \\ &= 5,14 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diperoleh nilai koefisien kemencengan (Cs) = 1,01 dan nilai koefisien ketajaman (Ck) = 5,14

4.1.3.2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan analisa frekuensi curah hujan menggunakan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diamati pada Tabel 4.3

Tabel 4.3. Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	Curah Hujan Rata-rata Maksimum	$\text{Log } X$	$(\log X - \overline{\log X})$	$(\log X - \overline{\log X})^2$	$(\log X - \overline{\log X})^3$	$(\log X - \overline{\log X})^4$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	
1	2002	147	2.17	0.263	0.069	0.018	0.005
2	2010	112	2.05	0.144	0.021	0.003	0.000
3	2009	103	2.01	0.108	0.012	0.001	0.000
4	2008	98	1.99	0.088	0.008	0.001	0.000
5	2001	89	1.95	0.047	0.002	0.000	0.000
6	2012	85	1.93	0.027	0.001	0.000	0.000
7	2011	80	1.90	-0.002	0.000	0.000	0.000
8	2006	78	1.89	-0.013	0.000	0.000	0.000
9	2007	77	1.89	-0.016	0.000	0.000	0.000
10	2003	71	1.85	-0.055	0.003	0.000	0.000
11	2005	67	1.82	-0.080	0.006	-0.001	0.000
12	2004	64	1.81	-0.097	0.009	-0.001	0.000
13	2000	53	1.72	-0.179	0.032	-0.006	0.001
14	2013	47	1.67	-0.235	0.055	-0.013	0.003
Jumlah			26.6		0.219	0.003	0.010

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.3 merupakan tabel perhitungan data – data yang dibutuhkan dalam perhitungan parameter statistik berdasarkan metode Log Pearson Tipe III, sedangkan perhitungan parameter statistik, yaitu :

1. Nilai Rata – rata

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{26.60}{14} = 1.903$$

2. Devisiasi Standart

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } x - \overline{\text{Log } \bar{x}})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.219}{14-1}} = 0,129$$

3. Koefisien Variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} = \frac{0.129}{1.90} = 0,068$$

4. Koefisien Kemencengan

$$\begin{aligned}
 C_s &= \frac{n \sum (x - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)(S \log x)^3} \\
 &= \frac{14 \times (0,003)}{(13)(12)(0,129)^3} \\
 &= 0,122
 \end{aligned}$$

5. Koefisien Ketajaman

$$\begin{aligned}
 C_k &= \frac{n^2 \sum (x - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S \log x)^4} \\
 &= \frac{14^2 \times 0,010}{(13)(12)(11)(0,129)^4} \\
 &= 3,88
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diperoleh nilai koefisien kemencengan (C_s) = 0,12 dan nilai koefisien ketajaman (C_k) = 3,88

4.1.3.3. Kesimpulan Analisa Statistik

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, dipilih dua metode distribusi yang memenuhi sifat – sifat khas parameter statistiknya (Tabel 4.4), untuk kemudian dibandingkan dalam uji kecocokan distribusi, yaitu :

- Distribusi Gumbel, memiliki $C_s = 1,139$ dan $C_k = 5,402$
- Distribusi Log Pearson Type III, memiliki $C_s \neq 0 < C_k = 1,5C_s^2 + 3 = 3,43$

Tabel 4.4. Kesimpulan Analisa Statistik

Persamaan Distribusi	Sifat Distribusi		Perhitungan		Ket
	C_s	C_k	C_s	C_k	
Gumbel	1.139	5.402	1,01	5,14	OK
Log Perason Type III	$C_s \neq 0$	$1,5C_s^2 + 3 = 3,43$	0,12	3,02	OK

Sumber : Perhitungan

4.1.4. Uji Kecocokan

Untuk menentukan kecocokan (*The Goodness of Fit Test*) distribusi dari sample data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekwensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan adalah :

- Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)
- Smirnov – Kolmogorov

Umumnya pengujian dilaksanakan dengan menggambarkan data pada kertas peluang dan menentukan apakah data tersebut merupakan garis lurus, atau dengan membandingkan kurva frekwensi dari data pengamatan terhadap kurva frekuensi teoritisnya.

4.1.4.1 Uji Chi-Kuadrat

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

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter χ^2 dapat dihitung dengan rumus :

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

Keterangan :

χ_h^2 = Parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = Jumlah sub-kelompok (1+1,37 ln [n])

O_i = Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i

E_i = Jumlah teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter χ_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sebenarnya (χ^2).

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar kekecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub-grup, tiap-tiap grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlah data pengamatan sebesar O_i , tiap-tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap-tiap sub grup hitung nilai :

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

6. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung
7. Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (Nilai $R=2$, untuk distribusi normal dan binomial, nilai $R=1$, untuk ditribusi Poisson).

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, misal perlu ditambah data.

Perhitungan Chi-Kuadrat

Banyak data : 14
Taraf signifikan α : 5%
Jumlah sub Kelompok (G) : $1 + 1,37 \ln 14$
: $1 + 1,37 \cdot 2,639$
: $1 + 3,615$
: $4,615 \approx 5$ Sub
Derajat Kebebasan (DK) : $G - R - 1$
: $5 - 2 - 1$
: 2

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $dk = 2$, maka diperoleh $\chi^2_C = 5,991$. Dari hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) = 5 sub kelompok dengan interval peluang (P) = 0,20 maka besarnya peluang untuk setiap grup adalah :

- Sub grup 1 : $P < 0,20$
- Sub grup 2 : $0,20 < P < 0,40$
- Sub grup 3 : $0,40 < P < 0,60$
- Sub grup 4 : $0,60 < P < 0,80$
- Sub grup 5 : $P > 0,80$

1. Uji Chi – Kuadrat Untuk Metode Gumbel

Persamaan dasar yang digunakan dalam distribusi Gumbel Tipe I adalah sebagai berikut :

$$\bar{X} = 83,36$$

$$S = 25,702$$

Persamaan distribusi :

$$X_T = \bar{X} + kS = 83,36 + 25,702.k$$

Contoh perhitungan k pada Tabel 4.5:

Dengan interpolasi pada tabel nilai k, diperoleh:

$$\frac{1,012-1,1}{1,2-1,1} = \frac{k-(0,745)}{0,732-(0,745)}$$

$$k = \frac{(1,012-1,1)(0,745-(0,732))}{(1,2-1,1)} + (0,745)$$

$$= 0,756$$

Tabel 4.5. Perhitungan k sebagai berikut :

No.	Periode Ulang	\bar{X}	k
1	0,20	83,36	0,756
2	0,40	83,36	0,140
3	0,60	83,36	-0,389
4	0,80	83,36	-0,838

Sumber : Perhitungan

Berdasarkan persamaan garis lurus :

$$X_t = 83,36 + K (29,41), \text{ maka}$$

$$\text{Untuk } P = 0,80 \rightarrow X = 83,36 + (-0,838) \cdot 25,702 = 61,821$$

$$\text{Untuk } P = 0,60 \rightarrow X = 83,36 + (-0,389) \cdot 25,702 = 73,361$$

$$\text{Untuk } P = 0,40 \rightarrow X = 83,36 + 0,140 \cdot 25,702 = 86,958$$

$$\text{Untuk } P = 0,20 \rightarrow X = 83,36 + 0,756 \cdot 25,702 = 102,802$$

Sehingga , sub grup 1 : $R_t < 61,821$

sub grup 2 : $61,821 < R_t < 73,361$

sub grup 3 : $73,361 < R_t < 86,958$

sub grup 4 : $86,958 < R_t < 102,802$

sub grup 5 : $R_t > 102,802$

Tabel 4.6. Perhitungan χ^2 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Gumbel

No.	Nilai Batas Sub Kelompok	O _i	E _i	$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1	Rt < 61,821	2	2,80	0,64	0,22
2	61,821 < Rt < 73,361	3	2,80	0,04	0,01
3	73,361 < Rt < 86,958	4	2,80	1,44	0,51
4	86,958 < Rt < 102,802	2	2,80	0,64	0,22
5	Rt > 102,802	3	2,80	0,04	0,01
	Jumlah Data	14	14		0,97

Sumber : Perhitungan

Dari tabel 4.6, diperoleh $\chi^2 = 2,46$ dengan derajat kebebasan $(dk) = 5 - 2 - 1 = 2$ dan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ maka $\chi^2_{Cr} = 5,991$. Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh kesimpulan $\chi^2 > \chi^2_{Cr} = 0,97 > 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Gumbel dapat diterima.

2. Uji Chi – Kuadrat Metode Distribusi Log Pearson Type III

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui :

$$\overline{\text{Log } X} = 1,90$$

$$S \text{Log } X = 0,129$$

$$C_s = 0,122$$

Persamaan distribusi :

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + k S \text{Log } X = 1,90 + 0,129.k$$

Contoh perhitungan k pada Tabel 4.7:

Dengan interpolasi pada tabel nilai k, diperoleh:

$$\frac{0,122 - 0,1}{0,2 - 0,1} = \frac{k - (-0,282)}{-0,294 - (-0,282)}$$

$$k = \frac{(0,122 - 0,1)(0,830 - (-0,836))}{(0,2 - 0,1)} + (-0,836)$$

$$= 0,834$$

Tabel 4.7. Perhitungan k sebagai berikut :

No.	Periode Ulang	\bar{X}	k
1	0,20	1,90	0,834
2	0,40	1,90	0,245
3	0,60	1,90	-0,472
4	0,80	1,90	1,376

Sumber : Perhitungan

Berdasarkan persamaan garis lurus :

$$X_t = 1,90 + K (0,129), \text{ maka}$$

$$\text{Untuk } P = 0,80 \rightarrow X = 1,90 + (-1,376) \cdot 0,129 = 1,722$$

$$\text{Untuk } P = 0,60 \rightarrow X = 1,90 + (-0,472) \cdot 0,129 = 1,842$$

$$\text{Untuk } P = 0,40 \rightarrow X = 1,90 + 0,199 \cdot 0,129 = 1,923$$

$$\text{Untuk } P = 0,20 \rightarrow X = 1,90 + 0,834 \cdot 0,129 = 2,080$$

Sehingga , sub grup 1 : $R_t < 2,007$

sub grup 2 : $2,007 < R_t < 62,625$

sub grup 3 : $62,625 < R_t < 76,356$

sub grup 4 : $1, < R_t < 2,080$

sub grup 5 : $R_t > 2,080$

Tabel 4.8. Perhitungan χ^2 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Nilai Batas Sub Kelompok	O _i	E _i	$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1	$x \leq 2,007$	2	2,80	0,64	0,22
2	$2,007 < R_t < 62,625$	0	2,80	0,00	0,00
3	$62,625 < R_t < 76,356$	3	2,80	0,04	0,01
4	$76,356 < R_t < 94,472$	5	2,80	4,84	1,72
5	$x \geq 94,472$	4	2,80	1,44	0,51
	Jumlah Data	14	14		2,46

Sumber : Perhitungan

Dari tabel 4.8, diperoleh $\chi^2 = 2,46$ dengan derajat kebebasan (dk) = 5 - 2 - 1 = 2 dan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ maka $\chi^2_{Cr} = 5,991$. Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh kesimpulan $\chi^2 > \chi^2_{Cr} = 2,46 > 5,991$ sehingga persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III **dapat diterima**.

4.1.4.2. Uji Smirnov – Kolmogorof

Uji Kecocokan Smirnov – Kolmogorof, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (non – parametric test), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data (dari yang besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya dari masing-masing data tersebut.
2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)
3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (smirnov-kolmogorof test) tentukan harga D_0 (lihat Tabel 4.11)
 - Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis dapat diterima.
 - Apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis tidak dapat diterima

Tabel 4.9. Nilai Kritis D_0 Untuk Uji Smirnov-Kolmogorof

No.	N	α			
		0,20	0,10	0,05	0,01
1	5	0,45	0,51	0,56	0,67
2	10	0,32	0,37	0,41	0,49
3	15	0,27	0,30	0,34	0,40
4	20	0,23	0,26	0,29	0,36
5	25	0,21	0,24	0,27	0,32
6	30	0,19	0,22	0,24	0,29
7	35	0,18	0,20	0,23	0,27
8	40	0,17	0,19	0,21	0,25
9	45	0,16	0,18	0,20	0,24
10	50	0,15	0,17	0,19	0,23
	N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Hidrologi Jilid 1, Suwarno Hal : 199

1. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Pearson Type III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2013 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 85 mm :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut. Dari Tabel 4.1 untuk data hujan tahun 2013 dengan tinggi hujan = 85 mm di dapat :

$$\begin{aligned}m \text{ (peringkat / no rangking)} &= 6 \\n \text{ (jumlah data hujan)} &= 14 \\X_{rata2} &= 83,36 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Degan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{6}{(14+1)} = 0,4$$

3. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned}P &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,4 = 0,60\end{aligned}$$

4. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(X - \bar{X})}{s} = \frac{(85 - 83,36)}{25,702} = 0,064$$

5. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan

menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai $f(t)$.

Untuk $f(t) = 0,064$, maka :

$$P'(X<) = 0,5239$$

Sehingga besarnya $P'(X)$

$$\begin{aligned}P'(X) &= 1 - P'(X<) \\ &= 1 - 0,5239 \\ &= 0,4761\end{aligned}$$

6. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned}D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,4761 - 0,400 \\ &= 0,076\end{aligned}$$

Tabel 4.10. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi Gumbel

Tahun	m	X	Log X	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X<)	P'(X)	D	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	
2002	1	155	2.190	0.067	0.933	2.457	0.9929	0.0071	0.060	
2001	2	111.5	2.047	0.133	0.867	1.095	0.8621	0.1379	0.005	
2006	3	102.5	2.011	0.200	0.800	0.745	0.7704	0.2296	0.030	
2010	4	98	1.991	0.267	0.733	0.570	0.7157	0.2843	0.018	
2009	5	89	1.949	0.333	0.667	0.220	0.5871	0.4129	0.080	
2013	6	85	1.929	0.400	0.600	0.064	0.5239	0.4761	0.076	
2011	7	79.5	1.900	0.467	0.533	-0.150	0.4404	0.5596	0.093	
2012	8	77.5	1.889	0.533	0.467	-0.228	0.4129	0.5871	0.054	
2007	9	77	1.886	0.600	0.400	-0.247	0.4052	0.5948	-0.005	
2005	10	70.5	1.848	0.667	0.333	-0.500	0.3085	0.6915	-0.025	
2008	11	66.5	1.823	0.733	0.267	-0.656	0.2578	0.7422	-0.009	
2003	12	64	1.806	0.800	0.200	-0.753	0.2266	0.7734	-0.027	
2000	13	46.5	1.667	0.867	0.133	-1.181	0.1190	0.8810	-0.014	
2004	14	43	1.633	0.933	0.067	-1.434	0.0764	0.9236	0.010	
									Dmax	0.093

Sumber : Perhitungan

Dari hasil perhitungan, diperoleh $D_{max} = 0,093$ (Tabel 4.10). Berdasarkan Tabel Nilai Kritis D_0 Uji Smirnov – Kolmogorov (Tabel 4.11), untuk derajat kepercayaan 5% dan $n = 14$, diperoleh $D_0 = 0,354$ Jadi ($D_{max} < D_0$) yaitu ada pada peringkat ke- $m = 6$, sehingga persamaan distribusi Perason Tipe III **dapat diterima**.

2. Uji Smirnov Kolmogorov Metode Log Pearson Type III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2013 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 1,93 mm :

1 . Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut. Drair Tabel 4.6 untuk data hujan tahun 2013 dengan tinggi hujan = 140 mm dengan nilai log tinggi hujan = 1,93 mm di dapat :

$$m \text{ (peringkat / no rangking)} = 6$$

$$n \text{ (jumlah data hujan)} = 14$$

$$X_{rata2} = 1,903 \text{ mm}$$

Degan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(14+1)} = 0,40$$

7. Besarnya $P(X<)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} P &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,40 = 0,60 \end{aligned}$$

8. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(X - \bar{X})}{s} = \frac{(1,93 - 1,903)}{0,129} = 0,235$$

9. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan

menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal dari nilai $f(t)$.

Untuk $f(t) = 0,235$, maka :

$$P'(X<) = 0,5910$$

Sehingga besarnya $P'(X)$

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X<) \\ &= 1 - 0,5910 \\ &= 0,409 \end{aligned}$$

10. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,409 - 0,400 \\ &= 0,009 \end{aligned}$$

Tabel 4.11. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorof Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	m	X	P(X)	P(X<)	f(t)	P'(X<)	P'(X)	D
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
2002	1	2.17	0.067	0.933	2.318	0.9896	0.010	0.056
2001	2	2.05	0.133	0.867	1.273	0.8980	0.102	-0.031
2006	3	2.01	0.200	0.800	0.951	0.8289	0.171	-0.029
2010	4	1.99	0.267	0.733	0.779	0.7794	0.221	-0.046
2009	5	1.95	0.333	0.667	0.411	0.6591	0.341	0.008
2013	6	1.93	0.400	0.600	0.235	0.5910	0.409	0.009
2011	7	1.90	0.467	0.533	-0.021	0.5080	0.492	0.025
2012	8	1.89	0.533	0.467	-0.119	0.54560	0.544	0.010
2007	9	1.89	0.600	0.400	-0.144	0.4443	0.556	-0.044
2005	10	1.85	0.667	0.333	-0.481	0.3156	0.684	-0.018

Lanjutan Tabel 4.11.

2008	11	1.82	0.733	0.267	-0.705	0.2420	0.758	-0.025
2003	12	1.81	0.800	0.200	-0.851	0.1977	0.802	-0.002
2004	13	1.72	0.867	0.133	-1.573	0.0582	0.942	-0.075
2000	14	1.67	0.933	0.067	-2.074	0.0192	0.981	-0.047
							Dmax	0.075

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh $D_{\max} = 0,075$ (Tabel 4.13). Berdasarkan Tabel Nilai Kritis D_0 Uji Smirnov – Kolmogorov (Tabel 4.11), untuk derajat kepercayaan 5% dan $n = 14$, diperoleh $D_0 = 0,354$ Jadi ($D_{\max} < D_0$) yaitu ada pada peringkat ke- $m = 6$, sehingga persamaan distribusi Perason Tipe III **dapat diterima**.

4.1.4.3. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Berdasarkan uji kecocokan distribusi, diketahui bahwa kedua metode distribusi memenuhi syarat uji kecocokan distribusi (Tabel 4.12). Oleh karena itu, curah hujan rencana ditentukan berdasarkan curah hujan tertinggi yang diperoleh dari hasil perhitungan dua metode distribusi.

Tabel 4.12. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Persamaan Distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi Kuadrat				Smirnov - Kolmogorov			
	χ^2	<	χ^2	Ket	D_{\max}	<	D_0	Ket
Gumbel Tipe I	0,97	<	5,991	OK	0,093	<	0,354	OK
Log Pearson Type III	2,46	<	5,991	OK	0,075	<	0,354	OK

Sumber : Perhitungan

4.1.5. Perhitungan Curah Hujan Rencana Periode Ulang

Berdasarkan perhitungan parameter statistik, diketahui :

$$\bar{X} = 83,36$$

$$S = 25,702$$

$$C_s = 1,012$$

Persamaan distribusi :

$$X_T = \bar{X} + kS = 83,36 + 25,702.k$$

Contoh perhitungan curah hujan rencana (Tabel 4.12):

Dengan interpolasi pada tabel nilai k, diperoleh:

$$\frac{1,012-1,1}{1,2-1,1} = \frac{k-(-0,180)}{(-0,195)-(-0,180)}$$

$$k = \frac{(1,012-1,1)(-0,195-(-0,180))}{(1,2-1,1)} + (-0,180)$$

$$= -0,166$$

$$\text{Jadi, } X_5 = \bar{X} + kS = 83,36 + 25,702 \cdot (-0,166) = 79,093$$

Tabel 4.13. Curah Hujan Rencana Distribusi Gumbel Tipe I

Periode Ulang (Tahun)	X	Kemencengan (Cs)	k	S	XT = X+kS (mm)
2	83,36	1.012	-0,166	25,702	79,093
5	83,36	1.012	0,756	25,702	102,790
10	83,36	1.012	1,341	25,702	117,826

Sumber : Perhitungan

4.1.6. Distribusi Hujan Jam – jaman

Dalam perhitungan debit hidrograf satuan sintetis, diperlukan data hujan jam – jaman. Berdasarkan referensi yang didapat, durasi optimum hujan rencana untuk mewakili kondisi hujan yang sering terjadi dilokasi penelitian menggunakan durasi selama 5 jam (Bambang Triatmojo). Berdasarkan data tersebut, dihitung distribusi hujan jam – jaman, yang meliputi :

1. Perhitungan rata – rata hujan pada jam ke – t, yaitu :

$$R_1 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{1} \right]^{2/3} = 0,585R_{24}$$

$$R_2 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{2} \right]^{2/3} = 0,368R_{24}$$

$$R_3 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{3} \right]^{2/3} = 0,281R_{24}$$

$$R_4 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{4} \right]^{2/3} = 0,232R_{24}$$

$$R_5 = \frac{R_{24}}{5} \left[\frac{5}{5} \right]^{2/3} = 0,200R_{24}$$

2. Perhitungan curah hujan pada jam ke-t, yaitu :

$$R_1' = 1 \cdot R_1 - (1-1) \cdot R_{(1-1)} = 1(0,585R_{24}) - 0 = 0,585R_{24}$$

$$R_2' = 2 \cdot R_2 - (2-1) \cdot R_{(2-1)} = 2(0,368R_{24}) - (0,585R_{24}) = 0,151R_{24}$$

$$R_3' = 3. R_3 - (3-1).R_{(3-1)} = 2(0,281R_{24}) - (0,368R_{24}) = 0,107R_{24}$$

$$R_4' = 4. R_4 - (4-1).R_{(4-1)} = 2(0,232R_{24}) - (0,281R_{24}) = 0,085R_{24}$$

$$R_5' = 5. R_5 - (5-1).R_{(5-1)} = 2(0,200R_{24}) - (0,232R_{24}) = 0,072R_{24}$$

3. Perhitungan curah hujan efektif

$$Re_1 = C.Rt' = C.R_1'$$

$$Re_2 = C.Rt' = C.R_2'$$

$$Re_3 = C.Rt' = C.R_3'$$

$$Re_4 = C.Rt' = C.R_4'$$

$$Re_5 = C.Rt' = C.R_5'$$

Distribusi hujan jam - jaman diperoleh dengan melakukan mengubah curah hujan rancangan menjadi hujan distribusi jam - jaman. Pada umumnya data hujan tersedia pada stasiun meteorologi adalah data hujan harian, artinya data yang tercatat secara komulatif selama 24 jam. Distribusi hujan jam-jaman berbagai periode ulang tertentu dapat ditentukan dan hasil perhitungannya dapat ditabelkan pada table 4.14.

Tabel 4.14. Perhitungan Distribusi Hujan Jam - jaman

Periode Ulang	Hujan Rencana (R)	Jam ke -				
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.585	0.151	0.107	0.085	0.072
2	79.093	46.269	11.943	8.463	6.723	5.695
5	102.79	60.132	15.521	10.999	8.737	7.401
10	117.856	68.946	17.796	12.611	10.018	8.486

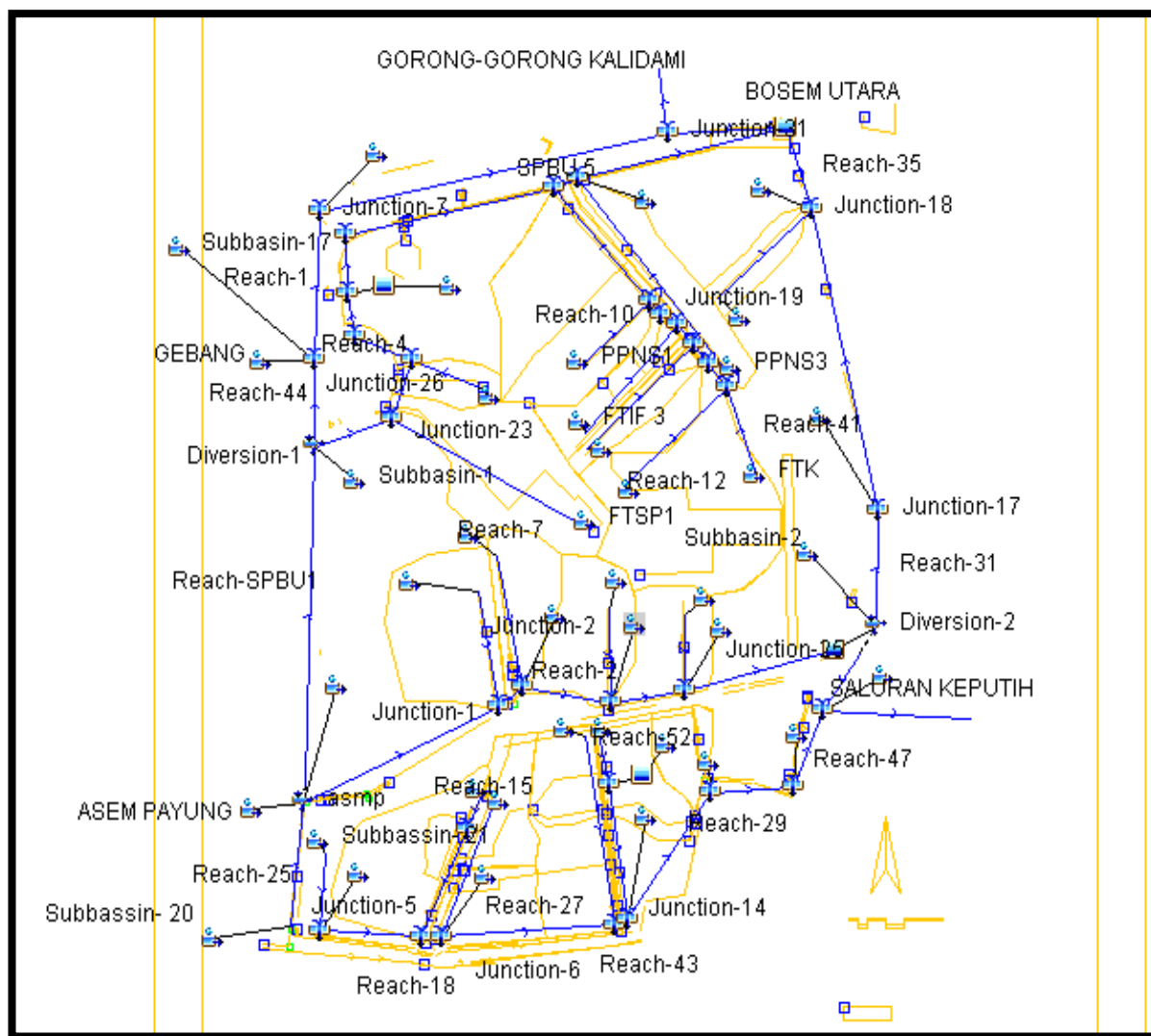
Sumber : Perhitungan

Curah hujan jam - jaman yang dilakukan dalam studi ini adalah curah hujan periode ulang 2 tahun, 5 tahun dan 10 tahun. Hal ini disebabkan karena dalam sistem drainase saluran drainase mempunyai karakteristik berbeda - beda, seperti saluran tersier menggunakan periode ulang 2 tahun, saluran sekunder menggunakan periode ulang 5 tahun serta saluran primer menggunakan periode ulang 10 tahun.

4.1.7. Permodelan HEC-HMS

Perhitungan debit banjir pada studi ini menggunakan program bantu HEC-HMS. Perhitungan dengan program bantu HEC-HMS dilakukan dengan membuat suatu permodelan Kampus ITS yaitu penggambaran model daerah tangkapan air (*basin model*)

dan memasukkan input berupa data hujan, tata guna lahan, dan lain sebagainya. Penggambaran model daerah tangkapan air pada Kampus ITS dapat dilihat seperti pada gambar 4.2.



Gambar 4.2. Model Daerah Tangkapan Air Kampus ITS pada Program Bantu HEC-HMS

4.1.7.1. CN (*Curve Number*)

Perhitungan debit banjir rencana dilakukan dengan program bantu HEC- HMS, dimana dalam pemodelan HEC-HMS ini digunakan metode perhitungan limpasan (*runoff*) SCS-CN (*Soil Conservation Service - curve number*). Metode ini menganggap bahwa hujan yang menghasilkan limpasan merupakan fungsi dari hujan kumulatif, tata guna lahan, jenis tanah serta kelembaban (HEC-HMS Technical Reference Manual, 2000:40). Sehingga

penentuan nilai CN dipengaruhi oleh faktor-faktor penting antara lain tipe tanah (*Soil Type*) dan tata guna lahan (*Land Use*) (Chow, Maidment and Mays, 1988 dan Erwanto, 2013).

Curah hujan yang terdistribusi akan jatuh pada permukaan *pervious* maupun *impervious*. Sebagian hujan yang jatuh pada permukaan *pervious* akan hilang akibat intersepsi, infiltrasi, evaporasi dan transpirasi. Curah hujan efektif tersebut akan mempengaruhi aliran limpasan langsung. Sedangkan aliran pada permukaan *impervious* akan langsung menjadi limpasan tanpa mengalami berbagai bentuk kehilangan (*losses*), yang ditransformasi menjadi aliran permukaan (*overland flow*).

Kampus ITS terbagi menjadi 25 subdas, dimana masing-masing subdas terdiri dari beberapa kawasan dalam tata guna lahannya. Peta tata guna lahan Kampus ITS dapat dilihat pada gambar 4.3 sedangkan luas masing-masing kawasan pada setiap subdas dapat dilihat pada tabel 4.15. Luas masing-masing kawasan dan tipe tanah pada setiap subdas menjadi dasar perhitungan untuk mendapatkan nilai CN dan *Impervious* rata-rata pada suatu subdas. Perhitungan nilai CN dan *Impervious* Kampus ITS dapat dilihat pada tabel 4.15.



Gambar 4.3. Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS

Tabel 4.15. Perhitungan Luas Masing - Masing Subdas, Nilai CN dan Impervious Pada Kampus ITS

No	Kategori	Tipe Gula Lahan																		Jumlah	Sifat Basah	Bahan Basah		K. Total	CN	Impervious (%)
		Zona Puncak Kersawati		Zona Madiun		Bukit Dukuh Kidul		Zona Hutan		Zona Perikanan Umum		Zona Padi		Sawah		Sawah Basah		L. Total	CN							
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B											
1	Subbasin TSP 1	3.055	7.5749424	16298.02	15.92596812	0	0	0	0	4.573	4.860697656	0	0	64.883	67.25985061	0	0	4299.23	4.090563175	102.413	71	14				
2	Subbasin TSP 2	0	0	0	0	0	0	0	0	25.427	48.69566935	0	0	26.708	31.20312043	0	0	0	0	57.335	81	42				
3	Subbasin RMFA 1	0	0	36.851	57.48516161	0	0	0	0	0	0	0	0	24.310	30.69486062	0	0	1.231	1.920385772	64.951	62	16				
4	Subbasin RMFA 2	0	0	0	0	7.407	11.01356245	0	0	13.44	2.104681224	0	0	41.284	64.43042239	-16.224	41.55305645	1.231	1.920383693	64.095	64	4				
5	Subbasin TIR 1	0	0	-8.051	38.1586191	0	0	0	0	0	0	0	0	3.433	64.70924205	0	0	3.615	17.15098865	21.099	70	27				
6	Subbasin TIR 2	579	1.6004627	18292	53.32738407	0	0	0	0	0	0	0	0	11.075	33.61334098	0	0	5.231	14.45881224	36.177	66	26				
7	Subbasin TIR 3	0	0	36.914	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	36.914	54	25				
8	Subbasin Elektro	0	0	20.801	73.61558545	0	0	0	0	0	0	0	0	7.844	27.58443055	0	0	0	0	28.645	39	18				
9	Subbasin Metalurgi	0	0	30.437	78.72466915	0	0	0	0	0	0	0	0	8.251	21.27532083	0	0	0	0	38.688	38	20				
10	Subbasin ITI	570	0.2305163	106.661	67.3470277	0	0	0	0	12.403	4.938880085	0	0	62.038	24.6990624	0	0	4.442	2.584493041	251.275	62	24				
11	Subbasin RPA1	0	0	11013.87	98.3717855	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7.496	10.63271143	25.513	58	33				
12	Subbasin RPA3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24.899	71.95138403	0	0	4.232	17.04841568	34.131	80	17				
13	Subbasin RPA4	0	0	0	0	0	0	0	0	4326.46	28.31562331	0	0	0	0	10.953	71.68487669	0	0	15.279	53	24				
14	Subbasin Asrama	0	0	0	0	4.115	6.688017859	0	0	14.806	23.9562697	0	0	11.169	34.25167319	10.477	16.95190042	11.237	18.18213884	61.804	77	44				
15	Subbasin Perumahan 1	0	0	0	0	0	0	15.731	45.85213196	0	0	0	0	12.275	34.2025456	0	0	7.883	21.9634246	35.889	81	50				
16	Subbasin Perumahan 2	0	0	0	0	0	0	90.608	91.77572682	0	0	0	0	5.791	3.83487115	0	0	2.358	2.530402035	98.728	77	62				
17	Subbasin Perumahan 3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23.058	90.71881023	0	0	2.358	9.281189755	25.437	76	9				
18	Subbasin 1	0	0	0	0	0	0	0	0	17188.62	20.61793611	0	0	0	0	60.131	72.13617663	8.040	7.245882238	83.358	54	25				
19	Subbasin 2	0	0	0	0	0	0	46.455	83.86519201	0	0	0	0	0	0	4.202	16.53360998	0	0	55.637	71	64				
20	Subbasin 3	0	0	0	0	0	0	1043.479	55.9728774	0	0	0	0	17938	61.96162013	998	1.065502472	28.952	38	33						
21	Subbasin 4	0	0	0	0	0	0	8.675	11.58724302	0	0	0	0	12.408	14.89721307	58.514	70.13964639	2.808	3.365897513	83.425	51	11				
22	Subbasin 5	0	0	0	0	0	0	0	0	28.672	35.38515941	0	0	19.424	36.31400292	0	0	12.936	18.29983767	81.027	86	58				
23	Subbasin 6	0	0	0	0	0	0	13.317	31.98402609	0	0	0	0	12.320	48.03597991	0	0	0	0	25.627	78	34				
24	Subbasin 7	0	0	0	0	0	0	0	0	7407.71	34.23989904	0	0	13.802	63.0294218	0	0	368	1.730879155	11.898	80	52				
25	Subbasin 8	0	0	0	0	0	0	14525.53	99.97191153	0	0	0	0	0	0	4.081	6.028887473	0	0	14.530	77	65				
26	Subbasin 9	0	0	0	0	0	0	43.361	76.48290098	0	0	0	0	13.341	23.51703903	0	0	0	0	56.733	76	50				
27	Subbasin 10	0	0	3243.17	26.69259048	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9.017	71.30740907	11.260	86	80				
28	Subbasin 11	0	0	17.317	67.36235475	0	0	0	0	0	0	0	0	8.391	32.69964523	0	0	0	0	25.708	61	17				
29	Subbasin 12	0	0	3.326	5.542681531	0	0	0	0	0	0	0	0	52.443	94.05711847	0	0	0	0	56.968	75	3				
30	Subbasin 13	0	0	0	0	0	0	22318.2	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22.518	77	65				
31	Subbasin 14	0	0	0	0	0	0	0	0	34.988	54.11856538	0	0	0	0	104.808	65.48143684	0	0	159.294	58	29				
32	Subbasin 15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13.751	85.58003485	2.317	14.42996515	16.098	48	14						
33	Subbasin 16	0	0	0	0	0	0	0	0	109	0.501900963	0	0	60.131	46.85936326	8.888	12.83873577	89.228	47	13						
34	Subbasin 17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.744	100	5.744	98	100				
35	Subbasin 18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.608	47.95124159	6.885	57.04874844	11.691	70	57				
36	Subbasin 19	0	0	0	0	0	0	0	0	17978.23	88.59662048	0	0	0	0	3314	31.40367952	0	0	20.392	82	75				
37	Subbasin 20	0	0	0	0	0	0	0	0	368	2.40988554	0	0	0	0	14904	47.59038145	0	0	15.271	40	3				
38	SUBBASIN 7 (Skenario 1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16.128	81.42025026	6.680	18.57974974	19.808	50	18				
39	SUBBASIN 8 (Skenario 1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50.962	85.86132473	0	0	1.449	6.338675282	34.411	76	8		
40	SUBBASIN 9 (Skenario 4)	0	0	0	0	0	0	0	0	1.061	11.68284544	0	0	0	0	20.075	76.11481875	3.258	12.20235581	26.372	53	21				

Sumber : Perhitungan

4.1.7.2. Perhitungan *Time Lag*

Time lag adalah tenggang waktu antara titik berat hujan efektif dengan titik berat hidrograf. Perhitungan *time lag* pada masing-masing Sub DAS dan Saluran adalah sebagai berikut.

$$t_L = \frac{L_0^{0.8} \cdot (S+1)^{0.7}}{1900 \cdot Y^{0.5}}$$

Dimana :

L_0 = panjang *overland flow* (ft)

S = retensi maksimum (inch) =
 $= \frac{1000}{CN - 10}$

CN = curve number, yang berisi pengaruh dari tanah, tata guna lahan, kondisi hidrologi, dan soil moisture

Perhitungan *Time Lag* pada Saluran SPS1A adalah sebagai berikut.

Luas (A) = 15,272 m² = 0,0152720 km²

Panjang Lahan (L) = 585,4513 m = 0,5854513 km

Curve Number (CN) = 40

Kemiringan lahan rerata = 0,0002

Retensi Maksimum (S) = $\frac{1000}{40 - 10} = 14,87$

Panjang *Overland Flow* (L_0) = $\frac{A}{2L} = \frac{0,0152720}{0,5854513} = 3,97$ ft

Time Lag (t_L) = $t_L = \frac{3,97^{0.8} (14,87 + 1)^{0.7}}{1900(0.0002^{0.5})} = 0,776$ jam = 46,59 menit

Perhitungan *time lag* untuk masing-masing sub DAS selengkapnya dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.16. Perhitungan *Time lag* Kampus ITS

No	Saluran	Luas Sub DAS (m2)	Luas Sub DAS (Km2)	Panjang Over Land Flow (m)	Panjang Over Land Flow (Ft)	CN	Impervious (%)	Kemiringan Lahan Rata2	S	tL (jam)	tL (menit)
1	SPS1A	15,272	0.0152720	13.0207	3.97	40	2	0.0002	14.87	0.776	46.59
2	SPS1B	2,682	0.0026820	2.7567	0.84	46	12	0.0002	11.81	0.193	11.58
3	SPS2	17,939	0.0179390	19.289	5.88	39	0	0.0002	15.64	1.099	65.94
4	SPS3	403	0.0004030	10.465	3.19	74	0	0.0002	3.51	0.270	16.22
5	SPS4	598	0.0005980	1.3828	0.42	98	100	0.0002	0.20	0.021	1.27
6	SPS4	13,802	0.0138020	31.9152	9.73	74	0	0.0002	3.51	0.660	39.58
7	SPS5	3,071	0.0030711	13.96925027	4.26	77	65	0.0002	3.00	0.313	18.76
8	SPS6	6,047	0.0060470	31.58215251	9.63	77	65	0.0002	2.99	0.600	35.98
9	SPT1	64,489	0.0644890	38.060	11.60	51	10	0.0005	9.44	0.864	51.82
10	SPT2	2,188	0.0021880	2.873	0.88	54	25	0.0005	8.52	0.102	6.15
11	SPT2	1,520	0.0015200	1.996	0.61	98	100	0.0005	0.20	0.018	1.08
12	SPT3	8,391	0.0083910	31.876	9.72	74	0	0.0005	3.51	0.417	25.01
13	SPT4	5,005	0.0050050	42.830	13.05	61	17	0.0005	6.47	0.751	45.07
14	SPBU1A	20,951	0.020951	13.596	4.14	41	3	0.0007	14.35	0.420	25.18
15	SPBU1A	20,285	0.020285	13.164	4.01	40	1	0.0007	15.19	0.424	25.47
16	SPBU1B	40,436	0.040436	28.061	8.55	40	1	0.0007	15.31	0.782	46.91
17	SPBU2	1,859	0.001859	5.288	1.61	98	100	0.0007	0.20	0.033	1.991
18	SPBU3	5,741	0.005741	6.018	1.83	98	100	0.0007	0.20	0.037	2.208
20	SPBU4	2,612	0.002612	2.738	0.83	98	100	0.0007	0.20	0.020	1.176
21	SPBU5	2,317	0.002317	2.429	0.74	98	100	0.0007	0.20	0.018	1.069
22	SPTi1	13,751	0.013751	22.96801315	7.00	39	0	0.0005	15.64	0.799	47.957
23	SPTi2A	113,007	0.113007	63.615	19.39	61	37	0.0005	6.50	1.034	62.021
24	SPTi2B	23,154	0.023154	26.068	7.95	46	11	0.0005	11.90	0.740	44.414
25	SPTi3	55,657	0.055657	72.250	22.02	71	54	0.0005	4.14	0.879	52.713
26	SPTi4	6,803	0.006803	34.049	10.38	77	65	0.0005	2.99	0.403	24.169
27	SPTi4	1,773	0.001773	8.874	2.70	77	65	0.0005	2.99	0.137	8.243

Lanjutan Tabel 4.16

No	Saluran	Luas Sub DAS (m2)	Luas Sub DAS (Km2)	Panjang Over Land Flow (m)	Panjang Over Land Flow (Ft)	CN	Impervious (%)	Kemiringan Lahan Rata2	S	tL (jam)	tL (menit)
28	FTSP 1	76,967	0.07696708	67.669	20.63	74	7	0.0003	3.48	0.978	58.683
29	FTSP 2	28,201	0.028201	61.933	18.88	75	5	0.0003	3.37	0.895	53.694
30	FMIPA 1	62,861	0.062861	35.354	10.78	62	15	0.0002	6.04	0.977	58.642
31	FMIPA 2	62,864	0.062864407	35.356	10.78	63	2	0.0002	5.86	0.959	57.565
32	FTI T.ELEKTRO	25,161	0.025161398	31.538	9.61	60	17	0.0002	6.60	0.941	56.467
33	FTI T.METALURGI	38,688	0.038688	31.771	9.68	58	20	0.0002	7.17	0.995	59.720
34	FTK 1A	80,082	0.080082	70.786	21.58	70	15	0.0005	4.23	0.874	52.453
35	FTK 1B	3,868	0.003868	6.838	2.08	54	25	0.0005	8.52	0.205	12.305
36	FTIF 1B	13,296	0.013296	24.727	7.54	68	7	0.0002	4.67	0.631	37.834
37	FTIF 2	26,252	0.026252	45.220	13.78	73	1	0.0002	3.68	0.894	53.621
38	FTIF 3	35,759	0.035759	35.039	10.68	54	25	0.0002	8.52	1.198	71.902
39	PPNS 1	19,368	0.019368	32.383	9.87	60	35	0.0002	6.76	0.975	58.496
40	PPNS 2	16,869	0.016869	17.653	5.38	54	25	0.0002	8.52	0.692	41.547
41	PPNS 2	17,880	0.0178795	23.712	7.23	54	25	0.0002	8.52	0.877	52.609
42	PPNS 2	17,880	0.0178795	23.712	7.23	54	25	0.0002	8.52	0.877	52.609
43	PPNS 2	1,354	0.001354	13.479	4.11	98	100	0.0002	0.20	0.131	7.876
44	PPNS 2	12,546	0.0125455	20.054	6.11	74	0	0.0002	3.51	0.455	27.291
45	PPNS 2	12,546	0.0125455	20.054	6.11	74	0	0.0002	3.51	0.455	27.291
46	PPNS 3	34,131	0.034131389	69.979	21.33	80	27	0.0002	2.42	1.019	61.124
47	PPNS 4	11,192	0.011192	7.815	2.38	40	2	0.0002	14.96	0.518	31.083
48	ASRAMA 1	33,589	0.033589	37.321	11.38	81	37	0.0003	2.41	0.501	30.068
49	ASRAMA 2	20,955	0.020955	18.446	5.62	60	19	0.0003	6.54	0.498	29.856
50	ASRAMA 3	4,313	0.004313	13.563	4.13	85	45	0.0003	1.80	0.195	11.676
51	PERUM DOS 1	14,202	0.014202	31.278	9.53	77	14	0.0003	2.94	0.482	28.933
52	PERUM DOS 2	16,636	0.016636	23.061	7.03	80	70	0.0003	2.50	0.348	20.869

Lanjutan Tabel 4.16

No	Saluran	Luas Sub DAS (m2)	Luas Sub DAS (Km2)	Panjang Over Land Flow (m)	Panjang Over Land Flow (Ft)	CN	Impervious (%)	Kemiringan Lahan Rata2	S	tL (jam)	tL (menit)
53	PERUM DOS 3	9,042	0.009042	28.920	8.81	80	26	0.0003	2.46	0.413	24.791
54	PERUM DOS 3	13,478	0.013478	81.458	24.83	74	0	0.0003	3.51	1.140	68.384
55	PERUM DOS 3	2,897	0.002897	40.866	12.46	74	0	0.0003	3.51	0.656	39.382
56	PERUM DOS 4	32,027	0.032027	93.301	28.44	77	65	0.0003	2.99	1.165	69.890
57	PERUM DOS 5	43,003	0.043003	91.852	28.00	77	60	0.0003	3.03	1.159	69.534
58	PERUM DOS 6	5,894	0.005894	25.274	7.70	75	25	0.0003	3.30	0.432	25.933
59	PERUM DOS 7	10,291	0.010291	31.888	9.72	77	65	0.0003	2.99	0.493	29.607
60	PERUM DOS 8	6,683	0.006683	15.698	4.78	74	0	0.0003	3.51	0.305	18.318
61	PERUM DOS 9	38,974	0.038974	158.246	48.23	77	62	0.0003	3.01	1.784	107.049
62	GRAHA 1	19,729	0.019729395	30.443	9.28	84	43	0.0003	1.86	0.377	22.623
63	GRAHA 2	30,880	0.030880381	67.413	20.55	87	59	0.0003	1.44	0.637	38.23
65	GRAHA 3	18,236	0.018236	46.358	14.13	63	13	0.0003	5.79	0.97	57.95
66	GRAHA 4	1,681	0.001681	5.730	1.75	98	100	0.0003	0.20	0.05	3.24
67	GRAHA 5	5,606	0.005606	11.363	3.46	39	0	0.0003	15.64	0.59	35.26
68	BUNDARAN	466	0.000466	1.588	0.48	98	100	0.0003	0.20	0.02	1.16
69	BUNDARAN	791	0.000791	2.696	0.82	98	100	0.0003	0.20	0.03	1.77
70	BUNDARAN	896	0.000896	3.054	0.93	98	100	0.0003	0.20	0.03	1.96
71	BUNDARAN	352	0.000352	1.200	0.37	98	100	0.0003	0.20	0.02	0.93
72	BUNDARAN	1,482	0.001482	5.052	1.54	98	100	0.0003	0.20	0.05	2.93
73	BUNDARAN	1,028	0.001028	3.504	1.07	98	100	0.0003	0.20	0.04	2.19
74	SUBBASIN 7 (SKENARIO 1)	19,808	0.01980834	65.147	19.86	74	0	0.0002	3.51	1.17	70.04
75	SUBBASIN 8 (SKENARIO 3)	54,412	0.054412	107.099	32.64	63	13	0.0002	5.79	2.31	100.69
76	SUBBASIN 9 (SKENARIO 4)	26,372	0.026372	74.276	22.64	98	100	0.0002	0.20	0.51	30.85

Sumber : Perhitungan

4.1.7.3. Perhitungan Kurva Tampungan dan Kurva Outflow

Penelusuran banjir dengan menggunakan bantuan perangkat lunak HEC-HMS, dimana debit outflow dari tampungan dimasukkan input analisis perangkat lunak tersebut. Debit outflow kolam tampungan berupa limpasan pada pintu air, dimana besar debitnya dapat dihitung dengan menggunakan rumus limpasan pintu air.

Debit outflow dan tampungan untuk kolam tampungan rencana 1 dapat dilihat pada tabel 4.17 dan 4.18 sebagai berikut :

Tabel 4.17. Volume Komulatif Kolam Tampungan Reencana 1

Elevasi (m)	Fi (m ²)	Fi+1 (m ²)	Fi rata-rata (m ²)	hi+1-h1 (m)	Volume Genangan (m ³)	Volume Komulatif (m ³)
0.317	89.346	97.8467				
			102.1365	0.2	20.4273	20.4273
0.517	97.8467	106.4263				
			110.7556	0.2	22.15111	42.57841
0.717	106.4263	115.0848				
			119.4536	0.2	23.89071	66.46912
0.917	115.0848	123.8223				
			128.2305	0.2	25.64609	92.11521
1.117	123.8223	132.6386				
			137.0863	0.2	27.41725	119.5325
1.317	132.6386	141.5339				
			146.0211	0.2	29.20421	148.7367
1.517	141.5339	150.5082				
			155.0348	0.2	31.00695	179.7436
1.717	150.5082	159.5613				
			164.1274	0.2	32.82547	212.5691
1.917	159.5613	168.6934				
			173.2989	0.2	34.65978	247.2289
2.117	168.6934	177.9044				
			182.5494	0.2	36.50987	283.7387
2.317	177.9044	187.1943				
			191.8788	0.2	38.37575	322.1145
2.517	187.1943	196.5632				
			201.2871	0.2	40.25742	362.3719
2.717	196.5632	206.011				
			210.7744	0.2	42.15487	404.5268
2.917	206.011	215.5377				
			220.3405	0.2	44.0681	448.5949
3.117	215.5377	225.1433				
			112.5717	0.2	22.51433	471.1092
3.317	225.1433					

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.18. Debit Outflow dan Tampungan Graha

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.317	0.8	0	1.0	9.8	0.00	0.00
0.517	0.8	0	1.0	9.8	0.20	0.00
0.717	0.8	0	1.0	9.8	0.40	0.00
0.917	0.8	0	1.0	9.8	0.60	0.00
1.117	0.8	0	1.0	9.8	0.80	0.00
1.317	0.8	0	1.0	9.8	1.00	0.00
1.517	0.8	0	1.0	9.8	1.20	0.00
1.717	0.8	0	1.0	9.8	1.40	0.00
1.917	0.8	0	1.0	9.8	1.60	0.00
2.117	0.8	0	1.0	9.8	1.80	0.00
2.317	0.8	0.2	1.0	9.8	2.00	1.00
2.517	0.8	0.2	1.0	9.8	2.20	1.05
2.717	0.8	0.2	1.0	9.8	2.40	1.10
2.917	0.8	0.2	1.0	9.8	2.60	1.14
3.117	0.8	0.2	1.0	9.8	2.80	1.19
3.317	0.8	0.2	1.0	9.8	3.00	1.23

Sumber : Perhitungan

4.1.7.4. Analisa Kebutuhan Kolam Tampung

Berdasarkan perhitungan luas tampungan dan volume pada Tabel 4.17, maka dapat diketahui bahwa kebutuhan kolam tampungan rencana dapat ditunjukkan pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19. Kebutuhan Kolam Tampung

Kolam Tampung Rencana	Luas Daerah Tangkapan (m ²)	Luas Tampungan (m ²)	Volume Tampungan (m ³)
Kolam Tampung Rencana 5	17.606	225,143	471,1092
Kolam Tampung Rencana 6	78.707	3.774,558	11.138,703
Kolam Tampung Rencana 7	50.953	653,9691	1.711,201
Kolam Tampung Rencana 8	26.372	502,79	1.628,163

Sumber :Perhitungan

Dari Tabel 4.19, maka dapat dilihat perbandingan luas tampungan pada kolam tampung 5,6,7, dan 8 lebih kecil dibandingkan luas daerah tangkapan. Luas kolam tampung tersebut efektif menampung debit banjir yang berasal dari area disekitar kolam tampung.

4.1.8. Hasil Permodelan HEC - HMS

Permodelan menggunakan HEC-HMS dilakukan dengan input data hujan jam - jaman sesuai dengan perencanaan, dengan masing - masing periode ulang. Parameter yang digunakan untuk permodelan HEC-HMS adalah perhitungan yang disesuaikan dengan kondisi di lapangan.

Permodelan ini digunakan untuk mengetahui pengaruh fungsi kolam tampungan yang dikaji melalui beberapa skenario sebagaimana dijelaskan pada bab 3, yaitu :

1. Skenario terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,5.
2. Skenario terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,6,7,8.
3. Skenario terdiri dari : Kolam tampungan 1,2,3,4,5,6,7,8.

4.1.8.1. Hasil Permodelan Eksisting

Permodelan eksisting Kampus ITS adalah terbangunnya empat kolam tampungan yaitu kolam tampungan 1,2,3 dan 4. Dengan terbangunnya empat kolam tampungan, sehingga dapat diketahui hasil perhitungan debit banjir eksisting dengan menggunakan berbagai periode ulang, dengan menggunakan program bantu HEC-HMS dapat diamati pada tabel 4.20.

Tabel 4.20. Hasil *running* eksisting menggunakan HEC-HMS

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (Km ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
ASEM PAYUNG	0.230987	3.2602	22.4693
Subbasin-4	0.067297	0.0949	1.7155
Subbassin- 19	0.020292	0.3349	2.1609
Reach-25	0.020292	0.3326	2.1609
asmp	0.318576	2.5401	9.1635
Reach-20	0.318576	2.5346	9.1635
FMIPA2	0.064095	0.1676	2.4149
Reach-FMIPA2	0.064095	0.1676	2.4149
Junction-1	0.382671	2.5574	11.5784
Reach-34	0.382671	2.5468	11.5784
FMIPA1	0.064092	0.2028	2.8033
Reach-FMIPA1	0.064092	0.2080	2.8033
Subbasin-10	0.0123	0.2015	1.3554
Junction-2	0.459063	2.6764	15.7371
Reach-2	0.459063	2.6614	15.7371
Elektro	0.028645	0.0985	1.2256
Reach-13	0.028645	0.0984	1.2256
Subbasin-11	0.025708	0.0823	1.1428

Hydrolic Element	Drainage Area (Km ²)	Peak Discharge (m ³ /dt)	Volume (1000 m ³)
Junction-3	0.513416	2.8068	18.1056
Reach-22	0.513416	2.8068	18.1056
Subbasin-12	0.055968	0.2515	2.8834
Metalurgi	0.038688	0.1250	1.6796
Reach-14	0.038688	0.1250	1.6796
Junction-4	0.608072	3.1104	22.6685
Reach-45	0.608072	2.9134	22.6685
Subbasin-sk 3	0.054412	0.2902	3.2976
Junction-33	0.662484	3.2929	25.9661
Subbasin-2	0.055657	0.5038	4.7442
BOSEM TIMUR	0.718141	1.5479	30.7103
Diversion-2	0.718141	1.1249	18.1568
Reach-31	0.718141	1.1247	18.1568
Subbasin-14	0.159294	0.4825	7.9203
Junction-17	0.877435	1.4927	26.0771
Reach-32	0.877435	1.4925	26.0771
Subbasin-sk 4	0.026372	0.0996	1.023
Junction-32	0.903807	1.5147	27.1001
Reach-39	0.903807	1.5145	27.1001
Subbasin-15	0.016068	0.0298	0.4265
PPNS4	0.015279	0.0490	0.6387
Reach-33	0.015279	0.0490	0.6387
Junction-18	0.935154	1.5400	28.1653
Reach-35	0.935154	1.5397	28.1653
BOSEM UTARA	0.935154	0.0103	0.5959
SPBU 6	0.935154	0.0103	0.5947
FTK	0.251175	0.8066	13.0273
Reach-41	0.251175	0.8060	13.0273
FTIF1	0.021099	0.1588	1.3653
Reach-12	0.021099	0.1582	1.3653
Junction-21	0.272274	0.8644	14.3925
Reach-49	0.272274	0.8637	14.3925
Junction-27	0.272274	0.8637	14.3925
Reach-50	0.272274	0.8637	14.3925
FTIF 2	0.036177	0.2109	2.1778
Reach-11	0.036177	0.2140	2.1778
Junction-20	0.308451	0.9519	16.5703
Reach-55	0.308451	0.9515	16.5703
FTIF 3	0.036914	0.1455	1.617
Reach-56	0.036914	0.1452	1.617
Junction-30	0.345365	1.0224	18.1873

Hydrolic Element	Drainage Area (Km ²)	Peak Discharge (m ³ /dt)	Volume (1000 m ³)
Reach-38	0.345365	1.0219	18.1873
Junction-24	0.345365	1.0219	18.1873
Reach-48	0.345365	1.0218	18.1873
PPNS1	0.023513	0.1080	1.3289
Reach-10	0.023513	0.1080	1.3289
Junction-19	0.368878	1.0618	19.5162
Reach-9	0.368878	1.0617	19.5162
FTSP1	0.102413	0.5078	5.8249
Reach-7	0.102413	0.5064	5.8249
Junction-23	0.102413	1.2024	20.856
Reach-42	0.102413	1.2024	20.856
FTSP2	0.052335	0.4906	4.6488
Reach-24	0.052335	0.4894	4.6488
Junction-9	0.154748	1.6918	25.5048
Reach-6	0.154748	1.6688	25.5048
Junction-8	0.154748	1.6688	25.5048
Reach-4	0.154748	1.6684	25.5048
Subbasin-5	0.081027	0.9063	8.2465
GRAHA	0.081027	0.3662	8.2429
Junction-22	0.235775	2.0542	33.7478
Reach-40	0.235775	2.0511	33.7468
JUNCTION SPBU	0.235775	2.0511	33.7468
Reach-3	0.235775	2.0506	33.7448
Junction-10	0.604653	2.5930	53.2611
Reach-36	0.604653	2.5907	53.2609
PPNS3	0.034131	0.2855	2.7197
Reach-8	0.034131	0.2849	2.7197
Subbasin-18	0.011691	0.1292	0.9693
Junction-11	0.650475	2.7108	56.9499
Reach-37	0.650475	2.7108	56.9483
GEBANG	0.152454	2.4210	14.83
Subbasin-1	0.083358	0.2629	3.6513
Subbasin- sk 1	0.017606	0.0205	0.2878
Reach-SPBU1	0	1.0393	17.1822
Junction-34	0.017606	1.0391	17.47
Reach-5	0.017606	1.0211	17.47
Junction-35	0.017606	1.0211	17.47
Reach-21	0.017606	1.0501	17.47
Diversion-1	0.100964	1.5614	6.0902
Reach-44	0.100964	1.5865	6.0902
Subbasin-16	0.069228	0.1022	1.6975

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
Junction-26	0.322646	2.3816	22.6176
Reach-1	0.322646	2.3806	22.6176
Subbasin-17	0.005744	0.1097	0.677
Junction-7	0.32839	2.4789	23.2946
SPBU 5	0.32839	2.4767	23.2946
Junction-31	1.914019	3.0347	80.8376
SAL. KALIDAMI	1.914019	3.0332	80.8369
ASRAMA1	0.061804	0.5348	5.2488
Reach-53	0.061804	0.5348	5.2488
Junction-29	0.061804	0.5348	5.2488
Reach-17	0.061804	0.5348	5.2488
Subbasin-3	0.028952	0.1316	1.6071
Subbassin- 20	0.035272	0.0066	0.0974
Reach-46	0.035272	0.0066	0.0974
Junction-12	0.044224	0.1374	1.7046
Reach-26	0.044224	0.1374	1.7046
Junction-5	0.106028	0.6608	6.9533
Reach-18	0.106028	0.6608	6.9533
PERUMDOS 1	0.035889	0.3779	3.3316
Reach-19	0.035889	0.3765	3.3316
Subbasin-7	0.021898	0.2863	1.8022
Junction-13	0.163815	0.9519	12.0871
Reach-27	0.163815	0.9511	12.0871
PERUMDOS 2	0.098728	0.8653	9.4296
Reach-15	0.098728	0.8653	9.4296
Junction-6	0.262543	1.5146	21.5167
Reach-43	0.262543	1.5146	21.5167
Subbasin-6	0.025627	0.2300	1.6647
Depan FTI	0.025627	0.0003	0.0225
PERUMDOS 3	0.025417	0.1528	1.5868
Reach-52	0.025417	0.1528	1.5868
Junction-28	0.051044	0.1527	1.6093
Reach-16	0.051044	0.1527	1.6082
Subbasin-8	0.01453	0.2210	1.4134
Junction-14	0.328117	1.7099	24.5383
Reach-28	0.328117	1.7096	24.538
Subbasin-9	0.056733	0.4473	4.9587
Junction-15	0.38485	1.9531	29.4966
Reach-29	0.38485	1.9531	29.496
Junction-16	0.38485	1.9531	29.496

Hydrolic Element	Drainage Area (Km ²)	Peak Discharge (m ³ /dt)	Volume (1000 m ³)
Reach-47	0.38485	1.9527	29.4959
Subbasin-13	0.022516	0.2202	2.1902
Junction-25	0.407366	2.4281	44.2396
SAL KEPUTIH	0.407366	2.4281	44.2396

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan hasil perhitungan debit banjir eksisting dengan menggunakan program bantu HEC-HMS diperoleh debit maksimum eksisting *outlet* saluran kalibokor 2,428 m³/detik sedangkan debit maksimum eksisting *outlet* saluran kalidami sebesar 3,033 m³/detik. Hasil diatas dapat diamati pada peta skematik yang terdapat pada lampiran.

4.1.8.2. Hasil Permodelan Skenario 1

Sesuai dengan penjabaran tersebut diatas, permodelan skenario 1 adalah terbangunnya empat kolam tampungan eksisting ditambah satu kolam tampungan rencana (kolam tampungan 5). Dengan terbangunnya lima kolam tampungan, sehingga dapat diketahui hasil perhitungan debit banjir dengan menggunakan berbagai periode ulang menggunakan program bantu HEC-HMS dapat diamati pada tabel 4.21.

Tabel 4.21. Hasil *running* Skenario 1

Hydrolic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (m3/dt)	Volume (1000 m3)
Asem Payung	0.23099	3.2602	22.4693
Subbasin-4	0.06730	0.0926	1.7155
Subbasin- 19	0.02029	0.3296	2.1609
Reach-25	0.02029	0.3273	2.1609
asmp	0.31858	2.4803	9.1635
Reach-20	0.31858	2.4748	9.1635
FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Reach-FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Junction-1	0.38267	2.4968	11.5784
Reach-34	0.38267	2.4862	11.5784
FMIPA1	0.06409	0.2031	2.8033
Reach-FMIPA1	0.06409	0.2030	2.8033
Subbasin-10	0.01230	0.1984	1.3554
Junction-2	0.45906	2.6142	15.7371

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (Km ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
Reach-2	0.45906	2.5994	15.7371
FTI	0.02865	0.0961	1.2256
Reach-13	0.02865	0.0960	1.2256
Subbasin-11	0.02571	0.0805	1.1428
Junction-3	0.51342	2.7415	18.1056
Reach-22	0.51342	2.7415	18.1056
Metalurgi	0.03869	0.1222	1.6796
Reach-14	0.03869	0.1222	1.6796
Subbasin-12	0.00501	0.0265	0.2225
Junction-4	0.55711	2.8459	20.0076
Reach-45	0.55711	2.8459	20.0076
Subbasin-sk 3	0.05441	0.2834	3.2976
Junction-35	0.61152	3.0267	23.3052
Subbasin-2	0.05566	0.4952	4.7442
Reach-2	0.45906	2.5994	15.7371
FTI	0.02865	0.0961	1.2256
BOSEM TIMUR	0.66718	1.4460	28.0494
Diversion-2	0.66718	1.0460	15.8435
Reach-31	0.66718	1.0601	15.8435
Subbasin-14	0.15929	0.4744	7.9203
Junction-17	0.82647	1.3949	23.7638
Reach-32	0.82647	1.4154	23.7638
Subbasin-sk 4	0.02637	0.0974	1.023
Junction-34	0.85284	1.4184	24.7867
Reach-39	0.85284	1.4176	24.7867
Subbasin-15	0.01607	0.0292	0.4265
PPNS4	0.01528	0.0480	0.6387
Reach-33	0.01528	0.0480	0.6387
Junction-18	0.88419	1.4446	25.8519
Reach-35	0.88419	1.4446	25.8519
BOSEM UTARA	0.88419	0.0093	0.5513
SPBU 6	0.88419	0.0093	0.5502
FTK	0.25118	0.7919	13.0273
Reach-41	0.25118	0.7912	13.0273
FTIF1	0.02110	0.1553	1.3653
Reach-12	0.02110	0.1548	1.3653
Junction-21	0.27227	0.8493	14.3925
Reach-49	0.27227	0.8487	14.3925
Junction-27	0.27227	0.8487	14.3925

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (Km ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
Reach-50	0.27227	0.8486	14.3925
FTIF 2	0.03618	0.2064	2.1778
Reach-11	0.03618	0.2059	2.1778
Junction-20	0.30845	0.9361	16.5703
Reach-55	0.30845	0.9358	16.5703
FTIF 3	0.03691	0.1425	1.617
Reach-56	0.03691	0.1422	1.617
Junction-30	0.34537	1.0059	18.1873
Reach-38	0.34537	1.0055	18.1873
Junction-24	0.34537	1.0055	18.1873
Reach-48	0.34537	1.0053	18.1873
PPNS1	0.02351	0.1060	1.3289
Reach-10	0.02351	0.1060	1.3289
Junction-19	0.36888	1.0450	19.5162
Reach-9	0.36888	1.0450	19.5162
FTSP1	0.102413	0.4961	5.8249
Reach-7	0.102413	0.4948	5.8249
Reach-23	0	0.696	15.0317
Junction-23	0.102413	1.1908	20.8565
Reach-42	0.102413	1.1907	20.8565
FTSP2	0.052335	0.4818	4.6488
Reach-24	0.052335	0.4807	4.6488
Junction-9	0.154748	1.6714	25.5053
Reach-6	0.154748	1.6689	25.5053
Junction-8	0.154748	1.6689	25.5053
Reach-4	0.154748	1.6682	25.5053
Subbasin-5	0.081027	0.8919	8.2465
Graha	0.081027	0.3618	8.2429
Junction-22	0.235775	2.0269	33.7482
Reach-40	0.235775	2.0269	33.7473
JUNCTION SPBU	0.235775	2.0269	33.7473
Reach-3	0.235775	2.0262	33.7453
Junction-10	0.604653	2.5603	53.2615
Reach-36	0.604653	2.5583	53.2614
PPNS3	0.034131	0.2799	2.7197
Reach-8	0.034131	0.2793	2.7197
Subbasin-18	0.011691	0.1269	0.9693
Junction-11	0.650475	2.6774	56.9504
Reach-37	0.650475	2.6774	56.9488

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (Km ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
Gebang	0.152454	2.3798	14.83
Subbasin-1	0.083358	0.2578	3.6513
Subbasin-sk 1	0.017606	0.0200	0.2878
skenario 1	0.017606	0.0200	0.2878
Reach-SPBU1	0	1.021	17.1822
Junction-32	0.017606	1.0207	17.47
Reach-5	0.017606	1.0207	17.47
Junction-33	0.017606	1.0207	17.47
Reach-21	0.017606	1.0141	17.47
Diversion-1	0.100964	1.5401	6.0897
Reach-44	0.100964	1.5401	6.0897
Subbasin-16	0.069228	0.010	1.6975
Junction-26	0.322646	2.0757	22.6171
Reach-1	0.322646	2.0527	22.6171
Subbasin-17	0.016068	0.0466	0.4265
Junction-7	0.338714	2.0904	23.0436
SPBU 5	0.338714	2.0864	23.0436
Junction-31	1.87338	2.7213	80.5426
SAL. KALIDAMI	1.87338	2.7170	80.542
ASRAMA1	0.06180	0.5254	5.2488
Reach-53	0.06180	0.5254	5.2488
Junction-29	0.06180	0.5254	5.2488
Reach-17	0.06180	0.5252	5.2488
Subbasin-3	0.02895	0.1311	1.6071
Subbasin-20	0.03527	0.1780	2.0258
Reach-46	0.03527	0.1776	2.0258
Junction-12	0.06422	0.1118	1.7046
Reach-26	0.06422	0.2836	1.7046
Junction-5	0.10602	0.7305	6.9533
Reach-18	0.10602	0.7305	6.9533
Perum Dos 1	0.03589	0.3714	3.3316
Reach-19	0.03589	0.3700	3.3316
Subbasin-7	0.02189	0.2361	1.8022
Junction-13	0.16381	0.9457	12.0871
Reach-27	0.16381	0.9457	12.0871
Perum Dos 2	0.09872	0.8520	9.4296
Reach-15	0.09872	0.8520	9.4296
Junction-6	0.26254	1.4944	21.5167

Hydrolic	Drainage	Peak Discharge	Volume
Element	Area (Km ²)	(m ³ /dt)	(1000 m ³)
Reach-43	0.26254	1.4944	21.5167
Perum Dos 3	0.02541	0.1492	1.5868
Reach-52	0.02541	0.1294	1.5868
Subbasin-6	0.01228	0.1075	0.7974
Depan FTI	0.01228	0.0001	0.0108
Junction-28	0.03769	0.1491	1.5976
Reach-16	0.03769	0.1496	1.597
Subbasin-8	0.01453	0.2172	1.4134
Junction-14	0.31477	1.6861	24.5272
Reach-28	0.31477	1.6859	24.527
Subbasin-9	0.05673	0.4399	4.9587
Junction-15	0.37150	1.9274	29.4857
Reach-29	0.37150	1.9274	29.4854
Junction-16	0.37150	1.9274	29.4854
Reach-47	0.37150	1.9262	29.4853
Subbasin-13	0.02252	0.2167	2.1902
Junction-25	0.39401	2.4020	43.8815
Sal Keputih	0.39401	2.4012	43.8815

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan hasil analisa skenario 1 Kampus ITS dengan menggunakan program bantu HEC-HMS diperoleh debit maksimum *outlet* saluran kalibokor 2,401 m³/detik sedangkan debit maksimum *outlet* saluran kalidami sebesar 2,717 m³/detik. Hal ini menunjukkan bahwa debit pada saat kondisi eksisiting memiliki nilai lebih besar bila dibandingkan skenario 1. Hasil diatas dapat diamati pada peta skematik yang terdapat pada lampiran.

4.1.8.3. Hasil Permodelan Skenario 2

Sesuai dengan penjabaran tersebut diatas, permodelan skenario 2 adalah terbangunnya empat kolam tampungan eksisting ditambah tiga kolam tampungan rencana (kolam tampungan 6,7 dan 8). Dengan terbangunnya tujuh kolam tampungan, sehingga dapat diketahui hasil perhitungan debit banjir dengan menggunakan berbagai periode ulang menggunakan program bantu HEC-HMS dapat diamati pada tabel 4.22.

Tabel 4.22. Hasil *running* Skenario 2

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Asem Payung	0.23099	3.2602	22.4693
Subbasin-4	0.06730	0.0926	1.7155
Subbasin- 19	0.02029	0.3296	2.1609
Reach-25	0.02029	0.3273	2.1609
asmp	0.31858	2.4803	9.1635
Reach-20	0.31858	2.4701	9.1635
FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Reach-FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Junction-1	0.38267	2.4968	11.5784
Reach-34	0.38267	2.4862	11.5784
FMIPA1	0.06409	0.2031	2.8033
Reach-FMIPA1	0.06409	0.2030	2.8033
Subbasin-10	0.01230	0.1984	1.3554
Junction-2	0.45906	2.6142	15.7371
Reach-2	0.45906	2.5994	15.7371
FTI	0.02865	0.0961	1.2256
Reach-13	0.02865	0.0960	1.2256
Subbasin-11	0.02571	0.0805	1.1428
Junction-3	0.51342	2.7415	18.1056
Reach-22	0.51342	2.7415	18.1056
Metalurgi	0.03869	0.1222	1.6796
Reach-14	0.03869	0.1222	1.6796
Subbasin-12	0.00501	0.0265	0.2225
Junction-4	0.55711	2.8459	20.0076
Reach-45	0.55711	2.3138	20.0076
Subbasin-sk 3	0.05441	0.2834	3.2976

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Skenario 3	0.05441	0.2654	3.2976
Junction-35	0.61152	2.2251	23.3052
Subbasin-2	0.05566	0.4952	4.7442
BOSEM TIMUR	0.66718	1.1865	28.0494
Diversion-2	0.66718	0.8750	15.8469
Reach-31	0.66718	0.8740	15.8469
Subbasin-14	0.15929	0.4744	7.9203
Junction-17	0.82647	1.2016	23.7672
Reach-32	0.82647	1.2016	23.7672
Subbasin-sk 4	0.02637	0.0974	1.023
Skenario 4	0.02637	0.0693	1.023
Junction-34	0.85284	1.2238	24.7902
Reach-39	0.85284	1.2237	24.7902
Subbasin-15	0.01607	0.0298	0.4265
PPNS4	0.01528	0.0480	0.6387
Reach-33	0.01528	0.0480	0.6387
Junction-18	0.88419	1.2474	25.8554
Reach-35	0.88419	1.2474	25.8554
BOSEM UTARA	0.88419	0.0094	0.5493
SPBU 6	0.88419	0.0094	0.5482
FTK	0.25118	0.8066	13.0273
Reach-41	0.25118	0.8060	13.0273
FTIF1	0.02110	0.1588	1.3653
Reach-12	0.02110	0.1582	1.3653
Junction-21	0.27227	0.8644	14.3925
Reach-49	0.27227	0.8637	14.3925
Junction-27	0.27227	0.8637	14.3925
Reach-50	0.27227	0.8637	14.3925
FTIF 2	0.03618	0.2064	2.1778
Reach-11	0.03618	0.2059	2.1778
Junction-20	0.30845	0.9361	16.5703
Reach-55	0.30845	0.9358	16.5703
FTIF 3	0.03691	0.1425	1.617
Reach-56	0.03691	0.1422	1.617
Junction-30	0.34537	1.0059	18.1873
Reach-38	0.34537	1.0055	18.1873
Junction-24	0.34537	1.0055	18.1873
Reach-48	0.34537	1.0053	18.1873

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
PPNS1	0.02351	0.1060	1.3289
Reach-10	0.02351	0.1060	1.3289
Junction-19	0.36888	1.0451	19.5162
Reach-9	0.36888	1.0451	19.5162
FTSP1	0.10241	0.4961	5.8249
Reach-7	0.10241	0.4948	5.8249
Reach-23	0	0.696	16.3311
Junction-23	0.10241	1.1908	22.156
Reach-42	0.10241	1.1907	22.1538
FTSP2	0.05234	0.4818	4.6488
Reach-24	0.05234	0.4807	4.6488
Junction-9	0.15475	1.6714	26.8026
Reach-6	0.15475	1.6689	26.8004
Junction-8	0.15475	1.6689	26.8004
Reach-4	0.15475	1.6682	26.7762
Subbasin-5	0.08103	0.8919	8.2465
Graha	0.08103	0.3618	8.2429
Junction-22	0.23578	2.0297	35.0191
Reach-40	0.23578	2.0269	34.975
JUNCTION SPBU	0.23578	2.0269	34.975
Reach-3	0.23578	2.0262	34.9049
Junction-10	0.60465	2.5603	54.4211
Reach-36	0.60465	2.5583	54.4172
PPNS3	0.03413	0.2799	2.7197
Reach-8	0.03413	0.2793	2.7197
Subbasin-18	0.01169	0.1269	0.9693
Junction-11	0.65048	2.6774	58.1062
Reach-37	0.65048	2.6774	58.0603
Gebang	0.15245	2.3798	14.83
Subbasin-1	0.08336	0.2578	3.6513
Skenario 2	0.08336	0.0522	2.7115
Subbasin-sk 1	0.01761	0.0201	0.2878
Reach-SPBU1	0	1.0390	17.1822
Junction-32	0.01761	1.0390	17.47
Reach-5	0.01761	1.0154	17.47
Junction-33	0.10096	1.0154	20.1815
Reach-21	0.10096	1.0385	20.1549
Diversion-1	0.10096	1.3546	3.8237

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Reach-44	0.10096	1.3540	3.8237
Subbasin-16	0.06923	0.1000	1.6975
Junction-26	0.32265	1.9125	20.3512
Reach-1	0.32265	1.8910	20.3512
Subbasin-17	0.01607	0.0466	0.4265
Junction-7	0.33871	1.9259	20.7777
SPBU 5	0.33871	1.9237	20.7777
Junction-31	1.87338	2.4997	79.3862
SAL. KALIDAMI	1.87338	2.4963	79.3842
ASRAMA1	0.06180	0.4146	5.2488
Reach-53	0.06180	0.4146	5.2488
Junction-29	0.06180	0.4146	5.2488
Reach-17	0.06180	0.4146	5.2488
Subbasin-3	0.02895	0.1311	1.6071
Subbasin-20	0.03527	0.1624	0.0974
Reach-46	0.03527	0.1620	0.0974
Junction-12	0.04422	0.1028	1.7046
Reach-26	0.04422	0.2594	1.7046
Junction-5	0.10602	0.6704	6.9533
Reach-18	0.10602	0.6704	6.9533
Perum Dos 1	0.03589	0.3714	3.3316
Reach-19	0.03589	0.3700	3.3316
Subbasin-7	0.02189	0.2807	1.8022
Junction-13	0.16381	0.9377	12.0871
Reach-27	0.16381	0.9367	12.0871
Perum Dos 2	0.09872	0.8520	9.4296
Reach-15	0.09872	0.8520	9.4296
Junction-6	0.26254	1.4944	21.5167
Reach-43	0.26254	1.4944	21.5167
Perum Dos 3	0.02541	0.1492	1.5868
Reach-52	0.02541	0.1492	1.5868
Subbasin-6	0.01228	0.1075	0.7974
Depan FTI	0.01228	0.0001	0.0108
Junction-28	0.03769	0.1491	1.5976
Reach-16	0.03769	0.1486	1.597
Subbasin-8	0.01453	0.2172	1.4134
Junction-14	0.31477	1.6861	24.5272

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Reach-28	0.31477	1.6859	24.527
Subbasin-9	0.05673	0.4399	4.9587
Junction-15	0.37150	1.9274	29.4857
Reach-29	0.37150	1.9274	29.4854
Junction-16	0.37150	1.9274	29.4854
Reach-47	0.37150	1.9272	29.4853
Subbasin-13	0.02252	0.2167	2.1902
Junction-25	0.39401	2.2852	43.878
Sal Keputih	0.39401	2.2852	43.878

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan hasil analisa skenario 2 Kampus ITS dengan menggunakan program bantu HEC-HMS diperoleh debit maksimum *outlet* saluran kalibokor 2,285 m³/detik sedangkan debit maksimum *outlet* saluran kalidami sebesar 2,496 m³/detik. Hal ini menunjukkan bahwa debit pada saat kondisi eksisting memiliki nilai lebih besar bila dibandingkan skenario 2. Hasil diatas dapat diamati pada peta skematik yang terdapat pada lampiran.

4.1.8.4. Hasil Permodelan Skenario 3

Sesuai dengan penjabaran tersebut diatas, permodelan skenario 3 adalah terbangunnya empat kolam tampungan eksisting ditambah empat kolam tampungan rencana (kolam tampungan 5,6,7 dan 8). Dengan terbangunnya delapan kolam tampungan, sehingga dapat diketahui hasil perhitungan debit banjir dengan menggunakan berbagai periode ulang menggunakan program bantu HEC-HMS dapat diamati pada tabel 4.23.

Tabel 4.23. Hasil *running* Skenario 3

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Asem Payung	0.23099	3.2602	22.4693
Subbasin-4	0.06730	0.0926	1.7155
Subbasin- 19	0.02029	0.3296	2.1609
Reach-25	0.02029	0.3273	2.1609
asmp	0.31858	2.4803	9.1635
Reach-20	0.31858	2.4708	9.1635
FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Reach-FMIPA2	0.06410	0.1633	2.4149
Junction-1	0.38267	2.4968	11.5784
Reach-34	0.38267	2.4968	11.5784
FMIPA1	0.06409	0.2031	2.8033
Reach-FMIPA1	0.06409	0.2031	2.8033
Subbasin-10	0.01230	0.1984	1.3554
Junction-2	0.45906	2.6142	15.7371
Reach-2	0.45906	2.5994	15.7371
FTI	0.02865	0.0961	1.2256
Reach-13	0.02865	0.0960	1.2256
Subbasin-11	0.02571	0.0805	1.1428
Junction-3	0.51342	2.7415	18.1056
Reach-22	0.51342	2.7415	18.1056
Metalurgi	0.03869	0.1222	1.6796
Reach-14	0.03869	0.1222	1.6796
Subbasin-12	0.00501	0.0265	0.2225
Junction-4	0.55711	2.1379	20.0076
Reach-45	0.55711	2.0533	20.0076
Subbasin-sk 3	0.05441	0.2834	3.2976

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Skenario 3	0.05441	0.2654	3.2976
Junction-35	0.61152	2.1374	23.3052
Subbasin-2	0.05566	0.4952	4.7442
BOSEM TIMUR	0.66718	1.1396	28.0494
Diversion-2	0.66718	0.7396	15.8469
Reach-31	0.66718	0.7393	15.8469
Subbasin-14	0.15929	0.4744	7.9203
Junction-17	0.82647	1.3964	23.7672
Reach-32	0.82647	1.0367	23.7672
Subbasin-sk 4	0.02637	0.0974	1.023
Skenario 4	0.02637	0.0679	1.023
Junction-34	0.85284	1.0676	24.7902
Reach-39	0.85284	1.0676	24.7902
Subbasin-15	0.01607	0.0292	0.4265
PPNS4	0.01528	0.0480	0.6387
Reach-33	0.01528	0.0480	0.6387
Junction-18	0.88419	1.0914	25.8554
Reach-35	0.88419	1.0902	25.8554
BOSEM UTARA	0.88419	0.0093	0.5493
SPBU 6	0.88419	0.0093	0.5482
FTK	0.25118	0.7919	13.0273
Reach-41	0.25118	0.7912	13.0273
FTIF1	0.02110	0.1553	1.3653
Reach-12	0.02110	0.1548	1.3653
Junction-21	0.27227	0.8493	14.3925
Reach-49	0.27227	0.8487	14.3925
Junction-27	0.27227	0.8487	14.3925
Reach-50	0.27227	0.8486	14.3925
FTIF 2	0.03618	0.2064	2.1778
Reach-11	0.03618	0.2059	2.1778
Junction-20	0.30845	0.9361	16.5703
Reach-55	0.30845	0.9358	16.5703
FTIF 3	0.03691	0.1425	1.617
Reach-56	0.03691	0.1422	1.617
Junction-30	0.34537	1.0059	18.1873

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Reach-38	0.34537	1.0055	18.1873
Junction-24	0.34537	1.0055	18.1873
Reach-48	0.34537	1.0053	18.1873
PPNS1	0.02351	0.106	1.3289
Reach-10	0.02351	0.106	1.3289
Junction-19	0.36888	1.0451	19.5162
Reach-9	0.36888	1.0450	19.5162
FTSP1	0.10241	0.4961	5.8249
Reach-7	0.10241	0.4948	5.8249
Junction-23	0.10241	1.1908	22.1541
Reach-42	0.10241	1.1907	22.1519
FTSP2	0.05234	0.4818	4.6488
Reach-24	0.05234	0.4807	4.6488
Junction-9	0.15475	1.6714	26.8008
Reach-6	0.15475	1.6689	26.7986
Junction-8	0.15475	1.6689	26.7986
Reach-4	0.15475	1.6682	26.7743
Subbasin-5	0.08103	0.8919	8.2465
Graha	0.08103	0.3618	8.2429
Junction-22	0.23578	2.0297	35.0173
Reach-40	0.23578	2.0269	34.9731
JUNCTION SPBU	0.23578	2.0269	34.9731
Reach-3	0.23578	2.0262	34.903
Junction-10	0.60465	2.5603	54.4192
Reach-36	0.60465	2.5583	54.4153
PPNS3	0.03413	0.2799	2.7197
Reach-8	0.03413	0.2793	2.7197
Subbasin-18	0.01169	0.1269	0.9693
Junction-11	0.65048	2.6774	58.1043
Reach-37	0.65048	2.6774	58.0584
Gebang	0.15245	2.3798	14.83
Subbasin-1	0.08336	0.2578	3.6513
Skenario 2	0.08336	0.0515	2.7115
Subbasin-sk 1	0.01761	0.0201	0.2878
skenario 1	0.01761	0.0200	0.2878

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Reach-SPBU1	0	1.0391	17.1822
Junction-32	0.01761	1.0147	17.47
Reach-5	0.01761	1.0147	17.47
Junction-33	0.10096	1.0348	20.1815
Reach-21	0.10096	1.0348	20.1549
Diversion-1	0.10096	1.3381	3.8256
Reach-44	0.10096	1.3321	3.8256
Subbasin-16	0.06923	0.0100	1.6975
Junction-26	0.32265	1.8719	20.3531
Reach-1	0.32265	1.8508	20.3531
Subbasin-17	0.01607	0.0466	0.4265
Junction-7	0.33871	1.8851	20.7795
SPBU 5	0.33871	1.8812	20.7795
Junction-31	1.87338	2.4309	79.3862
SAL. KALIDAMI	1.87338	2.4277	79.3842
ASRAMA1	0.06180	0.5254	5.2488
Reach-53	0.06180	0.5254	5.2488
Junction-29	0.06180	0.5254	5.2488
Reach-17	0.06180	0.5252	5.2488
Subbasin-3	0.02895	0.1311	1.6071
Subbasin-20	0.03527	0.1574	0.0974
Reach-46	0.03527	0.1574	0.0974
Junction-12	0.04422	0.2509	1.7046
Reach-26	0.04422	0.2509	1.7046
Junction-5	0.10602	0.6490	6.9533
Reach-18	0.10602	0.6490	6.9533
Perum Dos 1	0.03589	0.3714	3.3316
Reach-19	0.03589	0.3714	3.3316
Subbasin-7	0.02189	0.2807	1.8022
Junction-13	0.16381	0.9377	12.0871
Reach-27	0.16381	0.9367	12.0871
Perum Dos 2	0.09872	0.8520	9.4296
Reach-15	0.09872	0.8520	9.4296
Junction-6	0.26254	1.4944	21.5167
Reach-43	0.26254	1.4944	21.5167
Perum Dos 3	0.02541	0.1492	1.5868
Reach-52	0.02541	0.1486	1.5868

Hydrolic Element	Drainage	Peak Discharge	Volume
	Area (KM2)	(m3/dt)	(1000 m3)
Subbasin-6	0.01228	0.1075	0.7974
Depan FTI	0.01228	0.0001	0.0108
Junction-28	0.03769	0.1491	1.5976
Reach-16	0.03769	0.1486	1.597
Subbasin-8	0.01453	0.2172	1.4134
Junction-14	0.31477	1.6861	24.5272
Reach-28	0.31477	1.6859	24.527
Subbasin-9	0.05673	0.4399	4.9587
Junction-15	0.37150	1.9274	29.4857
Reach-29	0.37150	1.9264	29.4854
Junction-16	0.37150	1.9264	29.4854
Reach-47	0.37150	1.9262	29.4853
Subbasin-13	0.02252	0.2167	2.1902
Junction-25	0.39401	2.2178	43.878
Sal Keputih	0.39401	2.2178	43.878

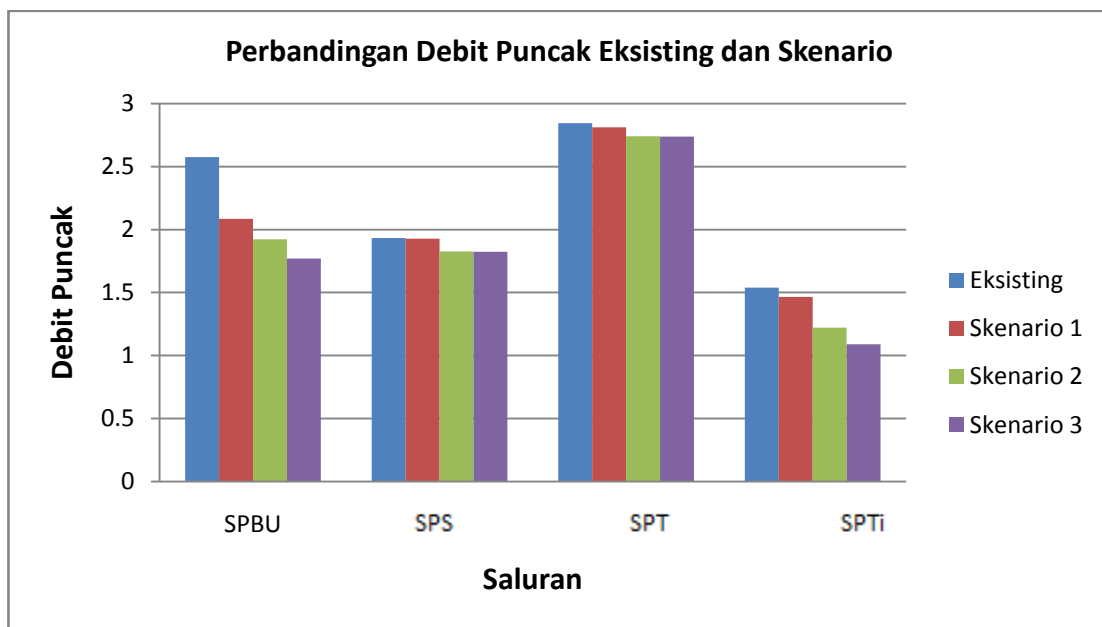
(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan hasil analisa skenario 3 Kampus ITS dengan menggunakan program bantu HEC-HMS diperoleh debit maksimum *outlet* saluran kalibokor 2,217 m³/detik sedangkan debit maksimum *outlet* saluran kalidami sebesar 2,427 m³/detik. Hal ini menunjukkan bahwa debit pada saat kondisi eksisiting memiliki nilai lebih besar bila dibandingkan skenario 3. Hasil diatas dapat diamati pada peta skematik yang terdapat pada lampiran.

4.1.8.5. Kesimpulan Hasil Permodelan Tiap - Tiap Skenario

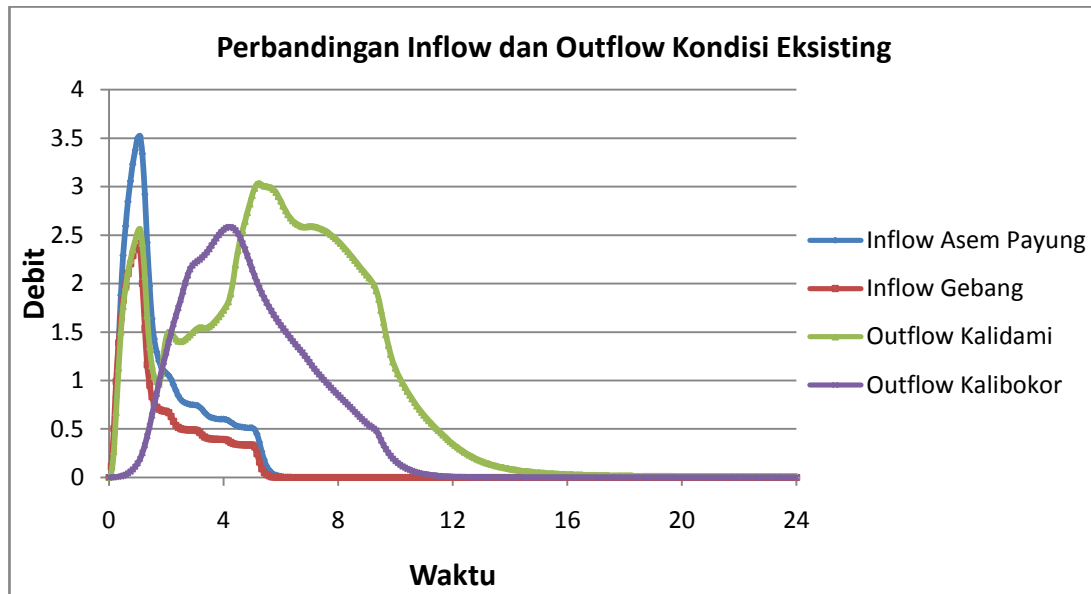
Berdasarkan hasil analisa masing - masing skenario tersebut diatas, dapat diketahui besar penurunan debit puncak banjir yang terjadi. Setelah diketahui besar penelusuran debit yang terjadi, maka akan diketahui jumlah dan letak kolam tampungan yang memiliki peran fungsi dalam mengurangi debit puncak banjir yang terjadi di Kampus ITS.

Pada skenario 1 penurunan debit terjadi pada saluran primer barat- utara (SPBU 3- SPBU 7). Pada skenario 2 hasil yang didapat terjadi penurunan debit pada saluran primer barat- utara (SPBU 4- SPBU 7) dan saluran primer timur (SPTi 1 - SPTi 4). Pada skenario 3 penurunan debit yang terjadi pada saluran primer barat - utara (SPBU 3 - SPBU 7) dan saluran primer timur (SPTi 1 - SPTi 4). Besar penurunan masing - masing skenario dapat dilihat pada gambar 4.4 dan tabel 4.23 sebagai berikut.

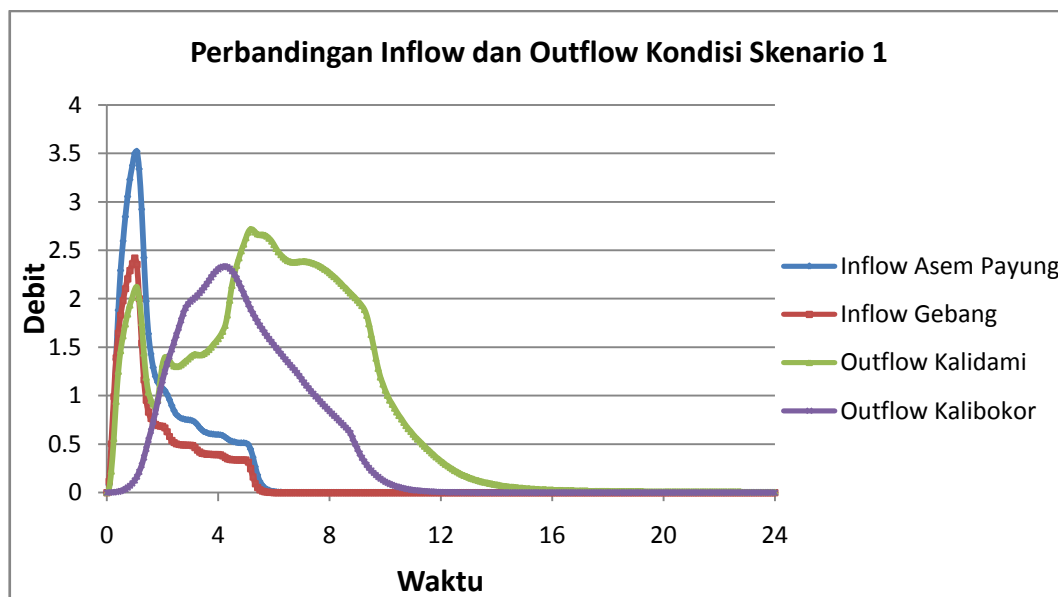


Gambar 4.4. Perbandingan Debit Puncak Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario

Berdasarkan hasil analisa, inflow Saluran AsemPayung sebesar 3,260 m³/dt dan Saluran Gebang sebesar 2,379 m³/dt sedangkan debit outflow eksisting untuk Saluran Kalidami sebesar 3,033 m³/dt. dan Saluran Kalibokor sebesar 2,428 m³/dt seperti ditunjukkan pada gambar 4.5.



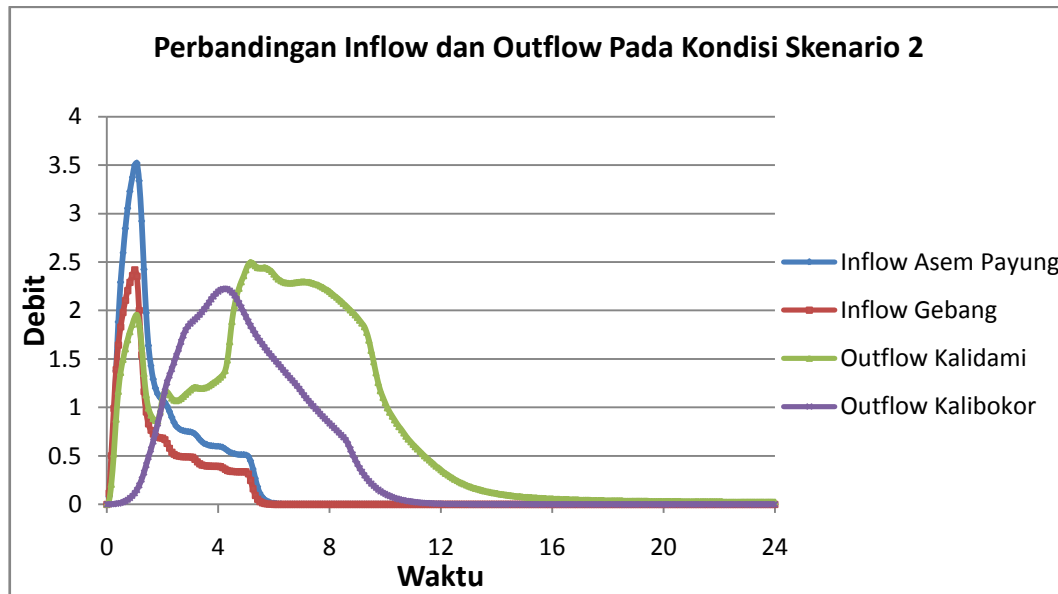
Gambar 4.5. Perbandingan Inflow dan Outflow Kondisi Eksisting



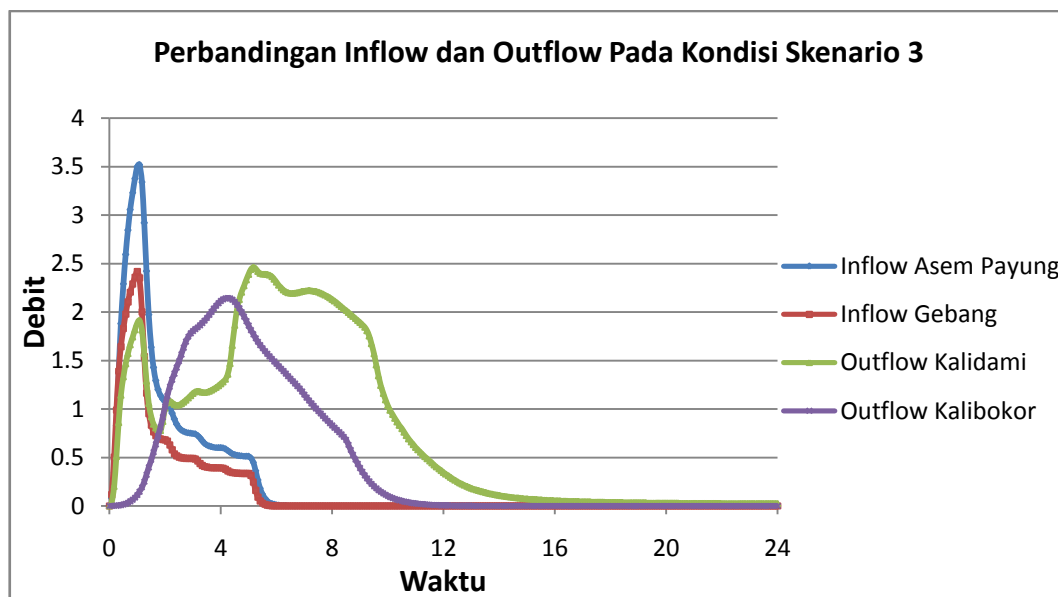
Gambar 4.6. Perbandingan Inflow dan Outflow Kondisi Skenario 1

Dengan adanya kolam tampungan dari hasil skenario 1 debit akhir yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar 2,717 m³/dt. dan saluran Kalibokor sebesar 2,401 m³/dt

Pada skenario 2 debit yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar 2,496 m³/dt. dan saluran Kalibokor sebesar 2,285 m³/dt. Sedangkan skenario 3 debit yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar 2,427 m³/dt. dan saluran Kalibokor sebesar 2,217 m³/dt dapat dilihat pada gambar 4.7 dan gambar 4.8.



Gambar 4.7. Perbandingan Inflow dan Outflow Kondisi Skenario 2



Gambar 4.8. Perbandingan Inflow dan Outflow Kondisi Skenario 3

Tabel 4.23. Besar Penurunan Debit Masing - Masing Skenario

Nama Saluran	Element HEC - HMS	Q Eksisting	Q Skenario 1	ΔQ	Q Skenario 2	ΔQ	Q Skenario 3	ΔQ
		m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³ /dt
SPBU 1	Reach - 25	0.543	0.530	0.013	0.536	0.007	0.536	0.007
SPBU 2	SPBU - 1	1.139	1.129	0.010	1.039	0.100	1.039	0.100
SPBU 3	Reach - 5	1.021	1.014	0.007	1.015	0.006	1.014	0.007
SPBU 4	Reach - 21	1.051	1.041	0.037	1.038	0.013	1.035	0.022
SPBU 5	Reach - 44	1.587	1.507	0.080	1.342	0.245	1.332	0.255
SPBU 6	Reach - 1	2.380	2.052	0.328	1.891	0.530	1.850	0.602
SPBU 7	SPBU - 5	2.476	2.086	0.390	1.923	0.596	1.881	0.878
SPS 1	Reach - 46	0.182	0.178	0.004	0.162	0.020	0.157	0.025
SPS 2	Reach - 26	0.285	0.283	0.002	0.259	0.026	0.251	0.034
SPS 3	Reach - 27	0.951	0.945	0.006	0.936	0.015	0.933	0.018
SPS 4	Reach - 28	1.709	1.700	0.009	1.685	0.024	1.685	0.024
SPS 5	Reach - 29	1.933	1.927	0.001	1.927	0.016	1.926	0.017
SPS 6	Reach - 47	1.932	1.926	0.001	1.926	0.016	1.926	0.016
SPT 1	Reach - 20	2.534	2.474	0.060	2.470	0.064	2.470	0.064
SPT 2	Reach - 2	2.661	2.599	0.062	2.599	0.062	2.599	0.062
SPT 3	Reach - 22	2.806	2.741	0.065	2.741	0.065	2.641	0.165
SPT 4	Reach - 45	2.813	2.845	0.068	2.738	0.175	2.738	0.175
SPTi 1	Reach - 31	1.147	1.060	0.087	0.874	0.250	0.739	0.408
SPTi 2	Reach - 32	1.492	1.415	0.077	1.201	0.291	1.036	0.456
SPTi 3	Reach - 39	1.514	1.439	0.075	1.223	0.291	1.068	0.446
SPTi 4	Reach - 35	1.539	1.465	0.074	1.247	0.292	1.090	0.449

Sumber:Perhitungan

4.2. Analisa Hidrolika

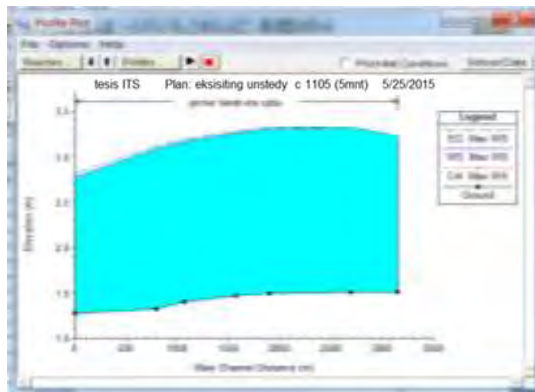
Dalam studi ini, analisa hidrolika penampang saluran Kampus ITS menggunakan bantuan program HEC-RAS. Input pada program ini yaitu data hidrolika berupa data potongan melintang dan debit aliran masuk (*inflow*) dan keluar (*outflow*) yang diperoleh dari hasil simulasi eksisting dari analisa hidrologi dengan menggunakan program bantu HEC-HMS. Dengan analisa ini, dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran.

Dalam studi ini simulasi aliran yang digunakan untuk menganalisa saluran adalah *unsteady flow* dimana parameter aliran berubah terhadap waktu. Debit yang digunakan dalam analisa HEC-RAS adalah debit dengan periode ulang 10 tahun.

4.2.1 Analisa Hidrolika Eksisting

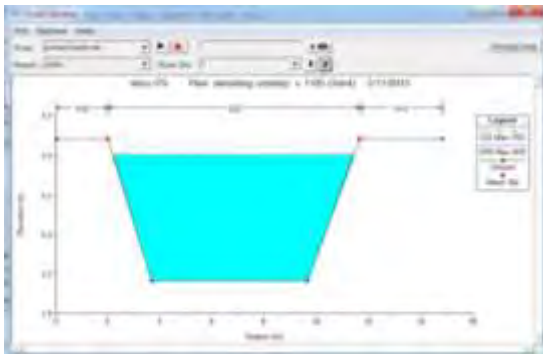
Dari analisa hidrolika eksisting saluran dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran. Debit banjir yang digunakan pada analisa ini adalah debit banjir rencana dengan periode ulang 10 tahun untuk saluran primer. Kondisi eksisting Kampus ITS ini telah dilengkapi empat kolam tampungan. Hasil running program HEC-RAS pada kondisi eksisting dapat dilihat pada gambar 4.9 - 4.43 sebagai berikut.

Penampang memanjang saluran Primer Barat - Utara

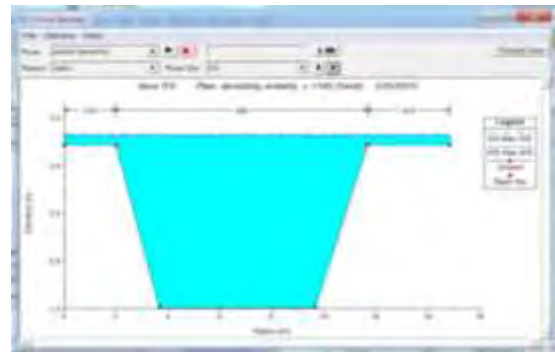


Gambar 4.9. Sal primer Barat - Utara

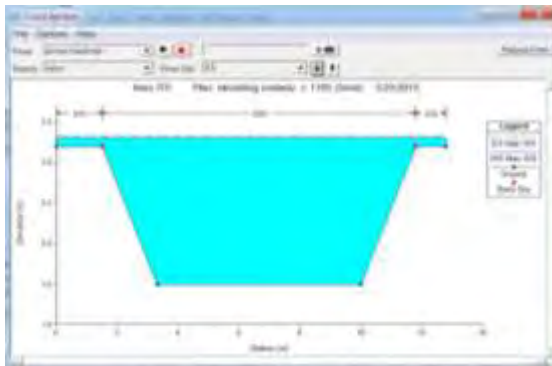
Penampang melintang saluran Primer Barat - Utara



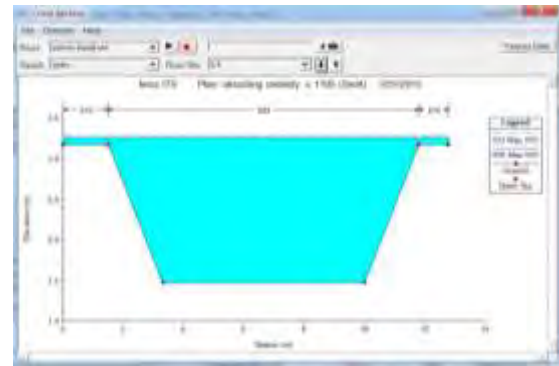
Gambar 4.10. Sal primer Barat - Utara Cross 1



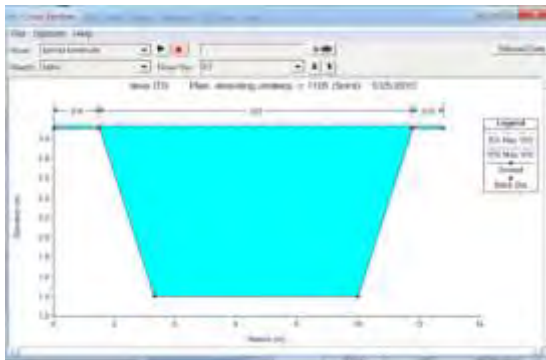
Gambar 4.11. Sal primer Barat - Utara Cross 0,6



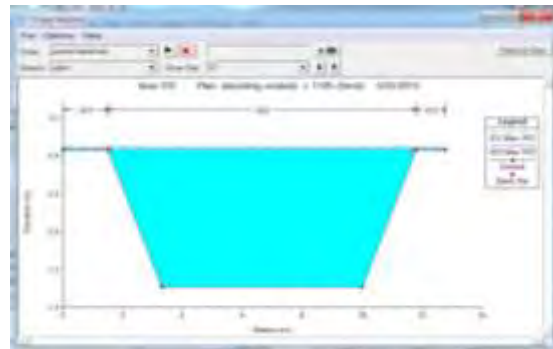
Gambar 4.12. Sal primer Barat - Utara Cross 0,5



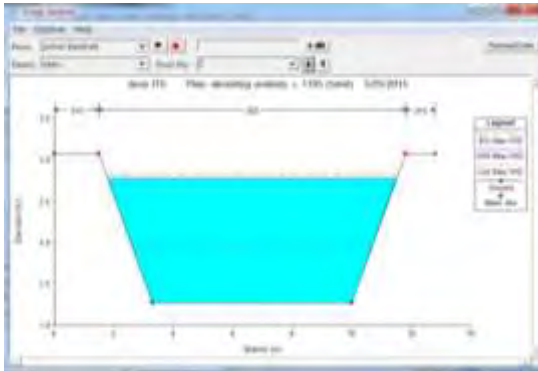
Gambar 4.13. Sal primer Barat - Utara Cross 0,4



Gambar 4.14. Sal primer Barat - Utara Cross 0,2

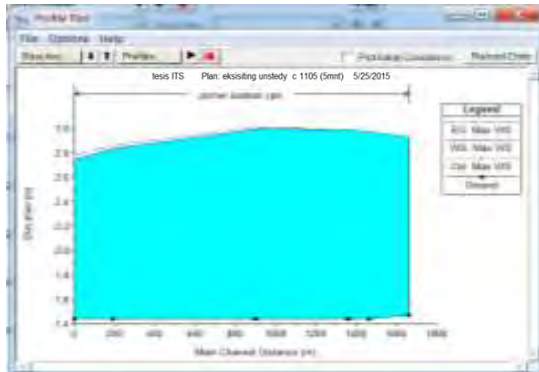


Gambar 4.15. Sal primer Barat - Utara Cross 0,1



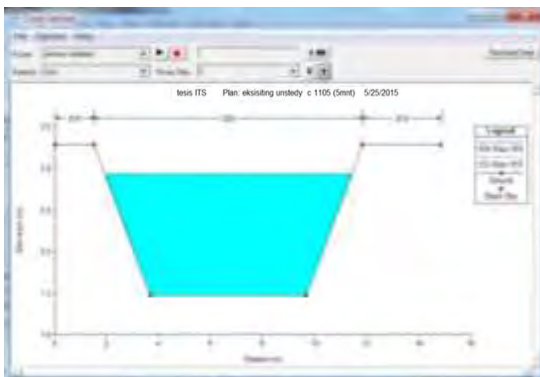
Gambar 4.16. Sal primer Barat - Utara Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Selatan

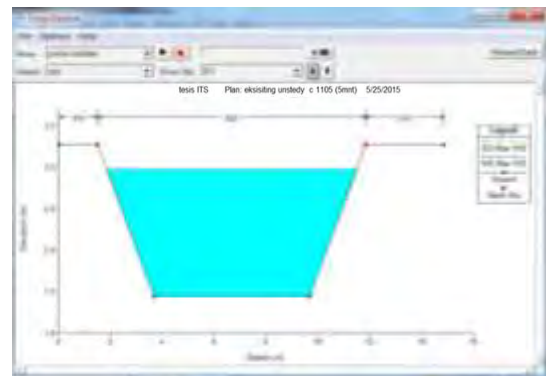


Gambar 4.17. Sal primer Selatan

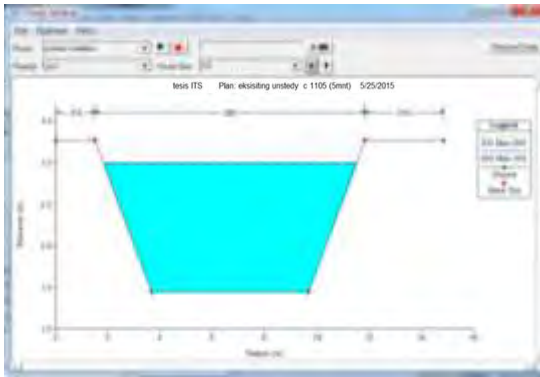
Penampang melintang saluran Primer Selatan



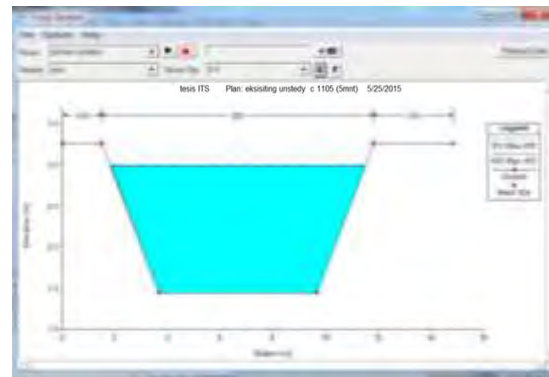
Gambar 4.18. Sal primer Selatan Cross 1



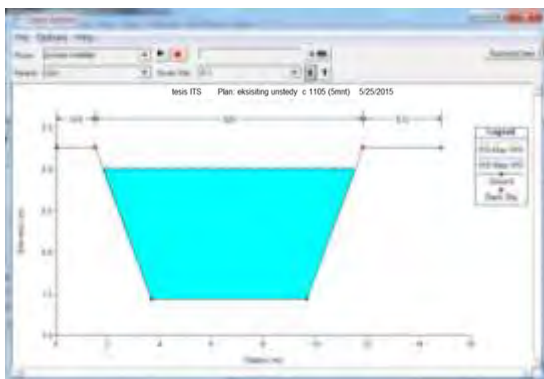
Gambar 4.19. Sal primer Selatan Cross 0,6



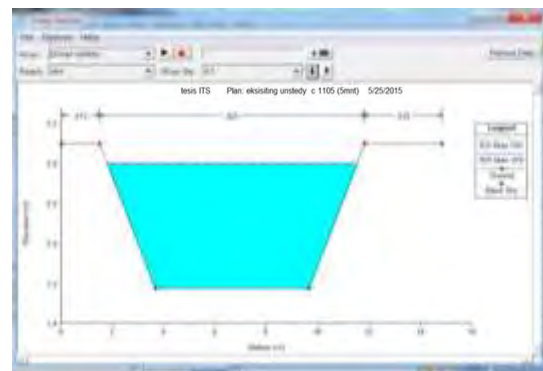
Gambar 4.20. Sal primer Selatan Cross 0,5



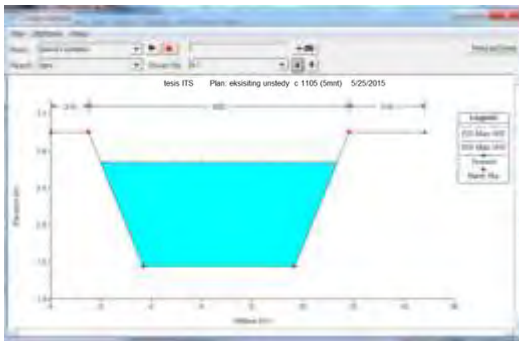
Gambar 4.21. Sal primer Selatan Cross 0,4



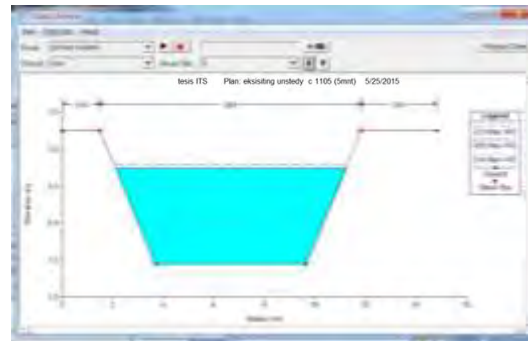
Gambar 4.22. Sal primer Selatan Cross 0,3



Gambar 4.23. Sal primer Selatan Cross 0,2

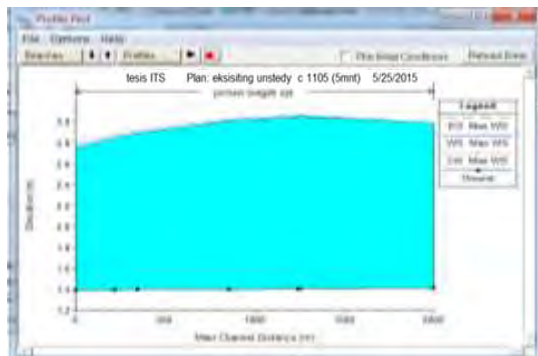


Gambar 4.24. Sal primer Selatan Cross 0,1

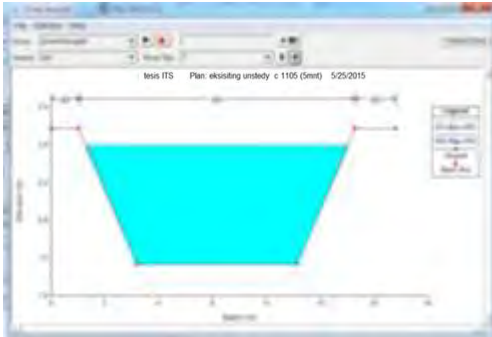


Gambar 4.25. Sal primer Selatan Cross 0

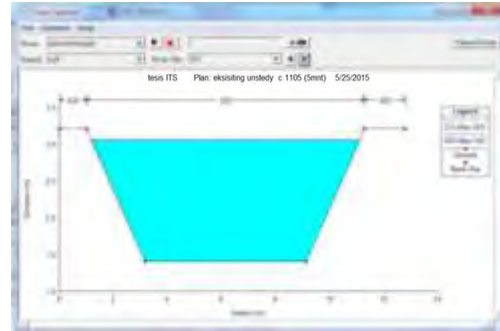
Penampang memanjang saluran Primer Tengah



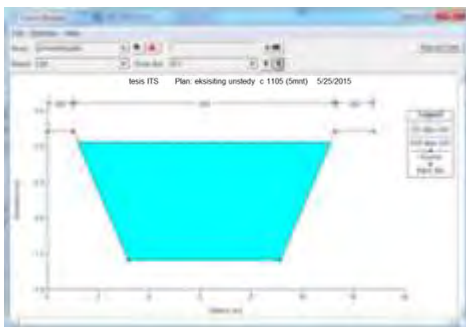
Gambar 4.26. Sal primer Tengah
Penampang melintang saluran Primer Tengah



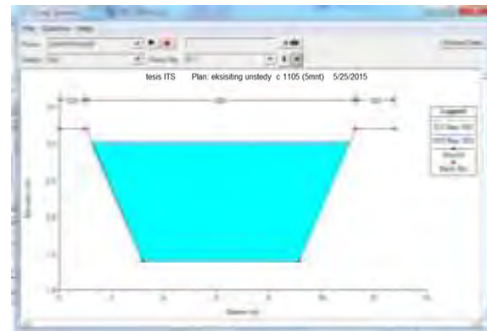
Gambar 4.27. Sal primer Tengah Cross 1



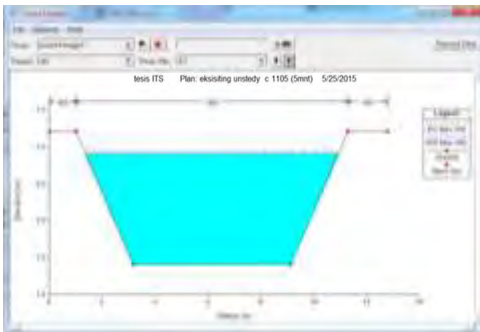
Gambar 4.28. Sal primer Tengah Cross 0,5



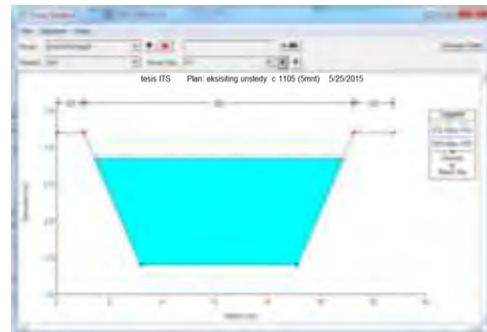
Gambar 4.29. Sal primer Tengah Cross 0,4



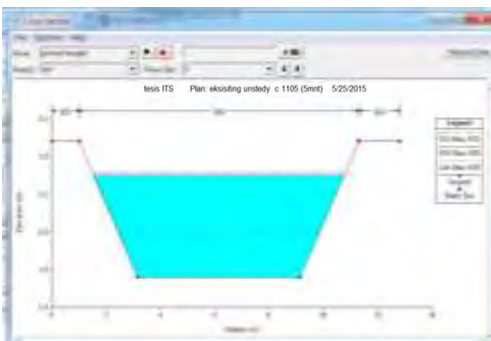
Gambar 4.30. Sal primer Tengah Cross 0,3



Gambar 4.31. Sal primer Tengah Cross 0,2

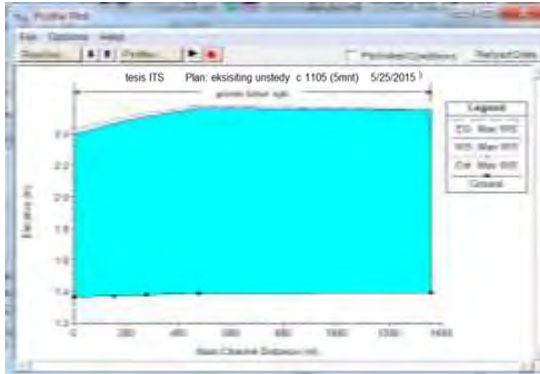


Gambar 4.32. Sal primer Tengah Cross 0,1



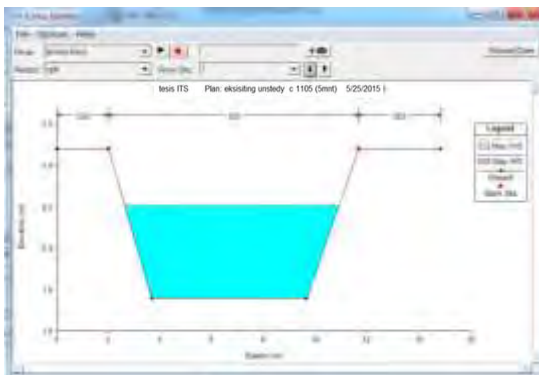
Gambar 4.33. Sal primer Tengah Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Timur

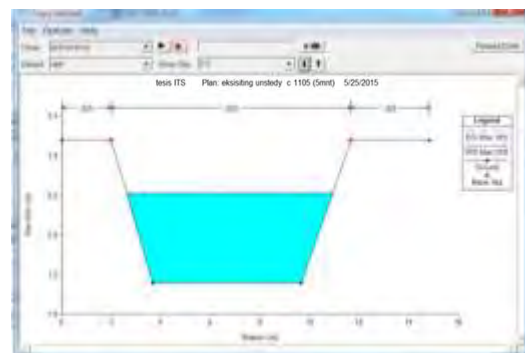


Gambar 4.34. Sal primer Timur

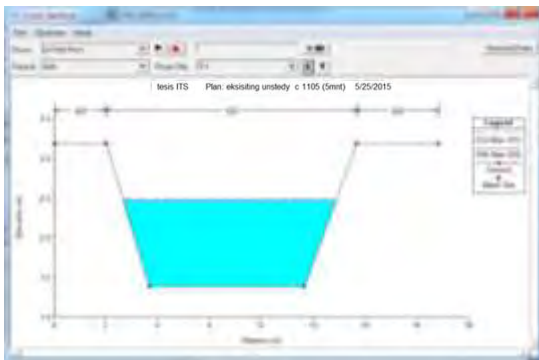
Penampang melintang saluran Primer Timur



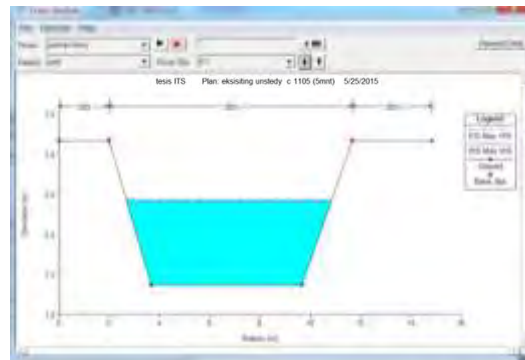
Gambar 4.35. Sal primer Timur Cross 1



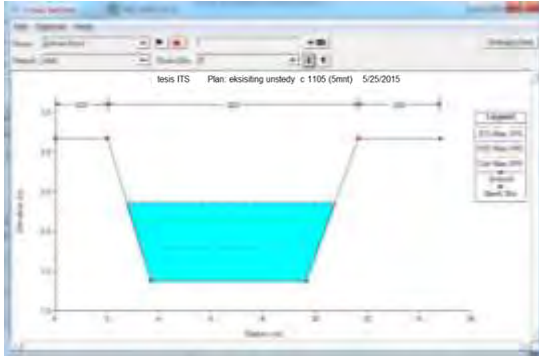
Gambar 4.36. Sal primer Timur Cross 0,3



Gambar 4.37. Sal primer Timur Cross 0,2

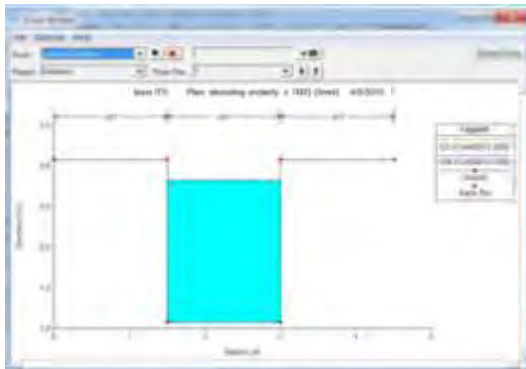


Gambar 4.38. Sal primer Timur Cross 0,1

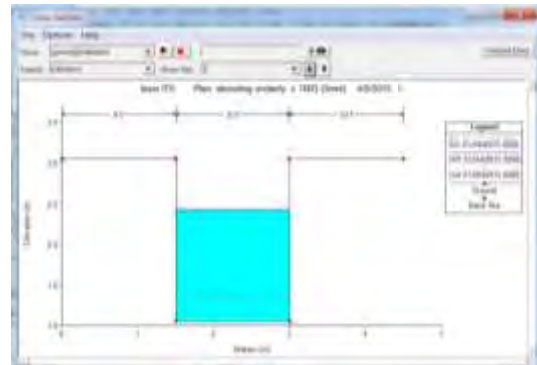


Gambar 4.39. Sal primer Timur Cross 0

Penampang melintang saluran outlet kalidami

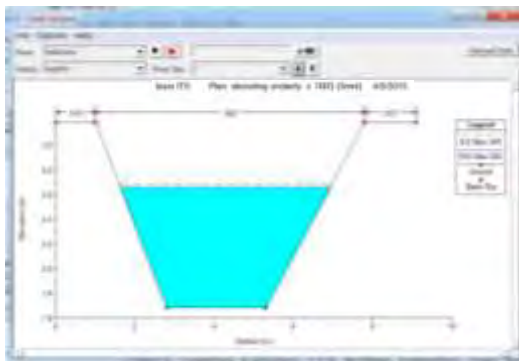


Gambar 4.40. Sal Outlet Kalidami Cross 1

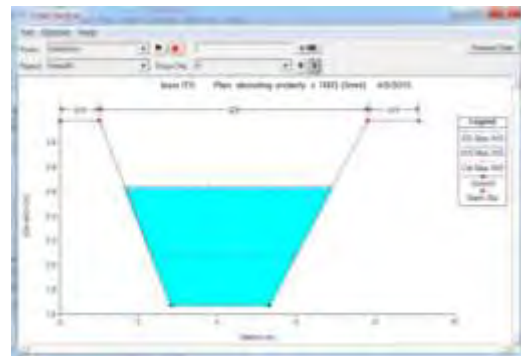


Gambar 4.41. Sal Outlet Kalidami Cross 0

Penampang melintang saluran outlet kalibokor



Gambar 4.42. Sal Outlet Kalibokor Cross 1



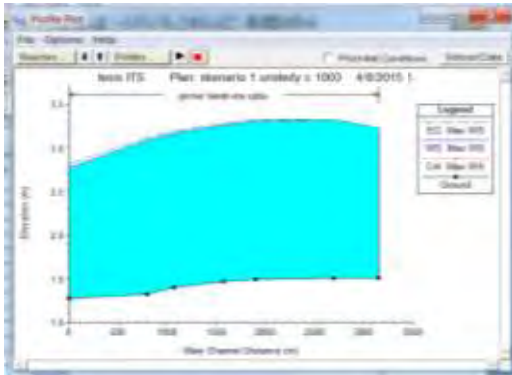
Gambar 4.43. Sal Outlet Klaibokor Cross 0

Dari hasil analisa hidrolika bahwa saluran kampus ITS belum terbebas dari banjir. Hal ini ditunjukkan dengan elevasi muka air yang lebih tinggi dibandingkan dengan elevasi tanggul. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa empat kolam tampungan belum mampu mengatasi banjir yang terjadi.

4.2.2 Analisa Hidrolika Skenario 1

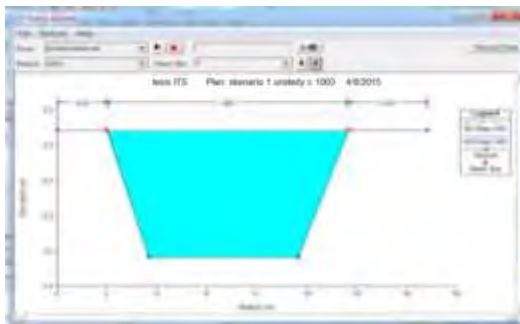
Dari analisa hidrolika skenario 1 dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran. Debit banjir yang digunakan pada analisa ini adalah debit banjir rencana dengan berbagai periode ulang 10 tahun. Skenario 1 telah dilengkapi dengan 1 kolam tampungan rencana ditambah dengan 4 kolam tampungan eksisiting. Hasil running dari program HEC-RAS pada skenario 1 dapat dilihat pada gambar 4.44- 4.78 sebagai berikut :

Penampang memanjang saluran Primer Barat - Utara

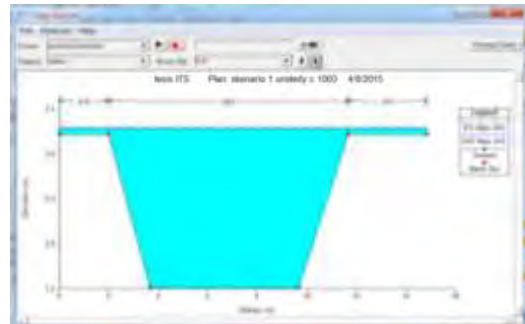


Gambar 4.44. Sal primer Barat - Utara

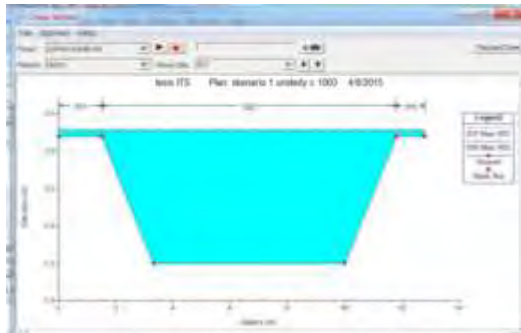
Penampang melintang saluran Primer Barat - Utara



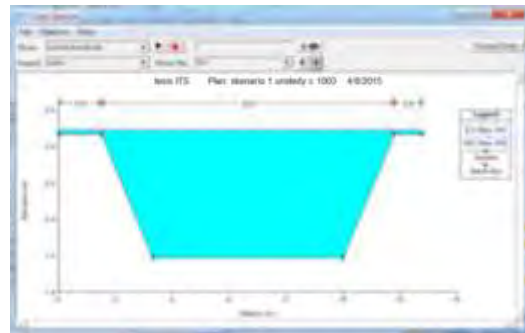
Gambar 4.45. Sal primer Barat - Utara Cross 1



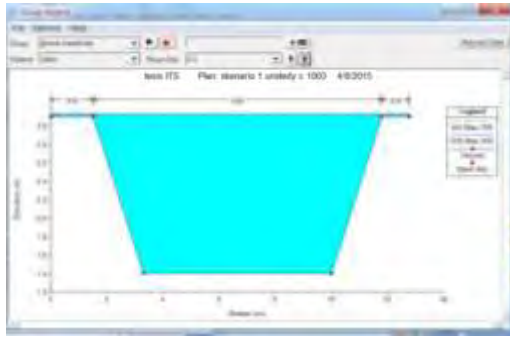
Gambar 4.46. Sal primer Barat - Utara Cross 0,6



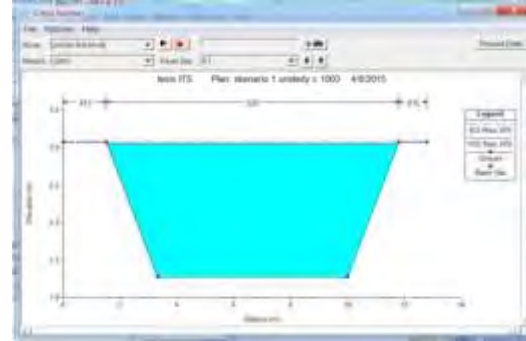
Gambar 4.47. Sal primer Barat - Utara Cross 0,5



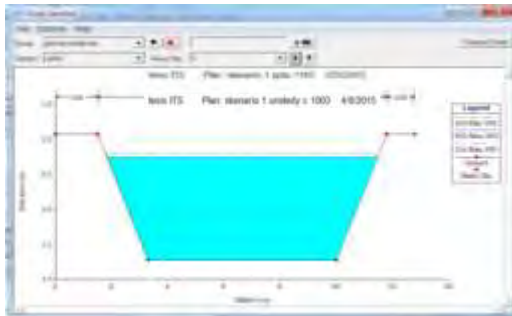
Gambar 4.48. Sal primer Barat - Utara Cross 0,4



Gambar 4.49. Sal primer Barat - Utara Cross 0,2

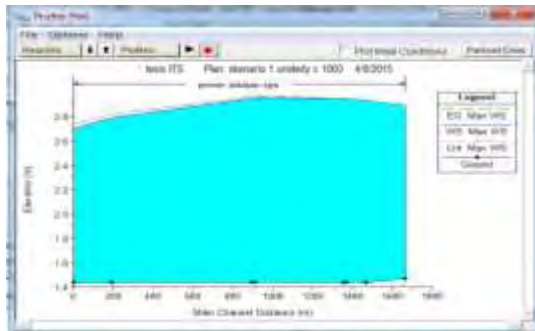


Gambar 4.50. Sal primer Barat - Utara Cross 0,1



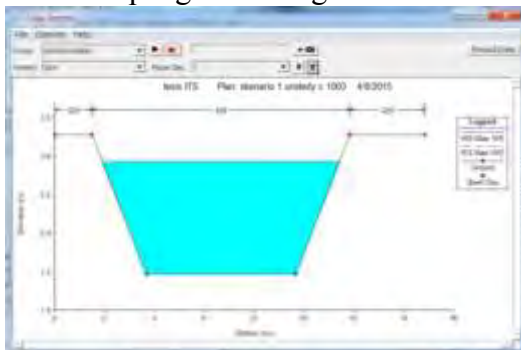
Gambar 4.51. Sal primer Barat - Utara Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Selatan

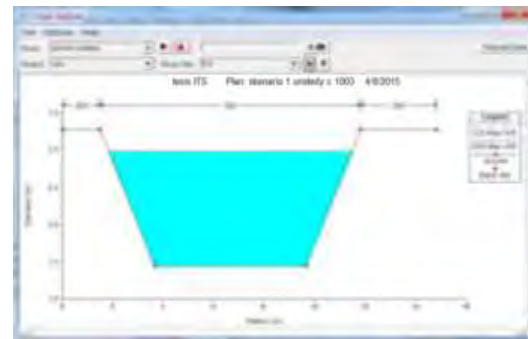


Gambar 4.52. Sal primer Selatan

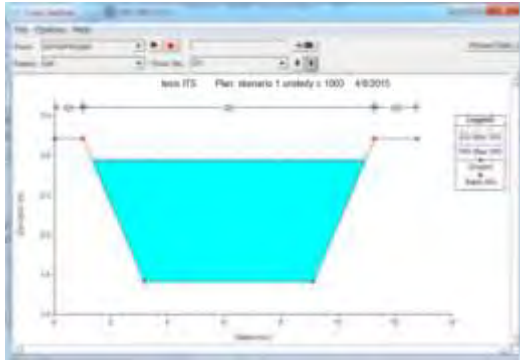
Penampang melintang saluran Primer Selatan



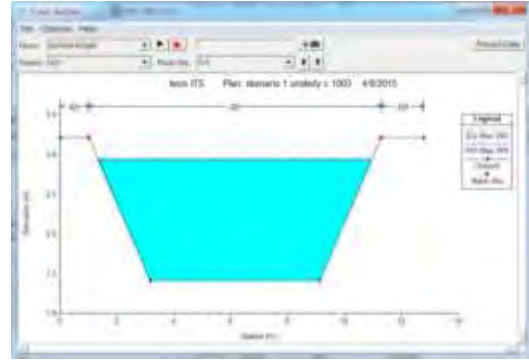
Gambar 4.53. Sal primer Selatan Cross 0,1



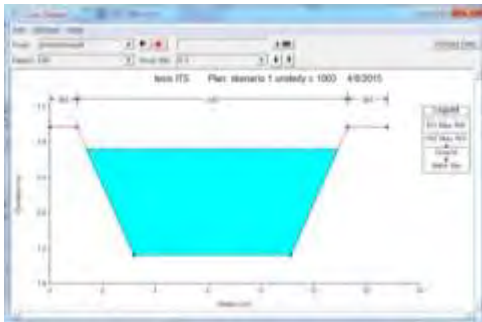
Gambar 4.54. Sal primer Selatan Cross 0,6



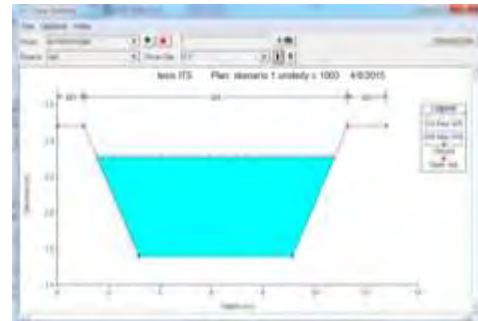
Gambar 4.55. Sal primer Selatan Cross 0,5



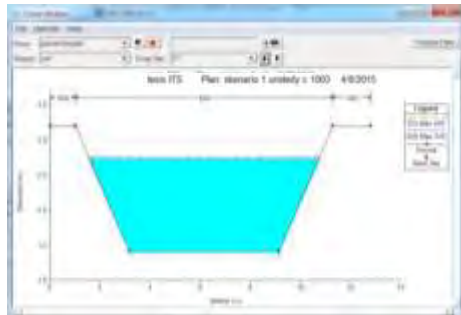
Gambar 4.56. Sal primer Selatan Cross 0,4



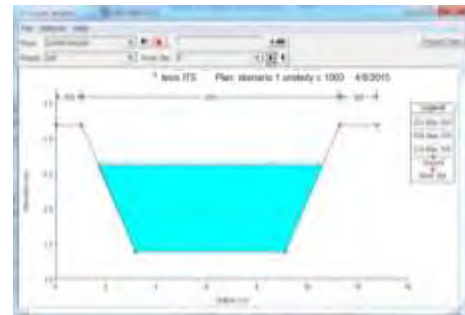
Gambar 4.57. Sal primer Selatan Cross 0,3



Gambar 4.58. Sal primer Selatan Cross 0,2

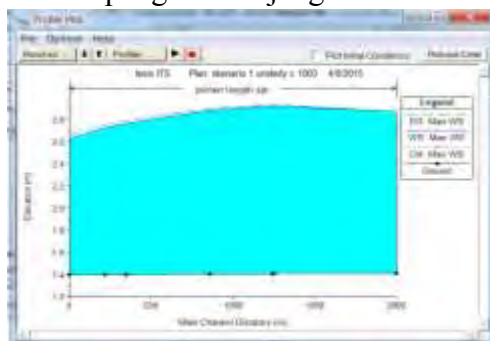


Gambar 4.59. Sal primer Selatan Cross 0,1



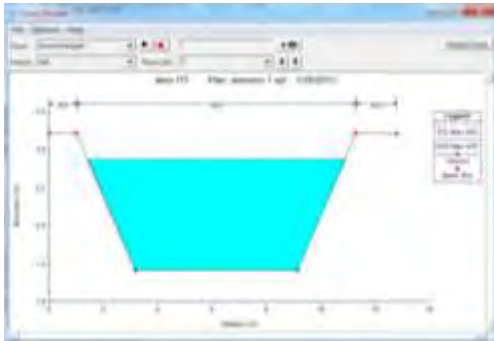
Gambar 4.60. Sal primer Selatan Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Tengah

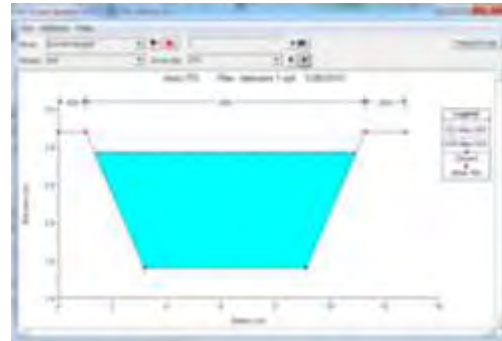


Gambar 4.61. Sal primer Tengah

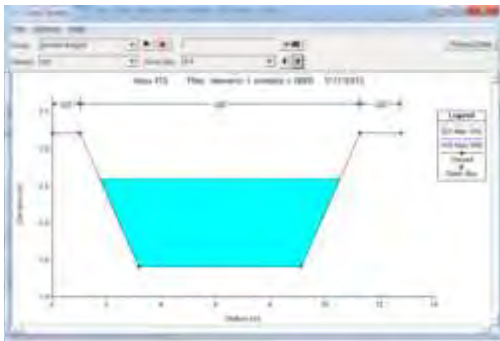
Penampang melintang saluran Primer Tengah



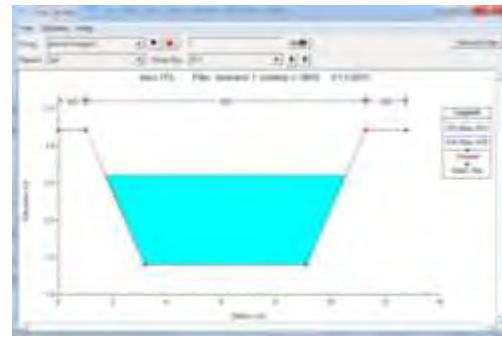
Gambar 4.62. Sal primer Tengah Cross 1



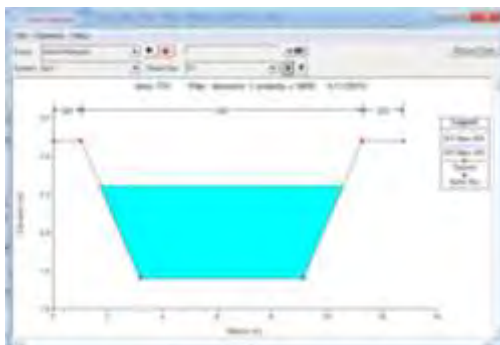
Gambar 4.63. Sal primer Tengah Cross 0,5



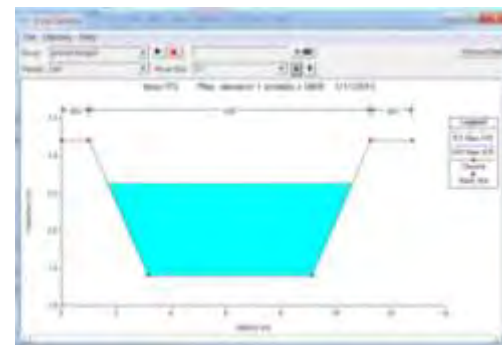
Gambar 4.64. Sal primer Tengah Cross 0,4



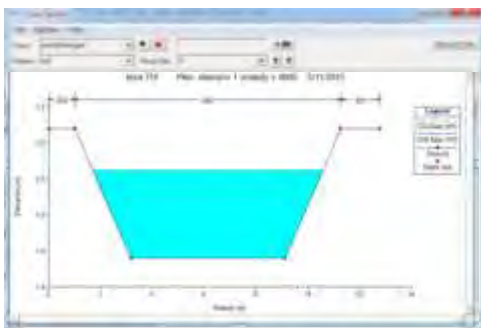
Gambar 4.65. Sal primer Tengah Cross 0,3



Gambar 4.66. Sal primer Tengah Cross 0,2

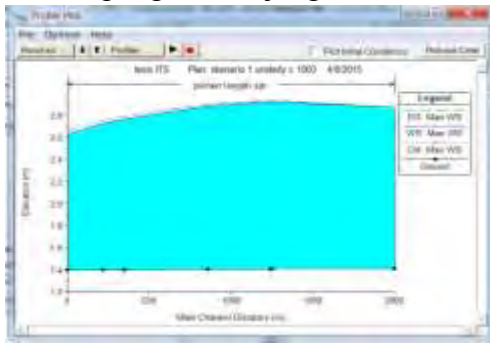


Gambar 4.67. Sal primer Tengah Cross 0,1



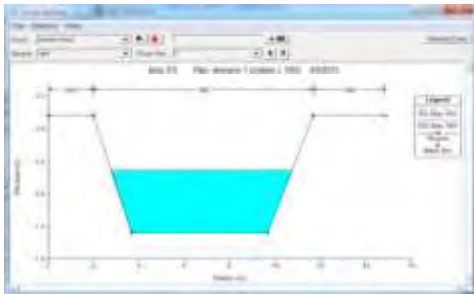
Gambar 4.68. Sal primer Tengah Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Timur

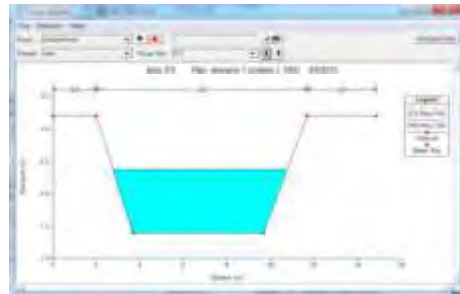


Gambar 4.69. Sal primer Timur

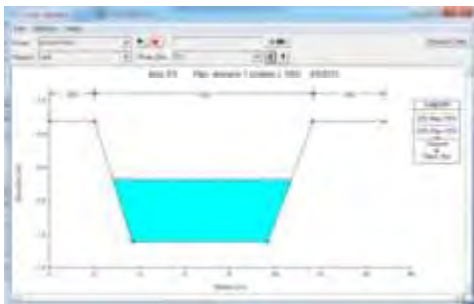
Penampang melintang saluran Primer Timur



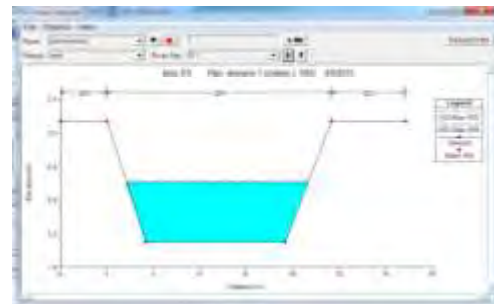
Gambar 4.70. Sal primer Timur Cross 1



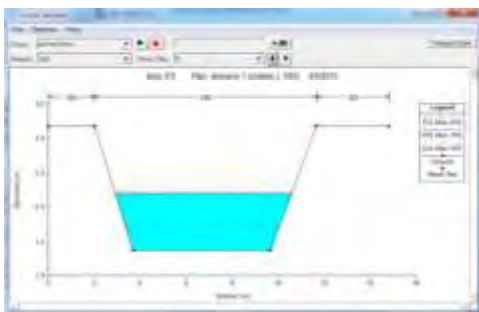
Gambar 4.71. Sal primer Timur Cross 0,3



Gambar 4.72. Sal primer Timur Cross 0,2

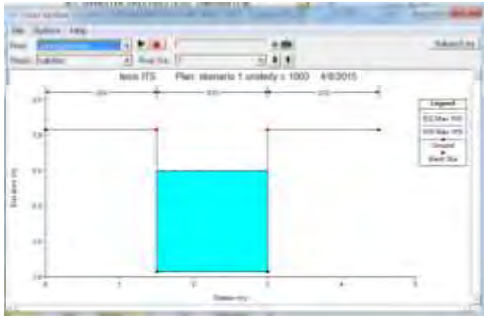


Gambar 4.73. Sal primer Timur Cross 0,1

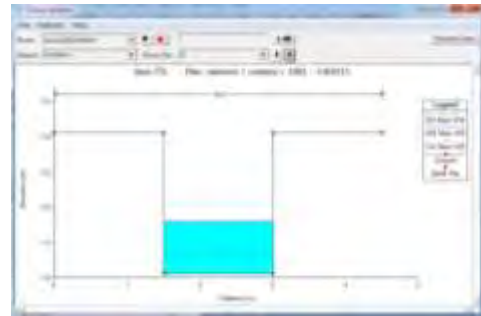


Gambar 4.74. Sal primer Timur Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalidami

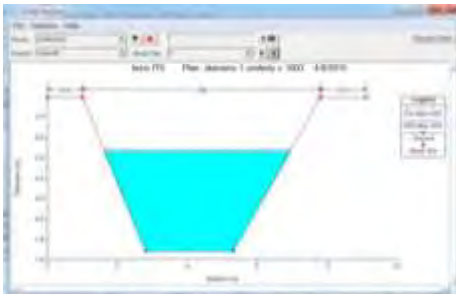


Gambar 4.75. Sal Outlet Kalidami Cross 1

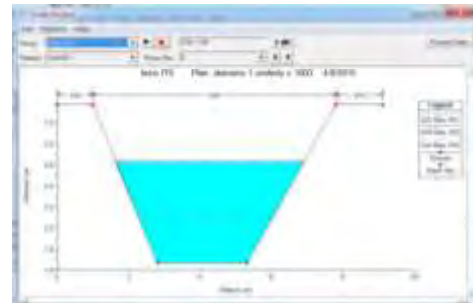


Gambar 4.76. Sal Outlet Kalidami Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalibokor



Gambar 4.77. Sal Outlet Kalibokor Cross 1



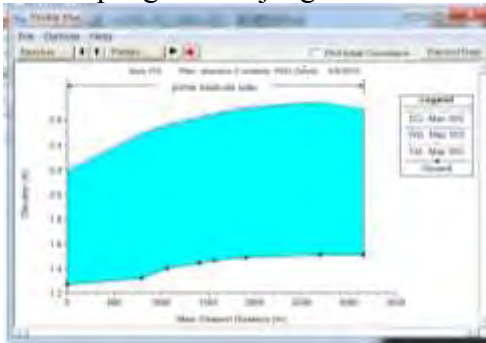
Gambar 4.78. Sal Outlet Kalibokor Cross 0

Dari hasil analisa hidrolika saluran Kampus ITS saat dilakukan skenario 1, dapat diketahui bahwa saluran Kampus ITS masih belum terbebas dari banjir. Hal ini ditunjukkan dengan elevasi muka air yang lebih tinggi dibandingkan dengan elevasi tanggul. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa adanya 5 kolam tampungan belum mampu mengatasi banjir tetapi sudah mampu menurunkan debit.

4.2.3 Analisa Hidrolika Skenario 2

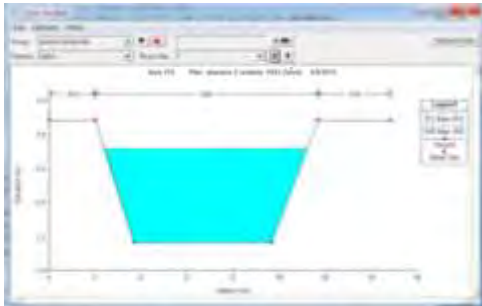
Dari analisa hidrolika skenario 2 dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran. Debit banjir yang digunakan pada analisa ini adalah debit banjir rencana dengan periode ulang 10 tahun. Skenario 2 telah dilengkapi dengan 3 kolam tampungan rencana ditambah dengan 4 kolam tampungan eksisting. Hasil running dari program HEC-RAS pada skenario 2 dapat dilihat pada gambar 4.79 - 4.112 sebagai berikut :

Penampang memanjang saluran Primer Barat - Utara

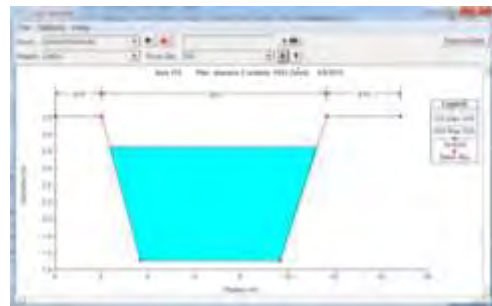


Gambar 4.79. Sal primer Barat - Utara

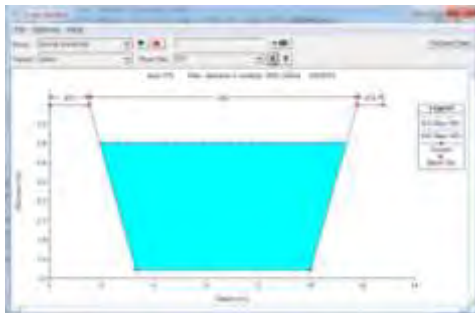
Penampang melintang saluran Primer Barat - Utara



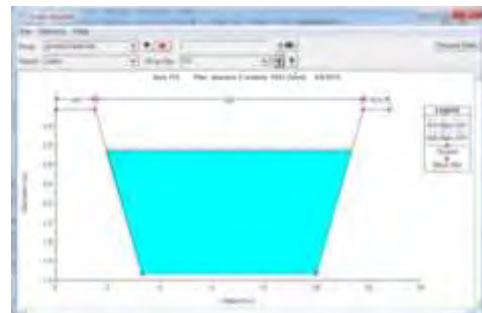
Gambar 4.80. Sal primer Barat - Utara Cross 1



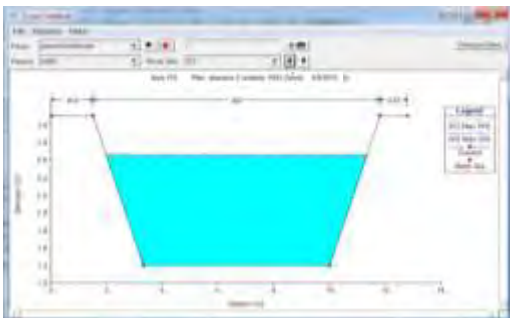
Gambar 4.81. Sal primer Barat - Utara Cross 0,6



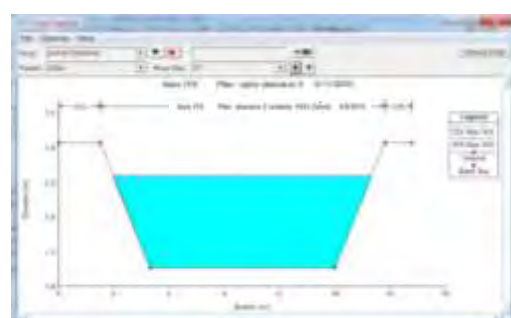
Gambar 4.82. Sal primer Barat - Utara Cross 0,5



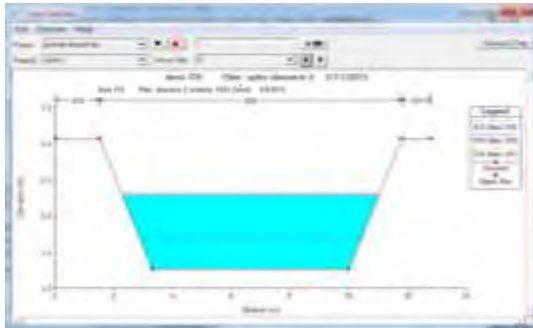
Gambar 4.83. Sal primer Barat - Utara Cross 0,4



Gambar 4.84. Sal primer Barat - Utara Cross 0,2

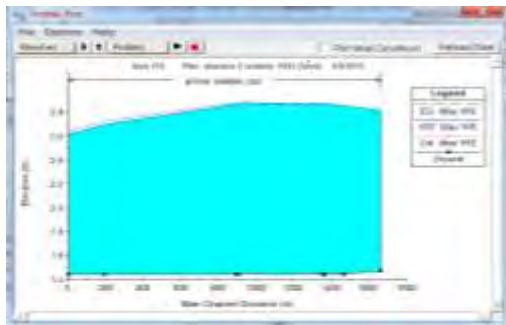


Gambar 4.85. Sal primer Barat - Utara Cross 0,1



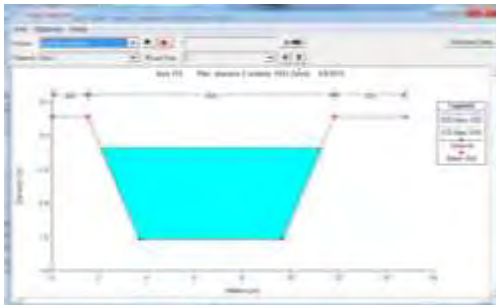
Gambar 4.86. Sal primer Barat - Utara Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Selatan

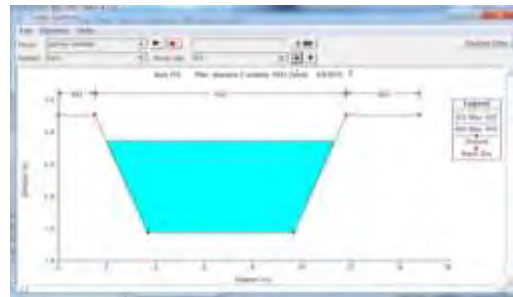


Gambar 4.87. Sal primer Selatan

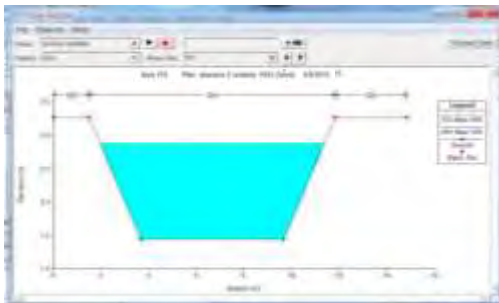
Penampang melintang saluran Primer Selatan



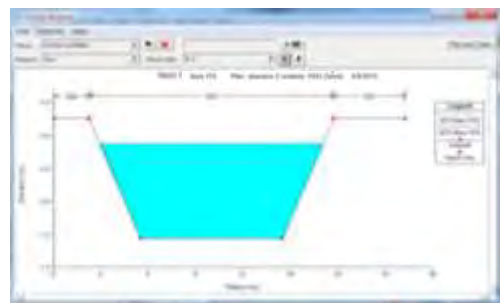
Gambar 4.88. Sal primer Selatan Cross 0



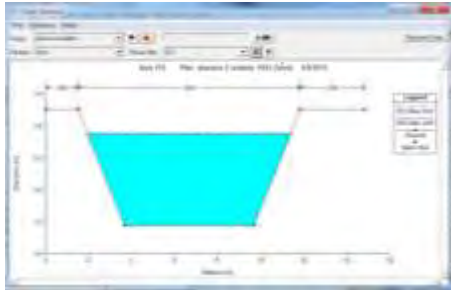
Gambar 4.89. Sal primer Selatan Cross 0,6



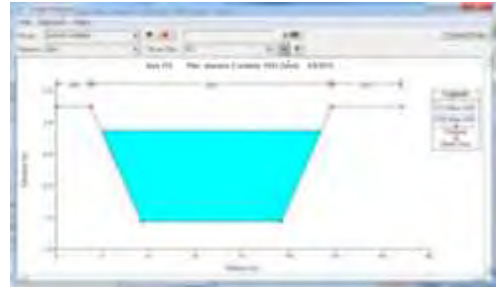
Gambar 4.90. Sal primer Selatan Cross 0,5



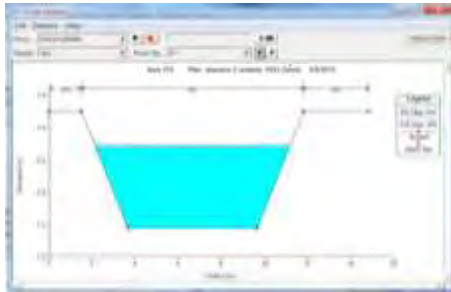
Gambar 4.91. Sal primer Selatan Cross 0,4



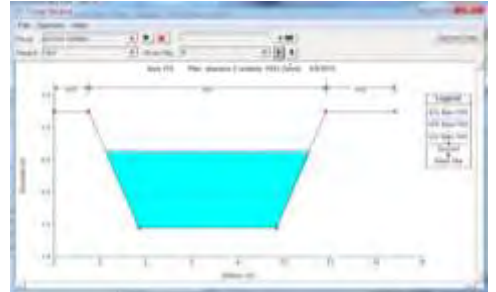
Gambar 4.92. Sal primer Selatan Cross 0,3



Gambar 4.93. Sal primer Selatan Cross 0,2

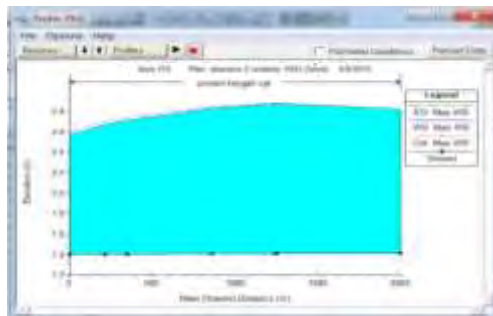


Gambar 4.94. Sal primer Selatan Cross 0,1



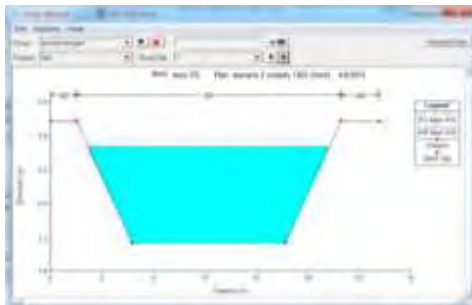
Gambar 4.95. Sal primer Selatan Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Tengah

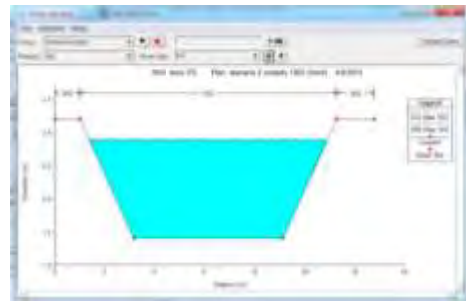


Gambar 4.96. Sal primer Tengah

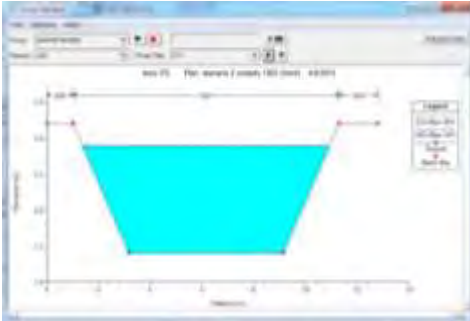
Penampang melintang saluran Primer Tengah



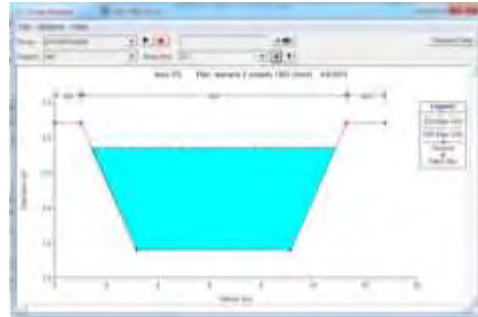
Gambar 4.97. Sal primer Tengah Cross 1



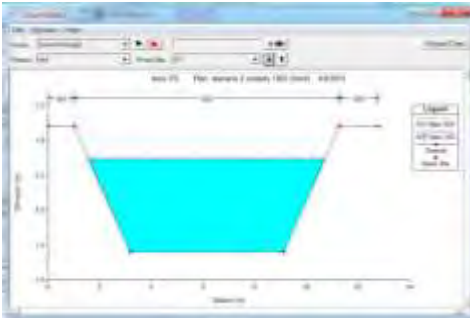
Gambar 4.98. Sal primer Tengah Cross 0,5



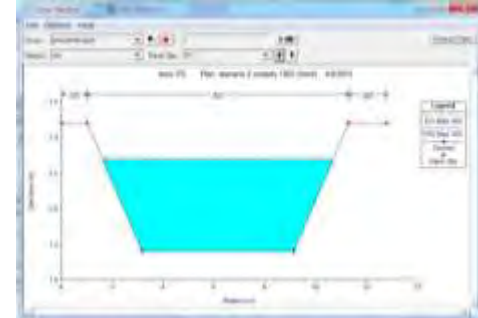
Gambar 4.99. Sal primer Tengah Cross 0,4



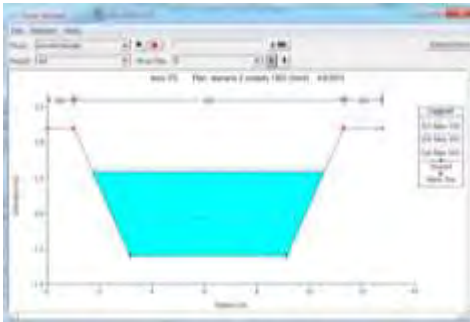
Gambar 4.100. Sal primer Tengah Cross 0,3



Gambar 4.101. Sal primer Tengah Cross 0,2

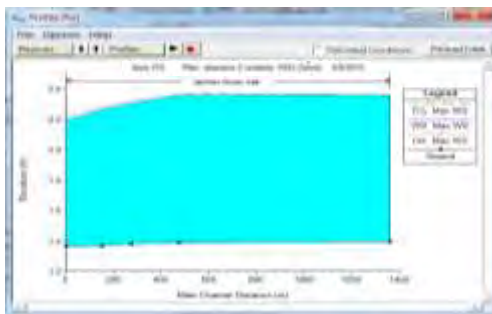


Gambar 4.102. Sal primer Tengah Cross 0,1



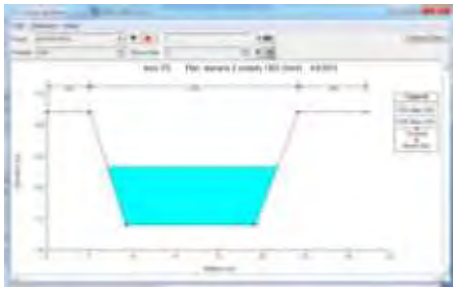
Gambar 4.103. Sal primer Tengah Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Timur

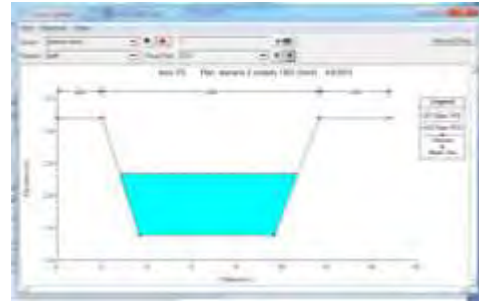


Gambar 4.104. Sal primer Timur

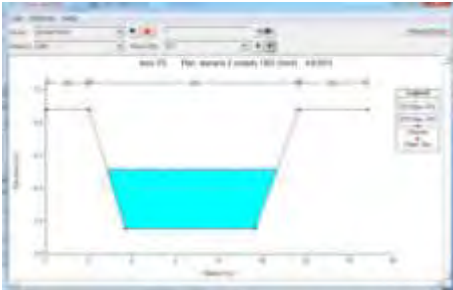
Penampang melintang saluran Primer Timur



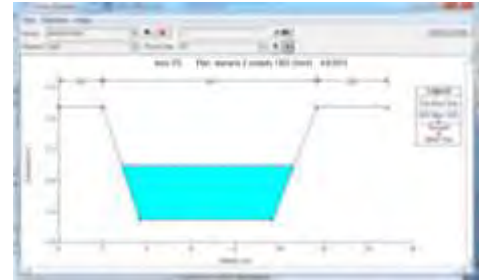
Gambar 4.105. Sal primer Timur Cross 1



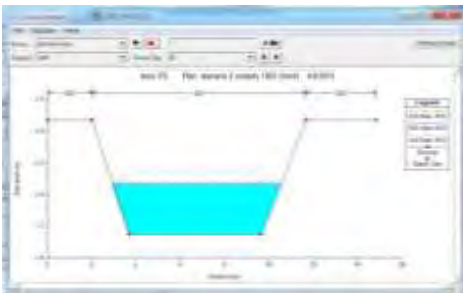
Gambar 4.106. Sal primer Timur Cross 0,3



Gambar 4.107. Sal primer Timur Cross 0,2

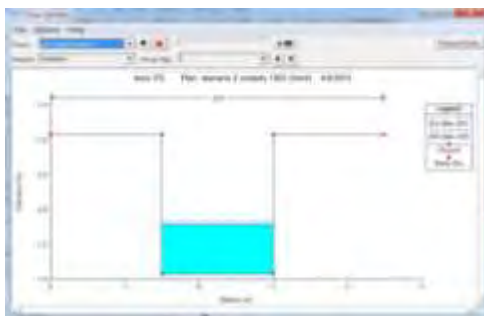


Gambar 4.108. Sal primer Timur Cross 0,1

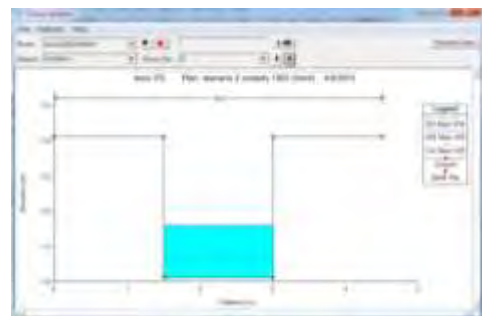


Gambar 4.109. Sal primer Timur Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalidami

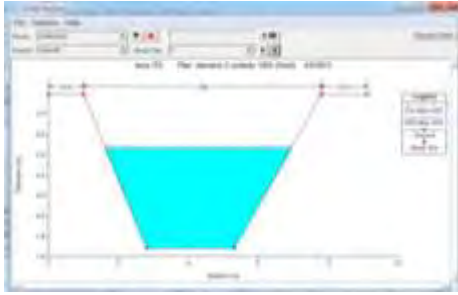


Gambar 4.110. Sal Outlet Kalidami Cross 1

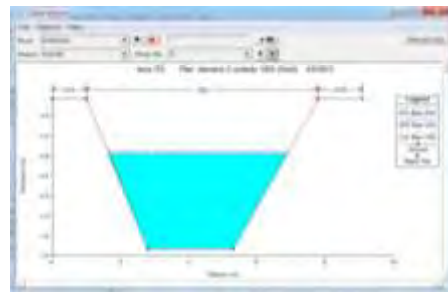


Gambar 4.111. Sal Outlet Kalidami Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalibokor



Gambar 4.112. Sal Outlet Kalibokor Cross 0



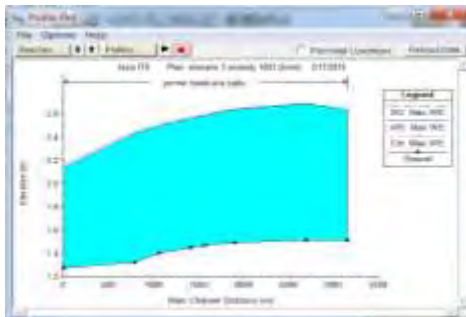
Gambar 4.113. Sal Outlet Kalibokor Cross 0

Pada gambar 4.79 - 4.114, dapat dilihat bahwa hasil analisa hidrolika saluran Kampus ITS pada skenario 2, sudah ada perbedaan bila dibandingkan dengan skenario 1. Hal ini ditunjukkan dengan elevasi muka air yang turun dibandingkan dengan elevasi tanggul. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa adanya 7 kolam tampungan sudah mampu menurunkan debit, tetapi masih belum menurunkan debit dengan maksimal.

4.2.4 Analisa Hidrolika Skenario 3

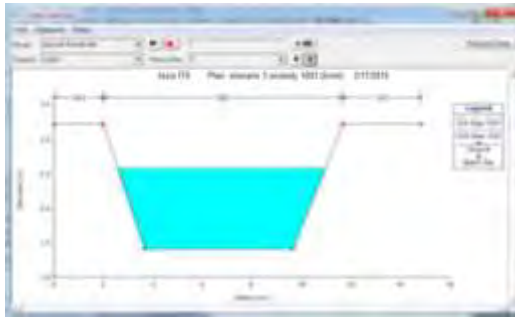
Dari analisa hidrolika skenario 3 dapat diketahui elevasi muka air banjir pada penampang saluran. Debit banjir yang digunakan pada analisa ini adalah debit banjir rencana dengan periode ulang 10 tahun. Skenario 3 telah dilengkapi dengan 4 kolam tampungan rencana ditambah dengan 4 kolam tampungan eksisting. Hasil running dari program HEC-RAS pada skenario 3 dapat dilihat pada gambar 4.114 - 4.147 sebagai berikut:

Penampang memanjang saluran Primer Barat - Utara

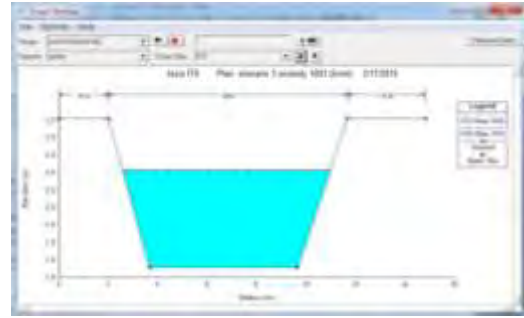


Gambar 4.114. Sal primer Barat - Utara

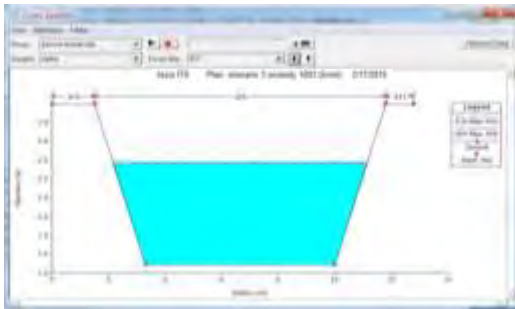
Penampang melintang saluran Primer Barat - Utara



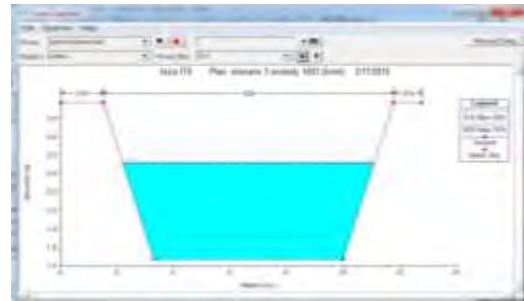
Gambar 4.115. Sal primer Barat - Utara Cross 1



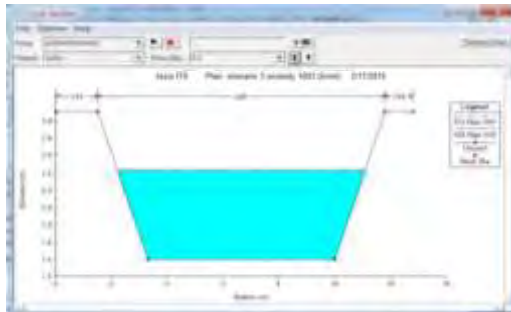
Gambar 4.116. Sal primer Barat - Utara Cross 0,6



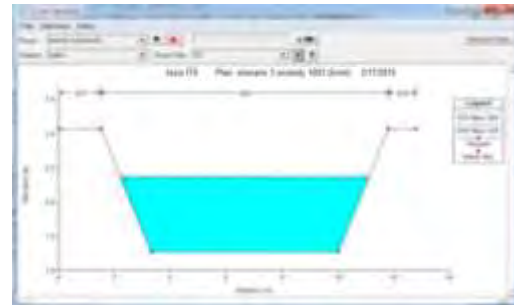
Gambar 4.117. Sal primer Barat - Utara Cross 0,5



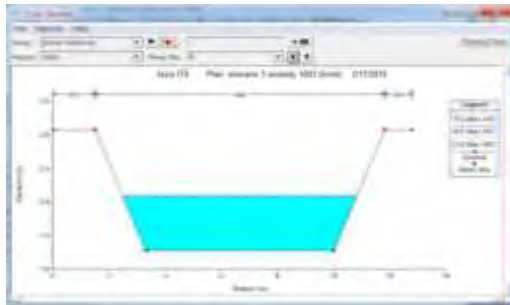
Gambar 4.118. Sal primer Barat - Utara Cross 0,4



Gambar 4.119. Sal primer Barat - Utara Cross 0,2

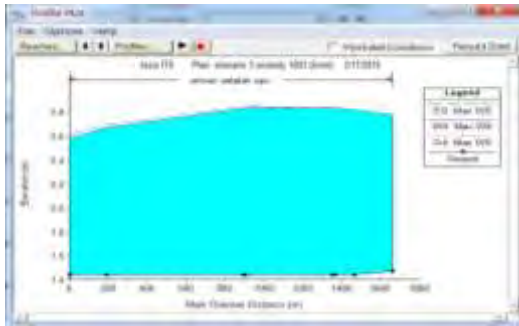


Gambar 4.120. Sal primer Barat - Utara Cross 0,1



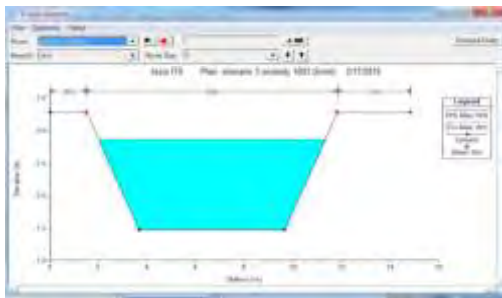
Gambar 4.121. Sal primer Barat - Utara Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Selatan

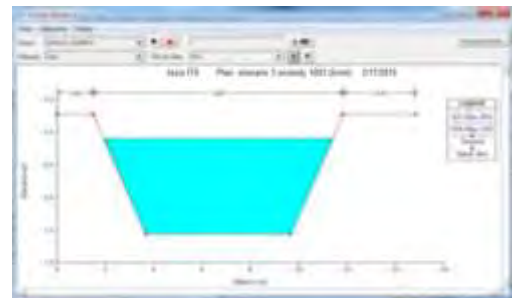


Gambar 4.122. Sal primer Selatan

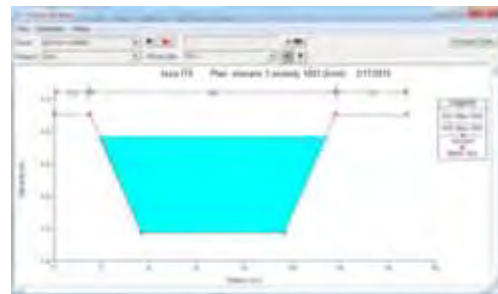
Penampang melintang saluran Primer Selatan



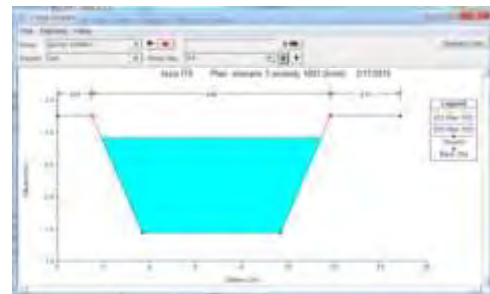
Gambar 4.123. Sal primer Selatan Cross 1



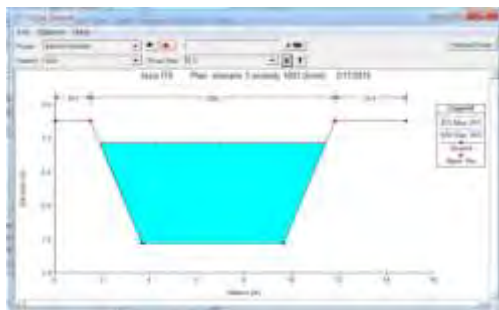
Gambar 4.124. Sal primer Selatan Cross 0,6



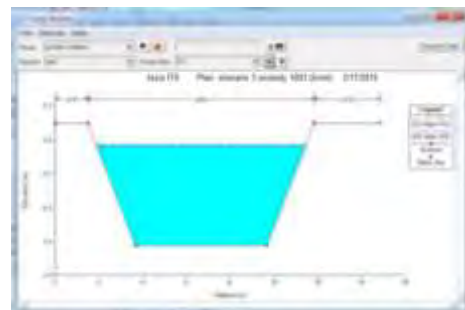
Gambar 4.125. Sal primer Selatan Cross 0,5



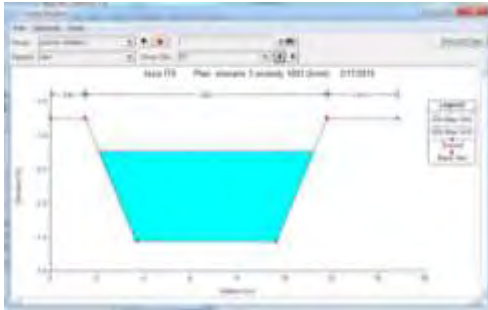
Gambar 4.126. Sal primer Selatan Cross 0,4



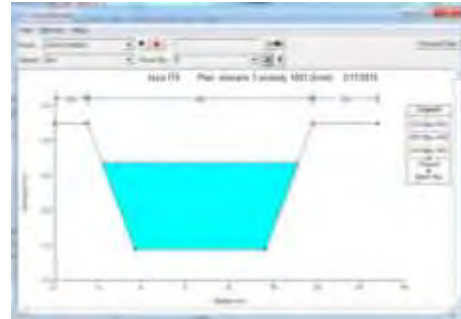
Gambar 4.127. Sal primer Selatan Cross 0,3



Gambar 4.128. Sal primer Selatan Cross 0,2

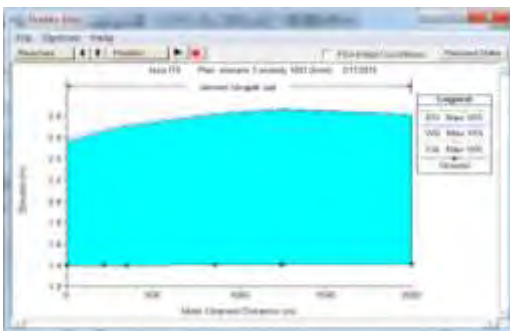


Gambar 4.129. Sal primer Selatan Cross 0,1



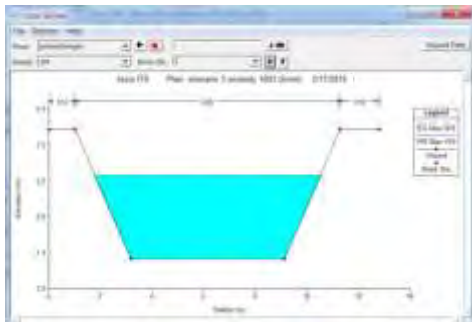
Gambar 4.130. Sal primer Selatan Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Tengah

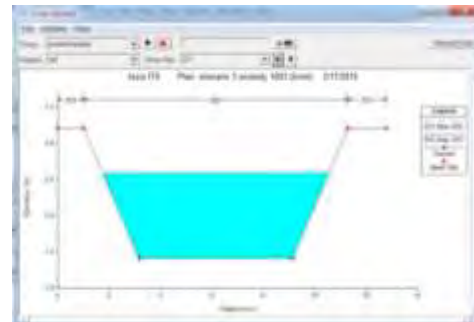


Gambar 4.131. Sal primer Tengah

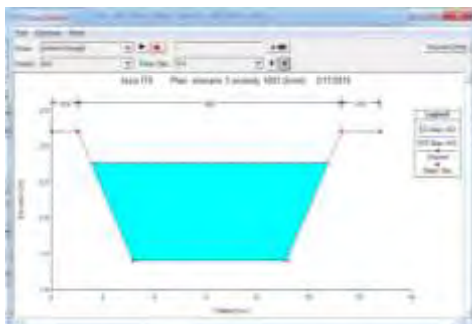
Penampang melintang saluran Primer Tengah



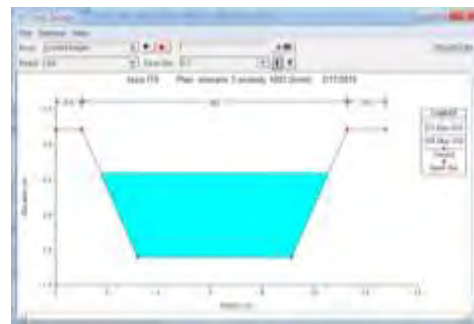
Gambar 4.132. Sal primer Tengah Cross 1



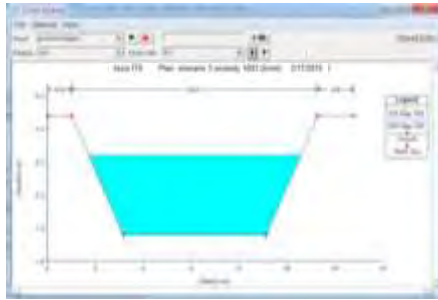
Gambar 4.133. Sal primer Tengah Cross 0,5



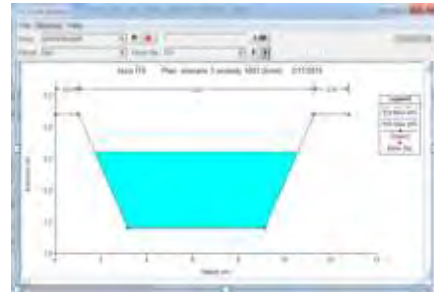
Gambar 4.134. Sal primer Selatan Cross 0,4



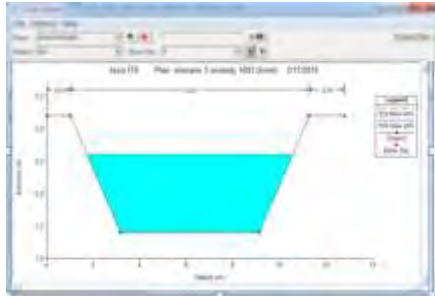
Gambar 4.135. Sal primer Tengah Cross 0,3



Gambar 4.136. Sal primer Tengah Cross 0,2

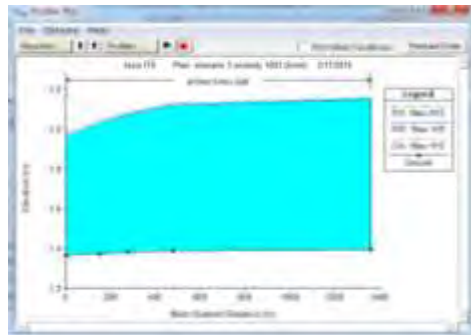


Gambar 4.137. Sal primer Tengah Cross 0,1



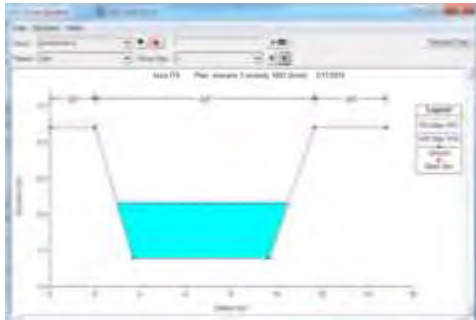
Gambar 4.138. Sal primer Tengah Cross 0

Penampang memanjang saluran Primer Timur

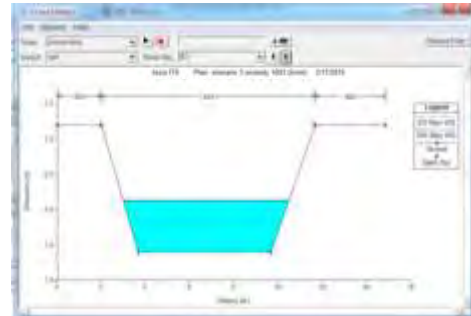


Gambar 4.139. Sal primer Timur

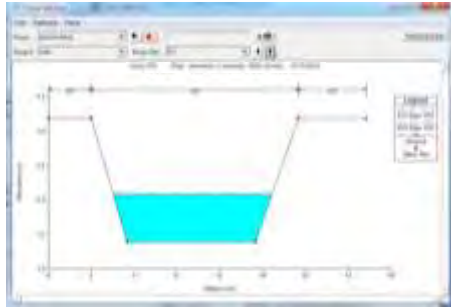
Penampang melintang saluran Primer Timur



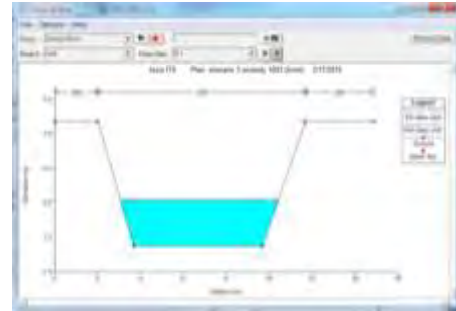
Gambar 4.140. Sal primer Timur Cross 1



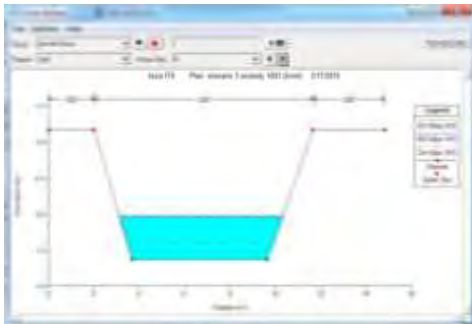
Gambar 4.141. Sal primer Timur Cross 0,3



Gambar 4.142. Sal primer Timur Cross 0,2

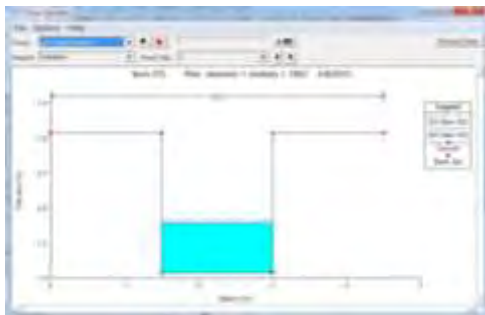


Gambar 4.143. Sal primer Timur Cross 0,1

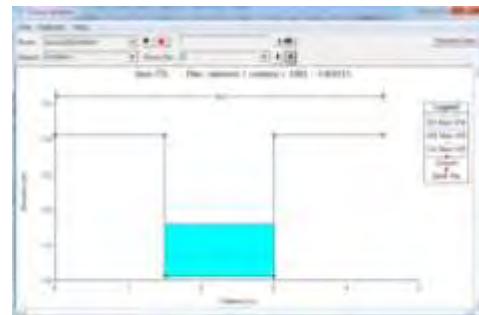


Gambar 4.144. Sal primer Timur Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalidami

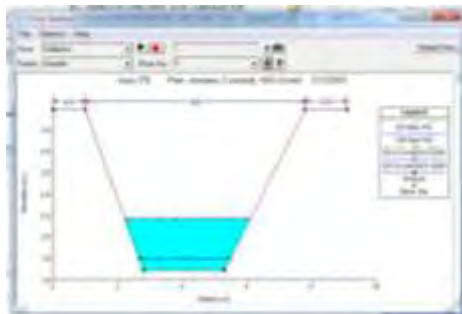


Gambar 4.145. Sal Outlet Kalidami Cross 1

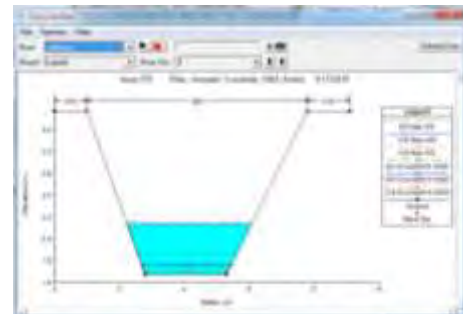


Gambar 4.146. Sal Outlet Kalidami Cross 0

Penampang melintang saluran outlet Kalibokor



Gambar 4.417. Sal Outlet Kalibokor Cross 1

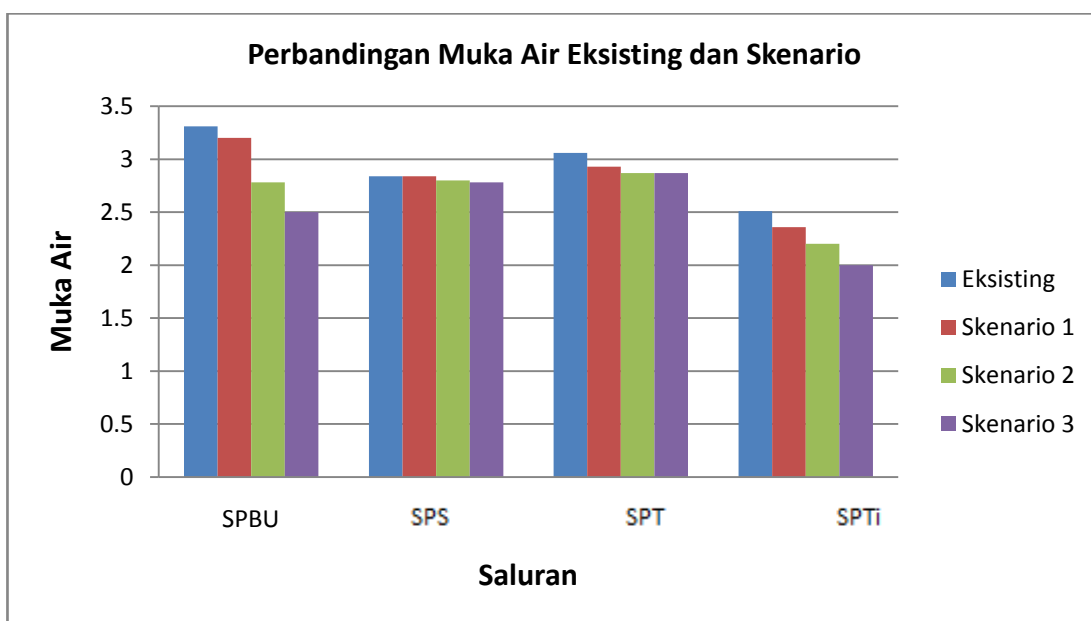


Gambar 4.148. Sal Outlet Kalibokor Cross 0

Pada gambar 4.114 - 4.148, dapat dilihat bahwa hasil analisa hidrolika saluran Kampus ITS pada skenario 3, sudah ada perbedaan bila dibandingkan dengan skenario 2. Hal ini ditunjukkan dengan elevasi muka air yang turun dibandingkan dengan elevasi tanggul. Dengan demikian, maka dapat disimpulkan bahwa adanya 8 kolam tampungan sudah mampu menurunkan debit.

4.2.5 Hasil Analisa Hidrolika

Dari analisa hidrolika diatas, telah diketahui elevasi muka air penampang saluran Kampus ITS pada kondisi eksisting dan tiap - tiap skenario. Perbandingan hasil analisa hidrolika pada kondisi eksisting dan masing - masing skenario dapat dilihat pada gambar 4.129 dan tabel 4.25 sebagai berikut :



Gambar 4.149. Perbandingan Muka Air Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario

Tabel 4.25. Perbandingan Hasil Analisa Hidrolika Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario

Nama Saluran Primer	Cross section	Tinggi Tanggul (m)	El. Muka Air Eksisting (m)	Ket	El Muka Air Skenario 1 (m)	Ket	El Muka Air Skenario 2 (m)	Ket	El Muka Air Skenario 3 (m)	Ket
SPBU	1	3.21	3.00	Banjir	2.84	Banjir	2.78	Tdk Banjir	2.62	Tdk Banjir
	0.6	3.21	3.31	Banjir	3.29	Banjir	2.84	Tdk Banjir	2.68	Tdk Banjir
	0.5	3.19	3.30	Banjir	3.27	Banjir	2.80	Tdk Banjir	2.64	Tdk Banjir
	0.4	3.16	3.27	Banjir	3.22	Banjir	2.74	Tdk Banjir	2.50	Tdk Banjir
	0.2	3.10	3.11	Banjir	3.11	Banjir	2.65	Tdk Banjir	2.44	Tdk Banjir
	0.1	3.07	3.08	Banjir	3.08	Banjir	2.60	Tdk Banjir	2.38	Tdk Banjir
	0	3.07	2.77	Tdk Banjir	2.74	Tdk Banjir	2.28	Tdk Banjir	2.15	Tdk Banjir
SPS	1	3.27	2.93	Tdk Banjir	2.90	Tdk Banjir	2.86	Tdk Banjir	2.86	Tdk Banjir
	0.5	3.26	2.97	Tdk Banjir	2.90	Tdk Banjir	2.88	Tdk Banjir	2.82	Tdk Banjir
	0.4	3.26	3.00	Tdk Banjir	2.93	Tdk Banjir	2.88	Tdk Banjir	2.84	Tdk Banjir
	0.3	3.25	2.99	Tdk Banjir	2.93	Tdk Banjir	2.87	Tdk Banjir	2.84	Tdk Banjir
	0.2	3.24	2.99	Tdk Banjir	2.93	Tdk Banjir	2.87	Tdk Banjir	2.84	Tdk Banjir
	0.1	3.24	2.84	Tdk Banjir	2.83	Tdk Banjir	2.72	Tdk Banjir	2.69	Tdk Banjir
	0	3.24	2.74	Tdk Banjir	2.74	Tdk Banjir	2.61	Tdk Banjir	2.58	Tdk Banjir

Lanjutan Tabel 4.25

Nama Saluran Primer	Cross section	Tinggi Tanggul (m)	El. Muka Air Eksisting (m)	Ket	El Muka Air Skenario 1 (m)	Ket	El Muka Air Skenario 2 (m)	Ket	El Muka Air Skenario 3 (m)	Ket
SPT	1	3.21	3.02	Tdk Banjir	2.90	Tdk Banjir	2.90	Tdk Banjir	2.86	Tdk Banjir
	0.5	3.21	3.06	Tdk Banjir	2.93	Tdk Banjir	2.89	Tdk Banjir	2.86	Tdk Banjir
	0.4	3.2	3.06	Tdk Banjir	2.93	Tdk Banjir	2.85	Tdk Banjir	2.86	Tdk Banjir
	0.3	3.2	3.02	Tdk Banjir	2.77	Tdk Banjir	2.72	Tdk Banjir	2.70	Tdk Banjir
	0.2	3.2	3.01	Tdk Banjir	2.75	Tdk Banjir	2.68	Tdk Banjir	2.68	Tdk Banjir
	0	3.19	2.74	Tdk Banjir	2.62	Tdk Banjir	2.58	Tdk Banjir	2.55	Tdk Banjir
SPTi	1	3.19	2.55	Tdk Banjir	2.36	Tdk Banjir	2.33	Tdk Banjir	2.15	Tdk Banjir
	0.3	3.18	2.51	Tdk Banjir	2.36	Tdk Banjir	2.33	Tdk Banjir	2.13	Tdk Banjir
	0.2	3.17	2.48	Tdk Banjir	2.32	Tdk Banjir	2.28	Tdk Banjir	2.08	Tdk Banjir
	0.1	3.16	2.44	Tdk Banjir	2.28	Tdk Banjir	2.28	Tdk Banjir	2.04	Tdk Banjir
	0	3.22	2.39	Tdk Banjir	2.22	Tdk Banjir	2.26	Tdk Banjir	1.98	Tdk Banjir

Sumber : Perhitungan

Dari tabel 4.25, diketahui bahwa skenario - skenario yang direncanakan mampu mengurangi debit puncak banjir yang terjadi di saluran Kampus ITS. Hal ini ditunjukkan dengan kondisi banjir yang terjadi saluran Primer Barat - Utara. Dari skenario - skenario yang telah dianalisa, diketahui bahwa skenario 3 merupakan skenario yang mampu mengatasi banjir lebih baik dibandingkan skenario 1 dan skenario 2. Hal ini ditunjukkan dengan penurunan elevasi muka air dari kondisi eksisting. Dengan adanya kondisi tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa skenario 3 merupakan skenario terbaik untuk mengurangi debit puncak banjir di saluran Kampus ITS.

Tabel 4.26. Perbandingan Kapasitas Saluran dan Debit Hidrologi Kondisi Eksisting dan Tiap Skenario

Nama Saluran	Kapasitas Saluran	Debit Hidrologi Eksisting	Keterangan	Debit Hidrologi Skenario 1	Keterangan	Debit Hidrologi Skenario 2	Keterangan	Debit Hidrologi Skenario 3	Keterangan
	(m3/dt)	(m3/dt)		(m3/dt)		(m3/dt)		(m3/dt)	
SPBU 1	1.032	0.538	Tdk Banjir	0.538	Tdk Banjir	0.526	Tdk Banjir	0.523	Tdk Banjir
SPBU 2	1.050	1.139	Banjir	1.129	Banjir	1.039	Tdk Banjir	1.029	Tdk Banjir
SPBU 3	1.029	1.021	Banjir	1.021	Banjir	1.015	Tdk Banjir	1.014	Tdk Banjir
SPBU 4	1.040	1.051	Banjir	1.041	Banjir	1.038	Tdk Banjir	1.035	Tdk Banjir
SPBU 5	1.409	1.587	Banjir	1.507	Banjir	1.342	Tdk Banjir	1.332	Tdk Banjir
SPBU 6	2.319	2.380	Banjir	2.052	Tdk Banjir	1.891	Tdk Banjir	1.850	Tdk Banjir
SPBU 7	2.562	2.476	Tdk Banjir	2.086	Tdk Banjir	1.923	Tdk Banjir	1.881	Tdk Banjir
SPS 1	1.333	0.215	Tdk Banjir	0.178	Tdk Banjir	0.162	Tdk Banjir	0.157	Tdk Banjir
SPS 2	1.410	0.285	Tdk Banjir	0.283	Tdk Banjir	0.259	Tdk Banjir	0.251	Tdk Banjir
SPS 3	1.588	0.951	Tdk Banjir	0.945	Tdk Banjir	0.936	Tdk Banjir	0.933	Tdk Banjir
SPS 4	1.953	1.709	Tdk Banjir	1.700	Tdk Banjir	1.685	Tdk Banjir	1.685	Tdk Banjir
SPS 5	1.944	1.933	Tdk Banjir	1.927	Tdk Banjir	1.927	Tdk Banjir	1.926	Tdk Banjir
SPS 6	1.980	1.932	Tdk Banjir	1.926	Tdk Banjir	1.926	Tdk Banjir	1.926	Tdk Banjir
SPT 1	2.855	2.534	Tdk Banjir	2.474	Tdk Banjir	2.470	Tdk Banjir	2.470	Tdk Banjir
SPT 2	2.854	2.661	Tdk Banjir	2.559	Tdk Banjir	2.559	Tdk Banjir	2.599	Tdk Banjir
SPT 3	2.928	2.806	Tdk Banjir	2.741	Tdk Banjir	2.741	Tdk Banjir	2.641	Tdk Banjir
SPT 4	2.915	2.845	Tdk Banjir	2.813	Tdk Banjir	2.738	Tdk Banjir	2.738	Tdk Banjir
SPTi 1	1.692	1.147	Tdk Banjir	1.060	Tdk Banjir	0.874	Tdk Banjir	0.739	Tdk Banjir
SPTi 2	1.613	1.492	Tdk Banjir	1.415	Tdk Banjir	1.201	Tdk Banjir	1.036	Tdk Banjir
SPTi 3	1.640	1.514	Tdk Banjir	1.439	Tdk Banjir	1.223	Tdk Banjir	1.068	Tdk Banjir
SPTi 4	1.677	1.539	Tdk Banjir	1.465	Tdk Banjir	1.147	Tdk Banjir	1.090	Tdk Banjir

Kontrol banjir yang dilakukan pada setiap skenario berada pada titik tinjau yang sama yaitu saluran Primer Barat-Utara (SPBU 3 - SPBU 6) yang terjadi luapan. Dari tabel 4.26, dapat dilihat bahwa skenario - skenario yang direncanakan mampu mengurangi debit puncak banjir yang terjadi di saluran Kampus ITS. Hal ini ditunjukkan dengan kondisi banjir yang terjadi saluran Primer Barat - Utara. Dari skenario - skenario yang telah dianalisa, diketahui bahwa skenario 3 merupakan skenario yang mampu menurunkan debit lebih baik dibandingkan skenario 1 dan skenario 2. Hal ini ditunjukkan dengan perbandingan kapasitas dengan debit hidrologi. Dengan perbandingan tersebut, maka dapat disimpulkan bahwa skenario 3 merupakan skenario terbaik untuk mengurangi banjir di saluran Kampus ITS.

BAB V

KESIMPULAN

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa dapat disimpulkan bahwa :

1. Hasil analisa kondisi eksisting saluran drainase Kampus ITS untuk saluran primer menunjukkan bahwa di saluran primer masih terdapat luberan air atau tidak mampu menampung debit hujan yang masuk yaitu Saluran Primer Barat-Utara (SPBU). Penyebab terjadinya banjir dikarenakan pengaruh debit yang masuk dari Asempayang dan Gebang serta sebagian area zona olahraga.
2. Dari hasil analisa untuk menangani permasalahan drainase yang ada di Kampus ITS, penelitian ini merencanakan penambahan 4 kolam tampungan pada beberapa lokasi Kampus ITS. Kolam tampungan 1 dan kolam tampungan 2 terletak pada bagian barat Kampus ITS, kolam tampungan 3 terletak di jurusan Metalurgi (FTI) dan kolam tampungan 4 terletak pada bagian timur Kampus ITS.
3. Dari hasil analisa, pada skenario 1 menggunakan kolam tampungan eksisting (kolam tampungan 1,2,3,4) ditambah satu kolam tampungan rencana (kolam tampungan 5) yang dapat menurunkan debit banjir saluran primer barat-utara (SPBU 3 - SPBU 7) menunjukkan terjadinya penurunan debit banjir pada pembuangan akhir yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,717 \text{ m}^3/\text{dt}$. dan saluran Kalibokor sebesar $2,401 \text{ m}^3/\text{dt}$, pada skenario 2 menggunakan kolam tampungan eksisting (kolam tampungan 1,2,3,4) ditambah satu kolam tampungan rencana (kolam tampungan 6,7 dan 8) yang dapat menurunkan debit banjir saluran primer barat-utara (SPBU 4 - SPBU 7) dan saluran primer timur (SPTi 1 - SPTi 4) menunjukkan terjadinya penurunan debit banjir pada pembuangan akhir yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,496 \text{ m}^3/\text{dt}$ dan saluran Kalibokor sebesar $2,285 \text{ m}^3/\text{dt}$. Dan skenario 3 menggunakan kolam tampungan eksisting (kolam tampungan 1,2,3,4) ditambah satu kolam tampungan rencana (kolam tampungan 5,6,7 dan 8) yang dapat menurunkan debit banjir saluran primer barat-utara (SPBU 3 - SPBU 7) dan saluran primer timur (SPTi 1 - SPTi 4) menunjukkan terjadinya penurunan debit banjir pada pembuangan akhir yang dihasilkan untuk saluran Kalidami sebesar $2,427 \text{ m}^3/\text{dt}$. dan saluran Kalibokor sebesar $2,217 \text{ m}^3/\text{dt}$. Sehingga dapat disimpulkan bahwa skenario 3 adalah paling efektif yang sesuai untuk menurunkan debit

banjir, berdasarkan hal tersebut penerapan TRAP (Tampung, Resap, Alir dan Pelihara) sudah dilakukan pada studi ini.

5.2. Saran

Berdasarkan kesimpulan - kesimpulan yang telah dikemukakan pada poin sebelumnya, berikut ini disimpulkan beberapa saran sebagai berikut :

1. Dari hasil penelitian yang dilakukan setelah pembuatan 4 kolam tampungan tambahan, Kampus ITS masih terjadi banjir. Dengan adanya penelitian ini perlu ditambahkan kolam tampungan baru di lokasi yang lain.
2. Untuk memaksimalkan kolam tampungan yang sudah ada maka dilakukan pengerukan supaya kapasitas tampungan lama bertambah sehingga fungsi drainase dapat bekerja maksimal.

5.3. Manfaat Penelitian

Evaluasi ini diharapkan dapat dijadikan acuan bagi Tim Master Plan Drainage Kampus ITS dalam pelaksanaan pembangunan kolam tampungan untuk mengurangi permasalahan banjir yang terjadi di Kampus ITS.

DAFTAR PUSTAKA

- Anggrahini, Ir . 2007. *Hidrolika Saluran Terbuka*, Citra Media, Surabaya.
- Bambang Triatmodjo. 2010. *Hidrologi Terapan*, Beta Offset, Yogyakarta.
- Chow, Ven Te. 1985. *Hidrolika Saluran Terbuka*, Erlangga, Jakarta.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC HMS Hydrolic Modelling System (Application Guide)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC HMS Hydrolic Modelling System (Hydrolic Reference Manual)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC HMS Hydrolic Modelling System (User's Manual)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC RAS River Analysis System (Application Guide)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC RAS River Analysis System (Hydrolic Reference Manual)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Hydrologic Engineering Centre, 2002, *HEC RAS River Analysis System (User's Manual)*, Us Army Corp of Engineering, Davis, CA.
- Imam Subarkah, 1980. *Hidrologi Untuk Bangunan Air*, NOVA, Bandung.
- PIMPITS, 2002, *Master Plan Drainase ITS 2002*. Surabaya.
- Reseda, 2012, *Kajian Efektifitas Pengendalian Banjir di DAS Garang*, Thesis, Magister, UNDIP, Semarang.
- Soemarto, CD. 1999. *Hidrologi Teknik*, Erlangga, Jakarta.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1*, NOVA, Bandung.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2*, NOVA, Bandung.
- Sofia F dan Sofyan R, 2006, *Sistem Bangunan Drainase*, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya.
- Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. *Hidrologi untuk Pengairan*. PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Sri Harto, Br., 1993, *Analisa Hidrologi*, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Suripin, 2004, *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan*, Andi , Yogyakarta.

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

A. Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS



Gambar A. Peta Tata Guna Lahan Kampus ITS

B. Volume dan Debit Outflow Kolam Tampungan

Tabel B-1. Volume Kumulatif Kolam Tampungan Depan FTI

Elevasi (m)	Fi (m ²)	Fi+1 (m ²)	Fi rata-rata (m ²)	hi+1-h1 (m)	Volume Genangan (m ³)	Volume Kumulatif (m ³)
0.260	3717.646	3750.695				
			3734.1705	0.2	746.8341	746.8341
0.460	3750.695	3783.995				
			3767.345	0.2	753.469	1500.3031
0.660	3783.995	3817.363				
			3800.679	0.2	760.1358	2260.4389
0.860	3817.363	3850.8				
			3834.0815	0.2	766.8163	3027.2552
1.060	3850.8	3884.304				
			3867.552	0.2	773.5104	3800.7656
1.260	3884.304	3917.878				
			3901.091	0.2	780.2182	4580.9838
1.460	3917.878	3951.519				
			3934.6985	0.2	786.9397	5367.9235
1.660	3951.519	3985.229				
			3968.374	0.2	793.6748	6161.5983
1.860	3985.229	4019.007				
			4002.118	0.2	800.4236	6962.0219
2.060	4019.007	4052.854				
			4035.9305	0.2	807.1861	7769.208
2.260	4052.854	4086.769				
			4069.8115	0.2	813.9623	8583.1703
2.460	4086.769	4120.752				
			4103.7605	0.2	820.7521	9403.9224
2.660	4120.752	4154.804				
			4137.778	0.2	827.5556	10231.478
2.860	4154.804	4188.924				
			4171.864	0.2	834.3728	11065.851
3.060	4188.924	4223.112				
			4206.018	0.2	841.2036	11907.054
3.260	4223.112					

Tabel B-3. Debit Outflow dan Tampungan Depan FTI

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.260	0.8	0	1.2	9.8	0.00	0.00
0.460	0.8	0	1.2	9.8	0.20	0.00
0.660	0.8	0	1.2	9.8	0.40	0.00
0.860	0.8	0	1.2	9.8	0.60	0.00
1.060	0.8	0	1.2	9.8	0.80	0.00
1.260	0.8	0	1.2	9.8	1.00	0.00
1.460	0.8	0	1.2	9.8	1.20	0.00
1.660	0.8	0	1.2	9.8	1.40	0.00
1.860	0.8	0.2	1.2	9.8	1.60	1.08
2.060	0.8	0.2	1.2	9.8	1.80	1.14
2.260	0.8	0.2	1.2	9.8	2.00	1.20
2.460	0.8	0.2	1.2	9.8	2.20	1.26
2.660	0.8	0.2	1.2	9.8	2.40	1.32
2.860	0.8	0.2	1.2	9.8	2.60	1.37
3.060	0.8	0.2	1.2	9.8	2.80	1.42
3.260	0.8	0.2	1.2	9.8	3.00	1.47

Tabel B-3. Volume Komulatif Kolam Tampungan Bosem Timur

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata- rata (m²)	hi+1- h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Komulatif (m³)
0.994	4235.244	4260.944				
			4273.828	0.2	854.7655	854.7655
1.194	4260.944	4286.711				
			4299.628	0.2	859.9256	1714.691
1.394	4286.711	4312.545				
			4325.495	0.2	865.0989	2579.79
1.594	4312.545	4338.445				
			4351.428	0.2	870.2857	3450.076
1.794	4338.445	4364.412				
			4377.428	0.2	875.4857	4325.561
1.994	4364.412	4390.445				
			4403.495	0.2	880.6991	5206.26
2.194	4390.445	4416.545				
			4429.629	0.2	885.9257	6092.186
2.394	4416.545	4442.712				
			4455.829	0.2	891.1658	6983.352
2.594	4442.712	4468.946				
			4482.096	0.2	896.4191	7879.771
2.794	4468.946	4495.246				
			4495.746	0.2	899.1491	8778.92
2.994	4495.246	4496.246				
			2248.123	0.2	449.6246	9228.545
3.194	4496.246					

Tabel B-4. Debit Outflow dan Tampungam Bosem Timur

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	Z	Q (m ³ /det)
0.694	0.8	0.00	1.5	9.8	0.00	0.00
0.894	0.8	0.20	1.5	9.8	0.20	0.48
1.094	0.8	0.20	1.5	9.8	0.40	0.67
1.294	0.8	0.20	1.5	9.8	0.60	0.82
1.494	0.8	0.20	1.5	9.8	0.80	0.95
1.694	0.8	0.20	1.5	9.8	1.00	1.06
1.894	0.8	0.20	1.5	9.8	1.20	1.16
2.094	0.8	0.20	1.5	9.8	1.40	1.26
2.294	0.8	0.20	1.5	9.8	1.60	1.34
2.494	0.8	0.20	1.5	9.8	1.80	1.43
2.694	0.8	0.20	1.5	9.8	2.00	1.50
2.894	0.8	0.20	1.5	9.8	2.20	1.58
3.094	0.8	0.20	1.5	9.8	2.40	1.65
3.194	0.8	0.20	1.5	9.8	2.50	1.68

Tabel B-5. Volume Komulatif Kolam Tampungan Bosem Utara

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata- rata (m²)	hi+1- h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Komulatif (m³)
0.270	2564.544	2587.162				
			2598.515	0.2	519.7029	519.7029
0.470	2587.162	2609.867				
			2621.264	0.2	524.2527	1043.956
0.670	2609.867	2632.66				
			2644.101	0.2	528.8201	1572.776
0.870	2632.66	2655.541				
			2667.025	0.2	533.405	2106.181
1.070	2655.541	2678.509				
			2690.037	0.2	538.0073	2644.188
1.270	2678.509	2701.564				
			2713.136	0.2	542.6272	3186.815
1.470	2701.564	2724.708				
			2736.323	0.2	547.2646	3734.08
1.670	2724.708	2747.938				
			2759.598	0.2	551.9195	4285.999
1.870	2747.938	2771.257				
			2782.96	0.2	556.592	4842.591
2.070	2771.257	2794.663				
			2806.41	0.2	561.2819	5403.873
2.270	2794.663	2818.156				
			2829.947	0.2	565.9893	5969.863
2.470	2818.156	2841.737				
			2853.572	0.2	570.7143	6540.577
2.670	2841.737	2865.406				
			2877.284	0.2	575.4568	7116.034
2.870	2865.406	2889.162				
			1444.581	0.2	288.9162	7404.95
3.070	2889.162					

Tabel B-6. Debit Outflow dan Tampungam Bosem Utara

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.270	0.8	0.0	1.5	9.8	0.00	0.00
0.470	0.8	0.0	1.5	9.8	0.20	0.00
0.670	0.8	0.0	1.5	9.8	0.40	0.00
0.870	0.8	0.0	1.5	9.8	0.60	0.00
1.070	0.8	0.0	1.5	9.8	0.80	0.00
1.270	0.8	0.0	1.5	9.8	1.00	0.00
1.470	0.8	0.2	1.5	9.8	1.20	1.16
1.670	0.8	0.2	1.5	9.8	1.40	1.26
1.870	0.8	0.2	1.5	9.8	1.60	1.34
2.070	0.8	0.2	1.5	9.8	1.80	1.43
2.270	0.8	0.2	1.5	9.8	2.00	1.50
2.470	0.8	0.2	1.5	9.8	2.20	1.58
2.670	0.8	0.2	1.5	9.8	2.40	1.65
2.870	0.8	0.2	1.5	9.8	2.60	1.71
3.070	0.8	0.2	1.5	9.8	2.80	1.78

Tabel B-7 Volume Kumulatif Kolam Tampungan Graha

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata- rata (m²)	hi+1-h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Kumulatif (m³)
0.409	7480.194	7525.735				
			7502.965	0.2	1500.5929	1500.5929
0.609	7525.735	7571.343				
			7548.539	0.2	1509.7078	3010.3007
0.809	7571.343	7617.016				
			7594.18	0.2	1518.8359	4529.1366
1.009	7617.016	7662.755				
			7639.886	0.2	1527.9771	6057.1137
1.209	7662.755	7708.561				
			7685.658	0.2	1537.1316	7594.2453
1.409	7708.561	7754.432				
			7731.497	0.2	1546.2993	9140.5446
1.609	7754.432	7800.37				
			7777.401	0.2	1555.4802	10696.0248
1.809	7800.37	7846.374				
			7823.372	0.2	1564.6744	12260.6992
2.009	7846.374	7892.443				
			7869.409	0.2	1573.8817	13834.5809
2.209	7892.443	7938.579				
			7915.511	0.2	1583.1022	15417.6831
2.409	7938.579	7984.781				
			7961.68	0.2	1592.336	17010.0191
2.609	7984.781	8031.043				
			8007.912	0.2	1601.5824	18611.6015
2.809	8031.043	8077.383				
			8054.213	0.2	1610.8426	20222.4441
3.009	8077.383	8100.574				
			8088.979	0.2	1617.7957	21840.2398
3.209	8100.574					

Tabel B-8. Debit Outflow dan Tampung Graha

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.409	0.8	0	1.0	9.8	0.00	0.00
0.609	0.8	0	1.0	9.8	0.20	0.00
0.809	0.8	0	1.0	9.8	0.40	0.00
1.009	0.8	0	1.0	9.8	0.60	0.00
1.209	0.8	0	1.0	9.8	0.80	0.00
1.409	0.8	0	1.0	9.8	1.00	0.00
1.609	0.8	0	1.0	9.8	1.20	0.00
1.809	0.8	0	1.0	9.8	1.40	0.00
2.009	0.8	0	1.0	9.8	1.60	0.00
2.209	0.8	0.3	1.0	9.8	1.80	1.43
2.409	0.8	0.3	1.0	9.8	2.00	1.50
2.609	0.8	0.3	1.0	9.8	2.20	1.58
2.809	0.8	0.3	1.0	9.8	2.40	1.65
3.009	0.8	0.3	1.0	9.8	2.60	1.71
3.209	0.8	0.3	1.0	9.8	2.80	1.78

Tabel B-9. Volume Kumulatif Kolam Tampungan Rencana 2

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata-rata (m²)	hi+1- h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Kumulatif (m³)
0.232	3651.5675	3659.7064				
			3655.636955	0.2	731.127391	731.12739
0.432	3659.7064	3667.854				
			3663.78021	0.2	732.756042	1463.8834
0.632	3667.854	3676.0102				
			3671.932075	0.2	734.386415	2198.2698
0.832	3676.0102	3684.175				
			3680.092555	0.2	736.018511	2934.2884
1.032	3684.175	3692.3483				
			3688.261645	0.2	737.652329	3671.9407
1.232	3692.3483	3700.5303				
			3696.43934	0.2	739.287868	4411.2286
1.432	3700.5303	3708.721				
			3704.625645	0.2	740.925129	5152.1537
1.632	3708.721	3716.9202				
			3712.82056	0.2	742.564112	5894.7178
1.832	3716.9202	3725.128				
			3721.024085	0.2	744.204817	6638.9226
2.032	3725.128	3733.3444				
			3729.236215	0.2	745.847243	7384.7699
2.232	3733.3444	3741.5695				
			3737.456955	0.2	747.491391	8132.2612
2.432	3741.5695	3749.8031				
			3745.68631	0.2	749.137262	8881.3985
2.632	3749.8031	3758.0454				
			3753.924275	0.2	750.784855	9632.1834
2.832	3758.0454	3766.2963				
			3762.170845	0.2	752.434169	10384.618
3.032	3766.2963	3774.5558				
			3770.426025	0.2	754.085205	11138.703
3.232	3774.5558					

Tabel B-10. Debit Outflow dan Tampung Rencana 2

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.232	0.8	0.0	1.5	9.8	0.00	0.00
0.432	0.8	0.0	1.5	9.8	0.20	0.00
0.632	0.8	0.0	1.5	9.8	0.40	0.00
0.832	0.8	0.0	1.5	9.8	0.60	0.00
1.032	0.8	0.0	1.5	9.8	0.80	0.00
1.232	0.8	0.0	1.5	9.8	1.00	0.00
1.432	0.8	0.0	1.5	9.8	1.20	0.00
1.632	0.8	0.0	1.5	9.8	1.40	0.00
1.832	0.8	0.0	1.5	9.8	1.60	0.00
2.032	0.8	0.0	1.5	9.8	1.80	0.00
2.232	0.8	0.0	1.5	9.8	2.00	0.00
2.432	0.8	0.0	1.5	9.8	2.20	0.00
2.632	0.8	0.2	1.5	9.8	2.40	1.65
2.832	0.8	0.2	1.5	9.8	2.60	1.71
3.032	0.8	0.2	1.5	9.8	2.80	1.78
3.232	0.8	0.2	1.5	9.8	3.00	1.84

Tabel B-11. Volume Komulatif Kolam Tampungan Rencana 3

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata- rata (m²)	hi+1- h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Komulatif (m³)
0.273	514.9655	523.7668				
			528.2007	0.2	105.6401	105.6401
0.473	523.7668	532.6346				
			537.1018	0.2	107.4204	213.0605
0.673	532.6346	541.5689				
			546.0693	0.2	109.2139	322.2744
0.873	541.5689	550.5697				
			555.1034	0.2	111.0207	433.295
1.073	550.5697	559.6371				
			564.2041	0.2	112.8408	546.1358
1.273	559.6371	568.771				
			573.3712	0.2	114.6742	660.8101
1.473	568.771	577.9713				
			582.6048	0.2	116.521	777.331
1.673	577.9713	587.2382				
			591.905	0.2	118.381	895.712
1.873	587.2382	596.5717				
			601.2717	0.2	120.2543	1015.966
2.073	596.5717	605.9716				
			610.7049	0.2	122.141	1138.107
2.273	605.9716	615.4381				
			620.2046	0.2	124.0409	1262.148
2.473	615.4381	624.9711				
			629.7709	0.2	125.9542	1388.102
2.673	624.9711	634.5706				
			639.4036	0.2	127.8807	1515.983
2.873	634.5706	644.2366				
			649.1029	0.2	129.8206	1645.804
3.073	644.2366	653.9691				
			326.9846	0.2	65.39691	1711.201
3.273	653.9691					

Tabel B-12. Debit Outflow dan Tampungannya Rencana 3

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	h	Q (m ³ /det)
0.273	0.8	0	1.2	9.8	0.00	0.00
0.473	0.8	0	1.2	9.8	0.20	0.00
0.673	0.8	0	1.2	9.8	0.40	0.00
0.873	0.8	0	1.2	9.8	0.60	0.00
1.073	0.8	0	1.2	9.8	0.80	0.00
1.273	0.8	0	1.2	9.8	1.00	0.00
1.473	0.8	0	1.2	9.8	1.20	0.00
1.673	0.8	0	1.2	9.8	1.40	0.00
1.873	0.8	0	1.2	9.8	1.60	0.00
2.073	0.8	0	1.2	9.8	1.80	0.00
2.273	0.8	0	1.2	9.8	2.00	0.00
2.473	0.8	0.2	1.2	9.8	2.20	1.26
2.673	0.8	0.2	1.2	9.8	2.40	1.32
2.873	0.8	0.2	1.2	9.8	2.60	1.37
3.073	0.8	0.2	1.2	9.8	2.80	1.42
3.273	0.8	0.2	1.2	9.8	3.00	1.47

Tabel B-13. Volume Komulatif Kolam Tampungan Rencana 4

Elevasi (m)	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata- rata (m²)	hi+1- h1 (m)	Volume Genangan (m³)	Volume Komulatif (m³)
0.240	6332.894	6245.328				
			6201.586	0.2	1240.317	1240.317
0.440	6245.328	6157.843				
			6114.141	0.2	1222.828	2463.145
0.640	6157.843	6070.439				
			6026.778	0.2	1205.356	3668.501
0.840	6070.439	5983.116				
			5939.495	0.2	1187.899	4856.4
1.040	5983.116	5895.874				
			5852.293	0.2	1170.459	6026.859
1.240	5895.874	5808.712				
			5765.172	0.2	1153.034	7179.893
1.440	5808.712	5721.632				
			5678.132	0.2	1135.626	8315.519
1.640	5721.632	5634.632				
			5591.173	0.2	1118.235	9433.754
1.840	5634.632	5547.713				
			5504.294	0.2	1100.859	10534.61
2.040	5547.713	5460.875				
			5417.497	0.2	1083.499	11618.11
2.240	5460.875	5374.119				
			5330.78	0.2	1066.156	12684.27
2.440	5374.119	5287.442				
			5244.145	0.2	1048.829	13733.1
2.640	5287.442	5200.847				
			5157.59	0.2	1031.518	14764.62
2.840	5200.847	5114.333				
			5071.116	0.2	1014.223	15778.84
3.040	5114.333	5027.9				
			2513.95	0.2	502.79	16281.63
3.240	5027.9					

Tabel B-14. Debit Outflow dan Tampungan Rencana 4

Elevasi (m)	μ (m)	a	B (m)	g	Z	Q (m ³ /det)
0.24	0.8	0.00	1.5	9.8	0.00	0.00
0.44	0.8	0.00	1.5	9.8	0.20	0.00
0.64	0.8	0.00	1.5	9.8	0.40	0.00
0.84	0.8	0.00	1.5	9.8	0.60	0.00
1.04	0.8	0.00	1.5	9.8	0.80	0.00
1.24	0.8	0.00	1.5	9.8	1.00	0.00
1.44	0.8	0.00	1.5	9.8	1.20	0.00
1.64	0.8	0.00	1.5	9.8	1.40	0.00
1.84	0.8	0.00	1.5	9.8	1.60	0.00
2.04	0.8	0.00	1.5	9.8	1.80	0.00
2.24	0.8	0.00	1.5	9.8	2.00	0.00
2.44	0.8	0.00	1.5	9.8	2.20	0.00
2.64	0.8	0.20	1.5	9.8	2.40	1.65
2.84	0.8	0.20	1.5	9.8	2.60	1.71
3.04	0.8	0.20	1.5	9.8	2.80	1.78
3.24	0.8	0.20	1.5	9.8	3.00	1.84

"Halaman Ini Sengaja Dikosongkan"

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di kota Surabaya pada tanggal 05 Februari 1990, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Dengan nama Reza Febrivia Luciana. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu TK Gajah Mada Surabaya, SDN Percobaan Surabaya, SLTPN 32 Surabaya, dan SMA AL-FALAH Surabaya. Setelah lulus dari SMA penulis diterima di Jurusan D3 Teknik Sipil FTSP ITS dan lulus pada tahun 2011. Kemudian penulis melanjutkan studi Lintas Jalur Sarjana di Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan lulus tahun 2013. Kemudian penulis melanjutkan studi Pascasarjana Bidang Manajemen Sumber Daya Air di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dan terdaftar dengan NRP 311.320.5009 pada tahun 2013 dan lulus pada

tahun 2015.

Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil Tesis pada Bidang Studi Hidroteknik khususnya tentang studi drainase dengan judul "Studi Optimasi Sistem drainase Pada Pengembangan Kampus ITS Surabaya". Selama masa perkuliahan, penulis aktif dalam berbagai kegiatan kepanitiaan, seminar, dan pelatihan yang diselenggarakan oleh Jurusan Teknik Sipil maupun Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan Penulis, dapat menghubungi melalui email : rejhadays@ymail.com