



**ITS**  
Institut  
Teknologi  
Sepuluh Nopember

**TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181711**

**PERENCANAAN *LONG STORAGE* DAN  
TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI  
BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN, JAWA  
TIMUR**

**KEVIN B A MAWUNTU  
NRP.10111510000083**

**Dosen Pembimbing :  
Dr. Ir. Kuntjoro, M.T  
NIP 19580629 198703 1 002**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK INFRASTRUKTUR  
SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2020**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - VC 181711**

**PERENCANAAN *LONG STORAGE* DAN  
TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI  
BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN, JAWA  
TIMUR**

**KEVIN B A MAWUNTU  
NRP.10111510000083**

**Dosen Pembimbing :  
Dr. Ir. Kuntjoro, M.T  
NIP 19580629 198703 1 002**

**PROGRAM STUDI DIPLOMA IV TEKNIK INFRASTRUKTUR  
SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA 2020**



**FINAL PROJECT- VC 181711**

***LONG STORAGES AND LEVEES DESIGN TO  
CONTROL BANYULANGSIH RIVER FLOOD,  
TUBAN REGENCY, EAST JAVA***

**KEVIN B A MAWUNTU**

**NRP.10111510000083**

**Supervisor:**

**Dr. Ir. Kuntjoro, M.T**

**NIP 19580629 198703 1 002**

***BACHELOR IN CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING  
VOCATIONAL FACULTY  
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY  
SURABAYA***

***2020***

## **LEMBAR PENGESAHAN**

### **“PERENCANAAN *LONG STORAGE* DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN, JAWA TIMUR”**

#### **TUGAS AKHIR**

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Sarjana Teknik Terapan

Pada

Program Studi Diploma IV Teknik Sipil  
Departemen Teknik Infrastruktur Sipil  
Fakultas Vokasi  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya

Disusun oleh:  
**MAHASISWA**



**KEVIN B A MAWUNTU**  
**NRP 10111510000083**

Disetujui oleh:  
**DOSEN PEMBIMBING**



**Dr. Ir. KUNTJORO, M. T.**  
**NIP 19580629 198703 1 002**

# **PERENCANAAN *LONG STORAGE* DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN, JAWA TIMUR**

Nama Mahasiswa : Kevin Bagas Arifki Mawuntu  
NRP : 10111510000083  
Jurusan : Sarjana Terapan Departemen Teknik  
Infrastruktur Sipil  
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Kuntjoro, M.T

## **Abstrak**

Berdasarkan Peta Daerah Terdampak Banjir Kabupaten Tuban oleh Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB), Kecamatan Tuban dan Merakurak adalah daerah yang terkena dampak banjir. Banjir ini mengakibatkan terendahnya rumah dan sawah serta terganggunya aktivitas warga. Guna menanggulangi banjir yang terjadi maka dibuatlah sistem pengendalian banjir dengan membangun tampungan berupa long storage, pembangunan tanggul dan normalisasi saluran pada beberapa lokasi di ruas aliran sungai pada hulu Kali Banyulangsih.

Debit banjir rencana didesain menggunakan debit rencana 50 tahun, yang ditentukan dengan menggunakan metode HSS Nakayasu. Dari hasil perhitungan, didapat debit banjir maksimum rencana periode ulang 50 tahun sebesar 77.943 m<sup>3</sup>/dtk untuk Sub-DAS 1, 66.732 m<sup>3</sup>/dtk untuk Sub-DAS 2, 12.598 m<sup>3</sup>/dtk untuk Sub-DAS 3, dan 47.436 m<sup>3</sup>/dtk untuk Sub-DAS 4. Pembangunan long storage di beberapa lokasi mampu mereduksi debit puncak banjir dari 178.925 m<sup>3</sup>/dtk menjadi 64.285 m<sup>3</sup>/dtk (64.285%). Selain itu diperlukan pembangunan tanggul dengan tinggi jagaan sebesar 0.6 m dengan lebar mercu 3 m pada setiap tanggul.

***Kata kunci : Kali Banyulangsih, Long Storage, Tanggul,  
Reduksi Banjir***

# ***LONG STORAGES AND LEVEES DESIGN TO CONTROL BANYULANGSIH RIVER FLOOD, TUBAN REGENCY, EAST JAVA***

Name : Kevin Bagas Arifki Mawuntu  
NRP : 10111510000083  
Department : Bachelor in Civil Infrastructure  
Engineering Department  
Supervisor : Dr. Ir. Kuntjoro, M.T

## **Abstract**

*Based on the Map of Flood-Affected Areas in Tuban Regency by the National Disaster Management Agency (BNPB), Tuban and Merakurak Districts are flood-affected areas. This flood caused the submerging of houses and rice fields and disrupted the activities of residents. To control the flooding that occurred, a flood control system needs to be created by building reservoirs in the form of long storage, construction of embankments and channel normalization at several locations in the river flow section of the upstream of Kali Banyulangsih.*

*The planned flood discharge is designed using a 50-year designed flood, which is determined using the Nakayasu SUH method. As the results, the maximum designed flood discharge for the return period of 50 years is 77.943 m<sup>3</sup>/s for Sub-Basin 1, 66.732 m<sup>3</sup>/s for Sub-Basin 2, 12.598 m<sup>3</sup>/s for Sub-Basin 3, and 47.436 m<sup>3</sup>/s for Sub-Basin 4. of long storage in several locations can reduce the peak flood discharge from 178.925 m<sup>3</sup>/s to 64.285 m<sup>3</sup>/s (64,285%). It is necessary to construct embankments with a freeboard of 0.6 m and 3 m crest width in each embankment.*

***Keywords : Kali Banyulangsih, Long Storage, Embankments, Flood Reduction***

## KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT atas berkat dan karunia-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir yang berjudul “Perencanaan *Long Storage* dan Tanggul Pengendali Banjir Luapan Kali Banyulangsih, Kabupaten Tuban, Jawa Timur”.

Tersusunnya tugas akhir ini bertujuan untuk memaparkan hasil perencanaan tugas akhir penulis sebagai syarat kelulusan, dan bertujuan untuk memenuhi persyaratan dalam mengambil gelar Sarjana Teknik Terapan. Ucapan terima kasih penulis sampaikan kepada:

1. Allah SWT atas segala nikmat-Nya akan ilmu ini.
2. Kedua orang tua dan saudara yang telah memberikan dukungan moril dan materil serta doa untuk kelancaran dalam mengerjakan tugas akhir.
3. Dr. Ir. Kuntjoro, M. T. selaku dosen pembimbing yang telah membimbing penulis dalam menyusun tugas akhir ini.
4. Segenap dosen dan karyawan program Infrastruktur Teknik Sipil.
5. Jidni & teman-teman yang telah terlibat dalam terlaksananya laporan tugas akhir ini. Terima kasih atas bantuan dan saran yang telah diberikan selama proses pengerjaan proyek akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam tugas akhir ini terdapat banyak kekurangan dan masih jauh dari sempurna. Untuk itu, penulis mengharapkan kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan proyek akhir terapan ini.

Akhir kata, besar harapan penulis agar proyek tugas akhir terapan yang telah disusun ini dapat memenuhi persyaratan

sebagaimana mestinya dan dapat bermanfaat bagi penulis serta bagi pembaca di kemudian hari.

Surabaya, 7 Juli 2020

Penulis



## DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	i
DAFTAR ISI .....	v
DAFTAR GAMBAR .....	x
DAFTAR TABEL .....	xv
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Manfaat Penelitian.....	4
1.5 Batasan Masalah.....	4
1.6 Lokasi Proyek Tugas Akhir.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	6
2.1 Studi Terdahulu .....	7
2.1.1 Studi Afvour Jambon.....	7
2.1.2 Studi Masterplan Drainase Kabupaten Tuban ..	7
2.1.3 Waduk Jadi III .....	10
2.2 Analisis Hidrologi .....	11
2.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) dan Panjang Sungai .....	11
2.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rata –Rata Wilayah dengan Metode <i>Thiessen Polygon</i> .....	11
2.2.3 Distribusi Probabilitas Kontinyu .....	13
2.2.4 Parameter Dasar Statistika.....	33
2.2.5 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana .....	36

2.2.6	Koefisien Pengaliran (C) .....	41
2.2.7	Intensitas Hujan (I) .....	45
2.2.8	Perhitungan Debit Puncak Rencana (Q) dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu .....	47
2.3	Analisis Penampang dan “ <i>Trial and Error</i> ” Normalisasi Penampang Sungai menggunakan Aplikasi HEC-RAS .....	51
2.4	Pengendalian Banjir Sungai .....	55
2.5	Lengkung Kapasitas Tampungan .....	57
2.6	Pelimpah ( <i>Spillway</i> ) .....	59
2.6.1	Aliran pada Saluran Terbuka ( <i>Open Chanel</i> ) ..	59
2.6.2	Desain Mercu Pelimpah Tipe Ogee dengan Metode USBR 60 .....	
2.6.3	Loncatan Hidraulik .....	71
2.6.4	Peredam Energi dan Kolam Olak .....	72
2.7	Penelusuran Banjir ( <i>Flood Routing</i> ) dengan Metode Penelusuran Waduk ( <i>Reservoir Routing</i> ) dan Perhitungan Tinggi Peluapan .....	73
2.8	Geometri Tanggul .....	76
BAB III METODOLOGI .....		80
3.1	Identifikasi Masalah .....	81
3.2	Pengumpulan Data .....	81
3.3	Analisis Data .....	83
3.3.1	Analisis Hidrologi.....	83
3.3.2	Analisis Kapasitas Penampang Sungai .....	83
3.4	Merencanakan Desain Konstruksi <i>Long Storage</i> dan Tanggul .....	84

3.5	Analisis Perkiraan Reduksi Banjir dan Kapasitas Penampang Sungai Setelah Dibangunnya <i>Long Storage</i> dan Tanggul .....	84
3.6	Diagram Alir .....	85
BAB IV ANALISIS DATA .....		87
4.1	Penentuan Batas Daerah Aliran Sungai (Delineasi DAS) Banyulangsih.....	87
4.2	Penentuan Hujan Rata-rata Kawasan .....	87
4.3	Analisis Frekuensi Curah Hujan Rencana.....	90
4.3.1	Pemilihan Distribusi Probabilitas Kontinyu ...	90
4.3.2	Perhitungan Curah Hujan Rencana tiap Periode Ulang menggunakan Distribusi Normal .....	104
4.4	Perhitungan Intensitas Curah Hujan Efektif Jam-jaman .....	105
4.4.1	Perhitungan Intensitas Hujan untuk Lama Hujan <i>t</i> menggunakan Metode Mononobe ...	105
4.4.2	Intensitas Curah Hujan Jam-jaman menggunakan <i>Alternating Block Method</i> (ABM) .....	106
4.4.3	Perhitungan Intensitas Curah Hujan Efektif .	108
4.5	Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Menggunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu .....	109
4.6	Aliran Banjir di Segmen Kali Banyulangsih pada Kondisi Eksisting .....	117
4.7	Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana pada <i>Outlet</i> Sub-DAS 4 .....	118
4.8	Simulasi Aliran Banjir pada Kondisi Eksisting Menggunakan Program HEC-RAS .....	121

BAB V PENANGANAN BANJIR .....	125
5.1 Pembangunan <i>Long Storage</i> Pengendali Banjir....	125
5.1.1 <i>Long Storage</i> di <i>Outlet</i> Sub-DAS 1 dan 2 ( <i>Long Storage</i> 1 dan 2).....	126
5.1.2 <i>Long Storage</i> di <i>Outlet</i> Sub-DAS 4.....	149
5.1.3 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana di Hulu Segmen Sungai Setelah Dibangunnya <i>Long Storage</i> 1, 2, dan 3.....	159
5.1.4 Simulasi Aliran Banjir setelah Pembangunan <i>Long Storage</i> Menggunakan Program HEC-RAS .....	160
5.2 Pembangunan Tanggul.....	164
BAB VI RENCANA TEKNIS BANGUNAN PELIMPAH.....	167
6.1 Saluran Pengarah Aliran.....	167
6.2 Profil Mercu Pelimpah .....	169
6.3 Aliran di Kaki Pelimpah.....	173
6.4 Radius Lengkung Kaki Pelimpah.....	176
6.5 Kedalaman Air pada Hulu dan Hilir Loncatan Hidrolik .....	177
6.6 Peredam Energi .....	178
6.6.1 Pemilihan Tipe Kolam Olak .....	178
6.6.2 Panjang Kolam Olakan .....	179
6.6.3 Desain Kolam Olak .....	181
6.6.4 Tinggi Jagaan Pada Bangunan.....	181
BAB VII PENUTUP .....	185
7.1 Kesimpulan.....	185
7.2 Saran.....	185

DAFTAR PUSTAKA.....	187
LAMPIRAN A LANGKAH PENGGUNAAN ARC-MAP .....	189
LAMPIRAN B LANGKAH SIMULASI ALIRAN <i>UNSTEADY</i> MENGGUNAKAN HEC-RAS .....	209

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Daerah Terdampak Banjir Kabupaten Tuban.....	1
Gambar 1. 2 Skema Sub-DAS Lengkong .....	5
Gambar 1. 3 Gambar DAS Lengkong. Sub-DAS Lengkong dan aliran sungainya.....	5
 Gambar 2. 1 Skema Kapasitas Eksisting Ruas Afvour Jambon .....	9
Gambar 2. 2 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu .....	51
Gambar 2. 3 Diagram Alir Penggunaan HEC-RAS .....	54
Gambar 2. 4 Aliran pada Saluran Terbuka.....	58
Gambar 2. 5 Desain Bentuk Mercu Tipe Ogee untuk Kondisi Pertama (1) .....	62
Gambar 2. 6 Desain Mercu Tipe Ogee Sisi Hilir dan Grafik untuk Menentukan nilai Konstanta K dan n .....	63
Gambar 2. 7 Grafik untuk Menentukan Nilai XC, YC, R1, dan R2 untuk Desain Mercu Tipe Ogee .....	64
Gambar 2. 8 Grafik untuk Menentukan Nilai Cd jika $H_e \neq H_O$ .....	66
Gambar 2. 9 Grafik untuk Menentukan Nilai Cd jika $H_e = H_O$ .....	66
Gambar 2. 10 Grafik untuk Menentukan Nilai Cd jika Muka Bagian Hulu Mercu Miring/Tidak Vertikal .....	67
Gambar 2. 11 Pengaruh dari aliran di hilir terhadap aliran yang melalui pelimpah .....	68
Gambar 2. 12 Grafik untuk Menentukan Nilai Cd jika Ketinggian Lantai Apron di Bagian Hilir Mempengaruhi Aliran .....	69

Gambar 2. 13 Grafik untuk Menentukan Nilai Cd akibat pengaruh tailwater .....	70
Gambar 2. 14 Hubungan Antara Aliran Masuk (Inflow), Aliran Keluar (Outflow) , dan Penyimpanan (Storage) dalam Retarding Basin Akibat Banjir .....	76
Gambar 2. 15 Ilustrasi Desain Tanggul.....	79
 Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	86
 Gambar 4. 1 Pembagian Sub-DAS Lengkong menjadi 4 Sub-DAS .....	88
Gambar 4. 2 Hidrograf Debit Banjir Rencana di Tiap Sub-DAS .....	117
Gambar 4. 3 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun di Hulu Segmen Sungai yang Ditinjau .....	120
Gambar 4. 4 Kondisi Eksisting Potongan memanjang segmen Kali Banyulangsih hasil simulasi aliran menggunakan HEC-RAS .....	122
 Gambar 5. 1 Lokasi Outlet Long Storage 1, 2 dan 3 (Outlet Sub-DAS 1,2, dan 4).....	125
Gambar 5. 2 Kurva Tampungan Long Storage 1 .....	131
Gambar 5. 3 Kurva Tampungan Long Storage 2 .....	135
Gambar 5. 4 Volume Tampungan di Atas Mercu Long Storage 1.....	138
Gambar 5. 5 Volume Tampungan di Atas Mercu Long Storage 2.....	145
Gambar 5. 6 Kurva Tampungan Long Storage 3 .....	153

Gambar 5. 7 Volume Tampungan di Atas Mercu Long Storage 3.....	155
Gambar 5. 8 Potongan memanjang segmen Kali Banyulangsih hasil simulasi aliran saat DAS pada kondisi alternatif 1 menggunakan HEC-RAS .....	161
 Gambar 6. 1 Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit pada Bangunan Pelimpah .....	167
Gambar 6. 2 Bentuk Mercu dan Perhitungan untuk mendapatkan Koordinat Penampang Memanjang Ambang Mercu Tipe WES Standard.....	169
Gambar 6. 3 Ilustrasi Aliran di Kaki Pelimpah.....	173
Gambar 6. 4 Ilustrasi Loncatan Hidrolik.....	177
Gambar 6. 5 Proporsi Desain Kolam Olak Tipe USBR I .....	179
Gambar 6. 6 Hubungan antara Froude Number, Panjang Loncatan Hidrolik dan Kedalaman Aliran di Hilir Loncatan pada Kolam Datar.....	180
 Gambar LA. 1 Tampilan Website <a href="http://tides.big.go.id/">http://tides.big.go.id/</a> ..	191
Gambar LA. 2 Tampilan Pilihan Peta DEM yang Tersedia .....	191
Gambar LA. 3 Menu add data .....	192
Gambar LA. 4 Layer Peta DEM yang telah di add .....	192
Gambar LA. 5 Menu Search .....	193
Gambar LA. 6 Hasil pencarian tool Fill .....	193
Gambar LA. 7 Tampilan tool Fill.....	194
Gambar LA. 8 Hasil Pencarian Tool Flow direction .....	194
Gambar LA. 9 Tampilan Tool Flow direction .....	195
Gambar LA. 10 Hasil Pencarian Tool Basin.....	195



Gambar LA. 11 Tampilan Tool Basin.....	196
Gambar LA. 12 Hasil Pencarian Tool Raster to Polygon	197
Gambar LA. 13 Tampilan Tool Raster to Polygon .....	197
Gambar LA. 14 Hasil Pengolahan Data Menggunakan Tool Raster to Polygon.....	198
Gambar LA. 15 Hasil Pencarian Tool Clip .....	199
Gambar LA. 16 Seleksi Polygon DAS yang akan Ditinjau.....	199
Gambar LA. 17 Tampilan Tool Clip.....	200
Gambar LA. 18 Hasil Penggunaan Tool Clip .....	201
Gambar LA. 19 Hasil Pencarian Tool Stream Order .....	201
Gambar LA. 20 Tampilan Tool Stream Order .....	202
Gambar LA. 21 Hasil Penggunaan Tool Stream Order ...	202
Gambar LA. 22 Hasil Pencarian Tool Stream to Feature .....	203
Gambar LA. 23 Tampilan Tool Stream to Feature .....	204
Gambar LA. 24 Hasil Pengolahan Data Menggunakan Tool Stream to Feature.....	204
Gambar LA. 25 Tampilan Tab Definition Query.....	205
Gambar LA. 26 Tampilan Tab Query Builder .....	206
Gambar LA. 27 Garis yang akan diubah Warnanya Menjadi Biru .....	206
Gambar LA. 28 Hasil Pemilihan Orde Sungai dan Pengubahan Warna menjadi Biru.....	207
Gambar LA. 29 Hasil Akhir Berupa DAS dan Aliran Sungainya setelah di”Clip” .....	208
 Gambar LB. 1 Tampilan HEC-RAS .....	 210
Gambar LB. 2 Tampilan Input New Project .....	210
Gambar LB. 3 Tampilan SelectUnit System.....	211

Gambar LB. 4 Tampilan Geometric Data .....	211
Gambar LB. 5 Tampilan Cross Section Data .....	212
Gambar LB. 6 Tampilan Unsteady Flow Data.....	213
Gambar LB. 7 Initial Condition untuk Unsteady Flow ....	214
Gambar LB. 8 Tampilan Perform Unsteady Flow .....	215

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Probabilitas Kumulatif Distribusi Normal Standar.....	16
Tabel 2. 2 Hubungan Reduksi Rata - rata ( $Y_n$ ) dan Reduksi Standard Deviasi ( $S_n$ ) Dengan Jumlah Data Kejadian ( $n$ ).....	23
Tabel 2. 3 Nilai K Untuk Distribusi Log-Pearson III (Kemencengan Negatif) .....	28
Tabel 2. 4 Nilai K Untuk Distribusi Log-Pearson III (Kemencengan Positif).....	31
Tabel 2. 5 Syarat - Syarat Pemilihan Jenis Distribusi .....	36
Tabel 2. 6 Nilai $X^2$ Kritis Untuk Uji Chi Kuadrat .....	38
Tabel 2. 7 Judul Kolom untuk Uji Smirnov Kolmogorov .....	39
Tabel 2. 8 Nilai $\Delta P$ Kritis untuk uji Smirnov-Kolmogorov .....	41
Tabel 2. 9 Koefisien Pengaliran Menurut Tipe Daerah Pengaliran.....	43
Tabel 2. 10 Tabel Perhitungan Kapasitas Tampungan.....	58
Tabel 2. 11 Nilai $K_p$ dan $K_n$ pada Beberapa Kondisi .....	71
Tabel 2. 12 Tinggi Jagaan Tanggul Berdasarkan Debit Air yang Melewati Saluran .....	78
Tabel 2. 13 Lebar Mercu Tanggul Berdasarkan Debit Air yang Melewati Saluran .....	78
 Tabel 4. 1 Luas Pengaruh Stasiun Hujan terhadap Sub-DAS Lengkong.....	 89
Tabel 4. 2 Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan.....	91

Tabel 4. 3 Hasil Perhitungan Parameter Statistik.....	92
Tabel 4. 4 Syarat-syarat Pemilihan Distribusi dan Hasil Pencocokan dengan Parameter.....	93
Tabel 4. 5 Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Diurut dari Besar ke Kecil.....	94
Tabel 4. 6 Perhitungan Nilai $X^2$ untuk Distribusi Normal pada Sub-DAS 1.....	99
Tabel 4. 7 Hasil Uji Kecocokan Distribusi dengan Metode Chi-Kuadrat.....	99
Tabel 4. 8 Perhitungan $\Delta P$ Metode Uji Smirnov Kolmogorov untuk Distribusi Normal .....	100
Tabel 4. 9 Hasil Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan menggunakan Metode Smirnov Kolmogorov .....	103
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Uji Kecocokan Distribusi.....	103
Tabel 4. 11 Perhitungan Rata-Rata Intensitas Hujan sampai Jam Ke –“t”.....	106
Tabel 4. 12 Perhitungan Rata-Rata Intensitas Hujan pada Jam Ke-“t” .....	108
Tabel 4. 13 Hasil Perhitungan Intensitas Hujan Efektif Jam-jaman .....	109
Tabel 4. 14 Hasil Perhitungan Debit Hidrograf Satuan Sintetis Metode Nakayasu.....	113
Tabel 4. 15 Hidrograf Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun untuk Sub-DAS 1 .....	114
Tabel 4. 16 Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun pada Tiap Sub-DAS .....	116
Tabel 4. 17 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana di Hulu Segmen Sungai yang Ditinjau .....	119
 Tabel 5. 1 Kapasitas Tampungan Long Storage 1 .....	 128

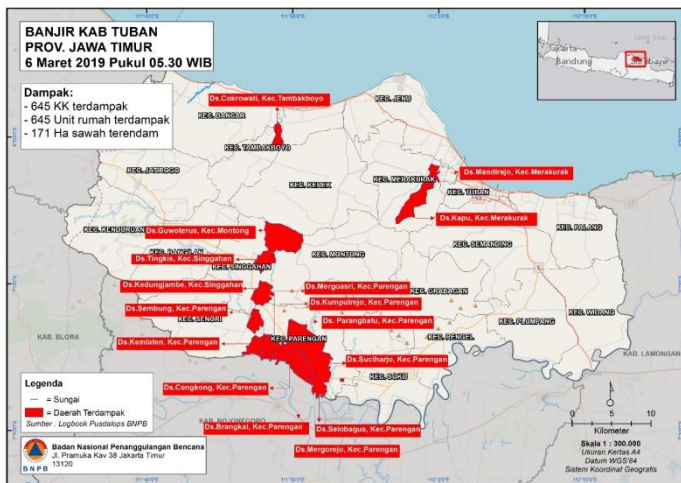
Tabel 5. 2 Kapasitas Tampungan Long Storage 2 .....	132
Tabel 5. 3 Tampungan Long Storage 1 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu .....	137
Tabel 5. 4 Reservoir Routing Long Storage 1 .....	140
Tabel 5. 5 Superposisi Hidrograf di Outlet Sub-DAS 2 Setelah Dibangunnya Long Storage 1 .....	143
Tabel 5. 6 Tampungan Long Storage 2 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu .....	144
Tabel 5. 7 Reservoir Routing Long Storage 2 .....	146
Tabel 5. 8 Kapasitas Tampungan Long Storage 3 .....	150
Tabel 5. 9 Tampungan Long Storage 3 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu .....	154
Tabel 5. 10 Reservoir Routing Long Storage 3 .....	156
Tabel 5. 11 Superposisi Hidrograf Outflow Long Storage 2 dan Long Storage 3 (Sub-DAS 2 dan 4) .....	159
Tabel 5. 12 Data Muka Air di Penampang Sungai pada Masing-masin RS .....	162
Tabel 6. 1 Perhitungan Syarat Aliran di Saluran Pengarah .....	168
Tabel 6. 2 Koordinat Penampang Ambang Bendung Pelimpah .....	172
Tabel 6. 3 Aliran di Kaki Pelimpah .....	176
Tabel 6. 4 Radius Lengkung Kaki Pelimpah .....	176
Tabel 6. 5 Tinggi Loncatan Hidrolik di Kaki Pelimpah .....	178
Tabel 6. 6 Panjang Loncatan Hidrolik pada Pelimpah .....	180
Tabel 6. 7 Panjang Kolam Olak .....	181
Tabel 6. 8 Tinggi Jagaan dan Tinggi Kolam Olak .....	183

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Dibangunnya industri besar yaitu pabrik semen Tuban berdampak pada perkembangan Kabupaten Tuban. Pembangunan meliputi Kecamatan Tuban dan Kecamatan Merakurak yang mencakup 3 kelurahan dan 9 desa. Pada kawasan ini terdapat blok-blok pemukiman baru termasuk kompleks perumahan Semen Tuban yang relatif padat serta berbagai infrastruktur lainnya berupa jalan dan bangunan-bangunan yang terus bertambah.



**Gambar 1. 1 Peta Daerah Terdampak Banjir Kabupaten Tuban**

(Sumber: Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB), 2019)

Kabupaten Tuban sendiri merupakan daerah langganan banjir di Indonesia. Berdasarkan Peta Daerah Terdampak Banjir Kabupaten Tuban tanggal 6 Maret 2019 oleh Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB), Kecamatan Tuban dan Merakurak adalah daerah yang terkena dampak banjir. Banjir ini mengakibatkan terendamnya rumah dan sawah serta terganggunya aktivitas warga.

Sebelumnya telah dilakukan studi untuk menganalisis permasalahan banjir di Kota Tuban, yaitu studi Afvour Jambon, studi masterplan drainase Kabupaten Tuban, serta rencana pembangunan Waduk Jadi III. Studi Afvour Jambon dilaksanakan pada tahun 2001 oleh BAPPEDA Kabupaten Tuban bekerjasama dengan LPPM ITS. Studi ini bertujuan untuk menyusun metode mengatasi permasalahan banjir yang disebabkan oleh luapan Kali Jambon. Kali Jambon sendiri merupakan ruas Kali Banyulangsih bagian hilir, tepatnya ruas antara DAM Boto hingga muara. Hasil studi Afvour Jambon menunjukkan bahwa beberapa ruas Afvour Jambon memiliki kapasitas penampang yang kecil dengan kemiringan yang landai, sehingga tidak mampu menampung debit banjir. Masterplan drainase Kabupaten Tuban tahun 2013 menghasilkan rencana sistem drainase untuk mengendalikan banjir di Kabupaten Tuban. Sedangkan untuk rencana pengendalian banjir yang sedang dilakukan saat ini adalah rencana pembangunan Waduk Jadi III. Dari hasil rencana pembangunan Waduk Jadi III, alternatif ini hanya bertujuan untuk mengendalikan sebagian debit banjir dan tidak mengatasi banjir luapan Kali Banyulangsih secara keseluruhan.

Oleh karena alasan yang telah dijelaskan sebelumnya, penulis mencoba memberikan alternatif rencana pengendalian banjir luapan Kali Banyulangsih yang dijelaskan di dalam tugas akhir ini dengan judul “Perencanaan *Long Storage* dan Tanggul

Pengendali Banjir Luapan Kali Banyulangsih, Kabupaten Tuban, Jawa Timur”. Alternatif rencana ini tetap mempertimbangkan dampak pengendalian banjir oleh Waduk Jadi III yang sedang direncanakan.

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang di atas, berikut adalah rumusan masalah tugas akhir ini:

- a. Debit banjir yang mengalir di ruas Kali Banyulangsih
- b. Analisis kapasitas ruas Kali Banyulangsih
- c. Analisis penyebab banjir ruas Kali Banyulangsih
- d. Analisis perencanaan desain *long storage* dan tanggul pengendali banjir
- e. Analisis perkiraan debit banjir dan kapasitas penampang setelah dibangunnya *long storage* dan tanggul pengendali banjir.

## **1.3 Tujuan**

Berikut adalah tujuan dari penulisan tugas akhir ini:

- a. Mengetahui debit banjir yang mengalir di ruas Kali Banyulangsih
- b. Mengetahui kapasitas penampang sungai di ruas Kali Banyulangsih
- c. Mendapatkan alternatif pengendalian banjir yang efektif untuk menangani banjir di ruas Kali Banyulangsih segmen
- d. Mendapatkan desain *spillway long storage* dan tanggul pengendali banjir
- e. Mendapatkan perkiraan debit banjir dan kapasitas penampang setelah dibangunnya *long storage* dan tanggul pengendali banjir.



## **1.4 Manfaat Penelitian**

Penulisan tugas akhir ini diharapkan dapat menjadi pertimbangan dalam penanganan banjir di Kabupaten Tuban sebagai salah satu alternatif solusi.

## **1.5 Batasan Masalah**

Untuk memperjelas fokus analisis masalah dalam tugas akhir ini, maka pengerjaan tugas akhir ini dibatasi dengan:

- Tidak seluruh bagian DAS Lengkong ditinjau. Daerah yang ditinjau dimulai dari  $\pm 200$  m di hulu Jembatan Jadi hingga  $\pm 530$  m ke arah hilir dari titik lokasi rencana Waduk Jadi III. Titik lokasi rencana Waduk Jadi III sendiri berada  $\pm 200$  m di hulu air terjun Banyulangsih.
- Hanya merencanakan desain dimensi spillway dan tanggul

## **1.6 Lokasi Proyek Tugas Akhir**

Lokasi proyek tugas akhir ini berada pada DAS Lengkong yang terletak di Kabupaten Tuban, Jawa Timur, tepatnya pada ruas Kali Banyulangsih hingga ke hulu. Peta DAS beserta Sub-DAS dapat dilihat pada Gambar 1. 2 dan untuk skema sungai ditunjukkan dalam Gambar 1. 3.



**Gambar 1. 3** Gambar DAS Lengkong. Sub-DAS Lengkong dan aliran sungainya

(Sumber: Hasil Pengolahan Data)



**Gambar 1. 2** Skema Sub-DAS Lengkong

(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Studi Terdahulu**

##### **2.1.1 Studi Afvour Jambon**

Studi Afvour Jambon dilakukan pada tahun 2001 oleh Badan Perencanaan Pembangunan Daerah (BAPPEDA) Kabupaten Tuban yang bekerjasama dengan Lembaga Penelitian dan Pengabdian Kepada Masyarakat (LPPM) ITS. Afvour Jambon merupakan ruas Kali Banyulangsih, tepatnya antara DAM Boto hingga Muara Kali Lengkong. Dari studi ini, diketahui bahwa banjir terparah berada di hilir Jembatan Sumurgung, yaitu Desa Mandirejo dan Desa Domas, Kecamatan Merakurak. Ruas saluran di wilayah ini memiliki penampang yang kecil dan kemiringan yang sangat landaI, dengan dasar saluran yang sangat dangkal. Untuk ruas Dam Boto hingga Dam Pasar memiliki penampang dengan kapasitas yang cukup besar. Sedangkan ruas di bagian hilir antara Jembatan Sekardadi hingga muara penampangnya relative besar dan mampu mengalirkan debit banjir tahunan.

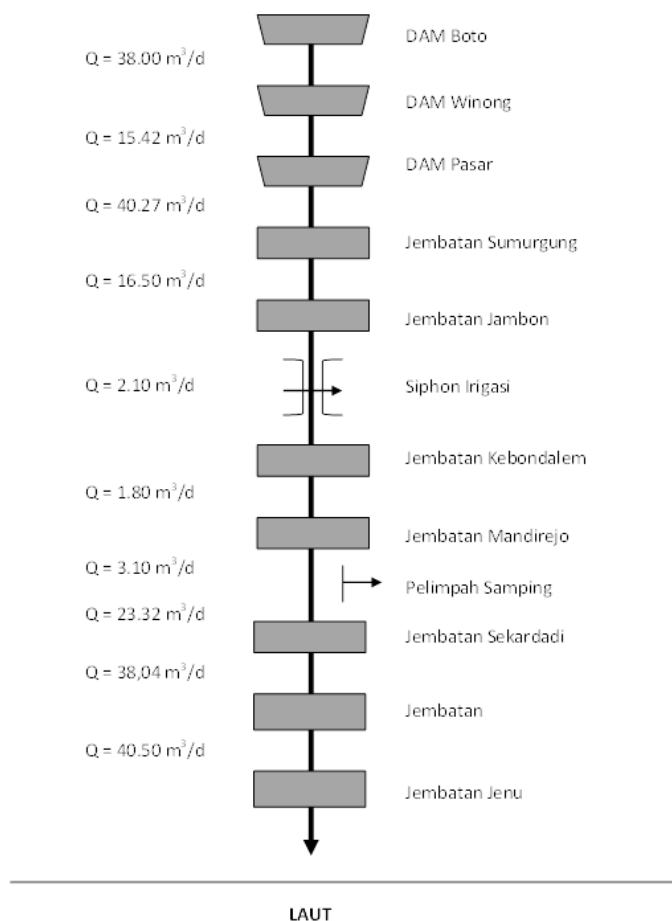
##### **2.1.2 Studi Masterplan Drainase Kabupaten Tuban**

Studi masterplan drainase ini merupakan kajian yang dilakukan oleh Pemerintah Kabupaten Tuban, yang dikerjakan oleh PT. Rancang Persada. Studi ini mengidentifikasi potensi dan permasalahan drainase di Kabupaten Tuban. Dari permasalahan drainase yang teridentifikasi, dilakukan survey untuk memetakan pembagian sistem drainase dan daerah genangan yang ada di Kabupaten Tuban. Setelah dipetakan, disusunlah skenario perencanaan masterplan Drainase untuk Kabupaten Tuban sebagai berikut:

- a. Sedapat mungkin menggunakan saluran/sungai yang sudah ada
- b. Sedapat mungkin memperkecil pembebasan lahan
- c. Mempertahankan saluran irigasi yang ada dan masih digunakan untuk mengairi sawah
- d. Mengkonversi saluran irigasi menjadi saluran drainase apabila sudah tidak ada lahan sawah yang haus diairi, dengan persetujuan pihak terkait
- e. Daerah yang dipengaruhi pasang surut air laut direncanakan dipasang pompa banjir dan pipa air
- f. Menambah saluran drainase sesuai debit banjir yang harus dialirkan
- g. Pada jalan dengan topografi yang tinggi diberi interceptor (tali air dari kisi-kisi baja), untuk mempercepat aliran masuk ke saluran tepi agar tidak terjadi genangan/banjir
- h. Pengawasan terhadap perubahan penggunaan lahan
- i. Adanya peraturan perundangan yang mendukung hasil masterplan drainase

Kemudian disusun rencana penanganan dengan membagi sistem drainase menjadi 2 rayon, yaitu rayon barat dan timur. Rencana penanganan dijelaskan sebagai berikut:

- 1) **Rayon Barat**, lebih luas namun berada di pinggiran kota dengan lahan terbuka hijau yang masih banyak, berupa hutan, sawah dan ladang:
  - a. Menambah beberapa ruas saluran drainase pada beberapa lokasi yang membutuhkan
  - b. Menormalisasi dan atau memperbesar saluran dan gorong-gorong sesuai dengan kapasitas debit banjir rencana yang harus dialirkan
  - c. Membangun waduk di hulu Sistem Drainase Sugihwaras untuk mengurangi debit banjir yang mengalir ke hilir serta berfungsi untuk melestarikan sumber daya air



**Gambar 2. 1** Skema Kapasitas Eksisting Ruas Afvour Jambon

(Sumber: Laporan Akhir Feasibility Study Waduk Pengendali Banjir di Desa Jadi Kecamatan Semanding Kabupaten Tuban Tahun Anggaran, 2017)

- 2) **Rayon Timur**, luasan lebih kecil, namun berada di pusat kota dengan banyak permasalahan drainase:
- a. Merehabilitasi saluran tepi jalan di Jl. Wahidin Sdirohusodo dan Jl. Teuku Umar (Sistem Drainase Kelor dan Sistem Drainase Sambong)
  - b. Merehabilitasi saluran tepi jalan di sebagian ruas Jl. Manunggal dan Jl. Raya Semanding Palang (Sistem Drainase Panyuran Timur)
  - c. Menormalisasi dan memperbesar Saluran Primer Kelor (Kali Kelor) dan Saluran Panyuran
  - d. Menormalisasi dan atau memperbesar kapasitas saluran gorong-gorong lainnya sesuai dengan debit banjir rencana yang harus dialirkan.
  - e. Menambah beberapa ruas saluran drainase di beberapa lokasi yang membutuhkan.

### 2.1.3 Waduk Jadi III

Upaya yang sedang dilakukan Pemerintah Daerah Kabupaten Tuban saat ini adalah pembangunan Waduk Jadi III, yang terletak di Dukuh Boto, Desa Boto, Kecamatan Semanding. Model waduk Jadi III genangannya tidak meluas, melainkan berupa long-storage. Hal ini disebabkan tebing sungai di sepanjang waduk rata-rata memiliki kemiringan yang curam dengan elevasi yang tidak terlalu tinggi. Karena berupa long-storage, maka besar potensi tampungan tidak terlalu besar dibandingkan Debit Banjir Rencana. Perkiraan volume tampungan mencapai  $518.845,54 \text{ m}^3$ , dengan debit banjir rencana periode ulang 50 tahun sebesar  $250.968 \text{ m}^3/\text{d}$ .

## **2.2 Analisis Hidrologi**

### **2.2.1 Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) dan Panjang Sungai**

Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggungan gunung/pegunungan di mana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada suatu titik/stasiun yang ditinjau (Triatmodjo, 2008).

Luas DAS memiliki satuan yang pada umumnya digunakan adalah hektar (Ha). Namun, untuk analisa hidrologi, luas *catchment area* menggunakan satuan km<sup>2</sup>. Dalam Tugas Akhir ini *catchment area* yang dimaksud adalah Sub-DAS, dan luasnya diperoleh dari hasil pengukuran menggunakan program bantu ArcMap. Program ArcMap juga digunakan untuk mengukur panjang sungai sebagai variabel input dalam perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik .

### **2.2.2 Perhitungan Curah Hujan Rata –Rata Wilayah dengan Metode *Thiessen Polygon***

Untuk menghitung curah hujan rata – rata dalam tugas akhir ini, digunakanlah metode *Thiessen Polygon*. Metode ini biasa digunakan untuk daerah–daerah dimana titik-titik dari pengamat hujan tidak tersebar merata, dan pada metode ini stasiun hujan minimal yang digunakan untuk perhitungan adalah tiga stasiun hujan. Hitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Metode poligon Thiessen banyak digunakan untuk menghitung hujan rata-rata kawasan. *Thiessen Polygon* bentuk/posisinya tetap untuk suatu jaringan stasiun hujan tertentu. Apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan seperti pemindahan atau penambahan stasiun, maka harus dibuat lagi poligon yang baru (Triatmodjo, 2008). Cara perhitungannya:



- Stasiun pengamat digambar pada peta, dan ditarik garis hubung masing-masing stasiun.
- Garis bagi tegak lurus dari garis hubung tersebut membentuk poligon-poligon mengelilingi tiap–tiap stasiun, dan hindari bentuk poligon segitiga tumpul.
- Sisi tiap poligon merupakan batas-batas daerah pengamat yang bersangkutan.
- Hitung luas tiap poligon yang terdapat di dalam DAS dan luas DAS seluruhnya dengan planimeter dan luas tiap poligon dinyatakan sebagai persentase dari luas DAS seluruhnya. Selain itu, menghitung luas juga bisa menggunakan kertas milimeter blok.
- Faktor bobot dalam menghitung hujan rata–rata daerah didapat dengan mengalikan presipitasi tiap stasiun pengamat dikalikan dengan persentase luas daerah yang bersangkutan.

Rumus umum:

$$\bar{p} = \frac{A_1 p_1 + A_2 p_2 + \dots + A_n p_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.1)$$

Keterangan:

$\bar{p}$  = Curah hujan daerah (mm)

$n$  = Jumlah titik–titik (pos) pengamatan

$p_1, p_2, \dots, p_n$  = Curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

$A_1, A_2, \dots, A_n$  = Luas bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan (km<sup>2</sup>)

(Triatmodjo, 2008)

### 2.2.3 Distribusi Probabilitas Kontinyu

Bangunan-bangunan air seperti bendung, bendungan, dsb. harus direncanakan untuk dapat melewati debit banjir maksimum yang mungkin terjadi. Dalam hal ini dibutuhkan analisis frekuensi data hidrologi dengan tujuan mencari hubungan antara besarnya kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan distribusi probabilitas (Triatmodjo, 2008). Beberapa bentuk fungsi distribusi probabilitas kontinyu yang dapat digunakan untuk analisis frekuensi adalah sebagai berikut:

#### 1. Distribusi Normal

Distribusi normal sering juga disebut sebagai distribusi Gauss. Distribusi normal seringkali digunakan untuk menganalisa frekuensi hujan harian maksimum. Fungsi densitas peluang normal (normal probability density function) dari variabel acak kontinyu  $X$  pada distribusi normal dapat dituliskan sebagai berikut:

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (2.2)$$

Dimana:

$F(x)$  = Fungsi densitas (fungsi kerapatan kemungkinan) peluang normal

$$\pi = 3,14156$$

$$e = 2,71828$$

- $x$  = Variable acak kontinyu  
 $\mu$  = Nilai  $x$  rata-rata  
 $\sigma$  = Standard deviasi nilai  $x$

(Triatmodjo, 2008)

Perhitungan curah hujan rencana tiap periode ulang dengan distribusi normal:

1. Menentukan periode ulang ( $T$ ); dalam tugas akhir ini digunakan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, dan 200 tahun.
2. Menghitung probabilitas kontinyu ( $P(z)$ ) untuk tiap periode ulang ( $T$ ). Langkah yang dilakukan:

$$P(z) = \frac{1}{T} \quad (2.3)$$

3. Menghitung nilai probabilitas kumulatif ( $F(z)$ ):

$$F(z) = 1 - P(z) \quad (2.4)$$

4. Menentukan nilai  $z$  menggunakan tabel Probabilitas Kumulatif Distribusi Normal Standar (Tabel 2. 1). Dari Tabel 2. 1, dapat diketahui nilai dari  $z$
5. Menghitung besar curah hujan rencana pada periode ulang  $T$  tahun ( $X$ ). Diketahui nilai rata-rata curah hujan harian maksimum tahunan ( $\mu$ ), dan standar deviasinya ( $\sigma$ ). Langkah perhitungan:

$$z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (2.5)$$

dapat ditulis:

$$X = (z \cdot \sigma) + \mu \quad (2.6)$$

6. Didapatkan hasil akhir perhitungan yaitu curah hujan rencana dengan periode ulang  $T$  tahun dengan menggunakan distribusi probabilitas normal sebesar  $X$  dengan satuan milimeter (mm). Demikian seterusnya untuk periode ulang ( $T$ ) lainnya dengan cara perhitungan yang sama.

(Triatmodjo, 2008)

**Tabel 2. 1** Probabilitas Kumulatif Distribusi Normal Standar

<b>Z</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
<b>-3.4</b>	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
<b>-3.3</b>	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
<b>-3.2</b>	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
<b>-3.1</b>	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
<b>-3</b>	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
<b>-2.9</b>	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
<b>-2.8</b>	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
<b>-2.7</b>	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
<b>-2.6</b>	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
<b>-2.5</b>	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
<b>-2.4</b>	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
<b>-2.3</b>	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
<b>-2.2</b>	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
<b>-2.1</b>	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
<b>-2</b>	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183

<b>Z</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
<b>-1.9</b>	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
<b>-1.8</b>	0.0359	0.0351	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
<b>-1.7</b>	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
<b>-1.6</b>	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
<b>-1.5</b>	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
<b>-1.4</b>	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
<b>-1.3</b>	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
<b>-1.2</b>	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
<b>-1.1</b>	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
<b>-1</b>	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
<b>-0.9</b>	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
<b>-0.8</b>	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
<b>-0.7</b>	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
<b>-0.6</b>	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
<b>-0.5</b>	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
<b>-0.4</b>	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121

<b>Z</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
<b>-0.3</b>	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
<b>-0.2</b>	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
<b>-0.1</b>	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
<b>0.0</b>	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
<b>0.1</b>	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
<b>0.2</b>	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
<b>0.3</b>	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
<b>0.4</b>	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
<b>0.5</b>	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
<b>0.6</b>	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
<b>0.7</b>	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
<b>0.8</b>	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
<b>0.9</b>	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
<b>1.0</b>	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
<b>1.1</b>	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
<b>1.2</b>	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015

<b>Z</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
<b>1.3</b>	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
<b>1.4</b>	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9279	0.9292	0.9306	0.9319
<b>1.5</b>	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
<b>1.6</b>	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
<b>1.7</b>	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
<b>1.8</b>	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
<b>1.9</b>	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
<b>2.0</b>	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
<b>2.1</b>	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
<b>2.2</b>	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
<b>2.3</b>	0.9893	0.9896	0.9898	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
<b>2.4</b>	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
<b>2.5</b>	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
<b>2.6</b>	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
<b>2.7</b>	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
<b>2.8</b>	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981



<b>Z</b>	<b>0.00</b>	<b>0.01</b>	<b>0.02</b>	<b>0.03</b>	<b>0.04</b>	<b>0.05</b>	<b>0.06</b>	<b>0.07</b>	<b>0.08</b>	<b>0.09</b>
<b>2.9</b>	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
<b>3.0</b>	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
<b>3.1</b>	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
<b>3.2</b>	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
<b>3.3</b>	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
<b>3.4</b>	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

(Sumber: <http://www.dataAnalysisclassroom.com/lesson50/>, 2018)

## 2. Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel umumnya digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menentukan kejadian yang ekstrim. Distribusi Gumbel memiliki fungsi eksponensial ganda sebagai berikut.

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.7)$$

Dengan:

$$y = \frac{x-u}{\alpha} \quad (2.8)$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}s}{\pi} \quad (2.9)$$

$$u = \bar{x} - 0,5772 \alpha \quad (2.10)$$

Dengan:

$y$  = faktor reduksi Gumbel

$u$  = modus dari distribusi (titik dari densitas probabilitas maksimum)

$s$  = standard deviasi

(Triatmodjo, 2008)

Selanjutnya, dengan penjabaran lebih lanjut, pada distribusi gumbel mempunyai nilai koefisien kemencengan ( $C_v$ ) = 1,1396 dan koefisien kurtosis ( $C_k$ ) = 5,4002

Penyelesaian dari persamaan (2. 6) menghasilkan:

$$y = -\ln \left[ \ln \left( \frac{1}{F(x)} \right) \right] \quad (2.11)$$

Dimana:

$$F(x_T) = \frac{T-1}{T} \quad (2.12)$$

Jika persamaan (2. 11) disubstitusikan ke dalam persamaan (2. 10) , maka akan dihasilkan:

$$y_T = -\ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \quad (2.13)$$

Dari Persamaan (2. 12) didapatkan:

$$X_T = u + \alpha \cdot y_T \quad (2.14)$$

Analisa distribusi Gumbel juga sering dilakukan melalui persamaan berikut ini.

$$X_T = \bar{x} + K \cdot s \quad (2.15)$$

Dengan K adalah faktor frekuensi yang dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$K = \frac{y_T - y_n}{S_n} \quad (2.16)$$

(Triatmodjo, 2008)

Dimana  $Y_T$  adalah faktor reduksi variat, seperti diberikan oleh persamaan (2. 13),  $y_n$  adalah reduksi rata – rata variat yang nilainya tergantung pada jumlah data, dan  $S_n$  adalah standard deviasi variat yang nilainya tergantung pada jumlah data. Untuk nilai  $y_n$  dan  $S_n$  dapat diperoleh pada Tabel 2.2.

**Tabel 2. 2** Hubungan Reduksi Rata - rata ( $Y_n$ ) dan Reduksi Standard Deviasi ( $S_n$ ) Dengan Jumlah Data Kejadian ( $n$ )

<b>n</b>	<b><math>Y_n</math></b>	<b><math>S_n</math></b>	<b>n</b>	<b><math>Y_n</math></b>	<b><math>S_n</math></b>	<b>n</b>	<b><math>Y_n</math></b>	<b><math>S_n</math></b>
<b>8</b>	0.4843	0.9043	<b>39</b>	0.5430	1.1388	<b>70</b>	0.5548	1.1854
<b>9</b>	0.4902	0.9288	<b>40</b>	0.5436	1.1413	<b>71</b>	0.5550	1.1836
<b>10</b>	0.4952	0.9497	<b>41</b>	0.5442	1.1436	<b>72</b>	0.5552	1.1873
<b>11</b>	0.4996	0.9676	<b>42</b>	0.5448	1.1458	<b>73</b>	0.5555	1.1881
<b>12</b>	0.5053	0.9833	<b>43</b>	0.5453	1.1480	<b>74</b>	0.5557	1.1890
<b>13</b>	0.5070	0.9972	<b>44</b>	0.5258	1.1490	<b>75</b>	0.5559	1.1898
<b>14</b>	0.5100	1.0098	<b>45</b>	0.5463	1.1518	<b>76</b>	0.5561	1.1906
<b>15</b>	0.5128	1.0206	<b>46</b>	0.5468	1.1538	<b>77</b>	0.5563	1.1915
<b>16</b>	0.5157	1.0316	<b>47</b>	0.5473	1.1557	<b>78</b>	0.5565	1.1923
<b>17</b>	0.5181	1.0411	<b>48</b>	0.5477	1.1574	<b>79</b>	0.5567	1.1930
<b>18</b>	0.5202	1.0493	<b>49</b>	0.5481	1.1590	<b>80</b>	0.5569	1.1938
<b>19</b>	0.5220	1.0566	<b>50</b>	0.5485	1.1607	<b>81</b>	0.5570	1.1945
<b>20</b>	0.5235	1.0629	<b>51</b>	0.5489	1.1623	<b>82</b>	0.5572	1.1953
<b>21</b>	0.5252	1.0696	<b>52</b>	0.5493	1.1638	<b>83</b>	0.5574	1.1959
<b>22</b>	0.5268	1.0754	<b>53</b>	0.5497	1.1653	<b>84</b>	0.5576	1.1967
<b>23</b>	0.5283	1.0811	<b>54</b>	0.5501	1.1667	<b>85</b>	0.5578	1.1973

<b>n</b>	<b>Yn</b>	<b>Sn</b>	<b>n</b>	<b>Yn</b>	<b>Sn</b>	<b>n</b>	<b>Yn</b>	<b>Sn</b>
<b>24</b>	0.5296	1.0864	<b>55</b>	0.5504	1.1681	<b>86</b>	0.5580	1.1980
<b>25</b>	0.5309	1.0914	<b>56</b>	0.5508	1.1696	<b>87</b>	0.5581	1.1987
<b>26</b>	0.5320	1.0961	<b>57</b>	0.5511	1.1708	<b>88</b>	0.5583	1.1994
<b>27</b>	0.5332	1.1004	<b>58</b>	0.5515	1.1721	<b>89</b>	0.5585	1.2001
<b>28</b>	0.5343	1.1047	<b>59</b>	0.5518	1.1734	<b>90</b>	0.5586	1.2007
<b>29</b>	0.5353	1.1086	<b>60</b>	0.5521	1.1747	<b>91</b>	0.5587	1.2013
<b>30</b>	0.5362	1.1124	<b>61</b>	0.5524	1.1759	<b>92</b>	0.5589	1.2020
<b>31</b>	0.5371	1.1159	<b>62</b>	0.5527	1.1770	<b>93</b>	0.5591	1.2026
<b>32</b>	0.5380	1.1193	<b>63</b>	0.5530	1.1782	<b>94</b>	0.5592	1.2032
<b>33</b>	0.5388	1.1226	<b>64</b>	0.5533	1.1793	<b>95</b>	0.5593	1.2038
<b>34</b>	0.5396	1.1255	<b>65</b>	0.5535	1.1803	<b>96</b>	0.5595	1.2044
<b>35</b>	0.5403	1.1285	<b>66</b>	0.5538	1.1814	<b>97</b>	0.5596	1.2049
<b>36</b>	0.5410	1.1313	<b>67</b>	0.5540	1.1824	<b>98</b>	0.5598	1.2055
<b>37</b>	0.5418	1.1339	<b>68</b>	0.5543	1.1834	<b>99</b>	0.5599	1.2060
<b>38</b>	0.5424	1.1363	<b>69</b>	0.5545	1.1844	<b>100</b>	0.5600	1.2065

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

### 3. Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson tipe III sering digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menghitung besarnya banjir rencana yang terjadi pada periode ulang tertentu. Persamaan fungsi densitas peluangnya adalah sebagai berikut.

$$F(x) = \frac{1}{a \cdot \gamma \cdot b} \left( \frac{x-c}{a} \right)^{b-1} e^{-\left( \frac{x-c}{a} \right)} \quad (2.17)$$

Dengan:

$F(x)$  = Fungsi densitas peluang variat  $x$

$x$  = Nilai variat

$a, b, c$  = Parameter

$\gamma$  = Fungsi gamma

Berikut merupakan prosedur untuk menentukan kurva distribusi log pearson.

1. Tentukan logaritma dari semua nilai variat  $x$ .
2. Hitung nilai rata – ratanya dengan rumus:

$$\overline{\log x} = \sum_{i=1}^n \frac{\log x_i}{n} \quad (2.18)$$

Dengan:

$n$  = jumlah data

3. Hitung nilai dari standard deviasi log  $x$  dengan rumus:

$$S \text{ Log } x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \log \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2.19)$$

4. Hitung nilai koefisien kemencengan (Cs) dengan rumus:

$$Cs = \frac{\sum (\log x - \log \bar{x})^3 \times n}{(n-1)(n-2)(S \text{ Log } x)^3} \quad (2.20)$$

5. Persamaan garis lurus pada distribusi log pearson III mempunyai bentuk sebagai berikut.

$$X_t = \bar{x} - k.S$$

Dengan:

$X_t$  = Nilai logaritmik dari  $x$

$\bar{x}$  = Nilai rata – rata dari  $x$

$S$  = Standard deviasi dari  $x$

$k$  = Variabel standard untuk  $X_t$  yang besarnya tergantung koefisien Cs.

Namun, persamaan (2. 21) dapat ditulis:

$$\text{Log } x_t = \overline{\log x} + k.S \text{ Log } x \quad (2.22)$$

(Triatmodjo, 2008)

Tentukan antilog dari  $\log x$  untuk mendapat nilai  $x$  yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai  $C_s$  nya. Tabel untuk memperlihatkan harga  $K$  dengan berbagai nilai  $C_s$  dapat dilihat pada halaman selanjutnya.

## 2.2.4 Parameter Dasar Statistika

### a) Nilai Rata – Rata

Tinggi rata – rata hujan diperoleh dari rata – rata perhitungan dari pengukuran pada stasiun hujan yang berada dalam area tersebut. Rumus yang digunakan untuk menghitung rata – rata adalah sebagai berikut:

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + x_3 + \dots + x_n}{n} \quad (2.23)$$

Atau dapat ditulis sebagai berikut.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (2.24)$$

Keterangan:

$\bar{x}$  = Rata – rata hitung

$n$  = Jumlah data

$x_i$  = Nilai pengukuran dari suatu variat

(Triatmodjo, 2008)



**Tabel 2. 3** Nilai K Untuk Distribusi Log-Pearson III (Kemencengan Negatif)

KOEK KEMENCENGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-3	-4.051	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667
-2.9	-4.013	0.39	0.651	0.681	0.683	0.689	0.69	0.69
-2.8	-3.973	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.7	-3.932	0.376	0.681	0.724	0.738	0.74	0.74	0.741
-2.6	-3.889	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.5	-3.845	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8
-2.4	-3.8	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-2.3	-3.753	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.2	-3.705	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.1	-3.656	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2	-3.065	0.307	0.777	0.895	0.99	0.98	0.99	0.995
-1.9	-3.553	0.294	0.788	0.92	0.996	1.023	1.037	1.044

KOEK KEMENCANGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-1.8	-3.499	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.7	-3.444	0.268	0.808	0.97	1.075	1.116	1.14	1.155
-1.6	-3.388	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.5	-3.33	0.24	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.4	-3.271	0.225	0.832	1.041	1.198	1.27	1.318	1.351
-1.3	-3.211	0.21	0.838	1.064	1.24	1.324	1.383	1.424
-1.2	-3.149	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.1	-3.087	0.18	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1	-3.022	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-0.9	-2.957	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.66	1.749
-0.8	-2.891	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.7	-2.824	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.6	-2.755	0.099	0.857	1.2	1.528	1.72	1.88	2.016

KOEK KEMENCANGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.5	-2.686	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.4	-2.615	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.3	-2.544	0.05	0.853	1.245	1.643	1.89	2.104	2.294
-0.2	-2.472	0.033	0.85	1.258	1.68	1.945	2.178	2.388
-0.1	-2.4	0.017	0.846	1.27	1.716	2	2.252	2.482
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

**Tabel 2. 4** Nilai K Untuk Distribusi Log-Pearson III (Kemencengan Positif)

KOEK KEMENCENGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
0	-2.326	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
0.1	-2.252	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.4	2.67
0.2	-2.178	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.3	-2.104	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.4	-2.029	-0.066	0.816	1.317	1.88	2.261	2.615	2.949
0.5	-1.995	-0.083	0.808	1.323	1.91	2.311	2.686	3.041
0.6	-1.88	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.7	-1.806	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.8	-1.733	-0.132	0.78	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.9	-1.66	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
1	-1.588	-0.164	0.758	1.34	2.043	2.542	3.022	3.489
1.1	-1.518	-0.18	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575

KOEK KEMENCANGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
1.2	-1.449	-0.195	0.732	1.34	2.087	2.626	3.149	3.661
1.3	-1.383	-0.21	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.4	-1.318	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.5	-1.256	-0.24	0.69	1.333	2.146	2.743	3.33	3.91
1.6	-1.197	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.78	3.388	3.99
1.7	-1.14	-0.268	0.66	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.8	-1.087	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.9	-1.037	-0.294	0.627	1.31	2.207	2.881	3.553	4.223
2	-0.99	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
2.1	-0.946	-0.319	0.592	1.294	2.23	2.942	3.656	4.372
2.2	-0.905	-0.33	0.574	1.284	2.24	2.97	3.705	4.444
2.3	-0.867	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.4	-0.832	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.8	4.584
2.5	-0.799	-0.36	0.518	1.25	2.262	3.048	3.845	4.652

KOEK KEMENCANGAN Cs / Cw	PERIODE ULANG							
	1.01	2	5	10	25	50	100	200
	EXCEEDENCE PROBABILITY							
	0.99	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
2.6	-0.769	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.7	-0.74	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.8	-0.714	-0.384	0.46	1.21	2.275	3.114	3.973	4.847
2.9	-0.69	-0.39	0.44	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
3	-0.667	-0.396	0.42	1.18	2.278	3.152	4.051	4.97

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

### b) Deviasi Standar

Pada umumnya, ukuran dispersi yang seringkali digunakan adalah standard deviasi. Untuk sampel nilai standard deviasi umumnya diberi simbol (S). Apabila penyebaran data sangat besar terhadap nilai rata-rata, maka nilai S akan besar, akan tetapi apabila penyebaran data sangat kecil terhadap nilai rata-rata maka nilai S akan kecil. Standard deviasi dihitung menggunakan rumus sebagai berikut.

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}} \quad (2.25)$$

Keterangan:

S = Standard deviasi

$x_i$  = Nilai variat

$\bar{x}$  = Nilai rata – rata hitung

n = jumlah data

(Triatmodjo, 2008)

### c) Koefisien Skewness (Kemencengan)

Koefisien skewness atau yang disebut juga dengan koefisien kemencengan, adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisan dari suatu bentuk distribusi. Umumnya, besar koefisien kemencengan dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$C_S = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{S^3} \quad (2.26)$$

Keterangan:

Cs = Koefisien skewness

S = Standard deviasi

Xi = Nilai variat

$\bar{x}$  = Nilai rata-rata

n = Jumlah data

(Triatmodjo, 2008)

#### **d) Koefisien Kurtosis**

Koefisien kurtosis digunakan untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal. Koefisien kurtosis dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1) \times (n-2) \times (n-3) \times S^4} \times \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \quad (2.27)$$

Keterangan:

Ck = Koefisien kurtosis

S = Standard deviasi

Xi = Nilai variat

$\bar{x}$  = Nilai rata-rata

n = Jumlah data

(Triatmodjo, 2008)

Dari ke 3 metode statistic yang telah dibahas pada subbab sebelumnya (Gumbel, Normal, dan Log Pearson III) nantinya



akan diambil salah satu metode yang akan dipakai untuk perhitungan selanjutnya dengan ketentuan sebagai berikut.

**Tabel 2. 5** Syarat - Syarat Pemilihan Jenis Distribusi

<b>Jenis Sebaran (Metode)</b>	<b>Syarat Teoritis</b>
<b>Normal</b>	Cs ~ 0
	Ck ~ 3
<b>Gumbel</b>	Cs ~ 1,139
	Ck ~ 5,402
<b>Log Person III</b>	Cs dan Ck Selain Nilai di Atas

(Sumber: Triatmodjo, 2008)

## **2.2.5 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi Curah Hujan Rencana**

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter yang akan disajikan dalam bagian ini seperti yang dijelaskan dalam Kamiana (2011) adalah:

### **1) Uji Chi Kuadrat**

Uji chi kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisa atau dengan kata lain apakah distribusi yang telah dipilih benar atau dapat digunakan untuk menghitung sampel data. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter  $\chi^2$ , oleh karena itu disebut uji chi-kuadrat. Untuk parameter  $\chi^2$  dapat dihitung dengan rumus:

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.28)$$

Dengan:

$X_h^2$  = Parameter chi – kuadrat terhitung

G = Jumlah sub – kelompok

$O_i$  = Jumlah pengamatan pada sub kelompok ke – i

$E_i$  = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok i

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub – grup minimal 4 data pengamatan. Jumlah sub – kelompok (G) dirumuskan dengan:

$$G = 1 + 3,322 \log n \quad (2.29)$$

Dengan  $n$  adalah jumlah data

3. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  tiap – tiap sub – grup.
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ .
5. Pada setiap sub – grup hitung nilai:

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

6. Jumlah seluruh G sub – grup nilai  $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai chi – kuadrat.

7. Hitung derajat kebebasan dengan menggunakan rumus  $DK = G - (P+1)$ , dimana  $P = 2$  untuk distribusi normal dan binomial, dan  $P = 1$  untuk distribusi *poisson*.
8. Cari nilai chi kuadrat dari harga  $DK$  dan  $h = 5\%$  dari tabel nilai  $\chi^2$  kritis untuk uji chi kuadrat.
9. Apabila hasil dari  $X_h^2 > X_{Cr}^2$  berarti jumlah data dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya sesuai dengan interpretasi data.

**Tabel 2. 6** Nilai  $\chi^2$  Kritis Untuk Uji Chi Kuadrat

DK	Taraf Signifikansi				
	0.2	0.1	0.05	0.01	0.001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	24.322
8	11.03	13.362	15.507	20.090	26.125
9	12.242	14.684	16.919	21.666	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	40.79

<b>18</b>	22.760	25.989	28.869	34.085	42.312
<b>19</b>	23.900	27.204	30.144	36.191	43.82
<b>20</b>	25.038	28.412	31.410	37.566	45.315

(Sumber: Kamiana, 2011)

## 2) Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov – Kolmogorov merupakan uji kesesuaian non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi sebaran tertentu. Sehingga pengujian kesesuaian dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan untuk setiap peluang dan peluang teoritisnya untuk mendapatkan nilai perbedaan P maximum ( $\Delta P$  maksimum). Prosedur uji Smirnov – Kolmogorov dapat dilakukan dengan membuat tabel dengan keterangan kolom seperti pada Tabel 2. 7. Langkah-langkah perhitungan seperti yang dijelaskan dalam Kamiana (2011):

**Tabel 2. 7** Judul Kolom untuk Uji Smirnov Kolmogorov

<b>Rank (1)</b>	<b>Tahun (2)</b>	<b>Data (3)</b>	<b>P(<math>X_i</math>) (4)</b>	<b>f(t) (5)</b>	<b>P'(<math>X_i</math>) (6)</b>	<b><math>\Delta P</math> (7)</b>
---------------------	----------------------	---------------------	------------------------------------	---------------------	-------------------------------------	--------------------------------------

1. Kolom 1 = Nomerurut data
2. Kolom 2 = Tahun data hujan; diurut berdasarkan data hujan harian maksimum tahunan dari besar ke kecil.
3. Kolom 3 = Data hujan harian maksimum tahunan; diurut dari besar ke kecil

4. Kolom 4 = Peluang pengamatan/empiris ( $P(X_i)$ );  
dihitung dengan persamaan Weibull

$$P(X_i) = \frac{i}{(n+1)} \quad (2.30)$$

dengan:

$i$  = Nomer urut data hujan (lihat kolom 1)

$n$  = Jumlah data hujan

5. Kolom 5 = Untuk distribusi probabilitas normal:

$$X_T = X \text{ rata-rata} + K_T \cdot S \quad (2.31)$$

sehingga

$$K_T = \frac{X_T - X \text{ rata-rata}}{S} \quad (2.32)$$

di mana

$$K_T = f(t) \quad (2.33)$$

6. Kolom 6 = Peluang teoritis ( $P'(X_i)$ ); satu (1) dikurangi (-) luas di bawah kurva normal sesuai dengan nilai  $f(t)$  yang ditentukan dengan Tabel 2. 1.

Contoh:

Untuk nilai  $f(t) = 2.71$ , maka luas wilayah di bawah kurva normal adalah 0.9966. Sehingga nilai kolom 6 =  $1 - 0.9966 = 0.0034$

7. Kolom 7 =  $\Delta P$  = Kolom 6 – Kolom 4

Berdasarkan Tabel 2. 6:

- Diketahui simpangan maksimum ( $\Delta P$  maksimum)
- Dengan jumlah data dan (derajat kepercayaan) adalah 5% (0.05) maka dari Tabel 2. 8 didapat  $\Delta P$  Kritis
- Diketahui apakah  $\Delta P$  maksimum <  $\Delta P$  Kritis. Jika iya, maka distribusi probabilitas yang dipilih dapat diterima untuk menganalisis data hujan.

**Tabel 2. 8** Nilai  $\Delta P$  Kritis untuk uji Smirnov-Kolmogorov

N	$\Delta$			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.3	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$1.07 / \sqrt{N}$	$1.22 / \sqrt{N}$	$1.36 / \sqrt{N}$	$1.63 / \sqrt{N}$

(Sumber: Kamiana, 2011)

### 2.2.6 Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran (run off coefficient) merupakan suatu perbandingan antara jumlah air hujan yang mengalir atau melimpas di atas permukaan tanah (*surface run off*) dengan

jumlah air hujan yang jatuh dari atmosfer. Faktor utama yang mempengaruhi koefisien pengaliran adalah laju infiltrasi tanah atau presentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan. Permukaan kedap air, seperti perkerasan aspal dan atap bangunan akan menghasilkan aliran hampir 100% setelah permukaan menjadi basah, seberapa pun kemiringannya. Koefisien pengaliran juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah. Besarnya nilai koefisien pengaliran untuk berbagai jenis tanah dan penggunaan lahan disajikan dalam tabel 2. 9

Tabel 2. 9 menggambarkan nilai C untuk penggunaan lahan seragam, yang mana kondisi ini sangat jarang ditemukan untuk lahan yang luas. Apabila DAS terdiri dari bermacam – macam tata guna lahan, maka nilai C dapat dicari dengan rumus berikut.

$$C_{DAS} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \times A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.34)$$

Dimana:

$C_{DAS}$  = Koefisien pengaliran rata - rata

$A_i$  = Luas masing - masing tata guna lahan (km<sup>2</sup>)

$C_i$  = Koefisien pengaliran masing - masing tata guna lahan

$n$  = Jumlah jenis penutup lahan

Besarnya koefisien pengaliran masing - masing tata guna lahan dapat dilihat pada tabel 2. 9.

### 2.2.7 Intensitas Hujan (I)

Intensitas hujan merupakan tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Dalam tugas akhir ini, intensitas hujan yang dihitung adalah intensitas hujan efektif jam-jaman. Perhitungannya dilakukan dengan 3 tahap:

#### 1. Perhitungan Intensitas Hujan untuk Lama Hujan $t$ menggunakan Metode Mononobe

Langkah pertama adalah perhitungan menggunakan Metode Mononobe:

$$I_t = \frac{R_{24}}{24} \left( \frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.35)$$

Dengan:

$I_t$  = Intensitas hujan untuk lama hujan  $t$



**Tabel 2. 9** Koefisien Pengaliran Menurut Tipe Daerah Pengaliran

<b>Tipe Daerah Pengaliran</b>	<b>Kondisi</b>	<b>Koefisien Pengaliran (C)</b>
<b>Daerah Permukiman</b>	Satu rumah	0.3 – 0.5
	Banyak rumah, terpisah	0.4 – 0.6
	Banyak rumah, rapat	0.6 – 0.75
	Permukiman, pinggiran kota	0.25 – 0.4
	Apartemen	0.5 – 0.7
<b>Lapangan, Kuburan</b>		0.1 – 0.25
<b>Halaman Jalan Kereta Api</b>		0.2 – 0.35
<b>Daerah Tidak Terpelihara</b>		0.1 – 0.3
<b>Daerah Perdagangan</b>	Kota	0.7 – 0.95
	Sekitar kota	0.5 – 0.7
<b>Halaman Berumput, Tanah Berpasir</b>	Datar, 2%	0.05 – 0.1
	Rata-rata, 2% – 7%	0.1 – 0.15
	Curam, 7% atau lebih	0.15 – 0.2

<b>Tipe Daerah Pengaliran</b>	<b>Kondisi</b>	<b>Koefisien Pengaliran (C)</b>
<b>Halaman Berumput, Tanah Keras/Padat</b>	Datar, 2%	0.13 – 0.17
	Rata-rata, 2% – 7%	0.18 – 0.22
	Curam, 7% atau lebih	0.25 – 0.35
<b>Atap Rumah</b>		0.7 – 0.95
<b>Daerah Industri</b>	Ringan	0.5 - 0.8
	Padat	0.6 – 0.9
<b>Jalan</b>	Aspal atau beton	0.75 - 0.95
	Batu bata atau batako	0.7 – 0.85

(Sumber: SNI 1724:2015)

$R_{24}$  = Curah hujan harian maksimum harian rencana untuk periode ulang yang ditentukan

$t$  = Lama hujan

Diasumsikan durasi maksimum hujan dalam 1 hari adalah 5 jam. Digunakan rumus:

$$I_t = \frac{R}{5} \left( \frac{5}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.36)$$

Dengan:

$I_t$  = Intensitas hujan untuk lama hujan  $t$

$R$  = Curah hujan harian rencana untuk periode ulang yang ditentukan

$t$  = Lama hujan

Langkah ini dilakukan untuk menentukan intensitas hujan untuk lama hujan 1 sampai 5 jam, pada berbagai periode ulang yang direncanakan.

## 2. Intensitas Curah Hujan Jam-jaman menggunakan *Alternating Block Method* (ABM)

Intensitas curah hujan jam-jaman yang dihasilkan oleh metode ini adalah intensitas hujan yang terjadi tiap interval waktu ( $\Delta t$ ) selama durasi waktu tertentu. Dalam tugas akhir ini hyetograph curah hujan yang dihasilkan tiap 1 jam dengan durasi hujan 5 jam. Data dari tahap 1 digunakan sebagai input untuk variabel  $R_t$ , yaitu intensitas curah hujan rencana (untuk lama hujan  $t$  jam) untuk periode ulang  $T$  tahun. Digunakan rumus:

$$R_T = t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)} \quad (2.37)$$

Dengan:

$RT$  = Intensitas Curah Hujan Jam-jaman

$t$  = Jam terjadinya hujan (jam ke –  $t$ )

$R_t$  = Intensitas curah hujan rencana (untuk lama hujan  $t$  jam)

$R_{t-1}$  = Intensitas curah hujan rencana (untuk lama hujan  $t - 1$  jam)

Intensitas curah hujan pada interval waktu ( $\Delta t$ ) dan periode ulang lainnya dihitung menggunakan persamaan di atas.

### 3. Perhitungan Intensitas Curah Hujan Efektif

Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar yang tercatat di ujung DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu (Sherman dalam Triatmodjo). Oleh karena itu, data tinggi/curah hujan tiap jam yang ada untuk membuat hidrograf satuan sintetis merupakan curah hujan efektif. Perhitungan curah hujan efektif dengan mengolah data dari tabel 4. 13. Perhitungan dilakukan dengan mengalikan tinggi/curah hujan rencana dengan koefisien pengaliran rata-rata (C). Berbagai nilai C dapat dilihat pada Tabel 2. 9.

#### 2.2.8 Perhitungan Debit Puncak Rencana (Q) dengan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu

Dalam suatu perencanaan bangunan air, contohnya: sistem drainase, waduk, bendung, dan sebagainya dibutuhkanlah suatu debit terbesar yang mungkin terjadi dalam suatu periode ulang tertentu dari aliran sungai maupun saluran. Periode ulang

merupakan periode tertentu kemungkinan akan terjadi banjir rencana secara berulang. Debit yang terbesar ini dinamakan debit rencana.

Dalam perhitungan debit banjir rencana, perhitungan dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu. Jika tidak cukup tersedia data hujan dan data debit, maka penurunan hidrograf satuan suatu DAS dilakukan dengan cara sintetis. Hasilnya disebut dengan Hidrograf Satuan Sintetis (HSS). HSS adalah hidrograf satuan yang diturunkan berdasarkan data sungai pada DAS yang sama atau DAS terdekat tetapi memiliki karakteristik yang sama (Triatmodjo, 2008). Perhitungan debit rencana dalam Tugas Akhir ini dilakukan dengan menggunakan Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu.

Nakayasu telah melakukan penelitian hidrograf banjir pada beberapa sungai di Jepang. Dalam penggunaan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu, diperlukan beberapa parameter yang berhubungan dengan karakteristik DAS, antara lain:

- Luas DAS
- Panjang sungai utama
- Koefisien aliran

Dalam penelitiannya Nakayasu telah membuat rumus hidrograf satuan sintetis Nakayasu sebagai berikut.

$$Q_p = \frac{C A R_o}{3,60(0,30T_p + T_{0,30})} \quad (2.38)$$

Dimana:

$Q_p$  = Debit puncak banjir (m<sup>3</sup>/detik)

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

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

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

Nilai tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir  $T_p$ , dihitung dengan rumus:

$$T_p = t_g + 0,80 t_r \quad (2.39)$$

Dimana:

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

$t_g$  = Waktu konsentrasi (jam)

- Untuk  $L < 15$  km nilai  $t_g = 0,21 L^{0,70}$  (2.40)

- Untuk  $L > 15$  km nilai  $t_g = 0,40 + 0,058 L$  (2.41)

$t_r$  = Waktu hujan efektif (jam)

$t_r = 0,50 t_g$  sampai  $t_g$  (jam)

Waktu yang diperlukan penurunan debit  $T_{0,30}$  dihitung dengan persamaan berikut.

$$T_{0,30} = \alpha \times t_g \quad (2.42)$$

Nilai  $\alpha$  merupakan faktor koefisien yang ditetapkan berdasarkan bentuk hidrograf banjir yang terjadi pada daerah aliran sungai.

- Daerah pengaliran biasa  $\alpha = 2$
- Bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat  $\alpha = 1,5$
- Bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat  $\alpha = 3$
- **Bagian lengkung naik (*rising limb*)** hidrograf satuan mempunyai persamaan:

$$0 \leq t \leq T_p$$

$$Q_t = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2,40} \quad (2.43)$$

Dimana:

$Q_t$  = Debit limpasan sebelum sampai puncak banjir  
(jam)

$t$  = waktu (jam)

- **Bagian lengkung turun (*decreasing limb*)** hidrograf satuan mempunyai persamaan:  
 $T_p \leq t \leq T_p + T_{0,30}$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left( \frac{t-T_p}{T_{0,30}} \right)} \quad (2.44)$$

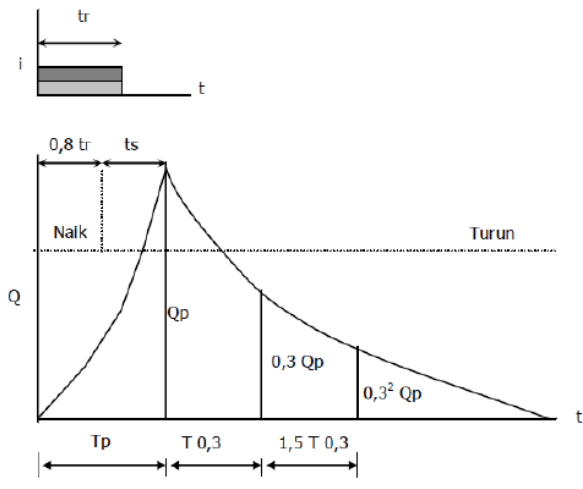
$$T_p + T_{0,30} \leq t \leq T_p + T_{0,30} + 1,5 T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left( \frac{t-T_p+0,50 T_{0,30}}{1,5 T_{0,30}} \right)} \quad (2.45)$$

$$t \geq T_p + T_{0,30} + 1,5 T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left(\frac{t-T_p+1,50 T_{0,30}}{2 T_{0,30}}\right)} \quad (2.46)$$

(Triatmodjo, 2008)



**Gambar 2. 2** Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: Prawati, 2017)

Berdasarkan persamaan tersebut diatas maka segmen hidrograf satuan sintetik Nakayasu dapat dilihat seperti pada gambar 2.2.

### 2.3 Analisis Penampang dan “*Trial and Error*” Normalisasi Penampang Sungai menggunakan Aplikasi HEC-RAS

Analisis penampang dilakukan untuk mengetahui dampak terjadinya banjir dan upaya penanggulangannya, sehingga



optimalisasi penampang sungai terhadap debit banjir dapat dilakukan dengan lebih efisien dan efektif. Untuk keperluan tersebut, maka diperlukan model pendekatan atau pemodelan banjir yang dapat mewakili permasalahan yang sedang dihadapi semirip mungkin. Model pendekatan atau pemodelan banjir ini dapat berupa model numerik/matematik atau model fisik. Dalam tugas akhir ini, digunakan model numerik untuk menyelesaikan permasalahan hidrolika. Meski hasil outputnya tidak seakurat jika menggunakan model fisik tetapi model numerik memiliki keunggulan dalam hal penghematan waktu dan tenaga.

Model pendekatan atau pemodelan banjir numerik/matematik yang digunakan dalam penelitian ini dengan bantuan paket program komputer yang disebut Paket program HEC-RAS yang dibuat dan dikembangkan oleh Hydraulic Engineering Center, salah satu divisi dari the Institute for Water Resources (IWR), U.S. Army Corps of Engineer. Program ini merupakan salah satu bagian dari pengembangan Next Generation (NextGen) dari software Hydrologic Engineering.

Untuk dapat menganalisis masalah banjir diperlukan alat bantu untuk mengenali dampak akibat banjir dan mencari upaya penanggulangannya. Salah satu alat bantu yang saat ini digunakan untuk menganalisis banjir dilakukan dengan pemodelan hidrolika sungai adalah HEC-RAS.

HEC-RAS (*River Analysis System*) merupakan model hidrolika aliran satu dimensi. Program ini adalah sebuah program yang di dalamnya terintegrasi analisa hidrolika, dimana pengguna program dapat berinteraksi dengan sistem menggunakan fungsi Graphic User Interface (GUI). Program ini dapat menunjukkan perhitungan profil permukaan aliran mantap (steady), termasuk juga aliran tidak mantap (unsteady), pergerakan sedimen dan beberapa hitungan desain hidrolika. Dalam terminologi HEC-RAS, sebuah pengaturan file data akan

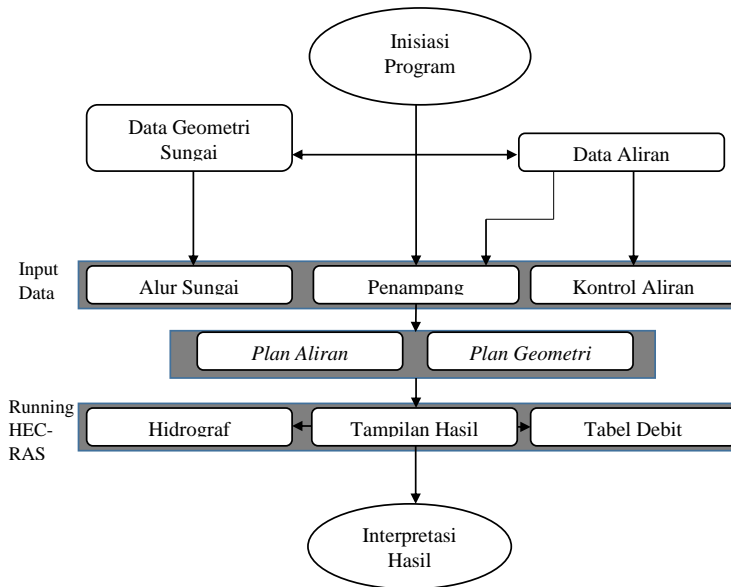
dihubungkan dengan sistem sungai. Data file dapat dikategorikan sebagai *plan data*, *geometric data*, *steadyflow data*, *unsteadyflow data*, *sediment data* dan *hydraulic design data*.

Selain menunjukkan profil permukaan aliran, program HEC-RAS juga dapat digunakan untuk melakukan simulasi untuk model *steady* maupun *unsteady flow*, menganalisis besarnya tampungan untuk kebutuhan pengaturan air, serta desain infrastruktur bangunan air.

HEC-RAS pada intinya terdiri dari 3 (tiga) komponen analisa hidraulik 1 (satu) dimensi (one dimensional computation) yaitu:

1. Simulasi aliran steady satu dimensi (one dimensional steady flow).
2. Simulasi aliran unsteady satu dimensi (one dimensional unsteady flow)
3. Perhitungan pengangkutan pergerakan sedimen.

Diagram alir dibawah ini menunjukkan tentang cara kerja sederhana pemodelan dengan menggunakan HEC-RAS.



**Gambar 2. 3** Diagram Alir Penggunaan HEC-RAS

(Sumber: Harijadi, 2015)

Trial and Error dilakukan untuk mencari dimensi yang tepat untuk perencanaan saluran. Trial and Error dilakukan dengan cara membandingkan, apakah  $Q$  dari analisa hidrolika bernilai sama atau lebih besar dari  $Q$  analisa hidrologi. Jika ya, maka dimensi saluran sudah mampu untuk menampung debit limpasan. Namun jika tidak, maka perlu merubah dimensi saluran yang ada agar debit  $Q$  hidrolika mampu untuk menampung  $Q$  hidrologi. Contoh untuk saluran penampang berbentuk persegi panjang:

$$Q_t = Q_p \times 0,30^{\left(\frac{t-T_p+1,50 T_{0,30}}{2 T_{0,30}}\right)} \quad (2.47)$$

$$Q \text{ hidrologi} = Q \text{ hidrolika} \quad (2.48)$$

$$Q = A \times v \quad (2.49)$$

$$= A \times \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.50)$$

$$= A \times \frac{1}{n} \times \left(\frac{A}{P}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.51)$$

$$= \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \times \frac{1}{n} \times I^{1/2} \quad (2.52)$$

Telah diketahui bahwa  $A = b \times h$  dan  $P = b + 2h$ . Maka:

$$Q = \frac{(b \times h)^{5/3}}{(b+2h)^{2/3}} \times \frac{1}{n} \times I^{1/2} \quad (2.53)$$

Lakukan *trial and error* pada nilai  $b$  atau  $h$  sehingga mendapatkan nilai  $Q$  hidrolika  $\geq Q$  hidrologi.

(Chow, 1959)

## 2.4 Pengendalian Banjir Sungai

Seringkali daerah-daerah yang dilalui sungai bagian tengah maupun hilir mengalami bencana banjir luapan dari aliran air sungai tersebut. Hal itu disebabkan karena penampang sungai yang tidak cukup besar untuk mengalirkan debit sungai. Arti pengendalian banjir sendiri ada 2 penafsiran yaitu untuk pencegahan terjadinya banjir (flood-control) dan untuk penyelamatan bila bahaya banjir sudah melanda suatu daerah (flood fighting). Alternatif rekayasa pengendalian banjir adalah dengan membuat bangunan-bangunan berikut:

- 1) *Retarding basin* dibagian hulu sungai
- 2) Tanggul pengaman di kiri dan kanan sungai
- 3) Perbaikan penampang sungai

*Retarding basin* digunakan untuk memperlambat dan mengusahakan seminimal mungkin efek aliran banjir yang mendadak. Air ditampung secara berkala/sementara, dan dialirkan melalui pelepasan (*outlet*). Air ditahan selama mungkin dan dibiarkan meresap di daerah sekitarnya atau dipompa ke luar waduk.

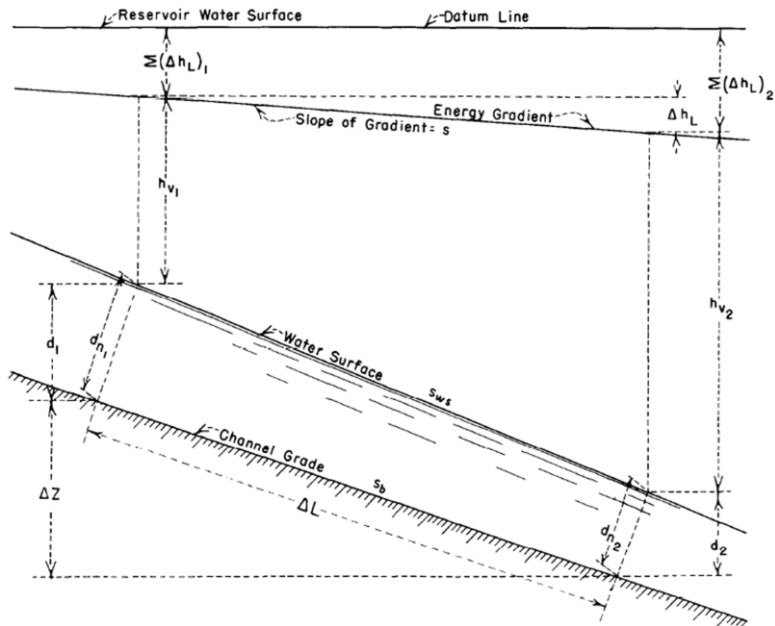
Pembuatan tanggul adalah cara yang umum, dan biasanya ekonomis dalam pelaksanaannya. Tidak hanya di tepi alur sungai saja dapat dipasang tanggul, namun untuk pengamanan daerah-daerah rendah di dekat danau maupun daerah pantai dimana keadaan pasang air laut sering mengganggu dapat juga dipasang tanggul. Tujuan dari pembuatan tanggul adalah mengamankan daerah yang sering mengalami genangan banjir akibat luapan air sungai, danau maupun laut. Dalam pembuatan tanggul perlu dipikirkan kekuatan tanggul, keamanan tanggul, keamanan tanggul, posisi tanggul, dan penyaluran drainase di balik tanggul.

Perbaikan penampang dilakukan untuk memperlancar aliran. Karena debit sungai tergantung dari luas penampang dan kecepatan aliran (rumus kontinyuitas), maka untuk memperbesar kapasitas penampang sungai dapat dilakukan dengan memperbesar luas penampang dan/atau mempercepat aliran air. Menambah kecepatan dapat dilakukan dengan memperkecil hambatan (koefisien kekasaran) atau membuat permukaan dasar dan lereng sungai lebih halus, atau dengan membuat kemiringan dasar lebih curam (rumus Chezy atau Manning).

## 2.5 Lengkung Kapasitas Tampungan

Lengkung kapasitas tampungan digunakan untuk menunjukkan volume suatu tampungan di setiap elevasi berdasarkan data topografi. Dalam grafik ini dapat dilihat pula volume maksimum suatu tampungan. Berikut adalah cara membuat tabel perhitungannya seperti yang dikutip dari United States Department of Agriculture (USDA-NRCS, 2014):

- Langkah 1: Pilih perubahan elevasi yang ditentukan dari topografi, kemudian tabulasikan di kolom 1.
- Langkah 2: Tentukan luas permukaan reservoir di setiap elevasi. Pada tabel ini, areanya ditentukan dalam hektar dan ditabulasikan dalam kolom 2.
- Langkah 3: Hitung luas permukaan rata-rata di kolom 3.
- Langkah 4: Tabulasikan selisih ( $\Delta$ ) elevasi di kolom 4.
- Langkah 5: Hitung penambahan volume tampungan untuk kolom 5 dengan mengalikan area rata-rata di kolom 3 dengan  $\Delta$  elevasi yang sesuai di kolom 4.
- Langkah 6: Akumulasi perubahan volume tampungan kolom 5 pada kolom 6 untuk setiap ketinggian kolom 1.



**Gambar 2. 4 Aliran pada Saluran Terbuka**

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

**Tabel 2. 10 Tabel Perhitungan Kapasitas Tampungan**

Elevasi (ft)	Luas Permukaan (Hektar)	Rata- rata Luas	$\Delta$ Elev asi	$\Delta V$ Tampungan (Hektar-ft)	Volume Akumulasi (Hectar-ft)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
570	0				0.00

Elevasi (ft)	Luas Permukaan (Hektar)	Rata- rata Luas	Δ Elev asi	Δ V Tampungan (Hektar-ft)	Volume Akumulasi (Hectar-ft)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
572	9.64	4.82	2	9.64	9.64
574	27.09	18.37	2	36.73	46.37
576	54.5	40.80	2	81.59	127.96
580	88.75	71.63	4	286.50	414.46
585	124.59	106.67	5	533.35	947.81
590	182.6	153.60	5	767.98	1,715.79
595	228.67	205.64	5	1,028.18	2,743.96
		250.01	5	1,250.05	

(Sumber: United States Department of Agriculture (USDA),  
2014)

## 2.6 Pelimpah (*Spillway*)

### 2.6.8 Aliran pada Saluran Terbuka (*Open Chanel*)

Aliran pada saluran terbuka memiliki persamaan:

$$\Delta Z + d_2 + h_{v2} = d_1 + h_{v1} + \Delta h_L \quad (2.54)$$

Nilai  $s$  didapatkan dari rumus manning:

$$S = (v \cdot n / 1.486 r^{2/3})^2 \quad (2.55)$$

(USBR, 1987)



$v$  adalah kecepatan aliran pada suatu titik,  $n$  adalah koefisien kekasaran, dan  $r$  adalah jari-jari hidrolis (Perbandingan luas ( $a$ ) dengan keliling basah ( $p$ )). Untuk perhitungan kedalaman aliran pada saluran beton digunakan 0.014 dan untuk menentukan energi spesifik aliran yang diperlukan untuk merencanakan peredam energi digunakan 0.008. Persamaan aliran pada saluran terbuka ini digunakan dalam merencanakan saluran pengarah, saluran transisi dan saluran peluncur.

### **2.6.9 Desain Mercu Pelimpah Tipe Ogee dengan Metode USBR**

Menurut dokumen yang dipublikasikan USBR (1987), terdapat 2 cara dan kondisi yang berbeda dalam merencanakan mercu pelimpah dengan tipe Ogee. Kondisi pertama (1) adalah untuk mercu pelimpah yang direncanakan dengan sisi penampang hulu mercu adalah tegak/vertikal, dan didesain untuk pelimpah kecil dengan tinggi mercu dari dasar saluran hulu ( $P$ ) lebih besar atau sama dengan 1.5 kali tinggi air maksimum di atas pelimpah. Kondisi kedua (2) adalah untuk mercu pelimpah yang direncanakan dengan tinggi mercu dari dasar saluran hulu ( $P$ ) lebih kecil dari 1.5 kali tinggi air maksimum di atas pelimpah.

Untuk *kondisi pertama (1)*, desain pelimpah dapat langsung menggunakan desain yang diberikan pada Gambar 2. 5, di mana data yang diperlukan adalah rencana tinggi muka air di atas mercu ( $H_0$ ). Untuk *kondisi kedua (2)* perencanaan mercu dibagi menjadi dua bagian, yaitu bagian hilir dan bagian hulu. Perhitungan untuk kedua bagian ini memiliki titik pusat koordinat di puncak mercu (*apex of crest*). Persamaan yang digunakan untuk mendesain bagian hulu:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left( \frac{x}{H_0} \right)^n \quad (2.56)$$

Dengan:

y = Koordinat y dengan titik pusat koordinat di puncak mercu

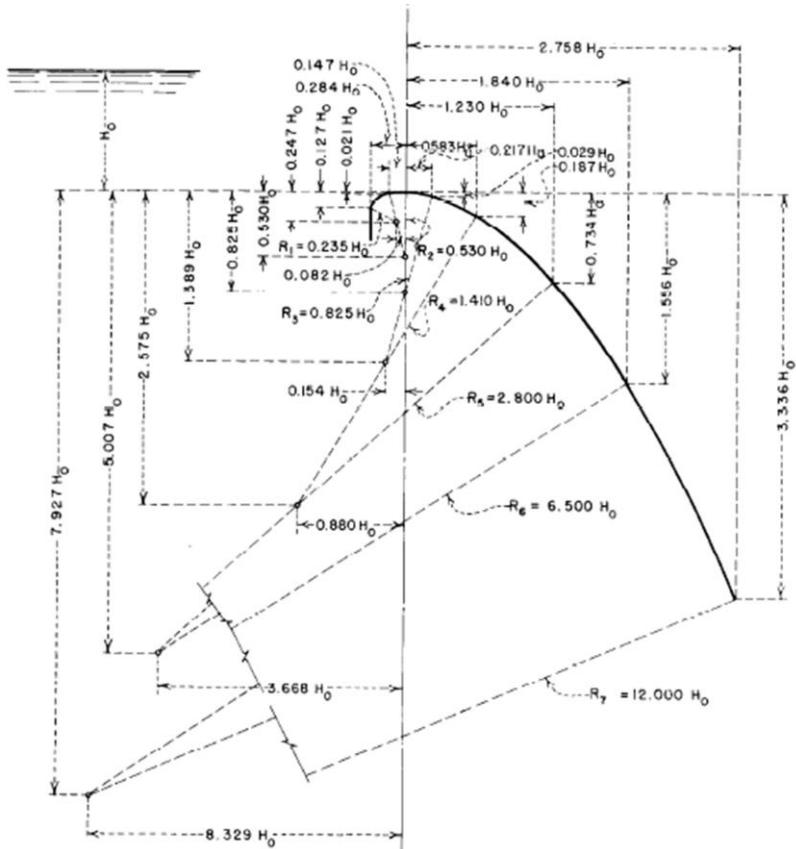
x = Koordinat x dengan titik pusat koordinat di puncak mercu

$H_0$  = Rencana tinggi muka air di atas mercu

K & n = Konstanta yang bergantung pada inklinasi muka air dan kecepatan alirannya di hulu mercu (dapat dilihat pada gambar 2. 6)

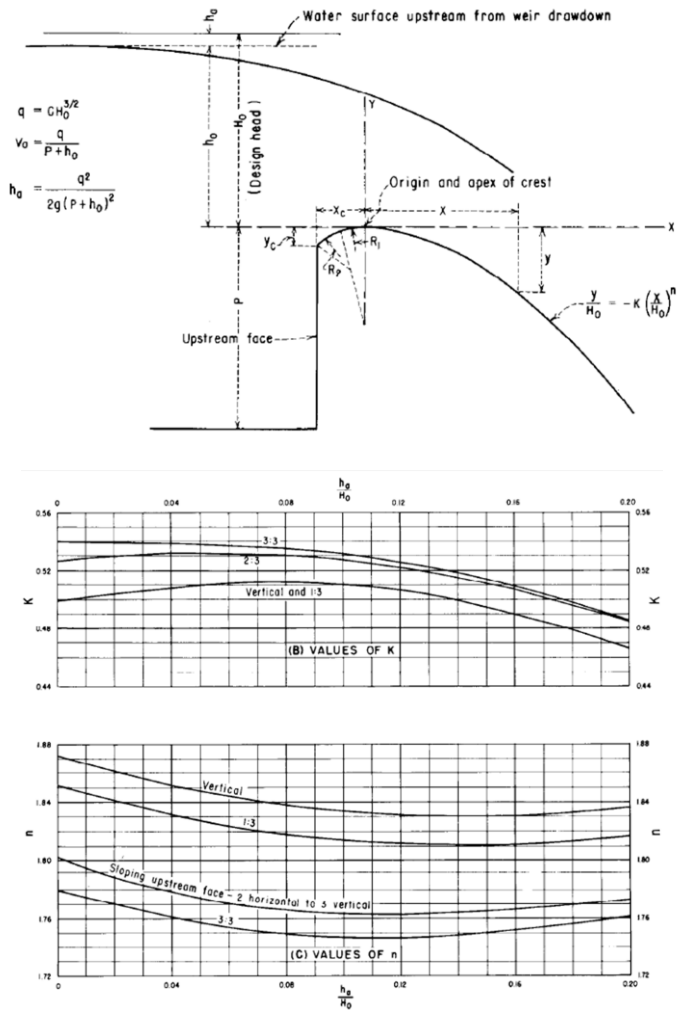
(USBR, 1987)

Untuk mendesain bagian hulu, perlu diketahui besar radius 1 ( $R_1$ ) dan radius 2 ( $R_2$ ). Selain itu diperlukan nilai  $X_C$  dan  $Y_C$ , yaitu koordinat untuk menentukan pusat kurvatur  $R_2$ . Untuk menentukan nilai  $X_C$ ,  $Y_C$ ,  $R_1$ , dan  $R_2$ , digunakan grafik pada Gambar 2. 7. Data berupa tinggi energi (muka air) yang hilang ( $H_a$ ) , rencana tinggi muka air di atas mercu/tinggi air di atas mercu setelah kehilangan energi ( $H_0$ ), serta rasiokemiringan muka hulu pelimpah diperlukan untuk menggunakan grafik tersebut.



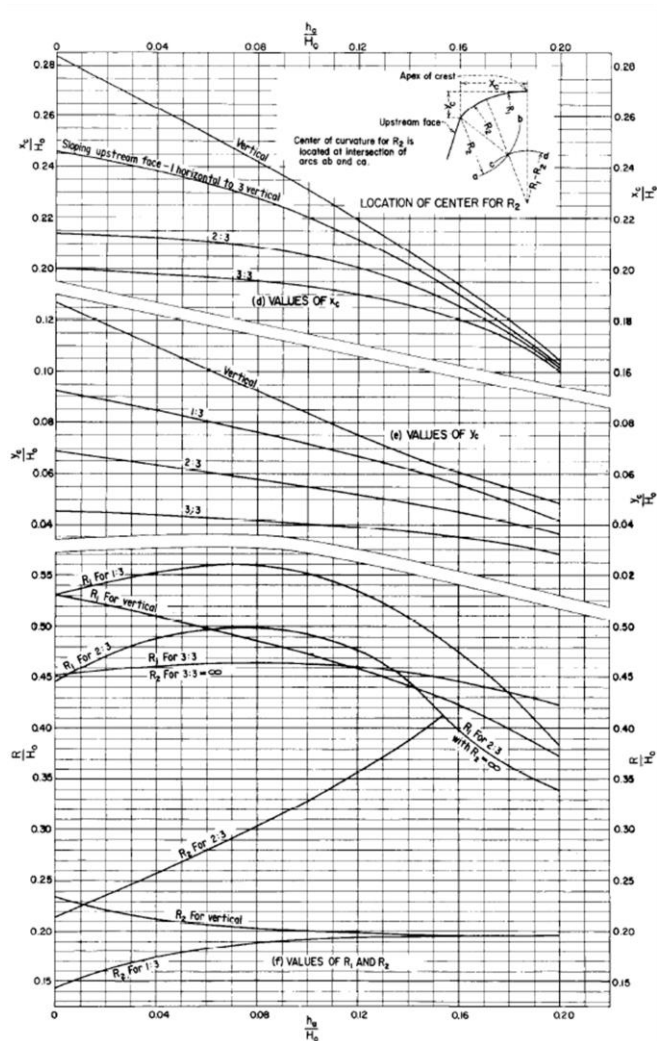
**Gambar 2. 5** Desain Bentuk Mercu Tipe Ogee untuk Kondisi Pertama (1)

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)



**Gambar 2. 6** Desain Mercu Tipe Ogee Sisi Hilir dan Grafik untuk Menentukan nilai Konstanta K dan n

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)



**Gambar 2. 7** Grafik untuk Menentukan Nilai  $X_c$ ,  $Y_c$ ,  $R_1$ , dan  $R_2$  untuk Desain Mercu Tipe Ogee

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

Untuk mendapatkan data hubungan elevasi & tinggi peluapan ( $H_e$ )-aliran keluar (O) untuk *flood routing*, digunakan persamaan untuk menghitung debit yang melalui bangunan pelimpah berikut:

$$O = C_d \cdot L \cdot H_e^{3/2} \quad (2.57)$$

Dengan:

O = Debit yang melalui pelimpah/*outflow* ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$C_d$  = Koefisien debit; diketahui jika tinggi rencana muka air di hulu mercu ( $H_o$ ) sudah direncanakan

L = Panjang efektif pelimpah (m)

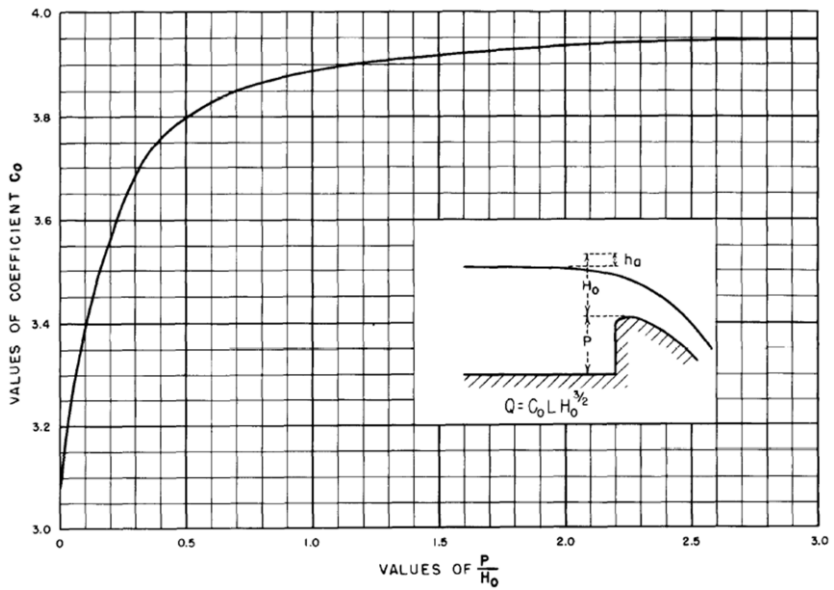
$H_e$  = Tinggi peluapan/tinggi aliran sebenarnya tanpa kehilangan energi (m)

(USBR, 1987)

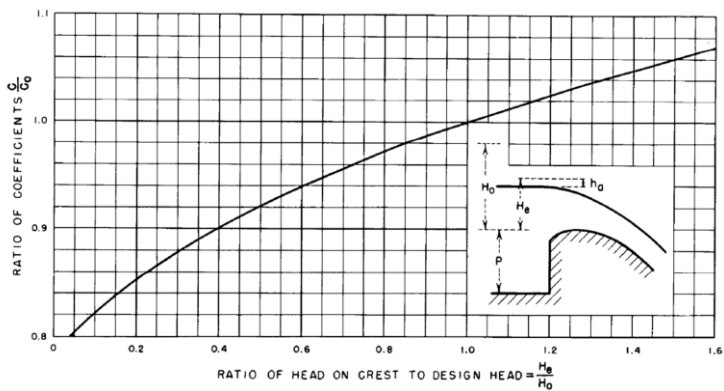
Koefisien debit ( $C_d$ ) dipengaruhi oleh beberapa faktor:

**a) Kedalaman Aliran di Hulu Mercu Pelimpah**

Jika tinggi peluapan/tinggi aliran sebenarnya tanpa kehilangan energi ( $H_e$ ) sama besarnya dengan tinggi muka air di atas mercu/tinggi air di atas mercu setelah kehilangan energi ( $H_o$ ), maka nilai  $C_d$  dapat ditentukan menggunakan grafik pada Gambar 2. 8. Sedangkan jika  $H_e$  tidak sama besarnya dengan  $H_o$ , maka  $C_d$  ditentukan menggunakan grafik pada Gambar 2. 9



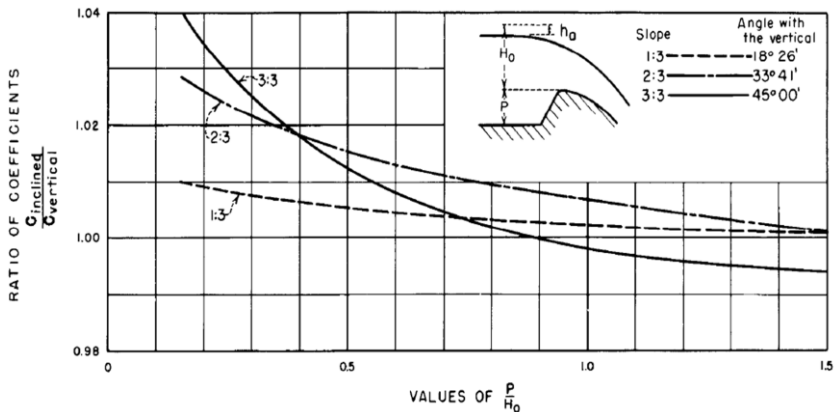
**Gambar 2. 9** Grafik untuk Menentukan Nilai  $C_d$  jika  $H_e = H_o$   
 (Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)



**Gambar 2. 8** Grafik untuk Menentukan Nilai  $C_d$  jika  $H_e \neq H_o$   
 (Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

**b) Kemiringan Muka Bagian hulu Mercu (*Upstream Face Slope*)**

Jika muka bagian hulu mercu miring/ tidak vertikal, maka  $C_d$  dapat ditentukan menggunakan Gambar 2. 10.



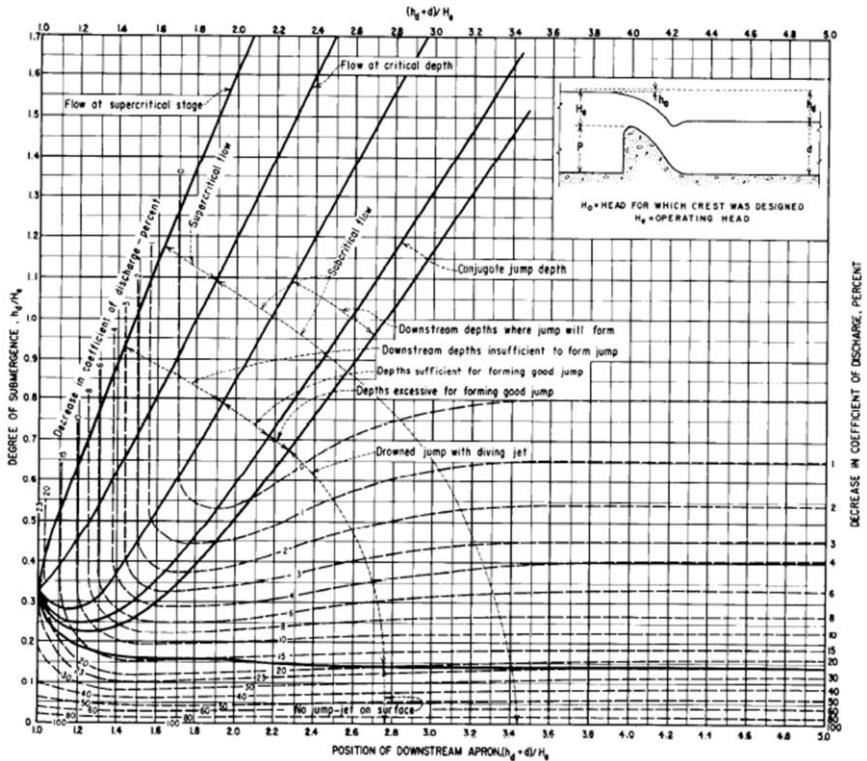
**Gambar 2. 10** Grafik untuk Menentukan Nilai  $C_d$  jika Muka Bagian Hulu Mercu Miring/Tidak Vertikal

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

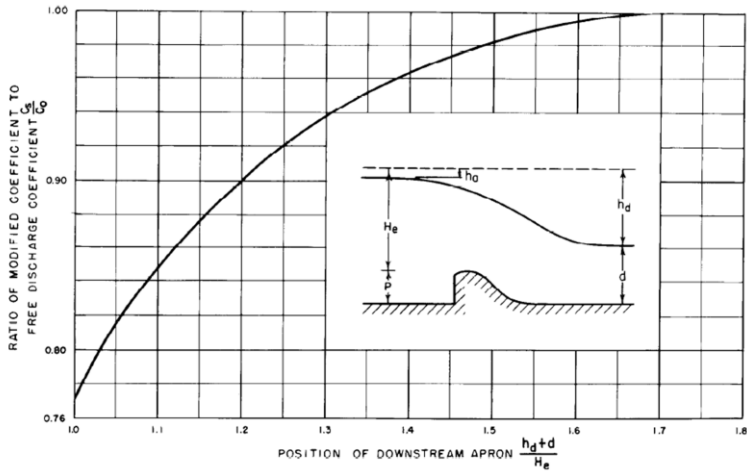
**c) Interferensi Landasan/Lantai Hilir (*Apron*) Pelimpah**

Jika tinggi muka air di bawah pelimpah cukup tinggi untuk mempengaruhi aliran, maka pelimpah dapat dikatakan dalam keadaan tenggelam. Pengaruh dari aliran di hilir terhadap aliran yang melalui pelimpah dapat dilihat pada grafik dalam Gambar 2. 11.  $C_d$  ditentukan menggunakan grafik pada Gambar 2. 12. dan Gambar 2. 13.





**Gambar 2. 11** Pengaruh dari aliran di hilir terhadap aliran yang melalui pelimpah  
(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)



**Gambar 2. 12** Grafik untuk Menentukan Nilai  $C_d$  jika Ketinggian Lantai Apron di Bagian Hilir Mempengaruhi Aliran

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

Untuk panjang efektif pelimpah ( $L$ ) dapat dihitung menggunakan rumus:

$$L = L' - 2 (N \cdot K_p + K_a) H_e \quad (2.58)$$

Dengan:

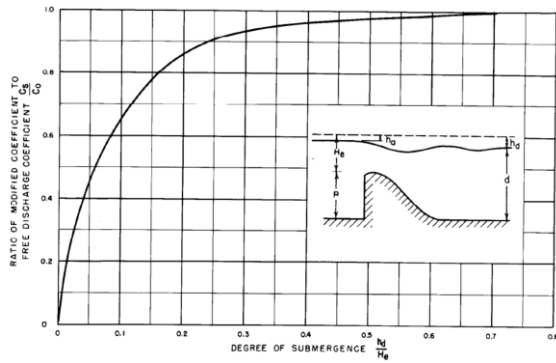
$L$  = Panjang efektif mercu (m)

$L'$  = Panjang bersih mercu (m)

$N$  = Jumlah pilar di atas mercu, seperti pilar jembatan (jika tidak ada = 0)

$K_p$  = Koefisien kontraksi pilar (Lihat tabel 2. 10)

$K_a$  = Koefisien kontraksi abutmen (Lihat tabel 2. 10)



**Gambar 2. 13** Grafik untuk Menentukan Nilai  $C_d$  akibat pengaruh *tailwater*

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

$H_e$  = Tinggi peluapan/tinggi aliran sebenarnya tanpa kehilangan energi (m)

(USBR, 1987)

Dari perhitungan debit aliran yang mengalir di atas mercu

**Tabel 2. 11** Nilai  $K_p$  dan  $K_n$  pada Beberapa Kondisi

$K_p$		$K_a$	
Pilar bermuka persegi dengan sudut lengkung (radius $\pm 0.1 \times$ tebal tiang)	0.02	Abutmen persegi dengan <i>headwall</i> $90^\circ$ arah aliran	0.2
Pilar bermuka bundar	0.01	Abutmen bundar dengan <i>headwall</i> $90^\circ$ arah aliran ketika $0.5 H_o \leq r \leq 0.15 H_o$	0.1
Pilar meruncing	0	Abutmen bundar dengan <i>headwall</i> $\leq 90^\circ$ arah aliran ketika $r > 0.5$	0

\* $r$  = radius lingkaran abutmen

(Sumber: United States Bureau of Reclamation (USBR), 1987)

pelimpah, dapat dibuat hubungan antara tinggi peluapan ( $H_e$ )-aliran keluar (O). Data berupa hubungan  $H_e$  dan O digunakan dalam melakukan *flood routing*.

## 2.6.10 Loncatan Hidraulik

Loncatan hidraulik adalah kenaikan muka air secara tiba-tiba/mendadak yang dapat terjadi karena ditahan/tertahannya air yang mengalir dengan kecepatan tinggi. Dalam perencanaan pelimpah, yaitu pada bagian kolam olak, diperlukan data berupa

kedalaman aliran setelah loncatan hidraulik terjadi. Data ini digunakan untuk merencanakan kedalaman kolam olak. Persamaan yang digunakan:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2v_1^2 d_1}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \quad (2.59)$$

Dengan:

$d_2$  = Kedalaman aliran setelah loncatan

$d_1$  = Kedalaman aliran sebelum loncatan

$v_1$  = Kecepatan aliran sebelum loncatan

$g$  = Percepatan gravitasi

(USBR, 1987)

### 2.6.11 Peredam Energi dan Kolam Olak

Terdapat beberapa tipe desain kolam olak dengan peredam energinya menurut USBR. Pemilihan Tipe kolam olak didasarkan pada besarnya *Froude Number* aliran yang datang. Beberapa tipe dan syarat pemilihannya:

1. Tipe I = Lebih dianjurkan untuk *Froude Number* < 4.5 atau debit aliran kecil
2. Tipe II =  $q > 45 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$ , dan *Froude Number* > 4,5
3. Tipe III =  $q < 18.5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$ ,  $V < 18,0 \text{ m}/\text{dt}$  dan *Froude Number* > 4,5
4. Tipe IV = *Froude number* 2.5 s/d 4.5

(Sosrodarsono, 1977)

Untuk kedalaman kolam olak, direncanakan sesuai dengan tinggi loncatan hidrolis.

## **2.7 Penelusuran Banjir (*Flood Routing*) dengan Metode Penelusuran Waduk (*Reservoir Routing*) dan Perhitungan Tinggi Peluapan**

Suatu waduk dilengkapi dengan bangunan pelimpah (*spillway*). Aliran melalui bangunan pelimpah tergantung pada lebar bangunan pelimpah (L), tinggi peluapan (H) dan koefisien debit ( $C_d$ ), yang dapat ditulis dalam persamaan seperti dalam Persamaan 2.57.

Penelusuran banjir adalah prosedur untuk menentukan waktu dan debit aliran (hidrograf aliran) di suatu titik pada aliran berdasarkan hidrograf yang diketahui, yang mana dalam hal ini aliran yang di telusuri adalah aliran banjir. Dengan penelusuran banjir, apabila hidrograf aliran di bagian hulu waduk diketahui maka bentuk hidrograf banjir di bagian hilirnya dapat diketahui. Prosedur perhitungan *flood routing* dan tinggi peluapan ini dijelaskan dalam Triatmodjo (2008).

Untuk melakukan *flood routing*, diperlukan data – data sebagai berikut:

- Hubungan volume tampungan dengan elevasi waduk.
- Hidrograf *inflow*.

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (2.60)$$

Dimana:

I = Aliran yang masuk (*inflow*) ke ruas sungai ( $m^3/detik$ )

$O$  = Aliran yang keluar (*outflow*) dari ruas sungai ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$dS$  = Perubahan tampungan (*storage*) di ruas sungai ( $\text{m}^3$ )

$dt$  = Interval waktu penelusuran (detik, jam, atau hari)

Apabila interval waktu penelusuran ( $dt$ ) adalah  $\Delta t$ , maka persamaan di atas dapat ditulis menjadi:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_1 - S_2}{2} \quad (2.61)$$

Atau dapat ditulis dalam bentuk:

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = I_1 + I_2 + \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \quad (2.62)$$

Dengan:

$I_1, I_2$  = Aliran masuk pada waktu ke 1 dan ke 2; diketahui dari hidrograf debit masuk ke waduk jika periode penelusuran  $\Delta t$  telah ditentukan.

$O_1, O_2$  = Aliran keluar pada waktu ke 1 dan ke 2

$S_1, S_2$  = Tampungan pada waktu ke 1 dan ke 2

$\Delta t$  = Interval waktu

Persamaan dapat ditulis dalam bentuk:

$$\alpha_2 = I_1 + I_2 + \beta_1$$

dengan:

$$\alpha_2 = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$$

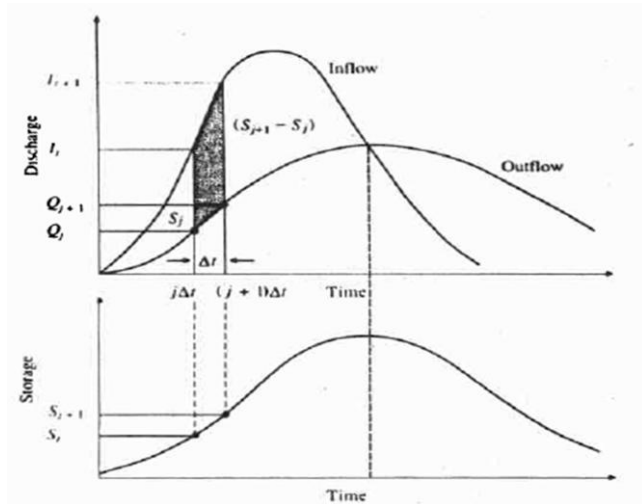
$$\beta_1 = \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1$$

(Triatmodjo, 2008)

Dalam metode ini diperlukan data geometri dan hidrolika waduk, yaitu tabel elevasi & tinggi peluapan ( $H_e$ )-volume tampungan-aliran keluar (*outflow*). Untuk tabel hubungan elevasi-volume tampungan ( $S$ ) dijelaskan dalam Sub Bab 2.5 tentang Perhitungan Kapasitas Tampungan. Sedangkan untuk hubungan antara elevasi & tinggi peluapan ( $H_e$ )-aliran keluar ( $O$ ) didapat setelah profil pelimpah (*spillway*) selesai direncanakan (Sub Bab 2. 6).

Hubungan antara aliran masuk (*inflow*), aliran keluar (*outflow*), dan penyimpanan (*storage*) akibat banjir dapat dilihat pada Gambar 2. 14. Gambar 2. 14 memperlihatkan adanya penurunan dan penundaan waktu puncak banjir. Perbedaan antara debit hidrograf *inflow* dan *outflow* menunjukkan laju penyimpanan air pada tampungan.





**Gambar 2. 14** Hubungan Antara Aliran Masuk (*Inflow*), Aliran Keluar (*Outflow*), dan Penyimpanan (*Storage*) dalam Retarding Basin Akibat Banjir

## 2.8 Geometri Tanggul

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam geometri tanggul menurut USACE (2000):

### a. Lereng Tanggul (*Slopes*)

Untuk tanggul dengan ketinggian yang signifikan atau ketika mempertimbangkan kecukupan ketersediaan bahan timbunan maupun kondisi pondasi, desain tanggul membutuhkan analisis terperinci. Tanggul yang cukup rendah dan tanggul yang akan dibangun dari material yang baik yang diletakkan di atas fondasi yang baik tidak membutuhkan analisis stabilitas yang luas. Untuk kasus ini, pertimbangan praktis seperti jenis dan kemudahan konstruksi,

pemeliharaan, rembesan dan perlindungan lereng menentukan pemilihan lereng tanggul.

- **Jenis Konstruksi**

Tanggul yang dipadatkan sepenuhnya umumnya memungkinkan penggunaan lereng tanggul yang lebih curam. Keterbatasan ruang sering kali menggunakan desain tanggul minimum yang membutuhkan pemilihan bahan dan pemadatan yang tepat untuk membangun tanggul yang stabil.

- **Kemudahan Konstruksi**

Perbandingan 1V : 2H umumnya diterima sebagai kemiringan lereng tanggul paling curam yang dapat dibangun dengan lebih mudah dan tetap menjaga stabilitas lapisan riprap.

- **Pemeliharaan**

Perbandingan 1V : 3H adalah kemiringan lereng tanggul paling curam yang dapat dilalui dengan nyaman oleh peralatan-peralatan untuk pemeliharaan tanggul dan untuk inspeksi.

- **Rembesan**

Untuk tanggul pasir, perbandingan 1V : 5H pada lereng tanggul dianggap cukup rata untuk mencegah kerusakan dari rembesan.

- **Perlindungan Lereng**

Kemiringan tepi sungai yang lebih datar daripada yang diperlukan untuk stabilitas harus ditentukan untuk memberikan perlindungan dari kerusakan yang disebabkan oleh gelombang air.

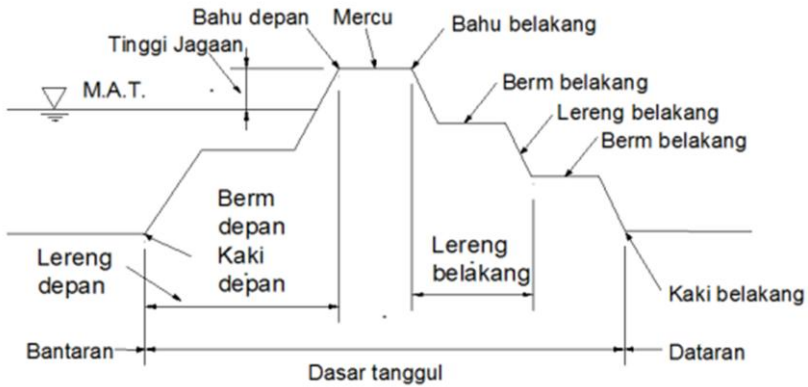
Berikut kriteria pemilihan tinggi jagaan dan lebar mercu tanggul berdasarkan debit aliran menurut Sosrodarsono:

**Tabel 2. 12** Tinggi Jagaan Tanggul Berdasarkan Debit Air yang Melewati Saluran

No.	Debit Banjir Rencana (m <sup>3</sup> /detik)	Tinggi Jagaan (m)
1	<200	0.6
2	200-500	0.8
3	500-2000	1
4	2000-5000	1.2
5	5000-10000	1.5
6	>10000	2

**Tabel 2. 13** Lebar Mercu Tanggul Berdasarkan Debit Air yang Melewati Saluran

No.	Debit Banjir Rencana (m <sup>3</sup> /detik)	Lebar Mercu (m)
1	<500	3
2	500-2000	4
3	2000-5000	5
4	5000-10000	6
5	>10000	7



**Gambar 2. 15** Ilustrasi Desain Tanggul

(Sumber: Sosrodarsono, 1994)

### **b. Lebar Mercu/Puncak Tanggul**

Lebar mercu/puncak tanggul bergantung pada lebar akses jalan untuk keperluan darurat. Untuk menyediakan akses untuk operasi pemeliharaan normal dan operasi penanggulangan banjir, lebar minimum 3,05 hingga 3,66 m (10 hingga 12 kaki) biasanya digunakan dengan beberapa area putar balik yang lebih luas pada tiap interval yang ditentukan. Lebar ini adalah lebar minimum untuk konstruksi yang menggunakan alat berat dan harus selalu digunakan untuk alasan keamanan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB III**

### **METODOLOGI**

#### **3.1 Identifikasi Masalah**

Untuk dapat mengatasi permasalahan secara tepat maka pokok permasalahan harus diketahui terlebih dahulu. Identifikasi masalah dapat dilakukan melalui survei dan studi-studi terdahulu yang berkaitan dengan permasalahan yang dibahas. Solusi permasalahan yang akan direncanakan harus mengacu pada hasil identifikasi permasalahan yang terjadi.

#### **3.2 Pengumpulan Data**

Setiap perencanaan akan membutuhkan data-data pendukung baik data primer maupun data sekunder. Data digunakan untuk mengetahui penyebab masalah dan merencanakan retarding basin yang akan dibuat. Data yang dibutuhkan dalam tugas ini adalah data sekunder, yaitu data yang diperoleh melalui sumber yang sudah ada dan tidak perlu dikumpulkan secara langsung oleh peneliti, seperti data-data yang tersedia dari penelitian sebelumnya, studi kasus dan catatan perpustakaan, internet dsb. Data sekunder yang dibutuhkan antara lain:

##### **a. Peta Lokasi**

Peta lokasi diperlukan untuk menentukan stasiun hujan yang datanya akan digunakan untuk menghitung curah hujan maksimum. Peta ini dapat diperoleh dari aplikasi Google Earth.

##### **b. Peta Sistem Sungai**

Digunakan untuk mengetahui skema sistem jaringan dan mengetahui arah aliran sungai. Peta ini dapat diperoleh dari website Tanah Air Indonesia.

#### c. Data Karakteristik Daerah Aliran Sungai (DAS)

Data ini dibutuhkan dalam memperkirakan nilai parameter dan besarnya debit banjir. Data-data ini dapat diperoleh dari website Tanah Air Indonesia. Data karakteristik DAS yang dimaksud adalah data yang terdiri dari:

- Peta Topografi DAS

Peta topografi DAS menunjukkan ukuran DAS, kemiringan lereng, dan umumnya ditentukan dari peta topografi skala 1:250.000 atau lebih besar dan dalam hal khusus digunakan peta berukuran skala besar. Data ini dapat diperoleh dari hasil pengolahan peta Digital Elevation Model (DEM) menggunakan aplikasi ArcMap. Peta DEM sendiri dapat diperoleh dari website Badan Informasi Geospasial (BIG) Indonesia.

- Karakteristik Tata Guna Lahan

Berupa data luas dan jenis tata guna tanah yang sangat berpengaruh terhadap koefisien aliran dan kapasitas infiltrasi. Data ini dapat diperoleh dari peta rupa bumi yang dapat diperoleh dari website Badan Informasi Geospasial (BIG) Indonesia.

#### d. Data Hujan

Data ini berupa data tinggi curah hujan harian maksimum, intensitas hujan dengan berbagai durasi curah hujan, pola distribusi curah hujan, jaringan pos hujan yang mampu memantau karakteristik hujan di dalam DAS dengan periode pencatatan curah hujan yang memadai. Data ini dapat diperoleh dari Dinas PU Kabupaten Tuban Bidang Keairan.

#### e. Data Penampang Sungai

Data yang dimaksud berupa data potongan memanjang dan melintang penampang sungai. Data ini dapat diperoleh dari Dinas PU Kabupaten Tuban Bidang Keairan. Selain itu penampang dapat diperoleh melalui hasil pengolahan data topografi dengan menggunakan bantuan aplikasi ArcMap.

### **3.3 Analisis Data**

Data yang telah didapat kemudian diolah dan dianalisis sesuai dengan kebutuhannya. Masing-masing data berbeda dalam analisis dan pengolahannya. Analisis dan pengolahan yang sesuai akan menghasilkan variabel-variabel yang nantinya akan digunakan dalam perencanaan retarding basin maupun penambahan kapasitas sungai.

#### **3.3.1 Analisis Hidrologi**

Analisis hidrologi dilakukan untuk mengetahui debit banjir rencana yang diperoleh dari pengolahan data curah hujan pada DAS yang ditinjau. Beberapa tahap perhitungan yang akan dilakukan diantaranya:

- Curah hujan harian maksimum
- Parameter dasar statistika
- Distribusi probabilitas
- Uji kesesuaian distribusi frekuensi
- Perhitungan nilai koefisien pengaliran
- Hidrograf satuan sintetis

Hasil dari analisis ini adalah data debit banjir rencana ( $Q_r$ ) .

#### **3.3.2 Analisis Kapasitas Penampang Sungai**

Analisis kapasitas penampang dilakukan untuk mengetahui debit kapasitas Kali Banyulangsih yang diperoleh dari



pengolahan data penampang long dan cross section sungai. Untuk melakukan analisis hidrolika dalam tugas akhir ini, digunakan aplikasi HEC-RAS untuk melakukan permodelan aliran. Dari analisis ini didapatkan data debit kapasitas sungai ( $Q_k$ ) di setiap segmen yang telah ditentukan.

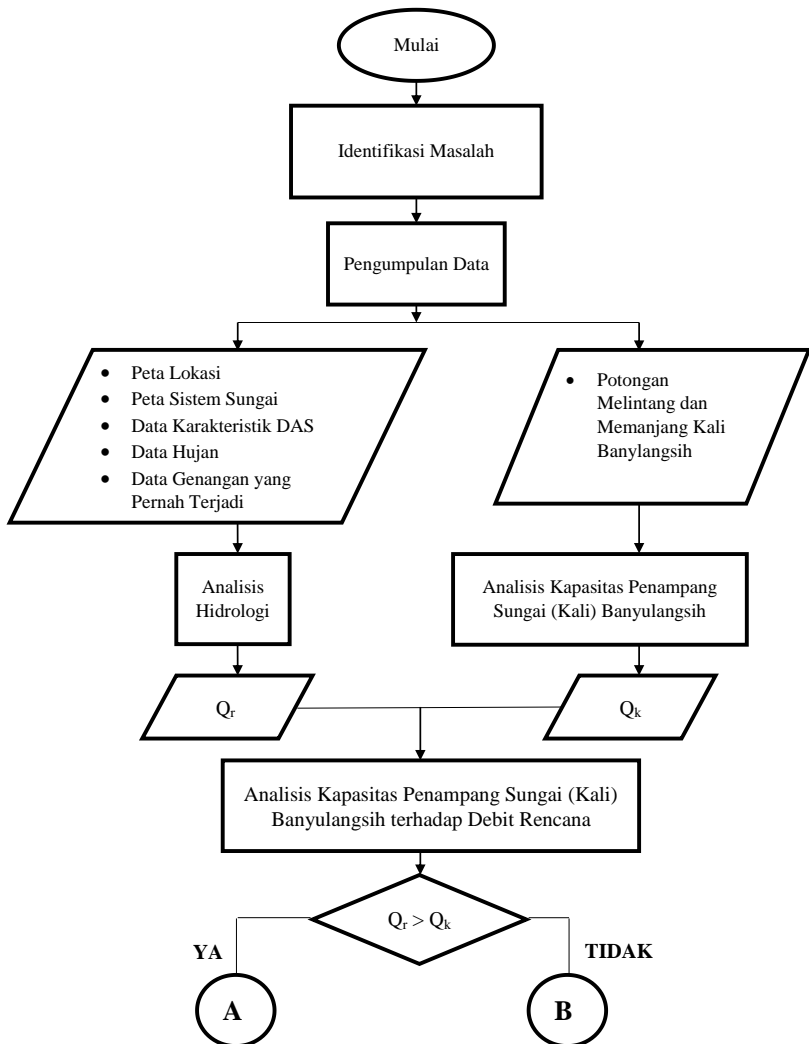
### **3.4 Merencanakan Desain Konstruksi *Long Storage* dan Tanggul**

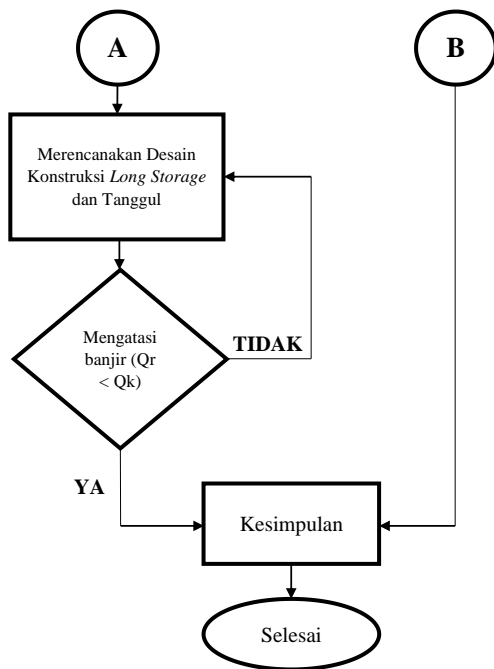
Dengan mempertimbangkan hasil analisis data yang telah dilakukan pada tahap sebelumnya, direncanakan desain konstruksi *long storage* dan tanggul untuk mengendalikan banjir luapan Kali Banyulangsih. Yang dilakukan pada tahap ini adalah menentukan lokasi konstruksi *long storage* dan tanggul serta merencanakan dimensinya.

### **3.5 Analisis Perkiraan Reduksi Banjir dan Kapasitas Penampang Sungai Setelah Dibangunnya *Long Storage* dan Tanggul**

Setelah rencana desain *long storage* dan tanggul selesai, maka perlu dianalisis reduksi banjir setelah pembangunan *long storage* serta kapasitas penampang sungai setelah dibangun tanggul. Hal ini dilakukan untuk mengetahui apakah desain yang direncanakan berhasil menyelesaikan masalah banjir atau tidak. Analisis perkiraan reduksi banjir dilakukan menggunakan metode *flood routing*. Sedangkan analisis kapasitas penampang dilakukan menggunakan program bantu HEC-RAS.

### 3.6 Diagram Alir





**Gambar 3. 1** Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

## **BAB IV**

### **ANALISIS DATA**

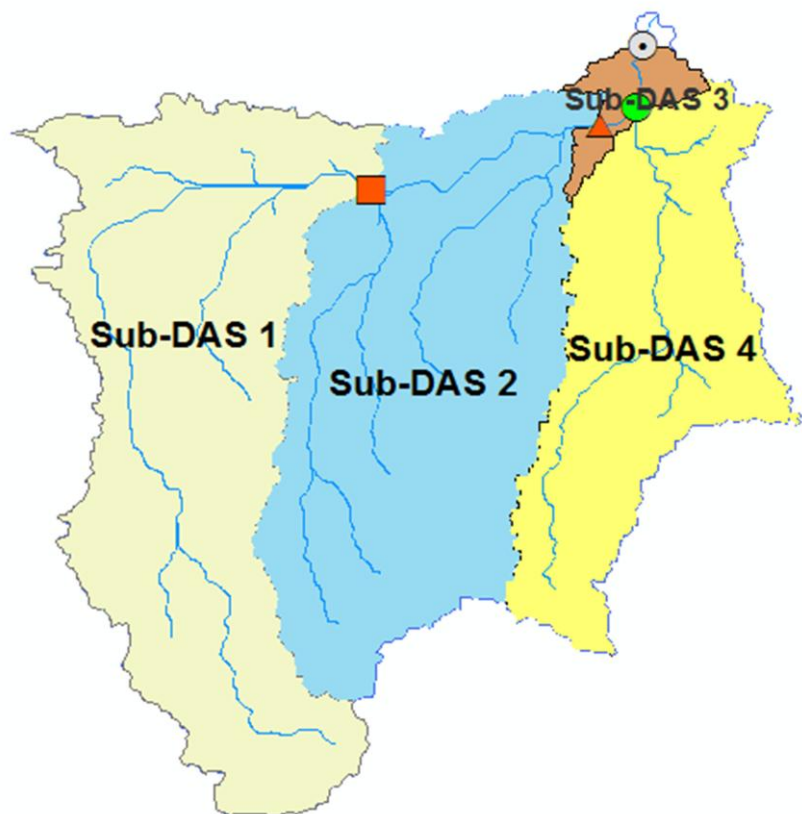
Dalam bab ini, dilakukan analisis hidrologi dan analisis kapasitas penampang sungai eksisting seperti yang dijelaskan dalam sub-Bab 3.3 tentang analisis data. Selain itu langkah perhitungan untuk analisis hidrologi yang disajikan hanya untuk sub-DAS 1, sedangkan untuk sub-DAS lainnya hanya akan disajikan data berupa hasil analisis hidrologinya.

#### **4.1 Penentuan Batas Daerah Aliran Sungai (Delineasi DAS) Banyulangsih**

Dalam tugas akhir ini, penentuan batas DAS Lengkong dilakukan dengan mengolah data Digital Elevation Model (DEM) menggunakan bantuan aplikasi Arc-Map. Hasilnya dapat dilihat dalam Gambar 1. 3. Setelah itu DAS dibagi menjadi 4 sub-DAS, seperti yang dapat dilihat pada gambar 4. 1

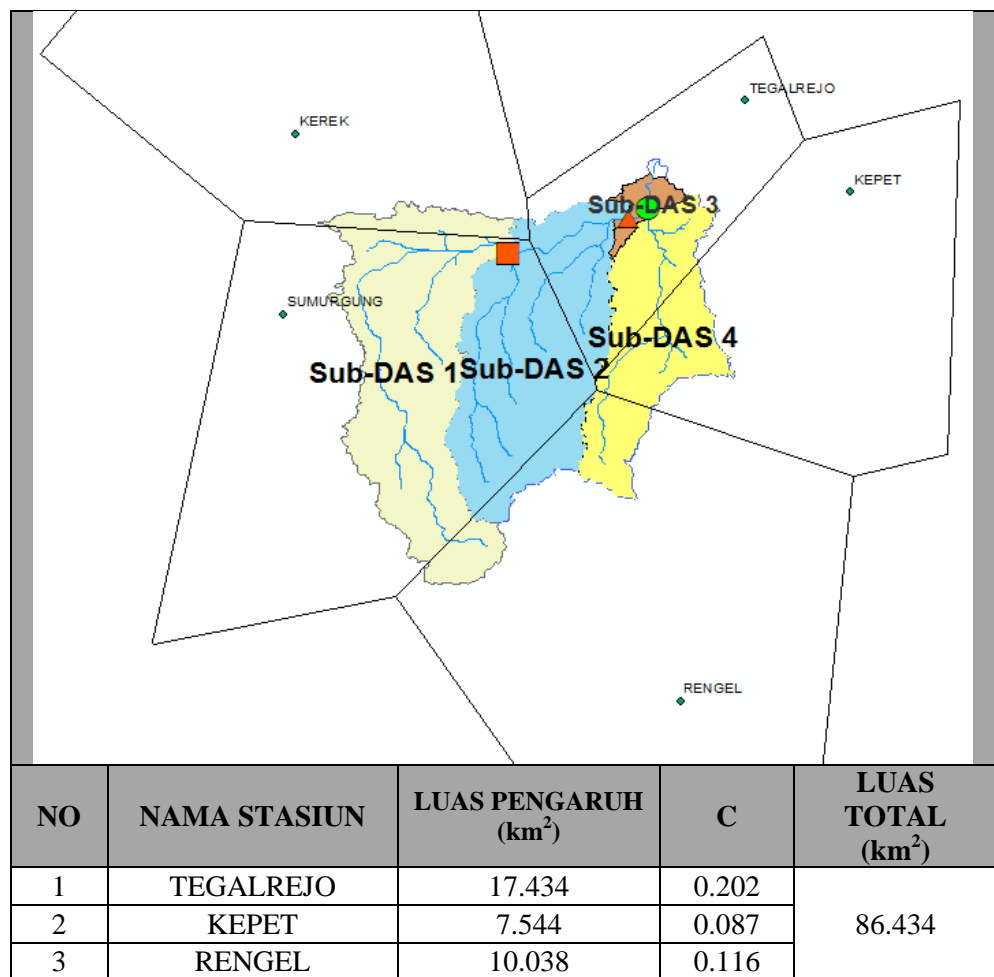
#### **4.2 Penentuan Hujan Rata-rata Kawasan**

Dalam tugas akhir ini, penentuan hujan rata-rata kawasan untuk sub-DAS Lengkong dilakukan dengan menggunakan metode *Thiessen Polygon*. Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Perhitungan dilakukan dengan menggunakan bantuan aplikasi Arc-Map. Dari hasil pengolahan data didapatkan hasil berupa stasiun hujan yang berpengaruh serta bobot masing-masing stasiun hujan dalam perhitungan ini. Hasilnya dapat dilihat pada tabel yang disertai gambar di bawah.



**Gambar 4. 1** Pembagian Sub-DAS Lengkong menjadi 4 Sub-DAS

**Tabel 4. 1** Luas Pengaruh Stasiun Hujan terhadap Sub-DAS Lengkong



4	SUMURGUNG	48.006	0.555
5	KEREK	3.412	0.039

Setelah mengetahui bobot masing-masing stasiun hujan, curah hujan harian maksimum tahunan pada DAS dapat dihitung. Rekapitulasi hasil perhitungan untuk masing masing sub-DAS dapat dilihat pada Tabel 4. 2.

### **4.3 Analisis Frekuensi Curah Hujan Rencana**

Tujuan dari anallisis frekuensi data hidrologi-dalam tugas akhir ini data curah hujan-adalah untuk mencari hubungan antara besarnya hubungan antara kejadian ekstrim terhadap frekuensi kejadian dengan menggunakan disribusi probabilitas. Hasil akhir dari analisis frekuensi ini adalah nilai curah hujan rencana pada berbagai periode ulang. Dalam tugas akhir ini periode ulang yang dipilih adalah 50 tahun.

#### **4.3.1 Pemilihan Distribusi Probabilitas Kontinu**

##### **4.3.1.1 Pencocokan Syarat-syarat Pemilihan Distribusi dengan Parameter Statistik**

Penentuan distribusi probabilitas kontinu yang sesuai untuk data curah hujan harian maksimum tahunan dilakukan dengan mencocokkan parameter data tersebut dengan sifat-sifat atau syarat-syarat tiap jenis distribusi. Parameter yang dimaksud dijelaskan dalam Sub-Bab 2.2.4. Data curah hujan harian maskimum tahunan dapat dilihat pada Tabel 4. 2. Hasil perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada Tabel 4. 3. Syarat-syarat pemilihan distribusi dan hasil pencocokan dengan parameter dapat dilihat pada Tabel 4. 4.

**Tabel 4. 2** Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

<b>Tahun</b>	<b>Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)</b>
1993	39.107
1994	39.600
1995	54.885
1996	34.811
1997	86.658
1998	49.928
1999	77.118
2000	120.782
2001	53.954
2002	53.954
2003	30.306
2004	71.314
2005	42.766
2006	39.377
2007	45.073
2008	61.457
2009	27.818
2010	52.165
2011	57.526
2012	62.077
2013	65.116
2014	103.474
2015	19.564
2016	88.593



<b>Tahun</b>	<b>Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan (mm)</b>
2017	57.774
2018	36.856

**Tabel 4. 3** Hasil Perhitungan Parameter Statistik

<b>Rata-rata (X)</b>	=	56.617
<b>Varian (S<sup>2</sup>)</b>	=	562.499
<b>Deviasi Standar (S)</b>	=	23.717
<b>Koef. Varansi (Cv)</b>	=	0.419
<b>Asimetri</b>	=	13365.201
<b>Koef. Kemencengan (Cs)</b>	=	1.002
<b>Koef. Kurtosis (Ck)</b>	=	4.275
<b>PERHITUNGAN SYARAT DISTRIBUSI LOG-NORMAL</b>		
<b>Cs</b>	=	1.330
<b>Ck</b>	=	6.303

**Tabel 4. 4** Syarat-syarat Pemilihan Distribusi dan Hasil Pencocokan dengan Parameter

No	Jenis Distribusi	Syarat				Hitungan		Keterangan
1	Distribusi Normal	Cs ~	0			Cs =	1.002	CHECK
		Ck ~	3			Ck=	4.275	CHECK
2	Distribusi Log Normal	Cs ~	$Cv^3+3Cv$	=	1.330	Cs =	1.002	CHECK
		Ck ~	$Ck=Cv^8+6Cv^6+15Cv^4+16Cv^2+3$	=	6.303	Ck=	4.275	Not Oke
3	Distribusi Gumbel	Cs ~	1.139			Cs =	1.002	CHECK
		Ck ~	5.402			Ck =	4.275	CHECK
4	Dist. Log Pearson Tipe III	Cs dan Ck bebas						OKE

Dari Tabel 4. 4, dapat dilihat bahwa perbedaan parameter statistik hasil perhitungan dengan nilai persyaratan pada beberapa bentuk distribusi tidak terlalu besar sehingga keterangan dalam tabel ditulis “CHECK”. Maka untuk memastikan bentuk distribusi mana yang akan dipilih, perlu dilakukan uji Chi-kuadrat dan uji Smirnov Kolmogorov untuk setiap jenis distribusi.

#### **4.3.1.2 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi menggunakan Metode Chi-Kuadrat**

Untuk perhitungan Uji Chi-Kuadrat, langkah perhitungan dijelaskan sebagai berikut:

1. Mengurutkan data dari yang paling besar hingga paling kecil atau sebaliknya. Hasilnya dapat dilihat pada Tabel 4. 5.

**Tabel 4. 5** Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan Diurut dari Besar ke Kecil

<b>RANK</b>	<b>TAHUN</b>	<b>DATA</b>
1	2000	120.7824
2	2014	103.474
3	2016	88.59287
4	1997	86.65805
5	1999	77.11838
6	2004	71.31358
7	2013	65.11588
8	2012	62.07694
9	2008	61.45723
10	2017	57.77441

RANK	TAHUN	DATA
11	2011	57.52648
12	1995	54.88493
13	2001	53.95368
14	2002	53.95368
15	2010	52.16482
16	1998	49.9276
17	2007	45.07293
18	2005	42.7663
19	1994	39.60025
20	2006	39.37668
21	1993	39.10662
22	2018	36.85631
23	1996	34.81056
24	2003	30.30599
25	2009	27.81776
26	2015	19.56418

2. Menghitung jumlah kelas:

- Jumlah data (n) = 26
- Kelas distribusi (K) =  $1 + 3,3 \log n$   
 $= 1 + 3,3 \log 26$   
 $= 5.7 \sim \mathbf{6 \text{ Kelas}}$

3. Menghitung derajat kebebasan (Dk) dan  $X^2_{cr}$ :

- Parameter (p) = 2.
- DerajatKebebasan (Dk) =  $K - (p + 1)$   
 $= 6 - (2 + 1)$

$$= 3.$$

- Nilai  $X^2_{cr}$  (dengan jumlah data (n) = 26,  $\alpha = 5\%$  dan Dk = 3) = 7.815 (Lihat Tabel 2. 5).

#### 4. Menghitung kelas distribusi:

- Interval distribusi =  $\frac{1}{6} \times 100\% = 16.7\%$
- 6 kelas distribusi dengan interval 16.7%:
  - Presentase ( $P_x$ ) 16.7%  

$$T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0.167} = 6 \text{ Tahun}$$
  - Presentase ( $P_x$ ) 33.3%  

$$T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0.333} = 3 \text{ Tahun}$$
  - Presentase ( $P_x$ ) 50%  

$$T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0.5} = 2 \text{ Tahun}$$
  - Presentase ( $P_x$ ) 66.7%  

$$T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0.667} = 1.5 \text{ Tahun}$$
  - Presentase ( $P_x$ ) 83.3%  

$$T = \frac{1}{P_x} = \frac{1}{0.833} = 1.2 \text{ Tahun}$$

#### 5. Menghitung interval kelas:

Hasil akhir yang digunakan adalah distribusi probabilitas Normal, sehingga dalam tahap ini yang dijelaskan adalah perhitungan Uji Chi-kuadrat untuk distribusi probabilitas Normal.

No	Periode ulang,	KT
----	----------------	----

	<b>T (tahun)</b>	
1	1.001	-3.05
2	1.005	-2.58
3	1.01	-2.33
4	1.05	-1.64
5	1.11	-1.28
6	1.25	-0.84
7	1.33	-0.67
8	1.43	-0.52
9	1.67	-0.25
10	2	0
11	2.5	0.25
12	3.33	0.52
13	4	0.67
14	5	0.84
15	10	1.28
16	20	1.64
17	50	2.05
18	100	2.33
19	200	2.58
20	500	2.88
21	1000	3.09

Nilai  $K_T$  dapat dilihat pada Tabel Nilai Variabel Reduksi Gauss di atas. Untuk nilai  $T$  yang tidak dicantumkan, digunakan cara interpolasi. Nilai  $K_T$  yang didapat:

- $T = 6$  ; maka  $K_T = 0.928$

- $T = 3$  ; maka  $K_T = 0.413$
- $T = 2$  ; maka  $K_T = 0$
- $T = 1.5$  ; maka  $K_T = -0.441$
- $T = 1.2$  ; maka  $K_T = -0.997$

Nilai  $\bar{X}$  rata-rata = 56.617

Nilai  $S = 23.717$

$$\begin{aligned} \text{Interval Kelas: } X_T &= \bar{X} \text{ rata-rata} + K_T \cdot S \\ X_T &= 56.617 + K_T \cdot 23.717 \end{aligned}$$

Sehingga:

- $X_6 = 78.627$
- $X_3 = 66.404$
- $X_2 = 56.617$
- $X_{1.5} = 46.152$
- $X_{1.2} = 32.968$

## 6. Perhitungan nilai $\chi^2$ untuk distribusi Normal

Digunakan persamaan:

$$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$$

**Tabel 4. 6** Perhitungan Nilai  $X^2$  untuk Distribusi Normal pada Sub-DAS 1

Kelas	Interval			Ei	Oi	$X^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1		>	78.627	4.333	4	0.026
2	66.404	-	78.627	4.333	2	1.256
3	56.617	-	66.404	4.333	5	0.103
4	46.152	-	56.617	4.333	5	0.103
5	32.968	-	46.152	4.333	7	1.641
6		<	32.968	4.333	3	0.410
JUMLAH				26	26	3.538

7. Rekapitulasi nilai  $X^2$  dan  $X^2_{cr}$  untuk keempat distribusi probabilitas:

**Tabel 4. 7** Hasil Uji Kecocokan Distribusi dengan Metode Chi-Kuadrat

DISTRIBUSI PROBABILITAS	$X^2$ HITUNG	$X^2_{CR}$	KETERANGAN
NORMAL	3.538	7.815	DITERIMA
LOG NORMAL	2.615	7.815	DITERIMA
GUMBEL	45.538	7.815	TIDAK DITERIMA
LOG PEARSON T. III	9.077	7.815	TIDAK DITERIMA



#### 4.3.1.3 Perhitungan Uji Kecocokan Distribusi menggunakan Metode Smirnov Kolmogorov

Langkah perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov dijelaskan sebagai berikut:

**Tabel 4. 8** Perhitungan  $\Delta P$  Metode Uji Smirnov Kolmogorov untuk Distribusi Normal

RANK	TAHUN	DATA	$P(X_i)$	$f(t)$	$P'(X_i)$	$\Delta P$
1	2000	120.782	0.037	2.705	0.003	0.034
2	2014	103.474	0.074	1.976	0.024	0.050
3	2016	88.593	0.111	1.348	0.089	0.023
4	1997	86.658	0.148	1.267	0.102	0.046
5	1999	77.118	0.185	0.864	0.195	-0.010
6	2004	71.314	0.222	0.620	0.268	-0.045
7	2013	65.116	0.259	0.358	0.359	-0.100
8	2012	62.077	0.296	0.230	0.409	-0.113
9	2008	61.457	0.333	0.204	0.421	-0.087
10	2017	57.774	0.370	0.049	0.480	-0.110
11	2011	57.526	0.407	0.038	0.484	-0.077
12	1995	54.885	0.444	-0.073	0.528	-0.083
13	2001	53.954	0.481	-0.112	0.544	-0.062
14	2002	53.954	0.519	-0.112	0.544	-0.025
15	2010	52.165	0.556	-0.188	0.575	-0.020
16	1998	49.928	0.593	-0.282	0.610	-0.018
17	2007	45.073	0.630	-0.487	0.688	-0.058
18	2005	42.766	0.667	-0.584	0.719	-0.052
19	1994	39.600	0.704	-0.718	0.764	-0.061
20	2006	39.377	0.741	-0.727	0.767	-0.027
21	1993	39.107	0.778	-0.738	0.770	0.007

RANK	TAHUN	DATA	P(X <sub>i</sub> )	f(t)	P'(X <sub>i</sub> )	ΔP
22	2018	36.856	0.815	-0.833	0.797	0.018
23	1996	34.811	0.852	-0.919	0.821	0.031
24	2003	30.306	0.889	-1.109	0.867	0.022
25	2009	27.818	0.926	-1.214	0.887	0.039
26	2015	19.564	0.963	-1.562	0.941	0.022

8. Kolom 1 = Nomer urut data
9. Kolom 2 = Tahun data hujan; diurut berdasarkan data hujan harian maksimum tahunan dari besar ke kecil.
10. Kolom 3 = Data hujan harian maksimum tahunan; diurut dari besar ke kecil
11. Kolom 4 = Peluang pengamatan/empiris (P (X<sub>i</sub>)); dihitung dengan persamaan Weibull
$$P(X_i) = \frac{i}{(n+1)}$$
dengan:  
i = Data tinggi hujan  
n = Jumlah data hujan

12. Kolom 5 = Untuk distribusi probabilitas Normal:

- $X_T = X \text{ rata-rata} + K_T \cdot S$  ; sehingga

$$K_T = \frac{X_T - X \text{ rata-rata}}{S} ; \text{ atau } K_T = \frac{X_i - X \text{ rata-rata}}{S} ; \text{ di mana}$$

$$K_T = f(t)$$

- Nilai  $\bar{X}$  rata-rata = 56.62 dan nilai  $S = 23.717$
- Contoh untuk kolom 5 baris 1:

$$f(t) = \frac{120.782 - 56.62}{23.717} = 2.705$$

Begitu seterusnya untuk baris berikutnya dengan cara perhitungan yang sama.

- 13.** Kolom 6 = Peluang teoritis ( $P'(X_i)$ ); satu (1) dikurangi (-) luas di bawah kurva normal sesuai dengan nilai  $f(t)$  yang ditentukan dengan Tabel pada Tabel 2. 7

Contoh:

Untuk nilai  $f(t) = 2.705$ , maka luas wilayah di bawah kurva normal adalah 0.9881. Sehingga nilai kolom 6 baris 1 =  $1 - 0.9966 = 0.034$

Demikian seterusnya untuk baris berikutnya dengan cara perhitungan yang sama.

- 14.** Kolom 7 =  $\Delta P = \text{Kolom 6} - \text{Kolom 4}$

Berdasarkan Tabel 4. 8 dapat dilihat bahwa:

- Simpangan maksimum ( $\Delta P$  maksimum) = 0.113 (selisih terbesar;  $\pm$ )
- Dengan jumlah data 26 dan (derajat kepercayaan) adalah 5% (0.05) maka dari Tabel 2. 6 didapat  $\Delta P$  Kritis = 0.264
- Jadi  $\Delta P$  maksimum <  $\Delta P$  Kritis.

Oleh karena itu, **Distribusi Probabilitas Normal dapat diterima** untuk menganalisis data hujan pada Tugas Akhir ini.

Hasil uji metode Smirnov Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel 4. 9.

**Tabel 4. 9** Hasil Uji Kecocokan Distribusi Curah Hujan menggunakan Metode Smirnov Kolmogorov

DISTRIBUSI PROBABILITAS	$\Delta P$ MAX	$\Delta P$ KRITIS	KETERANGAN
NORMAL	0.113	0.264	DITERIMA
LOG NORMAL	0.056	0.264	DITERIMA
GUMBEL	0.113	0.264	DITERIMA
LOG PEARSON T. III	0.056	0.264	DITERIMA

#### 4.3.1.4 Rekapitulasi Hasil Uji Kecocokan Distribusi

Rekapitulasi hasil akhir uji kecocokan distribusi untuk Sub-DAS Lengkong dapat dilihat pada tabel 4. 10. Dari tabel tersebut dapat disimpulkan bahwa bentuk distribusi probabilitas yang sesuai untuk data curah hujan harian maksimum tahunan pada sub-DAS Lengkong adalah **Distribusi Probabilitas Normal**.

**Tabel 4. 10** Rekapitulasi Uji Kecocokan Distribusi

DISTRIBUSI PROBABILITAS	STATUS DISTRIBUSI	$\chi^2$ TERHITUNG	$\Delta P$ TERHITUNG
NORMAL	DITERIMA	3.538	0.113
LOG NORMAL	TIDAK DITERIMA	-	-
GUMBEL	TIDAK DITERIMA	-	-
LOG PEARSON T. III	TIDAK DITERIMA	-	-

### 4.3.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana tiap Periode Ulang menggunakan Distribusi Normal

Dari analisis sebelumnya, diketahui bahwa bentuk distribusi probabilitas yang sesuai untuk data curah hujan harian maksimum tahunan yang ada adalah distribusi normal. Perhitungan curah hujan rencana tiap periode ulang menggunakan beberapa jenis distribusi dijelaskan dalam SubBab 2.2.3. Perhitungan curah hujan rencana tiap periode ulang dengan distribusi normal:

1. Menentukan periode ulang (T); dalam tugas akhir ini digunakan periode 50 tahun.
2. Menghitung probabilitas kontinyu (P(z)) untuk tiap periode ulang (T). Dalam tahap ini diambil contoh periode ulang 50 tahun. Langkah yang dilakukan:

$$P(z) = \frac{1}{T} = \frac{1}{50} = 0.02 = 2\%$$

3. Menghitung nilai probabilitas kumulatif (F(z)):

$$F(z) = 1 - P(z) = 1 - 0.02 = 0.98 = 98\%$$

4. Menentukan nilai  $z$  menggunakan tabel Probabilitas Kumulatif Distribusi Normal Standar (Tabel 2. 1) Dari Tabel 2. 1, dengan (F(z)) = 0.98, maka dapat diketahui nilai dari  $z = 2.053$ .
5. Menghitung besar curah hujan rencana pada periode ulang 50 tahun (X). Diketahui rata-rata curah hujan harian maksimum tahunan ( $\mu$ ) adalah 56.62 mm, dan standar deviasinya ( $\sigma$ ) adalah 23.717, langkah perhitungan:

$$\begin{aligned} z &= \frac{X - \mu}{\sigma} \\ X &= (z \cdot \sigma) + \mu \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= (2.03 \cdot 23.717) + 56.62 \\
 &= 105.326
 \end{aligned}$$

6. Didapatkan hasil akhir perhitungan yaitu curah hujan rencana dengan periode ulang **50 tahun** dengan menggunakan distribusi probabilitas log-normal sebesar **105.326** dengan satuan **milimeter (mm)**.

#### 4.4 Perhitungan Intensitas Curah Hujan Efektif Jam-jaman

Dari hasil perhitungan analisis pada Sub Bab 4.3 (curah hujan rencana tiap periode ulang), dapat dilakukan perhitungan intensitas curah hujan efektif jam-jaman. Hasil perhitungan tersebut akan digunakan sebagai *input* dalam perhitungan debit banjir rencana tiap periode ulang menggunakan metode perhitungan hidrograf satuan sintetis. Dalam tugas akhir ini, intensitas hujan yang dihitung adalah intensitas curah hujan efektif dan dihitung dengan mengasumsikan bahwa durasi hujan pada DAS adalah 5 jam.

##### 4.4.1 Perhitungan Intensitas Hujan untuk Lama Hujan $t$ menggunakan Metode Mononobe

Langkah pertama adalah perhitungan menggunakan Metode Mononobe. Dalam sub bab ini, dijelaskan contoh perhitungan untuk periode ulang 50 tahun pada Sub-DAS Lengkong, dengan curah hujan rencana 105.326 mm, durasi hujan ( $t$ ) 2 jam dan asumsi durasi maksimum hujan dalam 1 hari adalah 5 jam. Contoh perhitungan:

$$\begin{aligned}
 I_t &= \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{t} \right)^{\frac{2}{3}} \\
 &= \frac{105.326}{5} \left( \frac{5}{2} \right)^{\frac{2}{3}} = 38.803 \text{ mm/jam}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan, yaitu intensitas curah hujan yang terjadi selama 0-2 jam (lama hujan 2 jam) sebesar 38.803 mm/jam. Intensitas hujan untuk lama hujan dan periode ulang lainnya dihitung menggunakan persamaan di atas. Rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4. 11.

**Tabel 4. 11** Perhitungan Rata-Rata Intensitas Hujan sampai Jam Ke –“t”

<b>PERHITUNGAN RATA-RATA INTENSITAS Hujan <u>SAMPAI JAM KE – t</u></b>	
<b>t (Jam)</b>	<b>Curah Hujan Rencana Periode Ulang 50 Tahun</b>
	105.326
	$R_t$
1	61.595
2	38.803
3	29.612
4	24.444
5	21.065

#### 4.4.2 Intensitas Curah Hujan Jam-jaman menggunakan *Alternating Block Method* (ABM)

Intensitas curah hujan jam-jaman yang dihasilkan oleh metode ini adalah intensitas hujan yang terjadi tiap interval waktu ( $\Delta t$ ) selama durasi waktu tertentu. Dalam tugas akhir ini *hyetograph* curah hujan yang dihasilkan tiap 1 jam dengan durasi hujan 5 jam. Perhitungan dalam sub bab ini adalah perhitungan untuk jam ke-2 ( $t = 2$ ) dengan intensitas curah hujan rencana periode ulang 50 tahun. Data dari Tabel 4. 11 digunakan sebagai

*input* untuk variabel  $R_t$ , yaitu intensitas curah hujan rencana selama 0-2 jam (lama hujan 2 jam) untuk periode ulang 50 tahun pada Sub-DAS Lengkong, sebesar 38.803 mm. Contoh perhitungan:

$$\begin{aligned} R_T &= t \cdot R_t - (t-1) \cdot R_{(t-1)} \\ &= 2 \cdot 38.803 - (2-1) \cdot 61.595 \\ &= 16.010 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan, diketahui bahwa intensitas curah hujan pada jam ke-2 untuk curah hujan rencana periode ulang 50 tahun sebesar 16.010 mm selama interval waktu 1 jam, atau dapat ditulis 16.010 mm/jam. Intensitas curah hujan pada interval waktu ( $\Delta t$ ) dan periode ulang lainnya dihitung menggunakan persamaan di atas. Rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4. 12.



**Tabel 4. 12** Perhitungan Rata-Rata Intensitas Hujan pada Jam Ke-“t”

PERHITUNGAN RATA-RATA INTENSITAS HUJAN PADA JAM KE - t	
t (Jam)	Curah Hujan Rencana Periode Ulang 50 Tahun
	105.326
	$R_t$
1	61.595
2	16.010
3	11.231
4	8.941
5	7.550

#### 4.4.3 Perhitungan Intensitas Curah Hujan Efektif

Hidrograf satuan didefinisikan sebagai hidrograf limpasan langsung (tanpa aliran dasar yang tercatat di ujung DAS yang ditimbulkan oleh hujan efektif sebesar 1 mm yang terjadi secara merata di permukaan DAS dengan intensitas tetap dalam suatu durasi tertentu (Sherman dalam Triatmodjo, 2008). Oleh karena itu, data tinggi/curah hujan tiap jam yang ada untuk membuat hidrograf satuan sintetik merupakan curah hujan efektif. Dalam sub bab ini, dilakukan perhitungan curah hujan efektif dengan mengolah data dari Tabel 4. 12. Perhitungan dilakukan dengan mengalikan tinggi/curah hujan rencana dengan koefisien pengaliran rata-rata ( $C$ ). Nilai  $C$  yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah 0.3, yaitu koefisien pengaliran untuk “daerah tidak dipelihara” (Tabel 2. 7). Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4. 13.

**Tabel 4. 13** Hasil Perhitungan Intensitas Hujan Efektif Jam-jaman

<b>PERHITUNGAN CURAH HUJAN EFEKTIF</b>	
<b>t (Jam)</b>	<b>Curah Hujan Rencana Periode Ulang 50 Tahun</b>
	105.326
	$R_t$
1	18.479
2	4.803
3	3.369
4	2.682
5	2.265

#### **4.5 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Menggunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu**

Karena tidak tersedianya data berupa hidrograf debit limpasan langsung pada DAS Lengkong, maka dalam tugas akhir ini digunakan hidrograf satuan sintetik (HSS) untuk membuat hidrograf debit banjir rencana tiap periode ulang. Dalam tugas akhir ini, metode yang digunakan adalah HSS Nakayasu. Perhitungan HSS Nakayasu dilakukan pada setiap sub-DAS. Contoh langkah perhitungan dalam membuat hidrograf satuan sintetik untuk Sub-DAS 1:

##### **1. Parameter perhitungan:**

- Luas DAS ( $A$ ) = 34.167 km<sup>2</sup>
- Panjang Sungai Utama ( $L$ ) = 15.664 Km
- $t_g = 0.4 + 0.058L = 0.4 + 0.058 \cdot 15.664 = 1.309$  jam

- $T_r = 0.75 t_g = 0.75 \cdot 1.309 = 0.981 \text{ jam}$
- $T_p = t_g + 0.8 T_r = 1.380 + 0.8 \cdot 0.981 = 2.094 \text{ jam}$
- $T_{0.3} = \alpha t_g = 2 \cdot 1.309 = 2.617 \text{ jam}$
- $Q_p = \frac{1}{3.6} \left( \frac{A R_e}{0.3 T_p + T_{0.3}} \right) = \frac{1}{3.6} \left( \frac{34.167 \times 1}{0.3 \cdot 2.094 + 2.617} \right) = 2.925$

$\text{m}^3/\text{dtk}$

## 2. Menghitung ordinat hidrograf :

- a) Pada kurva naik ( $0 < t < (T_p = 2.094)$ )

Dihitung dengan persamaan:

$$Q_t = Q_p \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2.4} = 2.646 \left( \frac{t}{2.094} \right)^{2.4}$$

Hasil perhitungan:

T	Q
0	0.000
1	0.496
2	2.620
2.094	2.925

- b) Pada kurva turun ( $(T_p = 2.094) < t < (T_p + T_{0.3} = 4.711)$ )

Dihitung dengan persamaan:

$$Q_r = Q_p \times 0.3^{(t-T_p)/0.3} = 2.925 \times 0.3^{(t-2.094)/0.3}$$

Hasil perhitungan:

T	Q
3	1.927
4	1.217

- c) Pada kurva turun ( $(T_p + T_{0.3} = 4.711) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = 8.636)$ )

Dihitung dengan persamaan:

$$Q_r = Q_p \times 0.3^{((t-T_p)+(0.5T_{0.3}))/((1.5 T_{0.3}))} = 2.925 \times 0.3^{((t-2.094)+(0.5 \times 2.617))/((1.5 \times 2.617))}$$

Hasil perhitungan:

T	Q
5	0.803
6	0.591
7	0.435
8	0.320

- d) Pada kurva turun ( $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3} = 8.636)$ )

Dihitung dengan persamaan:

$$Q_r = Q_p \times 0.3^{((t-T_p)+(1.5T_{0.3}))/((2 T_{0.3}))} = 2.646 \times 0.3^{((t-2.094)+(1.5 \times 2.617))/((2 \times 2.617))}$$

Hasil perhitungan:

<b>T</b>	<b>Q</b>
9	0.242
10	0.192
11	0.153
12	0.121
13	0.096
14	0.077
15	0.061
16	0.048
17	0.038
18	0.031
19	0.024
20	0.019
21	0.015
22	0.012
23	0.010
24	0.008

Rekapitulasi hasil perhitungan untuk membuat HSS Nakayasu dapat dilihat pada Tabel 4. 14.

**Tabel 4. 14** Hasil Perhitungan Debit Hidrograf Satuan Sintetis  
Metode Nakayasu

t	Q TIAP KONDISI KURVA				Q UNIT HYDROGRAPH
	Q1	Q2	Q3	Q4	
0	0.000				0.000
1	0.496				0.496
2	2.620				2.620
2.094	2.925				2.925
3		1.927			1.927
4		1.217			1.217
5			0.803		0.803
6			0.591		0.591
7			0.435		0.435
8			0.320		0.320
9				0.242	0.242
10				0.192	0.192
11				0.153	0.153
12				0.121	0.121
13				0.096	0.096
14				0.077	0.077
15				0.061	0.061
16				0.048	0.048
17				0.038	0.038
18				0.031	0.031
19				0.024	0.024
20				0.019	0.019
21				0.015	0.015
22				0.012	0.012
23				0.010	0.010

t	Q TIAP KONDISI KURVA				Q UNIT HYDROGRAPH
	Q1	Q2	Q3	Q4	
24				0.008	0.008

Setelah mendapatkan hidrograf debit untuk tinggi/curah hujan 1 mm (Tabel 4. 14), hidrograf debit disesuaikan untuk periode ulang 50 tahun dengan cara mengalikan nilai debit tiap jam pada Tabel 4. 14 dengan curah hujan efektif rencana jam-jaman pada periode ulang 50 tahun (Tabel 4.13). Tujuannya adalah membuat hidrograf debit rencana jam-jaman tiap periode ulang. Hasil berupa Hidrograf Debit Banjir Rencana dengan Periode Ulang 50 tahun untuk sub-DAS 1 dapat dilihat pada Tabel 4. 15. Rekapitulasi data hidrograf debit banjir rencana periode ulang 50 tahun untuk tiap sub-DAS hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 4. 16.

**Tabel 4. 15** Hidrograf Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun untuk Sub-DAS 1

Q <sub>50</sub>							
t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		18.479	4.803	3.369	2.682	2.265	
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.496	9.174	0.000	0.000	0.000	0.000	9.174
2	2.620	48.421	12.586	0.000	0.000	0.000	61.007
2.094	2.925	54.043	14.047	9.853	0.000	0.000	77.943

# Q<sub>50</sub>

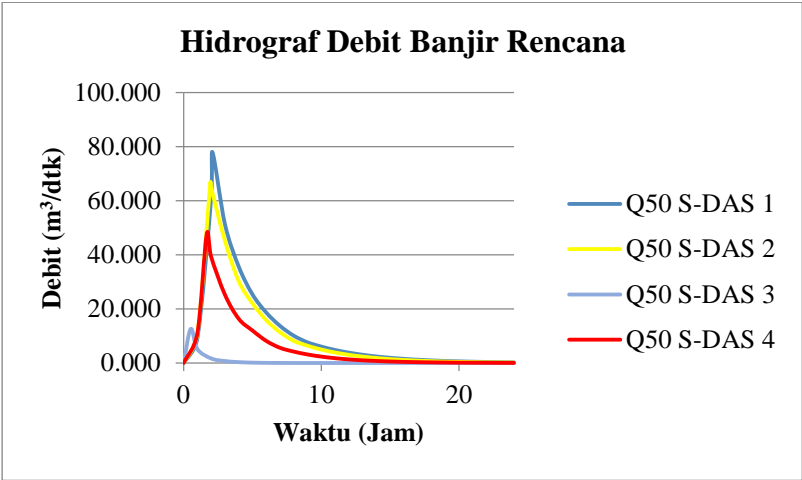
t	Qt	Akibat hujan					Q
		R1	R2	R3	R4	R5	
		18.479	4.803	3.369	2.682	2.265	
3	1.927	35.617	9.257	6.494	0.000	0.000	51.368
4	1.217	22.483	5.844	4.099	3.263	0.000	35.690
5	0.803	14.836	3.856	2.705	2.154	1.819	25.370
6	0.591	10.918	2.838	1.991	1.585	1.338	18.669
7	0.435	8.034	2.088	1.465	1.166	0.985	13.738
8	0.320	5.912	1.537	1.078	0.858	0.725	10.109
9	0.242	4.474	1.163	0.816	0.649	0.548	7.650
10	0.192	3.554	0.924	0.648	0.516	0.436	6.078
11	0.153	2.824	0.734	0.515	0.410	0.346	4.829
12	0.121	2.244	0.583	0.409	0.326	0.275	3.837
13	0.096	1.783	0.463	0.325	0.259	0.219	3.048
14	0.077	1.416	0.368	0.258	0.206	0.174	2.422
15	0.061	1.125	0.292	0.205	0.163	0.138	1.924
16	0.048	0.894	0.232	0.163	0.130	0.110	1.529
17	0.038	0.710	0.185	0.130	0.103	0.087	1.215
18	0.031	0.564	0.147	0.103	0.082	0.069	0.965
19	0.024	0.448	0.117	0.082	0.065	0.055	0.767
20	0.019	0.356	0.093	0.065	0.052	0.044	0.609
21	0.015	0.283	0.074	0.052	0.041	0.035	0.484
22	0.012	0.225	0.058	0.041	0.033	0.028	0.385
23	0.010	0.179	0.046	0.033	0.026	0.022	0.306
24	0.008	0.142	0.037	0.026	0.021	0.017	0.243



**Tabel 4. 16** Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun pada  
Tiap Sub-DAS

<b>Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun pada Sub-DAS</b>							
<b>1</b>		<b>2</b>		<b>3</b>		<b>4</b>	
<b>t</b>	<b>Qt</b>	<b>t</b>	<b>Qt</b>	<b>t</b>	<b>Qt</b>	<b>t</b>	<b>Qt</b>
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0	0.000
1	9.174	1	10.761	0.518	12.598	1	10.963
2	61.007	1.943	66.732	1	5.138	1.672	47.436
2.094	77.943	2	64.860	2	1.691	2	39.273
3	51.368	3	45.221	3	0.732	3	25.271
4	35.690	4	30.315	4	0.318	4	16.366
5	25.370	5	22.069	5	0.135	5	12.008
6	18.669	6	15.857	6	0.053	6	8.179
7	13.738	7	11.394	7	0.021	7	5.626
8	10.109	8	8.187	8	0.008	8	4.218
9	7.650	9	6.382	9	0.003	9	3.162
10	6.078	10	4.981	10	0.001	10	2.371
11	4.829	11	3.887	11	0.001	11	1.778
12	3.837	12	3.034	12	0.000	12	1.333
13	3.048	13	2.368	13	0.000	13	0.999
14	2.422	14	1.848	14	0.000	14	0.749
15	1.924	15	1.442	15	0.000	15	0.562
16	1.529	16	1.125	16	0.000	16	0.421
17	1.215	17	0.878	17	0.000	17	0.316
18	0.965	18	0.685	18	0.000	18	0.237
19	0.767	19	0.535	19	0.000	19	0.178
20	0.609	20	0.418	20	0.000	20	0.133

Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun pada Sub-DAS							
1		2		3		4	
t	Qt	t	Qt	t	Qt	t	Qt
21	0.484	21	0.326	21	0.000	21	0.100
22	0.385	22	0.254	22	0.000	22	0.075
23	0.306	23	0.198	23	0.000	23	0.056
24	0.243	24	0.155	24	0.000	24	0.042



**Gambar 4. 2** Hidrograf Debit Banjir Rencana di Tiap Sub-DAS  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

**4.6 Aliran Banjir di Segmen Kali Banyulangsih pada Kondisi Eksisting**

Aliran banjir di segmen Kali Banyulangsih yang ditinjau akan disimulasikan di dalam aplikasi HEC-RAS. Salah satu bentuk data yang dibutuhkan untuk menjalankan simulasi berupa data hidrograf debit banjir di beberapa titik di sepanjang segmen

yang Kali Banyulangsih yang ditinjau. Dalam tugas akhir ini, titik yang ditentukan berada pada 1) Pertemuan aliran sungai yang mengalir dari outlet *outlet* sub-DAS 2 dengan aliran sungai dari *outlet* sub-DAS 4 (titik hulu segmen sungai yang ditinjau), dan 2) Titik *outlet* sub-DAS 3.

Untuk titik hulu, hidrograf yang digunakan adalah hidrograf debit banjir rencana sub-DAS 1, 2 dan 4 yang telah disuperposisi di titik pertemuan kedua aliran (hulu dari segmen sungai yang ditinjau). Untuk titik *outlet* “sub-DAS 3”, hidrograf yang digunakan adalah hidrograf debit banjir rencana sub-DAS 3 itu sendiri sebagai *lateral inflow*.

#### **4.7 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana pada *Outlet* Sub-DAS 4**

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, untuk titik hulu segmen sungai yang ditinjau, hidrograf yang digunakan adalah hidrograf debit banjir rencana sub-DAS 1, 2, dan 4 yang telah disuperposisi.

Waktu tempuh debit banjir rencana sub-DAS 1 dari *outlet*nya untuk sampai di titik hulu segmen saluran diasumsikan berdasarkan perbandingan dengan jarak antara outlet sub-DAS 1 dengan 2. Perhitungannya dijelaskan sebagai berikut:

Diasumsikan kecepatan aliran adalah 5 m/detik. Maka:

$$\begin{aligned} 1000 \text{ m} &= 200 \text{ detik} \\ &= 200/3600 \text{ jam} \\ &= 0.056 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$1 \text{ km} = 0.056 \text{ jam}$$

Jarak outlet sub-DAS 1 ke hulu segmen sungai = 4.963 km

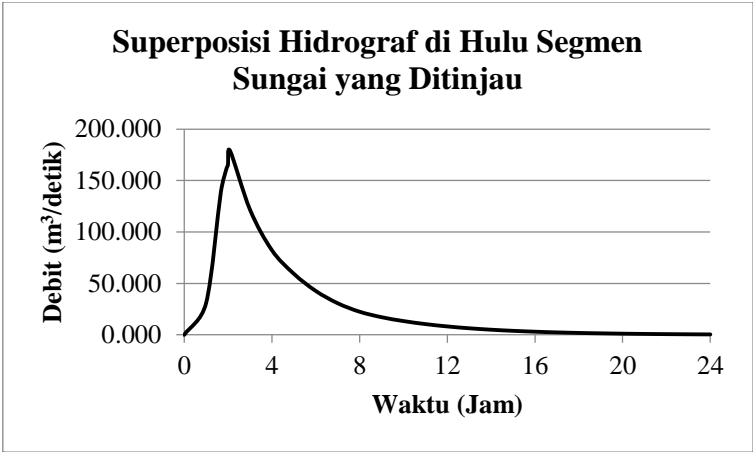
Waktu tempuh (K) = 4.963 x 0.056 = **0.278 jam**

Setelah mendapatkan waktu tempuh aliran, dilakukan superposisi hidrograf. Waktu mula hidrograf dari sub-DAS 1 dimulai pada jam ke K, yaitu pada jam ke 0.278. Karena selisih waktu mula antara kedua hidrograf tidak terlalu jauh, maka waktu mula kedua hidrograf dianggap sama. Hasilnya dapat dilihat pada Tabel berikut:

**Tabel 4. 17** Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana di Hulu Segmen Sungai yang Ditinjau

Superposisi Hidrograf						
1		2		4		Superposisi
t	Qt	t	Qt	T	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
0	0.000	0	0.000	0	0.000	0.000
1	9.174	1	10.761	1	10.963	30.898
1.672	44.013	1.672	47.123	1.672	47.436	138.572
1.943	58.032	1.943	66.732	1.943	37.648	162.412
2	61.007	2	64.860	2	39.273	165.139
2.094	77.943	2.094	63.020	2.094	37.961	178.925
3	51.368	3	45.221	3	25.271	121.860
4	35.690	4	30.315	4	16.366	82.370
5	25.370	5	22.069	5	12.008	59.447
6	18.669	6	15.857	6	8.179	42.705
7	13.738	7	11.394	7	5.626	30.758
8	10.109	8	8.187	8	4.218	22.514
9	7.650	9	6.382	9	3.162	17.194
10	6.078	10	4.981	10	2.371	13.430
11	4.829	11	3.887	11	1.778	10.494
12	3.837	12	3.034	12	1.333	8.203
13	3.048	13	2.368	13	0.999	6.415
14	2.422	14	1.848	14	0.749	5.019

Superposisi Hidrograf						
1		2		4		Superposisi
t	Qt	t	Qt	T	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
15	1.924	15	1.442	15	0.562	3.928
16	1.529	16	1.125	16	0.421	3.075
17	1.215	17	0.878	17	0.316	2.409
18	0.965	18	0.685	18	0.237	1.887
19	0.767	19	0.535	19	0.178	1.479
20	0.609	20	0.418	20	0.133	1.160
21	0.484	21	0.326	21	0.100	0.910
22	0.385	22	0.254	22	0.075	0.714
23	0.306	23	0.198	23	0.056	0.560
24	0.243	24	0.155	24	0.042	0.440



**Gambar 4. 3** Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana Periode Ulang 50 Tahun di Hulu Segmen Sungai yang Ditinjau  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

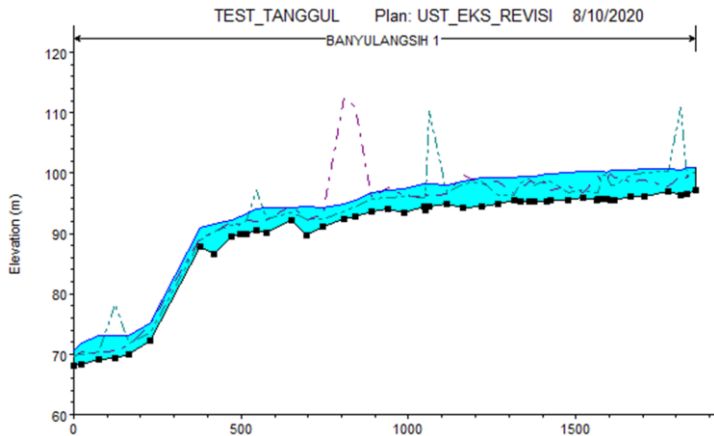
#### 4.8 Simulasi Aliran Banjir pada Kondisi Eksisting Menggunakan Program HEC-RAS

Dalam tugas akhir ini, kapasitas penampang Kali Banyulangsih eksisting dianalisis menggunakan program bantu HEC-RAS 5.0.7. Analisis dilakukan untuk mengetahui kemampuan saluran dalam mengalirkan debit banjir rencana. Analisis dilakukan dengan memodelkan data geometri sungai di dalam aplikasi HEC-RAS. Data geometri tersebut berupa beberapa potongan melintang Kali Banyulangsih sepanjang segmen saluran yang ditinjau. Selanjutnya data debit banjir yang didapat dari hasil perhitungan HSS Nakayasu dan superposisi hidrograf dimasukkan sebagai *boundary conditions*, yaitu syarat yang menjadi batasan dalam simulasi. Selain data geometri dan debit banjir, simulasi juga dilakukan atas beberapa batasan kondisi di antaranya:

- Analisis *unsteady flow* digunakan untuk simulasi aliran, karena kondisi aliran (kecepatan, kedalaman dan debit) yang disimulasikan berubah terhadap waktu.
- Nilai koefisien kekasaran Manning yang digunakan adalah 0.04. Nilai tersebut dipilih karena permukaan saluran Kali Banyulangsih termasuk dalam kategori saluran alam berkelok-kelok.
- Dalam simulasi aliran menggunakan HEC-RAS, tipe *boundary conditions* yang digunakan:
  - Pada bagian hulu, yaitu *Reach Station* (RS) 2.42 menggunakan *Flow Hydrograph* yang didapat dari hasil perhitungan superposisi hidrograf yang telah dilakukan sebelumnya.
  - Untuk RS 2.02 (*outlet* sub-DAS 3) menggunakan *lateral inflow hydrograph*.

- Pada bagian hilir, yaitu RS 1.1 (*outlet* Sub-DAS Lengkong/DAS Banyulangsih) menggunakan *stage hydrograph*.
- Untuk analisis kapasitas penampang, debit banjir yang digunakan adalah debit banjir dengan periode ulang 50 tahun.

Setelah data-data dan kondisi batas dimasukkan, simulasi dalam HEC-RAS dilakukan (*running*). Hasil simulasi kemudian dianalisis. Dari hasil analisis, diketahui bahwa elevasi muka air Kali Banyulangsih pada beberapa segmen melebihi elevasi batas tepi saluran yang telah ditentukan, seperti yang dapat dilihat pada gambar 4. 4.



**Gambar 4. 4** Kondisi Eksisting Potongan memanjang segmen Kali Banyulangsih hasil simulasi aliran menggunakan HEC-RAS  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

Dari hasil analisis simulasi aliran yang telah dilakukan, dapat disimpulkan bahwa penampang saluran eksisting Kali Banyulangsih pada beberapa segmen **tidak mampu** menampung debit banjir rencana periode ulang 50 tahun yang melimpas.



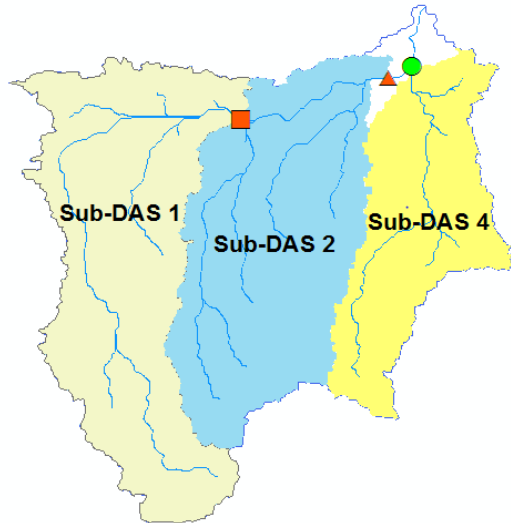
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## BAB V

### PENANGANAN BANJIR

#### 5.1 Pembangunan *Long Storage* Pengendali Banjir

Alternatif rencana pengendalian banjir yang pertama adalah dengan membangun *long storage* sebagai pengendali banjir. Lokasi *outlet long storage* direncanakan berada di titik *outlet* sub-DAS 1, 2, dan 4 seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5. 1. Lokasi ini dipilih karena pembangunan *long storage* di titik ini memberikan volume tampungan yang paling besar dibanding lokasi lainnya dengan elevasi muka air tampungan tertinggi tidak menggenangi pemukiman warga.



**Gambar 5. 1** Lokasi *Outlet Long Storage* 1, 2 dan 3 (*Outlet* Sub-DAS 1,2, dan 4)  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

### 5.1.1 *Long Storage* di Outlet Sub-DAS 1 dan 2 (*Long Storage* 1 dan 2)

#### 5.1.1.1 Lengkung Kapasitas Tampungan *Long Storage* 1 dan 2

Lengkung kapasitas merupakan hubungan antara elevasi dengan volume dan luas permukaan air di reservoir. Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume reservoir memerlukan peta topografi. Perhitungan luas genangan pada tiap elevasi *long storage* menggunakan bantuan aplikasi Arc-Map dan, untuk perhitungan volume tampungan menggunakan Microsoft Excel. Untuk *Long Storage* 1, hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5. 1. Langkah perhitungan:

- Langkah 1: Pilih perubahan elevasi yang ditentukan dari topografi, kemudian tabulasikan di kolom 1. Untuk *Long Storage* 1, dasar tampungan berada pada elevasi +133 m. Selanjutnya dihitung tampungan hingga elevasi +147 m.
- Langkah 2: Tentukan luas permukaan tampungan pada setiap elevasi menggunakan bantuan aplikasi Arcmap. Pada tabel ini, areanya ditentukan dalam m<sup>2</sup> dan ditabulasikan dalam kolom 2.
- Langkah 3: Hitung luas permukaan rata-rata di kolom 3. Contohnya pada baris 2 kolom 3:

Luas permukaan pada elevasi +133 =  
346.856 m<sup>2</sup>

Luas permukaan pada elevasi +134 =  
1243.144 m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}\text{Rata-rata luas} &= \frac{(346.856 + 1243.144)}{2} \\ &= 795 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- Langkah 4: Tabulasikan selisih ( $\Delta$ ) elevasi di kolom 4. Selisih tiap elevasi yang digunakan untuk seluruh tampungan adalah 1 m.
- Langkah 5: Hitung penambahan volume tampungan untuk kolom 5 dengan mengalikan rata-rata pada kolom 3 dengan  $\Delta$  elevasi yang sesuai pada kolom 4. Contohnya untuk baris 2 kolom 5:  

$$\begin{aligned}\text{Rata-rata luas permukaan} &= 795 \text{ m}^2 \\ \Delta \text{ Elevasi} &= 1 \text{ m} \\ \Delta V \text{ Tampungan} &= 795 \times 1 \\ &= 795 \text{ m}^3\end{aligned}$$
- Langkah 6: Akumulasi perubahan volume tampungan kolom 5 pada kolom 6 untuk setiap ketinggian kolom 1. Contohnya untuk baris 3 kolom 6:

$$\begin{aligned}\text{Volume Akumulasi pada Elevasi +133 m} \\ &= 0 \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\Delta V \text{ Tampungan antara Elevasi +133 m \& +134 m} = 795 \text{ m}^3$$

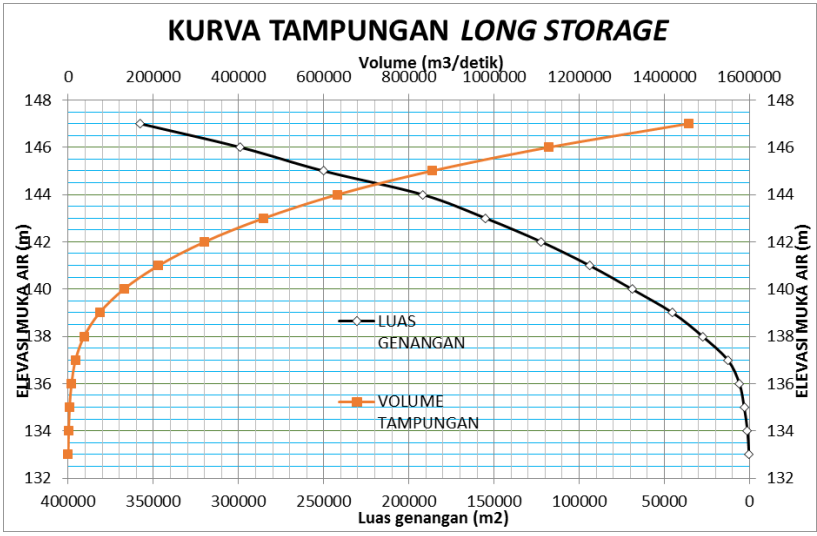
$$\begin{aligned}\text{Volume Tampungan untuk Elevasi +134 m} &= \\ 795 \times 1 &= 795 \text{ m}^3\end{aligned}$$

**Tabel 5. 1** Kapasitas Tampungan *Long Storage* 1

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
133	346.856				0
		795	1	795	
134	1243.144				795
		2217.814	1	2217.8135	
135	3192.483				3012.8135
		4590.463	1	4590.463	
136	5988.443				7603.2765
		9399.719	1	9399.7185	
137	12810.994				17002.995
		20227.09	1	20227.092	
138	27643.19				37230.087
		36446.78	1	36446.7815	

Elevasi (m)	Luas Permukaan (m <sup>2</sup> )	Rata- rata Luas (m <sup>2</sup> )	Δ Elevasi (m)	Δ V Tampungan (m <sup>3</sup> )	Volume Akumulasi (m <sup>3</sup> )
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
139	45250.373				73676.8685
		57164.88	1	57164.876	
140	69079.379				130841.7445
		81512.18	1	81512.176	
141	93944.973				212353.9205
		108121.6	1	108121.5945	
142	122298.216				320475.515
		138629.6	1	138629.648	
143	154961.08				459105.163
		173510.3	1	173510.313	
144	192059.546				632615.476
		221102.7	1	221102.7325	
145	250145.919				853718.2085

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
		274538.4	1	274538.4155	
146	298930.912				1128256.624
		328371.2	1	328371.2095	
147	357811.507				1456627.834



**Gambar 5. 2** Kurva Tampungan *Long Storage* 1  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

Hasil perhitungan kapasitas tampungan untuk *Long Storage* 2 dapat dilihat pada Tabel 5. 2:

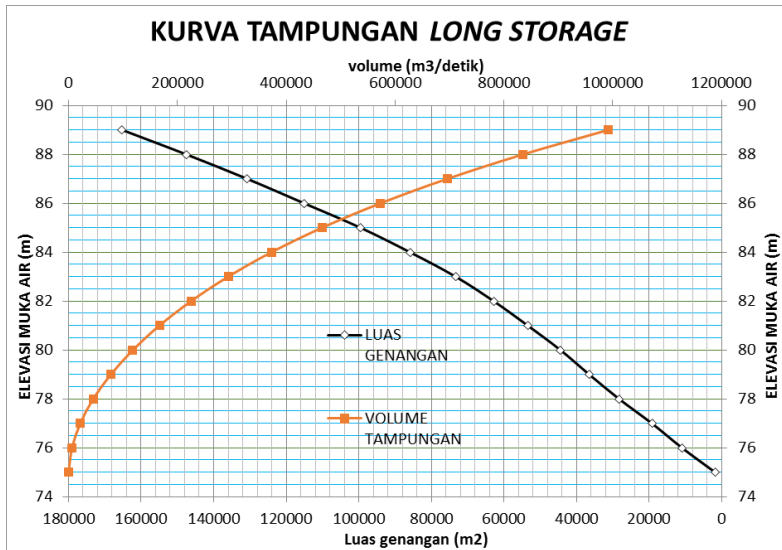


**Tabel 5. 2** Kapasitas Tampungan *Long Storage 2*

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
75	1838.335				0.000
		6391.203	1	6391.203	
76	10944.07				6391.203
		15097.02	1	15097.020	
77	19249.97				21488.223
		23775.38	1	23775.384	
78	28300.798				45263.607
		32406.86	1	32406.862	
79	36512.925				77670.468
		40493.2	1	40493.199	
80	44473.473				118163.667
		48968.32	1	48968.317	

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
81	53463.16				167131.984
		58168.19	1	58168.194	
82	62873.227				225300.177
		68109.26	1	68109.256	
83	73345.285				293409.433
		79639.86	1	79639.857	
84	85934.429				373049.290
		92742.45	1	92742.452	
85	99550.474				465791.742
		107328.9	1	107328.868	
86	115107.262				573120.610
		122948.1	1	122948.072	
87	130788.881				696068.681

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
		139187.2	1	139187.174	
88	147585.466				835255.855
		156424.4	1	156424.394	
89	165263.321				991680.248



**Gambar 5.3** Kurva Tampungan *Long Storage* 2  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

### 5.1.1.2 *Reservoir Routing Long Storage* 1

Reduksi debit banjir akibat adanya *reservoir* dihitung menggunakan metode *reservoir routing*. Hasilnya berupa hidrograf debit banjir baru, yaitu hidrograf debit yang keluar dari *long storage*. Sebelum melakukan *reservoir routing*, nilai variabel-variabel yang dibutuhkan untuk melakukan *reservoir routing* perlu diketahui terlebih dahulu. Variabel tersebut diantaranya:

- Elevasi rencana muka air di atas mercu ( $H_d$ ). Direncanakan sehingga  $h/H_d \geq 1.33$  dan  $h+H_d+H_f \leq$  batas kedalaman tampungan dalam *long storage*.  $h$  adalah tinggi mercu, dan  $H_f$  adalah tinggi jagaan. Batas kedalaman tampungan dalam *long storage* ditentukan berdasarkan elevasi rumah penduduk di sekitar *long storage*, di mana elevasi

tampungan di dalam *long storage* tidak boleh melebihi elevasi rumah penduduk.

- Koefisien debit ( $C_d$ ). Untuk spillway dengan nilai  $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$ , maka nilai  $C_d$  yang digunakan adalah 2.2 (untuk satuan mcs).
- Panjang *spillway* ( $L$ ). Lebar rencana disesuaikan mengikuti nilai  $H_d$ , sehingga ketika debit banjir melalui pelimpah, ketinggian air di atas pelimpah ( $H_d$ ) tidak melebihi  $H_d$  rencana.

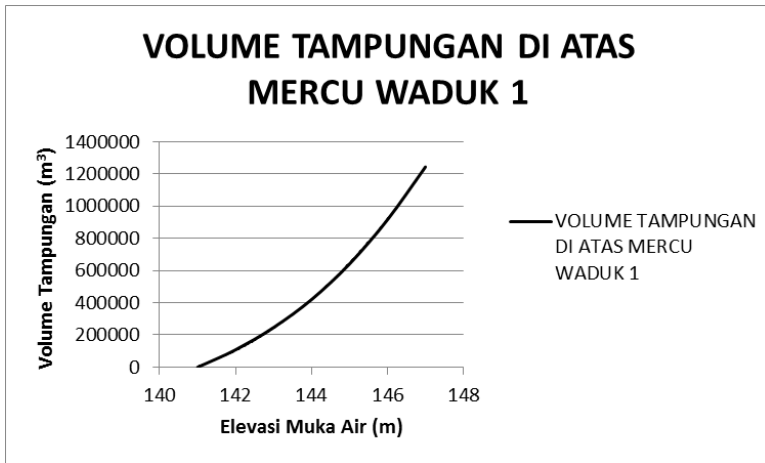
Untuk *Long Storage* 1, direncanakan nilai  $h$  sebesar 6 m, dengan elevasi dasar spillway adalah +135 m.  $H_d$  direncanakan sebesar 3 m.  $\frac{h}{H_d} = \frac{6}{3} = 2$  sehingga  $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$ . Nilai  $C_d$  yang digunakan adalah 2.2. Dan untuk nilai  $L$ , direncanakan 2.5 m.

Setelah nilai dari variabel-variabel yang dibutuhkan telah diperoleh, *reservoir routing* dapat dilakukan. Contoh langkah perhitungan *reservoir routing*:

1. Dibuat tabel hubungan antara tinggi air di atas mercu dengan volume tampungan. Dihitung volume tampungan untuk tiap elevasi dengan cara yang sama seperti pada sub-bab sebelumnya. Yang membedakan adalah elevasi awal tampungan dimulai dari elevasi puncak mercu. Hasilnya dapat dilihat dalam Tabel berikut:

**Tabel 5. 3** Tampunguan *Long Storage* 1 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu

Elevasi	H	Luas Genangan	Volume Kumulatif	Volume	O	$\alpha$
m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dtk	m <sup>3</sup> /dtk	m <sup>3</sup> /dtk
141	0	93944.973	0.000	0.000	0.000	0.000
142	1	122298.216	108121.595	30.034	5.500	32.784
143	2	154961.080	246751.243	68.542	15.556	76.320
144	3	192059.546	420261.556	116.739	28.579	131.029
145	4	250145.919	641364.288	178.157	44.000	200.157
146	5	298930.912	915902.704	254.417	61.492	285.163
147	6	357811.507	1244273.913	345.632	80.833	386.048



**Gambar 5. 4** Volume Tampung di Atas Mercu *Long Storage* 1  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

2. Setelah membuat perhitungan tampungan, dibuat tabel seperti yang dapat dilihat pada tabel 5. 4. Kolom 1 dan 2 diisi dengan data hidrograf debit banjir rencana (waktu dan debit) pada *outlet* sub-DAS 1
3. Kolom 3 diisi dengan nilai rata-rata antara inflow pada jam tersebut dengan jam sebelumnya.
4. Kolom 4 diisi dengan nilai debit dikalikan dengan selisih waktu dengan jam setelahnya.
5. Kolom 5 diisi dengan elevasi muka air di atas reservoir. Nilai pada kolom 5 didapat dari pencocokan volume tampungan pada kolom 9 dengan elevasi muka air di atas mercu menggunakan tabel 5. 3.
6. Kolom 6 diisi dengan selisih antara elevasi muka air pada jam tersebut dengan elevasi mercu.

7. Kolom 7 diisi dengan hasil perhitungan debit air di atas pelimpah, menggunakan rumus  $Q = C_d \times L \times H_e^{\frac{3}{2}}$ , dengan  $H_e = H_d$ .
8. Kolom 8 diisi dengan nilai *outflow* (kolom 7) dibagi dengan selisih waktu dengan jam setelahnya.
9. Kolom 9 diisi dengan volume tampungan pada jam tersebut, yaitu volume tampungan pada jam sebelumnya, ditambah dengan *inflow* pada jam tersebut (kolom 4), dikurangi dengan *outflow* pada jam sebelumnya (kolom 8).
10. Kolom 10 dihitung dengan rumus  $\Psi = (S_1/\Delta t - O/2)$ , di mana  $S_1$  adalah tampungan (Kolom 9), dibagi 3600 detik, dikurangi dengan *outflow* (kolom 8) dibagi 3600 detik  $\times 2$ .
11. Kolom 11 dihitung dengan rumus  $\phi = ((I_1 + I_2)/2) + \Psi$ , di mana  $I_1$  adalah *inflow* pada jam sebelumnya (kolom 2) dan  $I_2$  adalah *inflow* pada jam tersebut (kolom 2), dibagi 2, dan ditambah dengan nilai pada kolom 10 pada jam tersebut.
12. Kolom 12 adalah rata-rata *outflow* pada jam tersebut dengan jam sebelumnya (kolom 7).



**Tabel 5. 4** Reservoir Routing *Long Storage* 1

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\phi$ $\{((I_1+I_2)/2)+\Psi\}$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	0.000	0	0.0	141.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
1	9.174	4.587	16513.4	141.14	0.14	0.77	2770.39	15128.22	3.818	4.587
2	77.943	43.558	156810.6	142.48	1.34	8.87	31934.21	154586.47	38.505	47.376
3	51.368	64.655	232759.5	144.97	2.49	21.95	79003.15	331877.24	81.215	103.161
4	35.690	43.529	156703.8	147.85	2.89	27.08	97498.53	400330.15	97.661	124.744
5	25.370	30.530	109907.0	150.80	2.95	27.90	100452.16	411261.79	100.288	128.191
6	18.669	22.019	79269.6	153.64	2.84	26.50	95409.98	392600.28	95.804	122.307
7	13.738	16.203	58332.3	156.29	2.65	24.05	86584.25	359935.49	87.956	112.008
8	10.109	11.924	42925.2	158.72	2.43	21.16	76191.91	321472.60	78.716	99.880
9	7.650	8.879	31966.1	160.93	2.21	18.24	65664.68	282510.44	69.355	87.595

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\frac{\phi}{((I_1+I_2)/2)+\Psi)}$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
10	6.078	6.864	24709.1	162.93	2.00	15.53	55918.44	246428.01	60.686	76.219
11	4.829	5.453	19631.8	164.69	1.77	13.20	47536.69	214332.21	52.934	66.139
12	3.837	4.333	15597.7	166.25	1.56	11.16	40159.21	186082.00	46.112	57.267
13	3.048	3.442	12392.6	167.64	1.39	9.37	33745.49	161522.29	40.180	49.554
14	2.422	2.735	9846.1	168.87	1.23	7.84	28225.05	140383.17	35.075	42.915
15	1.924	2.173	7822.9	169.98	1.10	6.53	23512.41	122337.34	30.717	37.248
16	1.529	1.727	6215.4	170.96	0.99	5.44	19594.48	106999.31	27.001	32.443
17	1.215	1.372	4938.2	171.83	0.87	4.76	17135.66	93572.48	23.612	28.372
18	0.965	1.090	3923.5	172.58	0.75	4.14	14919.11	81468.60	20.558	24.702
19	0.767	0.866	3117.3	173.24	0.65	3.59	12939.17	70656.75	17.830	21.424
20	0.609	0.688	2476.7	173.80	0.56	3.11	11183.93	61071.93	15.411	18.518
21	0.484	0.547	1967.8	174.29	0.49	2.68	9637.78	52628.88	13.281	15.958
22	0.385	0.434	1563.4	174.71	0.42	2.30	8283.18	45231.85	11.414	13.715

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow ( $c \cdot B \cdot H^{3/2}$ )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\phi$ $((I_1+I_2)/2 + \Psi)$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
23	0.306	0.345	1242.2	175.07	0.36	1.97	7101.94	38781.47	9.786	11.759
24	0.243	0.274	986.9	175.37	0.31	1.69	6076.05	33179.41	8.373	10.060

### 5.1.1.3 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana di *Outlet Sub-DAS 2 Setelah Dibangunnya Long Storage 1*

Hidrograf debit banjir rencana yang disuperposisi adalah hidrograf debit pada Sub-DAS 1 dan 2. Hidrograf hasil superposisi ini diperlukan sebagai *boundary condition* untuk *reach station* hulu. Perhitungan dan hasilnya dapat dilihat dalam Tabel berikut:

**Tabel 5. 5** Superposisi Hidrograf di *Outlet Sub-DAS 2 Setelah Dibangunnya Long Storage 1*

Superposisi Hidrograf				
1		2		Superposisi
t	Qt	t	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
0	0.000	0	0.000	0.000
1	0.770	1	10.761	11.531
2	8.871	2	64.860	73.730
3	21.945	3	45.221	67.166
4	27.083	4	30.315	57.398
5	27.903	5	22.069	49.973
6	26.503	6	15.857	42.360
7	24.051	7	11.394	35.445
8	21.164	8	8.187	29.351
9	18.240	9	6.382	24.623
10	15.533	10	4.981	20.514
11	13.205	11	3.887	17.092
12	11.155	12	3.034	14.189
13	9.374	13	2.368	11.741
14	7.840	14	1.848	9.688
15	6.531	15	1.442	7.973
16	5.443	16	1.125	6.568

Superposisi Hidrograf				
1		2		Superposisi
t	Qt	t	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
17	4.760	17	0.878	5.638
18	4.144	18	0.685	4.830
19	3.594	19	0.535	4.129
20	3.107	20	0.418	3.524
21	2.677	21	0.326	3.003
22	2.301	22	0.254	2.555
23	1.973	23	0.198	2.171
24	1.688	24	0.155	1.843

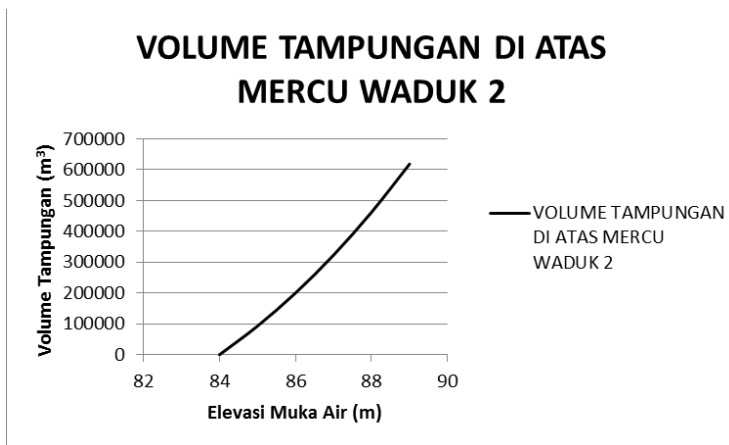
#### 5.1.1.4 Reservoir Routing Long Storage 2

Untuk *Long Storage* 2, direncanakan nilai  $h$  sebesar 5 m, dengan elevasi dasar spillway adalah +79 m.  $H_d$  direncanakan sebesar 3.5 m.  $\frac{h}{H_d} = \frac{5}{3.5} = 1.43$  m sehingga  $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$ . Nilai  $C_d$  yang digunakan adalah 2.2. Dan untuk nilai  $L$ , direncanakan 3.5 m. Volume tampungan dapat dilihat dalam tabel berikut:

**Tabel 5. 6** Tampungan *Long Storage* 2 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu

Elevasi	H	Luas Genangan	Volume Komulatif	Volume	O	$\alpha$
m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m3/dtk	m3/dtk	m3/dtk
84	0	85934.429	0.000	0.000	0.000	0.000
85	1	99550.474	92742.452	25.762	7.700	29.612
86	2	115107.262	200071.320	55.575	21.779	66.465

Elevasi	H	Luas Genangan	Volume Komulatif	Volume	O	$\alpha$
m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /dtk	m <sup>3</sup> /dtk	m <sup>3</sup> /dtk
87	3	130788.881	323019.391	89.728	40.010	109.733
88	4	147585.466	462206.565	128.391	61.600	159.191
89	5	165263.321	618630.958	171.842	86.089	214.886



**Gambar 5. 5** Volume Tampungan di Atas Mercu *Long Storage 2*  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

Hidrograf inflow untuk *reservoir routing* pada *Long Storage 2* menggunakan hidrograf *inflow* dari hasil superposisi hidrograf yang telah dihitung sub-bab sebelumnya. Hasil *routing* dapat dilihat pada Tabel berikut:

**Tabel 5. 7 Reservoir Routing Long Storage 2**

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\phi$ $\{((I_1+I_2)/2)+\Psi\}$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	0.000	0	0.0	84.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
1	11.531	5.766	20755.9	84.19	0.19	1.50	5397.18	18057.26	4.266	5.766
2	73.730	42.631	153470.5	85.66	1.47	14.30	51492.34	143082.96	32.594	46.897
3	67.166	70.448	253614.1	88.51	2.85	37.19	133887.91	304006.90	65.851	103.042
4	57.398	62.282	224215.4	91.88	3.37	48.04	172952.92	374801.93	80.090	128.133
5	49.973	53.685	193266.5	95.37	3.49	50.51	181820.33	390681.86	83.270	133.776
6	42.360	46.166	166198.8	98.77	3.40	48.61	175001.15	378469.95	80.825	129.436
7	35.445	38.903	140049.6	101.97	3.20	44.37	159743.94	351147.05	75.354	119.728
8	29.351	32.398	116633.8	104.92	2.95	39.18	141033.40	317392.23	68.577	107.752
9	24.623	26.987	97153.1	107.59	2.67	34.04	122543.91	282756.67	61.524	95.564

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\frac{\phi}{((I_1+I_2)/2)+\Psi}$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
10	20.514	22.568	81245.6	110.00	2.41	29.21	105142.38	250159.16	54.886	84.092
11	17.092	18.803	67690.6	112.17	2.17	24.82	89361.61	220597.72	48.866	73.688
12	14.189	15.641	56305.9	114.12	1.95	21.03	75710.53	194367.60	43.476	64.506
13	11.741	12.965	46674.9	115.84	1.73	17.95	64618.12	170878.23	38.491	56.441
14	9.688	10.715	38573.1	117.38	1.53	15.19	54668.18	149808.15	34.021	49.206
15	7.973	8.831	31790.5	118.73	1.36	12.76	45928.26	131300.42	30.093	42.851
16	6.568	7.271	26175.0	119.94	1.21	10.66	38381.95	115320.29	26.703	37.364
17	5.638	6.103	21971.8	121.03	1.09	8.92	32112.83	102044.75	23.886	32.806
18	4.830	5.234	18842.2	122.02	0.98	7.57	27259.25	91200.93	21.548	29.120
19	4.129	4.479	16125.9	122.89	0.88	6.77	24364.24	81515.12	19.259	26.027
20	3.524	3.827	13776.0	123.67	0.78	6.00	21610.96	72303.51	17.083	23.086
21	3.003	3.264	11748.9	124.36	0.69	5.29	19046.50	63723.63	15.056	20.346
22	2.555	2.779	10004.7	124.96	0.60	4.64	16695.35	55857.40	13.197	17.835



T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t - O/2)$	$\phi$ $((I_1+I_2)/2 + \Psi)$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
23	2.171	2.363	8507.5	125.49	0.53	4.05	14566.25	48734.11	11.514	15.560
24	1.843	2.007	7225.0	125.95	0.46	3.52	12657.29	42347.34	10.005	13.521

## **5.1.2 *Long Storage* di Outlet Sub-DAS 4**

### **5.1.2.1 Lengkung Kapasitas Tampungan *Long Storage* 3**

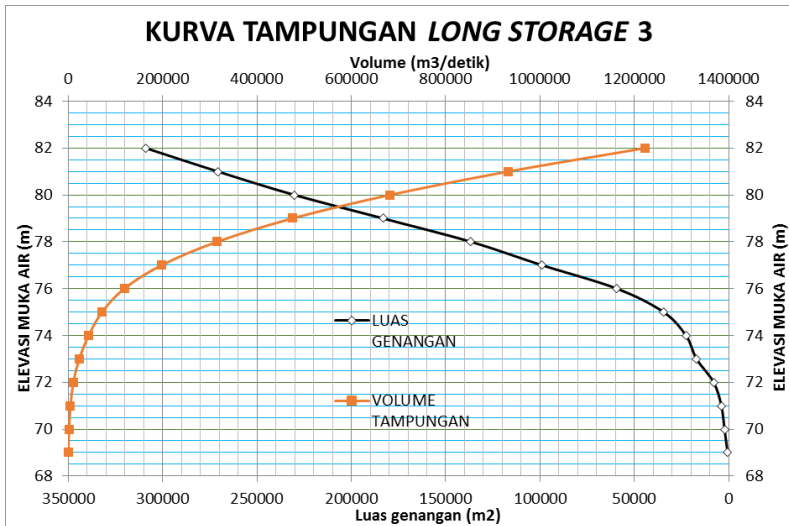
Lengkung kapasitas merupakan hubungan antara elevasi dengan volume dan luas permukaan air di tampungan. Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume tampungan memerlukan peta topografi. Perhitungan luas genangan pada tiap elevasi tampungan menggunakan bantuan aplikasi Arc-Map dan Microsoft Excel. Hasil perhitungan dapat dilihat dalam Tabel berikut:

**Tabel 5. 8** Kapasitas Tampungan *Long Storage* 3

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
69	655.051				0
		1475.421	1	1475.421	
70	2295.791				1475.421
		3126.922	1	3126.9215	
71	3958.052				4602.3425
		5986.842	1	5986.842	
72	8015.632				10589.1845
		12558.72	1	12558.718	
73	17101.804				23147.9025
		19906.82	1	19906.82	
74	22711.836				43054.7225
		28667.99	1	28667.9915	

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
75	34624.147				71722.714
		46945.14	1	46945.144	
76	59266.141				118667.858
		79098.51	1	79098.5075	
77	98930.874				197766.3655
		117802.2	1	117802.2145	
78	136673.555				315568.58
		159958.5	1	159958.513	
79	183243.471				475527.093
		206720	1	206720.0285	
80	230196.586				682247.1215
		250482.8	1	250482.766	
81	270768.946				932729.8875

<b>Elevasi (m)</b>	<b>Luas Permukaan (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Rata- rata Luas (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Δ Elevasi (m)</b>	<b>Δ V Tampungan (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Akumulasi (m<sup>3</sup>)</b>
<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>(4)</b>	<b>(5)</b>	<b>(6)</b>
		289858	1	289857.977	
82	308947.008				1222587.865



**Gambar 5. 6** Kurva Tampungan *Long Storage 3*

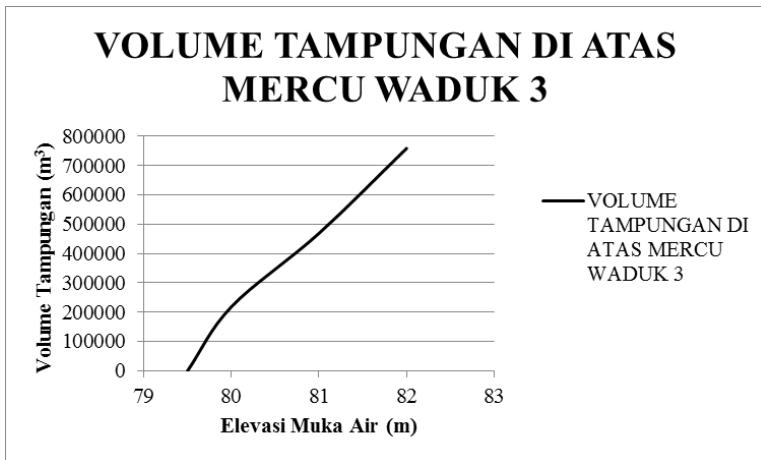
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

### 5.1.2.2 Reservoir Routing *Long Storage 3*

Untuk *Long Storage 3*, direncanakan nilai  $h$  sebesar 3 m, dengan elevasi dasar spillway adalah +76 m.  $H_d$  direncanakan sebesar 1.6 m.  $\frac{h}{H_d} = \frac{3}{1.6} = 1.87$  m sehingga  $\frac{h}{H_d} \geq 1.33$ . Nilai  $C_d$  yang digunakan adalah 2.2. Dan untuk nilai  $L$ , direncanakan 3 m. Volume tampungan dapat dilihat dalam tabel berikut:

**Tabel 5. 9** Tampunguan *Long Storage* 3 Untuk Elevasi Muka Air di Atas Mercu

<b>Elevasi</b>	<b>H</b>	<b>Luas Genangan</b>	<b>Volume</b>	<b>Volume Komulatif</b>	<b>Volume</b>	<b>O</b>	<b><math>\alpha</math></b>
<b>M</b>	<b>m</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>m3/dtk</b>	<b>m3/dtk</b>	<b>m3/dtk</b>
79	0	183243.471	-	0.000	0.000	0.000	0.000
80	1	230196.586	206720.0285	206720.029	57.422	4.400	59.622
81	2	270768.946	250482.766	457202.795	127.001	12.445	133.223
82	3	308947.008	289857.977	747060.772	207.517	22.863	218.948



**Gambar 5. 7** Volume Tampungan di Atas Mercu *Long Storage* 3  
(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

Hidrograf *inflow* untuk *routing* menggunakan data hidrograf di *outlet* sub-DAS 4. Hasil perhitungan *reservoir routing Long Storage* 3 dapat dilihat dalam Tabel berikut:



Tabel 5. 10 Reservoir Routing Long Storage 3

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t O/2)$	$\phi \{((I_1+I_2)/2)+\Psi\}$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
0	0.000	0	0.0	79.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
1	10.963	5.481	19733.0	79.09	0.09	0.60	2144.81	18660.60	4.886	5.481
2	47.436	29.200	105118.6	79.65	0.56	3.70	13337.21	116038.20	30.380	34.085
3	39.273	43.355	156076.6	80.82	1.17	8.68	31236.58	249827.92	65.058	73.735
4	25.271	32.272	116179.3	82.31	1.48	12.44	44793.31	327992.25	84.888	97.330
5	16.366	20.818	74946.4	83.90	1.59	13.78	49605.70	355739.18	91.927	105.706
6	12.008	14.187	51072.1	85.50	1.60	13.84	49839.74	357088.59	92.269	106.113
7	8.179	10.093	36335.7	87.05	1.55	13.25	47684.52	344662.20	89.117	102.362
8	5.626	6.902	24848.2	88.52	1.47	12.23	44039.88	323648.22	83.786	96.019
9	4.218	4.922	17718.8	89.89	1.37	11.07	39839.08	299427.56	77.641	88.708
10	3.162	3.690	13284.8	91.16	1.27	9.89	35601.05	274992.25	71.442	81.331

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow (c . B . H <sup>3/2</sup> )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta tO/2)$	$\phi \{ (I_1+I_2)/2 \} + \Psi$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
11	2.371	2.767	9960.3	92.34	1.18	8.75	31508.83	251397.62	65.456	74.209
12	1.778	2.074	7467.8	93.43	1.09	7.69	27671.91	229275.04	59.844	67.531
13	1.333	1.555	5599.0	94.44	1.01	6.71	24149.11	208963.54	54.691	61.399
14	0.999	1.166	4197.9	95.36	0.92	6.07	21856.47	190158.63	49.786	55.857
15	0.749	0.874	3147.4	96.19	0.83	5.51	19822.94	172466.31	45.154	50.660
16	0.562	0.655	2359.8	96.95	0.75	4.98	17924.84	155952.18	40.830	45.810
17	0.421	0.491	1769.2	97.63	0.68	4.49	16168.86	140674.57	36.831	41.322
18	0.316	0.368	1326.5	98.24	0.61	4.04	14555.62	126638.83	33.156	37.199
19	0.237	0.276	994.5	98.79	0.55	3.63	13081.65	113814.74	29.798	33.432
20	0.178	0.207	745.7	99.29	0.49	3.26	11740.83	102149.17	26.744	30.005
21	0.133	0.155	559.1	99.73	0.44	2.92	10525.46	91575.09	23.976	26.899
22	0.100	0.116	419.2	100.13	0.40	2.62	9426.99	82018.03	21.473	24.092
23	0.075	0.087	314.3	100.48	0.36	2.34	8436.52	73400.54	19.217	21.561

T	Inflow	$(I_1+I_2)/2$	Inflow	El. Res v	H	OutFlow ( $c \cdot B \cdot H^{3/2}$ )	Outflow	Storage	$\Psi (S_1/\Delta t O/2)$	$\phi (\{(I_1+I_2)/2\}+\Psi)$
jam	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m	m	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup> /detik	m <sup>3</sup> /detik
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
24	0.056	0.065	235.6	100.80	0.32	2.10	7545.15	65645.34	17.187	19.283

### 5.1.3 Superposisi Hidrograf Debit Banjir Rencana di Hulu Segmen Sungai Setelah Dibangunnya *Long Storage* 1, 2, dan 3

Hidrograf debit banjir rencana yang disuperposisi adalah hidrograf debit pada Sub-DAS 1 dan 2. Hidrograf hasil superposisi ini diperlukan sebagai boundary condition untuk reach station hulu. Perhitungan dan hasilnya dapat dilihat dalam Tabel berikut:

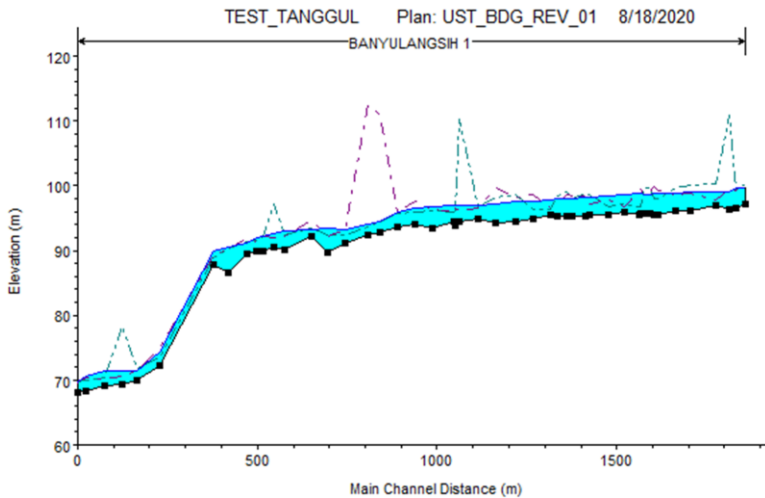
**Tabel 5. 11 Superposisi Hidrograf Outflow *Long Storage* 2 dan *Long Storage* 3 (Sub-DAS 2 dan 4)**

Superposisi Hidrograf S-DAS				
2		4		Superposisi
t	Qt	t	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
0	0.000	0	0.000	0.000
1	1.499	1	0.596	2.095
2	14.303	2	3.705	18.008
3	37.191	3	8.677	45.868
4	48.042	4	12.443	60.485
5	50.506	5	13.779	64.285
6	48.611	6	13.844	62.456
7	44.373	7	13.246	57.619
8	39.176	8	12.233	51.409
9	34.040	9	11.066	45.106
10	29.206	10	9.889	39.095
11	24.823	11	8.752	33.575
12	21.031	12	7.687	28.717
13	17.949	13	6.708	24.658

Superposisi Hidrograf S-DAS				
2		4		Superposisi
t	Qt	t	Qt	(m <sup>3</sup> /detik)
14	15.186	14	6.071	21.257
15	12.758	15	5.506	18.264
16	10.662	16	4.979	15.641
17	8.920	17	4.491	13.412
18	7.572	18	4.043	11.615
19	6.768	19	3.634	10.402
20	6.003	20	3.261	9.264
21	5.291	21	2.924	8.214
22	4.638	22	2.619	7.256
23	4.046	23	2.343	6.390
24	3.516	24	2.096	5.612

#### 5.1.4 Simulasi Aliran Banjir setelah Pembangunan *Long Storage* Menggunakan Program HEC-RAS

Simulasi dilakukan dengan memasukkan data-data *boundary condotions* di HEC-RAS. Setelah data-data dan kondisi batas dimasukkan, simulasi dalam HEC-RAS dilakukan (*running*). Hasil simulasi kemudian dianalisis. Dari hasil analisis, diketahui bahwa elevasi muka air Kali Banyulangsih pada beberapa segmen masih melebihi elevasi batas tepi saluran yang telah ditentukan, namun elevasinya berkurang seperti yang dapat dilihat pada Gambar 5. 7.



**Gambar 5. 8** Potongan memanjang segmen Kali Banyulangsih hasil simulasi aliran saat DAS pada kondisi alternatif 1 menggunakan HEC-RAS

(Sumber: Hasil Pengolahan Data)

Dari hasil analisis simulasi aliran yang telah dilakukan, dapat disimpulkan bahwa penampang saluran eksisting Kali Banyulangsih setelah pembangunan *long storage* (kondisi Alternatif 1), pada beberapa segmen Kali Banyulangsih masih tidak mampu mengalirkan debit banjir rencana periode ulang 50 tahun atau dengan kata lain masih terjadi luapan/banjir. Oleh karena itu dibutuhkan rencana alternatif pengendalian banjir lainnya untuk mengatasi banjir Kali Banyulangsih.

Berikut ini data-data yang berhubungan dengan ketinggian muka air di penampang sungai hasil simulasi menggunakan HEC-RAS:

Tabel 5. 12 Data Muka Air di Penampang Sungai pada Masing-masing RS

R.S	Elevasi Puncak Tepi saluran (+m)		Elevasi Muka Air Banjir (+m)	Keterangan	
	Kiri	Kanan		Kiri	Kanan
2.42	100.04	10.35	99.69	Tidak Melimpas	Melimpas
2.41	99.23	99.44	99.62	Melimpas	Melimpas
2.40	99.42	110.78	98.95	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.39	97.84	100.32	99.1	Melimpas	Tidak Melimpas
2.38	98.86	99.98	99.07	Melimpas	Tidak Melimpas
2.37	98.63	99.61	98.89	Melimpas	Tidak Melimpas
2.36	99.21	97.97	98.91	Tidak Melimpas	Melimpas
2.35	99.92	98	98.82	Tidak Melimpas	Melimpas
2.34	99.08	99.56	98.68	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.33	96.68	99.55	98.69	Melimpas	Tidak Melimpas
2.32	99.43	96.73	98.74	Tidak Melimpas	Melimpas
2.31	99.16	96.73	98.74	Tidak Melimpas	Melimpas
2.30	96.79	97.25	98.59	Melimpas	Melimpas
2.29	97.76	96.8	98.39	Melimpas	Melimpas
2.28	97.24	98.61	98.25	Melimpas	Tidak Melimpas
2.27	98.48	98.77	98.23	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.26	98.49	97.91	98.02	Tidak Melimpas	Melimpas
2.25	98.61	99.02	97.91	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.24	97.37	98.36	97.93	Melimpas	Tidak Melimpas
2.23	96.6	96.31	97.72	Melimpas	Melimpas
2.22	98.7	96.25	97.61	Tidak Melimpas	Melimpas
2.21	98.26	98.68	97.65	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.20	99.58	98.13	97.26	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.19	96.58	96.71	97	Melimpas	Melimpas

R.S	Elevasi Puncak Tepi saluran (+m)		Elevasi Muka Air Banjir (+m)	Keterangan	
	Kiri	Kanan		Kiri	Kanan
2.18	96.17	110.16	96.96	Melimpas	Tidak Melimpas
2.17	96.5	96.15	97.01	Melimpas	Melimpas
2.16	95.97	95.89	97.01	Melimpas	Melimpas
2.15	96.33	96.11	96.74	Melimpas	Melimpas
2.14	97.49	95.89	96.5	Tidak Melimpas	Melimpas
2.13	96	95.73	95.85	Tidak Melimpas	Melimpas
2.12	110.95	94.54	94.56	Tidak Melimpas	Melimpas
2.11	122.55	93.64	93.98	Tidak Melimpas	Melimpas
2.10	93.13	92.36	93.2	Melimpas	Melimpas
2.09	92.16	92.32	93.35	Melimpas	Melimpas
2.08	94.69	93.35	93.17	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.07	92.18	92.33	92.94	Melimpas	Melimpas
2.06	91.98	97.19	92.5	Melimpas	Tidak Melimpas
2.05	92.12	92.08	92.18	Melimpas	Melimpas
2.04	91.29	91.56	91.95	Melimpas	Melimpas
2.03	91.91	91.42	91.15	Tidak Melimpas	Tidak Melimpas
2.02	90.2	90.26	90.43	Melimpas	Melimpas
2.01	89.19	88.82	89.81	Melimpas	Melimpas
1.6	74.92	73.51	74.25	Tidak Melimpas	Melimpas
1.5	71.43	71.91	71.48	Melimpas	Tidak Melimpas
1.4	70.64	78.29	71.49	Melimpas	Tidak Melimpas
1.3	70.1	70.46	71.41	Melimpas	Melimpas
1.2	70.41	69.88	70.59	Melimpas	Melimpas
1.1	69.52	69.71	69.69	Melimpas	Tidak Melimpas



## 5.2 Pembangunan Tanggul

Pembangunan *long storage* dan tanggul adalah alternatif kedua dalam tugas akhir ini. Perencanaan pembangunan tanggul untuk pengendalian banjir dalam tugas akhir ini adalah perencanaan dimensi tanggul. Dimensi tanggul yang direncanakan meliputi penentuan tinggi tanggul, lebar mercu, kemiringan tanggul, dan kemiringan lereng tanggul. Berikut ini adalah uraian penentuan dimensi tanggul:

### 1) Tinggi Tanggul

Tanggul dibuat untuk mencegah aliran sungai tidak meluap ke bantaran ketika banjir terjadi. Tinggi tanggul yang direncanakan adalah elevasi muka air pada saat banjir ditambah dengan tinggi jagaan. Tinggi jagaan ditentukan berdasarkan debit aliran pada sungai ketika terjadi banjir terjadi. Tinggi jagaan tanggul dapat dilihat pada Tabel 2. 12. Diketahui bahwa debit aliran paling besar terdapat di RS 2.01, yaitu  $Q = 76.883 \text{ m}^3/\text{s}$ . Berdasarkan tabel maka tinggi jagaan yang dibutuhkan untuk debit banjir rencana  $<200 \text{ m}^3/\text{detik}$  adalah 0,6 m.

### 2) Lebar Mercu Tanggul

Lebar mercu tanggul juga ditentukan berdasarkan debit aliran sungai pada saat banjir terjadi. Diketahui bahwa debit aliran paling besar terdapat di RS 2.01, yaitu  $Q = 76.883 \text{ m}^3/\text{s}$ . Berdasarkan Tabel 2. 13 maka lebar mercu yang dibutuhkan adalah 3 m.

### 3) Kemiringan Lereng Tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul didasarkan konstruksi tanggul itu sendiri. Tanggul dengan bahan tanah urugan dalam keadaan tanpa perkuatan, lereng tanggul yang dibutuhkan adalah dengan kemiringan 1:2 atau lebih kecil (Sosrodarsono dan Tominaga, 1994). Dalam hal ini tanggul yang direncanakan tidak

menggunakan perkuatan. Berdasarkan hal tersebut maka kemiringan tanggul ditentukan 1:2.

Simulasi banjir kembali dilakukan setelah dimensi tanggul yang telah direncanakan diinput ke dalam penampang melintang Kali Banyulangsih pada setiap RS. Potongan melintang sungai setelah dibangunnya tanggul dapat dilihat pada Lampiran.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

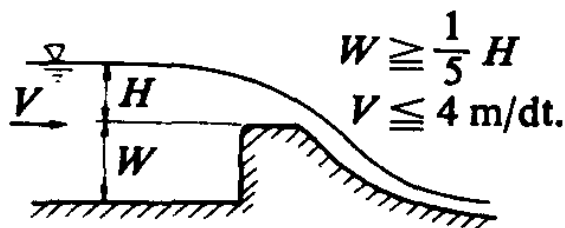
## BAB VI

### RENCANA TEKNIS BANGUNAN PELIMPAH

Rencana teknis bangunan pelimpah pada *Long Storage* 1, 2 dan 3 memiliki langkah perhitungan yang sama. Langkah yang berbeda hanya pada perhitungan kolam olak (Sub-Bab 6.5). Oleh karena itu, data-data yang digunakan untuk menjelaskan langkah perhitungan hanya menggunakan data dari *Long Storage* 1. Untuk *Long Storage* 2 dan 3 hanya akan diberikan hasil perhitungannya. Untuk langkah perhitungan kolam olak akan dijelaskan untuk *Long Storage* 1&3 dan *Long Storage* 2 secara terpisah. *Long Storage* 1 & 3 menggunakan tipe kolam olak yang sama.

#### 6.1 Saluran Pengarah Aliran

Berfungsi sebagai pengarah aliran agar aliran tersebut berada dalam kondisi hidrolika yang baik. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari  $1/5 \times$  tinggi rencana limpasan di atas mercu ( $h_d$ ) ambang pelimpah. Selain itu kecepatan aliran tidak boleh melebihi 4 m/detik.h



**Gambar 6. 1** Saluran Pengarah Aliran dan Ambang Pengatur Debit pada Bangunan Pelimpah  
(Sumber: Sosrodarsono, 1977)

Dari analisis data sebelumnya di mana diketahui:

$$\begin{aligned} Q_{in \max} &= 77.94 \text{ m}^3/\text{detik} \\ \text{Tinggi Mercu (W = h)} &= 6 \text{ m} \\ \text{Ketinggian muka air di atas mercu (H = h}_d\text{)} &= 2.95 \text{ m} \\ \text{Lebar mercu (L)} &= 2.5 \text{ m} \\ \text{Maka :} \end{aligned}$$

**a.  $W \geq 1/5 H$**

$$\begin{aligned} 1/5 H &= 1/5 \times 4 = 0.6 \text{ m} \\ \text{W direncanakan} &= 6 \text{ m} > 0.6 \text{ m (OK)} \end{aligned}$$

**b.  $V \leq 4 \text{ m/detik}$**

$$\begin{aligned} A &= L \times (W + H) \\ &= 2.5 \times (6 + 2.95) \\ &= 22.37 \text{ m}^2 \\ V &= Q_{in \max} / A \\ &= 77.94 / 22.37 \\ &= 3.484 \text{ m}^3/\text{detik} \leq 4 \text{ m/detik (OK)} \end{aligned}$$

**Tabel 6. 1 Perhitungan Syarat Aliran di Saluran Pengarah**

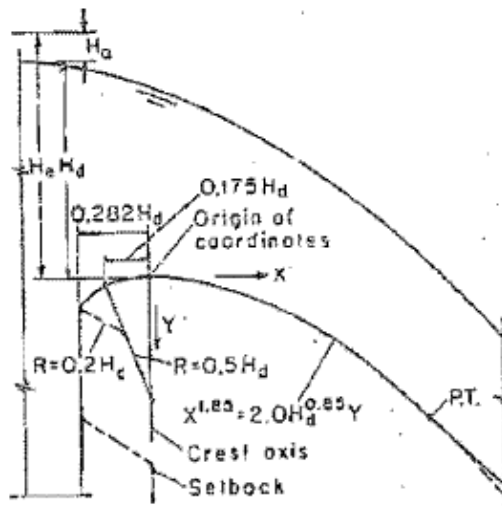
Long Storage	1	2	3
$Q_{in} \text{ (m}^3/\text{dtk)}$	77.943	73.730	47.436
$W = h \text{ (m)}$	6	5	3
$H = H_d \text{ (m)}$	2.948	3.486	1.600
$L \text{ (m)}$	3	3.5	1.8
$1/5 H \text{ (m)}$	0.590	0.697	0.320
$W \geq 1/5 H$	OK	OK	OK
$A = L \times (W+H) \text{ (m}^2\text{)}$	22.370	29.701	13.801
$V = Q_{in}/A \text{ (m/dtk)}$	3.484	2.482	3.437
$V \leq 4 \text{ (m/dtk)}$	OK	OK	OK

## 6.2 Profil Mercu Pelimpah

Dalam tugas akhir ini, digunakan mercu pelimpah dengan keterangan sebagai berikut:

- Tipe Mercu : WES standard spillway (U.S Army Engineers Waterways Experiment Station)
- Kemiringan Muka Hulu Mercu : Vertikal/Tegak

Koordinat untuk menentukan bentuk dan ukuran mercu spillway dihitung berdasarkan desain mercu WES, dengan rumus yang digunakan sebagai berikut:



**Gambar 6. 2** Bentuk Mercu dan Perhitungan untuk mendapatkan Koordinat Penampang Memanjang Ambang Mercu Tipe WES Standard  
(Sumber: Chow, 1959)

### 1. Rumus untuk Muka Hulu

$R_1 = 0.5 H_d$  ; dengan koordinat  $X = 0.175 H_d$

$R_2 = 0.2 H_d$  ; dengan koordinat  $X = 0.282 H_d$

### 2. Rumus untuk Muka Hilir

$$X^n = K H_d^{n-1} Y$$

### 3. Rumus untuk Muka Hilir

$$X_{DT} = H_d * 0.485 (K * \alpha)^{1.176}$$

Di mana :

$R_1$  = Jari-jari lingkaran dalam muka hulu mercu (m)

$R_2$  = Jari-jari lingkaran luar muka hulu mercu (m)

$H_d$  = Tinggi muka air di atas mercu rencana (m)

$K$  dan  $n$  = Parameter yang bergantung pada kemiringan muka mercu hulu

$X$  dan  $Y$  = Koordinat  $X$  dan  $Y$ , dengan koordinat (0, 0) berada di puncak mercu

$X_{DT}$  = Koordinat *Point of Tangency* pada sumbu  $x$

$\alpha$  = Kemiringan ( $\alpha/1$ )

Contoh langkah perhitungan:

### 1. Untuk Muka Hulu

$$\begin{aligned}R_1 &= 0.5 H_d \\&= 0.5 \times 2.95 \\&= \mathbf{1.47 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koordinat } X_{R1} &= 0.175 H_d \\&= 0.175 \times 2.95 \\&= \mathbf{0.52}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_2 &= 0.2 H_d \\&= 0.2 \times 2.95 \\&= \mathbf{0.59 \text{ m}}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Koordinat } X_{R2} &= 0.282 H_d \\&= 0.282 \times 2.95 \\&= \mathbf{0.83}\end{aligned}$$

### 2. Untuk Muka Hilir

$$\begin{aligned}n &= 1.85 \\K &= 2\end{aligned}$$

Untuk  $X = 1$

$$\begin{aligned}X^n &= K H_d^{n-1} Y \\Y &= X^n / (K \cdot H_d^{n-1}) \\&= 1^{1.85} / (2 \times 2.95^{1.85-1}) \\&= \mathbf{0.199}\end{aligned}$$

Langkah perhitungan sama untuk nilai X lainnya



### 3. Untuk *Point of Tangency*

$$\begin{aligned}
 X_{DT} &= H_d \times 0.485(K^* \alpha)^{1.176} \\
 X_{DT} &= 2.95 \times 0.485 (2 \times 1)^{1.176} \\
 &= 3.23
 \end{aligned}$$

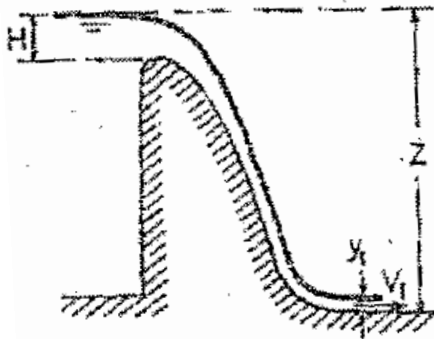
Hasil perhitungan untuk koordinat muka hilir dapat dilihat dalam tabel berikut:

**Tabel 6. 2** Koordinat Penampang Ambang Bendung Pelimpah

Koordinat Pembentuk Profil Mercu Bendung					
1		2		3	
X	Y	X	Y	X	Y
0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000
0.2	0.010	0.2	0.009	0.2	0.017
0.4	0.037	0.4	0.032	0.4	0.062
0.6	0.078	0.6	0.067	0.6	0.130
0.8	0.132	0.8	0.114	0.8	0.222
1.0	0.199	1.0	0.173	1.0	0.335
1.2	0.279	1.2	0.242	1.2	0.470
1.4	0.372	1.4	0.322	1.4	0.625
1.6	0.476	1.6	0.413	1.6	0.800
1.8	0.592	1.8	0.513	1.8	0.995
2.0	0.719	2.0	0.624		
2.2	0.858	2.2	0.744		
2.4	1.008	2.4	0.874		
2.6	1.168	2.6	1.013		
2.8	1.340	2.8	1.162		
3.0	1.522	3.0	1.320		

3.2	1.715	3.2	1.488		
		3.4	1.664		
		3.6	1.850		
		3.8	2.065		

### 6.3 Aliran di Kaki Pelimpah



**Gambar 6. 3** Ilustrasi Aliran di Kaki Pelimpah  
(Sumber: Chow, 1959)

Secara teoritis **kecepatan aliran di kaki pelimpah ( $V_1$ )** dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$V_1 = \sqrt{2g(Z - 0.5H)}$$

Dimana :

$V_1$  = Kecepatan aliran di kaki pelimpah (m/dtk)

$g$  = Percepatan gravitasi, 9.81 m/dtk<sup>2</sup>

$H = H_d$ , tinggi muka air di atas mercu rencana (m)

$Z$  = Jarak vertikal dari tinggi  $H$  ke dasar saluran di kaki pelimpah

Deketahui:

$$g = 9.81 \text{ m/dtk}^2$$

$$H = H_d = 2.95 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Z &= \text{Elevasi } H_d - \text{Elevasi Dasar Saluran di Kaki Pelimpah} \\ &= 143.95 - 135 = 8.95 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka didapat:

$$V_1 = \sqrt{2g(Z - 0.5H)}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{2 \times 9.81 \times (8.95 - 0.5 \times 8.95)} \\ &= \mathbf{12.109 \text{ m/detik}} \end{aligned}$$

**Tinggi air di kaki pelimpah ( $y_1$ )** dapat dihitung sebagai berikut:

$$y_1 = Q / (V \times L)$$

Di mana:

$$y_1 = \text{Tinggi air di kaki pelimpah (m)}$$

$Q$  = Debit air di kaki pelimpah, sama dengan debit air di mercu pelimpah ( $\text{m}^3/\text{dtk}$ )

$$V = \text{Kecepatan air di kaki pelimpah (m/dtk)}$$

L = Lebar mercu (m)

Diketahui:

Q = 27.90 m<sup>3</sup>/dtk, merupakan debit maksimum yang melimpas di mercu pelimpah

V = 12.110 m/dtk

L = 2.5 m

Maka:

$$\begin{aligned}y_1 &= Q / (V \times L) \\&= 27.90 / (12.110 \times 2.5) \\&= \mathbf{0.927 \text{ m}}\end{aligned}$$

Untuk **Froude Number** di kaki pelimpah:

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gy_1}$$

Dimana :

F<sub>1</sub> = Froude Number

V<sub>1</sub> = Kecepatan aliran di kaki pelimpah (m/dtk)

g = Percepatan gravitasi , 9.8 m/dtk<sup>2</sup>

y<sub>1</sub> = Tinggi air di kaki pelimpah (m)

Dari data yang sudah didapatkan sebelumnya, maka:

$$F_1 = 12.110 / \sqrt{(9.8 \times 0.927)} = \mathbf{4.027}$$

**Tabel 6. 3** Aliran di Kaki Pelimpah

Long Storage	1	2	3
$V_1$	12.110	11.502	8.635
$y_1$	0.922	1.255	0.534
$F_1$	4.027	3.279	3.162

## 6.4 Radius Lengkung Kaki Pelimpah

Rumus yang digunakan untuk menghitung radius lengkung kaki pelimpah:

$$R = 10^{((V+6.4H+16)/(3.6H+64))}$$

Dimana :

$R$  = Radius kaki pelimpah (m)

$V$  = Kecepatan aliran di kaki pelimpah (m/dtk)

$H$  =  $H_d$ , tinggi muka air di atas mercu rencana (m)

Dari data yang sudah didapatkan sebelumnya, maka:

$$R = 10^{((12.210+6.4 \times 2.95 +16)/(3.6 \times 2.95 +64))} = \mathbf{4.262 \text{ m}}$$

**Tabel 6. 4** Radius Lengkung Kaki Pelimpah

Long Storage	1	2	3
$R$	4.262	4.474	3.162

## 6.5 Kedalaman Air pada Hulu dan Hilir Loncatan Hidrolik

Perhitungan kolam olak digunakan rumus-rumus sebagai berikut :



**Gambar 6. 4** Ilustrasi Loncatan Hidrolik  
(Sumber: Chow, 1959)

$$\frac{y_2}{y_1} = 0.5 \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

Dimana:

$y_1$  = Kedalaman air di hulu loncatan hidrolik

$y_2$  = Kedalaman air di hilir loncatan hidrolik

$F_1$  = Bilangan Froude

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g y_1}$$

Diketahui:

$$y_1 = 0.922 \text{ m}$$

$$F_1 = 4.027$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 y_2 &= 0.5 \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) y_1 \\
 &= 0.5 \left( \sqrt{1 + 8 \times 4.027^2} - 1 \right) 0.922 \\
 &= 4.809 \text{ m}
 \end{aligned}$$

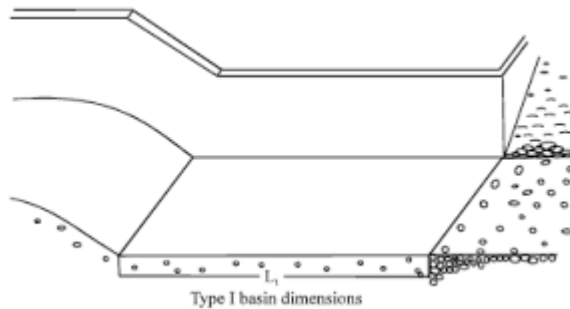
**Tabel 6. 5** Tinggi Loncatan Hidrolik di Kaki Pelimpah

Long Storage	1	2	3
y2	4.809	5.224	2.596

## 6.6 Peredam Energi

### 6.6.1 Pemilihan Tipe Kolam Olak

Dari perhitungan yang telah dilakukan sebelumnya, dipilih tipe kolam olak yang memenuhi untuk digunakan pada pelimpah. Dikarenakan lebar saluran tidak mencukupi jika diberikan *floor blocks*, maka jumlah gigi minimum untuk kolam olak tipe USBR lain tidak dapat terpenuhi. Oleh karena itu, digunakan kolam olak tipe USBR Tipe I.

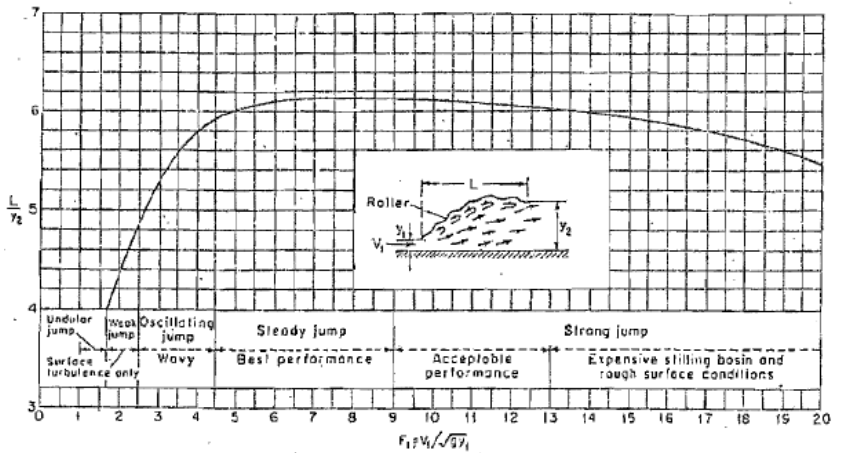


**Gambar 6. 5** Proporsi Desain Kolam Olak Tipe USBR I  
(Sumber: <https://scialert.net/fulltext/?doi=ajaps.2009.436.445>)

### 6.6.2 Panjang Kolam Olakan

Ukuran panjang kolam olakan untuk kolam olak Tipe USBR 1 disesuaikan dengan panjang loncatan hidrolik. Hubungan antara panjang loncatan hidrolik dengan Froude Number aliran yang akan melintasi kolam tersebut dapat dilihat dalam grafik berikut:





**Gambar 6. 6** Hubungan antara Froude Number, Panjang Loncatan Hidrolik dan Kedalaman Aliran di Hilir Loncatan pada Kolam Datar  
(Sumber: Chow, 1959)

Dari Grafik di tersebut, dengan nilai  $F1 = 4.027$ , didapatkan nilai  $L/y_2 = 5.8$ . Dengan nilai kedalaman aliran di hilir loncatan ( $y_2$ ) yang telah diperoleh sebelumnya, yaitu  $y_2 = 4.809$  m, maka:

Panjang Loncatan Hidrolik ( $L$ ) =  $5.8 \times 4.809 = 27.89$  m  $\approx$  **28 m**

**Tabel 6. 6** Panjang Loncatan Hidrolik pada Pelimpah

Long Storage	1	2	3
<b>L</b>	27.890	28.207	13.756

### 6.6.3 Desain Kolam Olak

Untuk kolam olah Tipe USBR I, desain kolam olahnya tidak terdapat gigi pemencar maupun gigi benturan. Penyempurnaan redamannya terjadi akibat gesekan molekul-molekulair di dalam kolam olakan, sehingga air yang meninggalkan kolam tersebut mengalir memasuki alur sungai dalam kondisi yang sudah tenang.

Untuk panjang kolam olah sama dengan panjang loncatan hidrolis, dengan kedalaman kolam olah setinggi kedalaman air di hilir kolam olah ( $y_2$ ), yaitu 4.809 m, ditambah tinggi jagaan ( $F_b$ ).

**Tabel 6. 7 Panjang Kolam Olak**

Long Storage	1	2	3
L	27.890	28.207	13.756

### 6.6.4 Tinggi Jagaan Pada Bangunan

Untuk elevasi puncak dinding bangunan pelimpah, diambil sekurang-kurangnya sebesar tinggi tekanan kecepatan aliran (velocity head) sub-kritis di atas permukaan aliran tertinggi yang melintasi bangunan pelimpah tersebut atau sekurangkurangnya sebesar 0,5-0,6 meter di atas permukaan aliran super kritis. Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada bangunan pelimpah berlereng curam, dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$F_b = c \cdot v \cdot d$$

atau

$$F_b = 0.6 + 0.037 \cdot v \cdot d^{1/3}$$

dengan  $F_b$  minimal = 0.5 s/d 0.6 m di atas permukaan aliran

Dimana :

$F_b$  = tinggi jagaan (m)

$c$  = koefisien dengan nilai 0.1 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang, dan 0.13 untuk penampang berbentuk trapezium

$v$  = kecepatan aliran (m/det)

$d$  = kedalaman air di dalam saluran (m)

Diketahui:

$c = 0.1$  (penampang saluran persegi)

$v = V_1 = 12.522$  m/detik (Kecepatan saluran di kaki pelimpah)

$d = y_1 = 1.427$  m (Kedalaman aliran di kaki pelimpah)

Maka:

$$F_b = c \cdot v \cdot d$$

$$= 0.1 \cdot 12.110 \cdot 0.922 = 1.116 \text{ m} \approx \mathbf{1.2 \text{ m}}$$

atau

$$F_b = 0.6 + 0.037 \cdot v \cdot d^{1/3}$$

$$= 0.6 + 0.037 \cdot 12.110 \cdot 0.922^{1/3} = 1.036 \text{ m} \approx \mathbf{1.1 \text{ m}}$$

Dipilih yang tertinggi, yaitu **1.2 m**.

Untuk **tinggi dinding kolam olak**:

$$\text{Tinggi aliran di kolam olak (y}_2\text{)} + \text{Tinggi jagaan (F}_b\text{)} = 4.809 \\ + 1.2 = 5.925 \text{ m} \approx \mathbf{6 \text{ m}}$$

**Tabel 6. 8** Tinggi Jagaan dan Tinggi Kolam Olak

<b>Long Storage</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>Fb (m)</b>	1.2	1.5	1.5
<b>Hk (m)</b>	6.0	7.0	3.5

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB VII PENUTUP**

### **7.1 Kesimpulan**

- a. Debit banjir rencana ditentukan dengan menggunakan metode HSS Nakayasu. Dari hasil perhitungan, didapat debit banjir maksimum rencana periode ulang 50 tahun sebesar  $77.943 \text{ m}^3/\text{dtk}$  untuk Sub-DAS 1,  $66.732 \text{ m}^3/\text{dtk}$  untuk Sub-DAS 2,  $12.598 \text{ m}^3/\text{dtk}$  untuk Sub-DAS 3, dan  $47.436 \text{ m}^3/\text{dtk}$  untuk Sub-DAS 4.
- b. Pembangunan *long storage* di outlet Sub-DAS 1, 2 dan 4 mereduksi debit puncak banjir, sehingga pada hulu segmen Kali Banyulangsih yang ditinjau, debit banjir tereduksi dari  $178.925 \text{ m}^3/\text{dtk}$  menjadi  $64.285 \text{ m}^3/\text{dtk}$ , atau tereduksi sebesar 64.285%
- c. Pembangunan *long storage* masih belum dapat mengatasi banjir. Oleh karena itu diperlukan normalisasi saluran dan pembangunan tanggul. Dari hasil perhitungan, dibutuhkan tanggul dengan tinggi jagaan sebesar 0.6 m dengan lebar mercu 3 m pada setiap tanggul.
- d. Pembangunan *long storage* dan tanggul cukup untuk mengatasi banjir di segmen Kali Banyulangsih yang ditinjau.

### **7.2 Saran**

Data-data yang digunakan untuk perencanaan masih kurang, sehingga hasil perencanaan belum sepenuhnya tepat. Contohnya untuk pemilihan dan desain spillway yang bisa berubah karena

kondisi tanah yang tidak sesuai dengan desain yang telah diberikan dalam tugas akhir ini.

## DAFTAR PUSTAKA

- BNPB. 2019. **Peta Daerah Terdampak Banjir Kabupaten Tuban**,  
<URL:<http://geospasial.bnpb.go.id/2019/03/21/petakejadian-banjir-kab-tuban-jawa-timur-6-maret-2019/>>.
- Tim Perencana Waduk Jadi III. 2019. **Laporan Akhir Feasibility Study Waduk Pengendali Banjir di Desa Jadi Kecamatan Semanding Kabupaten Tuban Tahun Anggaran 2017**. Tuban.
- Devine. 2018. **Lesson 50 – The Standard Normal**,  
<URL:<http://www.dataAnalysisclassroom.com/lesson50/>>
- Bejestan, M. S., Neisi K. 2009. **A New Roughened Bed Hydraulic Jump Stilling Basin**,  
<URL:<https://scialert.net/fulltext/?doi=ajaps.2009.436.445>>
- BSN. 2015. **SNI 1724:2015, Analisis Hidrologi, Hidraulik, dan Kriteria Desain Bangunan di Sungai**. Badan Standarisasi Nasional: Jakarta
- Prawati. 2017. **Penentuan Jarak Antar Stasiun Hujan dengan Metode Kagan Rodda di Das Kedunglarangan Kabupaten Pasuruan Provinsi Jawa Timur**. Malang.
- Harijadi. 2015. **Analisis Banjir Way Besai dengan Model Matematis Unsteady Flow Menggunakan Software Hec-RAS**. Lampung.
- Chow, V. T. 1959. **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw-Hill.



- Chow, V. T. 1988. **Applied Hydrologys**. New York: McGraw-Hill.
- CIRIA, French Ministry of Ecology, & USACE. 2013. **The International Levee Handbook**. London: CIRIA.
- Kamiana, I. M. (2011). **Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air**. Yogyakarta: Graha Ilmu.
- Triatmodjo, B. 2008. **Hidrologi Terapan (4th ed.)**. Beta Offset.
- USBR. 1987. **Design of small Dams. United States Department of Bureau of Reclamation**. Washington DC: USBR.
- USDA-NRCS. 2014. **National Engineering Handbook, Part 630, Chapter 17: Flood Routing. In National Engineering Handbook**. Washington DC: USDA.
- Sosrodarsono S., Takeda K.. 1989. **Bendungan Type Urugan**, Jakarta: Pradnya Paramita

## BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Sukabumi, 16 Desember 1998, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN 005 Lubuk Baja & SD Harapan Utama Batam, SMPN 6 Batam, dan SMAN 3 Batam. Setelah lulus dari SMA tahun 2015, Penulis mengikuti Ujian Masuk Program D-IV ITS dan diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil FV-ITS pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP. 10111510000083. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini Penulis mengambil Bidang Studi Rekayasa Bangunan Keairan. Penulis sempat aktif di kegiatan Kemahasiswaan sebagai anggota dan pengurus Unit Kegiatan Mahasiswa (UKM) Musik ITS tahun 2015-2017. Penulis dapat dihubungi melalui *email*: kbagas66@gmail.com

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

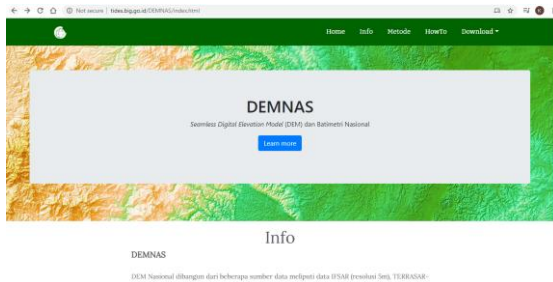
## LAMPIRAN A

### LANGKAH PENGGUNAAN ARC-MAP

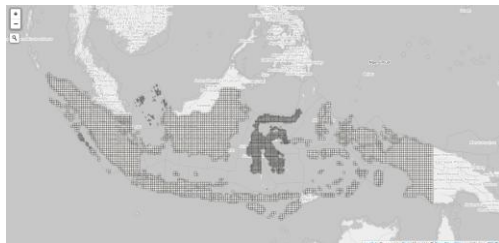
#### 1. Delineasi DAS

##### 1.1 Load Peta DEM sebagai Layer di ArcMap

- a. Mendownload peta DEM dari <http://tides.big.go.id/>. Untuk mengakses fitur download, maka perlu registrasi akun dan *login*. Setelah *login* akan muncul peta DEM untuk berbagai wilayah di Indonesia. Download peta DEM wilayah yang akan ditinjau.

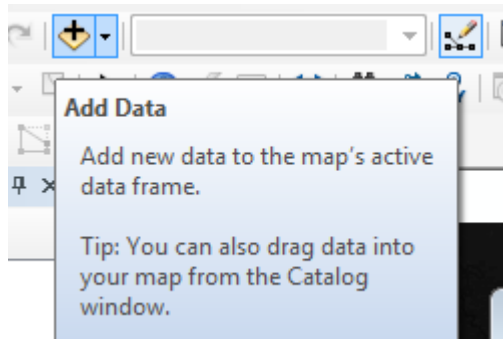


**Gambar LA. 1** Tampilan Website  
<http://tides.big.go.id/>

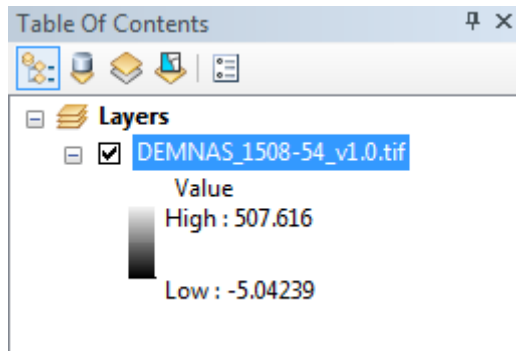


**Gambar LA. 2** Tampilan Pilihan Peta DEM  
yang Tersedia

- b. Dalam aplikasi Arc-Map, pilih menu “*add data*”, kemudian pilih file peta DEM yang sudah di download tadi. Peta DEM akan muncul sebagai layer di dalam Arc-Map.



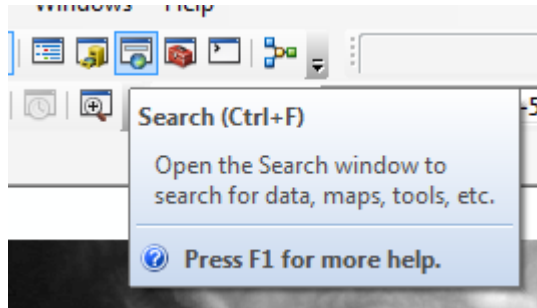
**Gambar LA. 3** Menu *add data*



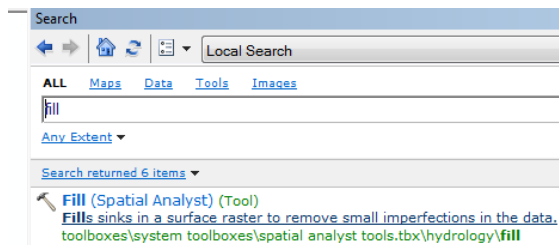
**Gambar LA. 4** Layer Peta DEM yang telah di *add*

## 1.2 Menggunakan Tool “Fill”

- a. Pilih menu “*search* atau *ctrl+f*”, kemudian ketik “*Fill*” dalam kolom pencarian. Pilih menu *Fill (Spatial Analyst)*.



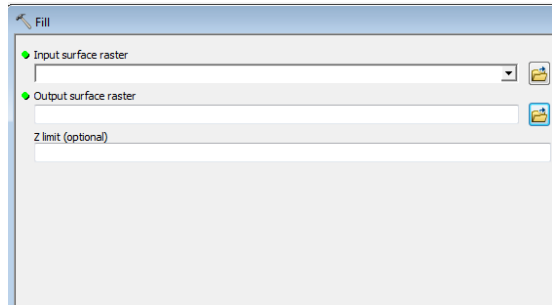
**Gambar LA. 5** Menu *Search*



**Gambar LA. 6** Hasil pencarian *tool Fill*

- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer peta DEM yang sudah ada sebelumnya sebagai “*Input Surface Raster*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer peta DEM dari “*Table of Contents*” ke kolom “*Input Surface Raster*”. Klik “OK”.

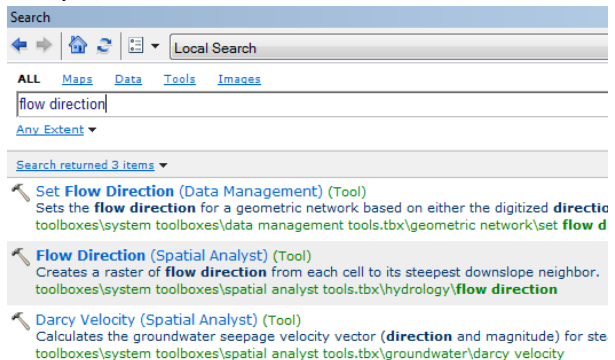
Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu peta DEM yang sudah diproses dengan fitur *Fill*.



**Gambar LA. 7** Tampilan *tool Fill*

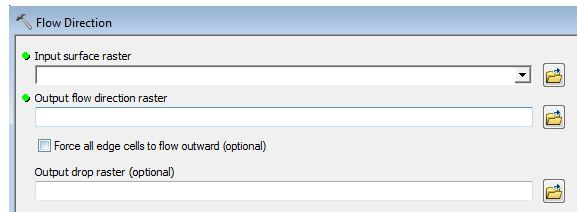
### 1.3 Menggunakan *Tool “Flow direction”*

- a. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan *Flow direction* di kolom pencarian. Pilih “*Flow direction (Spatial Analyst)*”



**Gambar LA. 8** Hasil Pencarian *Tool Flow direction*

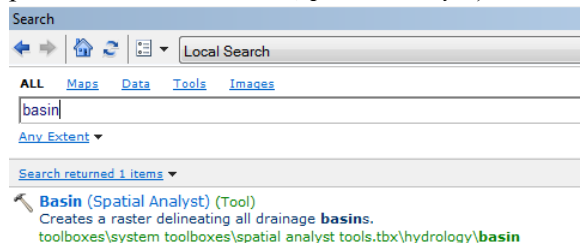
- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer hasil “Fill” yang sudah ada sebelumnya sebagai “Input Surface Raster” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer Fill dari “Table of Contents” ke kolom “Input Surface Raster”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “Table of Contents”, yaitu file Fill yang sudah diproses dengan fitur *Flow direction*.



**Gambar LA. 9** Tampilan *Tool Flow direction*

#### 1.4 Menggunakan *Tool “Basin”*

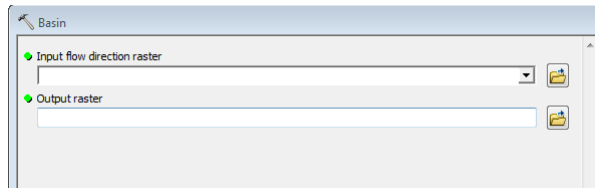
- a. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan “Basin” di kolom pencarian. Pilih “Basin (*Spatial Analyst*)”



**Gambar LA. 10** Hasil Pencarian *Tool Basin*



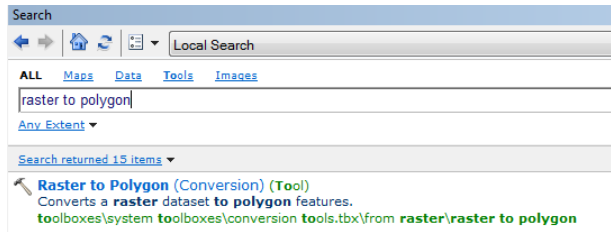
- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer hasil “*Flow direction*” yang sudah ada sebelumnya sebagai “input *Flow direction Raster*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “input *Flow direction Raster*”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file *Flow direction* yang sudah diproses dengan fitur *Basin*.



**Gambar LA. 11** Tampilan *Tool Basin*

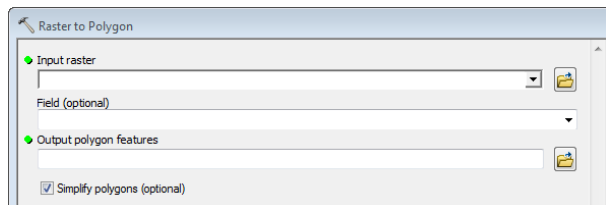
### 1.5 Menggunakan *Tool “Raster to Polygon”*

- a. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan “*Raster to Polygon*” di kolom pencarian. Pilih “*Raster to Polygon (Conversion)*”

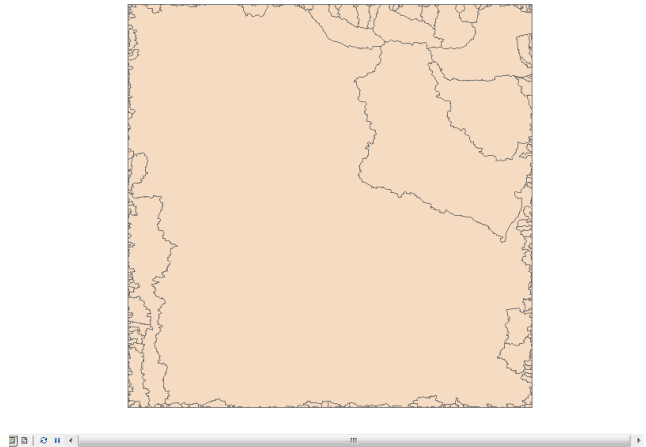


**Gambar LA. 12** Hasil Pencarian *Tool Raster to Polygon*

- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer hasil “*Basin*” yang sudah ada sebelumnya sebagai “input *Raster*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “input *Raster*”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file *Basin* yang sudah diproses dengan fitur *Raster to Polygon*. Hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.

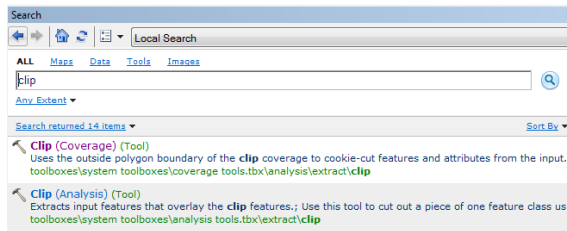


**Gambar LA. 13** Tampilan *Tool Raster to Polygon*



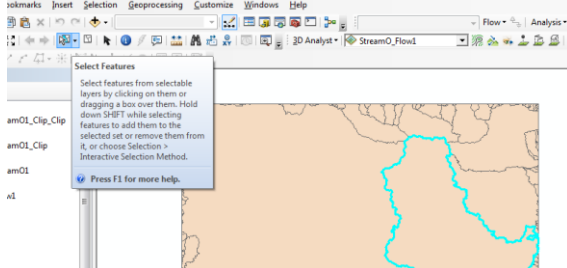
**Gambar LA. 14** Hasil Pengolahan Data  
Menggunakan *Tool Raster to Polygon*

- c. Dari peta DEM yang sudah diolah, akan muncul beberapa polygon. Polygon tersebut merupakan beberapa DAS yang ada dalam peta DEM. Jika hanya perlu mengolah satu atau sebagian DAS (Polygon), maka DAS tersebut perlu dipilih/dipisahkan dari yang lainnya. Caranya dengan menggunakan fitur “*Clip*”. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan “*Clip*” di kolom pencarian. Pilih “*Clip (Analysis)*”.



**Gambar LA. 15** Hasil Pencarian *Tool Clip*

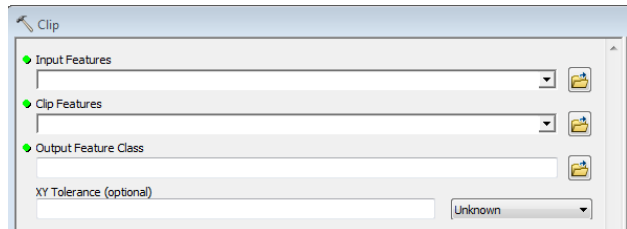
- d. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Sebelum memasukkan file ke kolom input features, terlebih dulu seleksi polygon DAS yang akan dipilih. Caranya dengan mengklik menu *Select Features*, kemudian klik DAS yang ingin dipilih. Hasilnya dapat dilihat dalam gambar berikut.



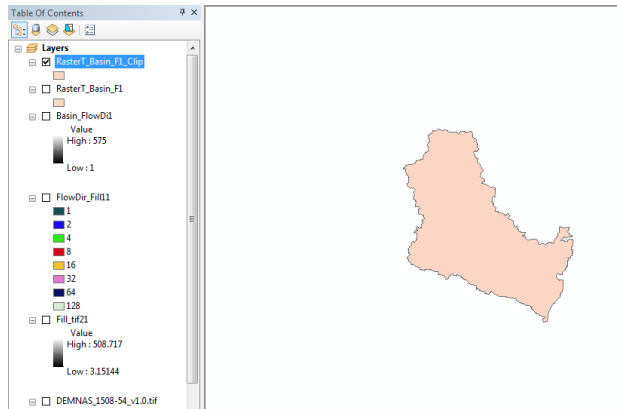
**Gambar LA. 16** Seleksi Polygon DAS yang akan Ditinjau

- e. Selanjutnya, baru dapat dipilih layer hasil “*Raster to Polygon*” yang sudah ada sebelumnya sebagai “input features” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “input features”. Kemudian pilih layer hasil “*Raster to Polygon*”

yang sama sebagai “*Clip features*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “*Clip features*”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file *Raster to Polygon* yang sudah diproses dengan fitur *Clip*. Dengan mematikan layer lainnya, dan menyisakan layer hasil *Clip*, hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.



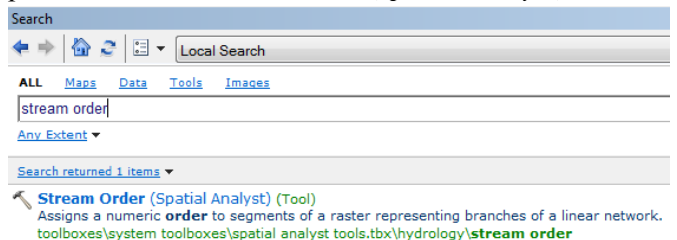
**Gambar LA. 17** Tampilan *Tool Clip*



**Gambar LA. 18** Hasil Penggunaan *Tool Clip*

## 1.6 Menggunakan *Tool* “Stream Order”

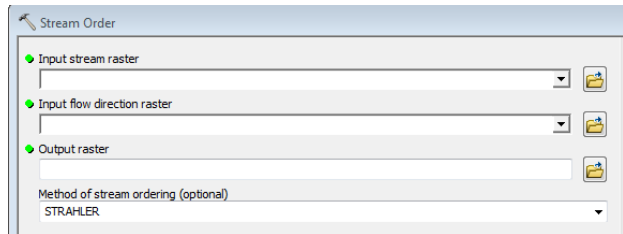
- a. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan “stream order” di kolom pencarian. Pilih “stream order (*Spatial Analyst*)



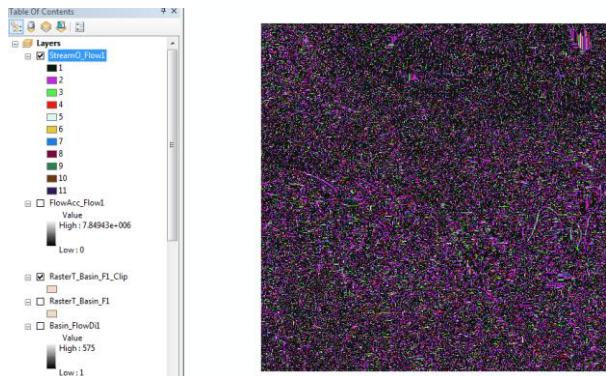
**Gambar LA. 19** Hasil Pencarian *Tool Stream Order*

- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer hasil “*Flow direction*” yang sudah ada

sebelumnya sebagai “*Input Stream Raster*” dan “*input Flow direction Raster*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kedua kolom tersebut. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file *Flow direction* yang sudah diproses dengan fitur stream order. Hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.



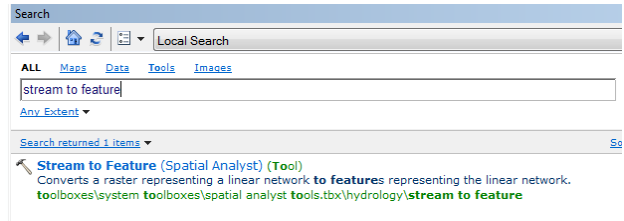
**Gambar LA. 20** Tampilan *Tool Stream Order*



**Gambar LA. 21** Hasil Penggunaan *Tool Stream Order*

### 1.7 Menggunakan *Tool* “Stream to Feature”

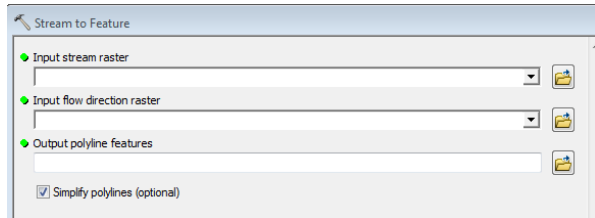
- a. Selanjutnya pilih menu search seperti pada langkah 3, dan ketikkan “stream to feature” di kolom pencarian. Pilih “stream to feature (*Spatial Analyst*)”



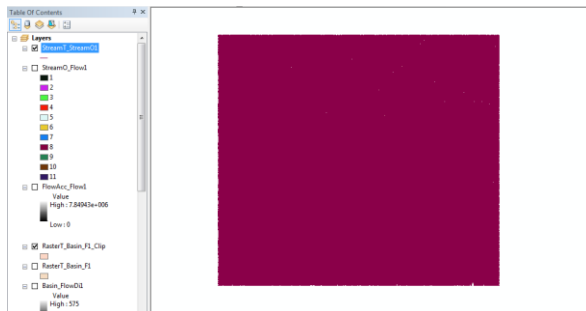
**Gambar LA. 22** Hasil Pencarian *Tool Stream to Feature*

- b. Akan muncul tampilan seperti gambar berikut. Pilih layer hasil “stream order” sebelumnya sebagai “*Input Stream Raster*” dan “input *Flow direction Raster*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom tersebut. Selanjutnya pilih layer hasil “*Flow direction*” sebelumnya sebagai “input *Flow direction Raster*”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file stream order yang sudah diproses dengan fitur stream to feature. Hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.



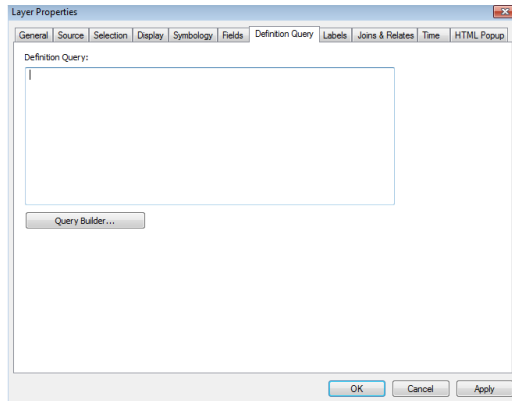


**Gambar LA. 23** Tampilan *Tool Stream to Feature*



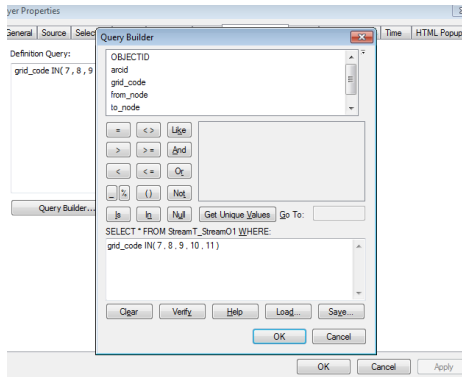
**Gambar LA. 24** Hasil Pengolahan Data Menggunakan *Tool Stream to Feature*

- 1.8 Menentukan Aliran Sungai yang akan Ditampilkan
  - a. Setelah didapat layer hasil stream to feature, maka layer tersebut perlu diubah definition query nya, tujuannya untuk membatasi orde sungai yang akan ditampilkan. Caranya dengan mengklik kanan pada layer hasil stream to feature pada *Table of Contents*, kemudian pilih definition query. Klik query builder.



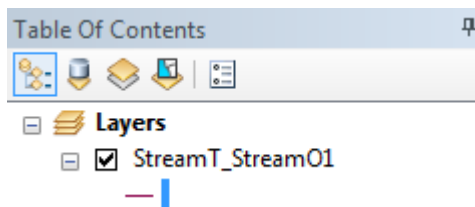
**Gambar LA. 25** Tampilan *Tab Definition Query*

- b. Setelah muncul tab query builder, klik `grid_code`, lalu klik `get unique values`. Akan muncul angka angka yang menunjukkan orde sungai. Agar tidak semua orde sungai yang ditampilkan, maka perlu dipilih sesuai angka orde yang diinginkan. Misalnya dalam contoh ini, ada 11 orde. Yang akan ditampilkan hanya 5 orde, yaitu orde 7 sampai 11. Caranya klik `grid_code` 2 kali, kemudian klik simbol “in”, kemudian klik simbol “()”, kemudian klik di antara kedua kurung, pilih 7 dari kolom unique values, kemudian ketik koma (,) di key board, kemudian pilih 8 dari kolom unique values, kemudian ketik koma lagi di keyboard, begitu seterusnya hingga pilih 11 dari kolom unique values. Isi kolom query builder dapat dilihat dalam gambar berikut. Kemudian klik “OK”.

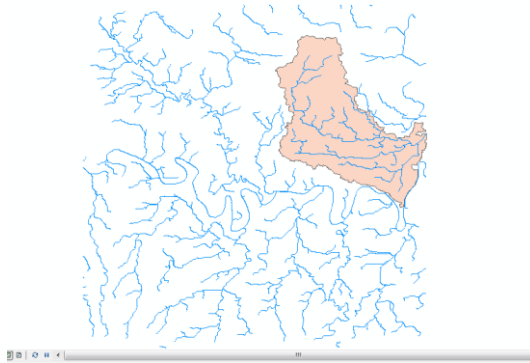


**Gambar LA. 26** Tampilan *Tab Query Builder*

- c. Ubah warna sungai menjadi biru dengan cara klik 2 kali pada garis seperti pada gambar berikut. Kemudian ganti dengan warna biru, klik “OK”. Hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.



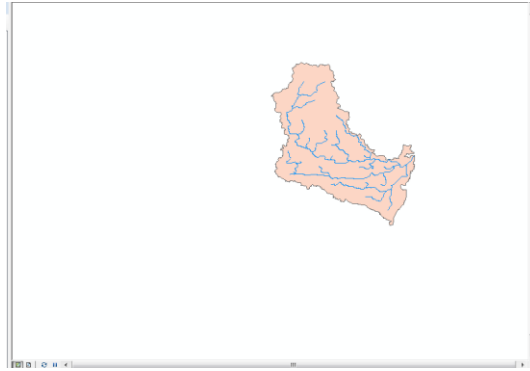
**Gambar LA. 27** Garis yang akan diubah Warnanya Menjadi Biru



**Gambar LA. 28** Hasil Pemilihan Orde Sungai dan Perubahan Warna menjadi Biru

#### 1.9 Menggunakan Tool “Clip” untuk Memilih Aliran Sungai yang Masuk ke Bagian DAS yang Dipilih

- a. Gunakan fitur *Clip*, seperti pada langkah 1.5 c. Kemudian untuk kolom dipilih layer hasil “stream to feature” yang sudah ada sebelumnya sebagai “input features” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “input features”. Kemudian pilih layer polygon DAS yang telah di “*Clip*” sebelumnya sebagai “*Clip features*” dari dropdown menu yang ada di sisi kanan, atau drag layer *Fill* dari “*Table of Contents*” ke kolom “*Clip features*”. Klik “OK”. Setelah proses selesai, maka akan muncul layer baru di “*Table of Contents*”, yaitu file stream feature yang sudah diproses dengan fitur *Clip*. Hasilnya dapat dilihat pada gambar berikut.



**Gambar LA. 29** Hasil Akhir Berupa DAS dan Aliran Sungainya setelah di”*Clip*”

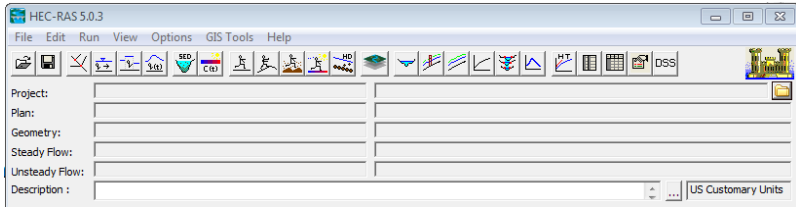
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **LAMPIRAN B**

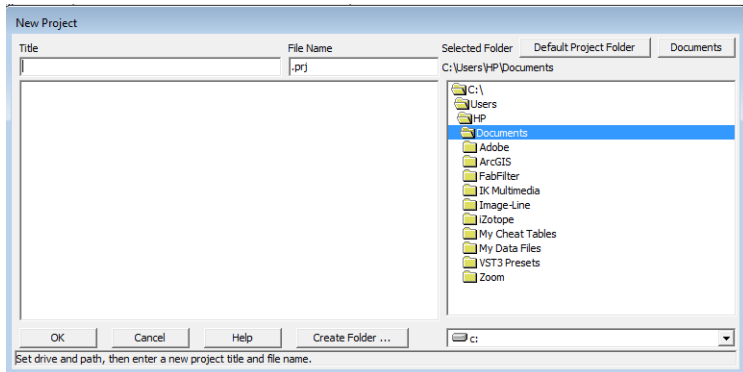
### **LANGKAH SIMULASI ALIRAN *UNSTEADY***

### **MENGUNAKAN HEC-RAS**

1. Pilih File, New Project. Masukkan nama project.

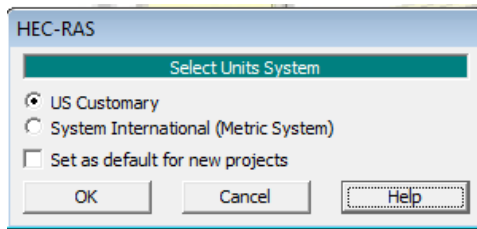


**Gambar LB. 1** Tampilan HEC-RAS  
(Sumber : Dokumentasi Pribadi)



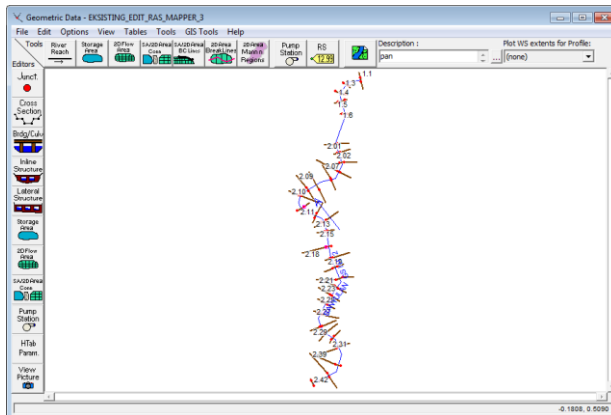
**Gambar LB. 2** Tampilan Input New Project  
(Sumber : Dokumentasi Pribadi)

2. Pilih Options, Unit System pilih sistem internasional untuk membuat data dalam satuan SI.



**Gambar LB. 3** Tampilan SelectUnit System  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)

3. Pilih Edit / Enter Geometric Data. Gambar sket saluran yang ditinjau.



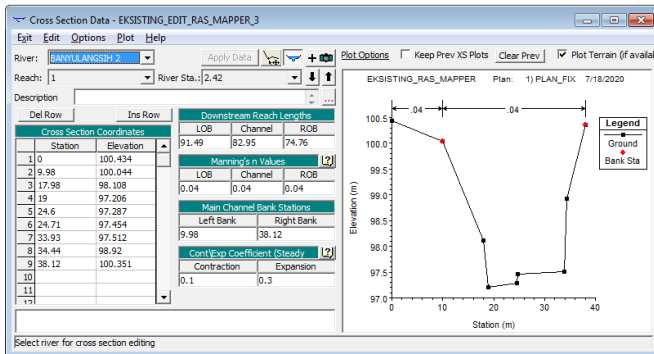
**Gambar LB. 4** Tampilan Geometric Data  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)

4. Pilih Cross Section, Options, Add New Cross Section. Masukkan data untuk masing-masing cross section yang meliputi:
  - a. Jarak antar stasiun sungai
  - b. Angka Manning bantaran kiri, kanan dan saluran utama.



- c. Jarak bantaran kiri, kanan dan saluran utama terhadap cross section selanjutnya.
- d. Koefisien kontraksi dan ekspansi menggunakan input yang sudah diberikan yaitu 0,1 dan 0,3.

Setelah semua data cross section selesai dimasukkan, pada geometric data akan tampak titik-titik stasiun sungai.



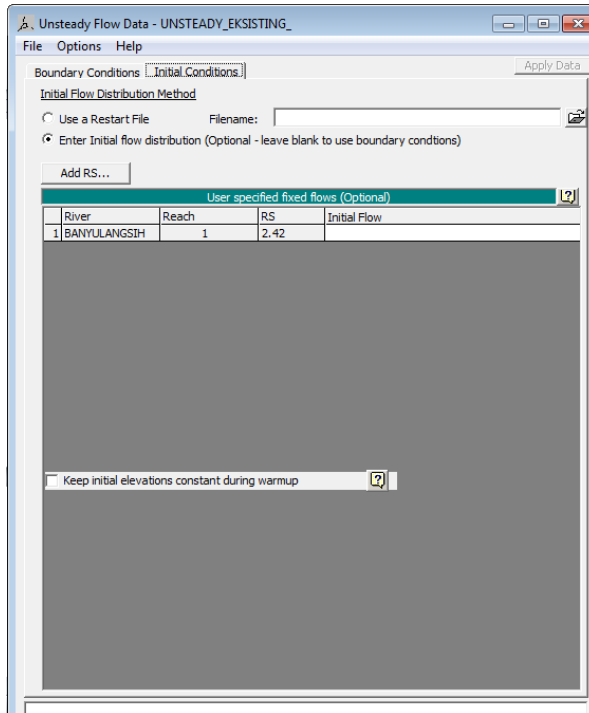
**Gambar LB. 5** Tampilan Cross Section Data  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)

5. Pilih Edit / Enter Unsteady Flow Data. Masukkan data debit yang akan dihitung.

	River	Reach	RS	Boundary Condition
1	BANYULANGSIH	1	2.42	Flow Hydrograph
2	BANYULANGSIH	1	2.02	Lateral Inflow Hydr.
3	BANYULANGSIH	1	1.1	Normal Depth

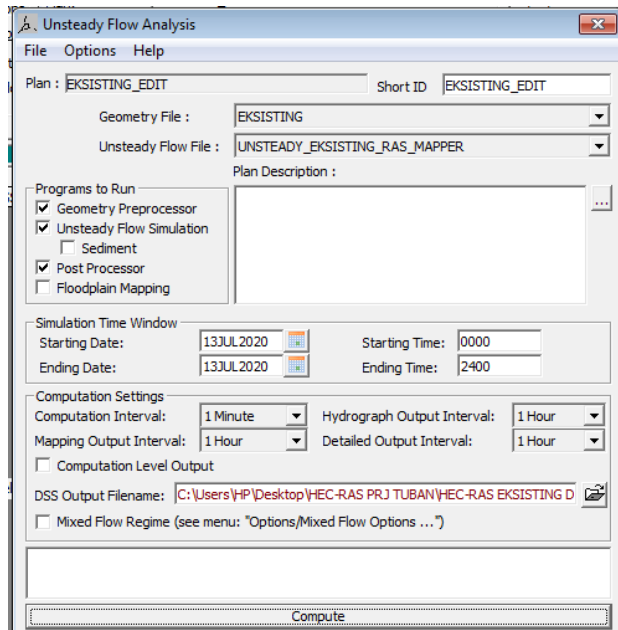
**Gambar LB. 6** Tampilan Unsteady Flow Data  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)

6. Pilih initial conditions unsteady flow data, pilih keadaan aliran yang sesuai dengan saluran yang dianalisis.

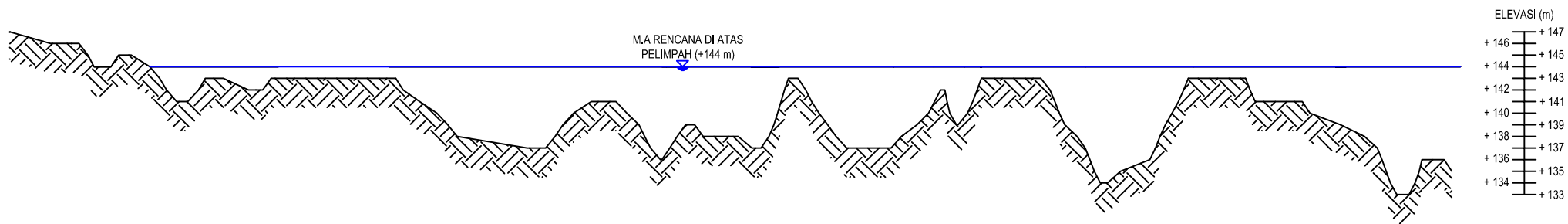
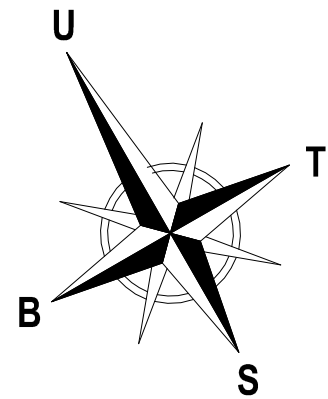
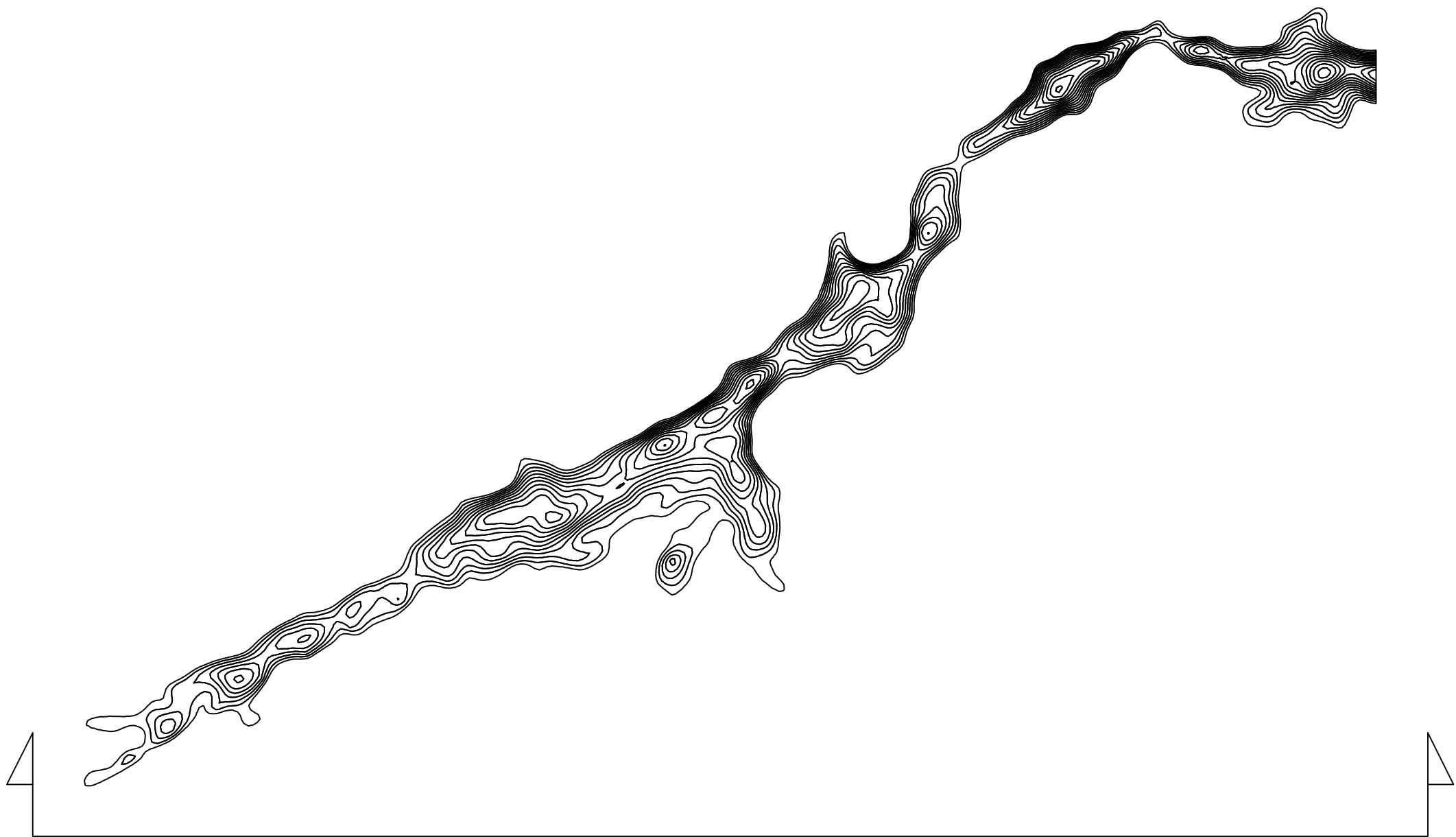


**Gambar LB. 7** Initial Condition untuk Unsteady Flow  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)

7. Pilih Perform an unsteady form simulation. Kemudian pilih geometry dan unsteady flow file yang akan disimulasikan . Selain itu centang proses yang akan dilakukan dalam kolom programs to run. Kemudian tentukan simulation time dan computation settings sesuai yang diinginkan



**Gambar LB. 8** Tampilan Perform Unsteady Flow  
(Sumber: Dokumentasi Pribadi)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

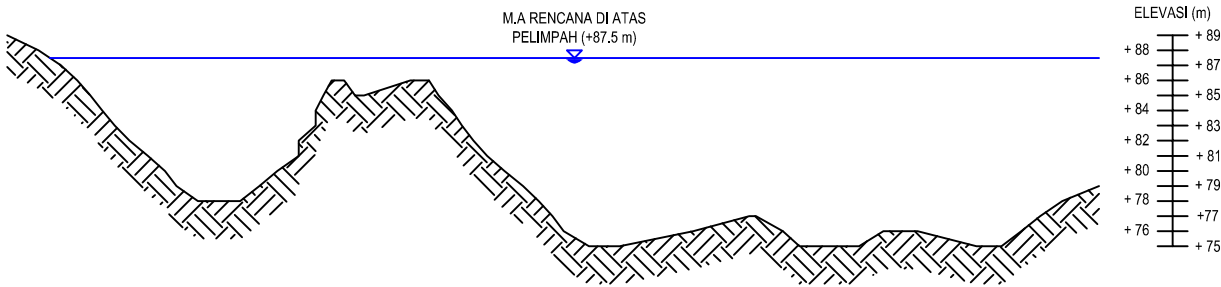
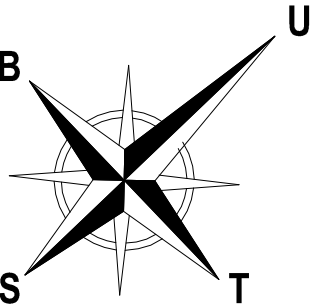
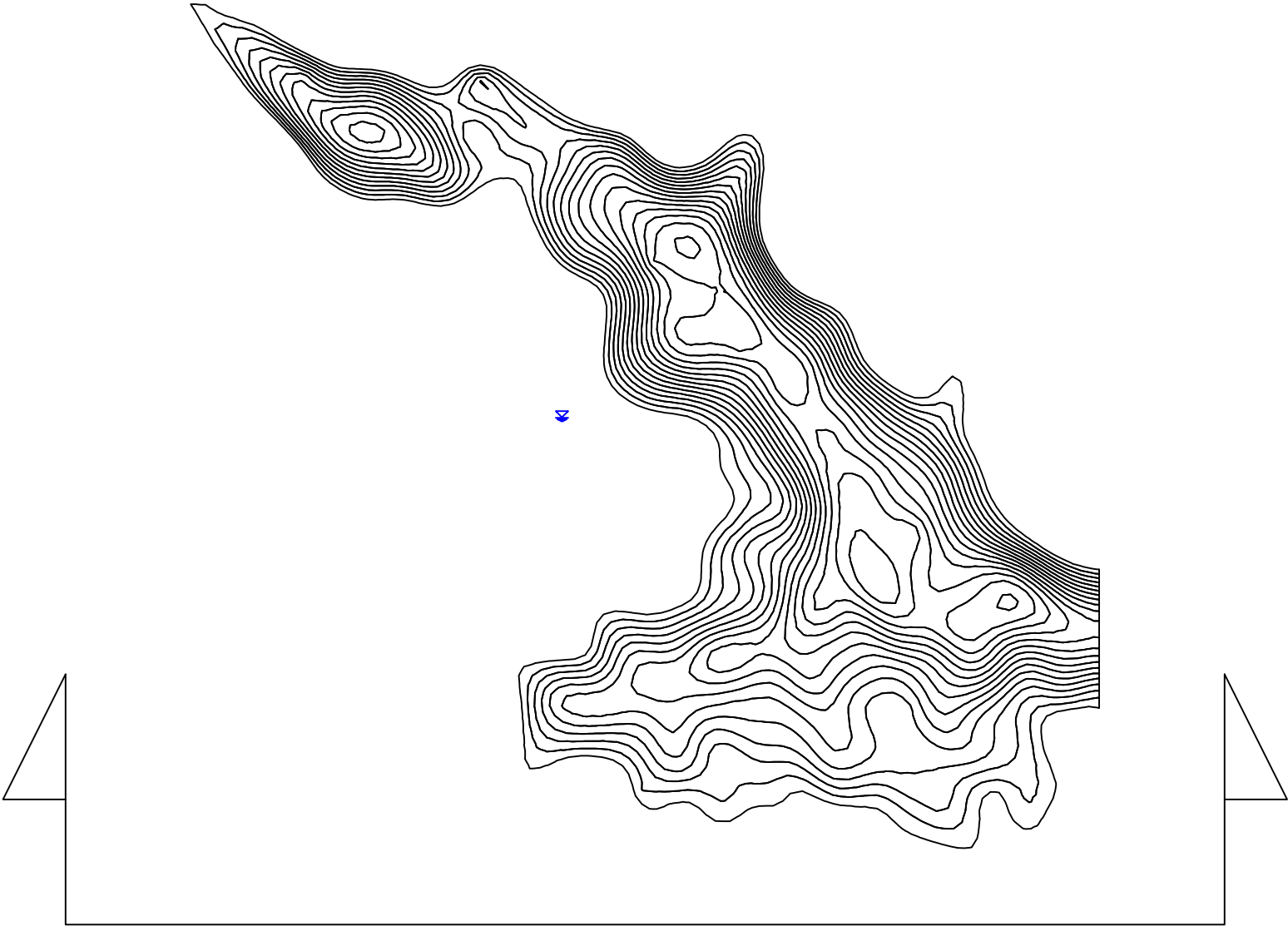
Judul Tugas Akhir:

PERENCANAAN LONG STORAGE DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR  
LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar:

Tampak Atas dan Potongan Memanjang Long Storage 1

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>1</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SKALA 1 : 10000</b>	

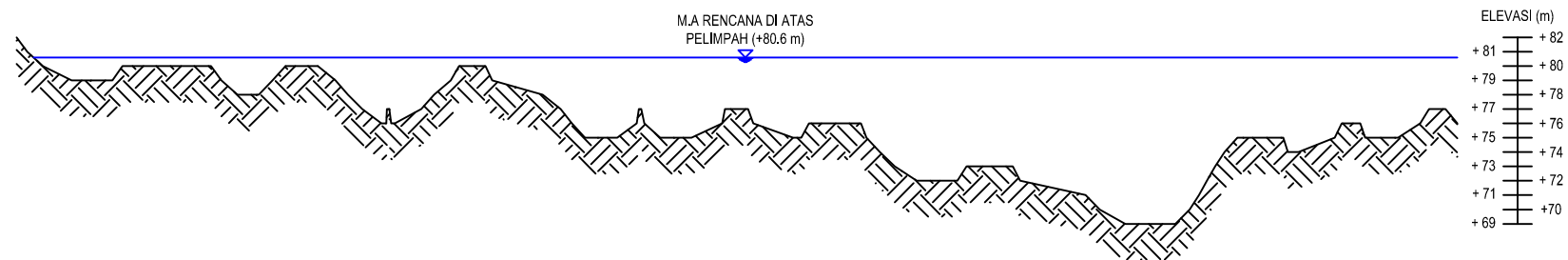
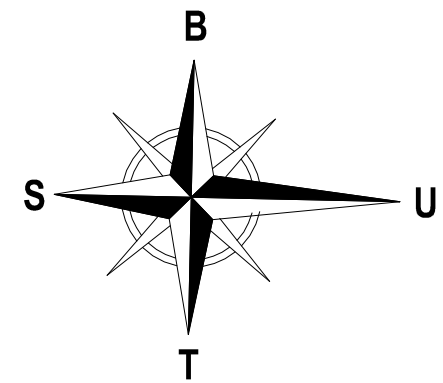
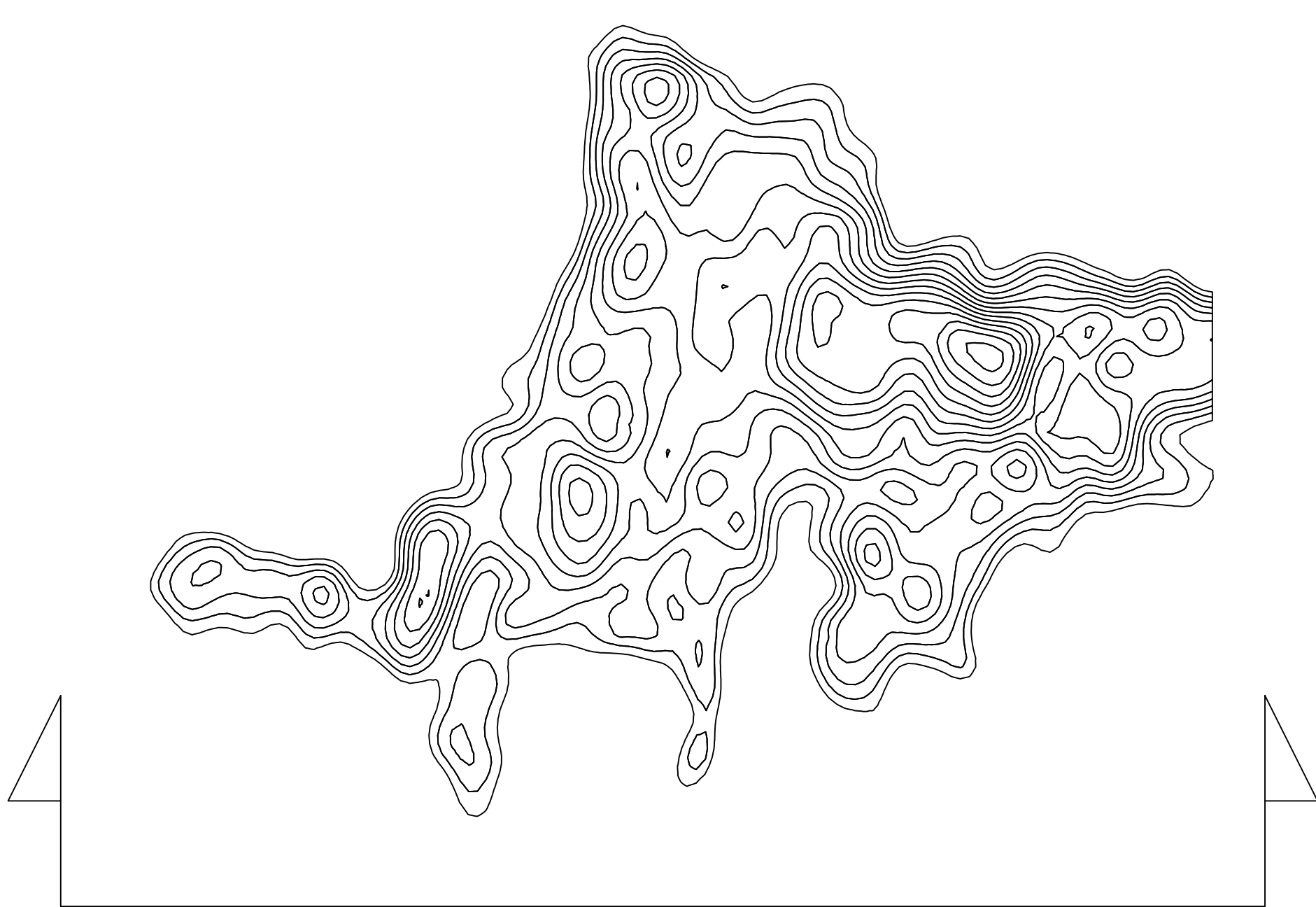



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

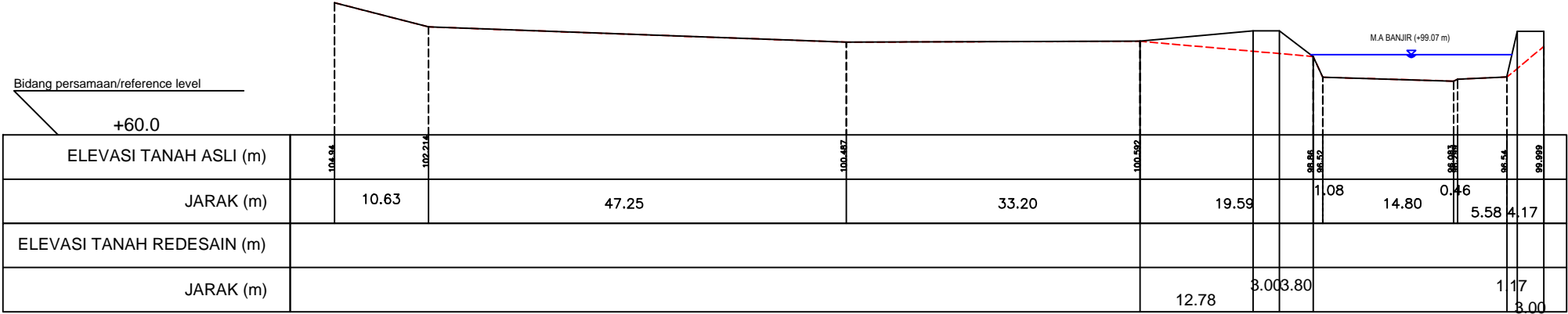
Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN LONG STORAGE DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR  
LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Tampak Atas dan Potongan Memanjang Long Storage 2

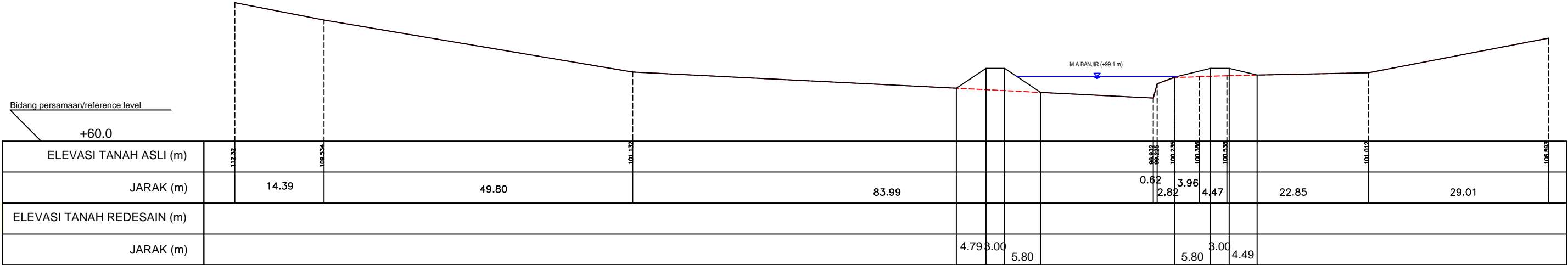
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 2	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 5000	



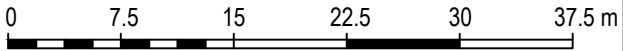
 <div>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</div>			
Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN <i>LONG STORAGE</i> DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR			
Judul Gambar: Tampak Atas dan Potongan Memanjang <i>Long Storage</i> 3			
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>3</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SKALA 1 : 5000</b>	



POTONGAN 2.38



POTONGAN 2.39



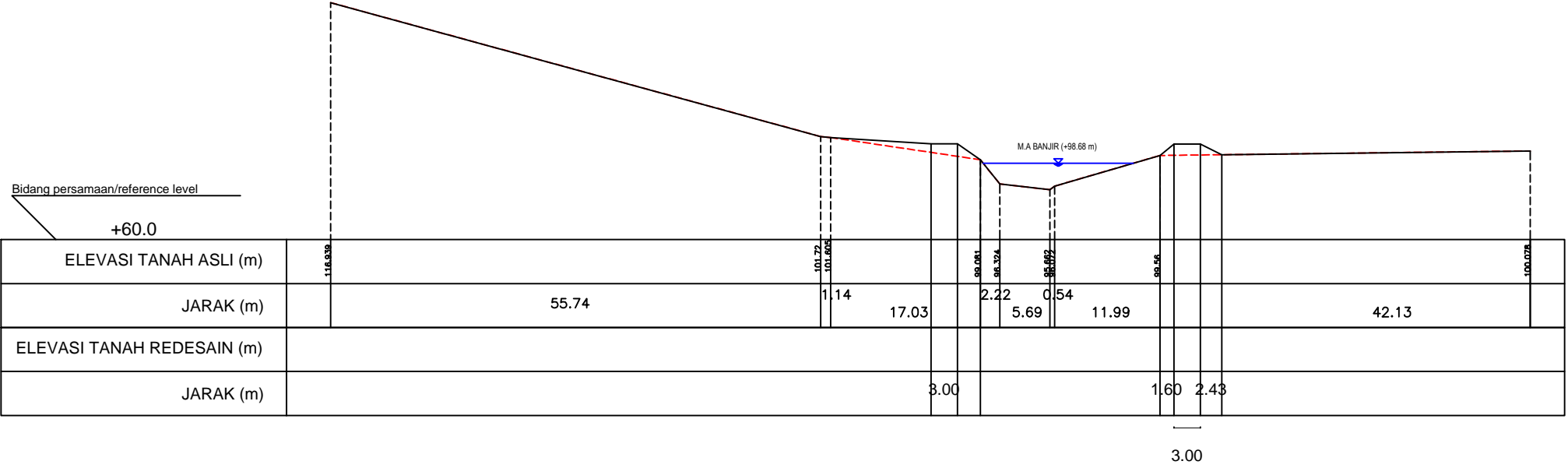
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

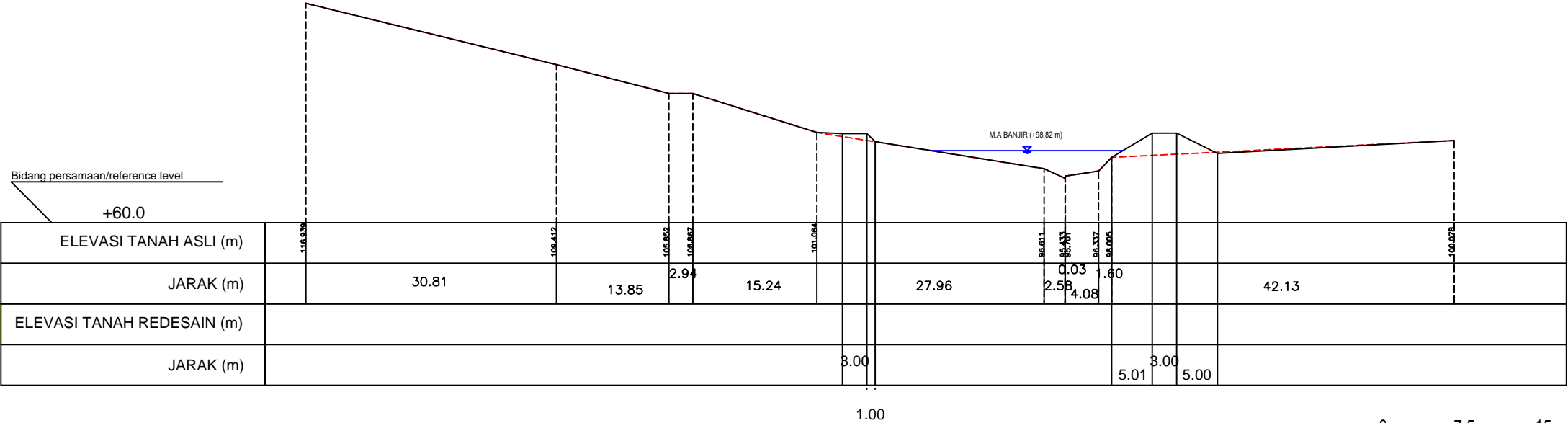
Judul Gambar: Potongan Melintang Redesain Saluran

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 4	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 375	

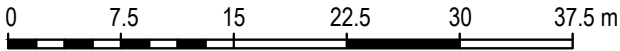




POTONGAN 2.34



POTONGAN 2.35

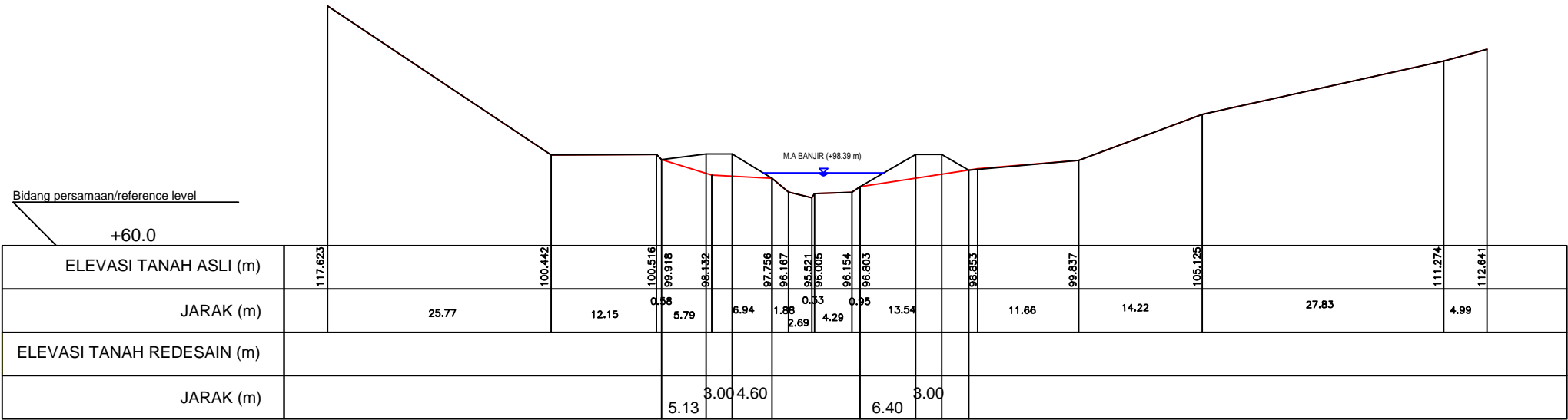


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

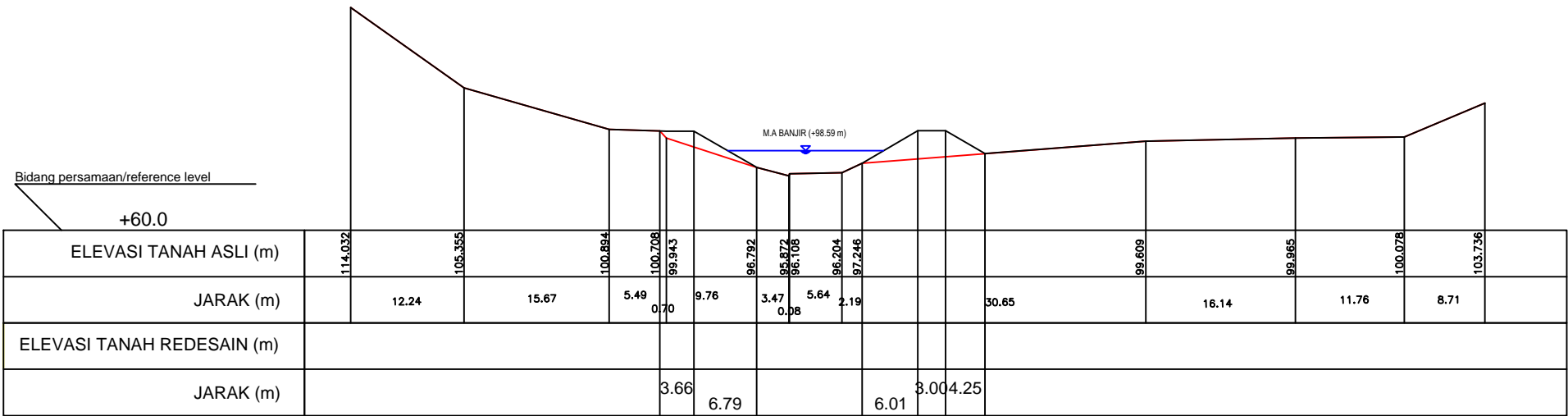
Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Potongan Melintang Redesain Saluran

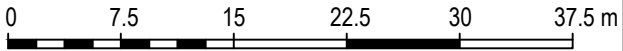
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 5	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 375	



POTONGAN 2.29



POTONGAN 2.30

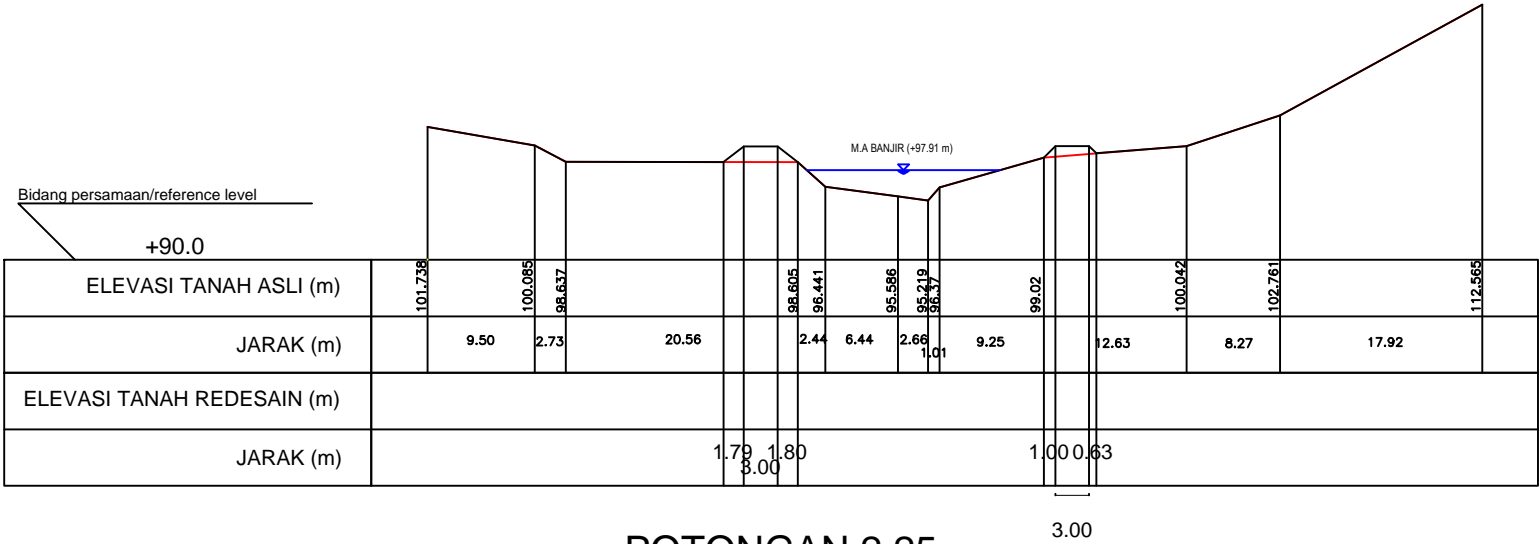


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

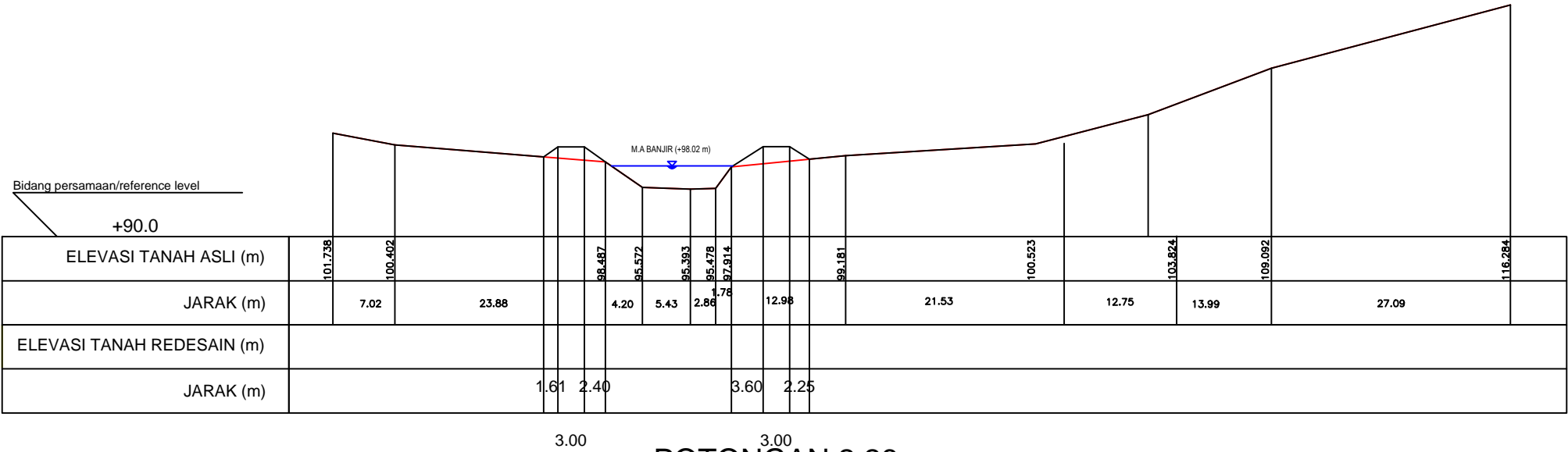
Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Potongan Melintang Redesain Saluran

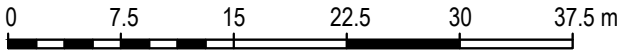
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 6	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 375	



POTONGAN 2.25



POTONGAN 2.26

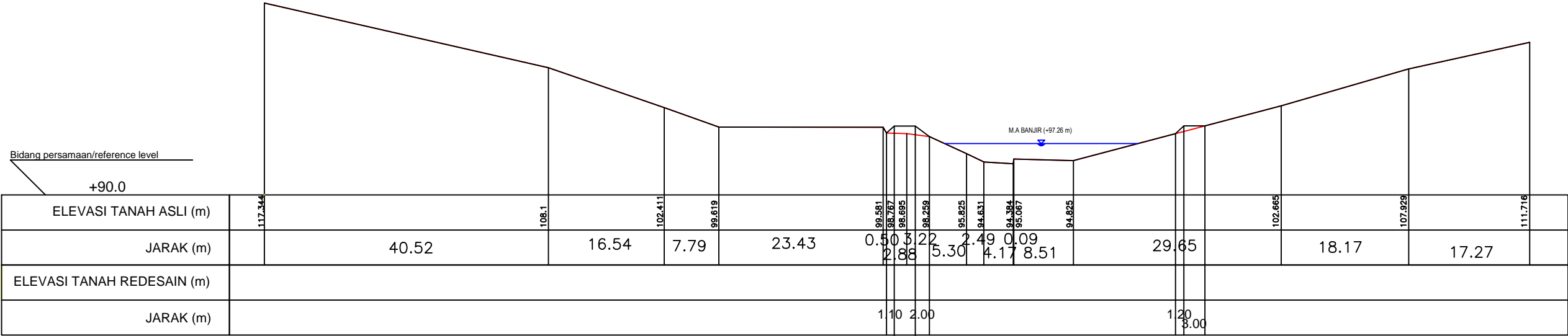


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

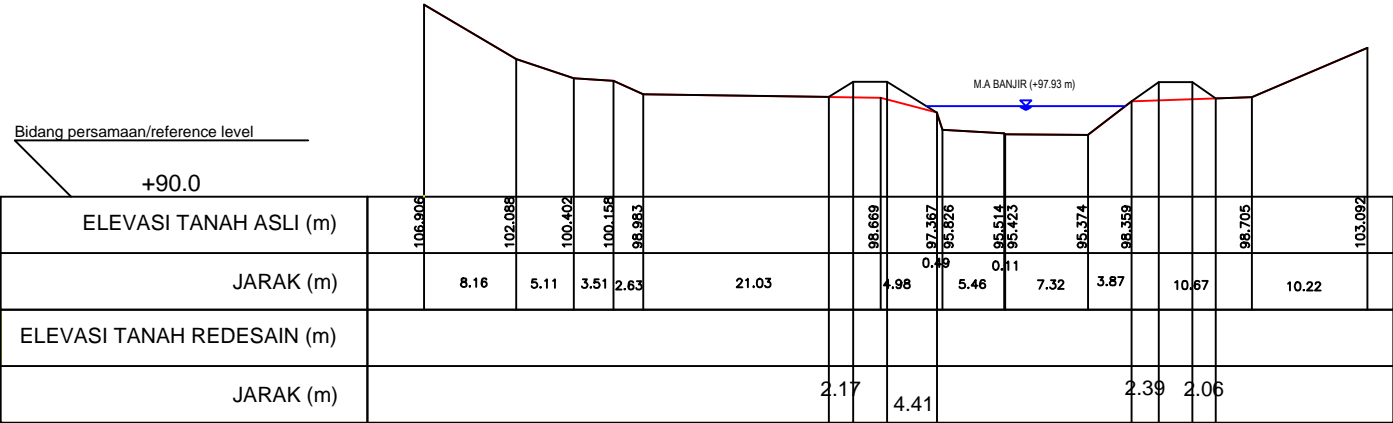
Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Potongan Melintang Redesain Saluran

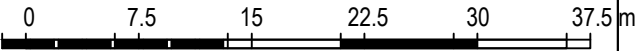
DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 7	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 375	



POTONGAN 2.20



POTONGAN 2.24

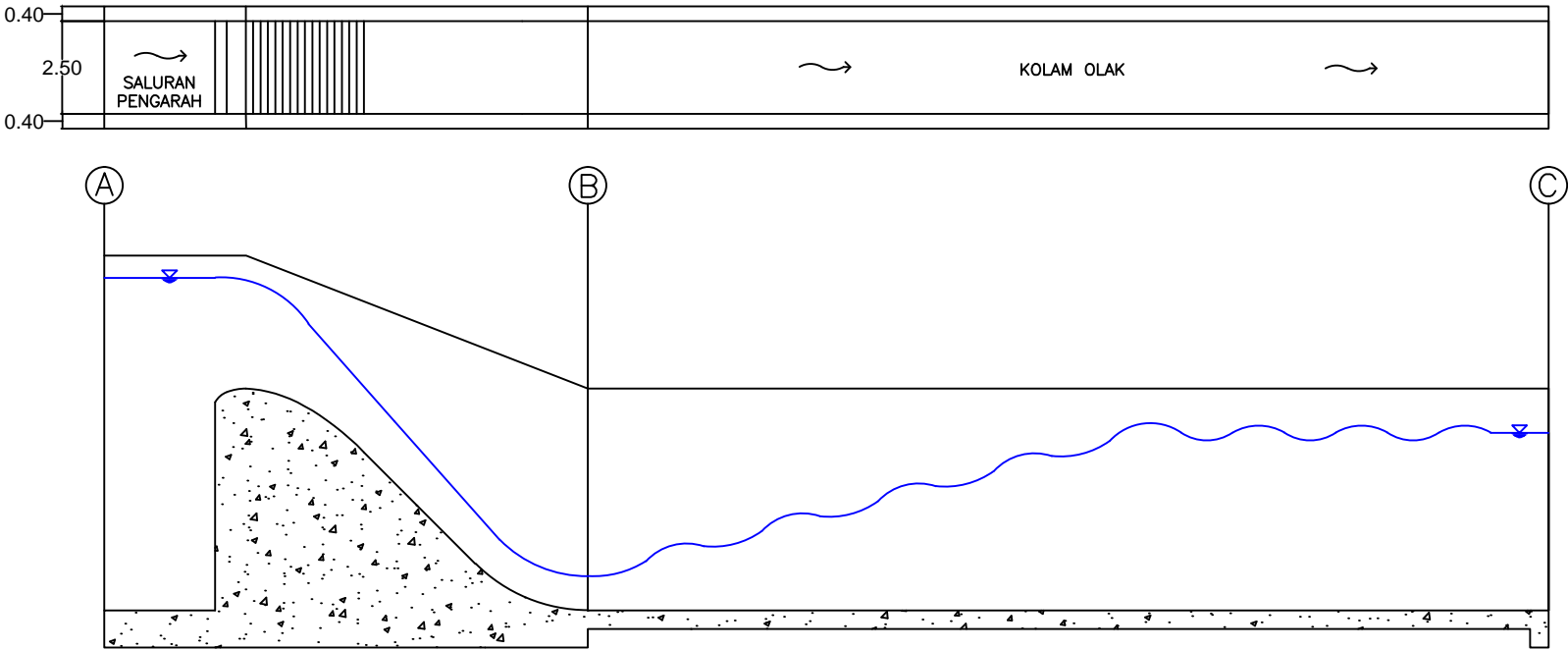


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Potongan Melintang Redesain Saluran

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 8	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 375	



Elevasi Dasar Pelimpah	+141	+135	+135
Elevasi Dinding Pelimpah	+144.6	+141	+141
Elevasi Muka Air	+144	+135.9	+139.8
Jarak Horizontal (m)		9.26	27.9

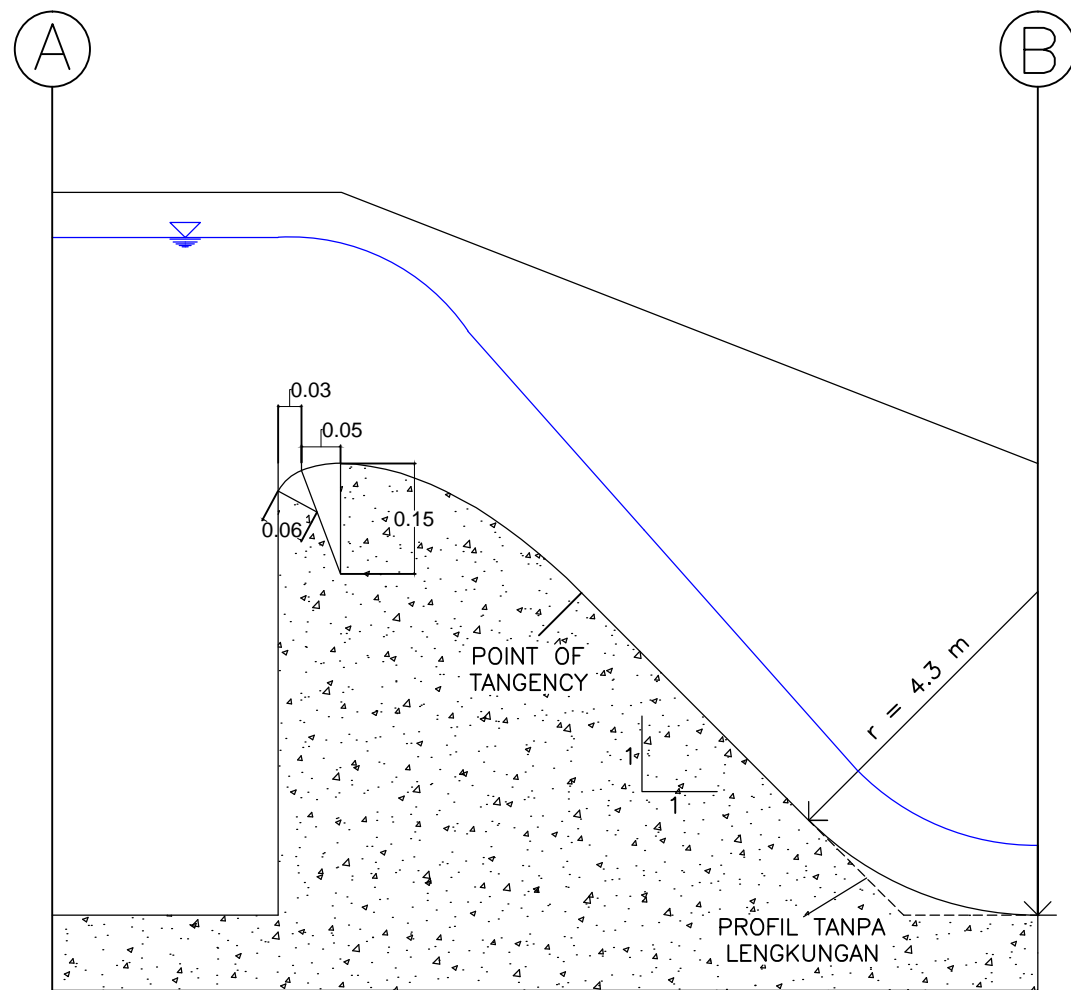


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Tampak Atas dan Potongan Memanjang *Spillway Long Storage 1*

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>9</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SKALA 1 : 200</b>	



Elevasi Dasar Pelimpah	+141	+139.28	+135
Elevasi Dinding Pelimpah	+144.6		+141
Elevasi Muka Air	+144		+135.9
Jarak Horizontal (m)		3.2	9.26

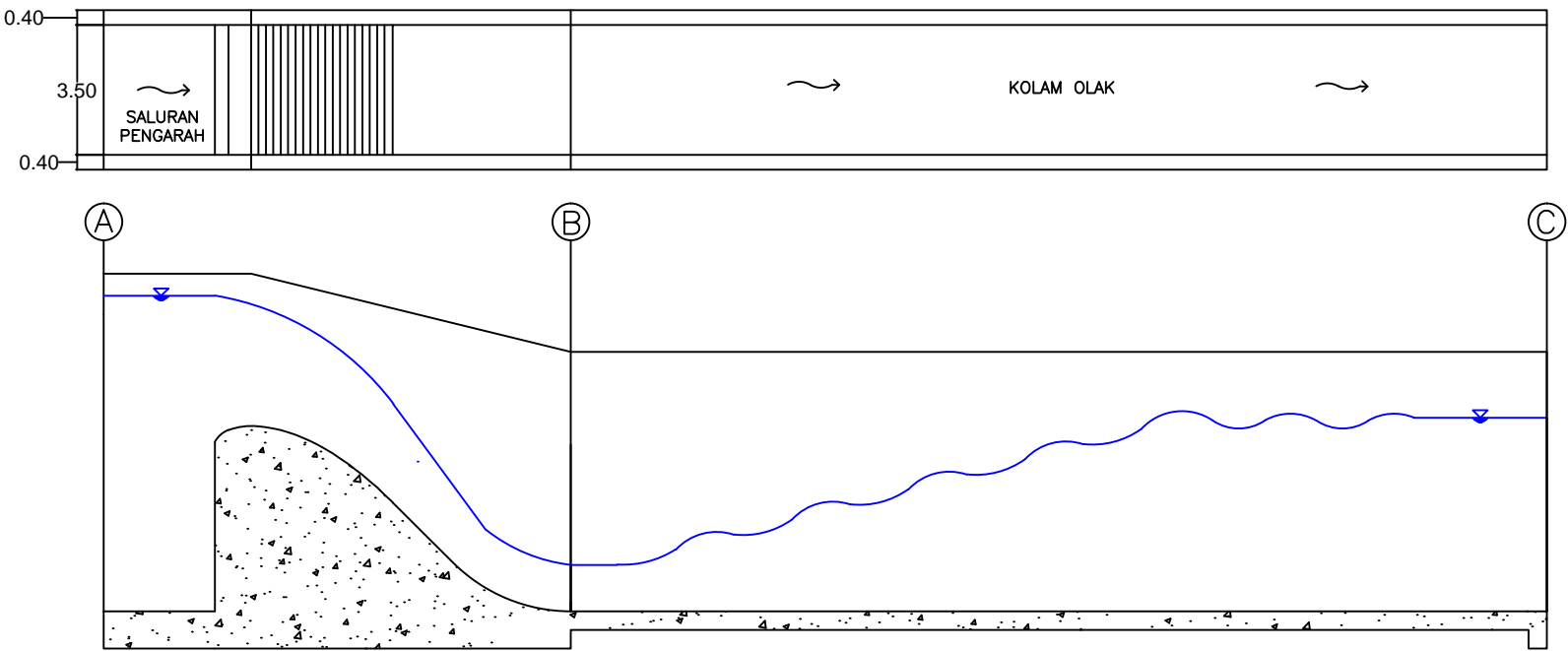


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Detail Potongan Memanjang Ambang *Spillway Long Storage* 1

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>10</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SKALA 1 : 100</b>	



Elevasi Dasar Pelimpah	+84	+79	+79
Elevasi Dinding Pelimpah	+90.1	+86	+86
Elevasi Muka Air	+87.5	+80.3	+84.2
Jarak Horizontal (m)		8.4	28.2

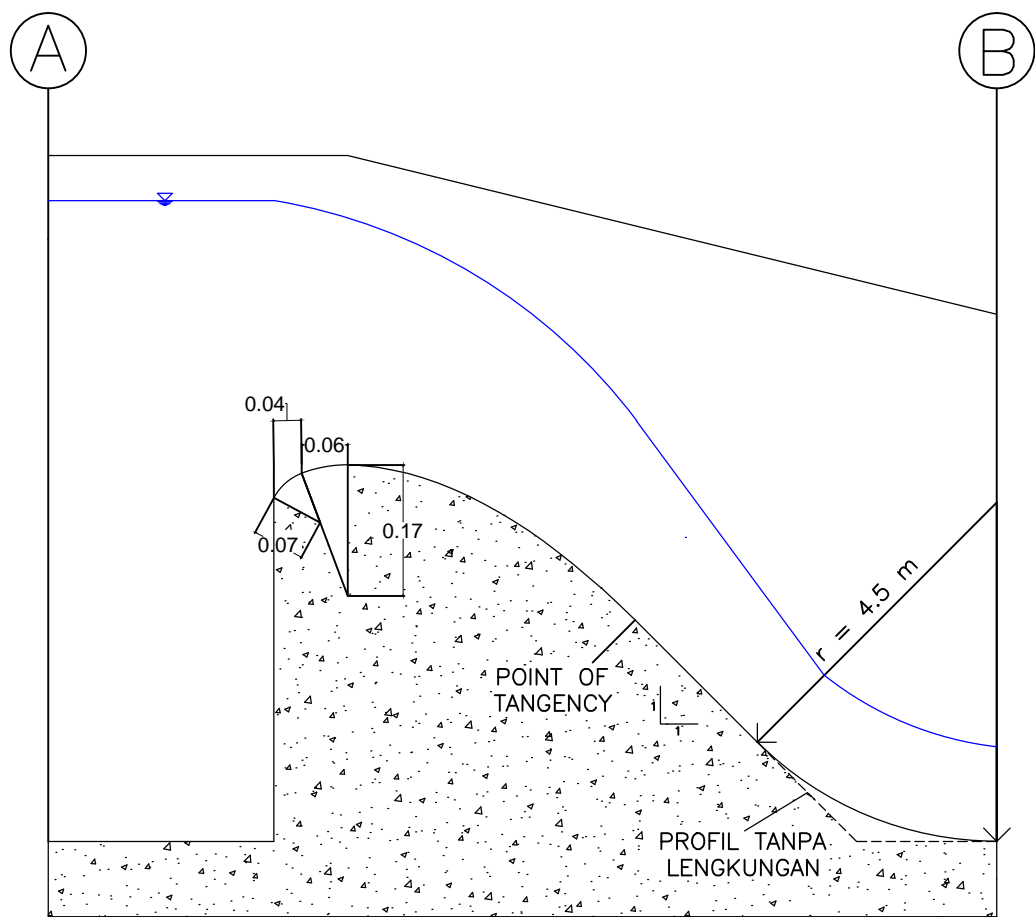


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Tampak Atas dan Potongan Memanjang Spillway Long Storage 2

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 11	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 200	



Elevasi Dasar Pelimpah	+84	+81.94	+79
Elevasi Dinding Pelimpah	+90.1		+86
Elevasi Muka Air	+87.5		+80.3
Jarak Horizontal (m)		3.8	4.8



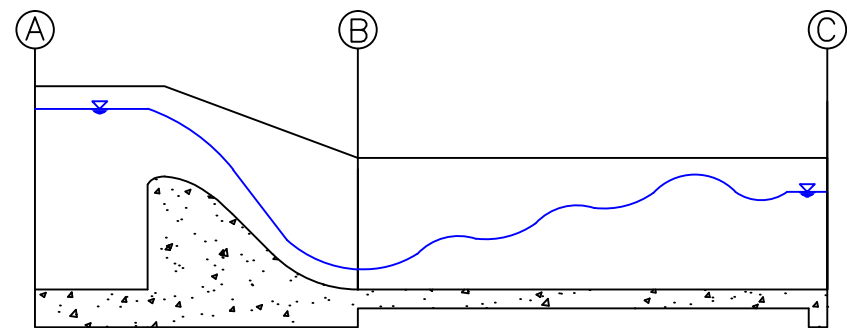
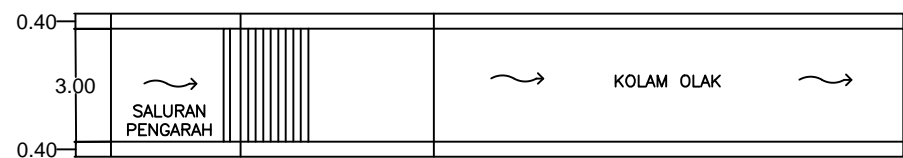
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Detail Potongan Memanjang Ambang *Spillway Long Storage 2*

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>12</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SKALA 1 : 100</b>	





Elevasi Dasar Pelimpah	+79	+76	+76
Elevasi Dinding Pelimpah	+81.2	+78.5	+78.5
Elevasi Muka Air	+80.6	+76.5	+78.6
Jarak Horizontal (m)		5.1	13.8

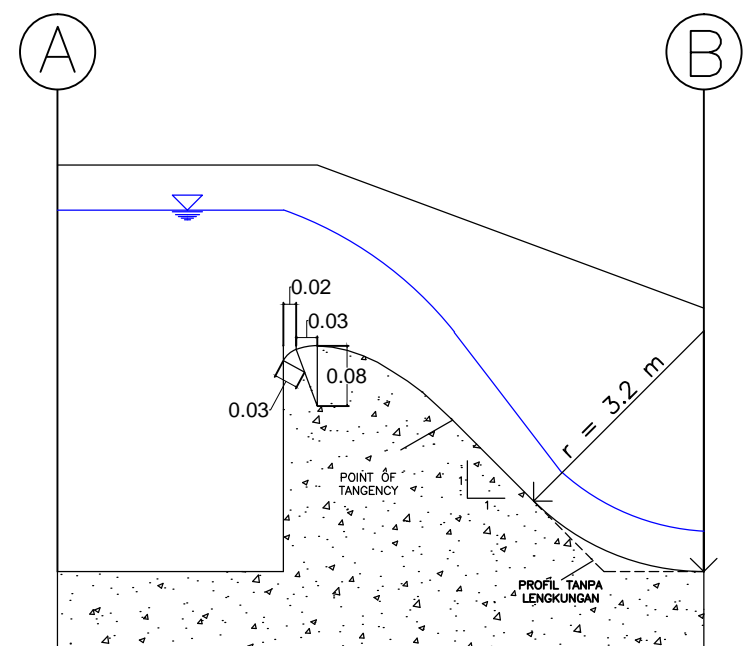


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Tampak Atas dan Potongan Memanjang Spillway Long Storage 3

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : 13	Jumlah : 14
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	SKALA 1 : 200	



Elevasi Dasar Pelimpah	+79	+78	+76
Elevasi Dinding Pelimpah	+81.2		+78.5
Elevasi Muka Air	+80.6		+76.5
Jarak Horizontal (m)		1.8	3.3



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Judul Tugas Akhir: PERENCANAAN WADUK DAN TANGGUL PENGENDALI BANJIR LUAPAN  
KALI BANYULANGSIH, KABUPATEN TUBAN JAWA TIMUR

Judul Gambar: Detail Potongan Memanjang Ambang *Spillway Long Storage* 3

DOSEN PEMBIMBING	Dr. Ir. Kuntjoro, M.T	No. Lembar : <b>14</b>	Jumlah : <b>14</b>
MAHASISWA	Kevin B A Mawuntu	<b>SALA 1 : 100</b>	