PROYEKAKHIR TERAPAN - RC146599

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA – PROPINSI JAWA TIMUR

YUPITER ABDI TOTO NEGOR0
NRP.3115.040.624

Dosen Pembimbing I
Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002

Dosen Pembimbing II
M. Hafiizh I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

JURUSAN DIPLOMA-IV TEKNIK SIPIL- LANJUT JENJANG
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

PROYEKAKHIR TERAPAN – RC146599

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA – PROPINSI JAWA TIMUR

YUPITER ABDI TOTO NEGOR0
NRP.3115.040.624

Dosen Pembimbing I
Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002

Dosen Pembimbing II
M. Hafiizh I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

JURUSAN DIPLOMA-IV TEKNIK SIPIL – LANJUT JENJANG
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

FINAL APLLIED PROJECT – RC 146599

CONTROLLING THE FLOW RIVER OF KALI MAS DUE TO THE TIDE SURABAYA CITY - EAST JAVA

YUPITER ABDI TOTO NEGOR0
NRP.3115.040.624

Supervisor
Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP. 19600517 198903 1 002

Co-Supervisor
M. Hafiizh I, ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

DIPLOMA –IV CIVIL ENGINEERING – FURTHER LEVEL
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute Of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA - PROPINSI JAWA TIMUR

PROYEK AKHIR
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Sains Terapan
Pada
Program Studi Diploma IV Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Mahasiswa

Yupiter Abdi Toto Negoro
3115.040.624

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Proyek Akhir Terapan:
Surabaya, Januari 2017

31 JAN 2017

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Ir. Ismail Sa'ud, MMT	**M. Hafiizh I, ST. MT.**
NIP. 19600517 198093 1 002	**NIP.19860212 201504 1 001**

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA
JURUSAN TEKNIK SIPIL

BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
PROGRAM LANJUT JENJANG DIPLOMA IV
TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

No. Agenda :
080073/IT2.3.I.1.1/PP.05.01/2016

Tanggal : 10 Januari 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	**Pengendalian Aliran Sungai Kali Mas akibat Pasang Surut Air Laut**		
Nama Mahasiswa	**Yupiter Abdi Toto N**	NRP	**3115040624**
Dosen Pembimbing 1	Ir. Ismail Sa'ud, MMT NIP 19600517 198903 1 002	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	M. Hafiizh Immaduddin, ST., MT NIP 19860212 201504 1 001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
1. Tata Tulis 2. Analisa kebutuhan pompa dgn mempertimbangkan pasang surut sinusoidal 3. Rumusan Masalah dan Tujuan ditinjau sekali	Dr. Ir. Suharjoko, MS NIP 19560119 198403 1 001
1. Batas TA Masalah Pasut 2. Alternatif Y Existing Jadi Batasan	Dr. Ir. Hendra Wahyudi, MS NIP 19630426 198803 1 003
	- NIP -
	- NIP -

	PERSETUJUAN HASIL REVISI				
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
Dr. Ir. Suharjoko, MS	Dr. Ir. Hendra Wahyudi, MS	-	-	Ir. Ismail Sa'ud, MMT	M. Hafiizh Immaduddin, ST., MT
NIP 19560119 198403 1 001	NIP 19630426 198803 1 003	NIP -	NIP -	NIP 19600517 198903 1 002	NIP 19860212 201504 1 001

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : 1 YUPITER ARDI T. 2
NRP : 1 3115 040 624 2
Judul Tugas Akhir : Pengendalian aliran Sungai kali mas akibat Pasang surut air laut

Dosen Pembimbing : Ir. Ismail Saud, MMT
NIP 19600517 198903 1002

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	01 - 09 - 2016	- Pemilihan Sta Hujan				
		- DAS				
				B	C	K
2	15 - 09 - 2016	- Pengecekan CH		☐	☐	☐
		- Pengecekan Distribusi				
3	22 - 09 - 2016	- Pengecekan Distribusi		B	C	K
		- Pengecekan Debit Rencana		☐	☐	☐
		- Next plot Cross section				
4	10 - 11 - 2016	- Cek PLOT cross section		B	C	K
		- Cek Debit Rencana		☐	☐	☐
		- Print out Long cross				
5	25 - 11 - 2016	- Perbaiki plot steady flow		B	C	K
		- Perhatikan muara air P. surut		☐	☐	☐
		- Punya muara sungai mas				
		- Perbaikan perhitungan pasang air				
				B	C	K
				☐	☐	☐

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI PROYEK AKHIR

Nama : 1 Yupiter Abdi T. 2
NRP : 1 3115090620 2
Judul Tugas Akhir : Perencanaan saluran sungai kali MAS Akibat pasang surut air laut

Dosen Pembimbing : M. Hafizh, ST. MT.
NIP 19860212 201504 1001

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
				B	C	K
1	4 Oktober 2016	- Koreksi hitungan distribusi		☐	☐	☐
		- Format perhitungan pasut				
		- Simulasi Geometry Hecras				
		- Belajari teori perh. Pintu		B	C	K
				☐	☐	☐
2	3 NOPEMBER 2016	- cek hitungan Sekunder.				
		- ploting sekunder ke peta quas		B	C	K
		- Modelcan Steady		☐	☐	☐
		- — " — Unsteady.				
3	5 Des 2016	- Lanjutkan variasi pintu air dan pompa		B	C	K
				☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 YUPITER ABDI T 2
NRP : 1 3115040624 2
Judul Tugas Akhir : Pengendalian aliran sungai kali mas akibat pasang surut air laut

Dosen Pembimbing : M. Hafiizh, ST. MT
NIP. 19860212 201504 1 001

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
4.	7/12/2016	- dimodeling sal. sekunder dibuat flownya = 0 m³/det.				
				B	C	K
5.	28/12/2016	- Buat PPT		☐	☑	☐
		- Latihan presentasi				
				B	C	K
6.	6/01/2017	- Final cek ppt sidang		☑	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal

KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA - JURUSAN TEKNIK SIPIL
Kampus ITS , Jl. Menur 127 Surabaya 60116
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
http://www.diplomasipil-its.ac.id

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Yupiter Abdi T. 2
NRP : 1 3115090624 2
Judul Tugas Akhir : Pengendalian aliran Sungai Kali Mas akibat pasang surut air laut

Dosen Pembimbing : Ir. Ismail Sa'ud, MMT
NIP 19600517 198903 1 002

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
	8/12 '2016	- RAB				
		- check penampang pintu				
		thd saluran		B	C	K
				☐	☐	☐
	21/12 '2016	- cek harga pintu				
		- cek pasang bronjong				
				B	C	K
	21/12 - 2016	- Buat PPT		☐	☐	☐
		- Latihan presentasi				
		- cek cadang pintu & gbr		B	C	K
		pintu.		☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐
				B	C	K
				☐	☐	☐

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA – PROPINSI JAWA TIMUR

Disusun Oleh :
Nama Mahasiswa I : YUPITER ABDI TOTO NEGORO
NRP : 3115040624
Jurusan : DIV Teknik Sipil Bangunan Air
Dosen Pembimbing 1 : Ir. Ismail sa'ud, MMT.
NIP : 19600517 198903 1 002
Dosen Pembimbing 2 : M. Hafiizh I, ST., MT.
NIP : 19860212 201504 1 001

ABSTRAK

Sungai Brantas bercabang dua untuk menuju muara yaitu Sungai Kali Mas arah Surabaya dan Sungai Porong, Kali Mas mempunyai hilir air laut, air laut pasang langsung berdampak backwater terhadap aliran Kali Mas yang mengakibatkan sebagian penampang meluber dan saluran sekunder Kali Mas tidak bisa mengalir secara gravitasi.

Data yang dibutuhkan adalah data curah hujan sekitar kali mas 12 tahun terakhir, data pasang surut air laut 2 tahun terakhir, penampang Sungai Kali Mas dari hulu ke hilir, penampang saluran sekunder Kali Mas.

Curah hujan menggunakan metode Gumbel hasilnya 121.73 mm/jam, debit banjir rencana menggunakan metode rasional menghasilkan 17.49 m^3/det, hidrograf banjir menggunakan metode Nakayasu, dan dari didapat alternatif solusi mengendalikan aliran dengan pintu air dan pompa air, dimensi 4 m x 5 m sebanyak 5 pintu dan pompa air menggunakan 3 m^3/det sebanyak 8 pompa dan 1 m^3/det sebanyak 1 pompa.

Kata Kunci : Sungai, Penampang, Pasang surut, Pintu , Pompa air

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

CONTROLLING THE FLOW RIVER OF KALI MAS DUE TO THE TIDE SURABAYA CITY – EAST JAVA

Arranged by :

Name	**: YUPITER ABDI TOTO NEGORO**
NRP	**: 3115.040.624**
Department	**: D-IV Civil Engineering Water Building**
Supervisor	**: Ir. Ismail sa'ud, MMT.**
NIP	**: 19600517 198903 1 002**
Co-Supervisor	**: M. Hafiizh I, ST., MT.**
NIP	**: 19860212 201504 1 001**

ABSTRACT

Brantas Riverhave 2 channels, one channel is Kali Mas River and the other is Porong River, the downstream Kali Mas River is a Sea, direct contact with the tide and the due is a backwater, that the effects make a cross of Kali Mas is overflow and the secondary channels can't flow by gravity.

The data needed are 12 last years the rainfalls, 2 last years the tides, the primer cross of Kali Mas river from upstrem to downstream and the secondary cross of Kali Mas rivers.

The method to plan the rainfall through Gumbel method and the result is 121.73 mm/hour ,rasional method flood discharge plan to produce 17.49 m^3/sec, and the method of flood hydrograph uses Nakayasu Method, from result tidal the solution to controlling the flow Kali Mas is used pumps and gates, the dimension of gates are 3 m x 4 m by 5 doors, the pumps uses 3 m^3/sec by 8 pumps and 1 m^3/sec by 1 pump.

Keywords : Rivers, Cross, Tidal, Gates, Pumps.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Alloh SWT atas segala rahmat dan nikmat-Nya penyusun bisa menyelesaikan Laporan Akhir dengan judul "Pengendalian Aliran Sungai Kali Mas Akibat pengaruh Pasang Surut Air Laut Kota Surabaya".

Penyusunan Laporan Akhir ini tentunya tidak terlepas dari bantuan dan bimbingan dari banyak pihak, pada kesempatan ini penyusun ingin menyampaikan banyak terima kasih kepada :

1. Orang Tua dan saudara kami yang telah memberi dorongan baik moril maupun materil yang tak terhingga.
2. Bapak Ir. Ismail Sa'ud, MMT. Dan Bapak M. Hafiizh I, ST., MT. selaku dosen pembimbing Laporan Akhir yang telah banyak membantu dan membimbing penyusunan Laporan Akhir ini.
3. Teman-teman yang telah membantu dalam penyelesaian Laporan Akhir ini.

Penyusun menyadari bahwa Laporan Akhir ini masih jauh dari sempurna, sehingga diharapkan adanya kritik dan saran yang bersifat membangun, semoga Laporan Akhir ini bermanfaat bagi para pembaca dan mahasiswa Jurusan Teknik Sipil khususnya.

Surabaya, 30 Januari 2017

Penulis

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR ix
DAFTAR ISI xi
DAFTAR GAMBAR xiii
DAFTAR TABEL xv

BAB 1 PENDAHULUAN 1
1.1. Latar Belakang 1
1.2. Rumusan Masalah 2
1.3. Tujuan 2
1.4. Batasan Masalah 2
1.5. Lokasi Studi 3

BAB 2 DATA PERENCANAAN 5
1.1. Data Teknis Sungai 5
1.2. Hidrologi 11
1.3. Dokumentasi Lapangan 12

BAB 3 DASAR TEORI 13
3.1. Tinjauan Umum 13
3.2. Drainase 13
3.3. Hidrologi 14
3.3.1. Analisis Curah Hujan Rencana 15
3.4. Debit Banjir Rencana 24
3.4.1. Hidrograf Satuan 25
3.4.2. Hidrograf Satuan Sintesi 25
3.5. Pasang Surut Air Laut 31
3.5.1. Backwater Akibat Pasang Surut 34
3.5.2. Efek Backwater 35
3.6. Pintu Air 37
3.7. Pompa Air 39
3.7.1. Definisi Pompa 39
3.7.2. Klasifikasi Pompa Menurut Prinsip Kerja . 39
3.7.3. Klasifikasi Pompa Menurut Head 40
3.7.4. Klasifikasi Pompa Menurut Aplikasi 41

3.8. Software HEC-CRAS 43
3.8.1. Metode Perhitungan Hidrograf Satuan Sintesis 45
3.8.2. Hidrograf Satuan SCS 45

BAB 4 METODOLOGI 47
4.1. Metode Pengambilan Data 47
4.2. Metode Analisa dan Pengolahan Data 48
4.3. Diagram Alir Penyelesaian Proyek Akhir Terapan 49
4.4. Jadwal Pekerjaan Proyek Akhir Terapan 50

BAB 5 ANALISA HIDROLOGI DAN HIDROLIKA 51
5.1. Tinjauan Umum 51
5.2. Analisa Hidrologi 52
5.2.1. Curah Hujan Rencana 53
5.2.2. Banjir Rencana 71
5.3. Backwater (Arus Balik) 88
5.3.1. Backwater Sungai Kali Mas 89
5.3.2. Backwater Saluran Sekunder 99
5.4. Hidrolika 126

BAB 6 PENUTUP 131
6.1. Kesimpulan 131
6.2. Saran 132

DAFTAR PUSTAKA 133
LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1. Lokasi studi 3
Gambar 2.1. Lokasi Sungai Kali Mas dan Pompa Eksisting 5
Gambar 2.2. Skematisasi sistem tata air pada WS Brantas 7
Gambar 2.3. Pengamatan titik hujan polygon thiessen 7
Gambar 2.4. Kondisi kali mas 12
Gambar 2.5. Kondisi kali mas hilir 12
Gambar 3.1. Siklus hidrologi 14
Gambar 3.2. Metode rata-rata aljabar 15
Gambar 3.3. Metode Polygon Thiessen 16
Gambar 3.4. Metode Isohyet 17
Gambar 3.5. Hidrograf satuan sintetik Nakayasu..... 27
Gambar 3.6. Hidrograf satuan sintetik GAMA I 28
Gambar 3.7. Bentuk umum HSS Snyder 31
Gambar 3.8. Bagian alir perhitungan dan peramalan perilaku pasang surut laut 34
Gambar 3.9. Kondisi Aliran jika terjadi back water 34
Gambar 3.10. Pengaruh Backwater metode pendekatan 35
Gambar 3.11. Konsisi aliran di pintu air 38
Gambar 3.12. Pengaliran air dengan pompa 41
Gambar 4.1. Diagram alir penyelesaian proyek akhir terapan 49
Gambar 5.1. Pengamatan titik hujan polygon Thiessen 53
Gambar 5.2. Hidrograf banjir Kali Mas 78
Gambar 5.3. Hidrograf banjir gabungan Kali Mas 86
Gambar 5.4. Pasang surut sumber SDMP 89
Gambar 5.5. Profil permukaan Kali Mas aliran jam 6 99

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1. *Debit inflow/outflow bendung karet* 6
Tabel 2.2. *Jenis dan jumlah pompa banjir dengan debit masuk kali mas* 6
Tabel 2.3. *Outlet saluran pembuang sekunder kali mas* 8
Tabel 2.4. *Luas penampang stasiun hujan dengan polygon thiessen* 8
Tabel 2.5. *Jenis dan jumlah pompa banjir dengan debit masuk kali mas* 9
Tabel 2.6. *Data pola operasional pintu air (Sumber : Perum Jasa Tirta Divisi Asa II Surabaya* 10
Tabel 2.7. *Data curah hujan maksimum daerah* 11
Tabel 2.8. *Data pasang surut air laut – pelabuhan Tj. perak (m) (Sumber : DISHIDROS TNI AL)* 11
Tabel 3.1. *Karakteristik distribusi frekuensi* 18
Tabel 3.2. *Reduced Mean, Yn* 19
Tabel 3.3. *Reduced Standard Deviatian, Sn* 20
Tabel 3.4. *Nilai-nilai distribusi log Pearson III untuk harga Cs positif* 21
Tabel 3.5. *Nilai-nilai distribusi log Person II untuk harga CS negatif* 22
Tabel 3.6. *Periode dan amplitudo relatif dari tujuh konsistuen utama pasang surut* 32
Tabel 3.7. *Elevasi Penting Pasang Surut* 33
Tabel 3.8. *Jenis-Jenis Pompa* 43
Tabel 3.9. *Fasilitas komputasi dan model yang terdapat dalam HEC-HMS* 44
Tabel 4.1. *Jadwal pekerjaan proyek akhir terapan* 50
Tabel 5.1. *Outlet saluran pembuang sekunder kali mas* 52
Tabel 5.2. *Luas pengaruh stasiun hujan dengan polygon thiessen* 54
Tabel 5.3. *Curah hujan maksimum DPS Kali Mas* 55
Tabel 5.4. *Curah hujan rancangan metode gumbel* 56
Tabel 5.5. *Curah hujan rancangan metode gumbel (lanjutan)* 57

Tabel 5.6. *Curah hujan rancangan metode log pearson III dan log normal* 58
Tabel 5.7. *Perhitungan X^2 metode gumbel* 63
Tabel 5.8. *Perhitungan X^2 metode normal* 64
Tabel 5.9. *Perhitungan X^2 metode log normal* 65
Tabel 5.10. *Perhitungan X^2 metode log pearson iii* 66
Tabel 5.11. *Perhitungan smirnov metode gumbel* 67
Tabel 5.12. *Perhitungan X^2 metode normal* 68
Tabel 5.13. *Perhitungan X^2 metode log normal* 69
Tabel 5.14. *Perhitungan X^2 metode log pearson iii* 70
Tabel 5.15. *Hasil uji kesesuaian distribusi frekuensi* 71
Tabel 5.16. *Data dan Parameter* 73
Tabel 5.17. *Persamaan kurva hidrograf nakayasu* 75
Tabel 5.18. *Waktu kurva hidrograf nakayasu* 75
Tabel 5.19. *Rasio distribusi* 75
Tabel 5.20. *Hujan efektif (Reff)* 76
Tabel 5.21. *Distribusi hujan (Jam ke-)* 76
Tabel 5.22. *Unit hidrograf nakayasu* 77
Tabel 5.23. *Hidrograf banjir Q2 kali mas surabaya* 79
Tabel 5.24. *Hidrograf banjir Q5 kali mas surabaya* 80
Tabel 5.25. *Hidrograf banjir Q10 kali mas surabaya* 81
Tabel 5.26. *Hidrograf banjir Q20 kali mas surabaya* 82
Tabel 5.27. *Hidrograf banjir Q50 kali mas surabaya* 83
Tabel 5.28. *Hidrograf banjir Q100 kali mas surabaya* 84
Tabel 5.29. *Hidrograf banjir gabungan kali mas surabaya* 85
Tabel 5.30. *Debit banjir rencana saluran sekunder* 87
Tabel 5.31. *Pasang surut air laut summber SDMP Surabaya* 88
Tabel 5.32. *Perhitunga elevasi muka air sungai kali mas* 91
Tabel 5.33. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 0* 92
Tabel 5.34. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.56* 93

Tabel 5.35. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9* 94
Tabel 5.36. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 1.11* 95
Tabel 5.37. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 3* 96
Tabel 5.38. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 6* 97
Tabel 5.39. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 9* 98
Tabel 5.40. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder gentengkali dengan sungai kali mas* 100
Tabel 5.41. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder genteng kali* 101
Tabel 5.42. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.56 Saluran sekunder genteng kali* 102
Tabel 5.43. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9 Saluran sekunder genteng kali* 103
Tabel 5.44. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 1.11 Saluran sekunder genteng kali* 104
Tabel 5.45. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder genteng kali* 105
Tabel 5.46. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder genteng kali* 106

Tabel 5.47. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder genteng kali* 107
Tabel 5.48. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder genteng kali* 108
Tabel 5.49. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder rajawali dengan sungai kali mas* 109
Tabel 5.50. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder rajawali* 110
Tabel 5.51. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder rajawali* 111
Tabel 5.52. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder rajawali* 112
Tabel 5.53. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder rajawali* 113
Tabel 5.54. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder rajawali* 114
Tabel 5.55. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder indrapura dengan sungai kali mas* 115
Tabel 5.56. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder indrapura* 116
Tabel 5.57. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.56 Saluran sekunder indrapura* 117
Tabel 5.58. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9 Saluran sekunder indrapura* 118
Tabel 5.59. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 1.11 Saluran sekunder indrapura* 119

Tabel 5.60. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder indrapura* 120
Tabel 5.61. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder genteng kali* 121
Tabel 5.62. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder genteng kali* 122
Tabel 5.63. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder genteng kali* 123
Tabel 5.64. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 puncak pasang air laut debit puncak Kali Mas debit puncak Saluran sekunder Jagalan* 125
Tabel 5.65. *Kumulatif volume kali mas* 127
Tabel 5.66. *Simulasi debit inflow kali mas dengan pompa* 127
Tabel 5.67. *Kumulatif Volume saluran sekunder jagalan* 129
Tabel 5.68. *Simulasi debit inflow saluran sekunder jagalan dengan pompa* 129

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I
PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kali Mas (Sungai Mas) adalah pecahan Sungai Brantas yang berhulu dari Kota Mojokerto, mengalir ke arah timur laut dan bermuara di Surabaya, menuju Selat Madura, di beberapa tempat Kali Mas menjadi batas alam Kabupaten Sidoarjo dengan Kabupaten Gresik, Muara Kali Mas merupakan pelabuhan tradisional Surabaya, yang telah digunakan sejak berabad-abad yang lalu. Pada masa lalu ia menjadi pintu gerbang menuju Ibukota Kerajaan Majapahit (di Trowulan), dan di sekitar sungai ini pernah terjadi pertempuran antara Raden Wijaya(pendiri Majapahit) melawan pasukan Tartar (di bawah dinasti Mongol) pada abad ke-13. Kali Mas tidak lagi seperti dahulu, sekarang ketika air laut pasang banyak genangan yang ditimbulkan disekitas kali Mas hilir khususnya kawasan Petekan.

Saluran drainase kota sulit untuk masuk ke Kali Mas secara gravitasi, harus dibantu dengan bantuan Pompa air, dan untuk membantu pengendalian banjir akibat pasang surut dilakukan beberapa aternatif, dengan pemasangan Pompa Air di berbagai titik genangan, ataupun dengan pembangungan Pintu air di kawasan Petekan, naiknya elevasi muka air akibat pasang air laut menambah tingginya elevasi muka air banjir Kali Mas, dan daerah aliran sungai sekitar hilir Kali Mas yang tidak bisa mengalir karena gravitasi juga menjadi naik elevasi muka air banjir mengakibatkan genangan atau luapan di daerah yang memiliki elevasi rendah, dari beberapa saluran inlet sekunder Kali Mas diidentifikasi elevasi mana yang mampu mengalir secara gravitasi dan saluran mana yang butuh bantuan pompa dan pintu air kecil untuk membantu mengalirkan. Fungsi dari Pintu Air ini salah satunya untuk menahan aliran air laut pasang yang masuk ke wilayah Kali Mas sekaligus dibantu dengan kerja Pompa air untuk menurunkan elevasi muka air banjir di Kali Mas dan

mengurangi kerja pompa dan pintu air di daerah inlet saluran sekunder Kali Mas.

Pengendalian aliran sendiri dilakukan dengan menggunakan pintu air dan pompa namun pemakaian tergantung dari kondisi lapangan saluran sekunder di kalimas sendiri, dari pertimbangan pasang surut, kenaikan muka air sungai yang berdampak langsung ke arah saluran sekunder itulah yang akan dilakukan alternatif pengendalian aliran, dimensi pintu dan pompa itu sendiri tergantung dari data lapangan yang digunakan, atau bahkan pintu air dan pompa air tidak perlu dilakukan karena pengaruh backwater tidak sampai meluap ke sekitar wilayah saluran sekunder Kali Mas itu sendiri.

1.2. Rumusan Masalah

1. Berapa debit banjir rencana di saluran Kali Mas ?
2. Bagaimana pengaruh pasang surut terhadap Kali Mas dan saluran sekunder?
3. Bagaimana alternatif pengendalian aliran Kali Mas dan alternatif saluran sekunder akibat pasang surut air laut ?

1.3. Tujuan

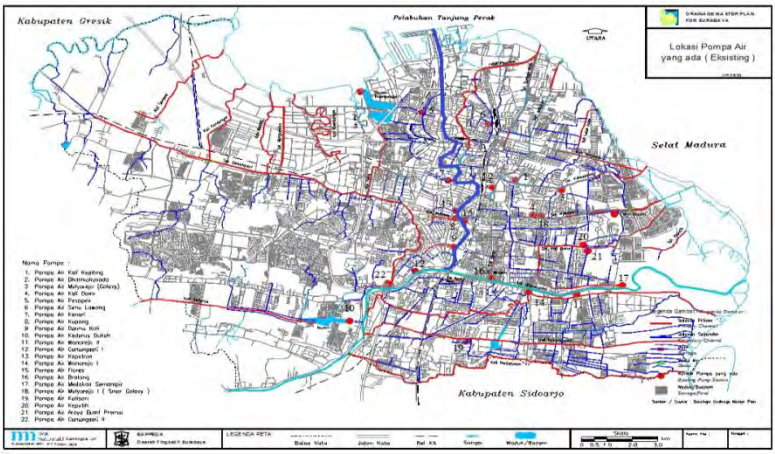
1. Mendapatkan debit banjir rencana di saluran Kali Mas
2. Mendapat pengaruh pasang surut terhadap Kali Mas dan saluran sekunder.
3. Mendapat alternatif pengendalian aliran Kali Mas dan saluran sekunder akibat pasang surut air laut.

1.4. Batasan Masalah

1. Data jasa tirta eksisting sebagai batasan.
2. Perhitungan pasang surut data eksisting.
3. Saluran sekunder hanya dipilih dari Catchman Area paling luas diantar saluran lainya di area tiga kilometeran sepanjang Kali Mas.
4.

1.5. Lokasi Studi

Studi kali ini berlokasi di Kota Surabaya khususnya wilayah Kali Mas, dijelaskan dengan garis berwarna biru berikut detail lokasi studi :

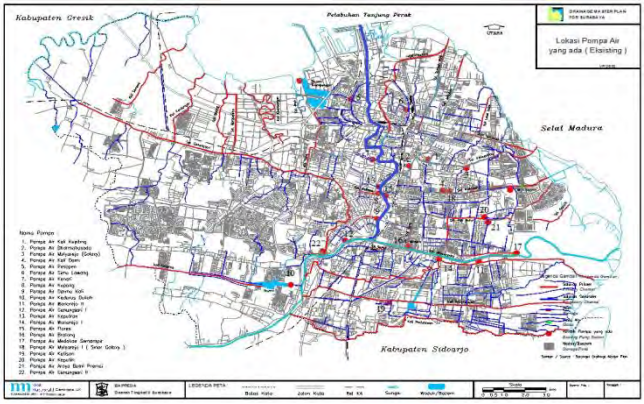


Gambar 1.1. Lokasi studi

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB II
DATA LAPANGAN

2.1. Data Teknis Sungai

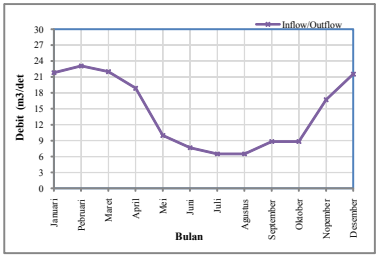


Gambar 2.1. Lokasi sungai kali mas dan pompa eksisting

1. Panjang Sungai : ± 10,0 km
2. Lebar penampang sungai rata-rata Hulu : ± 40,0 m
3. Lebar penampang sungai rata-rata Hilir : ± 61,0 m
4. Debit Rencana (Q_{50}) : 51,50 m3/det
5. Koefisien manning (n) : 0,028
6. Initial water level : + 2.70

Tabel 2.1. *Debit inflow/outflow bendung karet*

PINTU AIR	Bdg.Karet Gubeng					
Inflow/Outflow	Inflow (m3/det)			Outflow (m3/det)		
Bln	Maks.	Min.	Rata-2	Maks.	Min.	Rata-3
Januari	21.80	9.49	9.92	21.80	9.49	9.92
Pebruari	23.07	8.83	11.35	23.07	8.83	11.35
Maret	22.00	12.26	12.95	22.00	12.26	12.95
April	18.87	9.98	9.98	18.87	9.98	9.98
Mei	9.98	7.66	8.49	9.98	7.66	8.49
Juni	10.77	10.43	10.67	7.66	7.66	7.66
Juli	9.40	9.15	9.15	6.49	6.49	6.49
Agustus	8.87	8.87	8.87	6.49	6.49	6.49
September	10.43	9.15	9.35	8.83	6.49	6.79
Oktober	9.15	8.28	8.38	8.83	8.83	8.83
Nopember	14.84	9.18	10.65	16.71	8.83	9.30
Desember	13.19	11.42	11.86	21.53	9.98	12.53

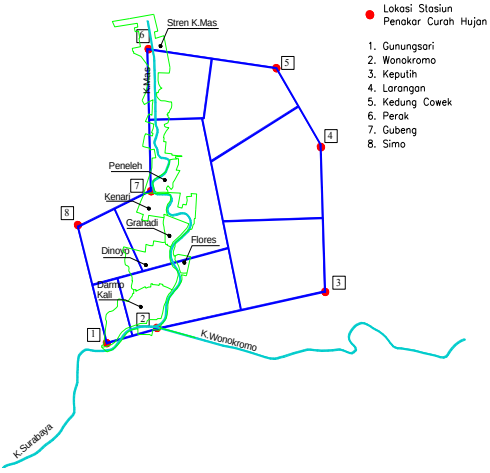


Tabel 2.2. *Jenis dan jumlah pompa banjir dengan debit masuk kali mas*

No	Pompa Air	Jenis dan Jumlah Pompa						Total Debit (m3/det)
		Submersible		Sludge		Axial		
		Unit	Kapasitas (m3/det)	Unit	Kapasitas (m3/det)	Unit	Kapasitas (m3/det)	
1.	Darmokali	5	2.00	2	0.25	1	2.50	10.00
2.	Dinoyo	1	2.00	2	0.25	2	2.50	2.00
		3	1.50	-	-	-	-	4.50
3.	Keputran	1	3.00	1	0.25		-	3.00
4.	Grahadi	1	2.00	1	0.25	-	-	2.00
		1	1.50	-	-	-	-	1.50
5.	Kenari	1	2.00	1	0.25	-	-	2.00
		2	1.00	-	-	-	-	2.00
6.	Flores	1	2.00	1	0.40	1	0.40	2.00
		1	1.50	-	-	-	-	1.50
7.	Pesapen	1	1.50	2	0.25	-	-	1.50

Sumber : Dinas PU Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya

Gambar 2.2 Skematisasi sistem tata air pada WS Brantas



Gambar 2.3. Pengamatan titik hujan polygon thiessen

Tabel 2.3. *Outlet Saluran Pembuang Sekunder Kali Mas*

No.	TITIK SURVEY	LOKASI	Dimensi Saluran		Elevasi		
			B	H	Dasar Saluran	Muka Air	Top Saluran
			(m)	(m)	(m SHVP)	(m SHVP)	(m SHVP)
1	HU.7 (R)	Jl.Plaza Boulevard	7.75	0.73	2.14	2.56	2.87
2	HU.12 (L)	Belakang Grahadi	7.99	1.70	2.50	2.52	4.20
3	HU.15 (L)	Jl.Kenari	10.87	1.69	2.53	2.50	4.21
4	HU.17 (L)	Jl.Walikota Besar	0.80	2.36	2.04	2.47	4.40
5	HU.17 (R)	Jl.Walikota Mustajab	0.97	2.19	2.48	2.45	4.67
6	HU.19 (R)	Jl.Jimerto	1.90	1.67	2.36	2.43	4.03
7	HU.27 (L)	Jl.Gentengkali	1.44	1.91	2.07	2.07	3.98
8	HU.35 (L)	Jl.Tambakbayan	1.21	1.01	2.64	2.22	3.64
9	HU.39 (L)	Jl.Pasar Besar	1.05	1.05	2.20	2.20	3.25
10	HU.39 (R)	Jl.Jagalan	1.03	0.78	2.14	2.20	2.92
11	HU.39a (L)	Jl.Pasar Besar	1.07	0.87	2.10	2.20	2.97
12	HU.47 (L)	Jl.Kebon Rojo	1.15	1.47	2.43	2.03	3.90
13	HU.50 (R)	Jl.Coklat	1.38	1.60	2.35	1.98	3.94
14	HU.53 (L)	Jl.Cendrawasih	1.05	0.97	2.05	1.94	3.02
15	HU.54 (L)	Jl.Rajawali	1.25	1.59	1.81	1.91	3.39
16	HU.55 (R)	Jl.Panggung	0.88	1.33	1.92	1.91	3.25
17	HU.56 (L)	Jl.Garuda	1.58	1.49	2.24	1.91	3.74
18	HU.69 (L)	Jl.Indrapura	1.59	3.71	0.83	1.61	4.54
19	CP.01 (L)	Jl.Sarwajala	0.87	0.41	2.31	1.64	2.73
20	CP.01 (R)	Jl.Sarwajala	0.38	0.71	2.20	1.64	2.91
21	HU.15 (R)	Jl.Patiunus	0.67	1.32	1.61	1.63	2.94

Sumber : Hasil Survey Inventory

Tabel 2.4. *luas pengaruh stasiun hujan dengan polygon thiessen*

No	DPS (Ha)		Luas Pengaruh Stasiun Hujan dengan Thiessen Polygon (Ha)				
	Titik Kontrol	Luas	Sta.Gunungsari	Sta.Wonokromo	Sta.Gubeng	Sta.Simo	Sta.Perak
1	Sal.Jl.Darmokali	286.38	101.76	184.63	-	-	-
2	Sal.Jl.Dinoyo	264.79	-	117.18	104.43	43.18	-
3	Sal.Jl.Flores	28.39	-	17.38	11.01	-	-
4	Kali Mas (Bd.Gubeng)	579.56	-	-	579.56	-	-
5	Sal.Jl.Grahadi	66.40	-	-	66.40	-	-
6	Sal.Jl.Kenari	93.93	-	-	93.93	-	-
7	Sal.Jl.Peneleh	67.84	-	-	67.84	-	-
8	Kali Mas (Renc.Pintu Air)	1450.12	-	857.17	275.32	-	317.63

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 2.5. *Jenis dan jumlah pompa banjir dengan debit masuk kali mas*

No	Pompa Air	Jenis dan Jumlah Pompa						Total Debit (m3/det)
		Submersible		Sludge		Axial		
		Unit	Kapasitas (m3/det)	Unit	Kapasitas (m3/det)	Unit	Kapasitas (m3/det)	
1.	Darmokali	5	2.00	2	0.25	1	2.50	10.00
2.	Dinoyo	1	2.00	2	0.25	2	2.50	2.00
		3	1.50	-	-	-	-	4.50
3.	Keputran	1	3.00	1	0.25		-	3.00
4.	Grahadi	1	2.00	1	0.25	-	-	2.00
		1	1.50	-	-	-	-	1.50
5.	Kenari	1	2.00	1	0.25	-	-	2.00
		2	1.00	-	-	-	-	2.00
6.	Flores	1	2.00	1	0.40	1	0.40	2.00
		1	1.50	-	-	-	-	1.50
7.	Pesapen	1	1.50	2	0.25	-	-	1.50

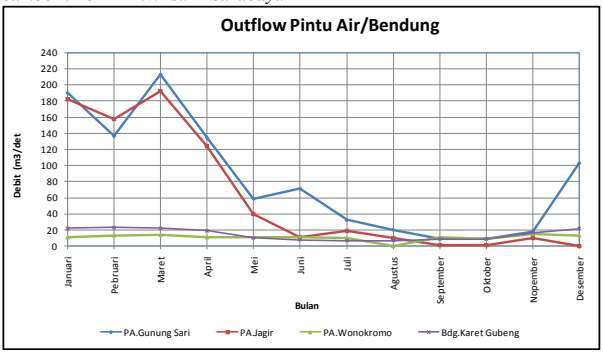
Sumber : Dinas PU Bina Marga dan Pematusan Kota Surabaya

Tabel 2.6. *Data pola operasional pintu air (sumber : perum jasa tirta divisi asa II surabaya)*

Pola Pengaturan Debit Inflow dan Outflow di Pintu Air dan Bendung WS.Brantas Hilir

PINTU AIR	PA.Gunung Sari						PA.Jagir						PA.Wonokromo						Bdg.Karet Gubeng					
Inflow/Outflow	Inflow (m3/det)			Outflow (m3/det)			Inflow (m3/det)			Outflow (m3/det)			Inflow (m3/det)			Outflow (m3/det)			Inflow (m3/det)			Outflow (m3/det)		
Bln	Maks.	Min.	Rata-2	Maks.	Min.	Rata-3	Maks.	Min.	Rata-2	Maks.	Min.	Rata-3	Maks.	Min.	Rata-2	Maks.	Min.	Rata-3	Maks.	Min.	Rata-2	Maks.	Min.	Rata-3
Januari	189.80	148.90	172.37	189.80	148.90	172.37	196.96	156.33	182.57	182.81	142.18	168.42	-	-	-	10.96	9.15	9.75	21.80	9.49	9.92	21.80	9.49	9.92
Pebruari	136.50	74.30	110.90	136.50	74.30	110.90	171.41	90.73	140.57	158.01	77.33	127.17	-	-	-	13.07	8.87	9.22	23.07	8.83	11.35	23.07	8.83	11.35
Maret	213.00	112.00	166.10	213.00	112.00	166.10	207.09	123.92	169.47	192.56	110.31	154.94	-	-	-	13.82	10.06	10.65	22.00	12.26	12.95	22.00	12.26	12.95
April	134.40	77.40	110.80	134.40	77.40	110.80	138.05	81.55	115.46	124.30	68.08	101.84	-	-	-	10.77	8.87	9.14	18.87	9.98	9.98	18.87	9.98	9.98
Mei	58.60	45.00	47.00	58.60	45.00	47.00	53.05	41.91	45.81	39.30	26.88	30.69	-	-	-	11.11	10.77	10.77	9.98	7.66	8.49	9.98	7.66	8.49
Juni	71.20	37.90	52.20	71.20	37.90	52.20	72.79	38.99	56.40	10.67	-	-	-	-	-	10.77	10.43	10.67	10.77	10.43	10.67	7.66	7.66	7.66
Juli	32.30	22.70	30.59	32.30	22.70	30.59	32.17	27.89	31.81	18.42	14.14	18.06	-	-	-	9.40	9.15	9.15	9.40	9.15	9.15	6.49	6.49	6.49
Agustus	20.20	20.20	20.20	20.20	20.20	20.20	22.55	22.27	22.27	9.83	9.83	9.83	-	-	-	-	-	-	8.87	8.87	8.87	6.49	6.49	6.49
September	9.10	9.10	9.10	9.10	9.10	9.10	15.04	15.04	15.04	1.09	1.09	1.09	-	-	-	10.43	9.15	9.35	10.43	9.15	9.35	8.83	6.49	6.79
Oktober	9.00	7.30	7.60	9.00	7.30	7.60	14.84	13.97	14.07	1.09	1.09	1.09	-	-	-	9.15	8.28	8.38	9.15	8.28	8.38	8.83	8.83	8.83
Nopember	17.80	15.20	16.70	17.80	15.20	16.70	25.08	20.73	23.44	9.83	5.48	8.19	-	-	-	14.84	9.18	10.65	14.84	9.18	10.65	16.71	8.83	9.30
Desember	102.70	84.50	93.40	102.70	84.50	93.40	104.30	19.14	48.89	88.56	5.48	34.28	-	-	-	13.19	11.42	11.86	13.19	11.42	11.86	21.53	9.98	12.53

Sumber : PJT – Div.Asa II Surabaya



2.2. Hidrologi

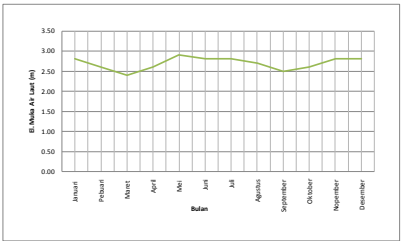
Tabel 2.7. *Data curah hujan maksimum daerah*

No	Tahun	Curah Hujan Maksimum Daerah (mm)				
		Sta. Gunungsari	Sta. Wonokromo	Sta. Gubeng	Sta. Simo	Sta. Perak
1	2000	105	115	93	90	97
2	2001	90	68	103	172	95
3	2002	113	113	80	135	143
4	2003	98	76	76	174	99
5	2004	103	92	98	152	172
6	2005	114	95	102	138	81
7	2006	110	100	90	132	95
8	2007	96	107	86	107	89
9	2008	81	81	98	87	53
10	2009	78	104	83	107	92
11	2010	114	110	106	89	109
12	2011	102	98	81	84	110
13	2012	102	106	70	67	94
14	2013	97	87	99	116	129
15	2014	86	83	109	96	103

Tabel 2.8. *Data pasang surut air laut – pelabuhan Tj. perak (m) (Sumber : DISHIDROS TNI AL)*

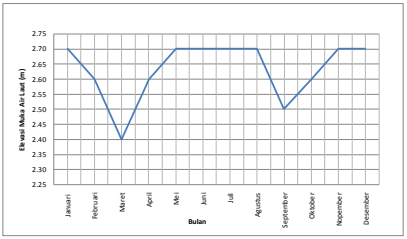
Elevasi MA.Laut Tahun 2014

No.	Bulan	El. Ma. Air Laut
1	Januari	2.8
2	Pebuari	2.6
3	Maret	2.4
4	April	2.6
5	Mei	2.9
6	Juni	2.8
7	Juli	2.8
8	Agustus	2.7
9	September	2.5
10	Oktober	2.6
11	Nopember	2.8
12	Desember	2.8



Elevasi MA.Laut Tahun 2015

No.	Bulan	El. Ma. Air Laut
1	Januari	2.7
2	Februari	2.6
3	Maret	2.4
4	April	2.6
5	Mei	2.7
6	Juni	2.7
7	Juli	2.7
8	Agustus	2.7
9	September	2.5
10	Oktober	2.6
11	Nopember	2.7
12	Desember	2.7



2.3. Dokumentasi Lapangan

Gambar 2.4. Kondisi sungai kali mas

Gambar 2.4. Kondisi sungai kali mas hilir

BAB III
DASAR TEORI

3.1. Tinjauan Umum

Pengendalian banjir kawasan Kali Mas hilir Surabaya merupakan salah satu masalah yang dialami Kota Surabaya, solusi yang tepat untuk pengendalan banjir adalah pembangunan pintu air Petekan dan pompa air petekan, evaluasi dari pembangunan pintu air petekan dan pompa air mempunyai fungsi yang banyak antara lain menjadi pintu air petekan menjadi salah satu ikon Kota Surabaya, mengurangi kerja pompa air sekitar wilayah Kali Mas, menjadikan tampungan air baku untuk wilayah Kota Surabaya selain DAS Sungai Brantas.

3.2. Drainase

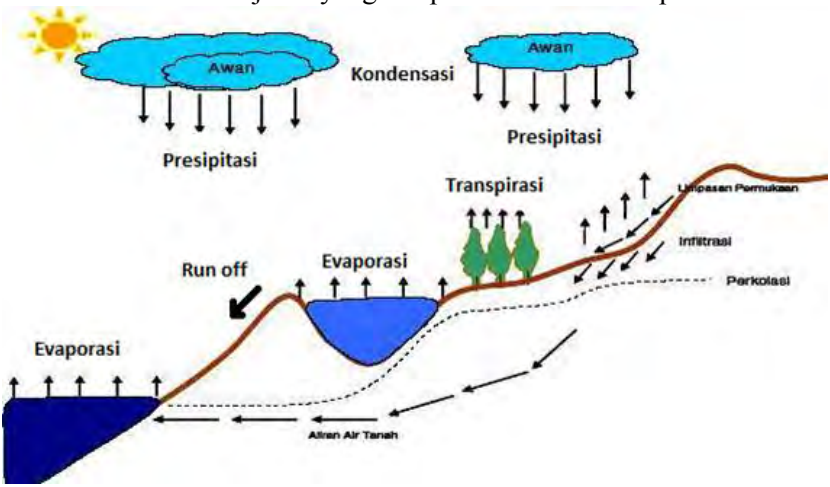
Drainase mempunyai arti mengalirkan, menguras, membuang atau mengalihkan air. Dalam bidang Teknik Sipil, drainase secara umum dapat didefinisikan sebagai suatu tindakan teknis untuk mengurangi kelebihan air, baik berasal dari air hujan, rembesan maupun kelebihan air irigasi dari suatu kawasan atau lahan sehingga fungsi kawasan atau lahan tidak terganggu, system drainase didefinisikan sebagai serangkaian bangunan air dari suatu kawasan atau lahan, sehingga lahan dapat difungsikan secara optimal. (Suripin, 2004;7).

Saat ini sistem drainase sudah menjadi salah satu infrastruktur perkotaan yang sangat penting, kualitas manajemen suatu kota dapat dlihat dari kualiatas sistem drainase yang ada, sistem drainase yang baik dapat membebaskan kota dari genangan air.

3.3. Hidrologi

Secara keseluruhan jumlah air di planet bumi ini relatif tetap dari masa ke masa, air di bumi mengalami siklus melalui serangakaian peristiwa yang berlangsung terus-menerus, di mana kita tidak tahu kapan dan dari mana berawalnya dan kapan pula berakhirnya, serangkaian peristiwa tersebut dinamakan siklus hidrologi (hydrologic cycle).

Gambar 3.1. Siklus hidrologi



Curah hujan yang diperlukan untuk pembuatan rancangan dan rencana (perhitungan potongan melintang dan lain-lain) adalah curah hujan jangka waktu yang pendek dan bukan curah hujan jangka waktu panjang seperti curah hujan tahunan atau bulanan, curah hujan tersebut berdasarkan volume debit (yang disebabkan oleh curah hujan) dari daerah pengairan yang kecil seperti perhitungan dedbit banjir, rencana peluap suatu bendungan, gorong-gorong melintasi jalan dan saluran, selokan-selokan samping.

3.3.1. Analisis Curah Hujan Rencana

Apabila dalam suatu areal terdapat beberapa stasiun hujan atau pencatat curah hujan, maka untuk mendapatkan harga

curah hujan areal adalah dengan mengambil harga rata-ratanya, ada 3 macam cara yang berbeda dalam menentukan tinggi curah hujan rata-rata diatas areal tertentu dari angka-angka curah hujan dibeberapa titik pos penakar atau pencatat. (Soemarto, 1987;31).
Syarat jumlah stasiun hujan terpusat :

1. Minimal 3 stasiun terdeka/di dalam DAS
2. Minimal data pengamatan selama 1 tahun

Berikut metode perhitungan curah hujan daerah :

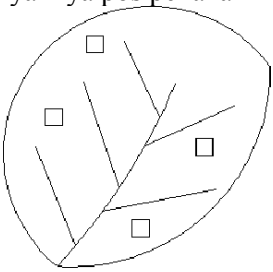
1. Cara Tinggi Rata-rata

Tinggi rata-rata curah hujan digunakan dengan mengambil harga rata-rata hitung dari penakaran hujan dalam areal tersebut.

$$d: \frac{d_{1+}d_{2+}d_{3+}d_{4+\cdots\ldots\ldots\ldots d_n}}{n} = \sum_{1}^{n} \frac{di}{n}$$

Dimana :

d = Tinggi curah hujan rata-rata areal
$d_1, d_2, d_3 \ldots . d_4$ = Tinggi curah hujan pada pos penakar 1,2,3……n
n = Banyaknya pos penakar



Gambar 3.2. Metode rata-rata aljabar

Cara ini akan mendapatkan terbagi merata di areal tersebut dan hasil penakarnya pos penakar tidak menyimpang jauh dari harga rata-rata seluruh pos penakar.

Cara ini digunakan apabila :

- Daerah tersebut berada pada daerah yang datar
- Penempatan alat ukur tersebar merata
- Variasi curah hujan sedikit dari harga tengahnya.

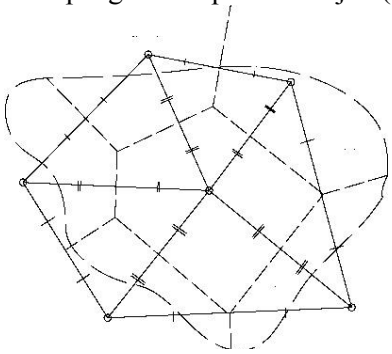
2. Metode Polygon Thiessen

Metode ini dikenal metode rata-rata timbang (weighted mean), cara ini memberikan proporsi luas daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak, daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar terdekat, hasil metode Poligon Theissen lebih akurat dibandingkan dengan metode Rata-rata Ajabar, cocok untuk daerah datar dengan luas 500-5000 $km^{2,}$ dengan jumlah pos penakar hujan terbatas dibandingkan luasnya. (Suripin, 2004;27)

$$d = \frac{1}{A}(A1 * d1 + A2 * d2 + \cdots + An * dn)$$

Dimana :

d = Tinggi curah hujan daerah maksimum setahun (mm)
d_n = Tinggi curah hujan pada pos penakar (mm)
A = Luas daerah yang dicari tinggi hujannya (ha, m^2,km^2)
An = Luas daerah pengaruh tiap stasiun ujan (ha, m^2, km^2)



Gambar 3.3. Metode polygon Thiessen

Hal yang perlu diperhatikan dalam metode ini sebagai berikut :

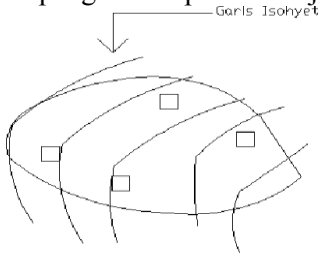
1. Jumlah stasiun pengamatan minimal tiga buah.
2. Penambahan stasiun akan mengubah seluruh jaringan
3. Topografi daerah tidak diperhitungkan.

4. Stasiun hujan tidak tersebar merata
3. Metode Isohyet

Dalam metode ini harus menggambarkan atau menghubungkan dulu kontur dengan tinggi hujan yang sama (isohyet), kemudian luas bagian diantara isohyet-isohyet yang berdekatan diukur, dan harga rata-ratanya dihitung sebagai harga rata-rata dari kontur. (Soemarto, 1987;34)

$$d = A1 * (d0 + d1)/2 + A2 * (d1 + d2)/2 + \cdots$$

Dimana :
d = Tinggi curah hujan daerah maksimum setahun (mm)
d_n = Tinggi curah hujan pada pos penakar (mm)
A = Luas daerah yang dicari tinggi hujannya (ha, m^2,km^2)
An = Luas daerah pengaruh tiap stasiun ujan (ha, m^2, km^2)



Gambar 3.4. Metode Isohyet

Metode ini ini digunakan dengan ketentuan :
1. Dapat digunakan pada daerah datar maupun pegunungan
2. Jumlah stasiun pengamatan harus banyak
3. Bermanfaat untuk hujan yang sangat singkat

1. Analisis Frekuensi

Analisis frekuensi adalah analisis berulangnya suatu peristiwa baik frekuensi persatuan waktu maupun kala ulangnya, Konsep probabilitas/peluang,

$$P = \frac{1}{TR}$$

Kala ulang hujan rancangan untuk berbagai keperluan

a. Drainase mikro (drainase permukiman perkotaan) : 2-15 tahun
b. Drainase makro (drainae alamiah/sungai) : 20-50 tahun
c. Drainase rel kereta api/jalan tol : 50 tahun
d. Drainase bandara udara : 50-100 tahun
e. Penyediaan air domestik : 10-20 tahun
f. Penyediaan air industri : 8 tahun
g. Tanggul : 50 tahun
h. Embung : 100 tahun
i. Bendungan : 1000 tahun

Tabel 3.1. *Karakteristik distribusi frekuensi*

Jenis sebaran	Syarat
Gumbel Tipe I	$Cs \leq 1{,}1396$ $Ck \leq 5{,}4002$
Log Pearson III	$Cs \neq 0$

(Soemarto, 1999)

Metode yang digunakan dalam menentukan curah hujan rancangan ini adalah :

1. Distribusi Normal

Dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan, distribusi tipe normal, mempunyai koefisien kemencengan (*Coeffisien of Skwennes)* atau CS = 0 atau bisa ditoleransi sampai dengan = 0,3.

2. Metode Gumbel

Metode *gumbel* (1941) persoalan yang berhubungan dengan harga-harga ekstrim adalah datang dari masalah banjir, tujuan dari teori statistic harga-harga ekstrim adalah untuk menganalisa hasil pengamatan harga-harga ekstrim adalah untuk menganalisa hasil pengamatan harga-harga ekstrim tersebut untuk meramalkan harga ekstrim berikutnya.

Langkah-langkah :

1. Kumpulkan data hujan minimal 10 tahun terakhir yang telah melalui proses penyiapan
2. Urutkan data dari kecil ke besar
3. Hitung peluang dan kala ulang masing-masing data

$$P = \frac{\text{m}}{n+1} TR = \frac{1}{p}$$

4. Hitung standar deviasi data curah hujan tersebut

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

5. Hitung Yt
6. Masukan nilai Yt ke persamaan pada langkah 5
7. Hitung d rancangan

$$d_r = \bar{d} + \frac{Yt-Y_n}{Sn}.Sd$$

Keterangan :

$\bar{d}ranc$ = Curah hujan rancangan

d = rata – rata data curah hujan

Yt = Simpanan tereduksi kala ulang (reduce variate)

$= -in\left\{-in\frac{Tr-1}{Tr}\right\}$ dengan Tr = Kala ulang

Yn = Simpangan rata-rata tereduksi Tabel 2.2

Sn = Simpangan baku tereduksi Tabel 2.3

Sd = Standar Deviasi data curah hujan

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

Tabel 3.2. *Reduced Mean, Yn*

Reduced Mean, Yn										
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.50355	0.507	0.51	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.522
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.532	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.538	0.5388	0.5396	0.5403	0.541	0.5418	0.5424	0.5236
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.553	0.5533	0.5535	0.5538	0.554	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.555	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.557	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.558	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.56	0.502	0.5603	0.5604	0.5606	0.5607	0.5608	0.5609	0.561	0.5611

(Suripin, 2004;51)

Tabel 3.3. *Reduced Standar Deviation, Sn*

Reduced Standar Deviation, Sn										
N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0943	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.108
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.148	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.159
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.177	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.189	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.193
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.98	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.202	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.206
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.209	1.2093	1.2096

(Suripin, 2004;52)

3. Metode Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi Normal, yaitu dengan mengubah varian X menjadi nilai loga\ritmik varian X, distribusi ini dapat diperoleh juga dari Log Pearson III, apabila nilai koefisien kemenangan CS = 0, distribusi tipe Log Normal mempunyai koefisien kemencengan *(Coeffisien of Skwennes)* atau $CS = 3\ CV + CV^3$.

4. Metdoe Log Person Type III

Metode ini didasarkan pada perubahan data yang ada kedalam bentuk logaritma, parameter-parameter statistic yang diperlukan oleh ditribusi log person tipe III ini adalah harga rata-rata, standar deviasi, dan kefisien kepencengan. (Soemarto, 1987;243).

Langkah-langkah perhitungan:

1. Urutkan data hujan (d) dari besar ke kecil
2. Ubah data hujan d menjadi log d
3. Hitung rata-rata log d (x)
4. Hitung standar deviasi log d (s)
5. Hitung koefisien kepencengan/*skewness* log d (Cs)
6. Buat persamaan log d ($\log d_{rancangan} = \log d + G.\ s$)
7. Berapa kala ulang yang dikehendaki? (TR)
8. Cari nilai G dari tabel 2.4 berdasarkan Cs dan TR
9. Hitung nilai log d dan $d_{rancangan}$ untuk TR yang dikehendaki

Tabel 3.4. *Nilai-nilai distribusi log Person III untuk harga Cs positif*

Koefisien Cs	PERIODE ULANG (TAHUN)						
	2	5	10	25	50	100	200
	PELUANG (%)						
	50	20	10	4	2	1	0.5
3	-0.396	0.42	1.18	2.278	3.152	4.051	4.97
2.9	-0.39	0.44	1.195	2.277	3.234	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.46	1.21	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.36	0.516	1.25	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.454
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.23	2.942	3.656	4.372
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.31	2.207	2.881	3.552	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.66	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.225	0.705	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99
1.5	-0.24	0.69	1.333	2.146	2.743	3.33	3.91
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.21	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.18	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	3.957	3.401
0.8	-0.132	0.78	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.806	1.323	1.91	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67
0	0	0.843	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabel 3.5. *Nilai-nilai distribusi log Person II untuk harga CS negatif*

	PERIODE ULANG (TAHUN)						
	2	5	10	25	50	100	200
Koefisisen	PELUANG (%)						
CS	50	20	10	4	2	1	0.5
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.27	1.716	2	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.05	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.448	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749
-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.18	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.58
-1.2	0.195	0.844	1.096	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.21	0.838	1.064	1.24	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351
-1.5	0.24	0.825	1.018	1.157	1.218	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.97	1.075	1.116	1.14	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.92	0.996	1.023	1.037	1.044
-2	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-2.5	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.74	0.74	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.33	0.651	0.681	0.683	0.689	0.69	0.69
-3	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667

2. Uji Keselarasan Distribusi

Uji keselarasan distribusi ini menggunakan pengujian dengan metode sebagai berikut:

1. Metode Chi-kuadrat

Chi-kuadrat yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi stastistik sampel data yang dianalisis.

Rumus :

$$X^2 = \sum_{i-1}^{G} \frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$$

Dimana :

X^2 : Harga Chi-Kuadrat

G : Jumlah sub-kelompok

Of : Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

Ef : Frekuensi yang diharapkan sesuai pembagian kelasnya.

Adapun prosedur pengujian Chi-kuadrat adalah sebagai berikut :

- Urutkan data pengamatan dari yang terbesar ke yang terkecil atau sebaliknya.
- Hitung jumlah kelas yang ada yaitu Nc = 1 + 1.33ln (N).
- Dalam pembagian kelas disarankan agar dalam masing masing kelas terdapat minimal tiga buah data pengamatan.
- Tentukan derajat kebebasan DK = G-P-1 (nilai P=2 untuk distribusi normal dan binomial, untuk distribusi poisson dan Gumber nilai P=1).
- Hitung n.
- Nilai Ef = jumlah data (N) / Jumlah kelas.
- Tentukan nilai OF untuk masing-masing kelas.
- Jumlah G sub-group $\frac{(Ef-Of)^2}{Ef}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat.
- Didapat nilai X^2 , harus < X^2 CR.

Apabila setelah diuji dengan metode Chi-kuadrat jenis sebaran yang telah dipilih tersebut memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana dapat dihitung.

2. Metode Smirnov-Kolmogorof

Dikenal dengan uji kecocokan non-parametic karena pengukiannya tidak menggunakan fungsi tertentu, prosedurnya adalah sebagai berikut :

- Urutkan data terbesar ke data terkecil atau sebaliknya dan tentukan peluangnya dari masing-masing data tersebut {P(Xi)}.
- Tentukan nilai variabel reduksi {f(t)}.
  $f(t) = \frac{(X-\overline{X})}{S}$
- Tentukan peluang teoritis {P'(Xi)} dari nilai f(t) dengan tabel.
- Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih antara pengamatan dan peluang teoritis.
  $Dmaks = Maks\{P(Xi) - P'(Xi)\}$
- Berdasarkan tabel nilai kritis Smirnov-Kolmogorof tentukan harga Do

Apabila setelah diuji dengan metode Chi-kuadrat jenis sebaran yang telah dipilih tersebut memenuhi syarat distribusi, maka curah hujan rencana juga dapat dihitung.

3.4. Debit Banjir Rencana

Debit banjir rancangan adalah suatu nilai debit limpasan permukaan tertentu di mana akan terjadi debit-debit limpasan yang melampaui nilai tersebut dalam peluang tertentu, dalam perencanaan drainase, debit banjir dikaitkan dengan parameter curah hujan rancangan.

Debit banjir yang ditimbulkan oleh hujan yang turun senilai curah hujan rancangan tertentu disebut debit banjir rancangan juga.

Banjir rancangan juga melibatkan faktor probabilitas sebagaimana curah hujan rancangan kala ulang.

3.4.1. Hidrograf Satuan

Teori klasik hidrograf satuan berasaldari hubungan antara hujan efektifdengan limpasan langsung. Hubungantersebut merupakan salah satu komponenmodel *watershed* yang umum. Teorihidrograf satuan merupakan penerapanpertama teori sistem linier dalamhidrologi (Soemarto, 1987).

Sherman pada tahun 1932 (Bambang Triatmodjo, 2006) mengenalkan konsep hidrograf satuan, yang banyak digunakan untuk melakukan transformasi dari hujan menjadi debit aliran. Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar) yang tercatat diujung hilir DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu.

3.4.2. Hidrograf Satuan Sintesis

Di daerah di mana data hidrologi tidak tersedia untuk menurunkan hidrograf satuan, maka dibuat hidrograf satuan sintetis yang didasarkan pada karakteristik fisik dari DAS. Berikut ini diberikan beberapa metode yang biasa digunakan.

1. Metode Nakayasu

Hidrograf satuan sintetis Nakayasu dikembangkan berdasarkan beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987). Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

a) Tenggang waktu dari permukaan hujan sampai puncak hidrograf (*time of peak*)
b) Tenggang waktu dari titik berat hujan sampai titik berat hidrograf (*time lag*)
c) Tenggang waktu hidrograf (*time base of hydrograph*)
d) Luas daerah aliran sungai
e) Panjang alur sungai utama terpanjang (*length of the longest channel*)

Bentuk persamaan HSS Nakayasu adalah

$$Qp = \frac{CA.Ro}{3{,}6(0{,}3Tp + T_{0,3})}$$

dengan :

Qp = debit puncak banjir (m^3/dt)

Ro = hujan satuan (mm)

Tp = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak (jam)

CA = luas daerah pengaliran sampai outlet (km^2)

Menentukan Tp dan $T_{0,3}$ digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

Tp = tg + 0,8 tr

$T_{0,3}$ = α tg

Tr = 0,5 tg sampai tg

Tg adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). tg dihitung dengan ketentuan sebagai berikut :

- sungai dengan panjang alur L > 15 km : tg=0,4+0,058 L
- sungai dengan panjang alur L < 15 km : tg = 0,21 $L^{0,7}$

Perhitungan $T_{0,3}$ menggunakan ketentuan:

α = 2 pada daerah pengaliran biasa

α = 1,5 pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

α = 3 pada bagian naik hidrograf cepat dan turun lambat

- Pada waku naik : 0 < t < Tp

  $Qa = (t/Tp)^{2,4}$

Dimana Qa adalah limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/dt)

- Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

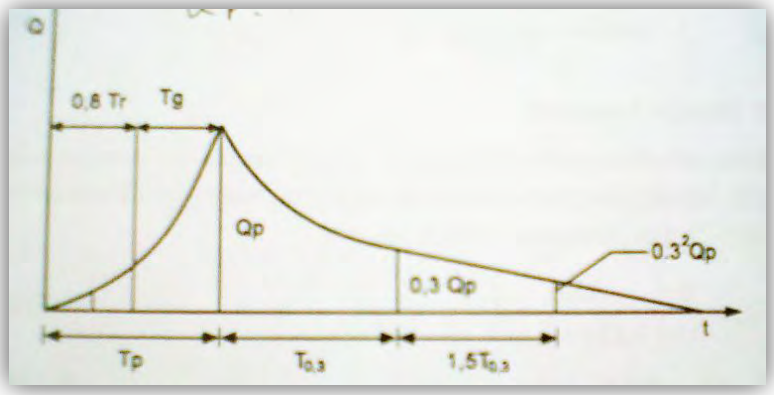
$$Qd_1 = Qp.0{,}3^{\frac{(t-Tp)}{T_{0,3}}}$$

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

$$Qd_2 = Qp.0{,}3^{\frac{(t-Tp+0{,}5T_{0,3})}{1{,}5T_{0,3}}}$$

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

$$Qd_3 = Qp.0{,}3^{\frac{(t-Tp+1{,}5T_{0,3})}{2T_{0,3}}}$$



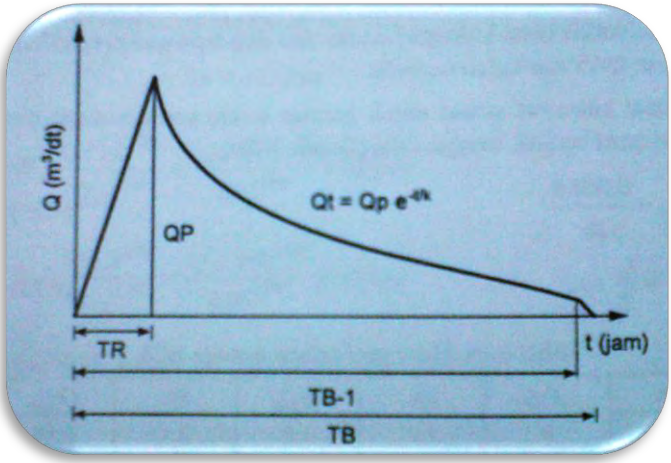
(sumber:Triatmodjo 2006)

Gambar 3.5. Hidrograf satuan sintetik Nakayasu

2. Metode Gamma

Hidrograf satuan sintetis Gama I dikembangkan oleh Sri Harto (1993) berdasar perilaku hidrlogis 30 DAS di Pulau Jawa. Meskipun diturunkan dari data DAS di Pulau Jawa, ternyata hidrograf satuan sintetis Gama I berfungsi baik untuk berbagai daerah lain di Indonesia.

HSS Gama I terdiri dari tiga bagian pokok yaitu sisi naik (*rising limb*), puncak (*crest*) dan sisi turun/resesi (*recession limb*). Gambar 3.4 menunjukkan HSS Gama I. Dalam gambar tersebut tampak ada patahan dalam sisi resesi. Hal ini disebabkan sisi resesi mengikuti persamaan eksponensial yang tidak memungkinkan debit sama dengan nol. Meskipun pengaruhnya sangat kecil namun harus diperhitungkan mengingat bahwa volume hidrograf satuan harus tetap satu.



(sumber: Triatmodjo 2006)

Gambar 3.6. Hidrograf satuan sintetik GAMA I

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok, yaitu naik (*time of rise* - *TR*), debit puncak (Q_p), waktu dasar (*TB*),dan sisi resesi yang ditentukan oleh nilai koefisien tampungan (*K*) yang mengikuti persamaan berikut:

$$Q_1 = Q_p\, e^{-(t-tp)/K}$$

dengan:

Q_1 : debit pada jam ke t (m^3/d)
Q_p : debit puncak (m^3/d)
t : waktu dari saat terjadinya debit puncak (jam)
K : koefisien tampungan

Selanjutnya hidrograf satuan dijabarkan empat variabel pokok, yaitu waktu naik (Tr), debit puncak (Qp), waktu dasar (Tb) dan koefisien tampungan (k) persamaan tersebut:

1. Waktu puncak HSS Gama I (*TR*)

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

2. Waktu dasar (*TB*)

$$TB = 27.4132\, Tr^{0.1457} S^{-0.0986} SN^{0.7344} RUA^{0.2574}$$

3. Debit puncak banjir (QP)
   $QP = 0.1836\ A^{0.5886} Tr^{-0.4008} JN^{0.2381}$
4. Koefisien resesi
   $K/C = 0.5617\ A^{0.1798} S^{-0.1446} SF^{-1.0897} D^{0.0452}$
5. Aliran dasar
   $QB = 0{,}4715\ A^{0{,}6444}\ D^{0{,}943}$

dengan:

A : luas DAS (km^2)
L : panjang sungai utama (km)
S : kemiringan dasar sungai
SF : faktor sumber, perbandingan antara jumlah panjang sungai tingkat satu dengan jumlah panjang sungai semua tingkat
SN : frekuensi sumber, perbandingan antara jumlah pangsa sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat
WF : faktor lebar, perbandingan antara lebar DAS yang diukur di titik sungai yang berjarak 0,75 L dengan lebar DAS yang diukur di sungai yang berjarak 0,25 L dari stasiun hidrometri.
JN : jumlah pertemuan sungai
SIM : faktor simetri, hasi kali antara faktor lebar (WF) dengan luas DAS sebelah hulu (RUA)
RUA : luas DAS sebelah hulu, perbandingan antara luas DAS yang diukur di hulu garis yang ditarik tegak lurus garis hubung antara stasiun hidrometri dengan titik yang paling dekat dengan titik berat DAS, melalui titik tersebut
D : kerapatan jaringan kuras, jumlah panjang sungai semua tingkat tiap satian luas DAS

Persamaan tambahan yang terkait dengan HSS Gama I adalah indeks infiltrasi atau Φ indeks. Besarnya Φ indeks dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\Phi = 10{,}4903 - 3{,}859 \cdot 10^{-6}\ A^2 + 1{,}6985 \cdot 10^{-13} \left(\frac{A}{SN}\right)^4$$

dengan:

Φ indeks : indeks infiltrasi (mm/jam)
A : luas DAS (km^2)
SN : frekuensi sumber

3. Metode Snyder

Gupta pada tahun 1989 (dalam Triatmodjo 2006) empat parameter yaitu waktu kelambatan, aliran puncak, waktu dasar, dan durasi standar dari hujan efektif untuk hidrograf satuan dikaitkan dengan geometri fisik dari DAS dengan hubungan berikut.

$T_p = C_t (L L_c)^{0,3}$ $Q_p = C_P A / t_p$
$T = 3 + (t_P / 8)$ $T_D = t_P / 5,5$

Apabila durasi hujan efektif $t_r$tidak sama dengan durasi standar t_D, maka:

$T_pR = t_p + 0,25 (t_r - t_D)$ $Q_pR = Q_p t_p / t_pR$

Dengan :

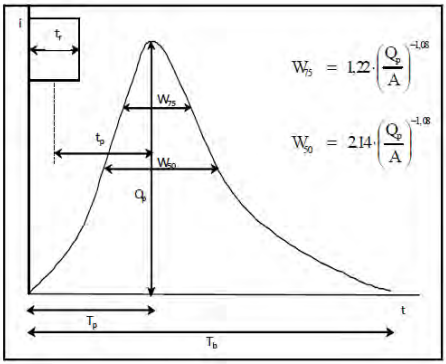
t_D : durasi standar dari hujan efektif (jam)
t_r : durasi hujan efektif (jam)
t_p : waktu dari titik berat durasi hujan efektif t_D ke puncak hidrograf satuan (jam)
t_pR : waktu dari titik berat durasi hujan t_r ke puncak hidrograf satuan (jam)
T : waktu dasar hidrograf satuan (hari)
Q_p : debit puncak untuk durasi t_D
Q_pR : debit puncak untuk durasi t_r
L : panjang sungai utama terhadap titik kontrol yang ditinjau (km)
L_c : jaraj antara titik kontrol ke titik yang terdekat dengan titik berat DAS (km)
A : luas DAS (km^2)
C_t : koefisien yang tergantung kemiringan DAS, yang bervariasi dari 1,4 sampai 1,7
C_p : koefisien yang tergantung pada karakteristik DAS, yang bervariasi antara 0,15 sampai 0,19

Dengan menggunakan rumus-rumus tersebut di atas dapat digambarkan hidrograf satuan. Untuk memudahkan penggambaran, berikut ini diberikan beberapa rumus:

$$W_{50} = \frac{0{,}23\ A^{1{,}08}}{Q_{pR}{}^{1{,}08}}$$

$$W_{75} = \frac{0{,}13\ A^{1{,}08}}{Q_{pR}{}^{1{,}08}}$$

Dengan W_{50} danW_{75} adalah lebar unit hidrograf pada debit 50% dan 75% dari debit puncak, yang dinyatakan dalam jam. Sebagai acuan, lebar W_{50} dan W_{75} dibuat dengan perbandingan 1:2; dengan sisi pendek di sebelah kiri dari hidrograf satuan (Trianmodjo, 2006).



(Chow, *et al*, 1988), (Bedient-Huber, 1992).

Gambar 3.7. Bentuk umum HSS Snyder

3.5. Pasang Surut Air Laut

Pasang surut adalah gelombang panjang dengan periode sekitar 12 jam dan 24 jam. Puncak gelombang pasang surut biasa disebut muka air pasang (high tide) dan lembahnya biasa disebut air surut (low tide), sedangkan tinggi gelombang disebut ”tidal range”.

Persamaan dasar analisis peramalan pasang surut adalah :

$$Z_t = Z_0 + \sum_1^n A_1 \cos\left(\frac{2\pi}{T_1} - \emptyset_i\right)$$

Dimana :

Z_t = elevasi muka air pada saat t

Z_O = muka air rerata diukur dari datum

A_i = amplitudo masing – masing konstituen harmonic

(M2,S2, dst). Ti = periode masing – masing konstituen harmonik (M2, S2, dst).

0_i = selisih fase masing – masing konstituen harmonik (M2, S2, dst).

n = jumlah komponen pasang surut.

Periode dan amplitudo relatif dari tujuh konstituen utama pasang surut adalah sebagai berikut :

Tabel 3.6. *Periode dan amplitudo relatif dari tujuh konsistuen utama pasang surut*

Sumber	Simbol	Periode	Relatif amplitude
Main lunar, semidiurnal	M2	12,42	100,0 %
Main solar, semidiurnal	S2	12,00	46,6
Lunar elliptic, semidiurnal	N2	12,66	19,2
Lunar - solar, semi diural	K2	11,97	12,7
Lunar – solar, diural	K1	23,93	58,4
Main lunar, diural	O1	25,82	41,5
Main solar, diural	P1	24,04	19,4

Klasifikasi gelombang pasang surut :

$$F = \frac{A_{k1} + A_{01}}{A_{m2} + A_{s2}}$$

Dimana :

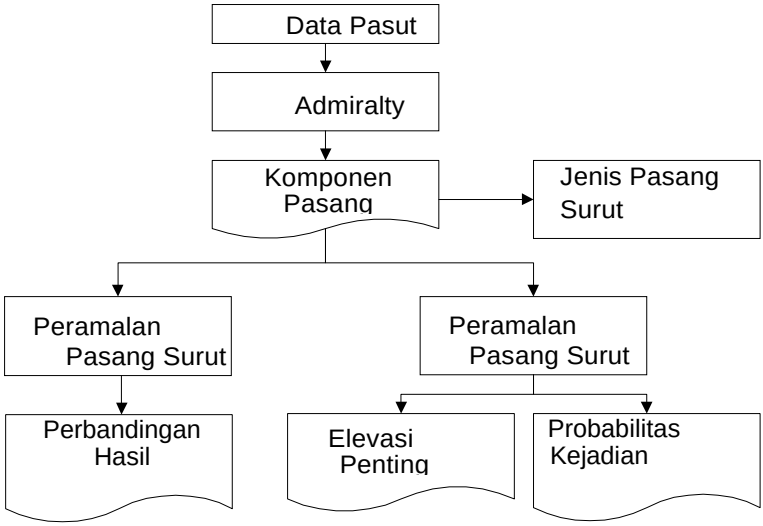
$F \leq 0{,}25$	= Pasang harian ganda (semi – diural tide) $F \geq 3{,}0$ = Pasang harian tunggal (diural tide)
$0{,}25 < F < 1{,}5$	= Pasang campuran condong ke pasang harian ganda (mixed, mainly semi – diural tide)
$1{,}5 < F < 3{,}0$	= Pasang campuran, condong ke pasang harian tunggal (mixed, mainly diural tide)

Selanjutnya dilakukan pengolahan data pasang surut. Perhitungan konstanta pasang surut dilakukan dengan menggunakan metode Admiralty, hasil pencataan diambil dengan interval 1 jam sebagai input untuk Admiralty dan konstanta pasang surut.

Dari elevasi penting pasang surut yang ada maka ditetapkan nilai LLWL sebagai elevasi nol acuan. Disamping itu dari peramalan untuk masa 20 tahun ke depan akan didapatkan nilai probabilitas dari masing-masing elevasi penting diatas.

Tabel 3.7. *Elevasi Penting Pasang Surut*

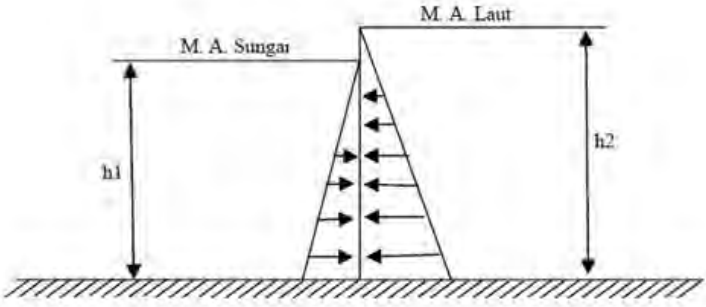
No	Jenis Elevasi Penting
1	HHWL, *Highest High Water Level*
2	MHWS, *Mean High Water Spring*
3	MHWL, *Mean High Water Level*
4	MSL, *Mean Sea Level*
5	MLWL, *Mean Low Water Level*
6	MLWS, *Mean Low Water Spring*
7	LLWL, *Lowest Low Water Level*



Gambar 3.8. Bagan alir perhitungan dan peramalan perilaku pasang surut laut.

3.5.1. Backwater Akibat Pasang Surut

Backwater yang terjadi akibat pengaruh pasang surut di muara sungai yaitu pada saat permukaan air laut melebihi permukaan air sungai, sehingga alirannya berbalik dari laut masuk menuju sungai, tentunya hal ini dapat berpengaruh terhadap sungai itu sendiri diantaranya adalah banjir karena meluapnya air yang seharusnya dibuang ke laut.



Gambar 3.9. Kondisi Aliran jika terjadi back water

3.5.2. Efek Backwater

Efek back water adalah suatu perubahan keadaan sungai dihulu bendung akibat adanya pembendungan air dengan bangunan pelimpah, yaitu berupa terjadinya kenaikan muka air hulu bendung yang merambat ke udik atau hulu sungai. Kemudian panjang efek back water ini merupakan panjang tanggul banjir yang harus diperhitungkan.

Pada perancangan efek back water terdapat 2 cara yang digunakan, yaitu :

1. Cara Pendekatan

Untuk menentukan panjangnya penggenangan akibat air banjir dengan cara pendekatan adalah sebagai berikut :

– $\frac{h}{a} \geq 1$, maka digunakan rumus

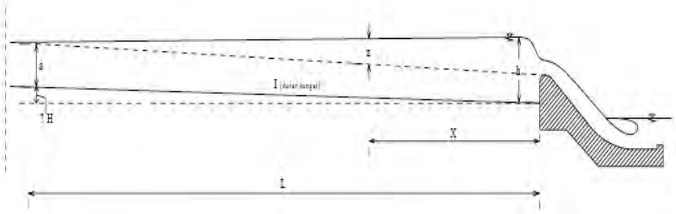
$$L = \frac{2h}{l}$$

– $\frac{h}{a} < 1$, maka digunakan rumus

$$L = \frac{a+z}{l} \quad Z = h\left(1 - \frac{X}{L}\right)^2$$

Keterangan :

L = panjang pengaruh pembendungan (m)
h = tinggi muka air banjir berhubung ada bendung di hulu bending
I = kemiringan dasar sungai
a = tinggi air banjir sebelum ada bendung
z = kedalaman air pada jarak X meter dari bendung (m)



Gambar 3.10. Pengaruh Backwater metode pendekatan.

2. Cara Grafis

Untuk menentukan panjangnya penggenangan akibat air dengan cara grafis adalah sebagai berikut :

$$S = \left(\frac{1 - \frac{a\,Q^2\,B}{g\,A}}{1 - Sf} \right) h$$

$$Sf = \left(\frac{n^2\,Q^2\,P^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{10}{3}}} \right) = \left(\frac{n^2\,Q^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \right)$$

$$S = \left(\frac{1 - \frac{a\,Q^2\,B}{g\,A^3}}{1 - \frac{n^2\,Q^2\,P^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{10}{3}}}} \right) h$$

$$S = F(h)\Delta H$$

Keterangan :

S = Jarak antara dua tampang yang ditinjau (m)

h = Selisih dalam air antara dua tampang yang ditinjau (m)

a = koefisien coraolis = 1

A = luas tampang basah aliran (m^2)

n = koefisien Manning

p = keliling basah

Sf = kemiringan garis energi

I = kemiringan dasar sungai/saluran

B = Lebar pemukiman air (m)

Kemungkinan dibuat tabel dari hasil hitungan, dengan cara dihitung menggunakan harga berbagai tinggi muka air akibat adanya bending, mulai dari harga kedalaman air tepat diatas bending sampai harga kedalaman air banjir pada titik dimulai adanya perubahan tinggi air akibat adanya pembendungan.

Dengan didapatnya harga L = panjang aliran sungai yang dipengaruhi “backwater” direncanakan sebagai panjang tanggul banjir di hulu bending, atau sampai pada kontur yang mempunyai elevasi lebih besar dari elevasi air yang dipengaruhi oleh “backwater.

3.6. Pintu Air

Pintu air sebenarnya sudah ada sejak jaman dahulu, namun bentuknya sangat sederhana, seiring dengan perkembangan jaman, pintu air pun telah berkembang dengan cepat, hal ini terlihat dari banyaknya macam pintu air yang ada untuk mengatur aliran air. Pintu air bermanfaat dan tidak dapat dibayangkan jika jaman modern ini tidak diikuti dengan perkembangan dari penggunaan pintu air pada bendungan irigasi dan bendungan pengendalian banjir. pada jaman modern sekarang ini air yang melimpah yang tidak terkendali sesulit apapun sudah dapat diatasi dengan mudah tanpa harus memperkerjakan banyak orang.

Berdasarkan cara pengoperasiannya, pintu air dibedakan menjadi 3 macam, yaitu :

1. Pintu Air Manual

   Penggunaan pintu air secara manual sering kita jumpai pada pengaturan irigasi pada persawahan dan aliran dengan tekanan kecil. Pintu air manual ini masih memerlukan tenaga manusia untuk mengatur aliran air dengan menutup dan membuka pintu air ini.

2. Pintu Air Semi Otomatis

   Penggunaan pintu air semi otomatis banyak digunakan pada bendungan yang bertekanan tinggi.

3. Pintu Air Otomatis

   Pintu air full otomatis digunakan untuk pengedalian banjir pada bangunan pelimpah pada suatu bendungan bertekanan tinggi. yang bekerja apabila debit air melebihi batas tertentu akan membuka sendiri secara otomatis.

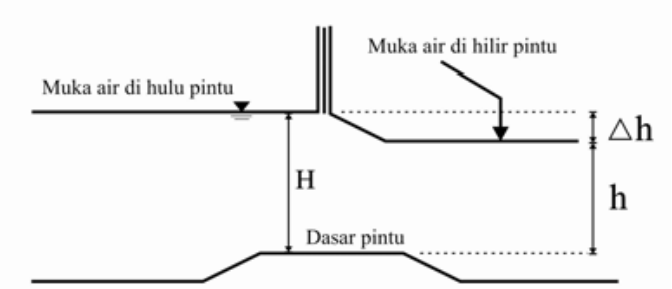
Buka tutup pintu air otomatis merupakan bangunan berserta instalasinya yang berfungsi membuka,mengatur dan menutup aliran air yang masuk ke bendungan atau waduk, berdasarkan level ketinggian air pada hulu bendungan. Dengan melihat kondisi sekarang ini cuaca tidak dapat ditebak. Dimana hujan dan badai angin sering datang dengan cepat dan bersamaan. Serta hujan yang terjadi dihulu,yang mengakibatkan aliran air

yang besar, sangatlah penting adanya alat yang dapat membuka,mengatur dan menutup aliran air pada bendungan yang dapat bekerja sewaktu-waktu dengan cepat dengan gerakan membuka,mengatur dan menutup sendiri secara otomatis. Sangatlah tepat jika menggunakan buka-tutup pintu air otomatis.

Perhitungan dimensi pintu air dapat dihitung bedasarkan debit banjir maksimum (Q_{max}) yaitu sebagai berikut :

Q_{max} = 0,278 . C . I . A (m^3/dtk)

Rumus yang akan dipakai untuk menghitung dimensi pintu ir tergantung pada kondisi aliran di pintu air yaitu aliran tengelam dan aliran bebas. Sedangkan kondisi aliran tergantung pada beda tinggi antara muka air di bagian hulu dan muka air di bagian hilir pintu. Kondisi tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.18 berikut :



Gambar 3.11. Kondisi aliran di pintu air

a. Untuk aliran tenggelam : Δh < 0,333H
   Dipakai rumus : $Qmax = m * b * h\,(2g * \Delta h)^{1/2}$
b. Untuk aliran bebas : Δh ≥ 0,333H
   Dipakai rumus : $Qmax = m * b * hkr\,(2g * \Delta hkr)^{1/2}$

Dimana :

b = lebar pintu (m)
m = koefisien debit; (ambang kotak = 0,6).
H = kedalaman air di bagian hilir (m)
h = kedalaman air di bagain hulu (m)
Δh = H – h (m)
g = gaya gravitasi (m/dtk2)
h_{kr} = kedalaman air kritis di bagian hilir (m)
Δh_{kr} = beda tinggi kritis ; 0,333H (m)

3.7. Pompa Air

3.7.1. Definisi Pompa

Pengertian Pompa adalah suatu alat yang digunakan untuk memindahkan suatu cairan atau fluida dari suatu tempat ke tempat lain dengan cara menaikkan tekanan cairan tersebut., kenaikan tekanan cairan tersebut digunakan untuk mengatasi hambatan-hambatan pengaliran, hambatan pengaliran berupa perbedaan tekanan, perbedaan ketinggian atau hambatan gesek.

3.7.2. Klasifikasi Pompa Menurut Prinsip Kerja

1. Pompa Perpindahan Positif.

Pompa perpindahan positif dikenal dengan caranya beroperasi, cairan diambil dari salah satu ujung dan ujung lainnya dialirkan secara positif untuk setiap putarannya, pompa perpindahan positif digunakan secara luas untuk pemompaan fluida selain air, biasanya fluida kental,
pompa perpindahan positif selanjutnya digolongkan berdasarkan cara perpindahannya:

a. Pompa Reciprocating

Pompa Reciproating adalah pompa dimana energi mekanik dari penggerak pompa diubah menjadi energi aliran dari cairan yang dipompa dengan menggunakan elemen yang bergerak bolak-balik di dalam silinder.

b. Pompa Rotary

Pompa rotary adalah pompa perpindahan positif dimana energi mekanis ditransmisikan dari mesin penggerak ke cairan dengan menggunakan elemen yang berputar (rotor) di dalam

rumah pompa (casing), pada waktu rotor berputar di dalam rumah pompa, akan terbentuk kantong-kantong yang mula-mula volumenya besar (pada sisi isap) kemudian volumenya berkurang (pada sisi tekan) sehingga fluida akan tertekan keluar.

2. Pompa Dinamis

Pompa dinamik juga dikarakteristikkan oleh cara pompa tersebut beroperasi, impeller berputar mengubah energi kinetik menjadi tekanan atau kecepatan untuk memompa fluida.

Terdapat dua jenis pompa dinamik:

a. Pompa Sentrifugal

Pada pompa sentrifugal, energi penggerak dari luar diberikan kepada poros yang kemudian digunakan untuk menggerakkan baling-baling yang disebut impeller, impeller memutar cairan yang masuk ke dalam pompa sehingga mengakibatkan energi tekanan dan energi kinetik cairan bertambah, cairan akan terlempar ke luar akibat gaya sentrifugal yang ditimbulkan gerakan impeler, cairan yang keluar dari impeller ditampung oleh saluran berbentuk volut (spiral) di keliling impeller dan disalurkan ke luar pompa melalui difuser, di dalam difuser ini sebagian energi kecepatan akan diubah menjadi energi tekanan, untuk lebih jelas akan dibahas lebih khusus pada Pompa Sentrifugal.

b. Pompa Dengan Efek Khusus

Pompa dengan efek khusus merupakan pompa yang bekerja secara khusus. Khususnya pada Industri besar, termasuk pompa setrifugal Tipe khusus, terutama digunakan untuk kondisi khusus di lokasi industri.

3.7.3. Klasifikasi Pompa Menurut Head

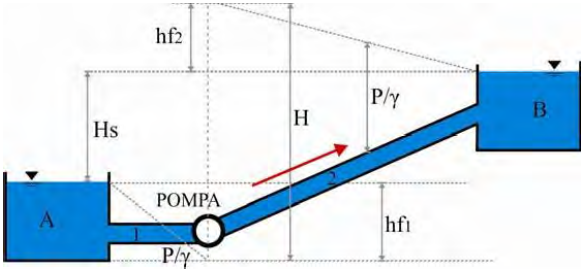
1. Pompa dengan Head Rendah yaitu pompa dengan Head total 1-40 meter.
2. Pompa dengan Head Sedang yaitu pompa dengan Head total 41- 100 meter.
3. Pompa dengan Head Tinggi yaitu pompa dengan Head total diatas 100 meter.

3.7.4. Klasifikasi Pompa Menurut Aplikasi

Pompa berdasarkan aplikasi yang ada kita bisa sebutkan antara lain :

1. Pompa rumah umum
2. Pompa untuk perusahaan atau industri.

Jika sebuah pompa difungsikan untuk menaikkan air dari suatu elevasi ke elevasi lain dengan selisih elevasi muka air Hs, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.15, maka daya yang digunakan oleh pompa untuk menaikkan zat cair setinggi Hs adalah sama dengan tinggi Hs ditambah dengan kehilangan energi selama pengaliran. Kehilangan energi adalah sebanding dengan penambahan tinggi elevasi sehingga efeknya sama dengan jika pompa menaikkan air setinggi H=Hs+Σhf. Dalam gambar tersebut tinggi kecepatan diabaikan sehingga garis energi berimpit dengan garis tekanan. *(Bambang Triatmodjo, Hidraulika II)*



Gambar 3.12. Pengaliran air dengan pompa

Kehilangan energi terjadi pada pengaliran pipa 1 dan 2 yaitu sebesar hf1 dan hf2, pipa 1 yang merupakan pipa hisap, garis tenaga (dan tekanan) menurun sampai di bawah pipa, bagian pipa di mana garis tekanan di bawah sumbu pipa mempunyai tekanan negative, pipa 2 merupakan pipa tekan, daya yang diperlukan pompa untuk menaikkan air adalah :

$D = Q\ H\ \gamma air/\eta \left(kgf\frac{m}{d}\right)$ atau $D = Q\ H\ \gamma air/75\eta(HP)$

$H = Hs + \sum hf$

Di mana :

D = Daya pompa (1Nm/d = 1 watt = 75 HP).

Q = Debit banjir (m^3/s)

Σhf = kehilangan energi dalam pipa (m)

Hs = tinggi hisap statik (m)

γ air = berat jenis air (1000 kgf/m^3)

η = efisiensi pompa (umumnya 85%).

Ada beberapa jenis pompa tergantung dari konstruksi, kapasitas, dan spesifikasinya. secara umum dapat dilihat dalam Tabel 3.8. berikut.

Tabel 3.8. *Jenis-Jenis Pompa*

Klasifikasi	Jenis	Tipe		Catatan
Pompa turbo	Pompa sentrifugal	Turbo	Sumbu horizontal	Terdapat isapan tunggal, isapan ganda, dan beberapa tingkat yang sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar
			Sumbu vertical	
		Volut	Sumbu horizontal	
			Sumbu vertical	
	Pompa aliran semi aksial	Sumbu horizontal		Terdapat 1 tingkat dan beberapa tingkat yang
		Sumbu vertical		
	Pompa aliran aksial	Sumbu horizontal		Terdapat 1 tingkat dan beberapa tingkat yang
		Sumbu vertical		
Pompa volumetric	Pompa torak			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sayap dan pompa injeksi bahan bakar untuk mesin diesel
	Pompa putar			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa gigi dan pompa sekrup
Pompa khusus	Pompa jet			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sumur dalam
	Pompa jet udara			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sumur dalam
	Pompa gesek			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa rumah tangga

2.8. Software HEC-CRAS

Salah satu model transformasi hujan menjadi aliran khususnya untuk aliran rendah *(lowflo*w) adalah model *HEC-HMS*. Model ini merupakan model hidrologi numerik yang dikembangkan oleh *Hydrologic Engineering Centre* (HEC) dari

*US Army Corps Of Engineer*s, program *HEC-HMS* merupakan program komputer untuk menghitung transformasi hujan dan proses *routing* pada suatu sistem DAS, model ini dapat digunakan untuk menghitung volume *runof*, *direct runoff*, *baseflow* dan *channel flo*w. Seperti yang dijelaskan dalam buku "*Hydrologic Modeling System* (HECHMS) *Technical Reference Manual*", program HEC-HMS ini merupakan program komputer untuk menghitung pengalihragaman hujan dan proses *routing* suatu sistem DAS, *Software* ini dikembangkan oleh *Hydrologic Engineering Centre* (HEC) dari *US Army Corps Of Engineers*.

Tabel 3.9. *Fasilitas komputasi dan model yang terdapat dalam HEC-HMS*

Klasifikasi	Jenis	Tipe		Catatan
Pompa turbo	Pompa sentrifugal	Turbo	Sumbu horizontal	Terdapat isapan tunggal, isapan ganda, dan beberapa tingkat yang sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar
			Sumbu vertical	
		Volut	Sumbu horizontal	
			Sumbu vertical	
	Pompa aliran	Sumbu horizontal		Terdapat 1 tingkat dan beberapa tingkat yang sesuai untuk kapasitas besar dengan beda tinggi tekan sedang
		Sumbu vertical		
	Pompa aliran	Sumbu horizontal		Terdapat 1 tingkat dan beberapa tingkat yang sesuai untuk kapasitas besar dengan beda tinggi tekan kecil
		Sumbu vertical		
Pompa volumetric	Pompa torak			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sayap dan pompa injeksi bahan bakar untuk mesin diesel
	Pompa putar			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa gigi dan pompa sekrup
Pompa khusus	Pompa jet			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sumur dalam
	Pompa jet udara			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa sumur dalam
	Pompa gesek			Sesuai untuk kapasitas kecil dengan beda tinggi tekan besar seperti pompa rumah tangga

Sumber : Technical Refence Manual HEC-HMS 2000

3.8.1. Metode Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetis

Dalam pemodelan menggunakan HEC-HMS ini, disediakan beberapa pilihan metode yang dapat digunakan untuk perhitungan hidrograf satuan. Metode- metode yang ada antara lain adalah (*HEC-HMS Technical Reference Manual, 2000:56*) :

a Hidrograf satuan sintetis Snyder
b Hidrograf satuan SCS (*Soil Conservation Service*)
c Hidrograf satuan Clark
d Hidrograf satuan Clark modifikasi
e Hidrograf satuan *Kinematic Wave*

3.8.2. Hidrograf Satuan SCS

Model SCS Unit Hidrograf adalah suatu Unit Hidrograf yang berdimensi, yang dicapai puncak tunggal Unit Hidrograf. SCS menyatakan bahwa puncak Unit Hidrograf dan waktu puncak Unit Hidrograf

di mana A = daerah aliran air; dan C = konversi tetap (208 di SI dan 484 di dalam sistem kaki). Waktu puncak (juga yang dikenal sebagai waktu kenaikan) terkait kepada jangka waktu unit dari kelebihan hujan,

di mana D t = jangka waktu kelebihan hujan dan tlag = perbedaan waktu antara pusat massa dari kelebihan curah hujan dan puncak dari Unit Hidrograf. Perlu dicatat bahwa untuk D t, yang kurang dari 29% dari tlag harus digunakan (*USACE, 1998*).

Ketika waktu keterlambatan tersebut ditetapkan, HEC-HMS memecahkan persamaan untuk menemukan waktu dari puncak Unit Hidrograf dan untuk menemukan puncak Unit Hidrograf.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB IV
METODOLOGI

4.1. Metode Pengambilan Data

Untuk penulisan Proyek Akhir Terapan dibutuhkan data primer dan data sekunder, adapun metode pengambilan data evaluasi pemmbangunan pintu air dan pompa air terhadap kondisi sekitar Kali Mas dilakukan sebagai berikut,

- Pengamatan lapangan atau survey, yaitu untuk mendapatkan data-data yang berkaitan dengan perencanaan non-teknis dan perencanaan teknis.
- Peninjauan hasil pengamatan lapangan untuk menetapkan asumsi-asumsi pendekatan.

Menurut cara mendapatkan, data yang digunakan untuk perencanaan sistem drainase di lahan reklamasi dapat dibedakan menjadi dua, yaitu :

1. Data Primer

Data Primer adalah data yang diperoleh dengan cara mengadakan peninjauan atau survey langsung di lapangan, peninjauan langsung di lapangan dilakukan dengan beberapa pengamatan yang mencakup kondisi tanah dan topografi secara umum.

2. Data Sekunder

Data Sekunder adalah data yang didapat dengan cara menghubungi instansi-instansi yang terkait dengan rencan proyek, pada Wilayah Sungai Kali Mas, data yang diperlukan adalah :

- Peta Topografi Lokasi
- Data Curah Hujan
- Elevasi muka air
- Long Cross Sungai
- Data pengoperasian pompa sekitar Kali Mas
- Data Pasang Surut air laut

Sedangkan data yang berdasarkan fungsinya dapat dibedakan menjadi dua yaitu :

1. Data Teknis

Data teknis adalah data yang berhubungan langsung dengan perencanaan sistem drainase pada daerah lokasi studi, seperti data curah hujan dan peta topografi.

2. Data Non-Teknis

Data non-teknis adalah data yang berfungsi sebagai penunjang untuk mempertimbangkan dalam perencanaan sistem drainase pada lokasi studi, seperti data jumlah penduduk, data rencana umum tata kota di lokasi studi.

4.2. Metode Analisis dan Pengolahan Data

Pada tahap ini dilakukan proses pengolahan data yang diperoleh baik itu data primer ataupun sekunder, pengolahan data meliputi kegiatan pengakumulaasian, dilanjutka dengan pengelompokan berdasarkan jenis data, kemudian dilanjutkan dengan analisi.

Adapun data yang perlu dilakukan secara analisis meliputi :

1. Analisis Data Hidrologi

Data hidrologi digunakan untuk perencanaan, dalam hal ini adalah :

- Debit banjir akibat hujan pada daerah studi.
- Perencanaan bangunan pengendalian banjir.

2. Analisis Data Peta Topografi dan Kontur.

Data dari peta topografi dan kontur dianalisis untuk perencanaan antara lain :

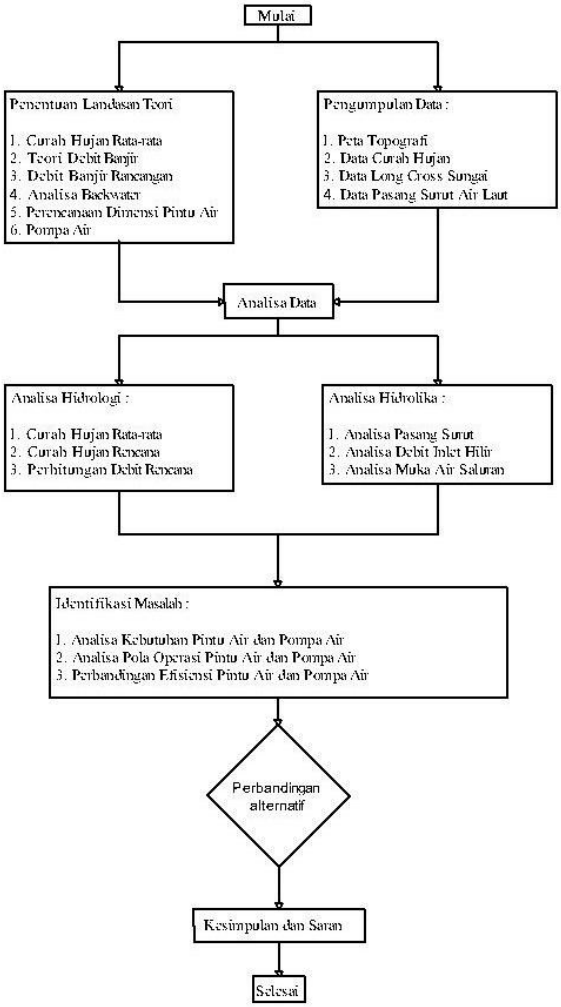
- Batasan daerah studi
- Menentukan jaringan drainase lokasi studi
- Menentukan kemiringan saluran
- Menentukan elevasi muka air saluran sekunder bagian hilir di sepanjang Kali Mas.

3. Analisis Kapasitas Pompa dan Dimensi Pintu Air

- Menentukan Dimensi Pintu
- Menentukan Kapasitas Pompa

4.3. Diagram Alir Penyelesaian Proyek Akhir Terapan

Alur pekerjaan dapat dilihat dalam diagram alir yang ada di bawah ini.



Gambar 4.1. Diagram alir penyelesaian proyek akhir terapan

4.4. Jadwal Pekerjaan Proyek Akhir Terapan

Tabel 4.1. *Jadwal pekerjaan proyek akhir terapan*

TUGAS AKHIR	APRIL				MEI				JUNI				JULI				AGUSTUS				SEPTEMBER				OKTOBER				NOVEMBER				DESEMBER			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
BAB 1 (PENDAHULUAN)							SEMINAR	PROPOSAL	LIBUR SEMESTER																													
BAB 2 (TINJAUAN PUSTAKA)																																				
BAB 3 (METODOLOGI)																																				
BAB 4 (ANALISA HIDROLOGI DAN HIDROLIKA)																																				
BAB 5 (PENUTUP)																																				
LAMPIRAN 1																																				
LAMPIRAN 2																																				

BAB V
ANALISA HIDROLOGI DAN HIDROLIKA

5.1. Tinjauan Umum

Kali Mas dengan panjang sungai ± 14,0 kilometer merupakan salah satu sungai perpecahan dari Kali Surabaya yang termasuk dalam sistem wilayah sungai Brantas. Sungai yang mengalir melewati kota menuju pantai sebelah utara dan bermuara di Selat Madura dahulu merupakan alur pelayaran dari wilayah pusat kota Surabaya menuju pelabuhan.

Saat ini Kali Mas berfungsi mengalirkan debit dari bagian hulu untuk pemenuhan kebutuhan air baku dan irigasi kota Surabaya yang diatur oleh Pintu Air Wonokromo dan Bendung Karet Gubeng yang secara kewenangan sistem pengeoperasian dan pengelolaan sungai diatur oleh Perum Jasa Tirta. Pelepasan debit (outflow) tertinggi di Bendung Karet dilakukan pada bulan Januari sampai dengan Pebruari sebesar 23,07 m^3/det dan terendah pada bulan Mei sampai dengan Oktober disesuaikan dengan inflow yang terjadi di bendung.

Pengaruh pasang laut terjadi disepanjang Kali Mas dari bagian hilir hingga ke Bendung Karet Gubeng. Oleh karena itu disaat pasang laut tinggi Bendung Karet tidak melepas debit sebesar kebutuhan optimum di hulu bendung dengan pertimbangan agar daya tampung sungai cukup dapat menampung debit sungai dan pasang laut tertinggi.

Tabel 5.1. *Outlet Saluran Pembuang Sekunder Kali Mas*

No.	TITIK SURVEY	LOKASI	Dimensi Saluran		Elevasi		
			B	H	Dasar Saluran	Muka Air	Top Saluran
			(m)	(m)	(m SHVP)	(m SHVP)	(m SHVP)
1	HU.7 (R)	Jl.Plaza Boulevard	7.75	0.73	2.14	2.56	2.87
2	HU.12 (L)	Belakang Grahadi	7.99	1.70	2.50	2.52	4.20
3	HU.15 (L)	Jl.Kenari	10.87	1.69	2.53	2.50	4.21
4	HU.17 (L)	Jl.Walikota Besar	0.80	2.36	2.04	2.47	4.40
5	HU.17 (R)	Jl.Walikota Mustajab	0.97	2.19	2.48	2.45	4.67
6	HU.19 (R)	Jl.Jimerto	1.90	1.67	2.36	2.43	4.03
7	HU.27 (L)	Jl.Gentengkali	1.44	1.91	2.07	2.07	3.98
8	HU.35 (L)	Jl.Tambakbayan	1.21	1.01	2.64	2.22	3.64
9	HU.39 (L)	Jl.Pasar Besar	1.05	1.05	2.20	2.20	3.25
10	HU.39 (R)	Jl.Jagalan	1.03	0.78	2.14	2.20	2.92
11	HU.39a (L)	Jl.Pasar Besar	1.07	0.87	2.10	2.20	2.97
12	HU.47 (L)	Jl.Kebon Rojo	1.15	1.47	2.43	2.03	3.90
13	HU.50 (R)	Jl.Coklat	1.38	1.60	2.35	1.98	3.94
14	HU.53 (L)	Jl.Cendrawasih	1.05	0.97	2.05	1.94	3.02
15	HU.54 (L)	Jl.Rajawali	1.25	1.59	1.81	1.91	3.39
16	HU.55 (R)	Jl.Panggung	0.88	1.33	1.92	1.91	3.25
17	HU.56 (L)	Jl.Garuda	1.58	1.49	2.24	1.91	3.74
18	HU.69 (L)	Jl.Indrapura	1.59	3.71	0.83	1.61	4.54
19	CP.01 (L)	Jl.Sarwajala	0.87	0.41	2.31	1.64	2.73
20	CP.01 (R)	Jl.Sarwajala	0.38	0.71	2.20	1.64	2.91
21	HU.15 (R)	Jl.Patiunus	0.67	1.32	1.61	1.63	2.94

Sumber : Hasil Survey Inventory

Pada saat pasang laut tinggi *back water* dapat terjadi di saluran-saluran sekunder karena kenaikan muka air Kali Mas. Tinggi muka air di saluran rata-rata 0,60 meter menyebabkan tinggi jagaan (*freeboard)* disaluran kurang dari 1,00 meter. Ketika terjadi banjir dari hulu saluran, maka kapasitas saluran di hilir tidak dapat menampung dan mengalirkan debit banjir.

5.2. Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan analisa awal dalam perencanaan saluran drainase untuk mengetahui besarnya debit yang akan disalurkan ke dalam saluran drainase sehingga dapat ditentukan dimensi saluran drainase, data curah hujan berasal dari Stasiun penakar hujan, Stasiun penakar hujan yang dipakai adalah Stasiun Penakar Hujan Gubeng, Stasiun Penakar Hujan Wonokromo, Stasiun Penakar Hujan Gunung Sari, Stasiun Penakar Hujan Gunung Simo, Stasiun Penakar Hujan Perak.

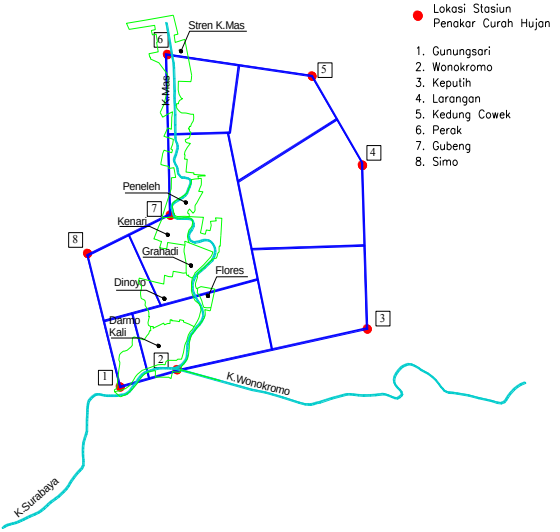
5.2.1. Curah Hujan Rencana

a. Curah Hujan Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk perencanaan debit banjir dalam daerah pengaliran sungai (DPS) Kali Mas adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan diperkirakan pada titik kontrol Bendung Karet Gubeng dan lokasi rencana Pintu Air dan Rumah Pompa Petekan dari beberapa titik pengamatan curah hujan yang ada di daerah sekitar DPS Kali Mas dengan titik pengamatan di Stasiun Gunungsari, Stasiun Wonokromo, Stasiun Gubeng, Stasiun Simo dan Stasiun Perak.

Cara-cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik dapat menggunakan beberapa cara yaitu cara aljabar rata-rata, cara poligon Thiessen atau cara isohyet. Pemilihan cara perhitungan curah hujan daerah juga dapat berpedoman pada standar luas daerah. DPS Kali Mas mempunyai titik-titik pengamatan tidak tersebar merata maka menggunakan cara poligon Thiessen.



Gambar 5.1. Pengamatan titik hujan polygon Thiessen

Luas masing-masing pengaruh stasiun pengamatan ditunjukkan pada Tabel berikut.

Tabel 5.2. *Luas pengaruh stasiun hujan dengan polygon thiessen*

No	DPS (Ha)		Luas Pengaruh Stasiun Hujan dengan Thiessen Polygon (Ha)				
	Titik Kontrol	Luas	Sta.Gunungsari	Sta.Wonokromo	Sta.Gubeng	Sta.Simo	Sta.Perak
1	Sal.Jl.Darmokali	286.38	101.76	184.63	-	-	-
2	Sal.Jl.Dinoyo	264.79	-	117.18	104.43	43.18	-
3	Sal.Jl.Flores	28.39	-	17.38	11.01	-	-
4	Kali Mas (Bd.Gubeng)	579.56	-	-	579.56	-	-
5	Sal.Jl.Grahadi	66.40	-	-	66.40	-	-
6	Sal.Jl.Kenari	93.93	-	-	93.93	-	-
7	Sal.Jl.Peneleh	67.84	-	-	67.84	-	-
8	Kali Mas (Renc.Pintu Air)	1450.12	-	857.17	275.32	-	317.63

Sumber : Hasil Perhitungan

Persamaan curah hujan DPS dengan cara Polygon Thiessen dapat dilihat sebagai berikut

$$\bar{R} = \sum_{i=1}^{n} \propto_i R_i$$

$$\propto_i = \frac{A_i}{A}$$

dengan

$\overline{R}$ = tinggi curah hujan rata-rata DPS (mm)
Ri = tinggi curah hujan terukur di stasiun i (mm)
n = jumlah stasiun
□ □ = koefisin Thiessen
Ai = luas masing-masing poligon (km^2)
A = luas DPS (km^2)

Tabel 5.3. *Curah hujan maksimum DPS Kali Mas*

No	Tahun	CH Rata-rata (mm)
1	2000	92.05
2	2001	77.62
3	2002	102.62
4	2003	80.86
5	2004	104.81
6	2005	97.74
7	2006	96.04
8	2007	95.67
9	2008	85.18
10	2009	92.85
11	2010	108.01
12	2011	92.05
13	2012	88.60
14	2013	97.60
15	2014	96.51

Sumber : Hasil Perhitungan

b. Perhitungan Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah curah hujan terbesar tahunan dengan suatu probabilitas kejadian dan periode ulang tertentu. Curah hujan rancangan diperlukan sebagai data masukan pada analisis debit banjir rancangan maupun analisis modulus drainase.

1. Analisis Distribusi Frekuensi

Analisa distribusi frekuensi curah hujan adalah berulangnya curah hujan baik jumlah frekuensi persatuan waktu maupun periode ulangnya. Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung besarnya curah hujan pada kala ulang tertentu antara lain :

- Metode Log Pearson Tipe III
- Metode Gumbel
- Metode Normal dan
- Metode Log Normal

Tabel 5.4. *Curah hujan rancangan metode gumbel normal*

Tahun	x (mm)	(x-x`)	(x-x`)2	(x-x`)3	(x-x`)4
2010	108.01	14.13	199.75	2823.03	39898.36
2004	104.81	10.93	119.48	1305.95	14274.81
2002	102.62	8.74	76.46	668.54	5845.70
2005	97.74	3.86	14.91	57.54	222.16
2013	97.60	3.72	13.82	51.35	190.86
2014	96.51	2.63	6.91	18.18	47.80
2006	96.04	2.16	4.66	10.07	21.74
2007	95.67	1.79	3.21	5.76	10.33
2009	92.85	-1.03	1.06	-1.09	1.12
2011	92.05	-1.83	3.37	-6.18	11.33
2000	92.05	-1.83	3.37	-6.18	11.33
2012	88.60	-5.28	27.89	-147.28	777.76
2008	85.18	-8.70	75.77	-659.57	5741.35
2003	80.86	-13.03	169.66	-2209.85	28783.93
2001	77.62	-16.26	264.35	-4297.91	69878.52
Σ	93.88		984.64	-2387.62	165717.10
s	8.39				
Cs	-0.56				
Ck	6.65				

Tabel 5.5. *Curah Hujan Rancangan Metode Gumbel dan Normal (Lanjutan)*

Urutan	X	P terjadi	TR (tahun)	X-Xrata	$(X-Xrata)^2$
1	108.01	0.06	16.00	14.13	199.75
2	104.81	0.13	8.00	10.93	119.48
3	102.62	0.19	5.33	8.74	76.46
4	97.74	0.25	4.00	3.86	14.91
5	97.60	0.31	3.20	3.72	13.82
6	96.51	0.38	2.67	2.63	6.91
7	96.04	0.44	2.29	2.16	4.66
8	95.67	0.50	2.00	1.79	3.21
9	92.85	0.56	1.78	-1.03	1.06
10	92.05	0.63	1.60	-1.83	3.37
11	92.05	0.69	1.45	-1.83	3.37
12	88.60	0.75	1.33	-5.28	27.89
13	85.18	0.81	1.23	-8.70	75.77
14	80.86	0.88	1.14	-13.03	169.66
15	77.62	0.94	1.07	-16.26	264.35
Jumlah	1408.21				984.64
Rata-rata	93.88	s	8.39		

Perhitungan metode Gumbel dan Normal

Perhitungan Gumbel

n= 15	K 2 th =	-0.14	drancangan 2 th =	92.68 mm/jam
Yn= 0.51	K 5 th =	0.97	drancangan 5 th =	101.99 mm/jam
Sn= 1.02	K 10 th =	1.70	drancangan 10 th =	108.16 mm/jam
Yt 2 th= 0.37	K 25 th =	2.41	drancangan 25 th =	114.07 mm/jam
Yt 5 th= 1.50	K 50 th =	3.32	drancangan 50 th =	121.73 mm/jam
Yt 10 th= 2.25	K 100 th =	4.00	drancangan 100 th =	127.47 mm/jam
Yt 20 th= 2.97				
Yt 50 th= 3.90				
Yt 100 th= 4.60				

Perhitungan Normal

n= 15	K 2 th =	0 drancangan 2 th =	93.88 mm/jam
Yn= 0.51	K 5 th =	0.84 drancangan 5 th =	100.93 mm/jam
Sn= 1.02	K 10 th =	1.28 drancangan 10 th =	104.62 mm/jam
	K 25 th =	1.64 drancangan 25 th =	107.63 mm/jam
	K 50 th =	2.05 drancangan 50 th =	111.07 mm/jam
	K 100 th =	2.33 drancangan 100 th =	113.42 mm/jam

Tabel 5.6. *Curah hujan rancangan metode log pearson III dan log normal*

m	x (mm)	P (%)	Log x	Log x - Log x`	(Log x- Log x`)2	(Log x- Log x`)3
1	108.01	6.25	2.03	0.0626	0.0039	0.0002
2	104.81	12.50	2.02	0.0495	0.0024	0.0001
3	102.62	18.75	2.01	0.0403	0.0016	0.0001
4	97.74	25.00	1.99	0.0192	0.0004	0.0000
5	97.60	31.25	1.99	0.0185	0.0003	0.0000
6	96.51	37.50	1.98	0.0137	0.0002	0.0000
7	96.04	43.75	1.98	0.0115	0.0001	0.0000
8	95.67	50.00	1.98	0.0099	0.0001	0.0000
9	92.85	56.25	1.97	-0.0031	0.0000	0.0000
10	92.05	62.50	1.96	-0.0069	0.0000	0.0000
11	92.05	68.75	1.96	-0.0069	0.0000	0.0000
12	88.60	75.00	1.95	-0.0235	0.0006	0.0000
13	85.18	81.25	1.93	-0.0406	0.0016	-0.0001
14	80.86	87.50	1.91	-0.0632	0.0040	-0.0003
15	77.62	93.75	1.89	-0.0809	0.0065	-0.0005
	Log x`		1.97		0.0220	-0.0004
	S log X				0.0396	
	Cs	koef kemencengan			-0.5475	

Perhitungan metode Log Pearson III dan Log Normal
Perhitungan Log Pearson III

log X rancangan 2 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 1.9745

Dari tabel 2 th:

Cs	-0.5	G	0.083
Cs	-0.6	G	0.099
Cs	-0.5475000	G	0.0906

d rancangan 2 th :

a. Log x

94.2982115 mm/jam

log X rancangan 5 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 2.00484

Dari tabel 5 th :

Cs	-0.5	G	0.856
Cs	-0.6	G	0.857
Cs	-0.5475000	G	0.85647

d rancangan 5 th :

a. Log x

101.1210684 mm/jam

log X rancangan 10 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 2.01878

Dari tabel 10 th :

Cs	-0.5	G	1.216
Cs	-0.6	G	1.2
Cs	-0.5475000	G	1.2084

d rancangan 10 th :

a. Log x

104.4196577 mm/jam

log X rancangan 20 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 2.03225

Dari tabel 20 th :

Cs	-0.5	G	1.567
Cs	-0.6	G	1.528
Cs	-0.5475000	G	1.54848

d rancangan 20 th :

a. Log x

107.7093668 mm/jam

log X rancangan 50 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 2.04023

Dari tabel 50 th :

Cs	-0.5	G	1.777
Cs	-0.6	G	1.72
Cs	-0.5475000	G	1.74993

d rancangan 50 th :

a. Log x

109.7067636 mm/jam

log X rancangan 100 th :

log X + G.S

1.97+ G . 0.0396 = 2.04477

Dari tabel 100 th :

Cs	-0.5	G	1.995
Cs	-0.6	G	1.72
Cs	-0.5475000	G	1.86438

d rancangan 100 th :

a. Log x

110.8580029 mm/jam

Perhitungan Log Normal

K 2 th	=	0	Log X_2	=	1.97091	drancangan 2 th =	93.5222 mm/jam
K 5 th	=	0.84	Log X_5	=	2.00419	drancangan 5 th =	100.969 mm/jam
K 10 th	=	1.28	Log X_{10}	=	2.02162	drancangan 10 th =	105.104 mm/jam
K 25 th	=	1.64	Log X_{25}	=	2.03588	drancangan 25 th =	108.612 mm/jam
K 50 th	=	2.05	Log X_{50}	=	2.05212	drancangan 50 th =	112.751 mm/jam
K 100 th	=	2.33	Log X_{100}	=	2.06321	drancangan 100 th =	115.668 mm/jam

Parameter yang digunakan untuk perhitungan analisis distribusi frekuensi data hujan ditabelkan sebagai berikut.

2. Uji Kesesuaian Distribusi frekuensi

a) Uji secara vertikal dengan Chi Square

Uji chi kuadrat digunakan untuk menguji simpangan secara vertikal apakah distribusi frekuensi pengamatan dapat diterima oleh distribusi teoritis.

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

EF = n/K

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan persamaan sbb :

K = 1 + 3.22 log n

dimana :

OF	=	nilai yang diamati (observed frequency)
EF	=	nilai yang diharapkan (expected frequency)
K	=	jumlah kelas distribusi
N	=	banyaknya data

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X^2 < X^2Cr$, harga X^2Cr dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikasi □ dengan derajat kebebasannya (level significant).

Menghitung jumlah kelas

Banyaknya kelas = 1 +1.33 LN(n) = 4.60 = 5 kelas
n = 15

Menghitung derajat kebebasan (DK) dan X^2

didapatkan : X2 = 0.00
Dengan derajat kebebasan = G - R - 1 = 2.000
Dari tabel Chi Kuadrat (a = 5%) → X^2 = 5.991

Menghitung kelas distribusi

kelas distribusi 1/5 x 100% = 20 %
interval distribusi adalah 20%, 40%, 60%, 80%

persentase 20%
P(x) = 20% diperoleh T = 1/px = 1/0.20 = 5

persentase 40%
P(x) = 40% diperoleh T = 1/px = 1/0.40 = 2.5

persentase 60%
P(x) = 60% diperoleh T = 1/px = 1/0.60 = 1.66667

persentase 80%
P(x) = 80% diperoleh T = 1/px = 1/0.80 = 1.25

Distribusi Gumbel

n =	15
Yn =	0.5128
Sn =	1.0206

Sehingga

T =	5	Yt =	1.4999	maka	K =	0.967215351
T =	2.5	Yt =	0.6717	maka	K =	0.155719177
T =	1.67	Yt =	0.0907	maka	K =	-0.41359048
T =	1.25	Yt =	-0.4759	maka	K =	-0.96872917

nilai X =	93.88	Maka nterval kelas	
Nilai s =	8.39	Xt =	93.88 + 8.39 x K

Sehingga :

X_{5} =	101.9921 mm
$X_{2.5}$ =	95.1866 mm
$X_{1.67}$ =	90.4121 mm
$X_{1.25}$ =	85.7565 mm

Tabel 5.7. *Perhitungan X^2 metode gumbel*

Kelas	Batas Kelas	Jumlah		$(Oi - Ei)^2$	X^2
		Oi	Ei		$(OiEi)^2 / Ei$
1	> 101.9921	3	3	0	0.00
2	95.1866 - 101.9921	5	3	4	1.33
3	90.4121 - 95.1866	3	3	0	0.00
4	85.7565 - 90.4121	1	3	4	1.33
5	< 85.7565	3	3	0	0.00
	S =	15	15		2.67

Karena $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$ maka distribusi diterima

Distribusi (Normal

Sehingga

T =	5	Yt =	0.8400	maka	K =	0.320595728
T =	2.5	Yt =	0.2500	maka	K =	-0.257495591
T =	1.67	Yt =	-0.2500	maka	K =	-0.747403488
T =	1.25	Yt =	-0.8400	maka	K =	-1.325494807

nilai X = 93.88 Maka nterval kelas

Nilai s = 8.39 Xt = 93.88 + 8.39 x K

Sehingga :

X_{5} = 96.5693 mm

$X_{2.5}$ = 91.7212 mm

$X_{1.67}$ = 87.6126 mm

$X_{1.25}$ = 82.7645 mm

Tabel 5.8. *Perhitungan X^2 metode normal*

Kelas	Batas Kelas	Jumlah		$(Oi - Ei)^2$	X^2
		Oi	Ei		$(OiEi)^2 / Ei$
1	> 96.5693	5	3	4	1.33
2	91.7212 - 96.5693	6	3	9	3.00
3	87.6162 - 91.7212	1	3	4	1.33
4	82.7645 - 87.6126	1	3	4	1.33
5	< 82.7645	2	3	1	0.33
	S =	15	15		7.33

Karena $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$ maka distribusi **ditolak**

Distribusi Log Normal

Sehingga

T =	5	Yt =	0.8400	maka	K =	0.320595728
T =	2.5	Yt =	0.2500	maka	K =	-0.257495591
T =	1.67	Yt =	-0.2500	maka	K =	-0.747403488
T =	1.25	Yt =	-0.8400	maka	K =	-1.325494807

nilai X =	1.97	Maka nterval kelas	
Nilai s =	0.04	log Xt =	1.97 + 0.04 x K

Sehingga :

X_{5} =	96.2973	mm
$X_{2.5}$ =	91.3513	mm
$X_{1.67}$ =	87.3591	mm
$X_{1.25}$ =	82.8721	mm

Tabel 5.9. *Perhitungan X^2 metode log normal*

Kelas	Batas Kelas	Jumlah		$(Oi - Ei)^2$	X^2
		Oi	Ei		$(OiEi)^2 / Ei$
1	> 96.2973	6	3	9	3.00
2	91.3513 - 96.2973	5	3	4	1.33
3	87.3591 - 91.3513	1	3	4	1.33
4	82.8721 - 87.3591	1	3	4	1.33
5	< 82.8721	2	3	1	0.33
	S =	15	15		7.33

Karena $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$ maka distribusi **ditolak**

Distribusi Log Pearson III
Sehingga

T =	5	Yt =	0.8570	maka	K =	0.337252597
T =	2.5	Yt =	0.0508	maka	K =	-0.452674897
T =	1.67	Yt =	-0.4325	maka	K =	-0.926219871
T =	1.25	Yt =	-0.8570	maka	K =	-1.342151675

nilai X = 1.97 Maka nterval kelas
Nilai s = 0.04 log Xt = 1.97 + 0.04 x K

Sehingga :
X_{5} = 96.4437 mm
$X_{2.5}$ = 89.7394 mm
$X_{1.67}$ = 85.9458 mm
$X_{1.25}$ = 82.7463 mm

Tabel 5.10. *Perhitungan X^2 metode log pearson III*

Kelas	Batas Kelas	Jumlah		$(Oi - Ei)^2$	X^2
		Oi	Ei		$(OiEi)^2$ / Ei
1	> 96.4437	6	3	9	3.00
2	89.7394 - 96.4437	5	3	4	1.33
3	85.9458 - 89.7394	1	3	4	1.33
4	82.7463 - 85.9458	1	3	4	1.33
5	< 82.7463	2	3	1	0.33
	S =	15	15		7.33

Karena $X^2_{hitung} < X^2_{tabel}$ maka distribusi **ditolak**

b) Uji secara horisontal dengan Smirnov Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan horisontal yaitu selisih/simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (maks)dimana dihitung dengan persamaan :

 maks = [Sn- Px]

dimana :

 maks = selisih data probabilitas teoritis dan empiris
Sn = peluang teoritis
Px = peluang empiris

Data :	Rrata =	93.88	Yn= 0.51	Distribusi =	Gumbel
	S =	8.39	Sn= 1.02		
	n =	15			

Tabel 5.11. *Perhitungan smirnov metode gumbel*

R	m	P(R)	P(R<)	f(t)	P'(R)	D
*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
CH	Rangking	m/(n+1)	1 - *3	(R - Rrata)/S	tabel dari *5	*6 -*4
108.01	1	0.0625	0.9375	1.69	0.1462	0.0837
104.81	2	0.1250	0.8750	1.30	0.1706	0.0456
102.62	3	0.1875	0.8125	1.04	0.1925	0.0050
97.74	4	0.2500	0.7500	0.46	0.2703	0.0203
97.60	5	0.3125	0.6875	0.44	0.2736	-0.0389
96.51	6	0.3750	0.6250	0.31	0.3009	-0.0741
96.04	7	0.4375	0.5625	0.26	0.3146	-0.1229
95.67	8	0.5000	0.5000	0.21	0.3261	-0.1739
92.85	9	0.5625	0.4375	-0.12	0.4537	-0.1088
92.05	10	0.6250	0.3750	-0.22	0.5281	-0.0969
92.05	11	0.6875	0.3125	-0.22	0.5294	-0.1581
88.60	12	0.7500	0.2500	-0.63	-1.1795	-1.9295
85.18	13	0.8125	0.1875	-1.04	-0.2804	-1.0929
80.86	14	0.8750	0.1250	-1.55	-0.1429	-1.0179
77.62	15	0.9375	0.0625	-1.94	-0.1045	-1.0420
						0.0837

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof, dengan n = 15

untuk a = 5% ; Dcr = 0.34

Karena Dmax < Dcr_{tabel} maka distribusi diterima

Data : Rrata = 93.88 Yn= 0.51 Distribusi = normal
S = 8.39 Sn= 1.02
n = 15

Tabel 5.12. *Perhitungan smirnov metode normal*

R	m	P(R)	P(R<)	f(t)	P'(R)	D
*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
CH	Rangking	m/(n+1)	1 - *3	(R - Rrata)/S	tabel dari *5	*6 -*4
108.01	1	0.0625	0.9375	1.69	0.0455	-0.0170
104.81	2	0.1250	0.8750	1.30	0.0968	-0.0282
102.62	3	0.1875	0.8125	1.04	0.1492	-0.0383
97.74	4	0.2500	0.7500	0.46	0.3228	0.0728
97.60	5	0.3125	0.6875	0.44	0.3300	0.0175
96.51	6	0.3750	0.6250	0.31	0.3783	0.0033
96.04	7	0.4375	0.5625	0.26	0.3974	-0.0401
95.67	8	0.5000	0.5000	0.21	0.0179	-0.4821
92.85	9	0.5625	0.4375	-0.12	0.5478	-0.0147
92.05	10	0.6250	0.3750	-0.22	0.5871	-0.0379
92.05	11	0.6875	0.3125	-0.22	0.5871	-0.1004
88.60	12	0.7500	0.2500	-0.63	0.7357	-0.0143
85.18	13	0.8125	0.1875	-1.04	0.8508	0.0383
80.86	14	0.8750	0.1250	-1.55	0.9394	0.0644
77.62	15	0.9375	0.0625	-1.94	0.9738	0.0363
						0.0728

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof, dengan n = 15
untuk a = 5% ; Dcr = 0.34

Karena Dmax < Dcr_{tabel} maka distribusi diterima

Data : Rrata = 1.97 Distribusi = Log normal
S = 0.04
n = 15

Tabel 5.13. *Perhitungan smirnov metode log normal*

R	m	P(R)	P(R<)	f(t)	P'(R)	D
*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
CH	Rangking	m/(n+1)	1 - *3	(R - Rrata)/S	tabel dari *5	*6 -*4
2.03	1	0.0625	0.9375	1.58	0.0571	-0.0054
2.02	2	0.1250	0.8750	1.25	0.1056	-0.0194
2.01	3	0.1875	0.8125	1.02	0.1539	-0.0336
1.99	4	0.2500	0.7500	0.48	0.3156	0.0656
1.99	5	0.3125	0.6875	0.47	0.3192	0.0067
1.98	6	0.3750	0.6250	0.34	0.3669	-0.0081
1.98	7	0.4375	0.5625	0.29	0.3859	-0.0516
1.98	8	0.5000	0.5000	0.25	0.4013	-0.0987
1.97	9	0.5625	0.4375	-0.08	0.4681	-0.0944
1.96	10	0.6250	0.3750	-0.17	0.4325	-0.1925
1.96	11	0.6875	0.3125	-0.17	0.4325	-0.2550
1.95	12	0.7500	0.2500	-0.59	0.7224	-0.0276
1.93	13	0.8125	0.1875	-1.02	0.8461	0.0336
1.91	14	0.8750	0.1250	-1.60	0.9452	0.0702
1.89	15	0.9375	0.0625	-2.04	0.9793	0.0418
						0.0702

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof, dengan n = 15
untuk a = 5% ; Dcr = 0.34

Karena Dmax < Dcr_{tabel} maka distribusi diterima

Data : Rrata = 1.97 Distribusi = Log Pearson III
S = 0.04
n = 15

Tabel 5.14. *Perhitungan Smirnov metode log pearson iii*

R	m	P(R)	P(R<)	f(t)	P'(R)	D
*1	*2	*3	*4	*5	*6	*7
CH	Rangking	m/(n+1)	1 - *3	(R - Rrata)/S	tabel dari *5	*6 -*4
2.03	1	0.0625	0.9375	1.58	0.0346	-0.0279
2.02	2	0.1250	0.8750	1.25	0.0908	-0.0342
2.01	3	0.1875	0.8125	1.02	0.1525	-0.0350
1.99	4	0.2500	0.7500	0.48	0.3182	0.0682
1.99	5	0.3125	0.6875	0.47	0.3214	0.0089
1.98	6	0.3750	0.6250	0.34	0.3622	-0.0128
1.98	7	0.4375	0.5625	0.29	0.3779	-0.0596
1.98	8	0.5000	0.5000	0.25	0.3905	-0.1095
1.97	9	0.5625	0.4375	-0.08	0.4940	-0.0685
1.96	10	0.6250	0.3750	-0.17	0.5281	-0.0969
1.96	11	0.6875	0.3125	-0.17	0.5281	-0.1594
1.95	12	0.7500	0.2500	-0.59	0.6943	-0.0557
1.93	13	0.8125	0.1875	-1.02	0.8302	0.0177
1.91	14	0.8750	0.1250	-1.60	0.9380	0.0630
1.89	15	0.9375	0.0625	-2.04	0.9937	0.0562
						0.0682

Dari tabel Nilai Kritis untuk uji smirnov kolmogorof, dengan n = 15
untuk a = 5% ; Dcr = 0.34

Karena Dmax < Dcr_{tabel} maka distribusi diterima

Hasil uji kesesuaian distribusi ditabelkan sebagai berikut.

Tabel 5.15. *Hasil uji kesesuaian distribusi frekuensi*

No	KALA ULANG (Tahun)	HUJAN RANCANGAN			
		METODE GUMBEL	METODE LOG PEARSON	METODE LOG NORMAL	METODE NORMAL
1	2	92.68	94.30	93.52	93.88
2	5	101.99	101.12	100.97	100.93
3	10	108.16	104.42	105.10	104.62
4	25	114.07	107.71	108.61	107.63
5	50	121.73	109.71	112.75	111.07
6	100	127.47	110.86	115.67	113.42
UJI SMIRNOV KOLMOGOROV					
DP max, P Max (%)		0.0837	0.0682	0.0702	0.0728
Derajat Signifikansi a (%)		5.00	5.00	5.00	5.00
D kritis (%)		0.34	0.34	0.34	0.34
HIPOTESA		diterima	diterima	diterima	diterima
UJI CH SQUARE					
Chi Square Hitung		2.67	7.33	7.33	7.33
Chi Square Kritis		5.991	5.991	5.991	5.991
HIPOTESA		diterima	ditolak	ditolak	ditolak

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil perhitungan diketahui distribusi yang memenuhi syarat adalah metode Gumbel dengan kala ulang 50 th didapat Curah Hujan rencana sebesar 121.47 mm.

5.2.2. Banjir Rencana

Seperti pada umumnya debit banjir pada suatu daerah pengaliran sungai terjadi karena konsentrasi curah hujan tinggi/maksimal dengan intensitas hujan dan durasi hujan pada waktu puncak konsentrasi hujan dilokasi titik tertentu, debit banjir rancangan dihitung pada titik kontrol (TK) Bendung Gubeng dan titik kontrol lokasi rencana pintu air dan pompa.

Besarnya debit banjir sungai DPS Kali Mas tergantung pada beberapa kondisi terkait operasional bangunan-bangunan pengatur muka air dan pengendali banjir yang ada disepanjang Kali Mas antara lain :

- Kondisi pengaturan debit dan bukaan pintu di Pintu Air Wonokromo dan Pintu Air Jagir yang dikendalikan dari Pintu Air Gunungsari.
- Pengaturan elevasi muka air di Bendung Karet Gubeng untuk operasional kebutuhan air di hulu bendung untuk PDAM dan pabrik-pabrik.

a. Metode Perhitungan Banjir Rancangan

Berdasarkan SK SNI M-18-1989-F tentang Metode Perhitungan Debit Banjir Rencana. Untuk DPS yang luasnya sampai dengan 5.000 Ha (50 km^2), perhitungan debit banjir rencana dapat menggunakan Metode Rasional. Dua komponen utama yang digunakan adalah waktu konsentrasi (Tc) dan Intensitas Curah Hujan (I).

Perumusan yang digunakan adalah :

Qp = 0,00278 C.I.A

dimana,

Qp = debit puncak banjir (m^3/det)
C = koefisien limpasan
I = intensitas hujan selama waktu konsentrasi (mm/jam)
A = Luas daerah pengaliran (hektar)

Waktu Konsentrasi (Tc) , *Kirpich (1940)*

$Tc = 0{,}0195\ I^{0,77}\ S^{-0,385}$

dimana,

tc = waktu dalam (menit)
I = panjang lereng (m)
S = kemiringan lereng (m/m)

Koefisien Limpasan (C)

Dari klasifikasi sungai Kali Mas terletak dibagian hilir, angka koefisien limpasan ditentukan berdasarkan sumber perumusan untuk "*Bendungan Tipe Urugan oleh : Ir.Suyono Sosrodarsono*" sebagai berikut.

Untuk sungai bagian hilir ; Rt < 200 mm

$$C = 1 - \frac{6{,}60}{Rt^{0,5}}$$

- Intensitas Hujan (I)

Rumus menghitung intensitas curah hujan (I) menggunakan hasil analisa distribusi frekuensi yang sudah dirata-rata dengan menggunakan rumus *Mononobe* sebagai berikut :

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

dimana :

Rt = hujan rencana untuk berbagai kala ulang (mm)

t = waktu konsentrasi (jam) untuk satuan dalam menit, t dikalikan 60

It = intensitas hujan untuk berbagai kala ulang (mm/jam).

b. Hasil Banjir Rancangan

Banjir rancangan yang dimaksud disini adalah besarnya debit banjir pada lokasi rencana Pintu Air Petekan yang akan digunakan sebagai dasar perhitungan kapasitas pompa dan dimensi Pintu Air Petekan.

Tabel 5.16. *Data dan Parameter*

Data dan Parameter		Hasil Perhitungan				
Luas CA A (Ha)	642.38	Curah Hujan Rencana				
Panjang Saluran L (m)	13994	R (2)	R (5)	R (10)	R (20)	R (5))
Kemiringan Saluran	0.000278	92.68	101.9921	108.1585	114.0734	121.7296
Kecepatan Rambatan Banjir V (m/det)	0.62					
Waktu Pengaliran tc (jam)	6.32	I (2)	I (5)	I (10)	I (20)	I (50)
		18.56245	20.42784	21.66289	22.84758	24.38103
		Koefisien Run Off				
		C (2)	C (5)	C (10)	C (20)	C (50)
		0.314426	0.346477	0.36538	0.382052	0.401801
		Debit Rencana (m^3/dt)				
Metode Perhitungan	Satuan	Q (2)	Q (5)	Q (10)	Q (20)	Q (50)
Metode Rasional	m3/dt	10.42295	12.63962	14.13507	15.58833	17.49443

Total debit sungai di Kali Mas yang mengalir sampai ke hilir / di titik lokasi rencana Pintu Air Petekan dengan sebesar 51.50 m^3/det. Dengan perincian debit di Bendung Karet Gubeng sebesar 23.07 m^3/det.

Skematisasi sistem tata air Kali Mas berikut menggambarkan sistem tata air secara hidrologis, lengkap dengan bangunan-bangunan air dan sarana pembawanya {sebagai ilustrasi grafik debit rata-rata inflow & outflow pada bangunan (titik kontrol) di aliran Kali Mas.

c. Hidrograf Banjir Kali Mas

Metode yang digunakan untuk menghitung hidrograf banjir adalah metode Nakayasu karena panjang sungai masih dalam kategori Nakayasu, berikut perhitungan metode Nakayasu

L = 13.994 **Km**

$C_{rencana}$ = 0.60

A = 6.42 **Km^2**

R_0 = $\alpha = \frac{0.47\,(A \cdot L)^{0.25}}{T_g}$ mm/jam

tg = **0.4 + 0.058 L** **bila L > 15 km**

tg = **0.21 L^0.7** **bila L < 15 km**

tg = 1.33

α = 1.087

T_r = 0.8 tg

= 1.065

T_p = tg + 0.8 Tr

= 2.184

$T_{0.3}$ = α Tg

= 1.447

Qp = C . A . R_o / (3.6 . (0.3 T_p + $T_{0.3}$))

= 0.509

Tabel 5.17. *Persamaan kurva hidrograf nakayasu*

No	Karakteristik	Notasi	Persamaan
1	Kurva naik	Qa	Qp . (t/T_p)^ 2.4
2	Kurva Turun Tahap 1	Qd1	Qp . 0.3 ^ $((t-T_p)/T0.3)$
3	Kurva Turun Tahap 2	Qd2	Qp . 0.3 ^ $((t - T_p + 0.5T_{0.3})/(1.5.T_{0.3}))$
4	Kurva Turun Tahap 3	Qd3	Qp . 0.3^ $((t-T_p + 1.5T_{0.3})/(2 . T_{0.3}))$

Tabel 5.18. *Waktu kurva hidrograf nakayasu*

No	Karakteristik	Notasi	Awal		Akhir	
			Notasi	t (jam)	Notasi	t (jam)
1	Kurva naik	Q do	0	0.000	T_p	2.18
2	Kurva Turun Tahap 1	Q d1	T_p	2.18	$T_p + T_{0.3}$	3.63
3	Kurva Turun Tahap 2	Q d2	$T_p + T_{0.3}$	3.63	$T_p + 2.5\ T_{0.3}$	5.80
4	Kurva Turun Tahap 3	Q d3	$T_p + 2.5\ T_{0.3}$	5.80	24	24

Unit Satuan Hidrograf Sintetik Satuan

Tr = 1.065
Tp = 2.184
T0.3 = 1.447
Qp = 0.509

Analisa sebaran hujan jam - jaman (Intensitas)

Metode Mononobe

hujan terpusat 4 jam. T = 4jam

Tabel 5.19. *Rasio distribusi*

T	t	R		
jam	jam ke-	$(1/T)(T/t)^{2/3}$	Rasio distribusi	
4	1	0.630	0.630	$=R_1$
4	2	0.397	0.164	$=t_2*R_2-(t_2-1)*R_1$
4	3	0.303	0.115	$=t_3*R_3-(t_31)*R_2$
4	4	0.250	0.091	$=t_4*R_4-(t_4-1)*R_3$
Σ =			1.000	

Tabel 5.20. *Hujan efektif (Reff)*

t	Rt	C	Reff
tahun	mm		mm
2	92.68	0.31	29.14056882
5	101.99	0.35	35.33794675
10	108.16	0.37	39.51894525
20	114.07	0.38	43.58198301
50	121.73	0.40	48.91106938
100	127.47	0.42	52.95209236

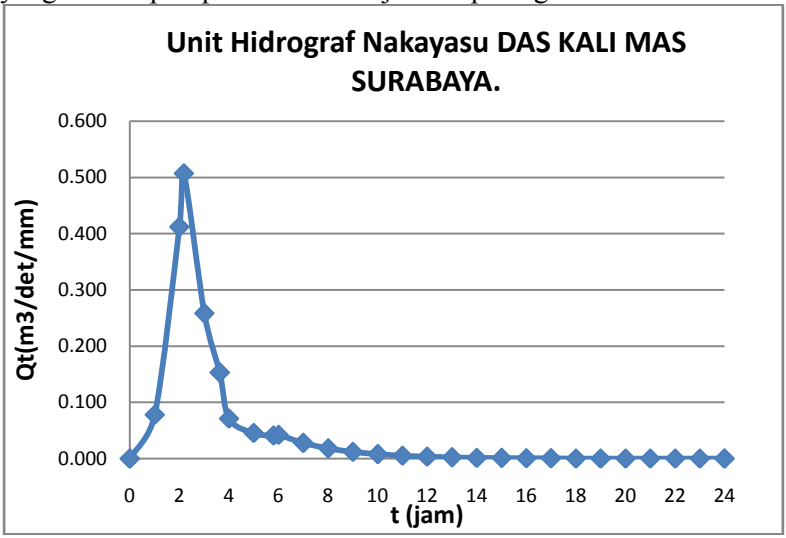
Tabel 5.21. *Distribusi hujan (Jam ke-)*

	R24	Distribusi Hujan (jam ke -)			
Periode Ulang	$R_{effektif}$	***0.630***	***0.164***	***0.115***	***0.091***
2	29.14057	18.357	4.771	3.35	2.665
5	35.33795	22.262	5.786	4.06	3.231
10	39.51895	24.895	6.471	4.54	3.614
20	43.58198	27.455	7.136	5.01	3.985
50	48.91107	30.812	8.009	5.62	4.472
100	52.95209	33.358	8.670	6.08	4.842

Tabel 5.22. *Unit hidrograf nakayasu*

t	Notasi	Persamaan	Qt
jam			m^3/det/mm
0	Qa	Qp . (t/Tp)^ 2.4	0.000
1			0.078
2			0.412
2.18			0.507
3	Qd1	Qp . 0.3 ^ ((t-Tp)/T0.3)	0.258
3.63			0.153
4	Qd2	Qp . 0.3 ^ ((t - Tp + 0.5T0.3)/(1.5.T0.3))	0.072
5			0.046
5.8			0.041
6	Qd3	Qp . 0.3^ ((t-Tp + 1.5T0.3)/(2 . T0.3))	0.042
7			0.028
8			0.018
9			0.012
10			0.008
11			0.005
12			0.003
13			0.002
14			0.002
15			0.001
16			0.001
17			0.000
18			0.000
19			0.000
20			0.000
21			0.000
22			0.000
23			0.000
24			0.000
25			0.000
26			0.000
27			0.000
28			0.000
29			0.000
30			0.000

Hidrograf banjir sungai sebagai dasar perhitungan inflow sungai yang akan dipompa ke laut ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar 5.2. Hidrograf Banjir Kali Mas

Penjabaran perhitungan hidrograf banjir menurut kala ulang tahun sebagai berikut :

Tabel 5.23. *Hidrograf banjir Q2 lali mas surabaya*

t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	18.357	4.771	3.347	2.665	m^3/det
0.00	0.00	0.00				0.00
1.00	0.08	1.43	0.00			1.43
2.00	0.41	7.57	0.37	0.00		7.94
2.18	0.51	9.31	1.97	0.26	0.00	11.54
3.00	0.26	4.74	2.42	1.38	0.21	8.75
3.63	0.15	2.81	1.23	1.70	1.10	6.84
4.00	0.07	1.31	0.73	0.86	1.35	4.26
5.00	0.05	0.84	0.34	0.51	0.69	2.38
5.80	0.04	0.75	0.22	0.24	0.41	1.62
6.00	0.04	0.77	0.20	0.15	0.19	1.31
7.00	0.03	0.51	0.20	0.14	0.12	0.97
8.00	0.02	0.34	0.13	0.14	0.11	0.72
9.00	0.01	0.22	0.09	0.09	0.11	0.52
10.00	0.01	0.15	0.06	0.06	0.07	0.34
11.00	0.01	0.10	0.04	0.04	0.05	0.22
12.00	0.00	0.06	0.03	0.03	0.03	0.15
13.00	0.00	0.04	0.02	0.02	0.02	0.10
14.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	0.06
15.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.04
16.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01	0.03
17.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02
18.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.24. *Hidrograf banjir Q5 kali mas surabaya*

t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	22.262	5.786	4.059	3.231	m^3/det
0.00	0.000	0.000				0.000
1.00	0.078	1.739	0.000			1.739
2.00	0.412	9.180	0.452	0.000		9.632
2.18	0.507	11.289	2.386	0.317	0.000	13.992
3.00	0.258	5.749	2.934	1.674	0.252	10.610
3.63	0.153	3.404	1.494	2.058	1.332	8.289
4.00	0.072	1.592	0.885	1.048	1.639	5.163
5.00	0.046	1.021	0.414	0.621	0.835	2.890
5.80	0.041	0.914	0.265	0.290	0.494	1.964
6.00	0.042	0.940	0.238	0.186	0.231	1.594
7.00	0.028	0.620	0.244	0.167	0.148	1.179
8.00	0.018	0.409	0.161	0.171	0.133	0.874
9.00	0.012	0.270	0.106	0.113	0.136	0.625
10.00	0.008	0.178	0.070	0.075	0.090	0.413
11.00	0.005	0.117	0.046	0.049	0.059	0.272
12.00	0.003	0.077	0.031	0.032	0.039	0.180
13.00	0.002	0.051	0.020	0.021	0.026	0.118
14.00	0.002	0.034	0.013	0.014	0.017	0.078
15.00	0.001	0.022	0.009	0.009	0.011	0.052
16.00	0.001	0.015	0.006	0.006	0.007	0.034
17.00	0.000	0.010	0.004	0.004	0.005	0.022
18.00	0.000	0.006	0.003	0.003	0.003	0.015
19.00	0.000	0.004	0.002	0.002	0.002	0.010
20.00	0.000	0.003	0.001	0.001	0.001	0.006
21.00	0.000	0.002	0.001	0.001	0.001	0.004
22.00	0.000	0.001	0.000	0.001	0.001	0.003
23.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.002
24.00	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001

Tabel 5.25. *Hidrograf banjir Q10 kali mas surabaya*

t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	24.895	6.471	4.539	3.614	m^3/det
0.00	0.00	0.00				0.00
1.00	0.08	1.94	0.00			1.94
2.00	0.41	10.27	0.51	0.00		10.77
2.18	0.51	12.62	2.67	0.35	0.00	15.65
3.00	0.26	6.43	3.28	1.87	0.28	11.86
3.63	0.15	3.81	1.67	2.30	1.49	9.27
4.00	0.07	1.78	0.99	1.17	1.83	5.77
5.00	0.05	1.14	0.46	0.69	0.93	3.23
5.80	0.04	1.02	0.30	0.32	0.55	2.20
6.00	0.04	1.05	0.27	0.21	0.26	1.78
7.00	0.03	0.69	0.27	0.19	0.17	1.32
8.00	0.02	0.46	0.18	0.19	0.15	0.98
9.00	0.01	0.30	0.12	0.13	0.15	0.70
10.00	0.01	0.20	0.08	0.08	0.10	0.46
11.00	0.01	0.13	0.05	0.06	0.07	0.30
12.00	0.00	0.09	0.03	0.04	0.04	0.20
13.00	0.00	0.06	0.02	0.02	0.03	0.13
14.00	0.00	0.04	0.01	0.02	0.02	0.09
15.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.06
16.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.04
17.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.03
18.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02
19.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.26. *Hidrograf banjir Q20 kali mas surabaya*

t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	27.455	7.136	5.006	3.985	m^3/det
0.00	0.00	0.00				0.00
1.00	0.08	2.14	0.00			2.14
2.00	0.41	11.32	0.56	0.00		11.88
2.18	0.51	13.92	2.94	0.39	0.00	17.26
3.00	0.26	7.09	3.62	2.06	0.31	13.08
3.63	0.15	4.20	1.84	2.54	1.64	10.22
4.00	0.07	1.96	1.09	1.29	2.02	6.37
5.00	0.05	1.26	0.51	0.77	1.03	3.56
5.80	0.04	1.13	0.33	0.36	0.61	2.42
6.00	0.04	1.16	0.29	0.23	0.28	1.97
7.00	0.03	0.76	0.30	0.21	0.18	1.45
8.00	0.02	0.50	0.20	0.21	0.16	1.08
9.00	0.01	0.33	0.13	0.14	0.17	0.77
10.00	0.01	0.22	0.09	0.09	0.11	0.51
11.00	0.01	0.14	0.06	0.06	0.07	0.34
12.00	0.00	0.10	0.04	0.04	0.05	0.22
13.00	0.00	0.06	0.02	0.03	0.03	0.15
14.00	0.00	0.04	0.02	0.02	0.02	0.10
15.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.01	0.06
16.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.04
17.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.01	0.03
18.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02
19.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.27. *Hidrograf banjir Q50 kali mas surabaya*

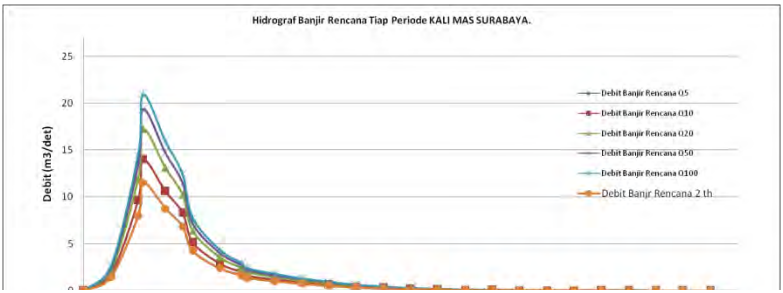
t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	30.812	8.009	5.618	4.472	m^3/det
0.00	0.00	0.00				0.00
1.00	0.08	2.41	0.00			2.41
2.00	0.41	12.71	0.63	0.00		13.33
2.18	0.51	15.62	3.30	0.44	0.00	19.37
3.00	0.26	7.96	4.06	2.32	0.35	14.68
3.63	0.15	4.71	2.07	2.85	1.84	11.47
4.00	0.07	2.20	1.22	1.45	2.27	7.15
5.00	0.05	1.41	0.57	0.86	1.16	4.00
5.80	0.04	1.27	0.37	0.40	0.68	2.72
6.00	0.04	1.30	0.33	0.26	0.32	2.21
7.00	0.03	0.86	0.34	0.23	0.21	1.63
8.00	0.02	0.57	0.22	0.24	0.18	1.21
9.00	0.01	0.37	0.15	0.16	0.19	0.87
10.00	0.01	0.25	0.10	0.10	0.12	0.57
11.00	0.01	0.16	0.06	0.07	0.08	0.38
12.00	0.00	0.11	0.04	0.04	0.05	0.25
13.00	0.00	0.07	0.03	0.03	0.04	0.16
14.00	0.00	0.05	0.02	0.02	0.02	0.11
15.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.02	0.07
16.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.05
17.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03
18.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02
19.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.28. *Hidrograf banjir Q100 kali mas surabaya*

t	Qt	Reff1	Reff2	Reff3	Reff4	Q
jam	m^3/det	33.358	8.670	6.082	4.842	m^3/det
0.00	0.00	0.00				0.00
1.00	0.08	2.61	0.00			2.61
2.00	0.41	13.76	0.68	0.00		14.43
2.18	0.51	16.92	3.58	0.48	0.00	20.97
3.00	0.26	8.61	4.40	2.51	0.38	15.90
3.63	0.15	5.10	2.24	3.08	2.00	12.42
4.00	0.07	2.39	1.33	1.57	2.46	7.74
5.00	0.05	1.53	0.62	0.93	1.25	4.33
5.80	0.04	1.37	0.40	0.43	0.74	2.94
6.00	0.04	1.41	0.36	0.28	0.35	2.39
7.00	0.03	0.93	0.37	0.25	0.22	1.77
8.00	0.02	0.61	0.24	0.26	0.20	1.31
9.00	0.01	0.40	0.16	0.17	0.20	0.94
10.00	0.01	0.27	0.11	0.11	0.13	0.62
11.00	0.01	0.18	0.07	0.07	0.09	0.41
12.00	0.00	0.12	0.05	0.05	0.06	0.27
13.00	0.00	0.08	0.03	0.03	0.04	0.18
14.00	0.00	0.05	0.02	0.02	0.03	0.12
15.00	0.00	0.03	0.01	0.01	0.02	0.08
16.00	0.00	0.02	0.01	0.01	0.01	0.05
17.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.03
18.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.02
19.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01
20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabel 5.29. *Hidrograf banjir gabungan kali mas surabaya*

t	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100
jam	m^3/det	m^3/det	m^3/det	m^3/det	m^3/det	m^3/det
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.43	1.43	1.74	2.14	2.41	2.61
2.00	7.94	7.94	9.63	11.88	13.33	14.43
2.18	11.54	11.54	13.99	17.26	19.37	20.97
3.00	8.75	8.75	10.61	13.08	14.68	15.90
3.63	6.84	6.84	8.29	10.22	11.47	12.42
4.00	4.26	4.26	5.16	6.37	7.15	7.74
5.00	2.38	2.38	2.89	3.56	4.00	4.33
5.80	1.62	1.62	1.96	2.42	2.72	2.94
6.00	1.31	1.31	1.59	1.97	2.21	2.39
7.00	0.97	0.97	1.18	1.45	1.63	1.77
8.00	0.72	0.72	0.87	1.08	1.21	1.31
9.00	0.52	0.52	0.63	0.77	0.87	0.94
10.00	0.34	0.34	0.41	0.51	0.57	0.62
11.00	0.22	0.22	0.27	0.34	0.38	0.41
12.00	0.15	0.15	0.18	0.22	0.25	0.27
13.00	0.10	0.10	0.12	0.15	0.16	0.18
14.00	0.06	0.06	0.08	0.10	0.11	0.12
15.00	0.04	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08
16.00	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05	0.05
17.00	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
18.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02
19.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
20.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
21.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
22.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Qmax	11.54	11.54	13.99	17.26	19.37	20.97



Gambar 5.3. Hidrograf banjir gabungan Kali Mas

d. Debit Banjir Rencana Saluran Sekunder

Hidrologi saluran sekunder mneggunakan metode rasional dengan koefisien limpasan dubuat identik walau di area tangkapan macam kondisi lahan dan curah hujan rancangan juga identik mengikuti kali mas.

Berikut penjelasan perhitungan debit rencana di saluran sekunder pada tabel dibawah ini :

Tabel 5.30. *Debit banjir rencana saluran sekunder*

Saluran Sekunder														perhitungan waktu konsentrasi					Perhitungan Debit (m^3/det)			
no	titik survey	Lokasi	Dasar Saluran	Lebar Saluran	Tinggi Saluran	Muka Air Normal	Muka Air Banjir	Lokasi Dasar sungai K. Mas (m)	Jari2 Hidrolis	Catchman Area (Ha)	(Lo) Panjang Limpasan (m)		(Ld) Panjang Saluran (m)	To (menit)			Td (menit)	Tc (Jam)	Ch Rancangan	Intensitas Hujan	Koefisien (c) 0.70-0.95	Debit Rencana (m^3/det)
											blok kiri	blok kanan		Blok Kanan	Blok Kiri	Total						
1	HU 7 (R)	Jl. Plaza Boulevard	2.14	7.75	0.73	2.505	2.87	0.531	0.6143	0.2539	12.4567	16.5357	87.5632	17.2272	22.8684	20.0478	2.4323	0.3747		68.034827		0.038412437
2	HU 12(L)	Belakang Grahadi	2.5	7.99	1.7	3.35	4.2	0.642	1.1925	0.4587	24.1257	17.5713	110.0088	33.3651	24.3006	28.8328	3.0558	0.5315		53.889765		0.054976022
3	HU 15 (L)	Jl. Kenari	2.53	10.87	1.69	3.375	4.22	0.6	1.2891	0.3039	12.5166	11.6727	125.6141	17.3101	16.1430	16.7265	3.4893	0.3369		73.02465		0.049347591
4	HU 17 (L)	Jl. Walikota Besar	2.04	0.8	2.36	3.22	4.4	0.61	0.3420	0.7627	32.5184	35.1257	112.7487	44.9720	48.5778	46.7749	3.1319	0.8318		39.978267		0.067811011
5	HU 17 (R)	Jl. Walikota Mustajab	2.48	0.97	2.19	3.575	4.67	0.61	0.3971	0.9238	27.1267	24.2678	179.7545	37.5154	33.5616	35.5385	4.9932	0.6755		45.926899		0.094362257
6	HU 19 (R)	Jl. Jimerto	2.36	1.9	1.67	3.195	4.03	0.566	0.6055	0.8592	34.1799	23.8347	148.1064	47.2698	32.9627	40.1162	4.1141	0.7372		43.329516		0.082799889
7	HU 27 (L)	Jl. Gentengkali	2.07	1.44	1.91	3.025	3.98	0.371	0.5229	1.1327	33.2827	2	321.0361	46.0290	2.7659	24.3974	8.9177	0.5553		52.34028		0.131851936
8	HU 35 (L)	Jl. Tambakbayan	2.64	1.21	1.01	3.145	3.65	0.331	0.3784	0.5474	37.4626	2	138.7032	51.8096	2.7659	27.2878	3.8529	0.5190		54.749288		0.066647742
9	HU 39 (L)	Jl. Pasar Besar	2.2	1.05	1.05	2.725	3.25	0.411	0.3500	0.3631	6	27.5779	108.1314	8.2978	38.1394	23.2186	3.0037	0.4370		61.397439		0.049578159
10	HU 39 (R)	Jl. Jagalan	2.14	1.03	0.78	2.53	2.92	0.411	0.3102	2.2778	25.6721	35.8821	110.1441	35.5037	25.2670	30.3854	3.0596	0.5574	101.99	52.204764	0.8	0.424522134
11	HU 39a (L)	Jl. Pasar Besar	2.1	1.07	0.87	2.535	2.97	0.411	0.3313	0.3184	23.4476	6	108.1314	32.4273	8.2978	20.3626	3.0037	0.3894		66.30374		0.04695421
12	HU 47 (L)	Jl. Kebon Rojo	2.43	1.15	1.47	3.165	3.9	0.327	0.4133	0.6633	23.3567	21.4688	147.9762	32.3016	29.6907	30.9961	4.1105	0.5851		50.544175		0.07456292
13	HU 50 (R)	Jl. Coklat	2.35	1.38	1.6	3.15	3.95	0.07	0.4821	0.9468	27.6289	22.5816	188.5682	38.2099	31.2297	34.7198	5.2380	0.6660		46.365602		0.097632338
14	HU 53 (L)	Jl. Cendrawasih	2.05	1.05	0.97	2.535	3.02	0.041	0.3406	1.3165	16.5711	32.5721	267.8837	22.9173	45.0462	33.9818	7.4412	0.6904		45.265711		0.132529893
15	HU 54 (L)	Jl. Rajawali	1.81	1.25	1.59	2.605	3.4	-0.102	0.4486	3.6104	23.2467	24.4678	756.6728	32.1495	33.8382	32.9938	21.0187	0.9002		37.925725		0.304527962
16	HU 55 (R)	Jl. Panggung	1.92	0.88	1.33	2.585	3.25	-0.145	0.3306	1.0652	31.4727	11.6221	247.1672	43.5258	16.0730	29.7994	6.8658	0.6111		49.101484		0.116317514
17	HU 56 (L)	Jl.Garuda	2.24	1.58	1.49	2.985	3.73	0.012	0.5163	0.9240	23.5388	21.4728	205.279	32.5534	29.6962	31.1248	5.7022	0.6138		48.957492		0.100605777
18	HU 69 (L)	Jl. Indrapura	0.83	1.59	3.71	2.685	4.54	-0.473	0.6547	5.9544	28.1678	24.2678	1135.5627	38.9552	33.5616	36.2584	31.5434	1.1300		32.591375		0.431593437

5.3. Backwater (Arus Balik)

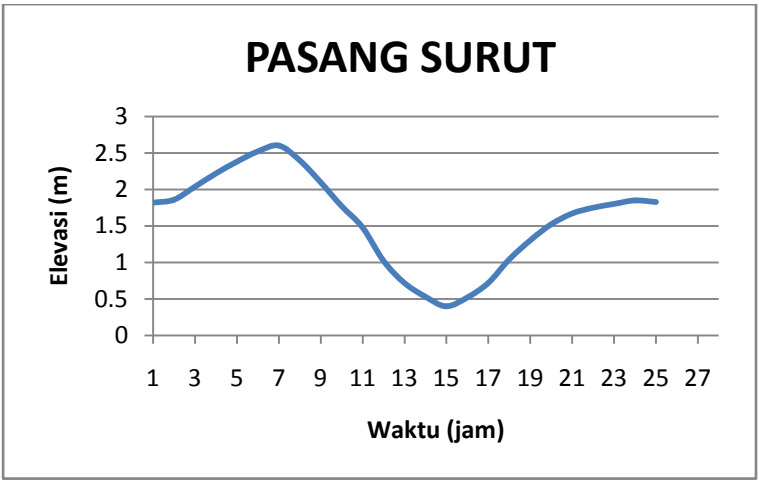
Pengendalian aliran Kali Mas ini dikhususkan untuk menganalisa akibat dari pasang surut terhadap saluran sekunder Kali Mas apabila terjadi pasang tinggi, perhitungan backwater ini terpusat pada jam-jam tertentu dan saluran sekunder terntentu sebagai batasan masalah ini.

Perhitungan terpusaat pada jam 0, 0.56, 0.9, 1.11, 3, 6, 9 dan 12 saja dan untuk saluran sekunder terpusat pada saluran yang mempunyai Catchman Area terbesar dari beberapa saluran yang berada di tiap 3 kilometeran dan saluran yang memiliki dimensi paling kritis.

Metode pasang surut ini menggunakan kurun waktu dua tahun terakhir dari tahun 2014 sampai 2015 dengan menggunakan dari sumber SDMP untuk mempermudah perhitungan pasang surut, berikut hasilnya :

Tabel 5.31. *Pasang surut air laut sumber SDMP Surabaya*

jam	Elevasi	jam	Elevasi	jam	Elevasi
0	1.82	9	1.77	17	1.04
1	1.86	10	1.48	18	1.3
2	2.04	11	1.02	19	1.52
3	2.22	12	0.72	20	1.67
4	2.38	13	0.53	21	1.75
5	2.52	14	0.4	22	1.8
6	2.6	15	0.52	23	1.85
7	2.4	16	0.72	24	1.83
8	2.1				



Gambar 5.3. Pasang surut sumber SDMP

5.3.1. Backwater Sungai Kali Mas

Analisa backwater diambil dari sumber SDMP Surabaya untuk mendapatkan elevasi pasang surut periode satu jam, sedangkan untuk debit di Kali Mas dengan perhitungan hidrograf Nakayasu untuk mendapatkan periode debit satu jam.

Perrhitungan backwater ini hanya memperhitungkan analisa pada jam 0, jam 0.56, jam 0.9, jam 1.11, jam 3, jam 6, jam 9 dan jam 12 saja, dengan data sebagai berikut :

Pasang :
Jam 0 elevasi 1.82 mdpl
Jam 0.56 elevasi 1.84 mdpl
Jam 0.9 elevasi 1.86 mdpl
Jam 1.11 elevasi 1.88 mdpl
Jam 3 elevasi 1.02 mdpl
Jam 6 elevasi 0.4 mdpl
Jam 9 elevasi 1.04 mdpl
Jam 12 elevasi 1.02 mdpl
Debit :
Jam 0 debit 23.07 m^3/det elevasi muka air 1.0965 mdpl
Jam 0.56 debit 24.41 m^3/det elevasi muka air 1.1433 mdpl
Jam 0.9 debit 25.237 m^3/det elevasi muka air 1.1721 mdpl
Jam 1.11 debit 25.48 m^3/det elevasi muka air 1.1804 mdpl
Jam 3 debit 34.54 m^3/det elevasi muka air 1.555 mdpl
Jam 6 debit 25.27688 m^3/det elevasi muka air 2.0504 mdpl
Jam 9 debit 23.93568 m^3/det elevasi muka air 1.128 mdpl
Jam 12 debit 23.3185 m^3/det elevasi muka air 1.1044 mdpl

Dari data diatas didapat jam 0; 0.56, jam 0.90, jam 1.11, jam 3, jam 6, jam 9 mengalami arus balik akibat pasang air laut lebih tinggi dibanding elevasi muka air sungai Kali mas, sedangkan jam 12 tidak mengalami arus balik karena elevasi pasang lebih rendah dibanding elevasi muka air laut.
Perhitungan elevasi Kali Mas sesuai hidrograf detail backwater ditiap jam dijelaskan pada tabel dibawah ini

Tabel 5.32. *Perhitungan elevasi muka air sungai kali mas*

Waktu	Debit	Kec. Sungai	Luas Penampang Basah	Keliling Basah	Koef. Manning	Jari2 Hidrolis	Kemiringan Dsr. Sungai	El.MA di Sungai	Tinggi Air	Volume	Kumulatif volume
t	Q	V	A	P	n	$R^{2/3}$	$I^{1/2}$		H	v	
(Jam)	(m^3/det)	(m/det)	(m^2)	(m)	(m)			(m)	(m)	m^3	m^3
0	23.07	0.720544	32.0193	55.237	0.028	0.695218	0.02902	1.0965	1.9735	83052	83052
1	25.47724	0.741071	34.3881	56.8758	0.028	0.715024	0.02902	1.1805	2.0575	91718.07	174770.07
2	36.40119	0.819505	44.424	63.1829	0.028	0.790701	0.02902	1.517	2.394	131044.3	305814.33
2.18	37.75471	0.852771	49.7641	66.6771	0.028	0.822798	0.02902	1.683	2.56	135916.9	441731.28
3	34.54287	0.827977	45.6233	63.8952	0.028	0.798875	0.02902	1.555	2.432	124354.3	566085.6
3.63	30.21659	0.807568	42.7737	62.1895	0.028	0.779184	0.02902	1.464	2.341	108779.7	674865.32
4	27.07038	0.777777	38.8509	59.7623	0.028	0.75044	0.02902	1.3345	2.2115	97453.39	772318.71
5	27.07038	0.753991	35.9135	57.8785	0.028	0.72749	0.02902	1.234	2.111	97453.39	869772.1
5.8	25.78825	0.743622	34.6854	57.0726	0.028	0.717485	0.02902	1.191	2.068	92837.71	962609.81
6	25.27688	0.739342	34.1876	56.7427	0.028	0.713355	0.02902	1.1734	2.0504	90996.78	1053606.6
7	24.70184	0.7346	33.6423	56.3791	0.028	0.70878	0.02902	1.154	2.031	88926.62	1142533.2
8	24.27974	0.730916	33.223	56.0979	0.028	0.705226	0.02902	1.139	2.016	87407.07	1229940.3
9	23.93568	0.723958	32.9169	55.8917	0.028	0.698512	0.02902	1.128	2.005	86168.46	1316108.7
10	23.6411	0.725415	32.5898	55.6559	0.028	0.699918	0.02902	1.1162	1.9932	85107.94	1401216.7
11	23.44675	0.723793	32.3991	55.5163	0.028	0.698353	0.02902	1.1093	1.9863	84408.31	1485625
12	23.31855	0.722641	32.264	55.4171	0.028	0.697241	0.02902	1.1044	1.9814	83946.77	1569571.8
13	23.23397	0.721958	32.1842	55.3584	0.028	0.696583	0.02902	1.1015	1.9785	83642.28	1653214
14	23.17817	0.721463	32.1264	55.3159	0.028	0.696105	0.02902	1.0994	1.9764	83441.41	1736655.5
15	23.14136	0.721134	32.088	55.2876	0.028	0.695787	0.02902	1.098	1.975	83308.9	1819964.4
16	23.11708	0.720898	32.0605	55.2673	0.028	0.69556	0.02902	1.097	1.974	83221.48	1903185.8
17	23.10106	0.720851	32.055	55.2633	0.028	0.695514	0.02902	1.0968	1.9738	83163.8	1986349.6
18	23.09049	0.720732	32.0412	55.2532	0.028	0.695399	0.02902	1.0963	1.9733	83125.76	2069475.4
19	23.08352	0.720662	32.033	55.2471	0.028	0.695332	0.02902	1.096	1.973	83100.66	2152576
20	23.07892	0.720614	32.0275	55.2431	0.028	0.695286	0.02902	1.0958	1.9728	83084.1	2235660.1
21	23.07588	0.720592	32.0248	55.241	0.028	0.695264	0.02902	1.0957	1.9727	83073.18	2318733.3
22	23.07388	0.720567	32.022	55.239	0.028	0.695241	0.02902	1.0956	1.9726	83065.97	2401799.3
23	23.07256	0.720544	32.0193	55.237	0.028	0.695218	0.02902	1.0955	1.9725	83061.22	2484860.5
24	23.07169	0.720544	32.0193	55.237	0.028	0.695218	0.02902	1.0955	1.9725	83058.08	2567918.6

Aliran jam 0

h pasang surut = 2.697 h sungai = 1.9735

Q = 23.07 α = 1.1 n manning = 0.028

Kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.33. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 0*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b - i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.697	54.4498	0.766329	0.701272	0.423693	0.010065	2.707065	0	0.000201	0	0	0	0
2.65	52.81	0.759273	0.692676	0.43686	0.0107	2.6607	0.046365	0.000216	0.000208	0.000634	73.15243	73.15243
2.6	51.10	0.751991	0.683833	0.451456	0.011427	2.611427	0.049273	0.000234	0.000225	0.000617	79.81731	152.9697
2.55	49.43	0.744958	0.675319	0.466686	0.012211	2.562211	0.049216	0.000253	0.000243	0.000599	82.17687	235.1466
2.5	47.80	0.73351	0.661518	0.482609	0.013058	2.513058	0.049153	0.000276	0.000264	0.000578	85.08026	320.2269
2.45	46.20	0.719199	0.644365	0.499394	0.013982	2.463982	0.049076	0.000303	0.00029	0.000552	88.83743	409.0643
2.4	44.61	0.70483	0.627258	0.51712	0.014993	2.414993	0.04899	0.000334	0.000319	0.000523	93.61282	502.6771
2.35	43.05	0.6904	0.610194	0.535862	0.016099	2.366099	0.048894	0.000369	0.000352	0.000491	99.6661	602.3432
2.3	41.51	0.675906	0.593174	0.555704	0.017313	2.317313	0.048786	0.000408	0.000389	0.000454	107.5487	709.8919
2.25	40.00	0.661348	0.5762	0.576737	0.018649	2.268649	0.048665	0.000453	0.00043	0.000412	118.1773	828.0692
2.2	38.51	0.646719	0.559269	0.599065	0.020121	2.220121	0.048528	0.000503	0.000478	0.000364	133.1999	961.2691
2.15	37.04	0.632019	0.542384	0.622801	0.021747	2.171747	0.048374	0.000561	0.000532	0.000310	155.9037	1117.173
2.1	35.60	0.61724	0.525539	0.648076	0.023548	2.123548	0.048199	0.000627	0.000594	0.000249	193.9255	1311.098
2.05	34.18	0.602383	0.508741	0.675029	0.025547	2.075547	0.048001	0.000702	0.000664	0.000178	270.0033	1581.102
2	32.78	0.58749	0.49204	0.703824	0.027773	2.027773	0.047774	0.000789	0.000746	0.000096	495.5497	2076.651
1.9735	32.0193	0.579671	0.483328	0.720503	0.029105	2.002605	0.025168	0.000842	0.000816	0.000026	950.5631	3027.214

Aliran jam 0.55525

h pasang surut = 2.7192 h sungai = 2.0203

Q = 24.4066 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.34. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliranjam 0.56*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.719	55.2372	0.769729	0.705424	0.417684	0.009781	2.729	0	0.000194	0	0	0	0
2.700	54.56	0.766785	0.70183	0.422902	0.010027	2.710	0.018954	0.000200	0.000197	0.000645	29.37156	29.37156
2.650	52.81	0.759273	0.692676	0.436892	0.010701	2.661	0.049326	0.000216	0.000208	0.000634	77.77021	107.1418
2.600	51.10	0.751991	0.683833	0.451489	0.011428	2.611	0.049273	0.000234	0.000225	0.000617	79.82139	186.9632
2.550	49.43	0.744958	0.675319	0.46672	0.012213	2.562	0.049216	0.000253	0.000243	0.000599	82.18157	269.1447
2.500	47.80	0.73351	0.661518	0.482644	0.013060	2.513	0.049152	0.000276	0.000264	0.000578	85.08574	354.2305
2.450	46.20	0.719199	0.644365	0.49943	0.013984	2.464	0.049076	0.000303	0.000290	0.000552	88.84401	443.0745
2.400	44.61	0.70483	0.627258	0.517157	0.014995	2.415	0.04899	0.000334	0.000319	0.000523	93.62089	536.6954
2.350	43.05	0.6904	0.610194	0.535902	0.016101	2.366	0.048893	0.000369	0.000352	0.000491	99.67623	636.3716
2.300	41.51	0.675906	0.593174	0.555745	0.017316	2.317	0.048786	0.000408	0.000389	0.000454	107.5618	743.9334
2.250	40.00	0.661348	0.5762	0.576779	0.018651	2.269	0.048664	0.000453	0.000430	0.000412	118.1949	862.1283
2.200	38.51	0.646719	0.559269	0.599109	0.020124	2.220	0.048528	0.000503	0.000478	0.000364	133.2249	995.3532
2.150	37.04	0.632019	0.542384	0.622847	0.021750	2.172	0.048374	0.000561	0.000532	0.00031	155.9421	1151.295
2.100	35.60	0.61724	0.525539	0.648123	0.023551	2.124	0.048199	0.000627	0.000594	0.000248	193.9922	1345.288
2.050	34.18	0.602383	0.508741	0.675079	0.025551	2.076	0.048	0.000702	0.000664	0.000178	270.1495	1615.437
2.020	33.343	0.593519	0.498784	0.69195	0.026844	2.047	0.028407	0.000753	0.000727	0.000115	247.6286	1863.066

Aliran jam 0.90021

h pasang surut = 2.733 h sungai = 2.0491

Q = 25.237 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.35. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	i_b-i_f^{--}	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.733	55.7306	0.771863	0.708033	0.413986	0.009609	2.743	0	0.000190	0	0	0	0
2.700	54.56	0.766785	0.70183	0.422902	0.010027	2.710	0.032582	0.000200	0.000195	0.000647	50.3284	50.3284
2.650	52.81	0.759273	0.692676	0.436892	0.010701	2.661	0.049326	0.000216	0.000208	0.000634	77.77021	128.0986
2.600	51.10	0.751991	0.683833	0.451489	0.011428	2.611	0.049273	0.000234	0.000225	0.000617	79.82139	207.92
2.550	49.43	0.744958	0.675319	0.46672	0.012213	2.562	0.049216	0.000253	0.000243	0.000599	82.18157	290.1016
2.500	47.80	0.73351	0.661518	0.482644	0.013060	2.513	0.049152	0.000276	0.000264	0.000578	85.08574	375.1873
2.450	46.20	0.719199	0.644365	0.49943	0.013984	2.464	0.049076	0.000303	0.000290	0.000552	88.84401	464.0313
2.400	44.61	0.70483	0.627258	0.517157	0.014995	2.415	0.04899	0.000334	0.000319	0.000523	93.62089	557.6522
2.350	43.05	0.6904	0.610194	0.535902	0.016101	2.366	0.048893	0.000369	0.000352	0.000491	99.67623	657.3284
2.300	41.51	0.675906	0.593174	0.555745	0.017316	2.317	0.048786	0.000408	0.000389	0.000454	107.5618	764.8902
2.250	40.00	0.661348	0.5762	0.576779	0.018651	2.269	0.048664	0.000453	0.000430	0.000412	118.1949	883.0852
2.200	38.51	0.646719	0.559269	0.599109	0.020124	2.220	0.048528	0.000503	0.000478	0.000364	133.2249	1016.31
2.150	37.04	0.632019	0.542384	0.622847	0.021750	2.172	0.048374	0.000561	0.000532	0.00031	155.9421	1172.252
2.100	35.60	0.61724	0.525539	0.648123	0.023551	2.124	0.048199	0.000627	0.000594	0.000248	193.9922	1366.244
2.050	34.18	0.602383	0.508741	0.675079	0.025551	2.076	0.048	0.000702	0.000664	0.000178	270.1495	1636.394
2.049	34.151	0.602116	0.508441	0.675579	0.025589	2.075	0.000862	0.000704	0.000703	0.000139	6.196861	1642.591

Aliran jam 1.1105

h pasang surut = 2.737 h sungai = 2.0574

Q = 25.48 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.36. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengancara tahapan langsung aliran jam 1.11*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.737	56.5923	0.769729	0.705424	0.407682	0.009318	2.746	0	0.000185	0	0	0	0
2.700	54.56	0.766785	0.70183	0.422902	0.010027	2.710	0.036291	0.000200	0.000192	0.00065	55.8406	55.8406
2.650	52.81	0.759273	0.692676	0.436892	0.010701	2.661	0.049326	0.000216	0.000208	0.000634	77.77021	133.6108
2.600	51.10	0.751991	0.683833	0.451489	0.011428	2.611	0.049273	0.000234	0.000225	0.000617	79.82139	213.4322
2.550	49.43	0.744958	0.675319	0.46672	0.012213	2.562	0.049216	0.000253	0.000243	0.000599	82.18157	295.6138
2.500	47.80	0.73351	0.661518	0.482644	0.013060	2.513	0.049152	0.000276	0.000264	0.000578	85.08574	380.6995
2.450	46.20	0.719199	0.644365	0.49943	0.013984	2.464	0.049076	0.000303	0.000290	0.000552	88.84401	469.5435
2.400	44.61	0.70483	0.627258	0.517157	0.014995	2.415	0.04899	0.000334	0.000319	0.000523	93.62089	563.1644
2.350	43.05	0.6904	0.610194	0.535902	0.016101	2.366	0.048893	0.000369	0.000352	0.000491	99.67623	662.8406
2.300	41.51	0.675906	0.593174	0.555745	0.017316	2.317	0.048786	0.000408	0.000389	0.000454	107.5618	770.4024
2.250	40.00	0.661348	0.5762	0.576779	0.018651	2.269	0.048664	0.000453	0.000430	0.000412	118.1949	888.5974
2.200	38.51	0.646719	0.559269	0.599109	0.020124	2.220	0.048528	0.000503	0.000478	0.000364	133.2249	1021.822
2.150	37.04	0.632019	0.542384	0.622847	0.021750	2.172	0.048374	0.000561	0.000532	0.00031	155.9421	1177.764
2.100	35.60	0.61724	0.525539	0.648123	0.023551	2.124	0.048199	0.000627	0.000594	0.000248	193.9922	1371.757
2.057	34.3852	0.618721	0.527222	0.670977	0.025241	2.083	0.04091	0.000669	0.000648	0.000194	210.7729	1582.53

Aliran jam 3

h pasang surut = 3.097 h sungai = 2.432

Q = 37.75471 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.37. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 3*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b - i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3.097	69.6971	0.868093	0.828111	0.541697	0.016452	3.113452	0	0.000278	0	0	0	0
3.05	85.5573	0.894195	0.861476	0.44128	0.010917	3.060917	0.052534	0.000177	0.000228	0.000615	85.46988	85.46988
3	65.8431	0.825903	0.774887	0.573404	0.018434	3.018434	0.042484	0.000333	0.000255	0.000587	72.34666	157.8165
2.95	63.8788	0.812787	0.758523	0.591037	0.019585	2.969585	0.048849	0.000361	0.000347	0.000495	98.62435	256.4409
2.9	61.9414	0.799636	0.742204	0.609523	0.020829	2.920829	0.048756	0.000392	0.000377	0.000465	104.7581	361.199
2.85	60.0355	0.790569	0.731004	0.628873	0.022173	2.872173	0.048657	0.000424	0.000408	0.000434	112.1469	473.3459
2.75	58.1692	0.782448	0.721009	0.64905	0.023618	2.773618	0.098554	0.000458	0.000441	0.000401	245.7414	719.0874
2.7	56.3426	0.774516	0.711279	0.670092	0.025175	2.725175	0.048444	0.000495	0.000477	0.000366	132.4831	851.5704
2.65	54.5557	0.766785	0.70183	0.69204	0.026851	2.676851	0.048324	0.000535	0.000515	0.000327	147.6892	999.2597
2.6	52.8087	0.759273	0.692676	0.714933	0.028657	2.628657	0.048194	0.000579	0.000557	0.000285	168.8616	1168.121
2.55	51.1013	0.751991	0.683833	0.738821	0.030604	2.580604	0.048053	0.000626	0.000602	0.000240	200.2253	1368.347
2.45	49.4337	0.744958	0.675319	0.763744	0.032703	2.482703	0.0979	0.000677	0.000651	0.000191	513.4685	1881.815
2.432	45.6233	0.714033	0.638202	0.827531	0.038394	2.470394	0.012309	0.000841	0.000806	0.000036	340.4064	2222.222

Aliran jam 6

h pasang surut = 3.477 h sungai = 2.0504

Q = 25.27688 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.38. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 6*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b - i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3.477	84.80	1.046325	1.062238	0.298069	0.004981	3.482	0	0.000066	0	0	0	0
3.400	81.7413	1.010479	1.013997	0.30923	0.005361	3.405	0.07662	0.000074	0.000070	0.000772	99.19642	99.19642
3.300	77.7663	0.963723	0.951926	0.325036	0.005923	3.306	0.099438	0.000087	0.000080	0.000762	130.5495	229.7459
3.200	73.7913	0.916735	0.89055	0.342546	0.006579	3.207	0.099345	0.000103	0.000095	0.000747	132.9906	362.7365
3.100	69.8627	0.870066	0.830621	0.361808	0.007339	3.107	0.099239	0.000124	0.000113	0.000729	136.1808	498.9172
3.000	65.8431	0.825903	0.774887	0.383896	0.008263	3.008	0.099077	0.000149	0.000136	0.000706	140.3695	639.2867
2.900	61.9414	0.799636	0.742204	0.408077	0.009336	2.909	0.098926	0.000176	0.000163	0.000680	145.554	784.8407
2.800	58.1692	0.782448	0.721009	0.434541	0.010587	2.811	0.09875	0.000205	0.000191	0.000652	151.5622	936.4029
2.700	54.5557	0.766785	0.70183	0.463322	0.012035	2.712	0.098551	0.000240	0.000223	0.000620	159.0564	1095.459
2.600	51.1013	0.751991	0.683833	0.494643	0.013718	2.614	0.098318	0.000281	0.000260	0.000582	168.9297	1264.389
2.500	47.8027	0.73351	0.661518	0.528775	0.015676	2.516	0.098042	0.000331	0.000306	0.000536	182.8387	1447.228
2.400	44.6125	0.70483	0.627258	0.566587	0.017998	2.418	0.097678	0.000401	0.000366	0.000476	205.2686	1652.496
2.300	41.5149	0.675906	0.593174	0.608863	0.020784	2.321	0.097214	0.000490	0.000446	0.000397	245.1473	1897.644
2.200	38.51	0.646719	0.559269	0.656372	0.024154	2.224	0.09663	0.000604	0.000547	0.000295	327.3344	2224.978
2.100	35.5977	0.61724	0.525539	0.710071	0.028268	2.128	0.095886	0.000752	0.000678	0.000164	584.2928	2809.271
2.050	34.1876	0.602502	0.508875	0.739358	0.030648	2.081	0.04722	0.000842	0.000797	0.000045	1049.847	3859.118

Aliran jam 9

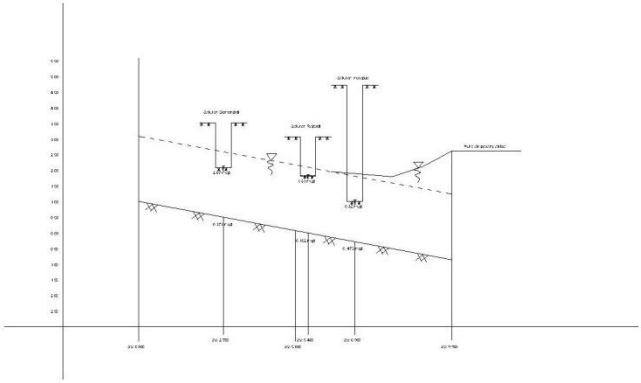
h pasang surut = 2.647 h sungai = 2.005

Q = 23.93568 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.39. *Perhitungan profil permukaan aliran kali mas dengan cara tahapan langsung aliran jam 9*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b - i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.647	52.71	0.758829	0.692137	0.454144	0.011563	2.659	0	0.000234	0	0	0	0
2.600	51.10	0.751991	0.683833	0.468397	0.012300	2.612	0.046263	0.000252	0.000243	0.000600	77.15813	77.15813
2.550	49.43	0.744958	0.675319	0.484198	0.013144	2.563	0.049156	0.000272	0.000262	0.000580	84.70732	161.8654
2.500	47.80	0.73351	0.661518	0.500718	0.014057	2.514	0.049088	0.000297	0.000285	0.000558	88.04953	249.915
2.450	46.20	0.719199	0.644365	0.518133	0.015051	2.465	0.049005	0.000327	0.000312	0.000530	92.4154	342.3304
2.400	44.61	0.70483	0.627258	0.536524	0.016139	2.416	0.048913	0.000360	0.000343	0.000499	98.03168	440.3621
2.350	43.05	0.6904	0.610194	0.55597	0.017330	2.367	0.048809	0.000397	0.000378	0.000464	105.2615	545.6236
2.300	41.51	0.675906	0.593174	0.576556	0.018637	2.319	0.048693	0.000439	0.000418	0.000424	114.8665	660.4901
2.250	40.00	0.661348	0.5762	0.598379	0.020075	2.270	0.048563	0.000487	0.000463	0.000379	128.1709	788.661
2.200	38.51	0.646719	0.559269	0.621545	0.021659	2.222	0.048416	0.000542	0.000514	0.000328	147.7022	936.3632
2.150	37.04	0.632019	0.542384	0.646172	0.023409	2.173	0.04825	0.000604	0.000573	0.000270	178.9573	1115.321
2.100	35.60	0.61724	0.525539	0.672394	0.025348	2.125	0.048061	0.000674	0.000639	0.000203	236.5707	1351.891
2.005	32.9169	0.588941	0.493661	0.727155	0.029645	2.035	0.090703	0.000840	0.000757	0.000085	1066.316	2418.207



Gambar 5.4. Profil permukaan Kali Mas aliran jam 6

5.3.2. Backwater Saluran Sekunder

Saluran sekunder sepanjang Kali Mas yaitu ± 10 km dari hulu sampai hilir kurang lebih ada 21 saluran sekunder, perhitungan arus balik dibatasi menjadi 3 wilayah berdasarkan catchman area terbesardimana wilayah 1 hulu sampai kilometer ketiga diwakilkan 1 saluran yaitu saluran Gentengkali, wilayah 2 kilometer 3 sampai kilometer 6 diwakilkan 1 saluran yaitu Rajawali untuk wilayah 3 dari kilometer 6 sampai hilir diwakilkan 1 saluran yaitu Indrapura dan saluran dengan kondisi dimensi paling ekstrim atau dikeadaan paling rendah yaitu Jagalan.

Perhitungan backwater ini juga hanya menghitung analisa jam 0; jam 0.56 tc puncak Gentengkali ; jam 0.9 tc puncak Rajawali; jam 1.11 tc puncak Indrapura; jam 3; jam 6; jam 9; jam 12 adalah jam berdasarkan pasangasurut.

- Saluran Gentengkali

Lebar = 1.44 m
Tinggi = 1.91 m
Elevasi dasar = 2.07 mdpl
CH rancangan = 101.99 mm
Catchman area (CA) = 1.13247 (ha)
Panjang saluran = 321.0361 m

Koef. pengaliran = 0.8
Waktu konsentrasi = 0.5553 jam
Intensitas Hujan = 52.34028 mm/jam
Debit = 0.13185 m3/det
Elevasi Sungai di titik HU 27 (L) :

Tabel 5.40. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder gentengkali dengan sungai kali mas*

No	Jam	Sungai Kali Mas	Saluran Gentengkali			Keterangan		
		h sungai (m)	h saluran (m)	El. Dasar (m)	El. Saluran (m)	El. Dsr sungai (m)	El. Sungai (m)	
1	0	1.9735	0.01	2.07	2.08	0.371	2.3445	BW
2	0.56	2.0203	0.2494		2.3194		2.3913	BW
3	0.9	2.0491	0.1323		2.2023		2.4201	BW
4	1.11	2.0979	0.01		2.08		2.4689	BW
5	3	2.432	0.01		2.08		2.803	BW
6	6	2.0504	0.01		2.08		2.4214	BW
7	9	2.005	0.01		2.08		2.376	BW
8	12	1.9814	0.01		2.08		2.3524	BW

Berikut perhitungan detail arus balik (backwater) ditiap jam dijelaskan pada tabel dibawah ini

Aliran jam 0 saluran sekunder

h Sungai= 2.3445 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.41. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.345	0.39528	0.198733	0.115973851	0.001892225	0.0000002	2.3445	0	0.00000002	0	0	0	0
2.3	0.33	0.174316	0.097375336	0.002258329	0.0000003	2.3	0.044499915	0.00000004	0.00000003	0.000842	52.84223674	52.84223674
2.25	0.26	0.144	0.075477352	0.002885643	0.0000005	2.25	0.049999819	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539443	112.2176312
2.2	0.19	0.110118	0.052780791	0.003995505	0.0000009	2.2	0.049999572	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201379	171.599645
2.15	0.12	0.072	0.029953207	0.006492696	0.0000024	2.15	0.049998532	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41665708	231.016302
2.1	0.04	0.0288	0.008827885	0.017313856	0.0000168	2.10002	0.049985557	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34734581	291.3636479
2.08	0.01	0.009863	0.002115174	0.051941568	0.00015126	2.08015	0.019865547	0.001	0.00051331	0.000329	60.40928918	351.772937

Aliran jam 0.56 saluran sekunder

h Sungai= 2.3913 h Saluran Sekunder = 2.3194

Q = 0.249400 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.42. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.56 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.391	0.462672	0.222161	0.134551891	0.001616607	0.0000001	2.3913	0	0.00000002	0	0	0	0
2.38	0.45	0.216699	0.130159525	0.001675534	0.0000002	2.38	0.011299989	0.00000002	0.00000002	0.000842	13.41811458	13.41811458
2.37	0.43	0.211765	0.126222886	0.001731386	0.0000002	2.37	0.009999989	0.00000002	0.00000002	0.000842	11.87446035	25.29257493
2.36	0.42	0.206733	0.122239668	0.001791089	0.0000002	2.36	0.009999988	0.00000002	0.00000002	0.000842	11.87448486	37.16705978
2.35	0.40	0.2016	0.118209951	0.001855056	0.0000002	2.35	0.009999987	0.00000002	0.00000002	0.000842	11.87451297	49.04157275
2.34	0.39	0.196364	0.114133926	0.001923762	0.0000002	2.34	0.009999985	0.00000003	0.00000002	0.000842	11.87454538	60.91611813
2.33	0.37	0.19102	0.110011907	0.001997753	0.0000002	2.33	0.009999984	0.00000003	0.00000003	0.000842	11.87458296	72.79070109
2.32	0.36	0.185567	0.105844353	0.002077663	0.0000002	2.32	0.009999982	0.00000003	0.00000003	0.000842	11.87462679	84.66532788
2.319	0.359136	0.185236	0.105592865	0.002082661	0.0000002	2.3194	0.000599999	0.00000003	0.00000003	0.000842	0.712479116	85.377807

Aliran jam 0.9 saluran sekunder

h Sungai= 2.4201 h Saluran Sekunder = 2.2023

Q = 0.190512 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.43. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9 saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.42	0.504144	0.235559	0.145479006	0.001483621	0.0000001	2.4201	0	0.00000001	0	0	0	0
2.4	0.48	0.226286	0.1378932	0.001573987	0.0000001	2.4	0.020099985	0.00000001	0.00000001	0.000842	23.86753659	23.86753659
2.35	0.40	0.2016	0.118209951	0.001855056	0.0000002	2.35	0.049999946	0.00000002	0.00000002	0.000842	59.37234955	83.23988614
2.3	0.33	0.174316	0.097375336	0.002258329	0.0000003	2.3	0.049999907	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325424	142.6131404
2.25	0.26	0.144	0.075477352	0.002885643	0.0000005	2.25	0.049999819	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539443	201.9885348
2.202	0.19	0.111763	0.053835217	0.003926044	0.0000009	2.2023	0.047699603	0.00000022	0.00000016	0.000842	56.6500286	258.6385634

Aliran jam 1.11 saluran sekunder

h Sungai= 2.4689 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.44. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 1.11 saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.469	0.574416	0.256688	0.163132445	0.00130212	0.0000001	2.4689	0	0.00000001	0	0	0	0
2.45	0.5472	0.248727	0.156422015	0.001366883	0.0000001	2.45	0.01889999	0.00000001	0.00000001	0.000842	22.44250243	22.44250243
2.4	0.4752	0.226286	0.1378932	0.001573987	0.0000001	2.4	0.049999966	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.37189874	81.81440117
Jan-00	0.4032	0.2016	0.118209951	0.001855056	0.0000002	2.35	0.049999946	0.00000002	0.00000002	0.000842	59.37234955	141.1867507
2.3	0.3312	0.174316	0.097375336	0.002258329	0.0000003	2.3	0.049999907	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325424	200.560005
2.25	0.2592	0.144	0.075477352	0.002885643	0.0000005	2.25	0.049999819	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539443	259.9353994
2.2	0.1872	0.110118	0.052780791	0.003995505	0.0000009	2.2	0.049999572	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201379	319.3174132
2.15	0.1152	0.072	0.029953207	0.006492696	0.0000024	2.15	0.049998532	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41665708	378.7340703
2.1	0.0432	0.0288	0.008827885	0.017313856	0.0000168	2.10002	0.049985557	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34734581	439.0814161
2.08	0.01	0.009863	0.002115174	0.051941568	0.00015126	2.08015	0.019865547	0.001	0.00051331	0.000329	60.40928918	499.4907052

Aliran jam 3 saluran sekunder

h Sungai= 2.803 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084

Tabel 5.45. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.803	1.05552	0.3632	0.25916	0.000709	0.0000000	2.803	0	0.00000000	0	0	0	0
2.75	0.9792	0.3497	0.24639	0.000764	0.0000000	2.75	0.053	0.00000000	0.00000000	0.000842	62.9335	62.9335
2.7	0.9072	0.336	0.23359	0.000824	0.0000000	2.7	0.05	0.00000000	0.00000000	0.000842	59.37125	122.305
2.65	0.8352	0.3212	0.22	0.000896	0.0000000	2.65	0.05	0.00000000	0.00000000	0.000842	59.37129	181.676
2.6	0.7632	0.3053	0.20556	0.00098	0.0000001	2.6	0.05	0.00000000	0.00000000	0.000842	59.37133	241.047
2.55	0.6912	0.288	0.19019	0.001082	0.0000001	2.55	0.05	0.00000000	0.00000000	0.000842	59.3714	300.419
2.5	0.6192	0.2692	0.17384	0.001208	0.0000001	2.5	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.3715	359.79
2.45	0.5472	0.2487	0.15642	0.001367	0.0000001	2.45	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.37165	419.162
2.4	0.4752	0.2263	0.13789	0.001574	0.0000001	2.4	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.3719	478.534
2.35	0.4032	0.2016	0.11821	0.001855	0.0000002	2.35	0.05	0.00000002	0.00000002	0.000842	59.37235	537.906
2.3	0.3312	0.1743	0.09738	0.002258	0.0000003	2.3	0.05	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325	597.279
2.25	0.2592	0.144	0.07548	0.002886	0.0000005	2.25	0.05	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539	656.655
2.2	0.1872	0.1101	0.05278	0.003996	0.0000009	2.200001	0.05	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201	716.037
2.15	0.1152	0.072	0.02995	0.006493	0.0000024	2.150002	0.049999	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41666	775.453
2.1	0.0432	0.0288	0.00883	0.017314	0.0000168	2.100017	0.049986	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34735	835.801
2.08	0.01	0.0099	0.00212	0.051942	0.00015126	2.080151	0.019866	0.001	0.000513311	0.000329	60.40929	896.21

Aliran jam 6 saluran sekunder

h Sungai= 2.4214 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084

Tabel 5.46. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.4214	0.506016	0.2361	0.14596	0.001478	0.0000001	2.4214	0	0.00000001	0	0	0	0
2.4	0.4752	0.2263	0.13789	0.001574	0.0000001	2.4	0.0214	0.00000001	0.00000001	0.000842	25.41121	25.4112
2.35	0.4032	0.2016	0.11821	0.001855	0.0000002	2.35	0.05	0.00000002	0.00000002	0.000842	59.37235	84.7836
2.3	0.3312	0.1743	0.09738	0.002258	0.0000003	2.3	0.05	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325	144.157
2.25	0.2592	0.144	0.07548	0.002886	0.0000005	2.25	0.05	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539	203.532
2.2	0.1872	0.1101	0.05278	0.003996	0.0000009	2.200001	0.05	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201	262.914
2.15	0.1152	0.072	0.02995	0.006493	0.0000024	2.150002	0.049999	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41666	322.331
2.1	0.0432	0.0288	0.00883	0.017314	0.0000168	2.100017	0.049986	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34735	382.678
2.08	0.01	0.0099	0.00212	0.051942	0.00015126	2.080151	0.019866	0.001	0.000513311	0.000329	60.40929	443.088

Aliran jam 9 saluran sekunder

h Sungai= 2.376 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084

Tabel 5.47. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.376	0.44064	0.2147	0.12859	0.001697	0.0000002	2.376	0	0.00000002	0	0	0	0
2.35	0.4032	0.2016	0.11821	0.001855	0.0000002	2.35	0.026	0.00000002	0.00000002	0.000842	30.87368	30.8737
2.3	0.3312	0.1743	0.09738	0.002258	0.0000003	2.3	0.05	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325	90.2469
2.25	0.2592	0.144	0.07548	0.002886	0.0000005	2.25	0.05	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539	149.622
2.2	0.1872	0.1101	0.05278	0.003996	0.0000009	2.200001	0.05	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201	209.004
2.15	0.1152	0.072	0.02995	0.006493	0.0000024	2.150002	0.049999	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41666	268.421
2.1	0.0432	0.0288	0.00883	0.017314	0.0000168	2.100017	0.049986	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34735	328.768
2.08	0.01	0.0099	0.00212	0.051942	0.00015126	2.080151	0.019866	0.001	0.000513311	0.000329	60.40929	389.178

Aliran jam 12 saluran sekunder

h Sungai= 2.3524 h Saluran Sekunder = 2.08

Q = 0.000748 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084

Tabel 5.48. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder genteng kali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.3524	0.406656	0.2028	0.11918	0.001839	0.0000002	2.3524	0	0.00000002	0	0	0	0
2.35	0.4032	0.2016	0.11821	0.001855	0.0000002	2.35	0.0024	0.00000002	0.00000002	0.000842	2.849886	2.84989
2.3	0.3312	0.1743	0.09738	0.002258	0.0000003	2.3	0.05	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37325	62.2231
2.25	0.2592	0.144	0.07548	0.002886	0.0000005	2.25	0.05	0.00000009	0.00000006	0.000842	59.37539	121.599
2.2	0.1872	0.1101	0.05278	0.003996	0.0000009	2.200001	0.05	0.00000024	0.00000016	0.000842	59.38201	180.981
2.15	0.1152	0.072	0.02995	0.006493	0.0000024	2.150002	0.049999	0.00000110	0.00000067	0.000841	59.41666	240.397
2.1	0.0432	0.0288	0.00883	0.017314	0.0000168	2.100017	0.049986	0.00002662	0.00001386	0.000828	60.34735	300.745
2.08	0.01	0.0099	0.00212	0.051942	0.00015126	2.080151	0.019866	0.001	0.000513311	0.000329	60.40929	361.154

- Saluran Rajawali

Lebar = 1.25m
Tinggi = 1.59 m
Elevasi dasar = 1.81 mdpl
CH rancangan = 101.99 mm
Catchman area (CA) = 3.6104 (ha)
Panjang saluran = 756.6728 m
Koef. pengaliran = 0.8
Waktu konsentrasi = 0.9002 jam
Intensitas Hujan = 37.9257 mm/jam
Debit = 0.3045 m3/det

Elevasi Sungai di titik HU 54 (L) :

Tabel 5.49. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder rajawali dengan sungai kali mas*

No	Jam	Sungai Kali Mas	Saluran Rajawali			Keterangan		
		h sungai (m)	h saluran (m)	El. Dasar (m)	El. Saluran (m)	El. Dsr sungai (m)	El. Sungai (m)	
1	0	1.9735	0.01	1.81	1.82	-0.102	1.8715	BW
2	0.56	2.0203	0.3573		2.1673		1.9183	AMAN
3	0.9	2.0491	0.5049		2.3149		1.9471	AMAN
4	1.11	2.0979	0.4166		2.2266		1.9959	AMAN
5	3	2.432	0.01		1.82		2.33	BW
6	6	2.0504	0.01		1.82		1.9484	BW
7	9	2.005	0.01		1.82		1.903	BW
8	12	1.9814	0.01		1.82		1.8794	BW

Didapat keteranga di jam 0.56 sampai jam 1.11 saluran tidak mengalami arus balik sehingga tidak diperlukan perhitungan profil permukaan aliran.

Berikut perhitungan detail backwater ditiap jam dijelaskan pada tabel dibawah ini :

Aliran jam 0 saluran sekunder

h Sungai= 1.8715 h Saluran Sekunder = 1.82

Q = 0.000648 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.50. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder rajawali*

h	A	R	$R^{4/3}$	ur	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	i_b-i_f^{--}	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.872	0.076875	0.055991	0.021419999	0.00843408	0.0000040	1.8715040	0	0.00000260	0	0	0	0
1.86	0.06	0.046296	0.016623724	0.010373918	0.0000060	1.8600060	0.011497954	0.00000508	0.00000384	0.000838	13.71545747	13.71545747
1.85	0.05	0.037594	0.01259383	0.012967398	0.0000094	1.8500094	0.009996606	0.00001047	0.00000777	0.000834	11.98075468	25.69621215
1.84	0.04	0.028626	0.008756824	0.017289864	0.0000168	1.8400168	0.009992667	0.00002676	0.00001862	0.000824	12.13373325	37.8299454
1.83	0.03	0.01938	0.005205555	0.025934796	0.0000377	1.8300377	0.00997905	0.00010130	0.00006403	0.000778	12.82443655	50.65438194
1.82	0.01	0.009843	0.002109316	0.051869592	0.0001508	1.8201508	0.009886869	0.00100000	0.00055065	0.000292	33.91607956	84.57046151

Aliran jam 3 saluran sekunder

h Sungai= 2.3300 h Saluran Sekunder = 1.82

Q = 0.000648 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.51. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder rajawali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.33	0.65	0.283843	0.186539	0.000997	0.0000001	2.33	0	0.00000000	0	0	0	0
2.3	0.6125	0.274664	0.17854	0.001059	0.0000001	2.3	0.03	0.00000000	0.00000000	0.000842	35.62285	35.62285
2.25	0.55	0.258216	0.164429	0.001179	0.0000001	2.25	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.3715	94.99435
2.2	0.4875	0.240148	0.14927	0.00133	0.0000001	2.2	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.37165	154.366
2.15	0.425	0.220207	0.132977	0.001526	0.0000001	2.15	0.05	0.00000001	0.00000001	0.000842	59.37189	213.7379
2.1	0.3625	0.198087	0.115472	0.001789	0.0000002	2.1	0.05	0.00000002	0.00000002	0.000842	59.3723	273.1102
2.05	0.3	0.17341	0.096702	0.002161	0.0000003	2.05	0.05	0.00000004	0.00000003	0.000842	59.37312	332.4833
2	0.2375	0.145706	0.076672	0.00273	0.0000004	2	0.05	0.00000008	0.00000006	0.000842	59.37495	391.8583
1.95	0.175	0.114379	0.055522	0.003705	0.0000008	1.950001	0.05	0.00000019	0.00000014	0.000842	59.38022	451.2385
1.9	0.1125	0.078671	0.03371	0.005763	0.0000019	1.900002	0.049999	0.00000077	0.00000048	0.000842	59.4039	510.6424
1.85	0.05	0.037594	0.012594	0.012967	0.0000094	1.850009	0.049992	0.00001047	0.00000562	0.000837	59.76095	570.4033
1.82	0.0125	0.009843	0.002109	0.05187	0.0001508	1.820151	0.029859	0.00100000	0.00050523	0.000337	88.6205	659.0238

Aliran jam 6 saluran sekunder

h Sungai= 1.9484 h Saluran Sekunder = 1.82

Q = 0.000648 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.52. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder rajawali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	$\bar{i}_f$	$i_b-\bar{i}_f$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.9484	0.173	0.113309	0.05483	0.003748	0.0000008	1.948401	0	0.00000020	0	0	0	0
1.94	0.1625	0.107616	0.051188	0.00399	0.0000009	1.940001	0.0084	0.00000024	0.00000022	0.000842	9.976856	9.976856
1.93	0.15	0.100671	0.046832	0.004322	0.0000010	1.930001	0.01	0.00000031	0.00000028	0.000842	11.87796	21.85482
1.92	0.1375	0.093537	0.04246	0.004715	0.0000012	1.920001	0.01	0.00000041	0.00000036	0.000842	11.87909	33.73391
1.91	0.125	0.086207	0.038082	0.005187	0.0000015	1.910002	0.01	0.00000055	0.00000048	0.000842	11.88071	45.61462
1.9	0.1125	0.078671	0.03371	0.005763	0.0000019	1.900002	0.01	0.00000077	0.00000066	0.000841	11.88316	57.49778
1.89	0.1	0.070922	0.029357	0.006484	0.0000024	1.890002	0.01	0.00000112	0.00000095	0.000841	11.88701	69.38479
1.88	0.0875	0.06295	0.025041	0.00741	0.0000031	1.880003	0.009999	0.00000172	0.00000142	0.000841	11.89343	81.27822
1.87	0.075	0.054745	0.020787	0.008645	0.0000042	1.870004	0.009999	0.00000282	0.00000227	0.000840	11.90498	93.1832
1.86	0.0625	0.046296	0.016624	0.010374	0.0000060	1.860006	0.009998	0.00000508	0.00000395	0.000838	11.92794	105.1111
1.85	0.05	0.037594	0.012594	0.012967	0.0000094	1.850009	0.009997	0.00001047	0.00000777	0.000834	11.98075	117.0919
1.84	0.0375	0.028626	0.008757	0.01729	0.0000168	1.840017	0.009993	0.00002676	0.00001862	0.000824	12.13373	129.2256
1.83	0.025	0.01938	0.005206	0.025935	0.0000377	1.830038	0.009979	0.00010130	0.00006403	0.000778	12.82444	142.0501
1.82	0.0125	0.009843	0.002109	0.05187	0.0001508	1.820151	0.009887	0.00100000	0.00055065	0.000292	33.91608	175.9661

Aliran jam 9 saluran sekunder

h Sungai= 1.9030 h Saluran Sekunder = 1.82

Q = 0.000648 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.3. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder rajawali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	$\bar{i_f}$	$i_b-\bar{i_f}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.903	0.11625	0.080954	0.03502	0.005577	0.0000017	1.903002	0	0.00000070	0	0	0	0
1.89	0.1	0.070922	0.029357	0.006484	0.0000024	1.890002	0.012999	0.00000112	0.00000091	0.000841	15.45245	15.45245
1.88	0.0875	0.06295	0.025041	0.00741	0.0000031	1.880003	0.009999	0.00000172	0.00000142	0.000841	11.89343	27.34588
1.87	0.075	0.054745	0.020787	0.008645	0.0000042	1.870004	0.009999	0.00000282	0.00000227	0.000840	11.90498	39.25086
1.86	0.0625	0.046296	0.016624	0.010374	0.0000060	1.860006	0.009998	0.00000508	0.00000395	0.000838	11.92794	51.1788
1.85	0.05	0.037594	0.012594	0.012967	0.0000094	1.850009	0.009997	0.00001047	0.00000777	0.000834	11.98075	63.15955
1.84	0.0375	0.028626	0.008757	0.01729	0.0000168	1.840017	0.009993	0.00002676	0.00001862	0.000824	12.13373	75.29328
1.83	0.025	0.01938	0.005206	0.025935	0.0000377	1.830038	0.009979	0.00010130	0.00006403	0.000778	12.82444	88.11772
1.82	0.0125	0.009843	0.002109	0.05187	0.0001508	1.820151	0.009887	0.00100000	0.00055065	0.000292	33.91608	122.0338

Aliran jam 12 saluran sekunder

h Sungai= 1.8794 h Saluran Sekunder = 1.82

Q = 0.000648 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.54. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder rajawali*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	$\bar{i_f}$	$i_b-\bar{i_f}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.8794	0.08675	0.062464	0.024784	0.007474	0.0000031	1.879403	0	0.00000177	0	0	0	0
1.87	0.075	0.054745	0.020787	0.008645	0.0000042	1.870004	0.009399	0.00000282	0.00000229	0.000840	11.19098	11.19098
1.86	0.0625	0.046296	0.016624	0.010374	0.0000060	1.860006	0.009998	0.00000508	0.00000395	0.000838	11.92794	23.11892
1.85	0.05	0.037594	0.012594	0.012967	0.0000094	1.850009	0.009997	0.00001047	0.00000777	0.000834	11.98075	35.09967
1.84	0.0375	0.028626	0.008757	0.01729	0.0000168	1.840017	0.009993	0.00002676	0.00001862	0.000824	12.13373	47.23341
1.83	0.025	0.01938	0.005206	0.025935	0.0000377	1.830038	0.009979	0.00010130	0.00006403	0.000778	12.82444	60.05784
1.82	0.0125	0.009843	0.002109	0.05187	0.0001508	1.820151	0.009887	0.00100000	0.00055065	0.000292	33.91608	93.97392

- Saluran Indrapura

Lebar = 1.59 m
Tinggi = 3.71 m
Elevasi dasar = 0.83 mdpl
CH rancangan = 101.99 mm
Catchman area (CA) = 5.9544 (ha)
Panjang saluran = 1135.5627 m
Koef. pengaliran = 0.8
Waktu konsentrasi = 1.13 jam
Intensitas Hujan = 32.5914 mm/jam
Debit = 0.4316 m3/det

Elevasi Sungai di titik HU 69 (L) :

Tabel 5.55. *Perhitungan perbedaan elevasi saluran sekunder indrapura dengan sungai kali mas*

No	Jam	Sungai Kali Mas	Saluran Indrapura			Keterangan		
		h sungai (m)	saluran (m	l. Dasar (m	l. Saluran (m	l. Dsr sungai (m)	l. Sungai (m)	
1	0	1.982	0.01	0.83	0.84	-0.473	1.5005	BW
2	0.56	2.0203	0.3175		1.1475		1.5473	BW
3	0.9	2.0491	0.4428		1.2728		1.5761	BW
4	1.11	2.0979	0.5135		1.3435		1.6249	BW
5	3	2.432	0.01		0.84		1.959	BW
6	6	2.091	0.01		0.84		1.5774	BW
7	9	2.005	0.01		0.84		1.532	BW
8	12	1.9814	0.01		0.84		1.5084	BW

Berikut perhitungan detail backwater ditiap jam dijelaskan pada tabel dibawah ini :

Aliran jam 0 saluran sekunder

h Sungai= 1.509 h Saluran Sekunder = 0.84

Q = 0.000827 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.56. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.509	1.07961	0.366218	0.26201082	0.000765631	0.00000003	1.51	0	0.000000002	0	0	0	0
1.5	1.0653	0.363584	0.259501024	0.000775916	0.00000003	1.50	0.009	0.000000002	0.000000002	0.000842	10.6868219	10.6868219
1.45	0.9858	0.348339	0.245096158	0.00083849	0.00000004	1.45	0.050	0.000000002	0.000000002	0.000842	59.37124934	70.05807124
1.4	0.9063	0.331978	0.229868314	0.000912042	0.00000005	1.40	0.050	0.000000003	0.000000003	0.000842	59.37128338	129.4293546
1.35	0.8268	0.314373	0.213759927	0.000999738	0.00000006	1.35	0.050	0.000000004	0.000000003	0.000842	59.37133073	188.8006854
1.3	0.7473	0.295375	0.196712798	0.001106093	0.00000007	1.30	0.050	0.000000005	0.000000004	0.000842	59.37139886	248.1720842
1.25	0.6678	0.274815	0.178670775	0.001237771	0.00000009	1.25	0.050	0.000000007	0.00000001	0.000842	59.37150098	307.5435852
1.2	0.5883	0.252489	0.15958445	0.001405037	0.00000011	1.20	0.050	0.000000010	0.00000001	0.000842	59.37166209	366.9152473
1.15	0.5088	0.228161	0.139419328	0.001624574	0.00000015	1.15	0.050	0.000000015	0.00000001	0.000842	59.37193342	426.2871807
1.1	0.4293	0.201549	0.118170311	0.001925421	0.00000021	1.10	0.050	0.000000025	0.00000002	0.000842	59.37243173	485.6596124
1.05	0.3498	0.172315	0.095888168	0.002363017	0.00000031	1.05	0.050	0.000000046	0.00000004	0.000842	59.37346412	545.0330765
1	0.2703	0.140052	0.072730792	0.003058022	0.00000052	1.00	0.050	0.000000101	0.00000007	0.000842	59.37602485	604.4091014
0.95	0.1908	0.104262	0.049072296	0.004332197	0.00000105	0.95	0.050	0.000000300	0.00000020	0.000842	59.38461159	663.793713
0.9	0.1113	0.064335	0.025778961	0.007426624	0.00000309	0.90	0.050	0.000001677	0.00000099	0.000841	59.4384654	723.2321784
0.85	0.0318	0.019509	0.005251935	0.025993183	0.00003788	0.85	0.050	0.000100859	0.00005127	0.000791	63.17576396	786.4079423
0.84	0.02	0.009876	0.002118825	0.051986367	0.00015152	0.84	0.010	0.001000000	0.00055043	0.000292	33.88863922	820.2965816

Aliran jam 0.56 saluran sekunder

h Sungai= 1.5473 h Saluran Sekunder = 1.1475

Q = 0.212092 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.57. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.56 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.547	1.140507	0.377077	0.272420641	0.000724751	0.00000003	1.55	0	0.000000002	0	0	0	0
1.5	1.0653	0.363584	0.259501024	0.000775916	0.00000003	1.50	0.047	0.000000002	0.000000002	0.000842	56.16517854	56.16517854
1.45	0.9858	0.348339	0.245096158	0.00083849	0.00000004	1.45	0.050	0.000000002	0.000000002	0.000842	59.37124934	115.5364279
1.4	0.9063	0.331978	0.229868314	0.000912042	0.00000005	1.40	0.050	0.000000003	0.000000003	0.000842	59.37128338	174.9077113
1.35	0.8268	0.314373	0.213759927	0.000999738	0.00000006	1.35	0.050	0.000000004	0.000000003	0.000842	59.37133073	234.279042
1.3	0.7473	0.295375	0.196712798	0.001106093	0.00000007	1.30	0.050	0.000000005	0.000000004	0.000842	59.37139886	293.6504409
1.25	0.6678	0.274815	0.178670775	0.001237771	0.00000009	1.25	0.050	0.000000007	0.00000001	0.000842	59.37150098	353.0219418
1.2	0.5883	0.252489	0.15958445	0.001405037	0.00000011	1.20	0.050	0.000000010	0.00000001	0.000842	59.37166209	412.3936039
1.15	0.5088	0.228161	0.139419328	0.001624574	0.00000015	1.15	0.050	0.000000015	0.00000001	0.000842	59.37193342	471.7655373
1.148	0.504825	0.226888	0.138382483	0.001637366	0.00000015	1.15	0.002	0.000000015	0.00000002	0.000842	2.968605784	474.7341431

Aliran jam 0.9 saluran sekunder

h Sungai= 1.5761 h Saluran Sekunder = 1.2728

Q = 0.343872 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.58. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 0.9 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.576	1.186299	0.384887	0.279969764	0.000696775	0.00000003	1.58	0	0.000000001	0	0	0	0
1.5	1.0653	0.363584	0.259501024	0.000775916	0.00000003	1.50	0.076	0.000000002	0.000000002	0.000842	90.36299626	90.36299626
1.45	0.9858	0.348339	0.245096158	0.00083849	0.00000004	1.45	0.050	0.000000002	0.000000002	0.000842	59.37124934	149.7342456
1.4	0.9063	0.331978	0.229868314	0.000912042	0.00000005	1.40	0.050	0.000000003	0.000000003	0.000842	59.37128338	209.105529
1.35	0.8268	0.314373	0.213759927	0.000999738	0.00000006	1.35	0.050	0.000000004	0.000000003	0.000842	59.37133073	268.4768597
1.3	0.7473	0.295375	0.196712798	0.001106093	0.00000007	1.30	0.050	0.000000005	0.000000004	0.000842	59.37139886	327.8482586
1.273	0.704052	0.284397	0.187024721	0.001174037	0.00000008	1.27	0.027	0.000000006	0.00000001	0.000842	32.29807928	360.1463379

Aliran jam 1.11 saluran sekunder

h Sungai= 1.6249 h Saluran Sekunder = 1.3435

Q = 0.424166 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.59. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam1.11 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.625	1.263891	0.397475	0.292244551	0.000653999	0.00000002	1.62	0	0.000000001	0	0	0	0
1.6	1.2243	0.39115	0.286060581	0.000675148	0.00000003	1.60	0.025	0.000000001	0.000000001	0.000842	29.56685431	29.56685431
1.55	1.1448	0.377822	0.273138334	0.000722033	0.00000003	1.55	0.050	0.000000001	0.000000001	0.000842	59.3712051	88.93805941
1.5	1.0653	0.363584	0.259501024	0.000775916	0.00000003	1.50	0.050	0.000000002	0.000000002	0.000842	59.37122416	148.3092836
1.45	0.9858	0.348339	0.245096158	0.00083849	0.00000004	1.45	0.050	0.000000002	0.000000002	0.000842	59.37124934	207.6805329
1.4	0.9063	0.331978	0.229868314	0.000912042	0.00000005	1.40	0.050	0.000000003	0.000000003	0.000842	59.37128338	267.0518163
1.35	0.8268	0.314373	0.213759927	0.000999738	0.00000006	1.35	0.050	0.000000004	0.000000003	0.000842	59.37133073	326.423147
1.344	0.816465	0.311985	0.211598117	0.001012393	0.00000006	1.34	0.006	0.000000004	0.000000004	0.000842	7.718277153	334.1414242

Aliran jam 3 saluran sekunder

h Sungai= 1.959 h Saluran Sekunder = 0.84

Q = 0.000827 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.60. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 3 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.959	1.79511	0.4665	0.361805	0.00046	0.00000001	1.96	0	0.000000000	0	0	0	0
1.9	1.7013	0.45611	0.351099	0.000486	0.00000001	1.90	0.059	0.000000001	0.000000000	0.000842	70.05795	70.057952
1.8	1.5423	0.43691	0.331532	0.000536	0.00000002	1.80	0.100	0.000000001	0.000000001	0.000842	118.7423	188.80026
1.7	1.3833	0.41541	0.309953	0.000598	0.00000002	1.70	0.100	0.000000001	0.000000001	0.000842	118.7423	307.54259
1.6	1.2243	0.39115	0.286061	0.000675	0.00000003	1.60	0.100	0.000000001	0.000000001	0.000842	118.7424	426.28496
1.5	1.0653	0.36358	0.259501	0.000776	0.00000003	1.50	0.100	0.000000002	0.000000002	0.000842	118.7424	545.02739
1.4	0.9063	0.33198	0.229868	0.000912	0.00000005	1.40	0.100	0.000000003	0.000000002	0.000842	118.7425	663.76993
1.3	0.7473	0.29538	0.196713	0.001106	0.00000007	1.30	0.100	0.000000005	0.000000004	0.000842	118.7427	782.51268
1.2	0.5883	0.25249	0.159584	0.001405	0.00000011	1.20	0.100	0.000000010	0.000000007	0.000842	118.7432	901.25588
1.1	0.4293	0.20155	0.11817	0.001925	0.00000021	1.10	0.100	0.000000025	0.000000017	0.000842	118.7445	1020.0004
1	0.2703	0.14005	0.072731	0.003058	0.00000052	1.00	0.100	0.000000101	0.000000063	0.000842	118.7507	1138.7511
0.9	0.1113	0.06434	0.025779	0.007427	0.00000309	0.90	0.100	0.000001677	0.000000889	0.000841	118.8647	1257.6158
0.84	0.0159	0.00988	0.002119	0.051986	0.00015152	0.84	0.060	0.001000000	0.000500839	0.000341	175.3524	1432.9681

Aliran jam 6 saluran sekunder

h Sungai= 1.618 h Saluran Sekunder = 0.84

Q = 0.000827 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.61. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.618	1.25292	0.39574	0.290547	0.00066	0.00000002	1.62	0	0.000000001	0	0	0	0
1.6	1.2243	0.39115	0.286061	0.000675	0.00000003	1.60	0.018	0.000000001	0.000000001	0.000842	21.37363	21.37363
1.5	1.1448	0.37782	0.273138	0.000722	0.00000003	1.50	0.100	0.000000001	0.000000001	0.000842	118.7424	140.11604
1.4	1.0653	0.36358	0.259501	0.000776	0.00000003	1.40	0.100	0.000000002	0.000000002	0.000842	118.7425	258.8585
1.3	0.9858	0.34834	0.245096	0.000838	0.00000004	1.30	0.100	0.000000002	0.000000002	0.000842	118.7425	377.601
1.2	0.9063	0.33198	0.229868	0.000912	0.00000005	1.20	0.100	0.000000003	0.000000003	0.000842	118.7426	496.34358
1.1	0.8268	0.31437	0.21376	0.001	0.00000006	1.10	0.100	0.000000004	0.000000003	0.000842	118.7427	615.0863
1	0.7473	0.29538	0.196713	0.001106	0.00000007	1.00	0.100	0.000000005	0.000000004	0.000842	118.7428	733.82906
0.9	0.6678	0.27481	0.178671	0.001238	0.00000009	0.90	0.100	0.000000007	0.000000006	0.000842	118.743	852.57209
0.84	0.0159	0.00988	0.002119	0.051986	0.00015152	0.84	0.060	0.001000000	0.000500003	0.000342	174.9155	1027.4876

Aliran jam 9 saluran sekunder

h Sungai= 1.532 h Saluran Sekunder = 0.84

Q = 0.000827 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.62. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 9 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	i_b-i_f^{--}	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.532	1.11618	0.37281	0.268314	0.000741	0.00000003	1.53	0	0.000000002	0	0	0	0
1.5	1.0653	0.36358	0.259501	0.000776	0.00000003	1.50	0.032	0.000000002	0.000000002	0.000842	37.99759	37.9976
1.4	0.9063	0.33198	0.229868	0.000912	0.00000005	1.40	0.100	0.000000003	0.000000002	0.000842	118.7425	156.74012
1.3	0.7473	0.29538	0.196713	0.001106	0.00000007	1.30	0.100	0.000000005	0.000000004	0.000842	118.7427	275.4829
1.2	0.5883	0.25249	0.159584	0.001405	0.00000011	1.20	0.100	0.000000010	0.000000007	0.000842	118.7432	394.22607
1.1	0.4293	0.20155	0.11817	0.001925	0.00000021	1.10	0.100	0.000000025	0.000000017	0.000842	118.7445	512.9706
1	0.2703	0.14005	0.072731	0.003058	0.00000052	1.00	0.100	0.000000101	0.000000063	0.000842	118.7507	631.72129
0.9	0.1113	0.06434	0.025779	0.007427	0.00000309	0.90	0.100	0.000001677	0.000000889	0.000841	118.8647	750.58595
0.84	0.0159	0.00988	0.002119	0.051986	0.00015152	0.84	0.060	0.001000000	0.000500839	0.000341	175.3524	925.93833

Aliran jam 12 saluran sekunder

h Sungai= 1.5084 h Saluran Sekunder = 0.83

Q = 0.000827 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.000842

Tabel 5.63. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 12 Saluran sekunder indrapura*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.508	1.078656	0.36604	0.261844	0.000766	0.00000003	1.51	0	0.000000002	0	0	0	0
1.5	1.0653	0.36358	0.259501	0.000776	0.00000003	1.50	0.008	0.000000002	0.000000002	0.000842	9.974367	9.9744
1.4	0.9063	0.33198	0.229868	0.000912	0.00000005	1.40	0.100	0.000000003	0.000000002	0.000842	118.7425	128.71691
1.3	0.7473	0.29538	0.196713	0.001106	0.00000007	1.30	0.100	0.000000005	0.000000004	0.000842	118.7427	247.4596
1.2	0.5883	0.25249	0.159584	0.001405	0.00000011	1.20	0.100	0.000000010	0.000000007	0.000842	118.7432	366.20285
1.1	0.4293	0.20155	0.11817	0.001925	0.00000021	1.10	0.100	0.000000025	0.000000017	0.000842	118.7445	484.9474
1	0.2703	0.14005	0.072731	0.003058	0.00000052	1.00	0.100	0.000000101	0.000000063	0.000842	118.7507	603.69807
0.9	0.1113	0.06434	0.025779	0.007427	0.00000309	0.90	0.100	0.000001677	0.000000889	0.000841	118.8647	722.56274
0.83	0.0159	0.00988	0.002119	0.051986	0.00015152	0.83	0.070	0.001000000	0.000500839	0.000341	204.6502	927.21298

- Saluran Indrapura

Lebar	= 1.03 m
Tinggi	= 0.78 m
Elevasi dasar	= 2.14 mdpl
CH rancangan	= 101.99 mm
Catchman area (CA)	= 0.6058 (ha)
Panjang saluran	= 98.4225 m
Koef. pengaliran	= 0.8
Waktu konsentrasi	= 0.5574 jam
Intensitas Hujan	= 52.20461 mm/jam
Debit	= 0.26 m3/det

Perhitungan arus balik di saluran sekunder Jagalan hanya menghitung elevasi pasang air laut saat puncak, debit puncak di Kali Mas dan debit puncak di saluran Jagalan untuk mencari ketinggian luberan di saluran tersebut.

Aliran jam 6 pasang debit puncak Kali Mas dan debit puncak saluran sekunder

h Sungai= 2.56 h Saluran Sekunder = 2.47

Q = 0.172200 α = 1.1 n manning = 0.028

kemiringan dasar saluran = 0.00084216

Tabel 5.64. *Perhitungan profil permukaan aliran dengan cara tahapan langsung aliran jam 6 puncak pasang air laut debit puncak Kali Mas debit puncak Saluran sekunder Jagalan*

h	A	R	$R^{4/3}$	u	$\alpha u^2/2g$	E	ΔE	i_f	i_f^{--}	$i_b-i_f^{--}$	Δx	x
(m)	(m^2)	(m)	($m^{4/3}$)	(m/det)	m	(m)	(m)				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2.56	0.6125	0.274664	0.17853977	0.2811429	0.00443147	2.56	0	0.000347084	0	0	0	0
2.55	0.6	0.271493	0.17579721	0.287	0.00461804	2.55	0.010	0.000367340	0.000357212	0.000485	20.23604	20.23604
2.54	0.5875	0.268265	0.1730155	0.2931064	0.00481664	2.54	0.010	0.000389297	0.000378319	0.000464	21.13091	41.36694
2.53	0.575	0.264977	0.17019396	0.2994783	0.00502834	2.54	0.010	0.000413145	0.000401221	0.000441	22.19877	63.56571
2.52	0.5625	0.261628	0.16733191	0.3061333	0.00525430	2.53	0.010	0.000439095	0.000426120	0.000416	23.493	87.05871
2.51	0.55	0.258216	0.16442863	0.3130909	0.00549585	2.52	0.010	0.000467390	0.000453243	0.000389	25.0913	112.15
2.5	0.5375	0.254739	0.16148345	0.3203721	0.00575444	2.51	0.010	0.000498307	0.00048285	0.000359	27.11131	139.2613
2.49	0.525	0.251196	0.15849565	0.328	0.00603172	2.50	0.010	0.000532165	0.000515236	0.000327	29.73998	169.0013
2.48	0.5125	0.247585	0.15546455	0.336	0.00632954	2.49	0.010	0.000569329	0.000550747	0.000291	33.29353	202.2948
2.47	0.5	0.243902	0.15238943	0.3444	0.00664997	2.48	0.010	0.000610221	0.000589775	0.000252	38.35236	240.6472

5.4. Hidrolika

Analisa hidrolika berdasarkan perhitungan arus balik di kali mas dan di saluran sekunder, apabila terjadi luapa di sekitar kawasan kali mas atau saluran sekunder tindak lanjutnya adalah pekerjaan pintu air dan pompa air

- Kali Mas

Dari data penampang apabila curah hujan tinggi dan pasang air laut tinggi ada beberapa titik penampang rendah yang mengalami luapan atau overflow, sehingga pekerjaan pintu air dan pompa disarankan namun tidak diwajibkan karena pertimbangan ekonomisnya, namun apabila tetap dilakukan pekerjaan pintu air dan pompa air untuk perhitungan pompa dan pengoperasian dijelaskan di tabel dibawah ini

Debit puncak = 37.75 m^3/det
Kapasitas pompa = 3 m^3/det
Jumlah = 9 pompa
Dimensi Pintu air = 4m x 5m
Jumlah = 5 pintu

Berikut perhitungan pompa dan pengoperasian

Tabel 5.65. *Kumulatif volume kali mas*

Kum. Waktu (jam)	Q inf (m^3/det)		Q total (m^3/det)	Δt	Volume (m^3)	Kum. Vol. (m^3)
	Hujan	Baseflow				
0.00	0.00	23.07	23.07	3600	83052.00	83052
1.00	2.41	23.07	25.48	3600	91718.07	174770.07
2.00	13.33	23.07	36.40	3600	131044.27	305814.33
2.18	14.68	23.07	37.75	3600	135916.95	441731.28
3.00	11.47	23.07	34.54	3600	124354.32	566085.60
3.63	7.15	23.07	30.22	3600	108779.72	674865.32
4.00	4.00	23.07	27.07	3600	97453.39	772318.71
5.00	2.21	23.07	25.28	3600	90996.78	863315.49
5.80	1.63	23.07	24.70	3600	88926.62	952242.11
6.00	1.21	23.07	24.28	3600	87407.07	1039649.18
7.00	0.87	23.07	23.94	3600	86168.46	1125817.64
8.00	0.57	23.07	23.64	3600	85107.94	1210925.59
9.00	0.38	23.07	23.45	3600	84408.31	1295333.90

Tabel 5.66. *Kumulatif volume kali mas dengan pompa*

Waktu t	kumulatif volume K. Mas (v)	Kumulatif Volume (v)	Penggunaan Pompa	kum. penggunanaan pompa	Kumulatif sisa di K. Mas <	debit
jam	m^3	m^3			m^3	m
0.00	83052.0000	54000	5 pompa 3 m^3/det	5	29052.00	8.0700
1.00	174770.0666	140400	8 pompa 3 m^3/det	13	34370.07	9.5472
2.00	305814.3333	237600	9 pompa 3 m^3/det	22	68214.33	18.9484
2.18	441731.2820	334800	9 pompa 3 m^3/det	31	106931.28	29.7031
3.00	566085.6021	432000	9 pompa 3 m^3/det	40	134085.60	37.2460
3.63	674865.3242	529200	9 pompa 3 m^3/det	49	145665.32	40.4626
4.00	772318.7100	615600	8 pompa 3 m^3/det	57	156718.71	43.5330
5.00	863315.4877	702000	8 pompa 3 m^3/det	65	161315.49	44.8099
5.80	952242.1112	788400	8 pompa 3 m^3/det	73	163842.11	45.5117
6.00	1039649.1848	874800	8 pompa 3 m^3/det	81	164849.18	45.7914
7.00	1125817.6449	961200	8 pompa 3 m^3/det	89	164617.64	45.7271
8.00	1210925.5870	1047600	8 pompa 3 m^3/det	97	163325.59	45.3682
9.00	1295333.9007	1134000	8 pompa 3 m^3/det	105	161333.90	44.8150

Pengoperasian pompa air dan pintu air Kali Mas berdasarkan dari elevasi pasang surut air laut, apabila elevasi pasang air laut mulai tinggi di angka 1.9 mdpl pintu mulai ditutup dan pompa mulai dijalankan, hingga elevasi turun dibawah 1.9 mdpl pintu air mulai dibuka dan pompa air diberhentikan.

Pintu air dan pompa berada di Sta 2.700 tepat di kawasan jembatan Petekan di Kali Mas dengan lebar penampang ± 40 m akan dibangun 5 buah pintu dengan dimensi 4 m x 5 m disertai pintu berukuran besar berdimennsi 7.5 m x 5 m untuk lewatnya kapal nelayan, pompa berada di lereng sekitar petekan.

Pengoperasian jumlah pompa berdasarkan hidrograf jam ke 0 pompa sudah dinyalakan sebanyak 5 pompa untuk mengalirkan debit, dijam ke 1 pompa ditambah menjadi 8 pompa karena debit pompa yang mulai banyak, sedangkan di jam ke 2 pompa sudah dinyalakan menjadi 9 untuk memompa debit puncaknya, hingga ke jam 10 pompa sudah tidak mulai bekerja, karena pintu air mulai dibuka karean elevasi pasang air laut sudah dibawah muka air sungai Kali Mas.

- Saluran Sekunder Gentengkali

Dari perhitungan arus balik dari jam 0 hingga jam 12 saluran mengalami arus balik tetapi pengaruh arus balik tidak ada yang mengakibatkan luapan dikawasan saluran sekunder gentengkali

- Saluran Sekunder Rajawali

Dari perhitungan arus balik dari jam 0 hingga jam 12 mengalami arus balik tetapi pengaruh arus balik tidak ada yang mengakibatkan luapan dikawasan saluran sekunder rajawali bahkan ada waktu tertentu saluran rajawali tidak mengalami arus balik kareana elevasi muka air sungai dan muka air pasang lebih rendah dari saluran sekunder

- Saluran Sekunder Indrapura

Dari perhitungan arus balik dari jam 0 hingga jam 12 mengalami arus balik tetapi pengaruh arus balik tidak ada yang mengakibatkan luapan dikawasan saluran sekunder indrapura

- Saluran Sekunder Jagalan

Dari perhitungan arus balik dari jam puncak pasang air laut, debit puncak Kali Mas dan debit puncak saluran sekunder jagalan didapat arus balik saat puncak hujan terjadi luapan di kawasan saluran sekunder jagalan dengan begitu diperlukan alternatif pintu dan pompa air, pintu air sendiri berdimensi ± 1.5 m dengan lebar ± 1 m, sesuai dengan dimensi saluran dan tinggi luapan, sedangkan untuk perhitungan pompa berdasarkan debit puncak di jagalan yaitu sebesar 0.4 m^3/det dengan begitu pompa menggunakan pompa berukuran 0.5 m^3/det berjumlah 1 pompa.

Tabel 5.67. *Kumulatif volume saluran sekunder jagalan*

Kum. Waktu (jam)	Q inf (m^3/det)		Q total (m^3/det)	Δt	Volume (m^3)	Kum. Vol. (m^3)
	Hujan	Baseflow				
0.00	0.00	0.58	0.58	3600	2088.00	2088
1.00	0.40	0.00	0.40	3600	1440.00	3528.00
2.00	0.20	0.00	0.20	3600	720.00	4248.00
3.00	0.00	0.00	0.00	3600	0.00	4248.00

Tabel 5.68. *Kumulatif volume saluran sekunder jagalaan dengan pompa*

Waktu t	kumulatif volume K. Mas (v)	Kumulatif Volume (v)	Penggunaan Pompa	kum. penggunanaan pompa	Kumulatif sisa di K. Mas <	debit
jam	m^3	m^3			m^3	m
0.00	2088.0000	1080	3 pompa 0.1 m^3/det	0.3	1008.00	0.2800
1.00	3528.0000	2160	3 pompa 0.1 m^3/det	0.6	1368.00	0.3800
2.00	4248.0000	2880	2 pompa 0.1 m^3/det	0.8	1368.00	0.3800
3.00	4248.0000	3600	2 pompa 0.1 m^3/det	1	648.00	0.1800

Penggunaan pompa berdasarkan arus balik sungai kali mas akibat debit kali mas saat puncak dan elevasi puncak pasang air laut sudah masuk ke wilayah saluran sekunder bersamaan hujan di kawasan jagalan mulai turun dengan debit maksimal dilakukanlah penutupan pintu air dan pompa air dijalankan sesuai perhitungan tabel di atas, pompa diberhentikan kan pintu mulai dibuka saat elevasi muka air sungai sudah turun ataupun hujan sudah terang.

Penjelasan kenaikan pasang surut, kenaikan elevasi muka air Kali Mas dan kenaikan muka air di saluran sekunder dijelaskan pada gambar yang berada di lembar lampiran, beserta detail gambar pintu air.

BAB VI
PENUTUP

6.1. Kesimpulan

Perhitungan pembahasan didapat hasil sebagai berikut :

1. Debit rencana kala ulang 50 tahun adalah 17.49 m3/det.
2. Dari perhitungan pasang surut didapat elevasi pasang surut yang menjadi acuan, dari data tersebut diketahui periode jam berapa sajakah kali mas mengalami arus balik (backwater) yaitu pada jam 0 hingga jam 9 lalu terjadi arus balik lagi di jam 18 hingga 24 pada saat elevasi puncak pasang ada 3 titik penampang yang mengalami overflow karena kondisi terlalu rendah, sedangkan di kawasan sekunder kali mas dari sampel 3 saluran sekunder dan saluran yang memiliki dimensi paling rendah yaitu saluran jagalan, saluran mengalami arus balik di jam 0, jam 056, jam 0.9, jam 1.11, jam 3, jam 6, jam 9, jam 12 namun untuk 3 sampel tidak terjadi luapan melainkan di saluran yang memiliki dimensi paling rendah yang mengalami overflow.
3. Evaluasi dari perhitungan arus balik didapat 2 alternatif, alternatif untuk kali mas sendiri yaitu pintu air dan pompa air di kawasan petekan dengan dimensi pintu air 4 m x 5 m sebanyak 5 pintu, sedangkan pompanya menggunakan pompa berkapasitas 3 m3/det sebanyak 9 pompa bertujuan untuk menurunkan elevasi muka air di kawasan Kali Mas agar tidak mengalami arus balik ke arah saluran sekunder dan untuk alternatif kedua untuk wilayah sekunder di kali mas di saluran jagalan menggunakan pintu air dengan dimensi 1 m x 1.5 m sebanyak 1 pintu dan pompa air dengan kapasitas 0.1 m^3/det sebanyak 3 pompa bertujuan untuk menghindari luapan di dikawasan jagalan dan untuk mengalirkan debit di saluran sekundernya.

6.2. Saran

1. Memperhatikan morfologi Kali Mas Surabaya agar kondisi tetap terjaga dan meminimalisir terjadinya banjir karena kerusakan dimensi dan
2. Disiplin terhadap pengerukan sedimen untuk menjaga ketinggian muka air sungai dan saluran sekunder.
3. Disiplin terhadap pengoperasian pintu dan pompa air agar tidak terjadi luapan di penampang Kali Mas Surabaya atau di saluran sekundernya.
4. Perawatan pintu dan pompa air terus dijaga untuk menjaga umur pintu dan pompa.

DAFTAR PUSTAKA

1. Anggrahini (2005). *HDROLIKA SALURAN TERBUKA*, Penerbit Srikandi Surabaya.

2. Cd. Soemarto (1989). *Hidrolika Teknik* : Jakarta. Erlangga.

3. H.R. Mulyanto, (2013). *Drainase Perkotaan,* Penerbit : PT. Graha Ilmu, Yogyakarta.

4. Ibriahim Bachtiar H. 1993. *Rencana dan Estimate Real of Cost.* Jakarta : Bumi Aksara.

5. Soewarno (1995). *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1,* Penerbit Nova, Bandung.

6. Suripin (2004). *Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan,* Penerbit Andi, Yogyakarta.

7. SNI 2415:2016 Tata cara perhitungan debit banjir rencana

8. http://repository.usu.ac.id/handle/123456789/4435.

9. http://sites.google.com/site/kisaranteknk/my-form?offset=10.

10. https://tsipilunikom.wordpress.com/2012/06/19/sistem-drainase/.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

UCAPAN TERIMA KASIH

Dalam proses penyususnan Tugas Akhir Terapan iini saya mendapat bantuan, bimbingan dan masukan dari berbagai pihak hingga penyelesaian.

Oleh kareana itu dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang ikut serta membantu menyusun Tugas Akhir Terapan ini.

Ucapan terima kasih terutama kami sampaikan kepada :

1. Allah SWT atas nikmat dan berkah dalam meridhoi dalam penyusunan Tugas Akhir Terapan kami.
2. Orang tua dan saudara kami yang telah memberi dorongan baik moril maupun materil yang tak terhingga.
3. Bapak Dr. Machsus ST. MT. Selaku Ketua Program Studi Diploma Teknik Sipil FTSP ITS.
4. Bapak M. Khoiri, ST., MT., PhD. Selaku Sekretaris Program Studi Diploma Teknik Sipil FTSP ITS yang telah membantu penysunan Tugas Akhir Terapan ini.
5. Bapak Ir. Ismail Sa'ud, MMT. Dan Bapak M. Hafiizh I, ST., MT. selaku dosen pembimbing Laporan Akhir yang telah banyak membantu dan membimbing penyusunan Laporan Akhir ini.
6. Segenap dosen dan seluruh Civitas Akademi Diploma FTSP ITS.
7. Dan seluruh teman teman kami yang ikut membantu dalam hal materil ataupun moril.

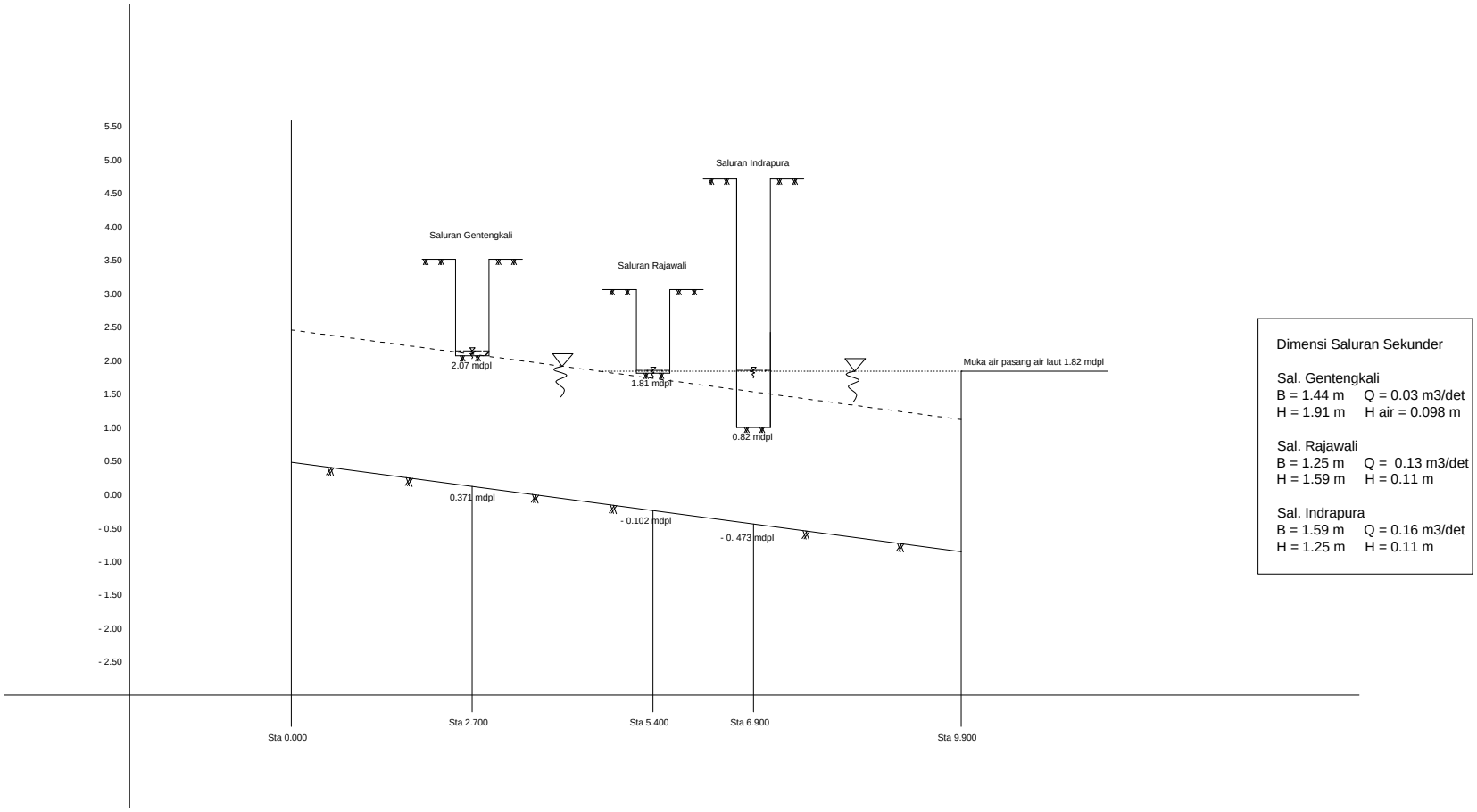
Saya berharap semoga amal kebaikan semua pihak tersebut mendapat Ridho dan balasan dari Allah SWT. Saya menyadari sepenuhnya bahwa Tugas Akhir Terapan ini masih banyak kekurangan, untuk itu kami mengharapkan saran kritik yang bersifat membangun demi sempurnanya penyusunan Tugas Akhir Terapan ini.

Akhir kata kami berharap semoga Tugas Akhir Terapan ini mendapat manfaat bagi pembaca sekalian.

Surabaya, Januari 2017

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Yupiter Abdi Toto Negoro lahir di Kota Kediri pada tanggal 8 mei 1994 anak ketiga dari tiga bersaudara, pendidikan formla yang ditempuh antara lain SD N Mojoroto 2 Kota Kediri. SMP N 4 kota Kediri, SMA N 7 Kota Kediri 2012, Kuliah pada program D3 Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang 2012, lulus tahun 2015, lalu melanjutkan jenjang kuliah di jurusan diploma teknik sipil di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahunn 2016 dengan NRP 3115040624.



Dimensi Saluran Sekunder

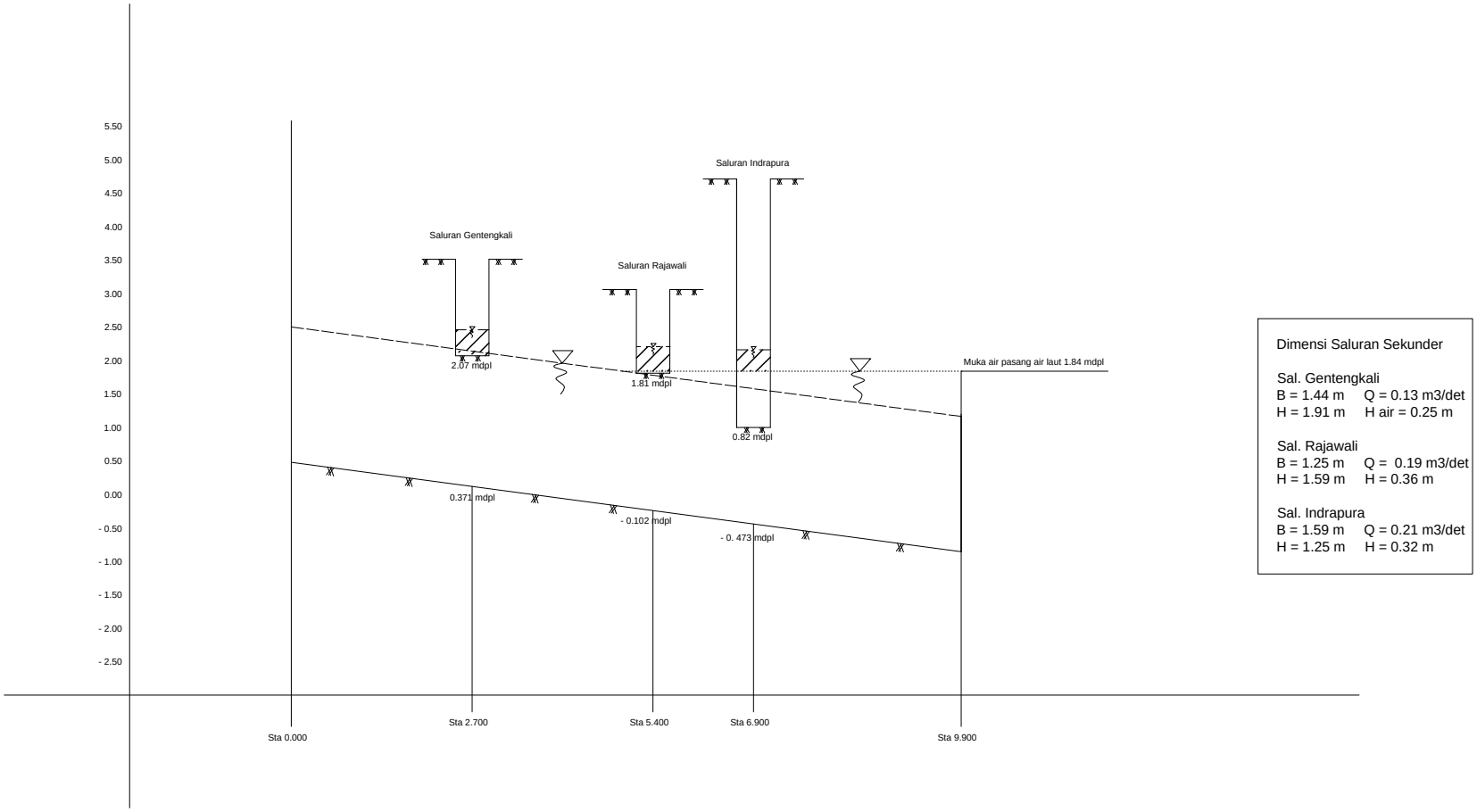
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.59 m H = 0.11 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.16 m3/det
H = 1.25 m H = 0.11 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 0	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	1



Dimensi Saluran Sekunder

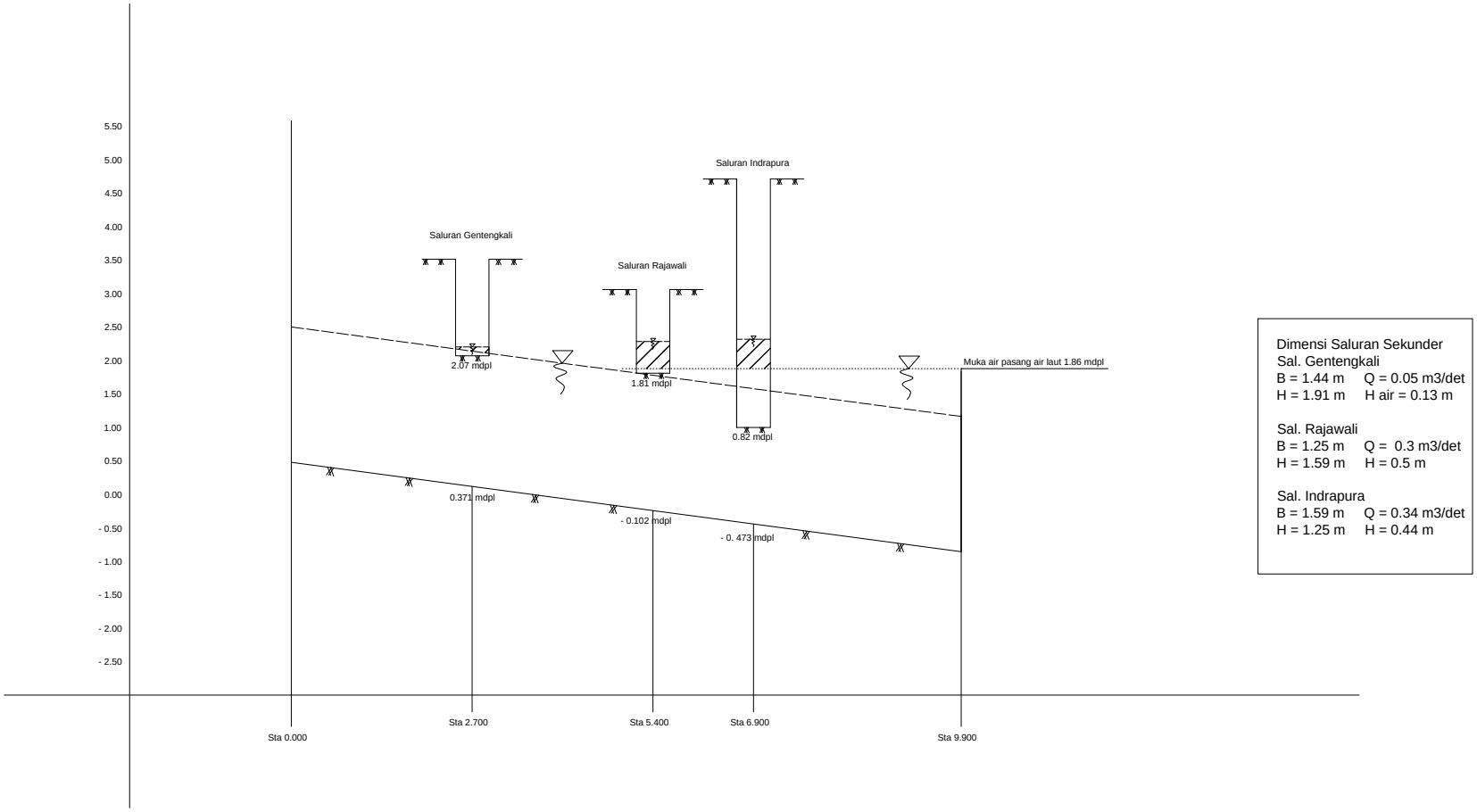
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.25 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.19 m3/det
H = 1.59 m H = 0.36 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.21 m3/det
H = 1.25 m H = 0.32 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 0.56 DEBIT PUNCAK SALURAN SEKUNDER GENTENGKALI	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	2



Dimensi Saluran Sekunder

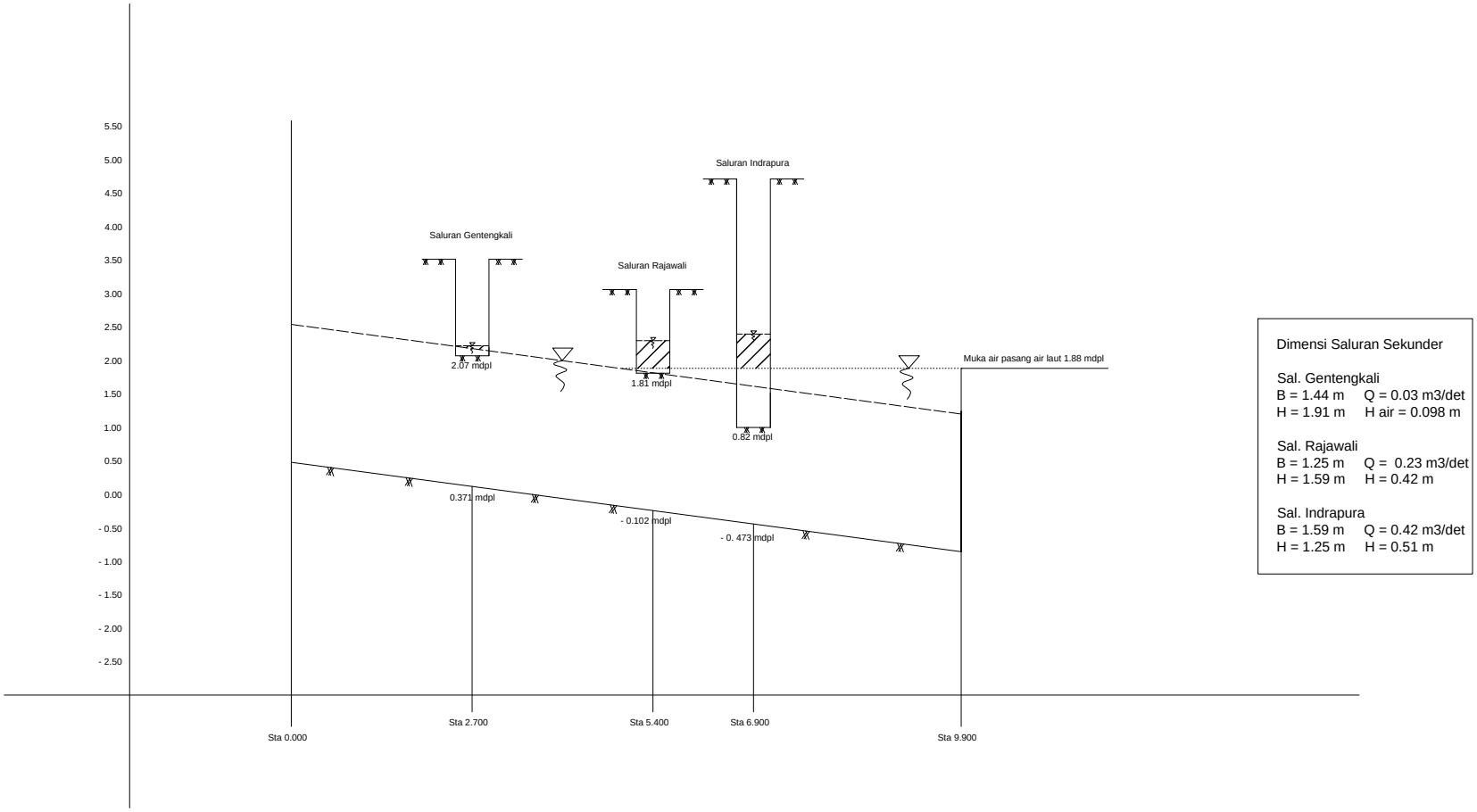
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.05 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.13 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.3 m3/det
H = 1.59 m H = 0.5 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.34 m3/det
H = 1.25 m H = 0.44 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 0.9 DEBIT PUNCAK SALURAN SEKUNDER RAJAWALI	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	3



Dimensi Saluran Sekunder

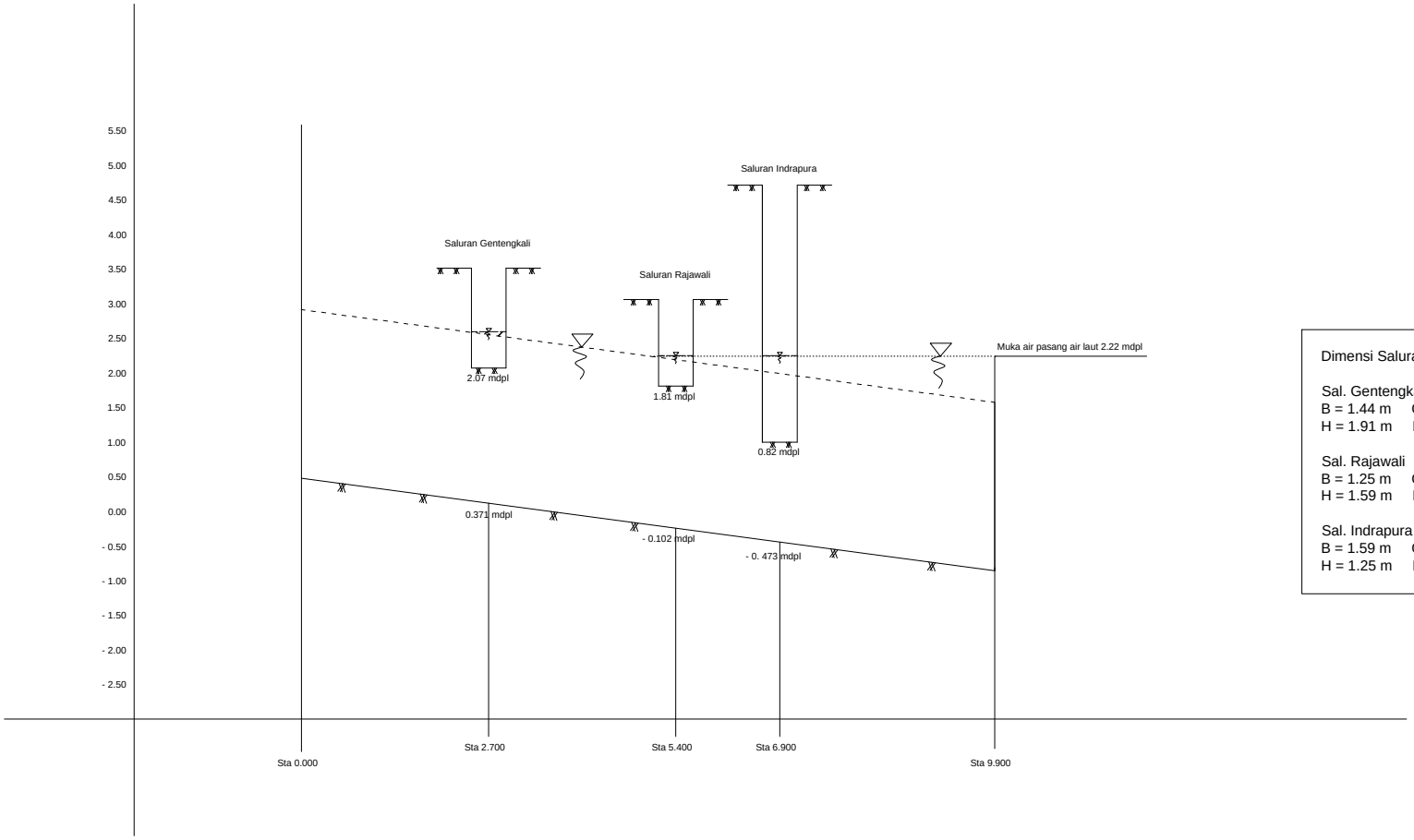
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.23 m3/det
H = 1.59 m H = 0.42 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.42 m3/det
H = 1.25 m H = 0.51 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 1.11 DEBT PUNCAK SALURAN SEKUNDER INDRAPURA	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	4



Dimensi Saluran Sekunder

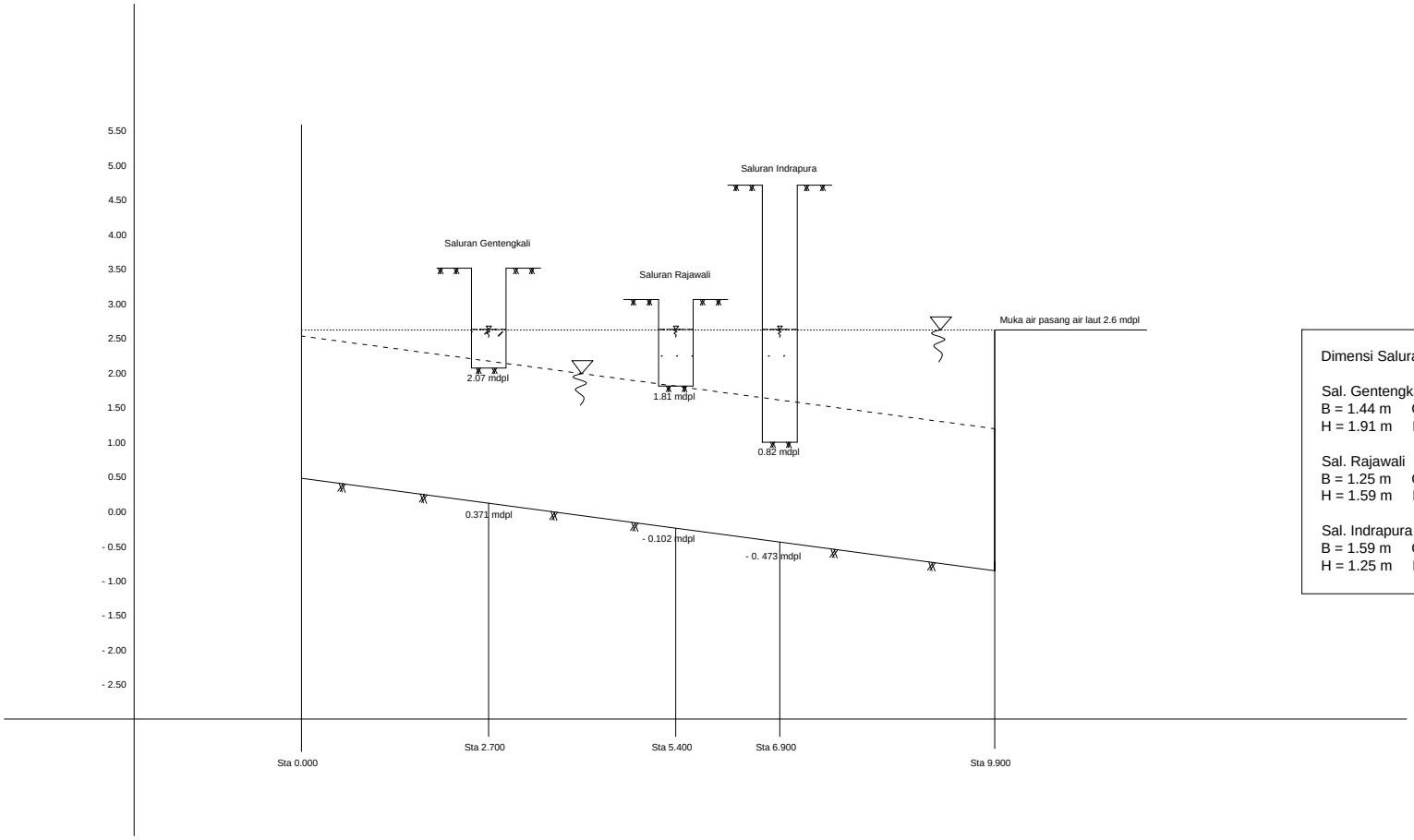
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.59 m H = 0.11 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.16 m3/det
H = 1.25 m H = 0.11 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 3	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	5



Dimensi Saluran Sekunder

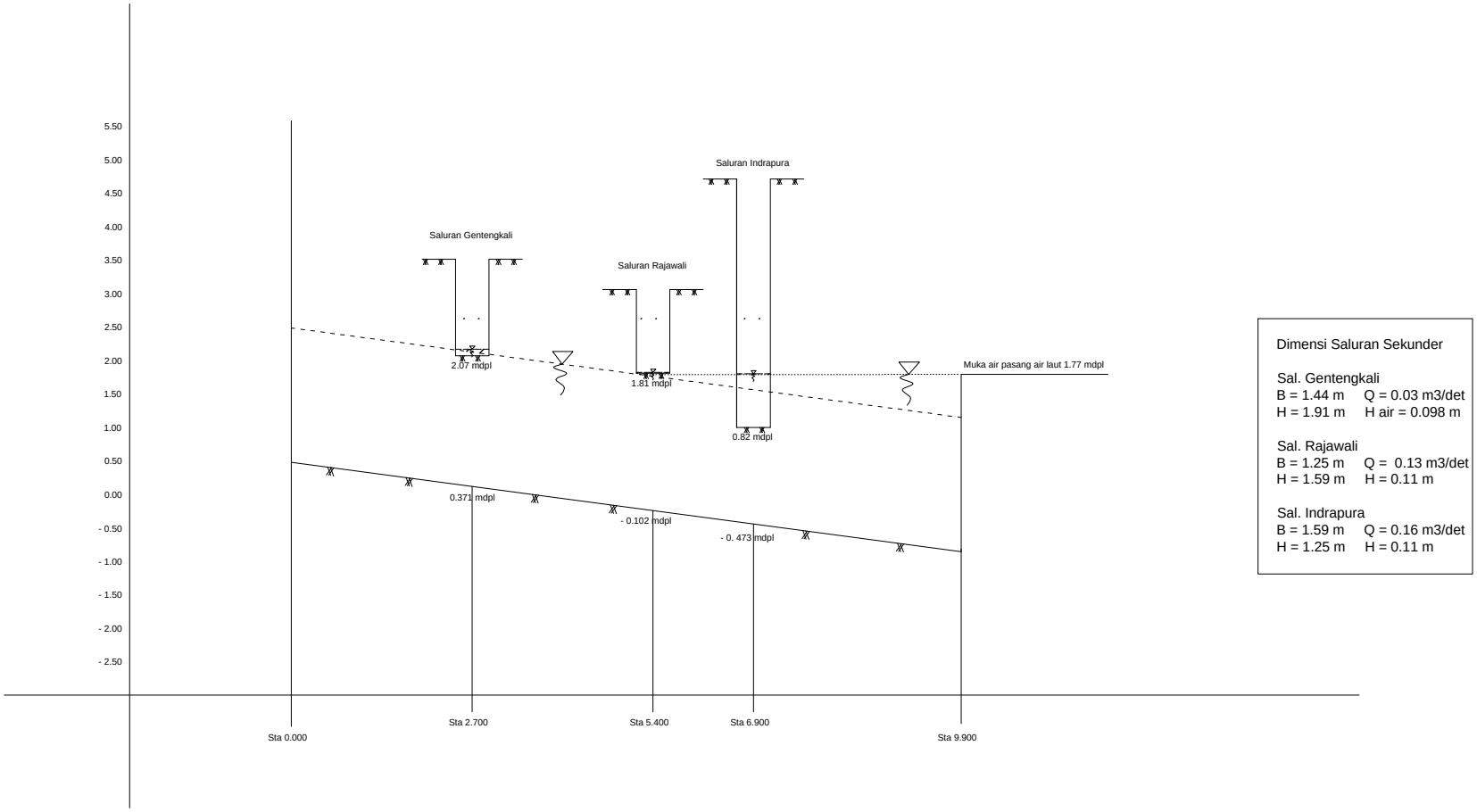
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.59 m H = 0.11 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.16 m3/det
H = 1.25 m H = 0.11 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 6	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	6



Dimensi Saluran Sekunder

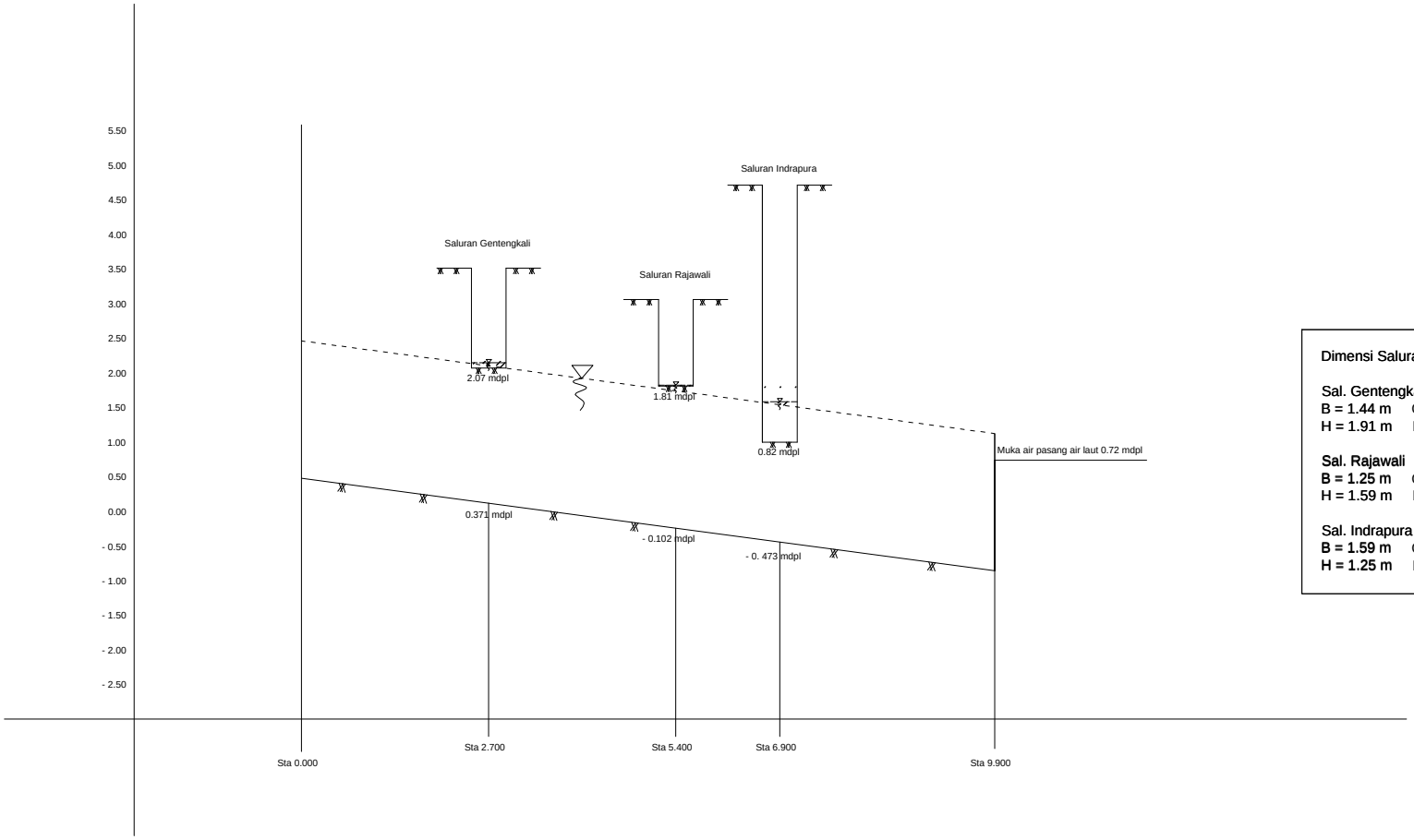
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.59 m H = 0.11 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.16 m3/det
H = 1.25 m H = 0.11 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 9	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	7



Dimensi Saluran Sekunder

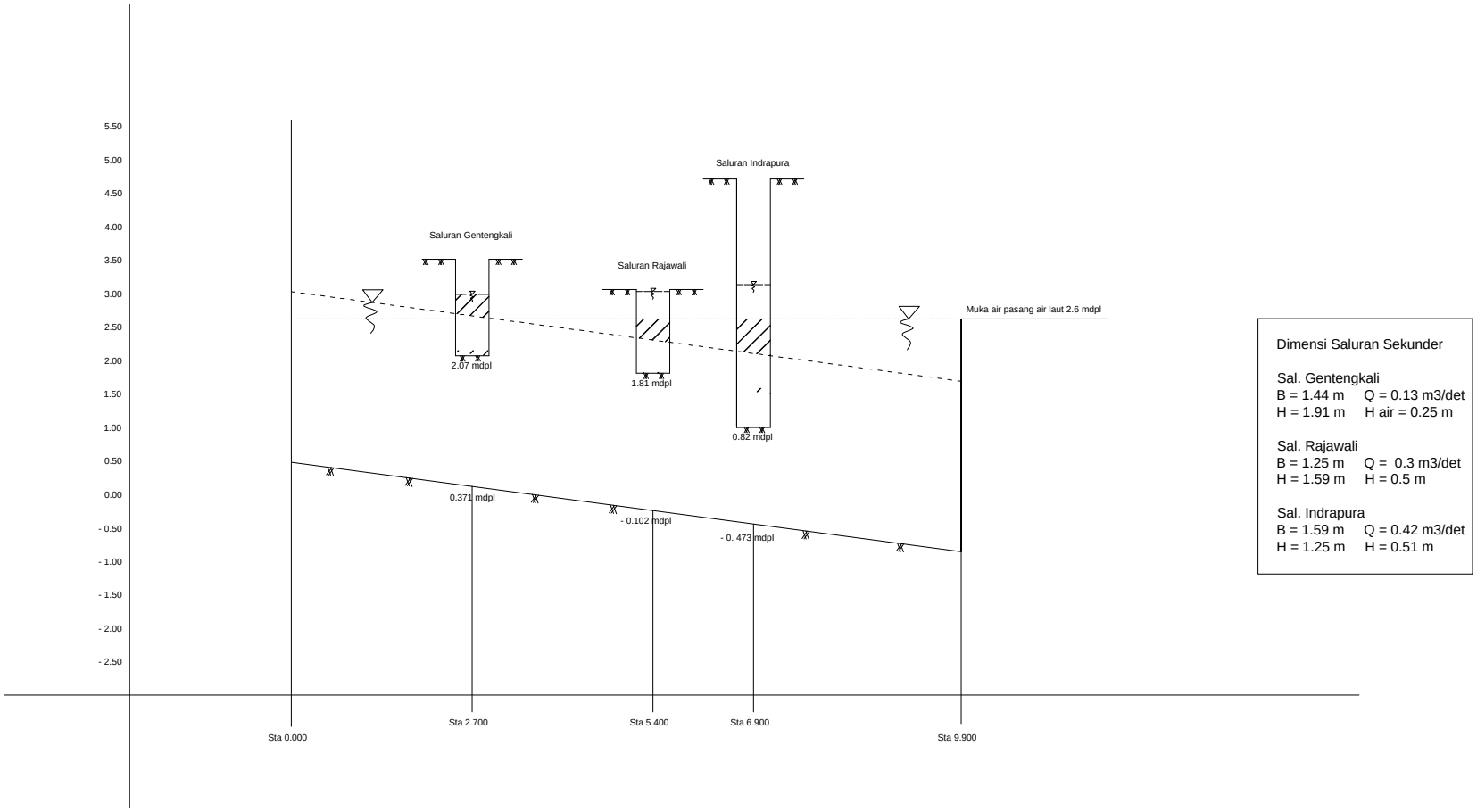
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.03 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.098 m

Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.59 m H = 0.11 m

Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.16 m3/det
H = 1.25 m H = 0.11 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN JAM 12	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	8



Dimensi Saluran Sekunder

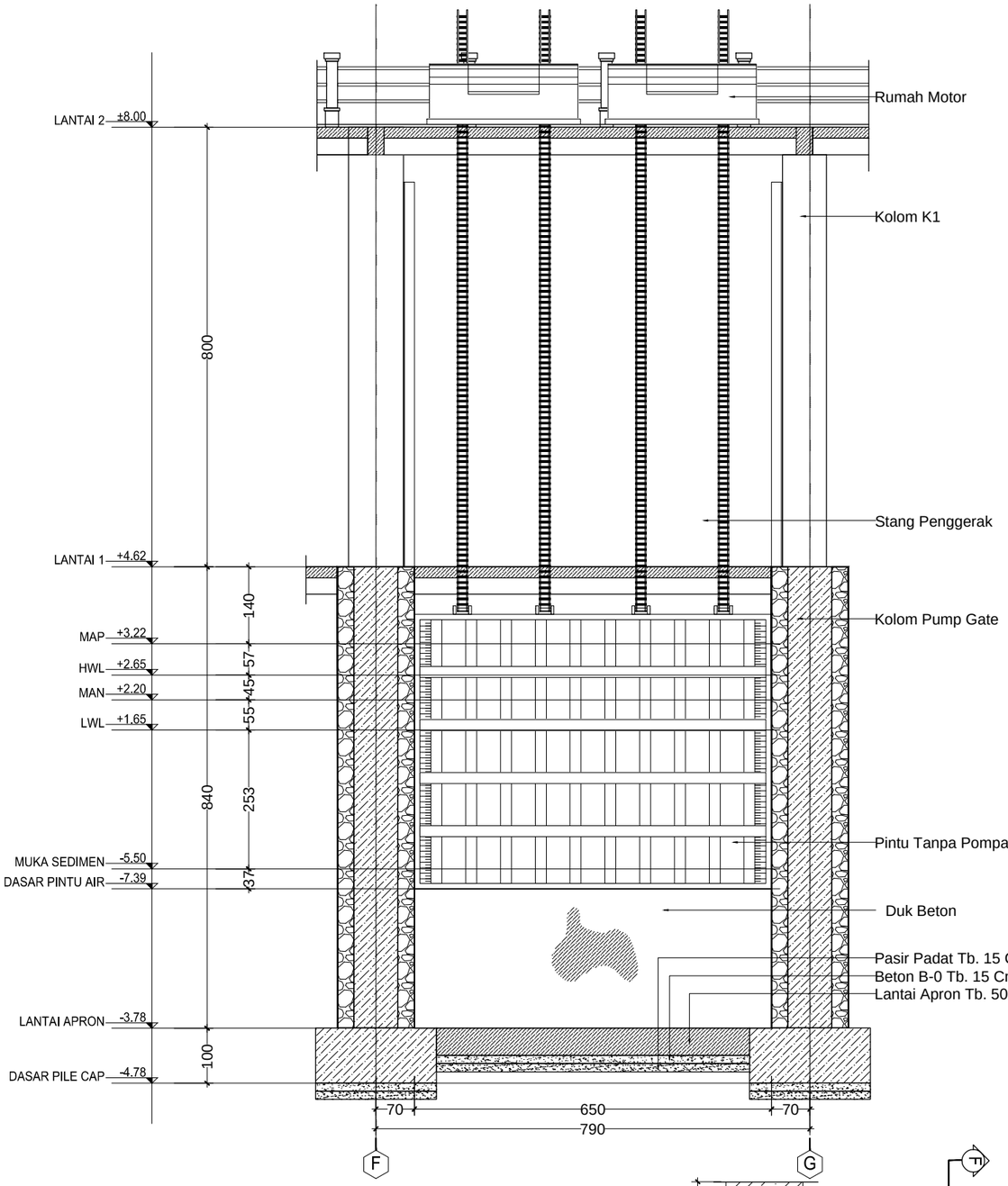
Sal. Gentengkali
B = 1.44 m Q = 0.13 m3/det
H = 1.91 m H air = 0.25 m

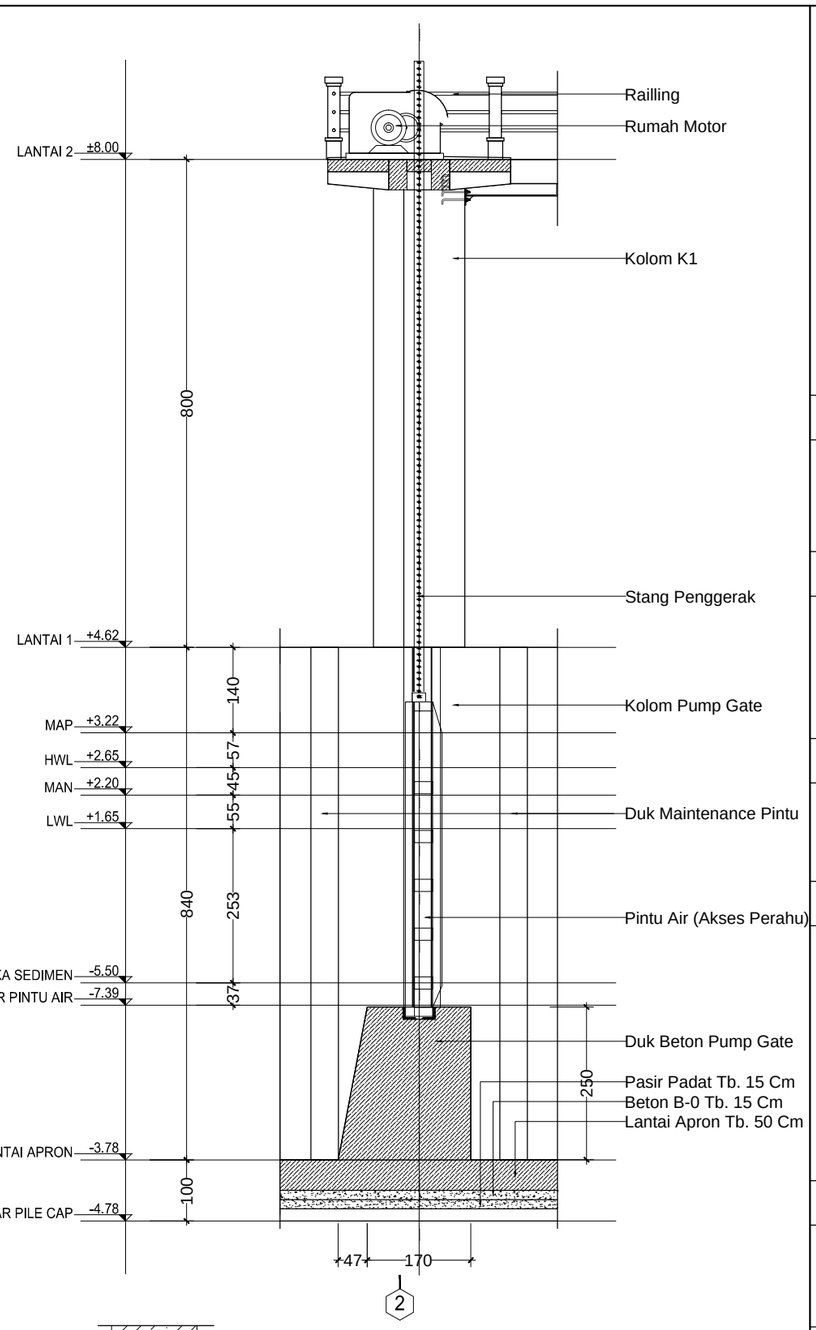
Sal. Rajawali
B = 1.25 m Q = 0.3 m3/det
H = 1.59 m H = 0.5 m

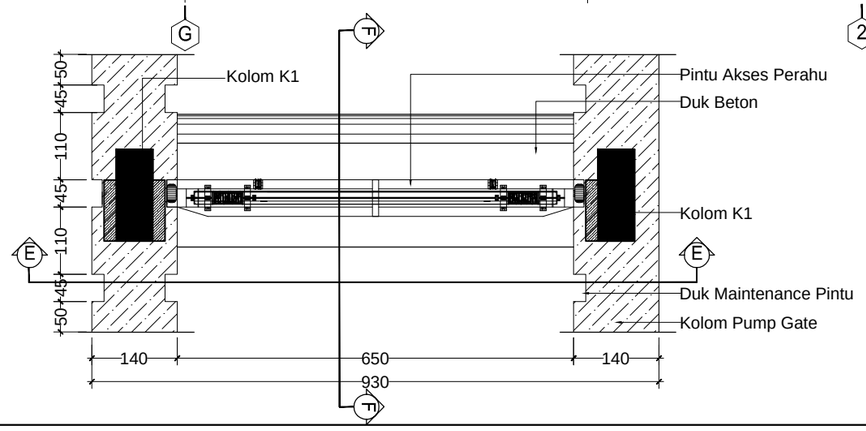
Sal. Indrapura
B = 1.59 m Q = 0.42 m3/det
H = 1.25 m H = 0.51 m

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR	DOSEN PEMBIMBING	NAMA MAHASISWA	KETERANGAN	JUDUL GAMBAR	SKALA GAMBAR
PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA	Ir. Ismail Sa'ud, MMT. NIP 19600517 198903 1 002 M. Hafiizh I., ST., MT. NIP. 19860212 201504 1 001	YUPITER ABDI TOTO NEGORO	Dasar Saluran Muka Air Sungai dan Saluran Muka Air Pasang	PENAMPANG MEMANJANG ALIRAN PASANG PUNCAK, DEBIT PUNCAK KALI MAS, DEBIT PUNCAK SALURAN SEKUNDER	HORIZONTAL 1 : 10.000 VERTIKAL 1 : 100
				KODE GAMBAR	NO GAMBAR
				STA	9







INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP 19600517 198903 1 002

M. Hafiizh I., ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

NAMA MAHASISWA

Yupiter Abdi Toto Negoro
NRP : 3115040624

KETERANGAN

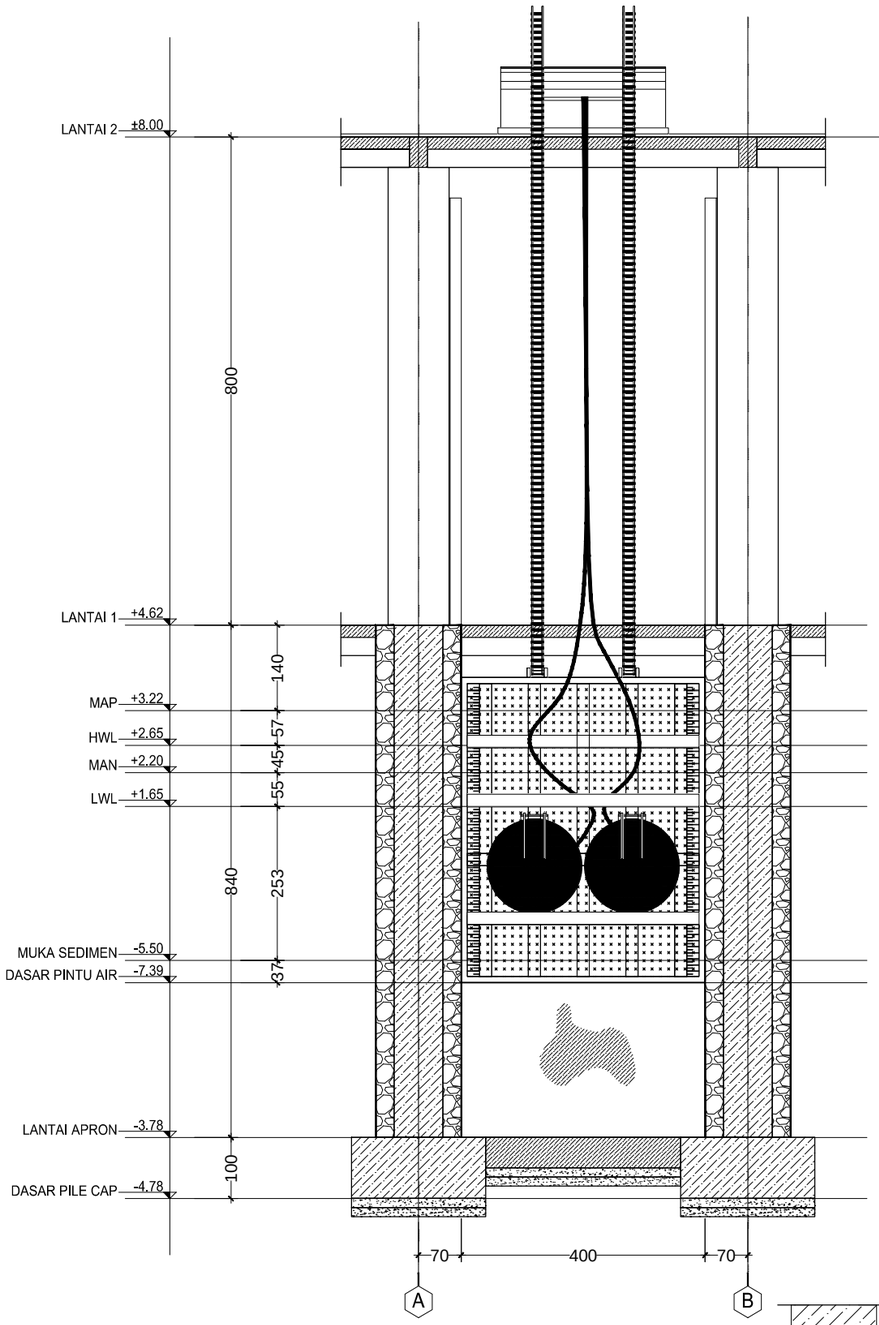
JUDUL GAMBAR

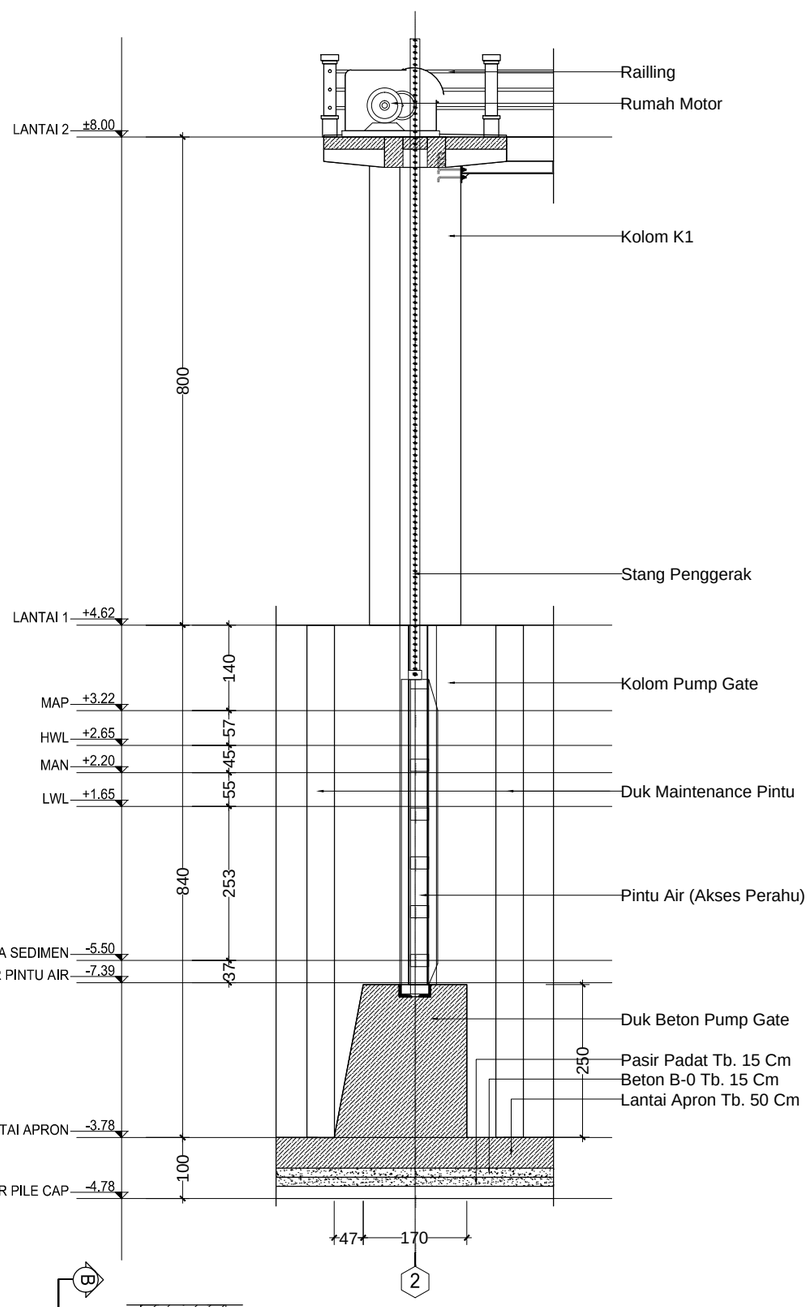
DETAIL PINTU AIR PETEKAN

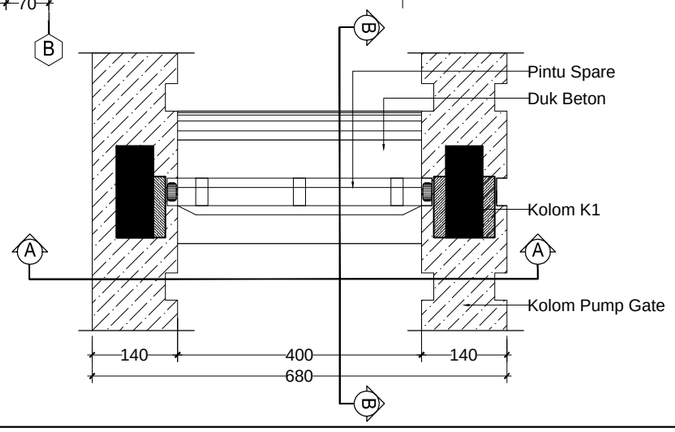
SKALA

1 : 50

KODE GAMBAR	NO LEMBAR
STR	11







INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP 19600517 198903 1 002

M. Hafiizh I., ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

NAMA MAHASISWA

Yupiter Abdi Toto Negoro
NRP : 3115040624

KETERANGAN

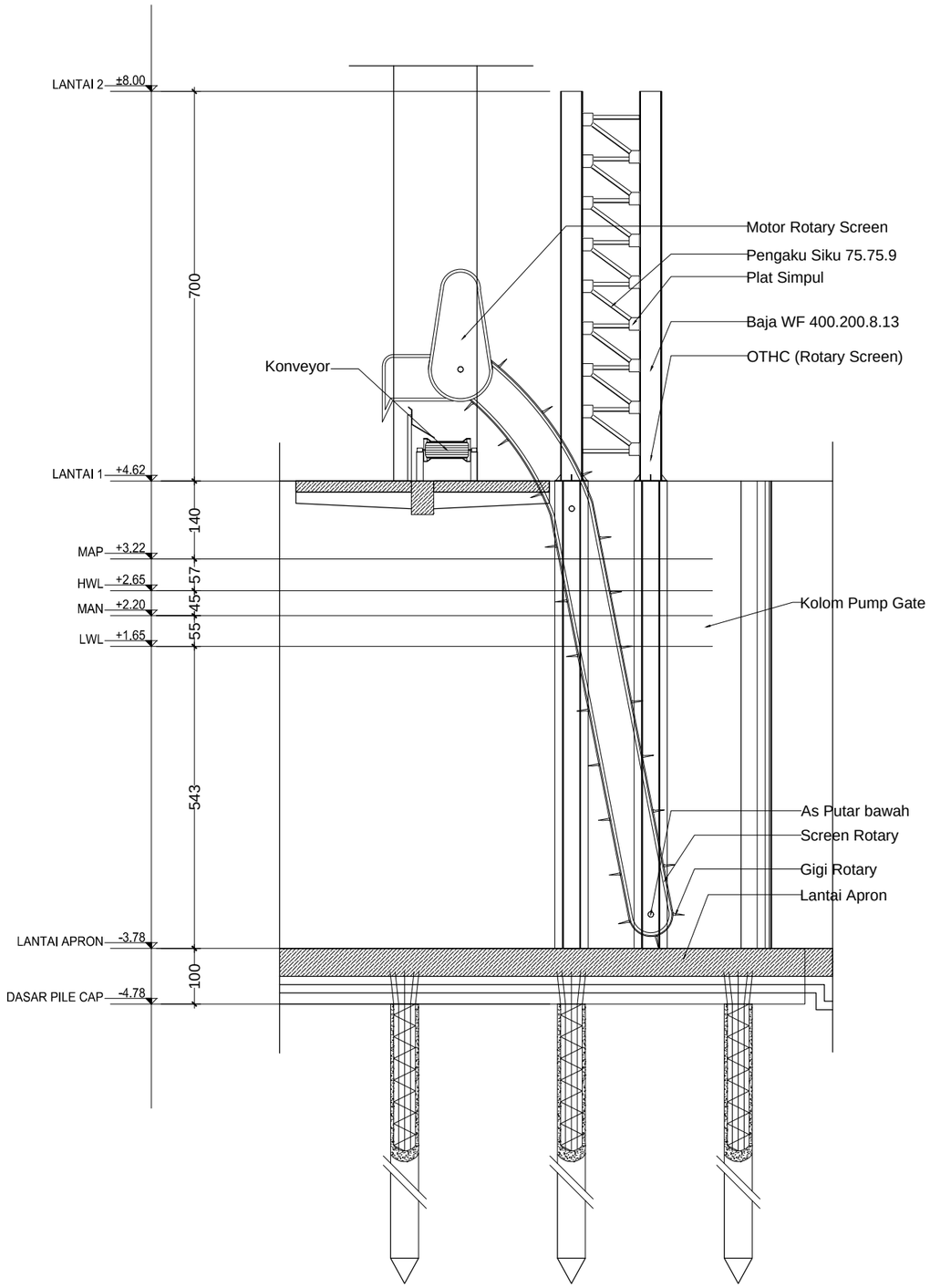
JUDUL GAMBAR

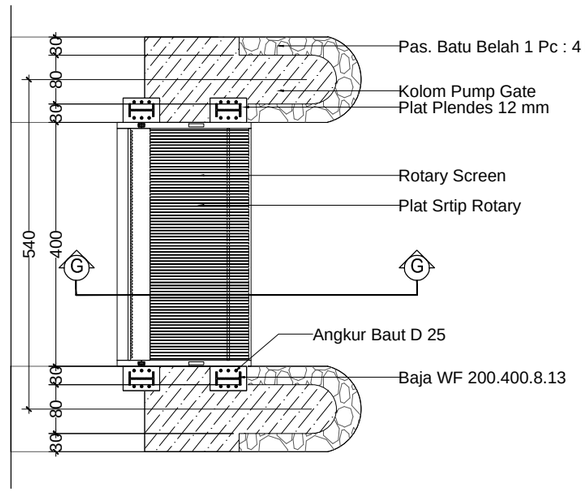
DETAIL PINTU AIR PETEKAN

SKALA

1 : 50

KODE GAMBAR	NO LEMBAR
STR	12





INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN AIR

JUDUL PROYEK AKHIR

PENGENDALIAN ALIRAN SUNGAI KALI MAS AKIBAT PENGARUH PASANG SURUT AIR LAUT KOTA SURABAYA

DOSEN PEMBIMBING

Ir. Ismail Sa'ud, MMT.
NIP 19600517 198903 1 002

M. Hafiizh I., ST., MT.
NIP. 19860212 201504 1 001

NAMA MAHASISWA

Yupiter Abdi Toto Negoro
NRP : 3115040624

KETERANGAN

JUDUL GAMBAR

DETAIL PINTU AIR PETEKAN

SKALA

1 : 50

KODE GAMBAR	NO LEMBAR
STR	13