



TUGAS AKHIR

REDESAIN BENDUNGAN BAGONG DI KABUPATEN TRENGGALEK

ROSA DEWI MUSTIKA

NRP. 03111645000049

Dosen Pembimbing :

Dr. tech. Umboro Lasminto, ST. MSc

NIP. 19721202 199802 1 001

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2018



TUGAS AKHIR – RC 14-1501

**REDESAIN BENDUNGAN BAGONG DI KABUPATEN
TRENGGALEK**

ROSA DEWI MUSTIKA
NRP. 0311164500049

Dosen Pembimbing :
Dr. tech. Umboro Lasminto, ST. MSc

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



FINAL PROJECT – RC 14-1501

**REDESIGN DAMAGE BAGONG IN TRENGGALEK
DISTRICT**

ROSA DEWI MUSTIKA
NRP. 0311164500049

Supervisor :
Dr. tech. Umboro Lasminto, ST. MSc

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

**REDESAIN BENDUNGAN BAGONG DI KABUPATEN
TRENGGALEK**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S-1 Lintas Jalur Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ROSA DEWI MUSTIKA

NRP. 03111645000049

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. techn. Umboro Lasminto, ST, MSc(.....)



SURABAYA,
JANUARI 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

REDESAIN BENDUNGAN BAGONG DI KABUPATEN TRENGGALEK

Nama Mahasiswa : Rosa Dewi Mustika
NRP : 3116105049
Departemen : TEKNIK SIPIL, FTSLK – ITS
Dosen Pembimbing : Dr.tech. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Abstrak

Sungai Bagong yang terletak di Kabupaten Trenggalek, merupakan sungai yang bermuara di Kali Ngasinan dan merupakan satu kesatuan sistem Sub-DAS Ngrowo-Ngasinan dari DAS Brantas. Sungai Bagong ini menyumbang debit banjir yang cukup besar sehingga sistem pengendalian banjir belum dapat secara tuntas mengatasi banjir yang terjadi di Kota Trenggalek. Apabila gagasan pembangunan Bagong ini dapat direalisasikan, makadapat mereduksi banjir di Kota Trenggalek secara signifikan. Maka dari itu perlu dibangun guna menampung air selama musim hujan, agar air pada sungai tidak terbuang begitu saja dan untuk meningkatkan kemakmuran masyarakat. Selain untuk pengendalian banjir maka Bagong memiliki potensi multiguna, yaitu sebagai waduk penampung air untuk penyediaan air baku, irigasi dan domestik, untuk konservasi sumber daya air dan sebagai tempat wisata/rekreasi.

Untuk mencapai tujuan Tugas Akhir perhitungan yang dipakai dalam redesain bagong yaitu meliputi perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan Pearson Tipe III, analisa ketersediaan air dengan menggunakan metode FJ Mock, debit rencana menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu, analisa tampungan menggunakan lengkung kapasitas waduk, dan untuk penelusuran banjir menggunakan tahap demi tahap (step by step). Setelah desain konstruksi diperoleh, maka dilakukan kontrol stabilitas pada bangunan pelimpah agar bangunan aman terhadap kondisi yang berbahaya.

Dari desain tersebut diperoleh debit banjir rencana Bendungan Bagong $350,56 \text{ m}^3/\text{detik}$, jumlah total kebutuhan air pada pada tahun 2065 adalah $0.32\text{m}^3/\text{detik}$, kapasitas efektif sebesar $12.806.895,69 \text{ m}^3$, kapasitas mati sebesar 199.750 m^3 , dan kapasitas total tampungan sebesar $13.006.645,69 \text{ m}^3$, dimensi bangunan pelimpah adalah tipe mercu pelimpah bulat, elevasi mercu pelimpah +315, lebar pelimpah 35 m, tipe tubuh urugan tanah homogen dengan inti tegak, lebar puncak tubuh 12 m, tinggi tubuh 65 m, elevasi puncak tubuh +320, elevasi dasar +255, tinggi jagaan 3 m, kemiringan lereng hulu 1:2,50, dan kemiringan lereng hilir 1:2,25

Kata Kunci : Bendungan, Spillway, Bendungan Bagong

REDESIGN DAMAGE BAGONG IN TRENGGALEK DISTRICT

Name : Rosa Dewi Mustika
NRP : 3116105049
Departemen : TEKNIK SIPIL, FTSLK – ITS
Supervisor : Dr.tech. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Abstract

Bagong River, located in Trenggalek Regency, is a river that empties into Ngasinan River and is a unity of the Ngrowinan-Ngasinan Sub-DAS system of the Brantas River Basin. Bagong River is contributing to the flood discharge is large enough so that the flood control system has not been able to completely overcome the floods that occurred in the city of Trenggalek. If the idea of Bagong Dam development can be realized, it can reduce the flood in Trenggalek City significantly. Therefore it is necessary to build a dam to accommodate water during the rainy season, so that water in the river is not wasted and to improve the prosperity of the community. In addition to flood control, Bagong Dam has multipurpose potency, ie as water reservoir for raw water supply, irrigation and domestic, for conservation of water resources and as tourism / recreation place.

To achieve the objectives of the final calculation used in the redesign of the bagong dam that includes the calculation of rainfall plan by using Pearson Type III, water availability analysis using FJ Mock method, the discharge plan using the Nakayasu synthetic unit synthetic, the container analysis using curved capacity of the reservoir, and for flood search using step by step. After the dam construction design is obtained, stability controls are conducted on the spillway building to secure the building against hazardous conditions.

From the design, the flood discharge plan of Bagong Bag 350.56 m³ / sec, the total water demand in 2065 is 0.32 m³ /

sec, the effective capacity is 12,806,895.69 m³, the dead capacity is 199,750 m³ and the total capacity of the container 13,006,645.69 m³, the dimension of the overflow building is round spherical type, elevation meru sparkle +315, 35 m width spreading, homogeneous soil body type with upright core, 12m wide peak body height, body height 65 m, elevation peak body +320, base elevation +255, 3 m wide guard, slope upstream slope 1: 2,50, and slope of downstream 1: 2,25

Keywords: Dam, Spillway, Bagong Dam

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat dan karuniaNya, kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “Redesain Bagong di Kabupaten Trenggalek”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc. selaku dosen konsultasi yang telah memberikan arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini
2. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
3. Teman-teman Jurusan Teknik Sipil yang memberikan motivasi dan bantuan selama proses penyusunan Tugas Akhir ini

Dalam penulisan Tugas Akhir ini penulis menyadari bahwa proposal tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap proposal tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap Tugas Akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis.

Surabaya, Januari 2019

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Abstrak.....	i
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR TABEL.....	xiii
DAFTAR GAMBAR	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat	3
1.6 Peta Lokasi	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	5
2.1.1 Cara Rata-Rata Aljabar.....	5
2.1.2 Cara Thiessen Polygon	5
2.1.3 Cara Isohyet.....	6
2.2 Analisa Distribusi Frekuensi.....	7
2.2.1 Metode Distribusi Normal	8
2.2.2 Metode Distribusi Gumbel.....	10
2.2.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III	12
2.3 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi	15

2.3.1	Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square).....	15
2.3.2	Uji Smirnov-Kolmogorov	18
2.4	Curah Hujan Efektif.....	21
2.5	Perhitungan Banjir Rencana	23
2.5.1	Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke-t.....	23
2.5.2	Hidrograf Satuan Nakayasu	24
2.6	Lengkung Kapasitas Waduk	26
2.7	Perhitungan Kapasitas Bendung	27
2.7.1	Menentukan Evapotranspirasi	27
2.7.2	Menentukan Debit Inflow	29
2.7.3	Kebutuhan Air Penduduk.....	32
2.8	Evaporasi	34
2.9	Kapasitas Mati (<i>Dead Storage</i>).....	35
2.10	Prediksi Erosi dengan Metode USLE	36
2.11	Kapasitas Efektif	42
2.12	Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>)	43
2.13	Pemilihan Mercu <i>Spillway</i>	44
2.14	Bangunan Pelimpah (<i>Spillway</i>).....	45
2.14.1	Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran	46
2.14.2	Saluran Transisi	47
2.14.3	Saluran Peluncur.....	48
2.14.4	Peredam Energi (Kolam Olak).....	49
2.15	Analisa Stabilitas Pelimpah (<i>Spillway</i>)	53

2.15.1 Stabilitas Terhadap Kontrol Retak	53
2.15.2 Stabilitas Terhadap Guling	53
2.15.3 Stabilitas Terhadap Geser	54
2.15.4 Kontrol Daya Dukung	54
2.15.5 Kontrol Ketebalan Lantai	55
BAB III METODOLOGI	57
3.1 Studi Literatur.....	57
3.2 Pengumpulan Data.....	57
3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah.....	58
3.3.1. Analisa Kapasitas Tampungan.....	58
3.3.2. Analisa Hidrologi	59
3.3.3. Analisa Hidraulika	61
3.3.4. Analisa Stabilitas Tubuh dan Bangunan Pelimpah (<i>Spillway</i>)	61
3.4 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	62
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	63
4.1 Analisa Data Curah Hujan	63
4.1.1 Analisa Distribusi Frekuensi.....	65
4.1.2 Uji Kecocokan	76
4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana	83
4.3 Perhitungan Distribusi Hujan	84
4.3.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t.....	84
4.3.2 Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke-t.....	85

4.3.3	Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	85
4.4.	Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	86
	BAB V ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN	107
5.1	Kapasitas Tampungan.....	107
5.2	Lengkung Kapasitas	107
5.3	Analisa Kapasitas Tampungan.....	113
5.3.1	Debit Inflow (Debit Andalan)	113
5.3.2	Debit Outflow	113
5.4	Debit Andalan.....	138
5.5	Kapasitas Efektif.	141
5.6	Penentuan Muka Air Banjir	143
5.6.1	Penelusuran banjir (Flood routing)	143
	BAB VI PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH.....	153
6.1	Analisa Mercu Pelimpah.....	153
6.2	Kedalaman Saluran Pelimpah	153
6.3	Kedalaman Aliran.....	154
6.4	Penampang Mercu Pelimpah	157
6.5	Analisa Hidrolis Pelimpah	157
6.6	Saluran Transisi	158
6.7	Saluran Peluncur.....	160
6.8	Tinggi Loncatan Hidraulik	163
6.9	Bangunan Peredam Energi	163
6.10	Perhitungan Stabilitas Bangunan Pelimpah	165

6.10.1 Kontrol Guling	176
6.10.2 Kontrol Geser	177
6.10.3 Kontrol Daya Dukung Tanah.....	179
6.10.4 Kontrol Ketebalan Lantai	181
BAB VII PERENCANAAN TUBUH BENDUNGAN	183
7.1. Umum.....	183
7.2. Kemiringan Lereng.....	183
7.3. Lebar Puncak.....	183
7.3. Tinggi Jagaan.....	184
7.4. Elevasi Puncak	184
7.5. Perhitungan Stabilitas Tubuh.....	188
BAB VIII KESIMPULAN DAN SARAN	201
8.1. Kesimpulan	201
DAFTAR PUSTAKA	204
BIODATA PENULIS	206

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1Nilai k Variabel Gauss.....	9
Tabel 2. 2Reduced Mean (Yn)	11
Tabel 2. 3Reduce Standard Deviation (Sn)	12
Tabel 2. 4Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III	14
Tabel 2. 5Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Kuadrat (Uji Satu Sisi)	17
Tabel 2. 6Nilai kritis Uji Smirnov – Kolmogorov	19
Tabel 2. 7Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal.....	20
Tabel 2. 8Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal (Lanjutan)	21
Tabel 2. 9Koefisien Pengaliran	22
Tabel 2. 10Pengaruh temperatur udara f(T) pada radiasi gelombang panjang (Rnl)	28
Tabel 2. 11Lama Penyinaran Matahari maksimum rata-rata perhari (N).....	29
Tabel 2. 12Kebutuhan Air Domestik.....	33
Tabel 2. 13Kebutuhan Air non domestik untuk kota kategori I,II,III,IV	33
Tabel 2. 14Kebutuhan Air non Domestik untuk kategori V (Desa)	34
Tabel 2. 15Tekanan Uap Jenuh	35
Tabel 2. 16Untuk Memperoleh Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran	36
Tabel 2. 17Nilai Erodibilitas Tanah.....	38
Tabel 2. 18 Nilai CP pada berbagai jenis penggunaan lahan(Asdak 1995)	40
Tabel 4. 1 Curah Hujan Maksimum Harian.....	63
Tabel 4. 2 Lanjutan Curah hujan Maksimum Harian.....	64
Tabel 4. 3 Pengurutan Curah Hujan Maksimum Harian	64

Tabel 4. 4 Lanjutan Pengurutan Curah Hujan Maksimum Harian	65
Tabel 4. 5 Hasil Distribusi Normal	65
Tabel 4. 6 Lanjutan Hasil Distribusi Normal	66
Tabel 4. 7 Parameter dari Periode Ulang Distribusi Normal	67
Tabel 4. 8 Analisa Distribusi Gumbel	68
Tabel 4. 9 Lanjutan Analisa Distribusi Gumbel	69
Tabel 4. 10 Parameter Distribusi Gumbel.....	71
Tabel 4. 11 Hasil Analisa Distribusi Log Paerson Tipe III	72
Tabel 4. 12 Lanjutan Hasil Analisa Distribusi Log Paerson Tipe III	73
Tabel 4. 13 Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III	75
Tabel 4. 14 Rekapitulasi Pemilihan Jenis Metode Distribusi.....	75
Tabel 4. 15 Nilai Derajat Kebebasan	76
Tabel 4. 16 Hasil Perhitungan Chi Square	77
Tabel 4. 17 Parameter Periode Ulang dari Uji Kecocokan Chi-Kuadrat.....	78
Tabel 4. 18 Perhitungan Chi-Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III	78
Tabel 4. 19 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	81
Tabel 4. 20 Lanjutan Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	82
Tabel 4. 21 Tabel Uji Kecocokan Chi Kuadrat dan smirnov kolmogrov	83
Tabel 4. 22 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III	84
Tabel 4. 23 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t	85
Tabel 4. 24 Perhitungan Tinggi Hujan pada Jam ke-t.....	85
Tabel 4. 25 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	86
Tabel 4. 26 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jaman.....	86
Tabel 4. 27 Tabel Kondisi DAS	88

Tabel 4. 28 Ordinat Hidrograf Kurva naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 2,69$)	88
Tabel 4. 29 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$T_p < t < (T_p + 0.5)$] ...	89
Tabel 4. 30 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$(T_p + T_0.3) < t < (T_p + T_0.3 + 1.5T_0.3)$] atau ($8.35 < t < 16.845$)	89
Tabel 4. 31 Lanjutan Ordinat Hidrograf Kurva Turun.....	90
Tabel 4. 32 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$t > (T_p + T_0.3 + 1.5T_0.3)$]	91
Tabel 4. 33 Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun	92
Tabel 4. 34 Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan) ...	93
Tabel 4. 35 Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan) ...	94
Tabel 4. 36 Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan) ...	95
Tabel 4. 37 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun	95
Tabel 4. 38 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan) ..	96
Tabel 4. 39 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan) ...	97
Tabel 4. 40 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan) ...	98
Tabel 4. 41 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun	98
Tabel 4. 42 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)	99
Tabel 4. 43 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)	100
Tabel 4. 44 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)	101
Tabel 4. 45 Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun	102
Tabel 4. 46 Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun (lanjutan)	103
Tabel 4. 47 Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun (lanjutan)	104
Tabel 4. 48 Lanjutan Perhitungan Volume Bagong.....	111
Tabel 5. 1 Luas Area Genangan	108
Tabel 5. 2 Lanjutan Luas Area Genangan	109
Tabel 5. 3 Perhitungan Volume Bagong.....	110

Tabel 5. 4 Tabel Data Klimatologi	119
Tabel 5. 5 Perhitungan Evapotranspirasi	122
Tabel 5. 6 Proyeksi Jumlah Penduduk.....	123
Tabel 5. 7 Lanjutan Proyeksi Jumlah Penduduk.....	124
Tabel 5. 8 Lanjutan Proyeksi Jumlah Penduduk.....	125
Tabel 5. 9 Kebutuhan Air Domestik.....	126
Tabel 5. 10 Lanjutan Kebutuhan Air Domestik.....	127
Tabel 5. 11 Fasilitas Pendidikan.....	128
Tabel 5. 12 Fasilitas Kesehatan	128
Tabel 5. 13 Fasilitas Peribadatan	128
Tabel 5. 14 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum	128
Tabel 5. 15 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum (lanjutan)	129
Tabel 5. 16 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum (lanjutan)	130
Tabel 5. 17 Rekap Kebutuhan Air	131
Tabel 5. 18 Rekap Kebutuhan Air (Lanjutan).....	132
Tabel 5. 19 Rekap Kebutuhan Air (Lanjutan).....	133
Tabel 5. 20 Pola Tanam.....	135
Tabel 5. 21 Pola Tanam (lanjutan)	136
Tabel 5. 22 Pola Tanam (lanjutan)	137
Tabel 5. 23 Perhitungan Debit Andalan.....	140
Tabel 5. 24 Perhitungan <i>Water Balance</i>	141
Tabel 5. 25 Perhitungan <i>Water Balance</i> (lanjutan).....	142
Tabel 5. 26 Hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow .	143
TTabel 5. 27 Hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow(lanjutan).....	144
Tabel 5. 28 Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	145
Tabel 5. 29 Lanjutan Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	146
Tabel 5. 30 Lanjutan Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	147
Tabel 5. 31 Lanjutan Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	148

Tabel 5. 32 Lanjutan Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	149
Tabel 5. 33 Lanjutan Hasil Analisa <i>Flood Routing</i>	150
Tabel 6. 1 Perhitungan gaya uplift titik saat muka air normal ..	167
Tabel 6. 2 Perhitungan gaya uplift bidang saat muka air normal	169
Tabel 6. 3 Perhitungan gaya uplift titik saat muka air banjir	170
Tabel 6. 4 Perhitungan gaya uplift bidang saat muka air banjir .	172
Tabel 6. 5 Berat Konstruksi	174
Tabel 6. 6 Perhitungan Daya Dukung Bangunan Peredam Energi saat Muka Air Normal	182
Tabel 6. 7 Perhitungan Daya Dukung Bangunan Peredam Energi saat Muka Air Banjir	182
Tabel 7. 1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Normal	185
Tabel 7. 2 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir .	186
Tabel 7. 3 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air 3/4 Tinggi Banjir	186
Tabel 7. 4 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air 1/2 Tinggi Banjir	187
Tabel 7. 5 Angka Keamanan Minimum	188
Tabel 7. 6 Rekapitulasi SF	193

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Wilayah Studi di Wilayah Sungai di Propinsi Jawa Timur.....	4
Gambar 2. 1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	26
Gambar 2. 2 Kurva Lengkung Kapasitas	27
Gambar 2. 3 Bentuk-bentuk Mercu Bendung	44
Gambar 2. 4 Bendung dengan Mercu Bulat	45
Gambar 2. 5 Skema Tipe Bangunan Pelimpah	46
Gambar 2. 6 Saluran Transisi	48
Gambar 2. 7 Skema Saluran Peluncur	49
Gambar 2. 8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I	50
Gambar 2. 9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II	50
Gambar 2. 10 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III	51
Gambar 2. 11 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV	52
Gambar 2. 12 Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude dengan	53
Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	62
Gambar 5. 1 List Area	108
Gambar 5. 2 Lengkung Kapasitas.....	112
Gambar 5. 3 Grafik Flood Routing	151
Gambar 6. 1 Ilustrasi Kedalaman Aliran Pada Mercu Pelimpah	154
Gambar 6. 2 Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Bulat.....	157
Gambar 6. 3 Ilustrasi Saluran Transisi	159
Gambar 6. 4 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur	161
Gambar 6. 5 Kolam Olak	164
Gambar 6. 6 Sketsa Spillway MAN	168
Gambar 6. 7 Spillway MAB	171

Gambar 7. 1 Kondisi Muka Air Normal di hulu	194
Gambar 7. 2 Kondisi Muka Air Normal di hilir	194
Gambar 7. 3 Kondisi Muka Air Banjir di hulu	195
Gambar 7. 4 Kondisi Muka Air Banjir di hilir.....	195
Gambar 7. 5 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hulu	195
Gambar 7. 6 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hilir.....	196
Gambar 7. 7 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hilir.....	196
Gambar 7. 8 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hilir.....	196
Gambar 7. 9 Kondisi Muka Air Normal di hulu	197
Gambar 7. 10 Kondisi Muka Air Normal di hilir	197
Gambar 7. 11 Kondisi Muka Air Banjir di hulu	197
Gambar 7. 12 Kondisi Muka Air Banjir di hilir.....	198
Gambar 7. 13 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hulu	198
Gambar 7. 14 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hilir.....	198
Gambar 7. 15 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hulu	199
Gambar 7. 16 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hilir.....	199

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sungai Bagong merupakan Sub-DAS Ngrowo-Ngasinan kemudian masuk ke sistem pengendalian banjir Parit Agung – Parit Raya yang akhirnya bermuara ke Laut Selatan. Sungai Bagong termasuk wilayah Pengelolaan Sumber Daya Air Balai Besar Wilayah Sungai Brantas. Lokasi pekerjaan studi yang akan ditinjau yaitu berada di Desa Sumurup dan Desa Sengon Kecamatan , Kabupaten Trenggalek, Propinsi Jawa Timur. Luas daerah aliran sungai (DAS) studi yang akan ditinjau sebesar 39,95 km².

Masalah yang terjadi di Kabupaten Trenggalek sebelum adanya Bendungan Bagong yaitu adanya banjir di Kota Trenggalek yang diakibatkan oleh aliran air dari Sungai Bagong. Permasalahan kedua yaitu adanya kekurangan air area persawahan dari DAM Bagong pada saat musim kemarau.

Permasalahan yang ada tersebut maka Pemerintah Kabupaten Trenggalek melakukan upaya untuk penanggulangan banjir kota dan upaya untuk meningkatkan intensitas tanam area sawah dari DAM Bagong, serta melakukan pengembangan areal persawahan untuk ketahanan pangan nasional dengan melakukan pengamatan topografi dan mengumpulkan informasi lainnya. Sehingga dari permasalahan tersebut ditemukan adanya potensi pembangunan waduk di sub DAS Bagong. Pemerintah Trenggalek melakukan pembangunan Bendungan Bagong dengan bantuan konsultan. Balai Besar Wilayah Sungai Brantas telah mendesain Bendungan Bagong yang dituangkan idenya melalui Laporan Akhir Pekerjaan SID Bendungan Bagong Kabupaten Trenggalek Termasuk Model Test pada tahun 2014. Bagong ini berfungsi sebagai pengendalian banjir, suplai air irigasi, mensuplai air bersih untuk kebutuhan sehari-hari bagi masyarakat Kota Trenggalek. Dengan membendung Sungai Bagong sebagai sumber air utama. Bendungan Bagong

diharapkan bisa mengatasi banjir kota dan kekurangan air irigasi DAM Bagong serta dapat dimanfaatkan untuk kebutuhan air baku.

Dengan adanya Desain Bendungan Bagong yang dibuat oleh Konsultan PT. Mettana Engineering Consultant pada tahun 2014, melakukan kajian kembali (*review design*) pada tahun 2018 apakah desain yang ada sudah cukup ideal ataukah masih dapat di tingkatkan dari segi pemanfaatannya dengan tetap memperhatikan data-data yang sudah ada. Kajian-kajian yang akan dilakukan adalah sebagai berikut yaitu tata letak AS , tinggi , tipe , tata letak pelimpah, tinggi pelimpah dan tipe pelimpah, lebar pelimpah, kapasitas pelimpah, saluran peluncur, perhitungan hujan rencana, perhitungan banjir rencana, dan kapasitas tampungan air.

Oleh karena itu tugas akhir ini meninjau dan menghitung debit banjir rancangan, kebutuhan air serta alternatif spillway yang optimal.

1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka akan dirumuskan beberapa masalah, antara lain :

1. Berapa debit banjir rencana Bendungan Bagong ?
2. Berapa kebutuhan air yang dapat terpenuhi dari Bendungan Bagong ?
3. Berapa kapasitas tampungan pada Bendungan Bagong ?
4. Berapa dimensi spillway pada Bendungan Bagong ?
5. Bagaimana desain bangunan pelimpah dan tubuh pada Bendungan Bagong ?
6. Bagaimana stabilitas konstruksi dari bangunan pelimpah dan tubuh bendungan Bagong ?

1.3 Tujuan

Tujuan yang dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Menghitung debit banjir rencana Bendungan Bagong

2. Mendapatkan kebutuhan air yang dapat terpenuhi dari Bendungan Bagong
3. Mendapatkan kapasitas tampungan pada Bendungan Bagong
4. Mendapatkan dimensi spillway pada Bendungan Bagong
5. Mendapatkan desain bangunan pelimpah dan tubuh pada Bendungan Bagong.
6. Mendapatkan stabilitas konstruksi dari bangunan pelimpah dan tubuh bendungan Bagong.

1.4 Batasan Masalah

Adapun batasan masalah dalam tugas akhir ini meliputi :

1. Tidak melakukan perhitungan penggerusan (*scouring*)
2. Tidak memperhitungkan rencana anggaran biaya

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Laporan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Sebagai referensi pembaca dalam melakukan Redesain .
2. Sebagai referensi Redesain Bendungan Bagong di Kabupaten Trenggalek sebagai pengupayaan pemanfaatan air.

1.6 Peta Lokasi

Lokasi Bagong terletak di batas wilayah Sungai Brantas, tepatnya di Sub-DAS Ngrowo-Ngasinan, Sub –sub DAS Bagong. Dengan lokasi pekerjaan yang berada di Desa Sumurup dan Desa Sengon Kecamatan , Kabupaten Trenggalek, Propinsi Jawa Timur. Pada gambar 1.1 Lokasi Wilayah Studi di Wilayah Sungai di Propinsi Jawa Timur.



Gambar 1. 1 Lokasi Wilayah Studi di Wilayah Sungai di Propinsi Jawa Timur

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

Curah hujan diperlukan untuk perancangan suatu pemanfaatan air. Curah hujan yang digunakan bukanlah curah hujan pada suatu titik tertentu, melainkan curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm.

Curah hujan daerah harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan yang terletak di sekitar daerah yang bersangkutan. Berikut ini adalah cara perhitungan curah hujan :

2.1.1 Cara Rata-Rata Aljabar

Metode perhitungan rata-rata aljabar (arithmetic mean) adalah cara yang paling sederhana. Metode ini biasanya digunakan untuk daerah yang datar, dengan jumlah pos curah hujan yang cukup banyak dan dengan anggapan bahwa curah hujan di daerah tersebut cenderung bersifat seragam (uniform distribution). Curah hujan daerah metode rata-rata aljabar dihitung dengan persamaan :

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

dimana :

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

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain apabila jumlah titik pengamatan banyak dan tersebar seluruh daerah.

2.1.2 Cara Thiessen Polygon

Cara ini digunakan apabila titik-titik pengamatan di daerah yang bersangkutan tidak tersebar merata, sehingga perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan memperhitungkan daerah

pengaruh dari tiap-tiap pengamatan dengan metode Thiessen Polygon.

Persamaan perhitungan Thiessen Polygon adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + A_3R_3 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.2)$$

dimana :

\bar{R} : curah hujan daerah (mm)

R : curah hujan di tiap titik pengamatan

N : jumlah titik-titik pengamatan

A : bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan (km²)

Pembagian daerah $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ ditentukan dengan cara berikut :

- Cantumkan titik-titik pengamatan di dalam dan di sekitar DAS (Daerah Aliran Sungai) pada peta topografi skala 1 : 50000, kemudian hubungkan tiap titik yang berdekatan dengan sebuah garis lurus sehingga membentuk jaringan segitiga yang menutupi seluruh DAS.
- DAS yang bersangkutan dibagi dalam poligon-poligon yang didapat dengan menggambar garis tegak lurus pada tiap sisi segitiga. Curah hujan dalam tiap polygon itu dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik pengamatan dalam polygon itu.
- Ukur luas tiap poligon. Cara Thiessen memberikan hasil yang lebih teliti daripada cara rata-rata aljabar, akan tetapi pemilihan titik pengamatan dan ketinggian akan mempengaruhi hasil yang didapat.

2.1.3 Cara Isohyet

Isohyet adalah garis lengkung yang menghubungkan tempat-tempat kedudukan yang mempunyai curah hujan yang sama. Isohyet diperoleh dengan cara menggambar kontur tinggi hujan yang sama, lalu luas area antara garis isohyet yang berdekatan diukur dan dihitung nilai rata-ratanya. Curah hujan daerah metode Isohyet dihitung dengan persamaan :

$$d = \frac{\frac{d_0+d_1}{2} \cdot A_1 + \frac{d_1+d_2}{2} \cdot A_2 + \dots + \frac{d_{n-1}+d_n}{2} \cdot A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots\dots\dots(2.3)$$

atau

$$d = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{d_{i-1}+d_i}{2} \cdot A_i}{A} \dots\dots\dots(2.4)$$

dimana :

- d : Curah hujan rata-rata areal (mm)
 $A_1 \dots A_n$: Luas daerah untuk ketinggian curah hujan Isohyet yang berdekatan (km^2)
 $d_1 \dots d_n$: Curah hujan di garis Isohyet (mm)
A : Luas total ($A_1 + A_2 + \dots + A_n$)

2.2 Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa frekuensi data hidrologi berfungsi mengetahui besaran peristiwa-peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi kejadiannya melalui penerapan distribusi. Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan yang disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi (Suripin, 2004).

Beberapa parameter yang berkaitan dengan analisa data adalah rata-rata, deviasi standar, koefisien *skewness* (kemencengan), dan koefisien kurtosis yang dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \dots\dots\dots(2.5)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.6)$$

3. Koefisien kemencengan (*Coefficient of Skewness*) :

$$Cs = \frac{\alpha}{S^3} \dots\dots\dots(2.7)$$

4. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) :

$$Ck = \left\{ \frac{n(n+1)}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum \left[\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right]^4 \right\} - \frac{3(n-1)^2}{(n-2)(n-3)} \dots\dots\dots(2.8)$$

dimana :

X = data dari sample

\bar{X} = nilai rata-rata hitung

n = jumlah pengamatan

Sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs \approx 0$ dan $Ck \approx 3$.
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1,14$ dan $Ck = 5,4$.
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel.

2.2.1 Metode Distribusi Normal

Distribusi Normal dapat disebut juga sebagai Distribusi Gauss. Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Normal adalah sebagai berikut :

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \dots\dots\dots(2.9)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \left[\frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.10)$$

3. Koefisien kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

$$Cs = \frac{\alpha}{s^3} \dots\dots\dots(2.11)$$

dimana:

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots(2.12)$$

4. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) :

$$Ck = \left\{ \frac{n(n+1)}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum \left[\frac{x_i - \bar{x}}{s} \right]^4 \right\} - \frac{3(n-1)^2}{(n-2)(n-3)} \dots\dots\dots(2.13)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Normal adalah :

$$X_{TR} = \bar{x} + k.S \dots \dots \dots (2.14)$$

dimana :

X_{TR} : Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T

\bar{x} : Nilai rata-rata hitung variat

S : Deviasi standar nilai variat

K : Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang. Nilai faktor frekuensi dapat dilihat pada tabel Reduksi Gauss.

Tabel 2. 1 Nilai k Variabel Gauss

Periode Ulang T (Tahun)	Peluang	K
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.010	0.990	-2.33
1.050	0.950	-1.64
1.110	0.900	-1.28
1.250	0.800	-0.84
1.330	0.750	-0.67
1.430	0.700	-0.52
1.670	0.600	-0.25
2.000	0.500	0.00
2.500	0.400	0.25
3.330	0.300	0.52
4.000	0.250	0.67
5.000	0.200	0.84
10.000	0.100	1.28
20.000	0.050	1.64
50.000	0.020	2.05
100.000	0.010	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1000.000	0.001	3.09

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.2 Metode Distribusi Gumbel

Distribusi gumbel umumnya digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menentukan kejadian yang ekstrem. Parameter yang akan digunakan dalam perhitungan Distribusi Gumbel adalah:

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \dots\dots\dots(2.15)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \left[\frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(2.16)$$

3. Koefisien kemencengan (*Coefficient of Skewness*)

$$Cs = \frac{\alpha}{S^3} \dots\dots\dots(2.17)$$

dimana :

$$\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \dots\dots\dots(2.18)$$

4. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) :

$$Ck = \left\{ \frac{n(n+1)}{(n-1)(n-2)(n-3)} \sum \left[\frac{x_i - \bar{x}}{S} \right]^4 \right\} - \frac{3(n-1)^2}{(n-2)(n-3)} \dots\dots\dots(2.19)$$

Bentuk persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Gumbel adalah :

$$X = \bar{X} + k \cdot S \dots\dots\dots(2.20)$$

$$Y_{Tr} = -\text{Ln} \left(\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \dots\dots\dots(2.21)$$

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \dots\dots\dots(2.22)$$

dimana :

X : curah hujan periode ulang

\bar{X} : rata-rata nilai X hasil pengamatan

S : deviasi standar nilai X hasil pengamatan

k : faktor sifat dari Distribusi Pearson Tipe III yang merupakan fungsi dari besarnya CS dan peluang. Nilai k ini dapat dibaca pada Tabel 2.2.

Y_n : reduced mean yang tergantung pada jumlah sampel atau data n

S_n : reduced standard deviation yang juga tergantung pada jumlah sampel

Y_{Tr} : reduced variate

Tabel 2. 2Reduced Mean (Y_n)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.8396	0.5403	0.5410	0.5418	0.5424	0.5436
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.0558	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600	0.5602	0.5603	0.5604	0.5606	0.5607	0.5608	0.5609	0.5610	0.5611

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 2. 3Reduce Standard Deviation (Sn)

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1080
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2055	1.2055	1.2060
100	1.2065	1.2069	1.2073	1.2077	1.2081	1.2084	1.2087	1.2093	1.2093	1.2096

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.2.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan distribusi harus dilakukan dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Berikut adalah parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } x}{n} \dots\dots\dots(2.23)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S \overline{\text{Log } X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.24)$$

3. Koefisien kemencengan (*Coefficient of Skewness*) :

$$C_s = \frac{\sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)S \overline{\text{Log } X}^3} \dots\dots\dots(2.25)$$

4. Koefisien kurtosis (*Coefficient of Kurtosis*) :

$$C_k = \frac{\sum (\text{Log } X - \overline{\text{Log } X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} \dots\dots\dots(2.26)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III adalah :

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + k \cdot \overline{S \text{Log } X} \dots \dots \dots (2.27)$$

dimana :

$\text{Log } X$: nilai logaritmik variat X pada periode ulang atau peluang tertentu

$\overline{\text{Log } X}$: rata-rata nilai logaritmik X hasil pengamatan

$\overline{S \text{Log } X}$: deviasi standar nilai logaritmik X hasil pengamatan

k : faktor sifat dari Distribusi Log Pearson Tipe III. Nilai k dapat dibaca pada

Tabel 2. Nilai k Distribusi Log Pearson Tipe III

Periode Ulang (tahun)							
2	5	10	25	50	100	200	1000
Peluang (%)							
50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
-0.360	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250
-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	6.600
-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	6.200
-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	4.395
-0.132	0.780	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312	4.250
-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
0.017	0.836	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482	3.950
0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
0.148	0.856	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
0.164	0.854	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664	1.800
0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	1.995	1.000
0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.3 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi

Pengujian parameter kecocokan distribusi frekuensi digunakan untuk menguji kecocokan (*goodness of fit*) distribusi frekuensi data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang sering dipakai adalah :

- Chi-Kuadrat
- Smirnov-Kolmogorov

2.3.1 Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square)

Uji kecocokan Chi-Kuadrat mengambil keputusan dengan menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Dalam buku Hidrologi Aplikasi Metode Statistik Jilid 1 (Soewarno, 1995) disebutkan bahwa parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

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

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots \dots \dots (2.29)$$

dimana :

- X_h^2 : parameter Chi-Kuadrat terhitung
 G : jumlah sub grup
 O_i : jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i
 E_i : jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke - i

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup. Untuk menentukan banyaknya sub grup dapat dipakai persamaan berikut :
 $G = I + 3.322 \log n \dots \dots \dots (2.30)$
3. Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - I$ (nilai $R = 2$ untuk distribusi normal dan binomial, dan $R = 1$ untuk distribusi Poisson).

4. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap-tiap sub grup.
5. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i .
6. Tiap-tiap sub-grup hitung nilai :
 $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ (2.31)
7. Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung X_h^2
8. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $X_h^2 < X^2$ dimana :
 X_h^2 : Parameter Chi-Kuadrat terhitung
 X^2 : Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan. Nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel 2.5 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi) berikut ini.

Tabel 2. 5Nilai Kritis Untuk Distribusi Chi Kuadrat (Uji Satu Sisi)

Dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.0100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.21	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, disebut juga uji kecocokan non parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Berikut ini adalah prosedurnya :

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya).

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya (nilai maksimum) antara peluang pengamatan dengan peluang teoritisnya.

$$D = |P(X_m) - P'(X_m)|$$

dimana :

D : selisih / simpangan antara peluang pengamatan dan peluang distribusi teoritis

$P(X_m)$: peluang pengamatan dari data

$P'(X_m)$: peluang distribusi teoritis

4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov test) tentukan harga D_0 . Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2. 6 Nilai kritis Uji Smirnov – Kolmogorov

N	A			
	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	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N^{0.5}}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N^{0.5}}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N^{0.5}}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N^{0.5}}}$

(Sumber : Soewarno, 1995)

Tabel 2. 7Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal

i	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.40	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.30	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.20	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.10	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.00	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.90	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.80	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0022	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.70	0.0036	0.0034	0.0033	0.0032	0.0030	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.60	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0040	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.50	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.40	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.30	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.20	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.10	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.00	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.90	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.80	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.70	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.60	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.50	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.40	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.30	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.20	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.10	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.00	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.90	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.80	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.70	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.60	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.50	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.40	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.30	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.20	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.10	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.00	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.00	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.10	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.20	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.30	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.40	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879

Tabel 2. 8Wilayah Luas di Bawah Kurva Normal (Lanjutan)

0.50	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.60	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.70	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.80	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.90	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.00	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.10	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.20	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.30	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.40	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.50	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.60	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.70	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.80	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.90	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.00	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.10	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.20	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.30	0.9893	0.9896	0.9696	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.40	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.50	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.60	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.70	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.80	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.90	0.9981	0.9982	0.9982	0.9984	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.00	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.10	0.9990	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.20	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.30	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.40	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

(Sumber : Soewarno, 1995)

2.4 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai, Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \cdot R_t \dots \dots \dots (2.32)$$

dimana :

R_{eff} : curah hujan efektif (mm)

C : koefisien pengaliran

R_t : curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada tabel 2.5. yang diambil dari buku *Tipe Urugan I* (Suyono Sosrodarsono, 2006) dan disesuaikan dengan kondisi daerah aliran sungai yang bersangkutan. Adapun kondisi dan karakteristik yang dimaksud adalah:

- Keadaan hujan
- Luas dan bentuk daerah aliran sungai
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasi tanah
- Kelembaban tanah, suhu udara, angin, dan evaporasi
- Tata guna lahan

Tabel 2. 9Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran
Pegunungan	0,75 – 0,90
Pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah berelief berat dan berhutan	0,50 – 0,75
Dataran pertanian	0,45 – 0,60
Dataran sawah irigasi	0,70 – 0,80
Sungai di pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai di dataran rendah	0,45 – 0,75
Sungai besar yang sebagian alirannya di dataran rendah	0,50 – 0,75

(Sumber :Suyono Sosrodarsono, 2003)

2.5 Perhitungan Banjir Rencana

Perencanaan bangunan air seperti dan *spillway*, perlu diperkirakan debit terbesar dari aliran sungai yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan Bagong ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu, hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan, dan luas daerah aliran sungai.

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(2.33)$$

dimana :

- R_t : Rata-rata hujan pada jam ke-t
- t : Waktu lamanya hujan (jam)
- T : Lamanya hujan terpusat (jam)
- R₂₄ : Curah hujan harian efektif (mm)

Misalnya pada jam ke-1, perhitungan rata-rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah :

2.5.1 Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke-t

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke-t, rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$R_t' = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{t-1}] \dots\dots\dots(2.34)$$

dimana :

- R_{t'} : Curah hujan jam ke-t
- R_t : Rata-rata hujan sampai jam ke-t
- t : Waktu hujan dari awal sampai jam ke-t
- R_(t-1) : Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

2.5.2 Hidrograf Satuan Nakayasu

Untuk penentuan hidrograf satuan Metode Nakayasu dalam perencanaannya memerlukan beberapa parameter daerah alirannya sebagai berikut :

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

C.D. Soemarto dalam bukunya yang berjudul *Hidrologi Teknik* (1999) menyebutkan bahwa secara umum, metode Nakayasu dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_P = \frac{A.R_0}{3,6.(0,3T_P+T_{0,3})} \dots\dots\dots(2.35)$$

Keterangan :

- Q_P : debit puncak banjir (m³/detik)
- A : luas DAS (km²)
- R₀ : hujan satuan (mm)
- T_P : tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)
- T_{0,3} : waktu yang diperlukan untuk penurunan debit,dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_P dan T_{0,3} digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$T_P = t_g + 0,8 t_r \dots\dots\dots(2.36)$$

$$T_{0,3} = \alpha . t_g \dots\dots\dots(2.37)$$

- Sungai dengan panjang kurang dari 15 km

$$t_g = 0,21L^{0,7} \dots\dots\dots(2.38)$$

- Sungai dengan panjang lebih dari 15 km

$$t_g = (0,40) + (0,058 L) \dots \dots \dots (2.39)$$

dimana :

L : panjang sungai (km²)

t_g : waktu konsentrasi pada daerah pengaliran (jam)

t_r : satuan waktu hujan atau *time duration* (jam)

α : koefisien pembandingan

Untuk mencari besarnya koefisien pembandingan (α) digunakan :

α = 1.5 untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat

α = 2 untuk daerah aliran

α = 3 untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat

Persamaan unit hidrograf :

- Pada kurva naik (0 < t < t_p)

$$Q = \left(\frac{t}{T_P}\right)^{2,4} \cdot Q_P \dots \dots \dots (2.40)$$

- Pada kurva turun [T_p < t < (T_p + T_{0,3})]

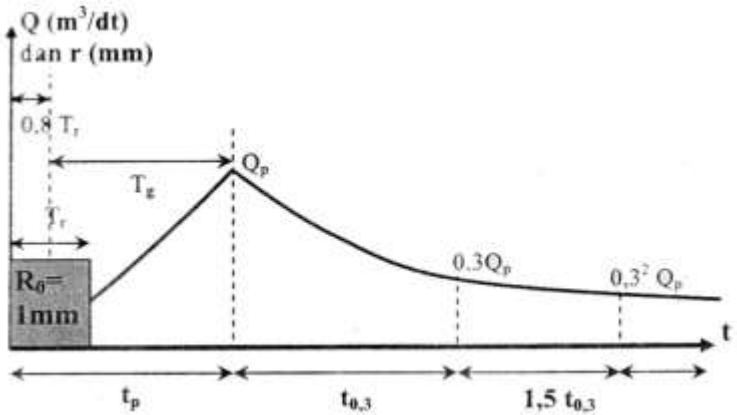
$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_P}{T_{0,3}}\right) \cdot Q_P \dots \dots \dots (2.41)$$

- Pada kurva turun [T_p + T_{0,3} < t < (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})]

$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}\right) \cdot Q_P \dots \dots \dots (2.42)$$

- Pada kurva turun [t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})]

$$Q = 0,3 \left(\frac{t-T_P+0,5T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}}\right) \dots \dots \dots (2.43)$$



Gambar 2. 1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu
 (Sumber : Bambang Triadmojo, 2008)

2.6 Lengkung Kapasitas Waduk

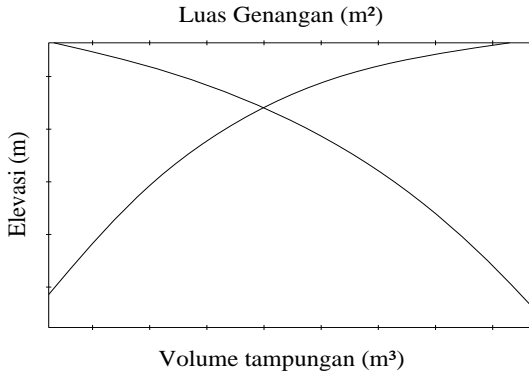
Lengkung kapasitas waduk digunakan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan data topografi yang ada. Untuk itu diperlukan peta topografi dengan beda kontur 5 meter atau 10 meter. Perhitungan luas didasarkan pada daerah yang dibatasi masing-masing kontur, sedangkan perhitungan volume dihitung berdasarkan daerah yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Rumus yang digunakan dalam perhitungan lengkung kapasitas adalah sebagai berikut :

$$V = \sum \left[(F_i + F_{i+1}) \cdot \frac{1}{2} (h_i + h_{i+1}) \right] \dots \dots \dots (2.44)$$

dimana :

- V : volume (m³)
- F_i : luas daerah ke-i (m²)
- h_i : beda kontur daerah ke-i (m)

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, hasil perhitungan digambarkan pada sebuah grafik hubungan antara elevasi, luas, dan volume.



Gambar 2. 2 Kurva Lengkung Kapasitas
(Sumber : Soedibyo, 1988)

2.7 Perhitungan Kapasitas Bendung

2.7.1 Menentukan Evapotranspirasi

$$E_{To} = c [W.R_n + (1 - W).f(U).(e_s - e_a)] \dots\dots\dots(2.45)$$

dimana :

- E_{To} = Evapotranspirasi (mm/hari)
- W = Temperatur yang berhubungan dengan faktor penimbang
- R_n = Net radiasi equivalen evaporasi (mm/hari)
- $f(U)$ = Fungsi kecepatan angin
- $(e_s - e_a)$ = saturation deficit (mbar)
- c = faktor pendekatan untuk kompensasi efek kondisi cuaca siang dan malam hari

Fungsi kecepatan angin pada evapotranspirasi telah ditetapkan untuk berbagai perbedaan iklim yang dirumuskan sebagai berikut :

$$f(U) = 0,27 \left(1 + \frac{U}{100} \right) \dots\dots\dots(2.46)$$

dimana :

- $f(U)$ = fungsi kecepatan angin

U = kecepatan angin pada ketinggian, selama 24 jam (km/jam)

Efek temperatur udara pada radiasi gelombang panjang, dapat ditetapkan persamaan sebagai berikut :

$$f(T) = \epsilon \cdot \tau \cdot Ts^4 \dots\dots\dots(2.47)$$

dimana :

- ϵ = grey body emissivity permukaan
- τ = konstanta Stefan Boltzman, $1,174 \cdot 10^{-7}$
- Ts^4 = temperature udara ($^{\circ}C$)

Nilai pengaruh temperature udara pada radiasi gelombang panjang dapat dilihat pada Tabel 2.9

Tabel 2. 10 Pengaruh temperatur udara f(T) pada radiasi gelombang panjang (Rnl)

T $^{\circ}C$	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
F(T) = $\tau \cdot Ts^4$	11.7	12.0	12.4	12.7	13.1	13.5	13.8	14.2	14.6	15.0	15.4	15.9	16.3	16.7	17.2	17.7	18.1

(Sumber : Dr.Ir.Drs. Nugroho Hadisusanto, Dipl.H, 2010)

Untuk efek tekanan udara pada radiasi gelombang panjang, dapat ditetapkan persamaan sebagai berikut :

$$f(ea) = 0,34 - 0,044 \sqrt{ea} \dots\dots\dots(2.48)$$

dimana :

- ea = tekanan udara (mbar)

Untuk efek $\frac{n}{N}$ pada radiasi gelombang panjang, juga dapat ditetapkan persamaan sebagai berikut :

$$f\left(\frac{n}{N}\right) = 0,10 + 0,90 \frac{n}{N} \dots\dots\dots(2.49)$$

Tabel 2. 11Lama Penyinaran Matahari maksimum rata-rata perhari (N)

Lintang U Lintang S	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agst	Sept	Okt	Nop	Des
	Juli	Agst	Sept	Okt	Nop	Des	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni
50	8.5	10.1	11.8	13.8	15.4	16.3	15.9	14.5	12.7	10.8	9.1	8.1
48	8.8	10.2	11.8	13.6	15.2	16	15.6	14.3	12.6	10.9	9.3	8.3
46	9.1	10.2	11.9	13.5	14.9	15.7	15.4	14.2	12.6	10.9	9.5	8.7
44	9.3	10.5	11.9	13.4	14.7	15.4	15.2	14	12.6	11	9.7	8.9
42	9.4	10.6	11.9	13.4	14.6	15.2	14.9	13.9	12.6	11.1	9.8	9.1
40	9.6	10.7	11.9	13.3	14.4	15	14.7	13.7	12.5	11.2	10	9.3
35	10.1	11	11.9	13.1	14	14.5	14.5	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8
30	10.4	11.1	12	12.9	13.6	14	13.9	13.2	12.4	11.5	10.6	10.2
25	10.7	11.3	12	12.7	13.3	13.7	13.5	13	12.3	11.6	10.9	10.6
Lintang U Lintang S	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni	Juli	Agst	Sept	Okt	Nop	Des
	Juli	Agst	Sept	Okt	Nop	Des	Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Juni
20	11	11.5	12	12.6	13.4	13.3	13.2	12.3	12.3	11	11.2	10.9
15	11.3	11.6	12	12.5	12.8	13	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2
10	11.6	11.8	12	12.3	12.6	12.7	12.6	12.4	12.4	11.8	11.6	11.5
5	11.8	11.9	12	12	12.2	12.3	12.4	12.3	12.4	12	11.9	11.8
0	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12

(Sumber : Dr.Ir.Drs. Nugroho Hadisusanto, Dipl.H, 2010)

2.7.2 Menentukan Debit Inflow

Debit *Inflow* digunakan untuk mengetahui ketersediaan volume air di dalam waduk selama pengoperasian. Sehingga, diperlukan debit yang diharapkan mampu mencukupi besarnya debit *outflow*.

Untuk menghitung debit andalan diperlukan perhitungan evapotranspirasi dan curah hujan bulanan. Penman modifikasi membutuhkan data rata-rata iklim harian, kondisi cuaca sepanjang siang dan malam hari yang diperlukan mempunyai pengaruh terhadap evapotranspirasi.

Pada perencanaan ini, debit andalan diambil sebesar 80% yang berarti dihadapi besar resiko debit yang lebih kecil dari debit andalan adalah 20%. Besarnya debit inflow andalan 80% didapatkan dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P = \frac{n}{5} + 1 \dots\dots\dots(2.50)$$

dimana :

P : probabilitas 80% terlampaui

n : jumlah data

Untuk perhitungan debit andalan menggunakan metode FJ. Mock . Menurut Dr. Ir. Drs. Nugroho Hadisusanto, Dipl.H dalam buku *Aplikasi Hidrologi*. Adapun prosedur perhitungan model FJ. Mock sebagai berikut :

1. Hujan

Nilai hujan bulanan (P) didapat dari pencatatan data hujan bulanan (mm) dan jumlah hari hujan pada bulan yang bersangkutan (h)

2. Evapotranspirasi

Evapotranspirasi terbatas adalah evapotranspirasi aktual dengan mempertimbangkan kondisi vegetasi dan permukaan tanah sehingga persamaannya sebagai berikut :

$$E = ET_0' x \frac{d}{30} x m \dots\dots\dots(2.51)$$

dimana :

E : perbedaan antara evapotranspirasi potensial dan evapotranspirasi terbatas(mm)

ET₀' : evapotranspirasi potensial (mm)

d : jumlah hari kering atau hari tanpa hujan dalam 1 bulan

m : presentasi lahan yang tidak tertutup vegetasi, ditaksir dari petatata guna lahan, diambil :

m = 0% untuk lahan dengan hutan lebat

m = 0% pada akhir musim hujan, dan penambahan

10% setiapbulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder

m = 10% - 40% untuk lahan yang terisolasi

m = 20% - 50% untuk lahan pertanian yang diolah

Jumlah permukaan kering setengah bulanan (d), dihitung dengan asumsi bahwa tanah dalam satu hari hanya

mampu menahan air 12 mm dan selalu menguap sebesar 4 mm.

Berdasarkan frekuensi curah hujan di Indonesia dan sifat infiltrasi serta penguapan dari tanah permukaan, didapat hubungan :

$$d = 3/2 (18-h) \text{ atau } d = 27 - 3/2h \dots\dots\dots(2.52)$$

h = jumlah hari hujan dalam sebulan

Selanjutnya substansi antara persamaan di atas diperoleh persamaan:

$$\frac{E}{ET_0'} = \left(\frac{m}{20}\right) (18 - h) \dots\dots\dots(2.53)$$

$$Et = ET_0' - E \dots\dots\dots(2.54)$$

Et = evapotranspirasi terbatas (mm)

Soil water surplus adalah volume air yang akan masuk ke permukaan tanah.

$$\text{Soil water surplus} = (P - Et) - \text{soil storage} \dots\dots\dots(2.55)$$

Soil water surplus = 0 jika defisit yaitu : $(P - Et) > \text{soil storage}$

Initial storage adalah besarnya volume air pada saat permulaan mulainya perhitungan. Ditaksir sesuai dengan keadaan musim, seandainya musim hujan nilainya bisa menyamai nilai *soil moisture capacity*, tetapi pada musim hujan nilainya akan menurun lebih kecil dari nilai *soil moisture capacity*.

3. Keseimbangan Air di Permukaan Tanah

Keseimbangan air di permukaan tanah dihitung berdasarkan besarnya curah hujan bulanan dikurangi nilai evapotranspirasi terbatas rata-rata bulanan sehingga diperoleh persamaan :

$$\Delta S = P - Et \dots\dots\dots(2.56)$$

dimana :

ΔS : perubahan kandungan air tanah (*soil storage*)

ΔS nilainya positif apabila $P > Et$, air masuk ke dalam tanah ΔS nilainya negatif apabila $P < Et$, sebagian air tanah akan keluar sehingga menjadi defisit

4. Simpanan Air Tanah (*Ground Water Storage*)

Nilai *run off* dan *ground water* besarnya tergantung dari keseimbangan air dan kondisi tanahnya. Data yang diperlukan adalah :

Koefisien infiltrasi = I diambil 0,2 – 0,5

Faktor resesi aliran tanah = k, diambil 0,4 – 0,7

Persamaan :

$$I = \text{Water surplus} \times I \dots\dots\dots(2.57)$$

$$V_n = k \cdot V_{(n-1)} + 0,5 (1 + k)I_n \dots\dots\dots(2.58)$$

$$DV_n = V_n - V_{(n-1)} \dots\dots\dots(2.59)$$

dimana :

I_n : infiltrasi volume air yang masuk ke dalam tanah

V_n : volume air tanah

A : volume tampungan per bulan

V_n : perubahan volume air tanah bulan ke-n

$V_{(n-1)}$: volume air tanah bulan ke (n-1)

I : koefisien infiltrasi

5. Aliran Sungai

$$\text{Interflow} = \text{Infiltrasi} - \text{Volume air tanah (mm)} \dots\dots\dots(2.60)$$

$$\text{Direct Run Off} = \text{Water surplus} - \text{Infiltrasi (mm)} \dots\dots\dots(2.61)$$

$$\text{Base flow} = \text{Aliran sungai yang selalu ada sepanjang tahun} \\ (\text{m}^3/\text{dt}) \dots\dots\dots(2.62)$$

$$\text{Run off} = \text{Interflow} + \text{Direct Run Off} + \text{Base} \\ \text{flow} (\text{m}^3/\text{dt}) \dots\dots\dots(2.63)$$

2.7.3 Kebutuhan Air Penduduk

2.7.3.1 Kebutuhan Air Domestik

Kebutuhan air penduduk diasumsikan berdasarkan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 2. 12 Kebutuhan Air Domestik

Uraian	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x 1000 jiwa)				
	>1000	500-1000	100-500	10-100	3-100
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem lama (%)	30-40	30-40	30-40	30-40	30-40
Faktor harian maksimum	1.15-1,20	1.15-1,20	1.15-1,20	1.15-1,20	1.15-1,20
Faktor jam puncak	1,65-2,0	1,65-2,0	1,65-2,0	1,65-2,0	1,65-2,0
Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir/m ³ (kebutuhan harian rata-rata)	17,5-20	17,5-20	17,5-20	17,5-20	17,5-20

(Sumber : Dirjen Cipta Karya Dinas PU)

2.7.3.2 Kebutuhan Air Non Domestik

Kebutuhan air non domestik merupakan kebutuhan air untuk kegiatan penunjang kota, meliputi : kegiatan sosial (sekolah, rumah sakit dan tempat ibadah). Besarnya kebutuhan air non domestik didasarkan pada faktor jumlah penduduk pendukung dan jumlah unit fasilitas yang tersedia.

Tabel 2. 13 Kebutuhan Air non domestik untuk kota kategori I,II,III,IV

Sektor	Nilai	Satuan
Sekolah	10	Liter/murid/hari
Rumah Sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	2000	Liter/unit/hari
Masjid	3000	Liter/unit/hari
Kantor	10	Liter/pegawai/hari
Pasar	12000	Liter/hektar/hari
Hotel	150	Liter/bed/hari
Rumah Makan	100	Liter/tempat duduk/hari
Kompleks Militer	60	Liter/orang/hari
Kawasan Industri	0,2 – 0,8	Liter/detik/hektar
Kawasan Pariwisata	0,1 – 0,3	Liter/detik/hektar

(Sumber : Kriteria perencanaan Dirjen Cipta Karya Dinas PU, 1996)

Tabel 2. 14Kebutuhan Air non Domestik untuk kategori V (Desa)

Sektor	Nilai	Satuan
Sekolah	5	Liter/murid/hari
Rumah Sakit	200	Liter/bed/hari
Puskesmas	1200	Liter/unit/hari
Masjid	3000	Liter/unit/hari
Musollah	2000	Liter/unit/hari
Pasar	12000	Liter/hektar/hari
Komersial/Industri	10	Liter/hari

(Sumber : Kriteria Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU, 1996)

2.8 Evaporasi

Evaporasi merupakan proses fisis yang merubah bentuk laturan atau cairan menjadi bentuk gas atau uap. Faktor-faktor yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfer), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari, dan lain-lain. Salah satu rumus yang dapat digunakan dalam menghitung besarnya evaporasi adalah rumus empiris Penman yang diambil dari buku *Hidrologi untuk Pengairan* (Suyono Sosrodarsono, 2003) sebagai berikut :

$$E = 0,35(e_a - e_d) \left(1 + \frac{v}{100}\right) \dots \dots \dots (2.64)$$

dimana :

E : evaporasi (mm/hari)

e_a : tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d : tekanan uap sebenarnya (mm/Hg)

v : kecepatan angin pada ketinggian 2 meter di atas permukaan tanah (mil/hari)

Besarnya tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (e_a) dapat ditentukan dengan Tabel 2.15. berikut :

Tabel 2. 15 Tekanan Uap Jenuh

0° C	P (mm/Hg)
-60	0,0008
-40	0,096
-20	0,783
-10	1,964
-1	4,220
0 (air + es + uap)	4,580
10	9,21
20	17,55
30	31,86
40	55,40
50	92,6
60	149,6
80	355,4
100	760,0 (1 atm)
110	1074
125	1740
200	11650
250	29770
300	64300
350	123710

(Sumber : Hidrologi untuk Pengairan, Suyono Sosrodarsono, 2003)

2.9 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Kapasitas mati dapat ditentukan dengan menghitung besarnya endapan lumpur atau sedimen sesuai umur bangunan yang direncanakan. Pada bagian ini, kapasitas pada waduk tidak dapat di eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga material endapan agar tidak terangkut sewaktu di *intake*.

Penentuan angka sedimentasi ini ditentukan dengan menggunakan asumsi-asumsi berdasarkan pengalaman di lapangan, yaitu data dari waduk-waduk yang telah ada di lapangan. Sedimentasi dipengaruhi oleh faktor-faktor yaitu luas DAS, kondisi geologi daerah pengaliran, kondisi klimatologi, dan lain-lain. Tabel 2.16. berikut dapat dijadikan dasar untuk menentukan asumsi besarnya sedimen yang diambil dari buku *Tipe Urugan* (Suyono Sosrodarsono, 1977).

Tabel 2. 16 Untuk Memperoleh Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran

Topografi	Geografi	Daerah Pengaliran (km ²)						
		2	5	10	20	30	50	100
Stadium permulaan pembentukan	Zona A			100-300		300-800		800-1200
	Zona B			100-200		200-500		500-1000
	Zona C			100-150		150-400		400-800
Stadium akhir pembentukan	Zona A			100-200		200-500		500-1000
	Zona B			100-150		150-400		400-1000
	Zona C			50-100		100-350		300-500
Stadium pertengahan	Zona B	< 50	50-100			100-350		300-500
	Zona C	< 50			50-100			100-200
Dataran yang stabil	Zona B	< 50			50-100			100-200
	Zona C		< 50			50-100		100-200

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

Besarnya angka sedimen asumsi yang diperoleh dari pembacaan Tabel 2.13. kemudian diaplikasikan dalam rumus perhitungan volume total sedimentasi selama umur rencana waduk sebagai berikut :

$$\text{Volume sedimen total} = P_s \times A \times n \dots\dots\dots(2.65)$$

dimana :

P_s : harga satuan sedimentasi (m³/km/tahun)

A : luas daerah pengaliran (km²)

n : umur rencana (tahun)

2.10 Prediksi Erosi dengan Metode USLE

Prediksi erosi adalah suatu pendugaan besarnya erosi yang dipengaruhi oleh faktor iklim, tanah, topografi dan penggunaan lahan. Untuk kepentingan praktis nilai faktor erosi dapat mengacu pada penelitian dan penerepan rumus empiris yan telah dilakukan di Indonesia, yaitu dengan menggunakan persamaan umum kehilangan tanah USLE (Universal Soil Loss Equation). (Wischemeier & Smith, 1978).

$$A = R \times K \times L \times S \times C \times P \dots\dots\dots(2.66)$$

dengan

A = erosi total (ton/ha/tahun)

R = indeks erosivitas hujan (cm)

- K = faktor erodibilitas tanah
- L = indeks panjang lereng
- S = indeks kemiringan lereng (%)
- C = faktor jenis penutup tanah
- P = faktor pengelolaan lahan

Sedimen adalah hasil akhir dari proses erosi lempeng (*sheet erosion*) pada permukaan tanah dan erosi alur (*gully erosion*) yang diangkut oleh air. Erosi lempeng ditamba erosi alur disebut sebagai erosi brut. Tidak semua hasil erosi akan terangkut sampai di sungai, sebagian diantaranya akan mengendap di saluran drainase, sungai dan bantaran. Metode USLE menghasilkan perkiraan kasar besarnya erosi bruto. Untuk menetapkan besarnya sedimen yang sampai di tempat studi, erosi gross harus dikalikan dengan ratio pelepasan sedimen.

Faktor-faktor yang perlu diherhitungkan dalam analisis erosi lahan dengan metode USLE adalah :

- Erosivitas hujan

Erosivitas hujan (*sheet erosion*) sangat tergantung dari sifat hujan yang jatuh dan ketahanan tanah terhadap pukulan butir-butir hujan serta sifat gerakan aliran air di atas permukaan tanah sebagai limpasan permukaan. Untuk menghitung besarnya indeks erosivitas hujan digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$EI_{30} = E \times I_{30} \times 10^{-2} \dots\dots\dots(2.67)$$

$$E = 14,374 R^{1,075} \dots\dots\dots(2.68)$$

$$I_{30} = \frac{R}{77,178 + 1,01 R} \dots\dots\dots(2.69)$$

dengan :

EI_{30} = indeks erosivitas hujan (ton cm/Ha.Jam)

E = energi kinetik curah hujan (ton m/Ha.cm)

R = curah hujan bulanan

I_{30} = intensitas hujan maksimum selama 30 menit

- Erodibilitas tanah

Erodibilitas merupakan ketidak sanggupan tanah untuk menahan pukulan butir-butir hujan. Tanah yang mudah

tererosi pada saat dipukul oleh butir-butir hujan mempunyai erodibilitas yang tinggi. Erodibilitas dari berbagai macam tanah hanya dapat diukur dan dibandingkan pada saat terjadi hujan. Faktor kepekaan tanah juga dipengaruhi oleh struktur dan teksturnya, serta semakin kuat bentuk agregasi tanah dan semakin halus butir tanah, maka tanahnya tidak mudah lepas satu sama lain sehingga menjadi lebih tahan terhadap pukulan air hujan.

Tabel 2. 17 Nilai Erodibilitas Tanah

Tipe Tanah	K Factor
Aluvial Kelabu	0.315
Aluvial Coklat Kakelabuan	0.193
Aluvial Coklat Kelabu	0.315
Andosol Coklat	0.278
Andosol Coklat Kekuningan	0.223
Asosiasi Aluvial Kelabu dan Regoso Kelabu	0.271
Asosiasi Andosol Coklat dan Regosol Coklat	0.271
Asosiasi Andosol Coklat dan Glei Humus	0.202
Grumusol Hitam	0.187
Grumusol Kelabu	0.176
Grumusol Kelabu Tua	0.187
Latosol Coklat	0.175
Latosol Merah	0.075
Litosol	0.191
Podsolik Kuning	0.107
Regosol Coklat	0.346

(Sumber : Puslitbang Pengairan Bogor, 1985)

- Panjang dan kemiringan lereng (LS)

Dari penelitian yang telah ada, dapat diketahui bahwa proses erosi dapat terjadi pada lahan dengan kemiringan lebih besar dari 2%. Derajat kemiringan lereng sangat penting, karena kecepatan air dan kemampuan untuk memecah/melepas dan mengangkut partikel-partikel tanah tersebut akan bertambah secara eskponensial dari sudut kemiringan. Dari data yang ada kemudian dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$LS = \left| \frac{l}{22} \right|^m (0.065 + 0.045S + 0.0065S^2) \dots \dots \dots (2.70)$$

dimana :

l = Panjang lereng (m)

S = Kemiringan Lahan (%)

m = Nilai Eksponensial yang tergantung dari kemiringan

S < 1%, maka nilai m = 0.2

S = 1%-3%, maka nilai m = 0.3

S = 3%-5%, maka nilai m = 0.4

S > 5%, maka nilai m = 0.5

- Konservasi tanah dan pengelolaan tanaman

Pada suatu tangkapan akan terdapat berbagai kegiatan pemanfaatan lahan yang berbeda antara lahan satu dengan lahan lainnya dan kegiatan tersebut dapat berupa kegiatan konservasi atau kegiatan pengelolaan tanaman. Kedua kegiatan tersebut akan mempengaruhi besarnya erosi permukaan dan harus dipertimbangkan sebagai faktor-faktor yang berpengaruh, yaitu :

1. Faktor indeks konservasi tanah (Faktor P)

Nilai indeks konservasi tanah dapat diperoleh dengan membagi kehilangan tanah dari lahan yang diberi perlakuan pengawetan, terhadap tanah tanpa pengawetan.

2. Faktor indeks pengelolaan tanaman (Faktor C), merupakan angka perbandingan antar erosi lahan yang ditanami sesuatu jenis tanaman dan pengelolaan tertentu dengan lahan serupa dalam kondisi dibajak tetapi tidak di tanami.

3. Faktor indeks pengelolaan tanaman dan konservasi tanah (Faktor CP). Jika faktor C dan P tidak bisa dicari tersendiri, maka faktor indeks C dan P digabung menjadi Faktor CP.

Tabel 2. 18 Nilai CP pada berbagai jenis penggunaan lahan(Asdak 1995)

No	Konservasi dan Pengelolaan Tanaman	Nilai CP
1.	Hutan	
	a. Tidak terganggu	0,01
	b. Tanpa tumbuhan dengan serasah	0,05
	c. Tanpa tumbuhan bawah, tanpa serasah	0,5
2.	Semak	
	a. Tidak terganggu	0,01
	b. Sebagian rumput	0,1
3.	Permukiman	
	a. Gedung	0,01
	b. Permukiman	0,02
4.	Kebun	
	a. Kebun-talun	0,02
	b. Kebun-pekarangan	0,20
5.	Perkebunan	
	a. Penutupan tanah sempurna	0,01
	b. Penutupan tanah sebagian	0,07
6.	Rerumputan	
	a. Penutupan tanah sempurna	0,01
	b. Penutupan tanah sebagian, ditumbuhi alang-alang	0,02
	c. Alang-alang ; pembakaran sekali setahun	0,06
	d. Serai wangi	0,65
7.	Tanaman pertanian	
	a. Umbi-umbian	0,51
	b. Biji-bijian	0,51
	c. Kacang-kacangan	0,36
	d. Campuran	0,43
	e. Padi irgasi	0,02
8.	Perladangan	
	a. 1 tahun tanam, 2 tahun bero	0,28
	b. 1 tahun tanam, 2 tahun bero	0,19
9.	Pertanian dengan konservasi	
	a. Mulsa	0,14
	b. Teras bangku	0,04

(Sumber : Asdak, 1995)

- Laju erosi potensial (E-Pot)

Erosi potensial adalah erosi yang mungkin terjadi di suatu tempat dengan keadaan permukaan tanah gundul

sempurna, sehingga terjadinya proses erosi hanya disebabkan oleh faktor alam yaitu iklim, khususnya curah hujan, sifat-sifat internal tanah dan keadaan topografi tanah. Dengan demikian, maka erosi potensial dapat dinyatakan sebagai hasil ganda antara faktor-faktor curah hujan, erodibilitas tanah dan topografi (kemiringan dan panjang lereng). Pendugaan erosi potensial dapat dihitung dengan rumus pendekatan sebagai berikut :

$$E\text{-pot} = R \times K \times LS \times A \dots\dots\dots(2.71)$$

dengan :

E-pot = erosi potensial (ton/tahun)

R = indeks erosivitas hujan

K = erodibilitas tanah

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

A = luas daerah aliran sungai (Ha)

- Laju erosi actual (E-Akt)

Erosi aktual terjadi adanya campur tangan manusia dalam kegiatannya sehari-hari, misalnya pengelolaan tanah untuk pertanian dan adanya unsur-unsur penutup tanah, baik yang tumbuh secara ilmiah maupun yang dibudidayakan oleh terjadinya erosi. Dapat dikatakan bahwa laju erosi aktual selalu lebih kecil daripada laju erosi potensial. Dapat dikatakan bahwa erosi aktual adalah hasil ganda antara erosi potensial dengan pola penggunaan lahan tertentu, sehingga dapat dihitung dengan rumus (Weischmeier dan Smith, 1958) berikut:

$$E\text{-akt} = E\text{-pot} \times CP \dots\dots\dots(2.72)$$

dengan :

E-akt = erosi aktual di DAS (ton/ha/th)

E-pot = erosi potensial (ton/ha/th)

CP = faktor tanaman dan pengawetan lahan

- Laju sedimentasi potensial

Sedimentasi potensial adalah proses pengangkutan sedimen hasil dari proses erosi potensial untuk diendapkan di

jaringan irigasi dan lahan persawahn atau tempat-tempat tertentu seperti di waduk. Tidak semua sedimen yang dihasilkan erosi aktual menjadi sedimen, dan ini tergantung dari ratio antara volume sedimen hasil erosi aktual dengan volume sedimen yang bisa diendapkan di tempat studi/waduk (*SDR = Sediments Delivery Ratio*). Nilai SDR ini tergantung luas DAS, yang erat pula hubungannya dengan pola penggunaan lahan. Dan dapat dirumuskan dalam suatu hubungan fungsional, sebagai berikut :

$$SDR = S \times \frac{(1-0.8683(Area^{-0.2018}))}{2(S+50.n)} + 0.8683(Area^{-0.2018}).....(2.73)$$

dimana : A = Luas DAS (Ha)
 S = Kemiringan Lereng

- Menghitung Sedimen Potensial

Sedimen Potensial = A × SDR × γtanah.....(2.74)

2.11 Kapasitas Efektif

Kapasitas total selain ditentukan dari kapasitas mati juga dipengaruhi oleh besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif digunakan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Untuk menghitung besarnya tampungan air perencanaan waduk ini digunakan persamaan keseimbangan air (*water balance*) antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Adapun persamaan *water balance* sebagai berikut :

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O.....(2.75)$$

dimana :

- S_{t+1} : volume tampungan air pada saat t + 1
- S_t : volume tampungan air pada saat t
- I : volume debit *inflow*
- R : volume curah hujan di daerah luasan

- L : volume kehilangan air (evaporasi, rembesan)
 O : volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan

2.12 Penelusuran Banjir (*Reservoir Routing*)

Apabila akan terjadi muka air banjir pada waduk, maka permukaan air di dalam kolam waduk naik sedikit demi sedikit hingga kolam waduk akan penuh air dan mencapai ambang bangunan pelimpah. Apabila air di dalam kolam waduk masih terus naik sampai permukaan air waduk mencapai maksimal. Jadi, sebagian dari air banjir melimpah lewat bangunan pelimpah, sedangkan sisanya menyebabkan naiknya permukaan air di dalam waduk. Tinggi permukaan air kolam waduk maksimal ini harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan penelusuran banjir.

Dengan mengetahui tinggi permukaan air waduk maksimal ini dapat dicari tinggi yang paling menguntungkan atau optimal yang masih dalam keadaan aman terhadap resiko banjir. Salah satu cara yang dapat digunakan adalah cara tahap demi tahap (*step by step*) dengan rumus sebagai berikut :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots\dots\dots(2.76)$$

dimana :

I : *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk (m^3/dt)

O : *outflow*, debit air yang keluar dari waduk lewat pelimpah (m^3/dt)

$\frac{ds}{dt}$: debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek (m^3/dt)

Dalam bentuk integral menjadi :

$$\int I. dt - \int O. dt = S_2 - S_1 \dots\dots\dots(2.77)$$

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka dapat disamakan dengan harga rata-rata dari 2 *inflow* yang berurutan (I_1 dan I_2) begitu pula dengan *outflow*. Sehingga persamaan tersebut dapat ditulis menjadi :

$$\frac{I_1+I_2}{2} + \frac{O_1+O_2}{2} = S_2 - S_1 \dots\dots\dots(2.78)$$

dimana :

$\frac{I_1+I_2}{2}$: rata-rata *inflow* setiap tahap (m³/detik)

$\frac{O_1+O_2}{2}$: rata-rata *outflow* setiap tahap (m³/detik)

t : jangka waktu per periode (detik)

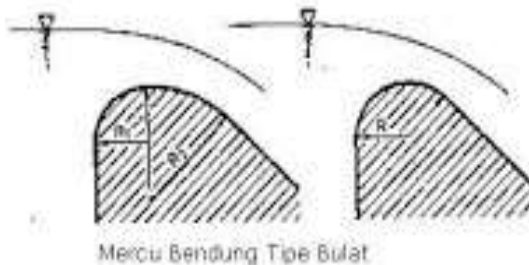
S : tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)

2.13 Pemilihan Mercu *Spillway*

Di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu untuk bendung pelimpah yaitu tipe ogee dan tipe bulat. Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai baik untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya. Kemiringan maksimum bendung bagian hilir 1:1 batas bendung dengan muka hilir vertikal mungkin menguntungkan jika bahan pondasinya dibuat dari batu keras dan tidak diperlukan kolam olak.

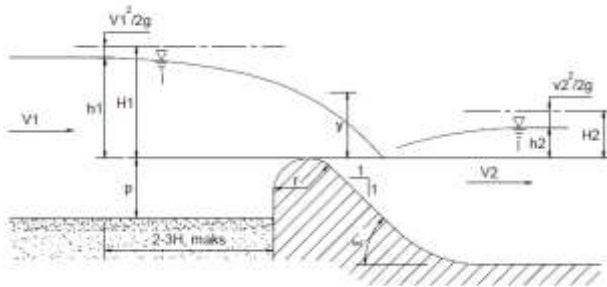
Mercu Bulat

Bendung dengan tipe mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi (44%) dibandingkan dengan koefisien debit ambang lebar. Pada sungai, ini akan banya memberikann keuntungan karena bangunan ini mengurangi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung streamline dan tekanan negatif pada mercu



Gambar 2. 3Bentuk-bentuk Mercu Bendung
(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi Bangunan Utama KP-02)

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H_1 dan r (H_1/r). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R_2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menemukan harga koefisien debit.



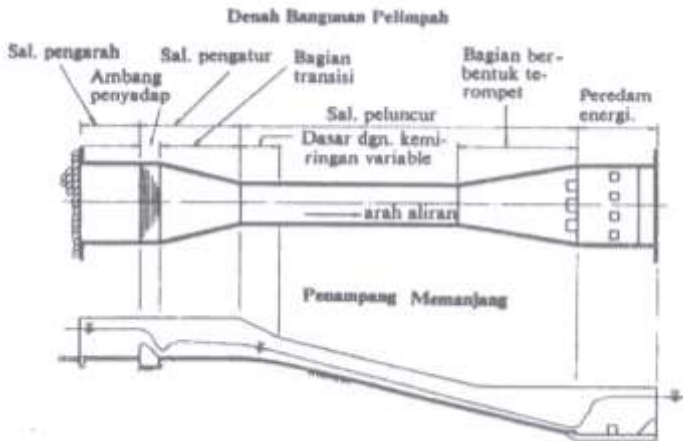
Gambar 2. 4 Bendung dengan Mercu Bulat
(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi Bangunan Utama KP-02)

Dari gambar di atas tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{maks} .

2.14 Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Pada dasarnya, terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah untuk urugan. Namun, untuk menentukan tipe yang sesuai dibutuhkan suatu studi yang luas dan mendalam hingga diperoleh tipe *spillway* yang paling efektif dan efisien. Tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada urugan yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Berikut ini adalah salah satu skema bangunan pelimpah pada urugan. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari 4 bagian utama, yaitu :

- Saluran pengarah
- Saluran pengatur aliran
- Saluran peluncur
- Peredam energi



Gambar 2. 5Skema Tipe Bangunan Pelimpah
(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.14.1 Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran

Ambang yang digunakan adalah berbentuk bendung pelimpah (*overflow weir*). Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Karena kecepatan air yang terjadi biasanya besar, maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Bentuk tersebut dapat mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Rumus untuk bendung pelimpah adalah :

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(2.79)$$

dimana :

- Q : debit air (biasanya debit banjir rencana)
- C : koefisien limpahan
- L : lebar efektif bendung
- H : total tinggi tekanan air di atas mercu bendung

Cara memperoleh koefisien limpahan (C) dari *type standart* suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut :

$$C_d = 2,2 - 0,0416 (Hd/W)^{0,99} \dots\dots\dots(2.80)$$

$$C = 1,60 \frac{1+2a \left(\frac{h}{Hd}\right)}{1+a \left(\frac{h}{Hd}\right)} \dots\dots\dots(2.81)$$

dimana :

- C : koefisien limpahan
- C_d : koefisien limpahan pada saat h = Hd
- h : tinggi air di atas mercu bendung
- H_d : tinggi tekanan rencana di atas mercu bendung
- W : tinggi bendung
- a : konstanta (diperoleh pada saat h = Hd yang berarti C = C_d)

Rumus yang digunakan untuk menghitung panjang efektif bendung (Civil Engineering Departement U.S. Army)

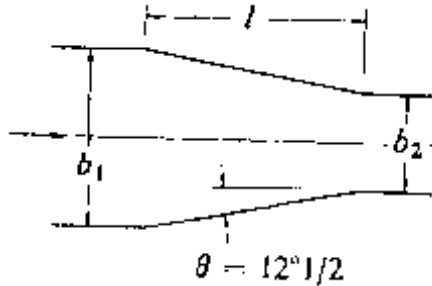
$$L = L' - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H$$

dimana :

- L : panjang efektif bendung
- L' : panjang bendung yang sesungguhnya
- N : jumlah pilar di atas mercu bendung
- K_p : koefisien kontraksi pada pilar
- K_a : koefisien kontraksi pada dinding samping
- H : tinggi tekanan total di atas mercu bendung

2.14.2 Saluran Transisi

Pada dasarnya, untuk merencanakan bentuk saluran transisi masih belum ada cara yang terbaik sehingga dapat direncanakan dengan pertimbangan-pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian model hidraulika. Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang menyempit ke hilir dengan sudut inklinasi sebesar 12° 30' terhadap sumbu saluran peluncur.



Gambar 2. 6 Saluran Transisi
(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.14.3 Saluran Peluncur

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur dan di bawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang didasarkan pada teori Bernoulli sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots\dots\dots(2.82)$$

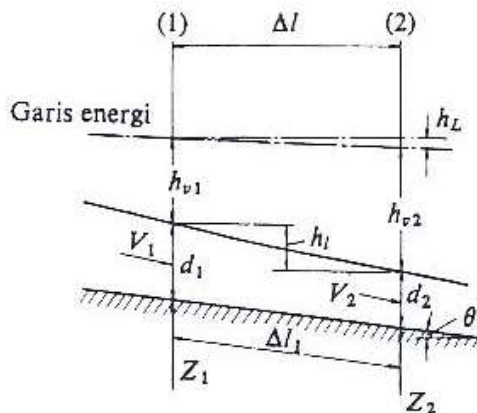
dimana :

z : elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal (m)

d : kedalaman air pada bidang tersebut (m)

h_v : tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut (m)

h_L : kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara dua buah bidang vertikal yang ditentukan (m)



Gambar 2. 7Skema Saluran Peluncur
(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.14.4 Peredam Energi (Kolam Olak)

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau setidaknya untuk mengurangi energi dalam aliran air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan, dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah yaitu di ujung hilir saluran peluncur (Soediby, 2003). Secara umum, kolam olak masih dapat dibedakan dalam 3 tipe utama, yaitu :

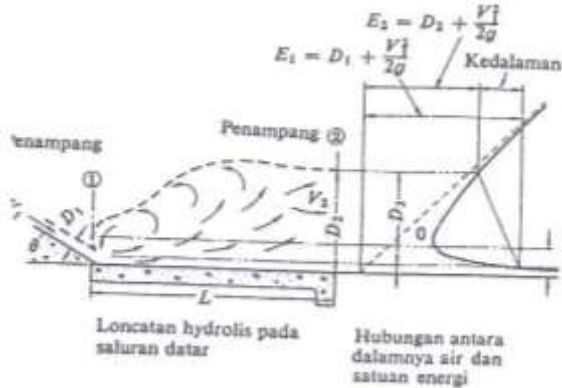
- Kolam olak datar
- Kolam olak miring ke hilir
- Kolam olak miring ke udik

Tipe yang paling umum dipergunakan adalah kolam olakan datar. Kolam olakan datar inipun masih mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe yang dibedakan oleh rezim hidraulika alirannya dan kondisi konstruksinya, seperti uraian berikut:

- Kolam olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan datar dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Tipe ini hanya

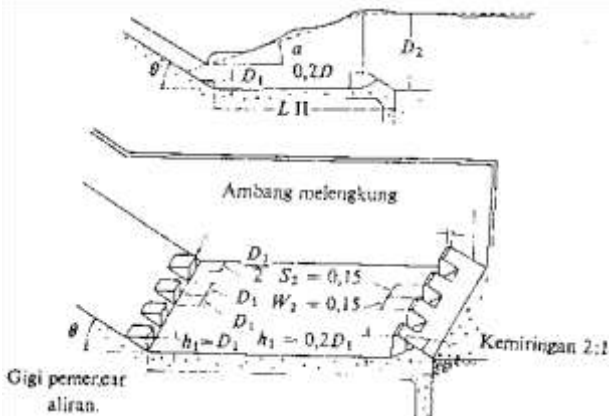
sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olaknya pun akan berdimensi kecil.



Gambar 2. 8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I
 (Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

- Kolam olakan datar tipe II

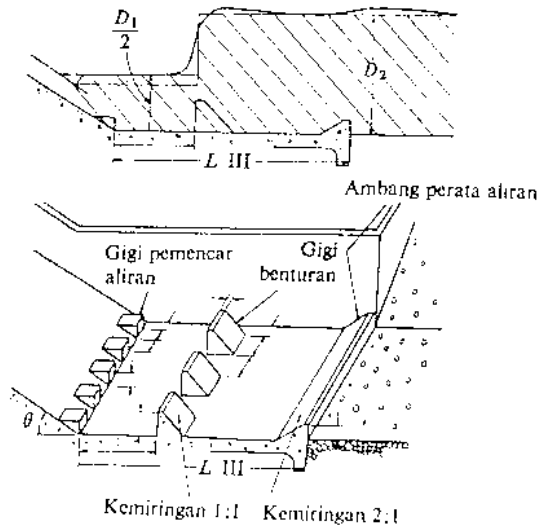
Kolam olakan tipe ini cocok untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan debit yang besar ($Q = 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$; tekanan hidrostatik $> 60 \text{ m}$; dan bilangan Froude $> 4,5$).



Gambar 2. 9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II
 (Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

- Kolam olakan datar tipe III

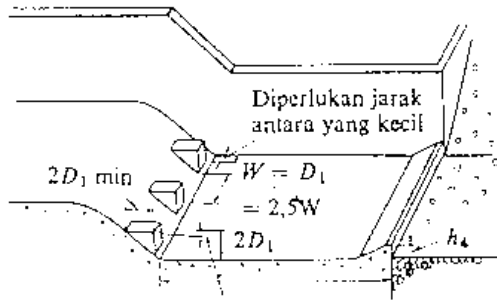
Prinsip kerja kolam olakan datar tipe III ini sangat mirip dengan sistem kerja dari kolam olakan datar tipe II, akan tetapi lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang agak kecil ($Q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$; $v < 18,0 \text{ m}/\text{det}$; dan bilangan Froude $> 4,5$).



Gambar 2. 10 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III
(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

- Kolam olakan datar tipe IV

Prinsip kerja kolam olakan datar tipe IV ini sama dengan sistem kerja dari kolam olakan datar tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 – 4,5.



Gambar 2. 11 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV
 (Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

Bilangan Froude dapat diperoleh dengan rumus sebagai berikut:

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot D_1}} \dots \dots \dots (2.83)$$

dimana :

- Fr : bilangan Froude
- v_1 : kecepatan aliran pada penampang 1 (m/det)
- D_1 : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)
- g : percepatan gravitasi (9,8 m/det²)

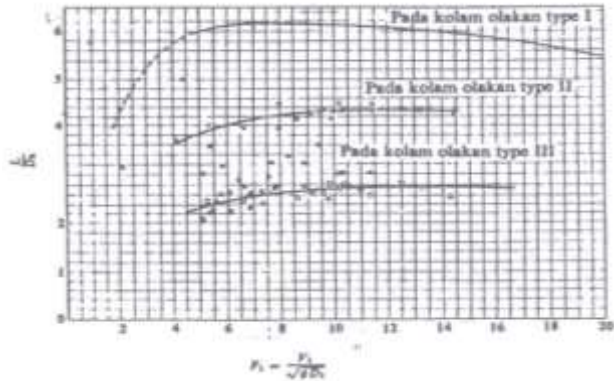
Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \dots \dots \dots (2.84)$$

dimana :

D_1 dan D_2 : kedalaman air (m)

Untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara Froude dengan $\frac{L}{D_2}$, dimana L ialah panjang kolam olakan yang dicari adalah dengan membaca grafik berikut.



Gambar 2. 12 Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude dengan Nilai L/D1
 (Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.15 Analisa Stabilitas Pelimpah (Spillway)

2.15.1 Stabilitas Terhadap Kontrol Retak

Resultan gaya yang masuk inti (kern) harus terletak antara 1/3 B sampai dengan 2/3 B, dimana B adalah lebar pondasi spillway.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} \leq \frac{1}{6} B \dots\dots\dots(2.85)$$

dimana:

- v : jarak vertikal titik berat terhadap titik 0 = ΣMv/ΣG
- h : jarak horixontal titik berat terhadap titik 0 = ΣMv/ΣG
- e : jarak resultan gaya dengan titik berat(eksintrisitas)
- Rv : resultan gaya vertikal
- Rh : resultan gaya horizontal

2.15.2 Stabilitas Terhadap Guling

Stabilitas terhadap guling adalah sigma momen pendorong dibagi dengan sigma momen guling dengan *safety factor* lebih besar sama dengan 1,5 dalam kondisi normal.

$$\frac{\sum MP}{\sum MG} \geq SF \dots\dots\dots(2.84)$$

dimana :

$\sum MP$: momen tahanan (Ton.m)

$\sum MG$: momen guling (Ton.m)

SF : angka keamanan (diambil 1,0-1,5)

2.15.3 Stabilitas Terhadap Geser

Stabilitas terhadap geser adalah koefisien gesekan dikalikan dengan gaya vertikal total yang ditambah dengan tegangan geseran dari beton dan dikali dengan luas permukaan pondasi dari hasil keduanya kemudian dibagi oleh gaya horizontal total dengan hasil safety factor lebih besar sama dengan 1 hingga 1,5.

$$\frac{f \cdot \sum V + \tau A}{\sum H} \geq SF \dots\dots\dots(2.86)$$

dimana :

f : koefisien gesekan = 0,75

τ : tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi

A : luas permukaan pondasi

$\sum V$: gaya vertikal total

SF : angka keamanan (diambil 1,0-1,5)

2.15.4 Kontrol Daya Dukung

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \dots\dots\dots(2.87)$$

Untuk $e < B/6 \rightarrow \sigma_{12} = \frac{\sum v}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right)$

Untuk $e < B/6 \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2v}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)}$

Dimana :

e : eksintrisitas

$\sum V$: jumlah gaya vertikal

$\sum H$: jumlah gaya horizontal

L : 1 m (pendekatan satuan 1 m)

B : lebar dasar pondasi (m)

σ_{ijin} : daya dukung

2.15.5 Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol daya dukung terhadap bangunan peredam energi diperlukan untuk mengetahui stabilitas bangunan akibat gaya *uplift* dari tanah.

$$dx \geq SF \times \frac{P_x - W_x}{\gamma} \dots\dots\dots(2.88)$$

dimana :

P_x : gaya angkat pada titik x (kg/m^2)

W_x : kedalaman air di titik x (m)

γ : 2400 kg/m^2 (berat jenis beton)

dx : ketebalan lantai pada titik x (m)

SF : angka keamanan (diambil 1,25)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

Metodologi disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi tugas akhir, untuk memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan studi yang telah ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis, teratur dan tertib, sehingga dapat dipertanggungjawabkan secara ilmiah.

3.1 Studi Literatur

Studi Literatur bertujuan untuk mempelajari berbagai literature (sumber-sumber) yang berkaitan dengan permasalahan dalam penyusunan tugas akhir, buku-buku yang dipakai antara lain:

- Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data
- Teknik
- Hidrologi untuk Pengairan
- Hidrologi Teknik
- Tipe Urugan

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data bertujuan sebagai data-data yang digunakan dalam penulisan adalah data yg diperoleh seara tidak langsung berupa catatan maupun hasil penelitian dari pihak lain. Pengumpulan data tersebut meliputi :

3.2.1 Data Hidrologi

Data hidrologi terdiri dari :

- Data curah hujan stasiun

3.2.2 Data Klimatologi

Data klimatologi terdiri dari :

- Data kecepatan angin
- Data kelembapan
- Data suhu / temperatur

3.2.3 Data Topografi

Data topografi terdiri dari :

- Peta topografi
- Peta lokasi kawasan

3.2.4 Data Jumlah Penduduk

Data penduduk terdiri dari :

- Data jumlah penduduk Desa Sumurup, Srabah, Sengon, Depok

3.2.5 Data Tanah

Data tanah merupakan hasil dari pengambilan sampel melalui tes boring di lapangan

3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan bendungan meliputi :

3.3.1. Analisa Kapasitas Tampungan

Volume tampungan harus memperhitungkan volume kebutuhan (*outflow*) dan volume tersedia (*inflow*). Tujuannya untuk mengetahui volume kapasitas maksimum yang bisa ditampung dan juga untuk mengetahui elevasi mercu bendung dari kapasitas tampungan efektif .

1. VolumeKebutuhan (*Outflow*)

- Analisa kebutuhan air baku penduduk

Analisa kebutuhan air bertujuan untuk menetapkan kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk beserta fasilitas-fasilitas sosial ekonomi, termasuk menentukan kebutuhan air baku untuk masa mendatang yang didapat dari data jumlah penduduk untuk proyeksi penduduk dengan jangka waktu.

- Evaporasi

Evaporasi dimaksudkan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena terkena sinar matahari yang akan mengurangi

volume air yang terdapat di dalam . Penguapan atau evaporasi yang dipicu oleh temperatur dari sinar matahari dan angin yang dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penmann.

2. Volume Tersedia (*Inflow*)

Perhitungan volume tersedia dapat dilakukan dengan analisis data hujan. Dari data hujan yang ada kemudian dihitung besarnya hujan efektif. Setelah itu hujan efektif dikalikan dengan luas daerah pengaliran tampungan sehingga didapat volume tampungan per hari. Dari hasil perhitungan volume tampungan per hari tersebut dapat digambarkan kurva massa tampungan sehingga dapat diketahui besarnya volume tersedia (*inflow*).

3.3.2. Analisa Hidrologi

1. Perhitungan curah hujan rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang sudah didapatkan dari masing-masing stasiun hujan daerah tangkapan. Dalam Perencanaan Bagong ini metode yang dipakai adalah *Polygon Thiessen*.

2. Perhitungan curah hujan rencana

Dari hasil perhitungan curah hujan rata-rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi apa yang bisa dilakukan, misalnya *Log Pearson Tipe III* dan selanjutnya bisa dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000.

3. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu :

- Uji *Smirnov Kolmogolov*, pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.

- Uji *Chi Kuadrat*, pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis.

4. Perhitungan debit banjir rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamanan bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf *Nakayasu*.

5. Penelusuruan banjir

Perhitungan *reservoir routing* (penelusuruan banjir di waduk) untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah.

6. Perhitungan sedimen (kapasitas mati / *dead storage*)

Perhitungannya dilakukan dengan menghitung besarnya sedimen selama umur bangunan disungsikan.

7. Keseimbangan air (*water balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume akibat debit *inflow* dan *outflow*. Selanjutnya, dari hasil-hasil perhitungan *inflow* yang diperoleh dari debit banjir andalan dikurangi dengan evaporasi dan *outflow* yang berupa kebutuhan air penduduk, maka hasilnya menjadi volume waduk. Selain itu juga dikurangi dengan nilai rembesan tanah yang terjadi pada kolam tampungan, besarnya dapat dilihat dari data tanah hasil tes tanah yang dilakukan sebelumnya. Volume-volume *inflow* yang dikurangi *outflow* dari tiap periode 10 harian selama satu tahun dijumlahkan secara komulatif dan selanjutnya bisa dibuat kurva massa, sehingga dapat diketahui kapasitas efektif dengan mengurangkan antara volume komulatif maksimum dan minimum. Hasil dari kapasitas efektif kemudian diplotkan ke dalam grafik lengkung kapasitas dan dapat diketahui pada elevasi berapa mercu bendung atau *spillway* harus diletakkan.

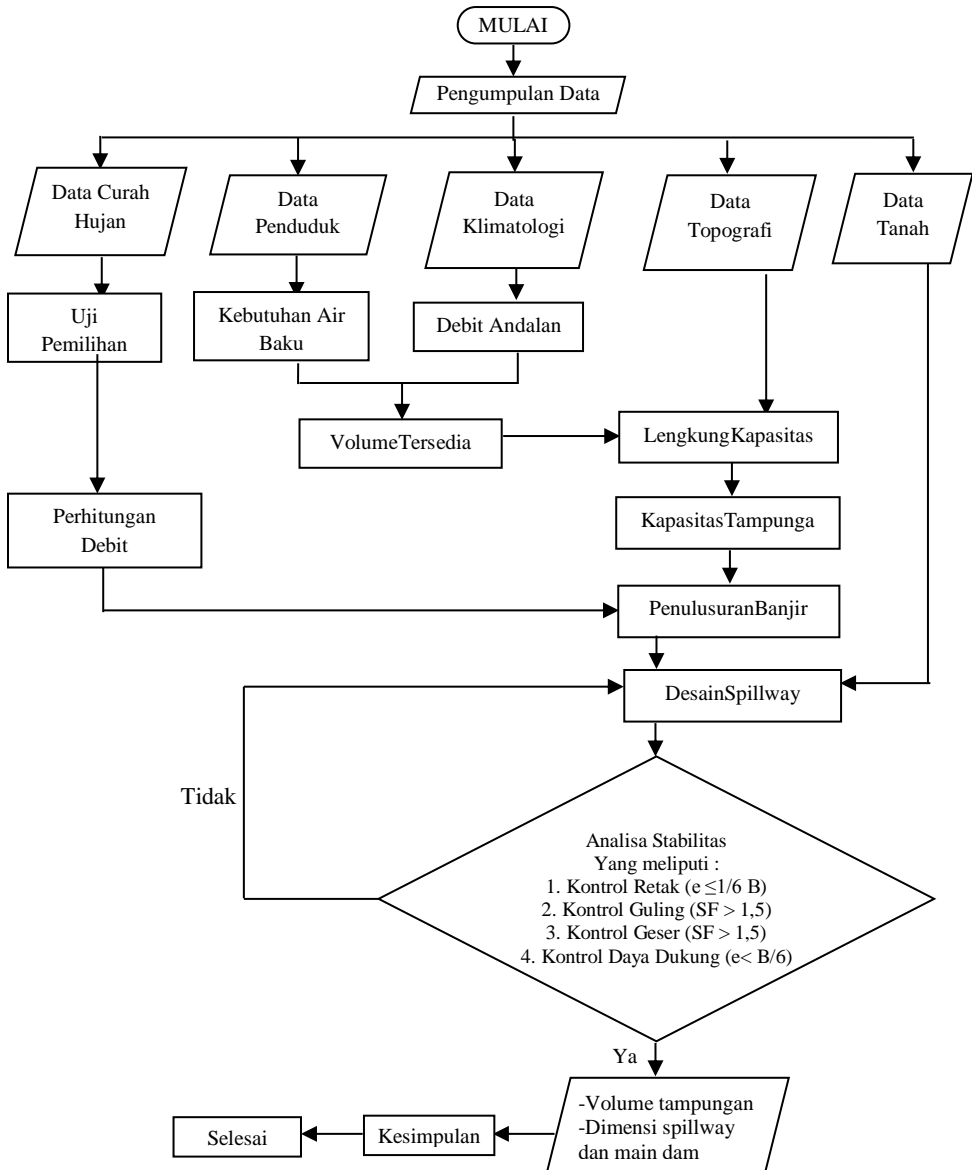
3.3.3. Analisa Hidraulika

1. Setelah diketahui elevasi mercu bendung atau *spillway*, maka dapat ditentukan jenis mercu yang digunakan, misalnya mercu tipe Bulat dengan hulu tegak. Sedangkan untuk menghitung kedalaman air pada tiap-tiap bagian *spillway*, dihitung dengan *trial error* (coba-coba) dengan asas Bernoulli yang meliputi saluran transisi, saluran peluncur lurus, dan saluran peluncur terompet. Dari kecepatan di saluran peluncur terompet, maka dapat dihitung bilangan Froude (*Froude number*) untuk menentukan tipe peredam energi (kolam olak) yang digunakan.
2. Dimensi tubuh meliputi tinggi, kemiringan lereng urugan, tinggi jagaan, dan bentang. Perhitungan tubuh diawali dengan menghitung lebar mercu dan diteruskan dengan perhitungan kemiringan lereng hulu dan hilir. Selanjutnya, dihitung aliran rembesan (filtrasi) yang terjadi di dalam yang dipengaruhi oleh adanya drainase tumit.

3.3.4. Analisa Stabilitas Tubuh dan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

1. Bangunan pelimpah (*spillway*) yang meliputi :
 - Stabilitas guling
 - Stabilitas geser
 - Stabilitas retak
 - Stabilitas Daya Dukung

3.4 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir



Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Data Curah Hujan

Bendungan Bagong ini menggunakan data curah hujan 27 tahun. Pada lokasi Bendungan terdapat beberapa stasiun hujan yaitu stasiun hujan Bagong, stasiun hujan Bendungan, stasiun hujan Tugu dan stasiun hujan Prambon. Tetapi sebelumnya dari beberapa stasiun hujan terlebih dahulu dianalisis menggunakan *polygon thiesen* dan yang paling berpengaruh besar yaitu stasiun hujan Bendungan. Dari data hujan 1990 – 2016 tersebut diperoleh curah hujan maksimum setiap tahunnya dengan Data Curah Hujan Harian Maksimum Harian seperti berikut :

Tabel 4. 1 Curah Hujan Maksimum Harian

Tahun	Tinggi Hujan Max (mm)
1990	140
1991	140
1992	130
1993	100
1994	95
1995	176
1996	119
1997	59
1998	131
1999	131
2000	122
2001	110
2002	120
2003	114
2004	98
2005	60
2006	194
2007	143
2008	137
2009	137
2010	99
2011	115
2012	99
2013	101

Tabel 4. 2 Lanjutan Curah hujan Maksimum Harian

Tahun	Tinggi Hujan Max (mm)
2014	93
2015	85
2016	89

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 3 Pengurutan Curah Hujan Maksimum Harian

Tahun	Tinggi Hujan Max (mm)
2006	194
1995	176
2007	143
1990	140
1991	140
2008	137
2009	137
1998	131
1999	131
1992	130
2000	122
2002	120
1996	119
2011	115
2003	114
2001	110
2013	101
1993	100
2010	99
2012	99
2004	98
1994	95

Tabel 4. 4 Lanjutan Pengurutan Curah Hujan Maksimum Harian

2014	93
2016	89
2015	85
2005	60
1997	59

(Sumber : Perhitungan)

4.1.1 Analisa Distribusi Frekuensi

Curah hujan rencana dihitung untuk mendapatkan parameter statistik agar dapat diketahui jenis distribusi sesuai dengan data curah hujan yang ada.

4.1.1.1 Distribusi Normal

Perhitungan untuk beberapa parameter pada distribusi Normal, terlebih dahulu harus dilakukan analisa terhadap data curah hujan maksimum seperti yang diberikan pada Tabel 4.1 dan Tabel 4.2.

Tabel 4. 5 Hasil Distribusi Normal

CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	\bar{x}	$(x-\bar{x})^2$	$(x-\bar{x})^3$	S	Cv	CS	C _K
140	194	116.19	6055.15	471180.02	30.14	0.26	0.45	4.2
140	176		3577.81	214006.17				
130	143		719.03	19280.77				
100	140		567.15	13506.46				
95	140		567.15	13506.46				
176	137		433.26	9018.15				
119	137		433.26	9018.15				
59	131		219.48	3251.54				
131	131		219.48	3251.54				
131	130		190.85	2636.55				
122	122		33.81	196.61				
110	120		14.55	55.52				
120	119		7.92	22.3				
114	115		1.4	-1.66				
98	114		4.78	-10.43				
60	110		38.26	-236.62				

194	101	230.59	-3501.55				
143	100	261.96	-4239.87				
137	99	295.33	-5075.31				
137	99	295.33	-5075.31				

Tabel 4.6 Lanjutan Hasil Distribusi Normal

CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	\bar{x}	$(x-\bar{x})^2$	$(x-\bar{x})^3$	S	Cv	CS	CK
99	98		330.70	-6013.86				
115	95		448.81	-9508.17				
99	93		537.55	-12463.26				
101	89		739.03	-20090.78				
93	85		972.52	-30328.08				
85	60		3156.78	-177363.9				
89	59		3270.15	-187003.8				

(Sumber : Perhitungan)

1. Nilai Rata-rata :

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

$$\bar{X} = \frac{3137}{27}$$

$$\bar{X} = 116,19$$

2. Deviasi Standart :

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

$$Sd = \sqrt{\frac{23622,07}{27 - 1}}$$

$$Sd = 30,14$$

3. Cs (Koefisien Kemencengan) :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n \{(X_i) - \bar{X}\}^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{27 \times 758930,24}{(27 - 1)(27 - 2) \times 30,14^3}$$

$$Cs = 1,15$$

4. Ck (Koefisien Kurtosis) :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum_{i=1}^n \{(X_i) - \bar{X}\}^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{27^2 \times 51135448,67}{(27-1)(27-2)(27-3) \times 30,14^4}$$

$$Ck = 2,89$$

5. Cv (Koefisien Variasi) :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{30,14}{116,19}$$

$$Cv = 0,26$$

Tabel 4. 7 Parameter dari Periode Ulang Distribusi Normal

Periode Ulang	Peluang	K	XTR
1,001	0,999	-3,05	24,25
1,11	0,901	-1,28	77,60
2	0,5	0	116,19
2,5	0,4	0,25	123,72
3,33	0,3	0,52	131,86
4	0,25	0,67	136,38
5	0,2	0,84	141,50
10	0,1	1,28	154,77
20	0,05	1,64	165,62
50	2,05	2,05	177,98
100	0,01	2,33	186,42
200	0,005	2,58	193,95
500	0,002	2,88	202,99
1000	0,001	3,09	209,32

(Sumber : Perhitungan)

Persamaan dasar yang digunakan oleh distribusi Normal adalah $X_{TR} = \bar{x} + k.S$. Misal pada $k = -3,05$. Maka:
 $X_{TR} = 116,19 \text{ mm} + -3,05 \cdot 30,14 = 24,25 \text{ mm}$.

4.1.1.2 Analisa Distribusi Gumbel

Analisa distribusi gumbel umumnya digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menentukan kejadian yang ekstrem.

Tabel 4. 8 Analisa Distribusi Gumbel

No	CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	\bar{x}	$(x-\bar{x})$	$(x-\bar{x})^2$	$(x-\bar{x})^3$	S	CS	CK	$(x-\bar{x})^4$	Cv	CS	CK
1	140	194	116,19	77,815	6055,145	471180,018	30,1	1,2	2,8	36664785,872	0,26	1,15	2,9
2	140	176		59,815	3577,812	214006,166				12800739,218			
3	130	143		26,815	719,034	19280,771				517010,315			
4	100	140		23,815	567,145	13506,463				321653,910			
5	95	140		23,815	567,145	13506,463				321653,910			
6	176	137		20,815	433,257	9018,154				187711,208			
7	119	137		20,815	433,257	9018,154				187711,208			
8	59	131		14,815	219,479	3251,537				48170,916			
9	131	131		14,815	219,479	3251,537				48170,916			
10	131	130		13,815	190,849	2636,545				36423,382			
11	122	122		5,815	33,812	196,611				1143,256			
12	110	120		3,815	14,553	55,516				211,784			
13	120	119		2,815	7,923	22,302				62,777			
14	114	115		-1,185	1,405	-1,665				1,973			
15	98	114		-2,185	4,775	-10,434				22,801			
16	60	110		-6,185	38,257	-236,624				1463,561			
17	194	101		-15,185	230,590	-3501,550				53171,679			
18	143	100		-16,185	261,960	-4239,875				68623,157			
19	137	99		-17,185	295,331	-5075,311				87220,157			
20	137	99		-17,185	295,331	-5075,311				87220,157			

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.9 Lanjutan Analisa Distribusi Gumbel

21	99	98		-18,185	330,701	-6013,858				109363,125			
22	115	95		-21,185	448,812	-9508,167				201432,275			
23	99	93		-23,185	537,553	-12463,261				288963,026			
24	101	89		-27,185	739,034	-20090,784				546171,687			
25	93	85		-31,185	972,516	-30328,085				945786,933			
26	85	60		-56,185	3156,775	-177363,990				9965228,617			
27	89	59		-57,185	3270,145	-187003,871				10693850,968			

(Sumber : Perhitungan)

1. Nilai Rata-rata :

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

$$\bar{X} = \frac{3137}{27}$$

$$\bar{X} = 116,19$$

2. $(x - \bar{x}) = (194 \text{ mm} - 116,19 \text{ mm}) = 77,82 \text{ mm}$

3. $(x - \bar{x})^2 = (77,82)^2 \text{ mm} = 6055,15 \text{ mm}$

4. $(x - \bar{x})^3 = (77,82)^3 \text{ mm} = 471180,018 \text{ mm}$

5. $(x - \bar{x})^4 = (77,82)^4 \text{ mm} = 36664785,872 \text{ mm}$

6. Deviasi Standart :

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

$$Sd = \sqrt{\frac{23622,07}{27 - 1}}$$

$$Sd = 30,14$$

7. Cs (Koefisien Kemencengan) :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n \{(X_i) - \bar{X}\}^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{27 \times 758930,24}{(27-1)(27-2) \times 30,14^3} = 1,15$$

8. Ck (Koefisien Kurtosis) :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum_{i=1}^n \{(X_i) - \bar{X}\}^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{27^2 \times 51135448,67}{(27-1)(27-2)(27-3) \times 30,14^4} = 2,89$$

9. Cv (Koefisien Variasi) :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{30,14}{116,19}$$

$$Cv = 0,26$$

Untuk menghitung parameter peluang, dibutuhkan nilai Y_T .

$$\begin{aligned} Y_T &= -\text{Ln} \left(\text{Ln} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \text{ (Misal } T = 1,11) \\ &= -\text{Ln} \left(\text{Ln} \left(\frac{1,11}{1,11-1} \right) \right) \\ &= -0,84 \end{aligned}$$

Persamaan dasar yang digunakan oleh distribusi Gumbel adalah $X_T = \bar{x} + k.S$. Misal pada $k = -2,26$. Maka $X_T = 116,19 \text{ mm} + (-1,23) \cdot 30,14 = 79,08 \text{ mm}$.

Tabel 4. 10 Parameter Distribusi Gumbel

Peluang	T	yT	yn	σn	yT-yn	k	xT
						(yT-yn)/σn	
0.999	1,001	-1,93	0,54	1,12	-2,47	-2,21	49,55
0.901	1,11	-0,84			-1,38	-1,23	79,08
0.5	2	0,37			-0,17	-0,15	111,57
0.4	2,5	0,67			0,13	0,12	119,81
0.3	3,33	1,03			0,49	0,44	129,46
0.25	4	1,25			0,71	0,63	135,29
0.2	5	1,50			0,96	0,86	142,15
0.1	10	2,25			1,71	1,53	162,39
0.05	20	2,97			2,43	2,18	181,81
0.02	50	3,90			3,36	3,01	206,94
0.01	100	4,60			4,06	3,64	225,78
0.005	200	5,30			4,76	4,26	244,54
0.001	1000	6,91			6,37	5,70	288,01

(Sumber : Perhitungan)

4.1.1.3 Analisa Distribusi Log Pearson Tipe III

Analisa distribusi log pearson tipe III umumnya digunakan pada perhitungan hujan harian maksimum untuk menghitung besarnya banjir rencana yang terjadi pada periode ulang tertentu.

Tabel 4. 11 Hasil Analisa Distribusi Log Paerson Tipe III

No.	CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	Log x	$\log \bar{x}$	$(\log x - \log \bar{x})$	$(\frac{\log x - \log \bar{x}}{\log \bar{x}})^2$	$(\frac{\log x - \log \bar{x}}{\log \bar{x}})^3$	$(\frac{\log x - \log \bar{x}}{\log \bar{x}})^4$	S log x	(S log x) ³	cs	ck	cv
1	140	194	2.29	2.05	0.24	0.06	0.01	0.00317055	0.12	0.002	0.67	1.25	0.06
2	140	176	2.25		0.20	0.04	0.01	0.00144600					
3	130	143	2.16		0.10	0.01	0.00	0.00012075					
4	100	140	2.15		0.10	0.01	0.00	0.00008359					
5	95	140	2.15		0.10	0.01	0.00	0.00008359					
6	176	137	2.14		0.09	0.01	0.00	0.00005524					
7	119	137	2.14		0.09	0.01	0.00	0.00005524					
8	59	131	2.12		0.07	0.00	0.00	0.00001987					
9	131	131	2.12		0.07	0.00	0.00	0.00001987					
10	131	130	2.11		0.06	0.00	0.00	0.00001619					
11	122	122	2.09		0.04	0.00	0.00	0.00000165					
12	110	120	2.08		0.03	0.00	0.00	0.00000068					
13	120	119	2.08		0.03	0.00	0.00	0.00000039					
14	114	115	2.06		0.01	0.00	0.00	0.00000001					
15	98	114	2.06		0.01	0.00	0.00	0.00000000					
16	60	110	2.04		-0.01	0.00	0.00	0.00000001					
17	194	101	2.00		-0.05	0.00	0.00	0.00000455					
18	143	100	2.00		-0.05	0.00	0.00	0.00000651					
19	137	99	2.00		-0.05	0.00	0.00	0.00000907					
20	137	99	2.00		-0.05	0.00	0.00	0.00000907					
21	99	98	1.99		-0.06	0.00	0.00	0.00001235					
22	115	95	1.98		-0.07	0.01	0.00	0.00002807					
23	99	93	1.97		-0.08	0.01	0.00	0.00004527					

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 12 Lanjutan Hasil Analisa Distribusi Log Paerson Tipe III

No.	CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	Log x	$\overline{\log x}$	$(\log x - \overline{\log x})$	$(\log x - \overline{\log x})^2$	$(\log x - \overline{\log x})^3$	$(\log x - \overline{\log x})^4$	S log x	$(S \log x)^3$	cs	ck	cv
24	101	89	1.95		-0.10	0.01	0.00	0.00010455					
25	93	85	1.93		-0.12	0.01	0.00	0.00021500					
26	85	60	1.78		-0.27	0.07	-0.02	0.00550252					
27	89	59	1.77		-0.28	0.08	-0.02	0.00611653					
Jumlah			55.36		53.31324419	0.36	0.03	0.01					

(Sumber : Perhitungan)

1. Nilai Rata-rata :

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

$$\bar{X} = \frac{55.36}{27}$$

$$\bar{X} = 2.05$$

2. $(\log x - \overline{\log x}) = (2.29 \text{ mm} - 2.05 \text{ mm}) = 0.24 \text{ mm}$

3. $(\log x - \overline{\log x})^2 = (0.24)^2 \text{ mm} = 0.06 \text{ mm}$

4. $(\log x - \overline{\log x})^3 = (0.24)^3 \text{ mm} = 0.01 \text{ mm}$

5. $(\log x - \overline{\log x})^4 = (0.24)^4 \text{ mm} = 0.00317055 \text{ mm}$

6. Deviasi Standart :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\log X_i - \overline{\log X})^2}{n - 1}}$$

$$Sd = \sqrt{\frac{0.36}{27 - 1}}$$

$$Sd = 0.12$$

7. Cs (Koefisien Kemencengan) :

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n \{(\log X_i) - \overline{\log X}\}^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3}$$

$$Cs = \frac{27 \times 0.03}{(27-1)(27-2) \times 0.12^3} = 0.67$$

8. Ck (Koefisien Kurtosis) :

$$Ck = \frac{n^2 \cdot \sum_{i=1}^n \{(\log X_i) - \overline{\log X}\}^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)Sd^4}$$

$$Ck = \frac{27^2 \times 0.01}{(27-1)(27-2)(27-3) \times 0.12^4} = 1.25$$

9. Cv (Koefisien Variasi) :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{X}}$$

$$Cv = \frac{0.12}{2.05}$$

$$Cv = 0,06$$

Persamaan dasar yang digunakan oleh distribusi Log Pearson Tipe III adalah $X_T = \overline{\log x} + k \cdot S_{\log x}$. Misal pada $k = 0.79$. Maka $\text{LOG } X = 2.14 + 0.79 \cdot 0.12 = 2.14$ yang diantilogkan menjadi 139.18 mm.

Tabel 4. 13 Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Peluang	Periode	K	LOG X	XT
50.0%	2	-0.0442	2.05	111.00
20.0%	5	0.79	2.14	139.18
10.0%	10	1.3313	2.21	160.96
4.0%	25	1.957648	2.28	190.63
2.0%	50	2.39	2.33	214.30
1.0%	100	2.80	2.38	239.40
0.5%	200	3.19	2.43	266.12
0.1%	1000	4.06	2.53	336.08

(Sumber : Perhitungan)

4.1.1.4 Pemilihan Jenis Metode Distribusi

Sehingga, dari perhitungan analisa distribusi frekuensi Normal, Gumbel dan Log Pearson Tipe III nilai koefisien C_s dan C_k yang sesuai dengan ketentuan jenis distribusi diperoleh kesimpulan seperti tabel di bawah ini :

Tabel 4. 14 Rekapitulasi Pemilihan Jenis Metode Distribusi

No.	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Perhitungan		Keputusan
1	Normal	$C_s \approx 0$	C_s	0.45	Tidak Diterima
		$C_k = 3$	C_k	2.89	Tidak Diterima
2	Gumbel	$C_s \approx 1,14$	C_s	1.15	Tidak Diterima
		$C_k \approx 5,40$	C_k	2.89	Tidak Diterima
3	Log Pearson III	Cs bebas	C_s	0.67	Diterima
		Ck bebas	C_k	1.25	Diterima

4.1.2 Uji Kecocokan

4.1.2.1 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji kecocokan data dengan menggunakan metode Chi-Kuadrat dapat dilakukan melalui beberapa tahapan seperti berikut:

- Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil.
- Kelompokkan data menjadi G sub grup (kelas).

Untuk menentukan banyaknya kelas dari data yang ada digunakan persamaan :

$$G = 1 + 1.322 \log 27 \\ = 5.3571 \sim 5$$

Menentukan derajat kebebasan.:

$$dk = G - R - 1 \\ = 5 - 2 - 1 \\ = 2$$

(nilai R = 2, untuk Distribusi Log Pearson Tipe III).

Tabel 4. 15 Nilai Derajat Kebebasan

G=	5.3571	5
R=	2	
dk=	2	

(Sumber : Perhitungan)

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $dk = 2$, maka nilai kritis untuk distribusi chi-kuadrat diperoleh nilai X^2 sebesar 3,19. Hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) adalah 5 sub grup, sehingga diperoleh interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20. Peluang untuk tiap-tiap sub grup adalah :

- Sub grup 1 : $P \leq 0.20$
- Sub grup 2 : $0.20 \leq P < 0.40$
- Sub grup 3 : $0.40 \leq P < 0.60$
- Sub grup 4 : $0.60 \leq P < 0.80$
- Sub grup 5 : $P \geq 0.80$

Tabel 4. 16 Hasil Perhitungan Chi Square

CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	Log x	$\overline{\log x}$	$S \log x$	Peringkat (m)	n	Peluang
140.00	194.00	2.288	2.05	0.12	1	27	3.6%
140.00	176.00	2.246			2		7.1%
130.00	143.00	2.155			3		10.7%
100.00	140.00	2.146			4		14.3%
95.00	140.00	2.146			5		17.9%
176.00	137.00	2.137			6		21.4%
119.00	137.00	2.137			7		25.0%
59.00	131.00	2.117			8		28.6%
131.00	131.00	2.117			9		32.1%
131.00	130.00	2.114			10		35.7%
122.00	122.00	2.086			11		39.3%
110.00	120.00	2.079			12		42.9%
120.00	119.00	2.076			13		46.4%
114.00	115.00	2.061			14		50.0%
98.00	114.00	2.057			15		53.6%
60.00	110.00	2.041			16		57.1%
194.00	101.00	2.004			17		60.7%
143.00	100.00	2.000			18		64.3%
137.00	99.00	1.996			19		67.9%
137.00	99.00	1.996			20		71.4%
99.00	98.00	1.991			21		75.0%
115.00	95.00	1.978			22		78.6%
99.00	93.00	1.968			23		82.1%
101.00	89.00	1.949			24		85.7%
93.00	85.00	1.929			25		89.3%
85.00	60.00	1.778			26		92.9%
89.00	59.00	1.771			27		96.4%

(Sumber : Perhitungan)

Untuk menghitung parameter periode ulang digunakan rumus :

$$X_T = \overline{\log x} + k \cdot S_{\log x}$$

Misal pada $k = 0.840$.

$$\text{Maka } X_T = 2,05 + 0.840 \cdot 0,12 = 2,15.$$

Tabel 4. 17 Parameter Periode Ulang dari Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Peluang	k	X_T
20%	0.840	2.15
40%	0.250	2.08
60%	-0.250	2.02
80%	-0.840	1.95

(Sumber : Perhitungan)

Untuk menghitung nilai chi-kuadrat untuk distribusi Log Pearson Tipe III digunakan rumus :

$$X^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

$$X^2 = \frac{1.96}{5.40}$$

$$X^2 = 0.36$$

Kemudian X^2 dihitung pada tiap-tiap data dan dijumlahkan. Maka hasilnya adalah 3,19.

Tabel 4. 18 Perhitungan Chi-Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III

Nilai Batas	O _i	E _i	$(O_i - E_i)^2$	X^2
$X \leq 1.95$	4	5.40	1.96	0.36
$1.95 < X \leq 2.02$	7	5.40	2.56	0.47
$2.02 < X \leq 2.08$	5	5.40	0.16	0.03
$2.08 < X \leq 2.15$	8	5.40	6.76	1.25
$2.15 < X$	3	5.40	5.76	1.07
Σ	27	27		3.19

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.14 menunjukkan nilai Xh^2 sebesar 3,19. sedangkan nilai kritis untuk uji kecocokan chi-kuadrat diperoleh nilai X^2 sebesar 5.991. Dapat dilihat bahwa nilai $Xh^2 < X^2$ yaitu $3,19 < 5.991$, sehingga dapat disimpulkan bahwa distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.1.2.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Pengujian ini digunakan untuk menguji simpangan horisontal yaitu selisih / simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D maks). Berdasarkan Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov, dapat ditentukan harga D_0 kritis dari data yang ada yaitu :

$$n = 27$$

$$\alpha = 5\%$$

$$D_0 = 0.258$$

Untuk menentukan nilai $P(x)$:

$$\begin{aligned} P(x) &= \frac{m}{n+1} \\ &= \frac{1}{27+1} \end{aligned}$$

$$= 0.04$$

Untuk menentukan nilai $P(x <)$:

$$\begin{aligned} P(x <) &= 1 - P(x) \\ &= 1 - 0.04 \\ &= 0.96 \end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai $f(t)$:

$$\begin{aligned} f(t) &= \frac{(x - \bar{x})}{s} \\ &= \frac{194 - 116,19}{30,14} \\ &= 2,58 \end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai $P'(x)$:

Lihat tabel “Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal” kemudian masukkan nilai $f(t)$, maka akan didapatkan nilai a .

Misal pada $f(t) = 2,58$ maka :

$$\begin{aligned}P'(x) &= 1 - a \\ &= 1 - 0.9951 \\ &= 0.0049\end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai $P'(x <)$:

$$\begin{aligned}P'(x <) &= 1 - P(x) \\ &= 1 - 0.0049 \\ &= 0.9951\end{aligned}$$

Untuk menentukan nilai D :

$$\begin{aligned}D &= P'(x <) - P(x <) \\ &= 0.9951 - 0.0049 \\ &= 0.03\end{aligned}$$

Kemudian, nilai D yang terbesar diambil sebagai D_{maks} yaitu 0,05.

Tabel 4. 19 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Tahun	CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	\bar{x}	S	Peringkat (m)	n	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
1990	140.00	194.00	116.19	30.14	1	27	0.04	0.96	2.58	0.00	0.9951	0.03
1991	140.00	176.00			2		0.07	0.93	1.98	0.02	0.9761	0.05
1992	130.00	143.00			3		0.11	0.89	0.89	0.19	0.8133	-0.08
1993	100.00	140.00			4		0.14	0.86	0.79	0.21	0.7852	-0.07
1994	95.00	140.00			5		0.18	0.82	0.79	0.21	0.7852	-0.04
1995	176.00	137.00			6		0.21	0.79	0.69	0.25	0.7549	-0.03
1996	119.00	137.00			7		0.25	0.75	0.69	0.25	0.7549	0.00
1997	59.00	131.00			8		0.29	0.71	0.49	0.33	0.6679	-0.05
1998	131.00	131.00			9		0.32	0.68	0.49	0.33	0.6679	-0.01
1999	131.00	130.00			10		0.36	0.64	0.46	0.32	0.6772	0.03
2000	122.00	122.00			11		0.39	0.61	0.19	0.42	0.5753	-0.03
2001	110.00	120.00			12		0.43	0.57	0.13	0.45	0.5517	-0.02
2002	120.00	119.00			13		0.46	0.54	0.09	0.46	0.5359	0.00
2003	114.00	115.00			14		0.50	0.50	-0.04	0.52	0.4840	-0.02
2004	98.00	114.00			15		0.54	0.46	-0.07	0.53	0.4721	0.01

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 20 Lanjutan Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Tahun	CH Wilayah (mm)	Urutan X (mm)	\bar{x}	S	Peringkat (m)	n	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D
2005	60.00	110.00	116.19	30.14	16	27	0.57	0.43	-0.21	0.58	0.4168	-0.01
2006	194.00	101.00			17		0.61	0.39	-0.50	0.69	0.3058	-0.09
2007	143.00	100.00			18		0.64	0.36	-0.54	0.71	0.2946	-0.06
2008	137.00	99.00			19		0.68	0.32	-0.57	0.72	0.2843	-0.04
2009	137.00	99.00			20		0.71	0.29	-0.57	0.72	0.2843	0.00
2010	99.00	98.00			21		0.75	0.25	-0.60	0.73	0.2743	0.02
2011	115.00	95.00			22		0.79	0.21	-0.70	0.76	0.2420	0.03
2012	99.00	93.00			23		0.82	0.18	-0.77	0.78	0.2206	0.04
2013	101.00	89.00			24		0.86	0.14	-0.90	0.82	0.1841	0.04
2014	93.00	85.00			25		0.89	0.11	-1.03	0.85	0.1515	0.04
2015	85.00	60.00			26		0.93	0.07	-1.86	0.97	0.0314	-0.04
2016	89.00	59.00			27		0.96	0.04	-1.90	0.97	0.0287	-0.01
											Dmaks	0.05

(Sumber : Perhitungan)

Perhitungan uji Smirnov Kolmogorov seperti pada tabel di atas, diperoleh nilai D_{maks} sebesar 0.05. Karena D_{maks} lebih kecil daripada D_0 ($D_{maks} = 0.05 < D_0 = 0.27$) maka distribusi dapat diterima.

Berdasarkan perhitungan sebelumnya, nilai Cs dan Ck memenuhi Distribusi Log Pearson Tipe III. Sehingga distribusi tersebut dapat digunakan untuk Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov dengan hasil sebagai berikut:

Tabel 4. 21 Tabel Uji Kecocokan Chi Kuadrat dan smirnov kolmogrov

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket	Smirnov-Kolmogorov		Ket
	Xh^2	X^2		D_{max}	D_0	
Log Pearson Tipe III	3,19	5,991	Memenuhi	0,05	0,27	Memenuhi

(Sumber : Perhitungan)

Maka, distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

4.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan curah hujan rencana maka dapat menggunakan hasil distribusi dari Log Pearson Tipe III. Persamaan yang dipakai adalah persamaan yaitu :

$$\log x = \log x + k.S \log x$$

Dengan hasil parameter :

$$\overline{\log x} = 2,05$$

$$S \log x = 0,12$$

Dengan nilai $S = 0,12$, maka dapat ditentukan nilai k dari hasil pembacaan tabel dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulang. Misalnya untuk periode ulang 2 tahun:

$$\begin{aligned}\log x &= 2,05 + (-0,04) \cdot 0,12 \\ &= 2,05 \\ x &= 111,00 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Tabel 4. 22 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III

Periode Ulang (tahun)	$\overline{\log x}$	k	S log x	log x	X (mm)
2	2.05	-0.04	0.12	2.05	111.00
5		0.79		2.14	139.18
10		1.33		2.21	160.96
25		1.96		2.28	190.63
50		2.39		2.33	214.30
100		2.80		2.38	239.40
200		3.19		2.43	266.12
1000		4.06		2.53	336.08

(Sumber : Perhitungan)

4.3 Perhitungan Distribusi Hujan

4.3.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t

$$Rt_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0.58 R_{24}$$

$$Rt_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0.37 R_{24}$$

$$Rt_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0.28 R_{24}$$

$$Rt_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0.23 R_{24}$$

$$Rt_1 = \frac{1}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0.20 R_{24}$$

Tabel 4. 23 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t

Jam ke-	T (jam)	Rt
1	5	0.58 R24
2	5	0.37 R24
3	5	0.28 R24
4	5	0.23 R24
5	5	0.20 R24

(Sumber : Perhitungan)

4.3.2 Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke-t

$$R_t' = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{t-1}]$$

Misalnya perhitungan tinggi hujan pada jam ke-2 adalah :

$$R_2 = 2 \times R_2 - (2 - 1) \times R_{(2-1)}$$

$$R_2 = 2 \times 0.37 - (2 - 1) \times 0.58 R_{24}$$

$$R_2 = 0.15 R_{24}$$

Tabel 4. 24 Perhitungan Tinggi Hujan pada Jam ke-t

Jam ke-	Rt'
1	0.58 R24
2	0.15 R24
3	0.11 R24
4	0.08 R24
5	0.07 R24

(Sumber : Perhitungan)

4.3.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan yang menuju ke sungai. Perhitungan curah hujan efektif ini menggunakan angka koefisien pengaliran yang dapat dilihat dari kondisi DAS daerah yang bersangkutan. Kondisi DAS Sungai Bagong ini merupakan daerah yang bergelombang, sebagian berupa hutan, persawahan dan daerah yang ditanami. Angka koefisien pengaliran dari daerah tersebut adalah 0,70.

Tabel 4. 25 Perhitungan Curah Hujan Efektif

No.	Periode Ulang (tahun)	X (mm)	C	R eff
2	2	111.00	0.70	77.70
3	5	139.18	0.70	97.43
4	10	160.96	0.70	112.67
5	25	190.63	0.70	133.44
6	50	214.30	0.70	150.01
7	100	239.40	0.70	167.58
8	200	266.12	0.70	186.29
9	1000	336.08	0.70	235.26

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 26 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-Jaman

T	R eff	Jam ke-				
		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
		0.58 R24	0.15 R24	0.11 R24	0.08 R24	0.07 R24
1.01	58.28	34.08	8.86	6.21	4.95	4.18
2	77.70	45.44	11.81	8.28	6.60	5.57
5	97.43	56.98	14.81	10.39	8.27	6.98
10	112.67	65.89	17.13	12.01	9.56	8.08
25	133.44	78.04	20.28	14.23	11.33	9.57
50	150.01	87.73	22.80	16.00	12.73	10.75
100	167.58	98.00	25.47	17.87	14.23	12.01
200	186.29	108.94	28.32	19.86	15.81	13.35
1000	235.26	137.58	35.76	25.08	19.97	16.86

(Sumber : Perhitungan)

4.4. Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai maka dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Berikut adalah perhitungan hidrograf satuan sintetik Nakayasu sebagai berikut :

Untuk sungai dengan panjang lebih dari 15 km, maka nilai t_g :

$$t_g = (0,40) + (0,058 L)$$

$$t_g = (0,40) + (0,058 \cdot 25,65)$$

$$t_g = 1,89 \text{ jam}$$

Sedangkan, untuk nilai t_r direncanakan 1.00 jam.

Untuk mendapatkan T_p digunakan perhitungan sebagai berikut :

$$T_p = t_g + 0.8 t_r$$

$$T_p = 1,89 + 0.8 (1.00)$$

$$T_p = 2.69 \text{ jam}$$

Untuk menghitung besarnya koefisien pembanding (α) :

$\alpha = 3$; untuk bagian naik hidrograf cepat dan bagian menurun yang lambat

Untuk mendapatkan $T_{0.3}$ digunakan perhitungan sebagai berikut :

$$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g$$

$$T_{0.3} = 3 \cdot 1,89 \text{ jam}$$

$$T_{0.3} = 5,66 \text{ jam}$$

Sedangkan, untuk nilai R_0 direncanakan 1.00 mm. Sehingga:

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3.6 \cdot (0.3T_p + T_{0.3})}$$

$$Q_p = \frac{39,95 \cdot 1.00}{3.6 \cdot [0.3 (2,69) + 5.66]}$$

$$Q_p = 1.72 \text{ m}^3/\text{det}$$

Tabel 4. 27 Tabel Kondisi DAS

Luas DAS	=	39,95	km ²
Panjang sungai	=	25,65	km
T _g	=	1,89	jam
T _r	=	1,00	jam
T _p	=	2,69	jam
A	=	3,00	koef pembanding
T 0.3	=	5,66	jam
R 0	=	1,00	mm
Q _p	=	1,72	

(Sumber : Data PU dan Perhitungan)

Tabel 4. 28 Ordinat Hidrograf Kurva naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 2,69$)

T	$(t/T_p)^{2.4}$	Q
0	0,00	0,00
0,25	0,00	0,01
0,5	0,02	0,03
0,75	0,05	0,08
1	0,09	0,16
1,25	0,16	0,27
1,5	0,25	0,42
1,75	0,36	0,61
2	0,49	0,84
2,25	0,65	1,12
2,5	0,84	1,44
2,69	1,00	1,72

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 29 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$T_p < t < (T_p + 0.5)$] atau ($2,69 < t < 8,35$)

T	$0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	Qd1
2,69	1,00	1,72
2,75	0,99	1,69
3	0,94	1,61
3,25	0,89	1,52
3,5	0,84	1,44
3,75	0,80	1,37
4	0,76	1,30
4,25	0,72	1,23
4,5	0,68	1,17
4,75	0,65	1,11
5	0,61	1,05
5,25	0,58	0,99
5,5	0,55	0,94
5,75	0,52	0,89
6	0,49	0,85
6,25	0,47	0,80
6,5	0,44	0,76
6,75	0,42	0,72
7	0,40	0,69
7,25	0,38	0,65
7,5	0,36	0,62
7,75	0,34	0,58
8	0,32	0,55
8,25	0,31	0,53
8,35	0,30	0,51

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 30 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$] atau ($8.35 < t < 16.845$)

T	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Q
8,35	0,30	0,51
8,50	0,29	0,50
8,75	0,28	0,49
9,00	0,27	0,47

Tabel 4. 31 Lanjutan Ordinat Hidrograf Kurva Turun

T	$0.3^{((t-Tp)+0.5T0.3)/(1.5T0.3)}$	Q
9,25	0,26	0,45
9,50	0,25	0,44
9,75	0,25	0,42
10,00	0,24	0,41
10,25	0,23	0,39
10,50	0,22	0,38
10,75	0,21	0,37
11,00	0,21	0,35
11,25	0,20	0,34
11,50	0,19	0,33
11,75	0,19	0,32
12,00	0,18	0,31
12,25	0,17	0,30
12,50	0,17	0,29
12,75	0,16	0,28
13,00	0,16	0,27
13,25	0,15	0,26
13,50	0,14	0,25
13,75	0,14	0,24
14,00	0,13	0,23
14,25	0,13	0,22
14,50	0,13	0,22
14,75	0,12	0,21
15,00	0,12	0,20
15,25	0,11	0,19
15,50	0,11	0,19
15,75	0,11	0,18
16,00	0,10	0,17
16,25	0,10	0,17
16,50	0,09	0,16
16,75	0,09	0,16
16,85	0,09	0,15

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 32 Ordinat Hidrograf Kurva Turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$]
atau ($t > 16.85$)

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Qd
16,85	0,09	0,15
17,00	0,09	0,15
17,25	0,08	0,15
17,50	0,08	0,14
17,75	0,08	0,14
18,00	0,08	0,13
18,25	0,07	0,13
18,50	0,07	0,12
18,75	0,07	0,12
19,00	0,07	0,11
19,25	0,06	0,11
19,50	0,06	0,11
19,75	0,06	0,10
20,00	0,06	0,10
20,25	0,06	0,10
20,50	0,05	0,09
20,75	0,05	0,09
21,00	0,05	0,09
21,25	0,05	0,08
21,50	0,05	0,08
21,75	0,04	0,08
22,00	0,04	0,07
22,25	0,04	0,07
22,50	0,04	0,07
22,75	0,04	0,07
23,00	0,04	0,06
23,25	0,04	0,06
23,50	0,04	0,06
23,75	0,03	0,06
24,00	0,03	0,06

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 33 Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		78.04 0-1 jam	20.28 1-2 jam	14.23 2-3 jam	11.33 3-4 jam	9.57 4-5 jam	
0.00	0.00	0.00					0.00
0.25	0.01	0.45					0.45
0.50	0.03	2.36					2.36
0.75	0.08	6.26					6.26
1.00	0.16	12.48	3.24				15.72
1.25	0.27	21.32	5.54				26.86
1.50	0.42	33.02	8.58				41.60
1.75	0.61	47.80	12.42				60.22
2.00	0.84	65.86	17.12	12.01			94.98
2.25	1.12	87.37	22.71	15.93			126.01
2.50	1.44	112.51	29.24	20.51			162.27
2.69	1.72	133.86	34.79	24.41			193.06
2.75	1.69	132.10	34.34	24.09			190.52
3.00	1.61	125.26	32.56	22.84	18.18		198.84
3.25	1.52	118.78	30.87	21.66	17.24		188.55
3.50	1.44	112.63	29.27	20.54	16.35		178.79
3.75	1.37	106.80	27.76	19.47	15.50		169.53
4.00	1.30	101.27	26.32	18.46	14.70	12.41	173.17
4.25	1.23	96.03	24.96	17.51	13.94	11.77	164.21
4.50	1.17	91.06	23.67	16.60	13.22	11.16	155.71
4.75	1.11	86.34	22.44	15.74	12.53	10.58	147.65
5.00	1.05	81.88	21.28	14.93	11.88	10.04	140.00
5.25	0.99	77.64	20.18	14.16	11.27	9.52	132.76
5.50	0.94	73.62	19.13	13.42	10.69	9.02	125.89
5.75	0.89	69.81	18.14	12.73	10.13	8.56	119.37
6.00	0.85	66.19	17.21	12.07	9.61	8.11	113.19
6.25	0.80	62.77	16.31	11.44	9.11	7.69	107.33
6.50	0.76	59.52	15.47	10.85	8.64	7.30	101.78
6.75	0.72	56.44	14.67	10.29	8.19	6.92	96.51
7.00	0.69	53.52	13.91	9.76	7.77	6.56	91.51
7.25	0.65	50.75	13.19	9.25	7.37	6.22	86.78
7.50	0.62	48.12	12.51	8.77	6.98	5.90	82.28

Tabel 4. 34Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		78.04 0-1 jam	20.28 1-2 jam	14.23 2-3 jam	11.33 3-4 jam	9.57 4-5 jam	
7.75	0.58	45.63	11.86	8.32	6.62	5.59	78.02
8.00	0.55	43.27	11.25	7.89	6.28	5.30	73.99
8.25	0.53	41.03	10.66	7.48	5.96	5.03	70.16
8.35	0.51	40.16	10.44	7.32	5.83	4.92	68.67
8.50	0.50	39.32	10.22	7.17	5.71	4.82	67.23
8.75	0.49	37.95	9.86	6.92	5.51	4.65	64.89
9.00	0.47	36.63	9.52	6.68	5.32	4.49	62.63
9.25	0.45	35.35	9.19	6.45	5.13	4.33	60.45
9.50	0.44	34.12	8.87	6.22	4.95	4.18	58.35
9.75	0.42	32.93	8.56	6.00	4.78	4.04	56.32
10.00	0.41	31.79	8.26	5.80	4.61	3.90	54.36
10.25	0.39	30.68	7.97	5.59	4.45	3.76	52.46
10.50	0.38	29.61	7.70	5.40	4.30	3.63	50.64
10.75	0.37	28.58	7.43	5.21	4.15	3.50	48.87
11.00	0.35	27.59	7.17	5.03	4.00	3.38	47.17
11.25	0.34	26.63	6.92	4.85	3.86	3.26	45.53
11.50	0.33	25.70	6.68	4.69	3.73	3.15	43.95
11.75	0.32	24.80	6.45	4.52	3.60	3.04	42.42
12.00	0.31	23.94	6.22	4.37	3.48	2.93	40.94
12.25	0.30	23.11	6.01	4.21	3.35	2.83	39.51
12.50	0.29	22.30	5.80	4.07	3.24	2.73	38.14
12.75	0.28	21.53	5.60	3.92	3.12	2.64	36.81
13.00	0.27	20.78	5.40	3.79	3.02	2.55	35.53
13.25	0.26	20.05	5.21	3.66	2.91	2.46	34.29
13.50	0.25	19.36	5.03	3.53	2.81	2.37	33.10
13.75	0.24	18.68	4.86	3.41	2.71	2.29	31.95
14.00	0.23	18.03	4.69	3.29	2.62	2.21	30.83
14.25	0.22	17.40	4.52	3.17	2.53	2.13	29.76
14.50	0.22	16.80	4.37	3.06	2.44	2.06	28.72
14.75	0.21	16.21	4.21	2.96	2.35	1.99	27.72
15.00	0.20	15.65	4.07	2.85	2.27	1.92	26.76
15.25	0.19	15.10	3.93	2.75	2.19	1.85	25.83

Tabel 4. 35Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m ³ /det
		78.04 0-1 jam	20.28 1-2 jam	14.23 2-3 jam	11.33 3-4 jam	9.57 4-5 jam	
15.50	0.19	14.58	3.79	2.66	2.12	1.79	24.93
15.75	0.18	14.07	3.66	2.57	2.04	1.72	24.06
16.00	0.17	13.58	3.53	2.48	1.97	1.66	23.22
16.25	0.17	13.11	3.41	2.39	1.90	1.61	22.41
16.50	0.16	12.65	3.29	2.31	1.84	1.55	21.63
16.75	0.16	12.21	3.17	2.23	1.77	1.50	20.88
16.85	0.15	12.05	3.13	2.20	1.75	1.48	20.60
17.00	0.15	11.79	3.06	2.15	1.71	1.44	20.15
17.25	0.15	11.38	2.96	2.07	1.65	1.39	19.45
17.50	0.14	10.98	2.85	2.00	1.59	1.35	18.78
17.75	0.14	10.60	2.75	1.93	1.54	1.30	18.12
18.00	0.13	10.23	2.66	1.86	1.48	1.25	17.49
18.25	0.13	9.87	2.57	1.80	1.43	1.21	16.88
18.50	0.12	9.53	2.48	1.74	1.38	1.17	16.29
18.75	0.12	9.20	2.39	1.68	1.33	1.13	15.73
19.00	0.11	8.88	2.31	1.62	1.29	1.09	15.18
19.25	0.11	8.57	2.23	1.56	1.24	1.05	14.65
19.50	0.11	8.27	2.15	1.51	1.20	1.01	14.14
19.75	0.10	7.98	2.07	1.46	1.16	0.98	13.65
20.00	0.10	7.70	2.00	1.40	1.12	0.94	13.17
20.25	0.10	7.44	1.93	1.36	1.08	0.91	12.72
20.50	0.09	7.18	1.87	1.31	1.04	0.88	12.27
20.75	0.09	6.93	1.80	1.26	1.01	0.85	11.85
21.00	0.09	6.69	1.74	1.22	0.97	0.82	11.43
21.25	0.08	6.45	1.68	1.18	0.94	0.79	11.03
21.50	0.08	6.23	1.62	1.14	0.90	0.76	10.65
21.75	0.08	6.01	1.56	1.10	0.87	0.74	10.28
22.00	0.07	5.80	1.51	1.06	0.84	0.71	9.92
22.25	0.07	5.60	1.46	1.02	0.81	0.69	9.58
22.50	0.07	5.41	1.40	0.99	0.78	0.66	9.24
22.75	0.07	5.22	1.36	0.95	0.76	0.64	8.92
23.00	0.06	5.04	1.31	0.92	0.73	0.62	8.61

Tabel 4. 36Perhitungan Hidrograf Banjir 25 Tahun (lanjutan)

T	UH	R eff					Q
		78.04	20.28	14.23	11.33	9.57	
(jam)		0-1 jam	1-2 jam	2-3 jam	3-4 jam	4-5 jam	m3/det
23.25	0.06	4.86	1.26	0.89	0.71	0.60	8.31
23.50	0.06	4.69	1.22	0.86	0.68	0.58	8.02
23.75	0.06	4.53	1.18	0.83	0.66	0.55	7.74
24.00	0.06	4.37	1.14	0.80	0.63	0.54	7.47

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 37 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun

T	UH	R eff					Q
		87.73	22.80	16.00	12.73	10.75	
(jam)		0-1 jam	1-2 jam	2-3 jam	3-4 jam	4-5 jam	m3/det
0.00	0.00	0.00					0.00
0.25	0.01	0.50					0.50
0.50	0.03	2.66					2.66
0.75	0.08	7.03					7.03
1.00	0.16	14.03	3.65				17.67
1.25	0.27	23.96	6.23				30.19
1.50	0.42	37.12	9.65				46.77
1.75	0.61	53.74	13.97				67.70
2.00	0.84	74.04	19.24	13.50			106.78
2.25	1.12	98.22	25.53	17.91			141.66
2.50	1.44	126.48	32.88	23.06			182.42
2.69	1.72	150.48	39.11	27.44			217.03
2.75	1.69	148.50	38.60	27.08			214.18
3.00	1.61	140.82	36.60	25.67	20.44		223.53
3.25	1.52	133.53	34.71	24.35	19.38		211.96
3.50	1.44	126.62	32.91	23.09	18.38		200.99
3.75	1.37	120.06	31.21	21.89	17.43		190.59
4.00	1.30	113.85	29.59	20.76	16.53	13.95	194.68
4.25	1.23	107.95	28.06	19.68	15.67	13.23	184.60
4.50	1.17	102.37	26.61	18.66	14.86	12.55	175.04
4.75	1.11	97.07	25.23	17.70	14.09	11.90	165.98

Tabel 4. 38 Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		87.73 0-1 jam	22.80 1-2 jam	16.00 2-3 jam	12.73 3-4 jam	10.75 4-5 jam	
5.00	1.05	92.04	23.92	16.78	13.36	11.28	157.39
5.25	0.99	87.28	22.69	15.91	12.67	10.70	149.24
5.50	0.94	82.76	21.51	15.09	12.01	10.14	141.52
5.75	0.89	78.48	20.40	14.31	11.39	9.62	134.19
6.00	0.85	74.42	19.34	13.57	10.80	9.12	127.25
6.25	0.80	70.56	18.34	12.87	10.24	8.65	120.66
6.50	0.76	66.91	17.39	12.20	9.71	8.20	114.42
6.75	0.72	63.45	16.49	11.57	9.21	7.78	108.49
7.00	0.69	60.16	15.64	10.97	8.73	7.37	102.88
7.25	0.65	57.05	14.83	10.40	8.28	6.99	97.55
7.50	0.62	54.10	14.06	9.86	7.85	6.63	92.50
7.75	0.58	51.30	13.33	9.35	7.45	6.29	87.71
8.00	0.55	48.64	12.64	8.87	7.06	5.96	83.17
8.25	0.53	46.12	11.99	8.41	6.69	5.65	78.87
8.35	0.51	45.14	11.73	8.23	6.55	5.53	77.20
8.50	0.50	44.20	11.49	8.06	6.42	5.42	75.58
8.75	0.49	42.66	11.09	7.78	6.19	5.23	72.95
9.00	0.47	41.18	10.70	7.51	5.98	5.05	70.41
9.25	0.45	39.74	10.33	7.25	5.77	4.87	67.96
9.50	0.44	38.36	9.97	6.99	5.57	4.70	65.59
9.75	0.42	37.02	9.62	6.75	5.37	4.54	63.31
10.00	0.41	35.74	9.29	6.52	5.19	4.38	61.11
10.25	0.39	34.49	8.96	6.29	5.01	4.23	58.98
10.50	0.38	33.29	8.65	6.07	4.83	4.08	56.93
10.75	0.37	32.13	8.35	5.86	4.66	3.94	54.94
11.00	0.35	31.01	8.06	5.65	4.50	3.80	53.03
11.25	0.34	29.93	7.78	5.46	4.34	3.67	51.18
11.50	0.33	28.89	7.51	5.27	4.19	3.54	49.40
11.75	0.32	27.89	7.25	5.08	4.05	3.42	47.68
12.00	0.31	26.91	7.00	4.91	3.91	3.30	46.02
12.25	0.30	25.98	6.75	4.74	3.77	3.18	44.42
12.50	0.29	25.07	6.52	4.57	3.64	3.07	42.87

Tabel 4. 39Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		87.73 0-1 jam	22.80 1-2 jam	16.00 2-3 jam	12.73 3-4 jam	10.75 4-5 jam	
12.75	0.28	24.20	6.29	4.41	3.51	2.97	41.38
13.00	0.27	23.36	6.07	4.26	3.39	2.86	39.94
13.25	0.26	22.54	5.86	4.11	3.27	2.76	38.55
13.50	0.25	21.76	5.66	3.97	3.16	2.67	37.21
13.75	0.24	21.00	5.46	3.83	3.05	2.57	35.91
14.00	0.23	20.27	5.27	3.70	2.94	2.48	34.66
14.25	0.22	19.57	5.09	3.57	2.84	2.40	33.46
14.50	0.22	18.88	4.91	3.44	2.74	2.31	32.29
14.75	0.21	18.23	4.74	3.32	2.65	2.23	31.17
15.00	0.20	17.59	4.57	3.21	2.55	2.16	30.08
15.25	0.19	16.98	4.41	3.10	2.46	2.08	29.04
15.50	0.19	16.39	4.26	2.99	2.38	2.01	28.02
15.75	0.18	15.82	4.11	2.88	2.30	1.94	27.05
16.00	0.17	15.27	3.97	2.78	2.22	1.87	26.11
16.25	0.17	14.74	3.83	2.69	2.14	1.81	25.20
16.50	0.16	14.22	3.70	2.59	2.06	1.74	24.32
16.75	0.16	13.73	3.57	2.50	1.99	1.68	23.47
16.85	0.15	13.54	3.52	2.47	1.97	1.66	23.16
17.00	0.15	13.25	3.44	2.42	1.92	1.62	22.66
17.25	0.15	12.79	3.32	2.33	1.86	1.57	21.87
17.50	0.14	12.34	3.21	2.25	1.79	1.51	21.11
17.75	0.14	11.91	3.10	2.17	1.73	1.46	20.37
18.00	0.13	11.50	2.99	2.10	1.67	1.41	19.66
18.25	0.13	11.10	2.88	2.02	1.61	1.36	18.98
18.50	0.12	10.71	2.78	1.95	1.55	1.31	18.32
18.75	0.12	10.34	2.69	1.89	1.50	1.27	17.68
19.00	0.11	9.98	2.59	1.82	1.45	1.22	17.06
19.25	0.11	9.63	2.50	1.76	1.40	1.18	16.47
19.50	0.11	9.30	2.42	1.70	1.35	1.14	15.90
19.75	0.10	8.97	2.33	1.64	1.30	1.10	15.34
20.00	0.10	8.66	2.25	1.58	1.26	1.06	14.81
20.25	0.10	8.36	2.17	1.52	1.21	1.02	14.29

Tabel 4. 40Perhitungan Hidrograf Banjir 50 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		87.73 0-1 jam	22.80 1-2 jam	16.00 2-3 jam	12.73 3-4 jam	10.75 4-5 jam	
20.50	0.09	8.07	2.10	1.47	1.17	0.99	13.80
20.75	0.09	7.79	2.02	1.42	1.13	0.95	13.32
21.00	0.09	7.52	1.95	1.37	1.09	0.92	12.85
21.25	0.08	7.25	1.89	1.32	1.05	0.89	12.41
21.50	0.08	7.00	1.82	1.28	1.02	0.86	11.97
21.75	0.08	6.76	1.76	1.23	0.98	0.83	11.56
22.00	0.07	6.52	1.70	1.19	0.95	0.80	11.15
22.25	0.07	6.30	1.64	1.15	0.91	0.77	10.77
22.50	0.07	6.08	1.58	1.11	0.88	0.74	10.39
22.75	0.07	5.87	1.52	1.07	0.85	0.72	10.03
23.00	0.06	5.66	1.47	1.03	0.82	0.69	9.68
23.25	0.06	5.46	1.42	1.00	0.79	0.67	9.34
23.50	0.06	5.27	1.37	0.96	0.77	0.65	9.02
23.75	0.06	5.09	1.32	0.93	0.74	0.62	8.70
24.00	0.06	4.91	1.28	0.90	0.71	0.60	8.40

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 41 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		98.00 0-1 jam	25.47 1-2 jam	17.87 2-3 jam	14.23 3-4 jam	12.01 4-5 jam	
0.00	0.00	0.00					0.00
0.25	0.01	0.56					0.56
0.50	0.03	2.97					2.97
0.75	0.08	7.86					7.86
1.00	0.16	15.67	4.07				19.74
1.25	0.27	26.77	6.96				33.73
1.50	0.42	41.47	10.78				52.24
1.75	0.61	60.03	15.60				75.63
2.00	0.84	82.71	21.50	15.08			119.29
2.25	1.12	109.73	28.52	20.01			158.25
2.50	1.44	141.30	36.73	25.76			203.79

Tabel 4. 42 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m ³ /det
		98.00 0-1 jam	25.47 1-2 jam	17.87 2-3 jam	14.23 3-4 jam	12.01 4-5 jam	
2.69	1.72	168.11	43.69	30.65			242.45
2.75	1.69	165.90	43.12	30.25			239.26
3.00	1.61	157.31	40.89	28.68	22.83		249.71
3.25	1.52	149.17	38.77	27.20	21.65		236.79
3.50	1.44	141.45	36.76	25.79	20.53		224.53
3.75	1.37	134.12	34.86	24.45	19.47		212.91
4.00	1.30	127.18	33.06	23.19	18.46	15.59	217.48
4.25	1.23	120.60	31.35	21.99	17.51	14.78	206.22
4.50	1.17	114.36	29.72	20.85	16.60	14.02	195.55
4.75	1.11	108.44	28.18	19.77	15.74	13.29	185.42
5.00	1.05	102.82	26.73	18.75	14.93	12.60	175.83
5.25	0.99	97.50	25.34	17.78	14.15	11.95	166.72
5.50	0.94	92.45	24.03	16.86	13.42	11.33	158.09
5.75	0.89	87.67	22.79	15.98	12.73	10.75	149.91
6.00	0.85	83.13	21.61	15.16	12.07	10.19	142.15
6.25	0.80	78.83	20.49	14.37	11.44	9.66	134.79
6.50	0.76	74.75	19.43	13.63	10.85	9.16	127.82
6.75	0.72	70.88	18.42	12.92	10.29	8.69	121.20
7.00	0.69	67.21	17.47	12.25	9.76	8.24	114.93
7.25	0.65	63.73	16.56	11.62	9.25	7.81	108.98
7.50	0.62	60.43	15.71	11.02	8.77	7.41	103.34
7.75	0.58	57.30	14.89	10.45	8.32	7.02	97.99
8.00	0.55	54.34	14.12	9.91	7.89	6.66	92.92
8.25	0.53	51.53	13.39	9.39	7.48	6.32	88.11
8.35	0.51	50.43	13.11	9.20	7.32	6.18	86.24
8.50	0.50	49.38	12.83	9.00	7.17	6.05	84.43
8.75	0.49	47.66	12.39	8.69	6.92	5.84	81.49
9.00	0.47	46.00	11.96	8.39	6.68	5.64	78.66
9.25	0.45	44.40	11.54	8.09	6.44	5.44	75.92
9.50	0.44	42.85	11.14	7.81	6.22	5.25	73.28
9.75	0.42	41.36	10.75	7.54	6.00	5.07	70.73
10.00	0.41	39.92	10.38	7.28	5.79	4.89	68.26
10.25	0.39	38.53	10.01	7.03	5.59	4.72	65.89

Tabel 4. 43 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m ³ /det
		98.00 0-1 jam	25.47 1-2 jam	17.87 2-3 jam	14.23 3-4 jam	12.01 4-5 jam	
10.50	0.38	37.19	9.67	6.78	5.40	4.56	63.59
10.75	0.37	35.89	9.33	6.54	5.21	4.40	61.38
11.00	0.35	34.65	9.01	6.32	5.03	4.25	59.24
11.25	0.34	33.44	8.69	6.10	4.85	4.10	57.18
11.50	0.33	32.27	8.39	5.88	4.68	3.96	55.19
11.75	0.32	31.15	8.10	5.68	4.52	3.82	53.27
12.00	0.31	30.07	7.82	5.48	4.36	3.69	51.41
12.25	0.30	29.02	7.54	5.29	4.21	3.56	49.62
12.50	0.29	28.01	7.28	5.11	4.07	3.43	47.90
12.75	0.28	27.03	7.03	4.93	3.92	3.31	46.23
13.00	0.27	26.09	6.78	4.76	3.79	3.20	44.62
13.25	0.26	25.19	6.55	4.59	3.66	3.09	43.07
13.50	0.25	24.31	6.32	4.43	3.53	2.98	41.57
13.75	0.24	23.46	6.10	4.28	3.41	2.88	40.12
14.00	0.23	22.65	5.89	4.13	3.29	2.78	38.72
14.25	0.22	21.86	5.68	3.99	3.17	2.68	37.38
14.50	0.22	21.10	5.48	3.85	3.06	2.59	36.07
14.75	0.21	20.36	5.29	3.71	2.96	2.50	34.82
15.00	0.20	19.65	5.11	3.58	2.85	2.41	33.61
15.25	0.19	18.97	4.93	3.46	2.75	2.33	32.44
15.50	0.19	18.31	4.76	3.34	2.66	2.24	31.31
15.75	0.18	17.67	4.59	3.22	2.56	2.17	30.22
16.00	0.17	17.06	4.43	3.11	2.48	2.09	29.17
16.25	0.17	16.46	4.28	3.00	2.39	2.02	28.15
16.50	0.16	15.89	4.13	2.90	2.31	1.95	27.17
16.75	0.16	15.34	3.99	2.80	2.23	1.88	26.22
16.85	0.15	15.13	3.93	2.76	2.20	1.85	25.87
17.00	0.15	14.80	3.85	2.70	2.15	1.81	25.31
17.25	0.15	14.29	3.71	2.60	2.07	1.75	24.43
17.50	0.14	13.79	3.58	2.51	2.00	1.69	23.58
17.75	0.14	13.31	3.46	2.43	1.93	1.63	22.76
18.00	0.13	12.85	3.34	2.34	1.86	1.57	21.97
18.25	0.13	12.40	3.22	2.26	1.80	1.52	21.20

Tabel 4. 44 Perhitungan Hidrograf Banjir 100 Tahun (lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		98.00 0-1 jam	25.47 1-2 jam	17.87 2-3 jam	14.23 3-4 jam	12.01 4-5 jam	
18.50	0.12	11.97	3.11	2.18	1.74	1.47	20.46
18.75	0.12	11.55	3.00	2.11	1.68	1.42	19.75
19.00	0.11	11.15	2.90	2.03	1.62	1.37	19.06
19.25	0.11	10.76	2.80	1.96	1.56	1.32	18.40
19.50	0.11	10.39	2.70	1.89	1.51	1.27	17.76
19.75	0.10	10.02	2.61	1.83	1.46	1.23	17.14
20.00	0.10	9.68	2.51	1.76	1.40	1.19	16.54
20.25	0.10	9.34	2.43	1.70	1.36	1.14	15.97
20.50	0.09	9.01	2.34	1.64	1.31	1.10	15.41
20.75	0.09	8.70	2.26	1.59	1.26	1.07	14.88
21.00	0.09	8.40	2.18	1.53	1.22	1.03	14.36
21.25	0.08	8.10	2.11	1.48	1.18	0.99	13.86
21.50	0.08	7.82	2.03	1.43	1.14	0.96	13.38
21.75	0.08	7.55	1.96	1.38	1.10	0.93	12.91
22.00	0.07	7.29	1.89	1.33	1.06	0.89	12.46
22.25	0.07	7.03	1.83	1.28	1.02	0.86	12.03
22.50	0.07	6.79	1.76	1.24	0.99	0.83	11.61
22.75	0.07	6.55	1.70	1.19	0.95	0.80	11.20
23.00	0.06	6.32	1.64	1.15	0.92	0.78	10.81
23.25	0.06	6.10	1.59	1.11	0.89	0.75	10.44
23.50	0.06	5.89	1.53	1.07	0.86	0.72	10.07
23.75	0.06	5.69	1.48	1.04	0.83	0.70	9.72
24.00	0.06	5.49	1.43	1.00	0.80	0.67	9.38

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 45 Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		137.58 0-1 jam	35.76 1-2 jam	25.08 2-3 jam	19.97 3-4 jam	16.86 4-5 jam	
0.00	0.00	0.00					0.00
0.25	0.01	0.79					0.79
0.50	0.03	4.17					4.17
0.75	0.08	11.03					11.03
1.00	0.16	22.00	5.72				27.72
1.25	0.27	37.58	9.77				47.35
1.50	0.42	58.21	15.13				73.34
1.75	0.61	84.27	21.90				106.18
2.00	0.84	116.11	30.18	21.17			167.46
2.25	1.12	154.04	40.04	28.09			222.16
2.50	1.44	198.36	51.56	36.17			286.08
2.69	1.72	236.00	61.34	43.03			340.37
2.75	1.69	232.89	60.53	42.46			335.89
3.00	1.61	220.84	57.40	40.26	32.05		350.56
3.25	1.52	209.41	54.43	38.18	30.40		332.41
3.50	1.44	198.57	51.61	36.20	28.82		315.20
3.75	1.37	188.29	48.94	34.33	27.33		298.89
4.00	1.30	178.54	46.41	32.55	25.92	21.88	305.30
4.25	1.23	169.30	44.00	30.87	24.57	20.75	289.50
4.50	1.17	160.54	41.73	29.27	23.30	19.68	274.51
4.75	1.11	152.23	39.57	27.76	22.10	18.66	260.30
5.00	1.05	144.35	37.52	26.32	20.95	17.69	246.83
5.25	0.99	136.88	35.58	24.96	19.87	16.78	234.05
5.50	0.94	129.79	33.74	23.66	18.84	15.91	221.94
5.75	0.89	123.07	31.99	22.44	17.86	15.09	210.45
6.00	0.85	116.70	30.33	21.28	16.94	14.30	199.56
6.25	0.80	110.66	28.76	20.18	16.06	13.56	189.23
6.50	0.76	104.93	27.27	19.13	15.23	12.86	179.43
6.75	0.72	99.50	25.86	18.14	14.44	12.20	170.15
7.00	0.69	94.35	24.52	17.20	13.70	11.57	161.34
7.25	0.65	89.47	23.25	16.31	12.99	10.97	152.99
7.50	0.62	84.84	22.05	15.47	12.31	10.40	145.07
7.75	0.58	80.45	20.91	14.67	11.68	9.86	137.56
8.00	0.55	76.28	19.83	13.91	11.07	9.35	130.44
8.25	0.53	72.33	18.80	13.19	10.50	8.87	123.69
8.35	0.51	70.80	18.40	12.91	10.28	8.68	121.06

Tabel 4. 46 Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun (lanjutan)

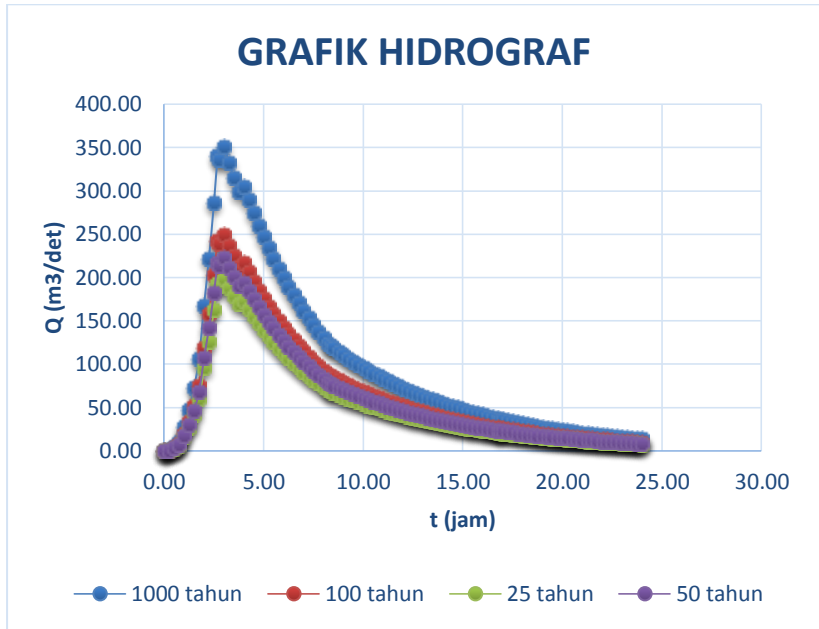
T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		137.58 0-1 jam	35.76 1-2 jam	25.08 2-3 jam	19.97 3-4 jam	16.86 4-5 jam	
8.50	0.50	69.32	18.02	12.64	10.06	8.50	118.53
8.75	0.49	66.90	17.39	12.20	9.71	8.20	114.40
9.00	0.47	64.58	16.78	11.77	9.37	7.92	110.42
9.25	0.45	62.33	16.20	11.36	9.05	7.64	106.58
9.50	0.44	60.16	15.64	10.97	8.73	7.37	102.87
9.75	0.42	58.06	15.09	10.59	8.43	7.12	99.29
10.00	0.41	56.04	14.57	10.22	8.13	6.87	95.83
10.25	0.39	54.09	14.06	9.86	7.85	6.63	92.49
10.50	0.38	52.21	13.57	9.52	7.58	6.40	89.27
10.75	0.37	50.39	13.10	9.19	7.31	6.18	86.17
11.00	0.35	48.64	12.64	8.87	7.06	5.96	83.17
11.25	0.34	46.94	12.20	8.56	6.81	5.75	80.27
11.50	0.33	45.31	11.78	8.26	6.58	5.55	77.48
11.75	0.32	43.73	11.37	7.97	6.35	5.36	74.78
12.00	0.31	42.21	10.97	7.70	6.13	5.17	72.18
12.25	0.30	40.74	10.59	7.43	5.91	4.99	69.66
12.50	0.29	39.32	10.22	7.17	5.71	4.82	67.24
12.75	0.28	37.95	9.86	6.92	5.51	4.65	64.90
13.00	0.27	36.63	9.52	6.68	5.32	4.49	62.64
13.25	0.26	35.36	9.19	6.45	5.13	4.33	60.46
13.50	0.25	34.13	8.87	6.22	4.95	4.18	58.35
13.75	0.24	32.94	8.56	6.01	4.78	4.04	56.32
14.00	0.23	31.79	8.26	5.80	4.61	3.90	54.36
14.25	0.22	30.68	7.98	5.59	4.45	3.76	52.47
14.50	0.22	29.62	7.70	5.40	4.30	3.63	50.64
14.75	0.21	28.58	7.43	5.21	4.15	3.50	48.88
15.00	0.20	27.59	7.17	5.03	4.00	3.38	47.18
15.25	0.19	26.63	6.92	4.86	3.87	3.26	45.53
15.50	0.19	25.70	6.68	4.69	3.73	3.15	43.95
15.75	0.18	24.81	6.45	4.52	3.60	3.04	42.42
16.00	0.17	23.94	6.22	4.37	3.48	2.93	40.94
16.25	0.17	23.11	6.01	4.21	3.35	2.83	39.52
16.50	0.16	22.31	5.80	4.07	3.24	2.73	38.14
16.75	0.16	21.53	5.60	3.93	3.12	2.64	36.81
16.85	0.15	21.24	5.52	3.87	3.08	2.60	36.32
17.00	0.15	20.78	5.40	3.79	3.02	2.55	35.53

Tabel 4. 47Perhitungan Hidrograf Banjir 1000 Tahun(lanjutan)

T (jam)	UH	R eff					Q m3/det
		137.58 0-1 jam	35.76 1-2 jam	25.08 2-3 jam	19.97 3-4 jam	16.86 4-5 jam	
17.25	0.15	20.06	5.21	3.66	2.91	2.46	34.30
17.50	0.14	19.36	5.03	3.53	2.81	2.37	33.10
17.75	0.14	18.68	4.86	3.41	2.71	2.29	31.95
18.00	0.13	18.03	4.69	3.29	2.62	2.21	30.84
18.25	0.13	17.41	4.52	3.17	2.53	2.13	29.76
18.50	0.12	16.80	4.37	3.06	2.44	2.06	28.73
18.75	0.12	16.21	4.21	2.96	2.35	1.99	27.73
19.00	0.11	15.65	4.07	2.85	2.27	1.92	26.76
19.25	0.11	15.11	3.93	2.75	2.19	1.85	25.83
19.50	0.11	14.58	3.79	2.66	2.12	1.79	24.93
19.75	0.10	14.07	3.66	2.57	2.04	1.72	24.06
20.00	0.10	13.58	3.53	2.48	1.97	1.66	23.23
20.25	0.10	13.11	3.41	2.39	1.90	1.61	22.42
20.50	0.09	12.65	3.29	2.31	1.84	1.55	21.64
20.75	0.09	12.21	3.17	2.23	1.77	1.50	20.88
21.00	0.09	11.79	3.06	2.15	1.71	1.44	20.16
21.25	0.08	11.38	2.96	2.07	1.65	1.39	19.45
21.50	0.08	10.98	2.85	2.00	1.59	1.35	18.78
21.75	0.08	10.60	2.75	1.93	1.54	1.30	18.12
22.00	0.07	10.23	2.66	1.87	1.48	1.25	17.49
22.25	0.07	9.87	2.57	1.80	1.43	1.21	16.88
22.50	0.07	9.53	2.48	1.74	1.38	1.17	16.30
22.75	0.07	9.20	2.39	1.68	1.34	1.13	15.73
23.00	0.06	8.88	2.31	1.62	1.29	1.09	15.18
23.25	0.06	8.57	2.23	1.56	1.24	1.05	14.65
23.50	0.06	8.27	2.15	1.51	1.20	1.01	14.14
23.75	0.06	7.98	2.07	1.46	1.16	0.98	13.65
24.00	0.06	7.70	2.00	1.40	1.12	0.94	13.17

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan diatas maka didapatkan grafik Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu adalah di bawah ini :



Gambar 4. 1 Grafik Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu

Dari hasil tersebut di dapatkan Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu pada $Q_{25} = 198,84 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{50} = 223,53 \text{ m}^3/\text{detik}$, $Q_{100} = 249,71 \text{ m}^3/\text{detik}$, dan $Q_{1000} = 350,56 \text{ m}^3/\text{detik}$.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

ANALISA KAPASITAS TAMPUNGAN

5.1 Kapasitas Tampungan

Hal penting yang harus diketahui tentang kapasitas tampungan adalah :

- Kapasitas Efektif

Volume tampungan dari dapat dimanfaatkan untuk melayani kebutuhan air seperti mandi, cuci, kaskus dan irigasi di daerah layanan Bagong.

- Kapasitas Mati

Volume tampungan untuk sedimen.

Perencanaan kapasitas tampungan adalah hal yang sangat penting karena merupakan dasar untuk perencanaan tubuh dan bangunan pelimpah.

5.2 Lengkung Kapasitas

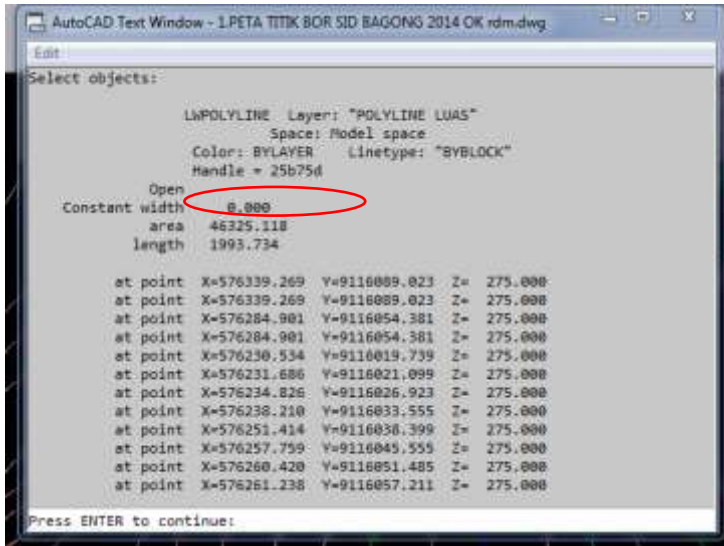
Lengkung kapasitas adalah grafik yang menghubungkan volume tampungan (*storage*) dan luas genangan terhadap elevasi. Ciri fisik utama adalah kapasitas tampungannya karena sesuai dengan fungsi utama yaitu menyediakan tampungan air.

Kapasitas dihitung dengan perkalian antara luas dan ketinggian. Dalam kondisi di lapangan, kapasitas tampungan harus dihitung dengan pengukuran topografi.

Hal yang pertama dilakukan adalah mengukur luas yang diapit oleh tiap-tiap garis kontur dari data topografi, kemudian untuk memperoleh volume berasal dari luas dan beda tingginya.

Adapun cara untuk menghitung luas area genangan menggunakan program bantu AutoCad adalah sebagai berikut:

1. Membuat garis batas/tempat dibangunnya .
2. Pastikan garis kontur yang ada merupakan *polyline*.
3. Klik pada garis atau kontur yang akan dihitung areanya.
4. Ketikkan LI pada kolom *comment* yang terdapat dibagian bawah. Maka akan terlihat jendela seperti gambar di bawah ini.



Gambar 5. 1List Area

5. Salin angka yang menunjukkan area pada program *Microsoft Excel*.
6. Lakukan poin 3-6 untuk tiap elevasi/ garis kontur.
7. Data yang diperoleh merupakan data luas area genangan seperti tabel berikut :

Tabel 5. 1 Luas Area Genangan

No	Elevasi	Luas	Beda Tinggi
	(m)	(ha)	(m)
1	255.00	0.917	5.00
2	260.00	1.509	5.00
3	265.00	4.633	5.00
4	270.00	8.943	5.00
5	275.00	10.503	5.00
6	280.00	13.958	5.00
7	285.00	15.492	5.00

Tabel 5. 2 Lanjutan Luas Area Genangan

No	Elevasi	Luas	Beda Tinggi
	(m)	(ha)	(m)
8	290.00	19.193	5.00
9	295.00	25.999	5.00
10	300.00	34.898	5.00
11	305.00	40.383	5.00
12	310.00	52.820	5.00
13	315.00	62.687	5.00
14	320.00	78.140	5.00
15	325.00	99.993	5.00
16	330.00	103.749	5.00

(Sumber : Perhitungan)

Kemudian perhitungan volume tampungan dilakukan dengan menggunakan data dari luas area dan program bantu *Microsoft Excel*. Rumus untuk menghitung volume tampungan adalah dengan rumus trapesium:

$$v = \frac{A_1 + A_2}{2} \times \text{jarak antar elevasi.}$$

Dengan menghitung luas area disetiap elevasi selanjutnya dihitung volumenya dengan rumus tersebut dan kemudian dikumulatikan sesuai dengan tingkat elevasi. Semakin besar elevasinya, maka semakin besar volume tampungannya. Berdasarkan data tersebut, dapat ditarik hubungan antara elevasi, luas genangan dan volume genangan sehingga diperoleh volume kumulatif genangan, dapat dilihat pada (**Tabel 5.3**).

Tabel 5. 3 Perhitungan Volume Bagong

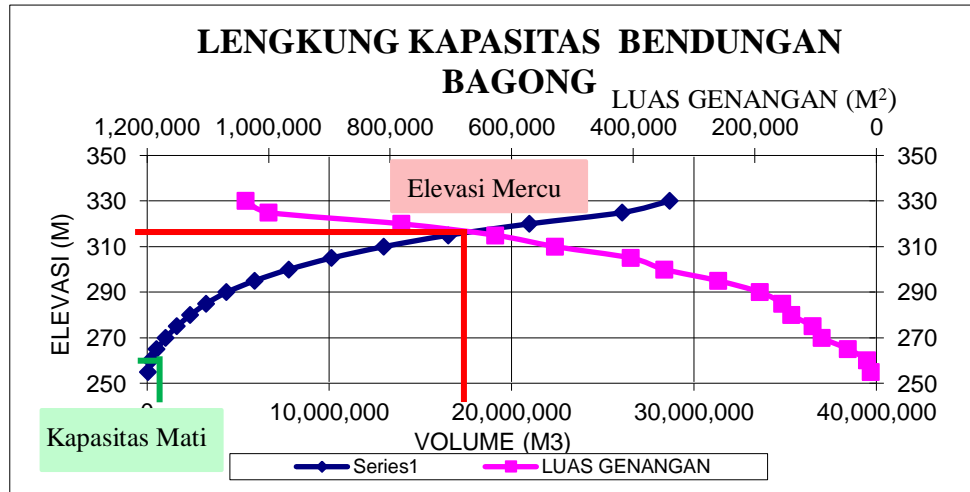
Elevasi	Fi	Fi+1	Fi rata-rata	Hi-1 H1	Volume Genangan	Volume Komulatif
	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ³)	(m ³)
255.00	0.00	9,165.51				
			4582.76	5.00	0	0
260.00	9,165.51	15,089.89				
			12127.70	5.00	60638.49	60638.49
265.00	15,089.89	46,325.12				
			30707.50	5.00	153537.51	214176.00
270.00	46,325.12	89,431.50				
			67878.31	5.00	339391.55	553567.55
275.00	89,431.50	105,034.49				
			97233.00	5.00	486164.99	1039732.53
280.00	105,034.49	139,579.87				
			122307.18	5.00	611535.92	1651268.45
285.00	139,579.87	154,921.52				
			147250.70	5.00	736253.49	2387521.94
290.00	154,921.52	191,925.70				
			173423.61	5.00	867118.05	3254639.98
295.00	191,925.70	259,991.62				
			225958.66	5.00	1129793.29	4384433.27
300.00	259,991.62	348,984.02				
			304487.82	5.00	1522439.11	5906872.37
305.00	348,984.02	403,827.59				

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4. 48 Lanjutan Perhitungan Volume Bagong

Elevasi	Fi (m²)	Fi+1 (m²)	Fi rata-rata (m²)	Hi-1 H1 (m²)	Volume Genangan (m³)	Volume Kumulatif (m³)
			376405.80	5.00	1882029.02	7788901.39
310.00	403,827.59	528,197.81				
			466012.70	5.00	2330063.49	10118964.88
315.00	528,197.81	626,874.52				
			577536.16	5.00	2887680.81	13006645.69
320.00	626,874.52	781,402.83				
			704138.67	5.00	3520693.36	16527339.04
325.00	781,402.83	999,933.81				
			890668.32	5.00	4453341.60	20980680.64
330.00	999,933.81	1,037,488.99				
			1018711.40	5.00	5093557.01	26074237.65

(Sumber : Perhitungan)



(Sumber : Perhitungan)

Gambar 5. 2 Lengkung Kapasitas

Dari hasil grafik tersebut pada perpotongan elevasi +315 merupakan elevasi direncanakannya mercu pelimpah. Dengan volume kumulatif sebesar 13006645.69 m³.

5.3 Analisa Kapasitas Tampungan

Kapasitas efektif di tentukan oleh inflow dan outflow yang berada di areal bendungan.

5.3.1 Debit Inflow (Debit Andalan)

Jumlah debit inflow dalam perencanaan ini ditentukan dari perhitungan berdasarkan data curah hujan maupun data klimatologi.

Perhitungan debit andalan untuk perencanaan Bagong ini menggunakan metode FJ. Mock. Sehingga diperlukan besarnya evapotranspirasi potensial. Perhitungan evapotranspirasi potensial ini menggunakan metode Penman.

5.3.2 Debit Outflow

Memenuhi kebutuhan air baku penduduk sebanyak 60 liter/orang/hari adalah tujuan dibangunnya Bagong. Perhitungan debit air yang keluar adalah sebagai berikut :

5.3.2.1 Kapasitas Mati (Dead Storage)

Untuk menentukan besarnya angka sedimentasi dapat dilakukan dengan memperkirakan volume sedimen berdasarkan data sedimentasi dari waduk-waduk yang telah ada di lapangan. Selain itu, karakteristik topografi lokasi rencana juga dapat mempengaruhi sedimentasi seperti pada Tabel 2.17 buku Tipe Urugan (Suyono Sosrodarsono, 1977). Kondisi topografi lokasi Bagong adalah sebagai berikut :

- Daerah stadium pertengahan
- Memiliki kemiringan dasar sungai $\pm 1/800$
- Dalam keadaan intensitas erosinya kecil, kecuali dalam keadaan banjir
- Perbedaan elevasi dan permukaan laut $\pm 1/300$ m
- Tidak terdapat gunung berapi termasuk Zona C.

Bagong memiliki daerah aliran sungai $< 50 \text{ km}^2$. Tabel 2.17 menunjukkan bahwa angka sedimentasi yang sesuai dengan Bagong adalah $< 50 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$. Sehingga dalam

perhitungan direncanakan besarnya volume sedimentasi pada Bagong adalah sebesar $100 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$.

Besarnya volume total sedimentasi selama umur rencana yaitu 50 tahun dengan persamaan:

$$\text{Volume total} = P_s \times A \times n$$

Volume sedimen total yang didapatkan dari perhitungan selanjutnya diplotkan terhadap lengkung kapasitas waduk dan didapatkan elevasi sedimen total pada elevasi +264,5.

$$P_s = 100 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$$

$$A = 39.95 \text{ km}^2$$

$$n = 50 \text{ tahun}$$

Sehingga,

$$\text{Volume sedimen total} = 199750 \text{ m}^3$$

$$\text{Elevasi sedimen total} = + 264,5 \text{ M}$$

5.3.2.1 Analisa Erosi dengan Metode USLE

Sedimen adalah hasil akhir dari proses erosi lempeng (*sheet erosion*) pada permukaan tanah dan erosi alur (*gully erosion*) yang diangkut oleh air. Erosi lempeng ditamba erosi alur disebut sebagai erosi brut. Tidak semua hasil erosi akan terangkut sampai di sungai, sebagian diantaranya akan mengendap di saluran drainase, sungai dan bantaran. Metode USLE menghasilkan perkiraan kasar besarnya erosi bruto. Untuk menetapkan besarnya sedimen yang sampai di tempat studi, erosi gross harus dikalikan dengan ratio pelepasan sedimen.

Faktor-faktor yang perlu diherhitungkan dalam analisis erosi lahan dengan metode USLE adalah :

- Erosivitas hujan

Erosivitas hujan (*sheet erosion*) sangat tergantung dari sifat hujan yang jatuh dan ketahanan tanah terhadap pukulan butir-butir hujan serta sifat gerakan aliran air di atas permukaan tanah sebagai limpasan permukaan. Untuk menghitung besarnya indeks erosivitas hujan digunakan rumus empiris sebagai berikut :

$$EI_{30} = E \times I_{30} \times 10^{-2}$$

$$E = 14,374 R^{1,075}$$

$$I_{30} = \frac{R}{77,178 + 1,01 R}$$

dengan :

EI_{30} = indeks erosivitas hujan (ton cm/Ha.Jam)

E = energi kinetik curah hujan (ton m/Ha.cm)

R = curah hujan bulanan

I_{30} = intensitas hujan maksimum selama 30 menit

$$E = 14,374 R^{1,075}$$

$$E = 14,374 \cdot 3433^{1,075}$$

$$E = 90871.3 \text{ ton/Ha.cm}$$

$$I_{30} = \frac{R}{77,178 + 1,01 R}$$

$$I_{30} = \frac{3433}{77,178 + 1,01 \cdot 3433}$$

$$I_{30} = 0.969$$

$$EI_{30} = E \times I_{30} \times 10^{-2}$$

$$EI_{30} = 90871.3 \times 0.969 \times 10^{-2} = 880.126 \text{ ton cm /Ha}$$

- Erodibilitas tanah

Erodibilitas merupakan ketidak sanggupan tanah untuk menahan pukulan butir-butir hujan. Tanah yang mudah tererosi pada saat dipukul oleh butir-butir hujan mempunyai erodibilitas yang tinggi. Erodibilitas dari berbagai macam tanah hanya dapat diukur dan dibandingkan pada saat terjadi hujan. Faktor kepekaan tanah juga dipengaruhi oleh struktur dan teksturnya, serta semakin kuat bentuk agregasi tanah dan semakin halus butir tanah, maka tanahnya tidak mudah lepas satu sama lain sehingga menjadi lebih tahan terhadap pukulan air hujan.

- Panjang dan kemiringan lereng (LS)

Dari penelitian yang telah ada, dapat diketahui bahwa proses erosi dapat terjadi pada lahan dengan kemiringan lebih

besar dari 2%. Derajat kemiringan lereng sangat penting, karena kecepatan air dan kemampuan untuk memecah/melepas dan mengangkut partikel-partikel tanah tersebut akan bertambah secara eksponensial dari sudut kemiringan. Dari data yang ada kemudian dihitung dengan rumus sebagai berikut :

Diketahui : Panjang Lereng (l) = 19360 m

Slope Lereng (S) = 0.003

m untuk slope <5% = 0.5

$$LS = \left| \frac{l}{22} \right|^m (0.065 + 0.045S + 0.0065S^2)$$

$$LS = \left| \frac{19360}{22} \right|^{0.5} (0.065 + 0.045(0.003) + 0.0065(0.003)^2)$$

$$LS = 1,932$$

- Konservasi tanah dan pengelolaan tanaman

Pada suatu tangkapan akan terdapat berbagai kegiatan pemanfaatan lahan yang berbeda antara lahan satu dengan lahan lainnya dan kegiatan tersebut dapat berupa kegiatan konservasi atau kegiatan pengelolaan tanaman. Kedua kegiatan tersebut akan mempengaruhi besarnya erosi permukaan dan harus dipertimbangkan sebagai faktor-faktor yang berpengaruh, yaitu:

1. Faktor indeks konservasi tanah (Faktor P)

Nilai indeks konservasi tanah dapat diperoleh dengan membagi kehilangan tanah dari lahan yang diberi perlakuan pengawetan, terhadap tanah tanpa pengawetan.

2. Faktor indeks pengelolaan tanaman (Faktor C), merupakan angka perbandingan antar erosi lahan yang ditanami sesuatu jenis tanaman dan pengelolaan tertentu dengan lahan serupa dalam kondisi dibajak tetapi tidak di tanami.

3. Faktor indeks pengelolaan tanaman dan konservasi tanah (Faktor CP). Jika faktor C dan P tidak bisa dicari tersendiri, maka faktor indeks C dan P digabung menjadi Faktor CP.

CP = 0,04 (di dominasi kebun tegalan serta sawah) berdasarkan tabel 2.18.

- Laju erosi potensial (E-Pot)

Erosi potensial adalah erosi yang mungkin terjadi di suatu tempat dengan keadaan permukaan tanah gundul sempurna, sehingga terjadinya proses erosi hanya disebabkan oleh faktor alam yaitu iklim, khususnya curah hujan, sifat-sifat internal tanah dan keadaan topografi tanah. Dengan demikian, maka erosi potensial dapat dinyatakan sebagai hasil ganda antara faktor-faktor curah hujan, erodibilitas tanah dan topografi (kemiringan dan panjang lereng). Pendugaan erosi potensial dapat dihitung dengan rumus pendekatan sebagai berikut :

$$E\text{-pot} = R \times K \times LS \times A$$

dengan :

E-pot = erosi potensial (ton/tahun)

R = indeks erosivitas hujan

K = erodibilitas tanah

LS = faktor panjang dan kemiringan lereng

A = luas daerah aliran sungai (Ha)

$$E\text{-pot} = R \times K \times LS \times A$$

$$E\text{-pot} = 880.126 \text{ to.cm/ha} \times 0.47 \times 0.516 \text{ m} \times 39.95 \text{ km}^2$$

$$E\text{-pot} = 8519.81 \text{ ton/tahun}$$

- Laju erosi actual (E-Akt)

Erosi aktual terjadi adanya campur tangan manusia dalam kegiatannya sehari-hari, misalnya pengelolaan tanah untuk pertanian dan adanya unsur-unsur penutup tanah, baik yang tumbuh secara ilmiah maupun yang dibudidayakan oleh terjadinya erosi. Dapat dikatakan bahwa laju erosi aktual selalu lebih kecil daripada laju erosi potensial. Dapat dikatakan bahwa erosi aktual adalah hasil ganda antara erosi potensial dengan pola penggunaan lahan tertentu, sehingga dapat dihitung dengan rumus (Weischmeier dan Smith, 1958) berikut :

$$E\text{-akt} = E\text{-pot} \times CP$$

dengan :

E-akt = erosi aktual di DAS (ton/ha/th)

E-pot = erosi potensial (ton/ha/th)
 CP = faktor tanaman dan pengawetan lahan

E-akt = E-pot x CP
 E-akt = 8519.81 ton/tahun x 0.04
 E-akt = 3440.792 ton/ha/th

- Laju sedimentasi potensial

Sedimentasi potensial adalah proses pengangkutan sedimen hasil dari proses erosi potensial untuk diendapkan di jaringan irigasi dan lahan persawahn atau tempat-tempat tertentu seperti di waduk. Tidak semua sedimen yang dihasilkan erosi aktual menjadi sedimen, dan ini tergantung dari ratio antara volume sedimen hasil erosi aktual dengan volume sedimen yang bisa diendapkan di tempat studi/waduk (*SDR = Sediments Delivery Ratio*). Nilai SDR ini tergantung luas DAS, yang erat pula hubungannya dengan pola penggunaan lahan. Dan dapat dirumuskan dalam suatu hubungan fungsional, sebagai berikut :

$$SDR = S \times \frac{(1 - 0.8683(Area^{-0.2018}))}{2(S + 50.n)} + 0.8683(Area^{-0.2018})$$

dimana : A = Luas DAS (Ha)

S = Kemiringan Lereng

$$SDR = 0.003 \times \frac{(1 - 0.8683(3995^{-0.2018}))}{2(0.003 + 50.n)} + 0.8683(3995^{-0.2018})$$

$$SDR = 0.173$$

- Menghitung Sedimen Potensial

$$Sedimen\ Potensial = A \times SDR \times \gamma_{tanah}$$

$$Sedimen\ Potensial = 8557,816 \times 0,173 \times 2,695 = 3999,72\ m3/th$$

5.3.2.2 Evaporasi Penman Modifikasi

Evaporasi adalah dimana perubahan zat cair atau air menjadi uap dan bergerak dari permukaan tanah dan permukaan air ke udara. Faktor-faktor yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfer), kelembaban,

kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari, dan lain-lain yang saling berhubungan satu dengan yang lain. Evaporasi dapat dihitung dengan menggunakan sebagai berikut:

Tabel 5. 4 Tabel Data Klimatologi

Bulan	Suhu	Kelembaban	Kec. Angin	Penyinaran Matahari
	(C)	%	(km/jam)	%
Januari	25.1	98.75	5.50	0,47
Februari	24.9	96.25	7.25	0,65
Maret	25.0	96.00	7.25	0,5
April	25.5	96.50	5.50	0,67
Mei	25.2	97.50	5.50	0,71
Juni	24.9	96.75	5.50	0,86
Juli	24.2	94.25	9.00	0,99
Agustus	23.5	93.00	7.25	0,99
September	24.5	95.75	4.00	0,98
Oktober	26.0	95.00	4.00	0,97
November	25.5	96.75	5.50	0,90
Desember	25.3	96.25	7.25	0,64

(Sumber : Klimatologi)

Berikut ini adalah langkah-langkah untuk menghitung evapotranspirasi :

1. Data yang akan dihitung merupakan data klimatologi rata-rata bulanan. Untuk contoh perhitungan ini digunakan data klimatologi Bulan Januari :
 - a. Suhu rata-rata (T) = 25,1 °C
 - b. Lama Penyinaran matahari (n/N) = 12,48 %
 - c. Kelembaban relatif (RH) = 84,663%
 - d. Kecepatan angin (u) = 132,00 km/hari = 1.53 m/s
2. Menghitung tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata (mbar) atau disebut E_a . Nilai ini diperoleh dari Tabel Penman. Misal suhu udara pada bulan Januari adalah 25,1 °C dan dengan menggunakan interpolasi diperoleh nilai $e_a = 23,60$ mbar.
3. Menghitung tekanan uap nyata, e_d (mbar)

$$e_d = e_a \times RH = 23,60 \times 98,75/100 = 23,305 \text{ mbar}$$

4. Menghitung perbedaan tekanan uap, $e_a - e_d$ (mbar)
 $(e_a - e_d) = 23,60 - 23,305 = 0,295$ mbar
5. Menghitung fungsi tekanan uap nyata $f(e_a)$.

$$f(e_d) = 0,34 - (0,044\sqrt{e_a})$$

$$= 0,34 - (0,044\sqrt{23,305})$$

$$= 0,126$$
6. Menghitung fungsi angin, $f(u)$ (km/hari). Jika diketahui $u = 1.53$ m/s, maka :
 $f(u) = 0,27 \times (1 + (1.53 \times 0,864)) = 0,627$ km/hari
7. Menghitung faktor pemberat untuk pengaruh radiasi (W). Faktor ini juga diperoleh melalui Tabel Penman. Misal untuk bulan Januari dengan suhu $25,1^\circ\text{C}$, nilai w diperoleh dari tabel sebesar $0,741$
8. Menentukan nilai R_a . Didapatkan dari Tabel Penman. Letak tampungan bendungan berada pada 7° LS dan nilai R_a untuk bulan Januari berdasarkan Tabel Penman adalah $15,950$ mm/hari.
9. Menghitung fungsi penyinaran $f(n/N)$.

$$f(n/N) = 0,1 + 0,9 (n/N)$$

$$= 0,1 + 0,9 (5,64/12,48)$$

$$= 0,51$$
10. Menghitung radiasi gelombang pendek, R_s (mm/hari)
 $R_s = (0,25 + 0,5 \times (n/N)) \times R_a$
 $R_s = (0,25 + 0,5 \times (5,64/12,48)) \times 15,950 = 7,59$ mm/hari
11. Menghitung radiasi netto gelombang pendek, R_{ns} (mm/hari)
 $R_{ns} = R_s \times (1 - \alpha)$; dengan $\alpha = 0,25$ (koef. permukaan air)
 $R_{ns} = 7,59 \times (1 - 0,25) = 5,693$ mm/hari
12. Mencari fungsi suhu $f(T)$. Didapatkan dari Tabel Penman. Ditentukan dengan nilai suhu .
 Diketahui $T = 25,1^\circ\text{C}$ dengan metode iterasi

Maka $f(T) = 16,2$

13. Menghitung radiasi netto gelombang panjang, $Rn1$

$$Rn1 = f(ed) \times f(n/N) \times f(T)$$

$$Rn1 = 0,126 \times 0,51 \times 16,2 = 1,04 \text{ mm/hari}$$

14. Menghitung radiasi netto, Rn

$$Rn = Rns - Rn1 = 5,693 - 1,04 = 4,66 \text{ mm/hari}$$

15. Menghitung evapotranspirasi potensial, Eto (mm/hari)

$$Eto = c (W \cdot Rn + (1 - W) \cdot f(u) \cdot (es - ea))$$

$$Eto = 1,08(0,741 \times 4,66 + (1 - 0,74) \times 0,63 \times 0,30)$$

$$Eto = 3,77 \text{ mm/hari}$$

Tabel 5. 5 Perhitungan Evapotranspirasi

Evapotranspirasi Metode Penmann Modifikasi														
No.	Item	Hitungan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
1	T (oC)	dari data evaporasi	25.1	24.9	25.0	25.5	25.2	24.9	24.2	23.5	24.5	26.0	25.5	25.3
2	Es (mbar)	lihat tabel 3.1	23.90	23.60	23.75	24.49	24.03	23.60	22.63	21.71	23.05	25.31	24.49	24.20
3	RH (%)	dari data evaporasi	98.75	96.25	96.00	96.50	97.50	96.75	94.25	93.00	95.75	95.00	96.75	96.25
4	Ea (mbar)	Es * (RH/100)	23.60	22.72	22.80	23.63	23.43	22.83	21.33	20.19	22.07	24.04	23.69	23.29
5	Es-Ea (mbar)	Es - Ea	0.30	0.88	0.95	0.86	0.60	0.77	1.30	1.52	0.98	1.27	0.80	0.91
6	U (km/hari)	dari data evaporasi	132.00	174.00	174.00	132.00	132.00	132.00	216.00	174.00	96.00	96.00	132.00	174.00
7	f(U)	$0.27 * (1 + (U/100))$	0.63	0.74	0.74	0.63	0.63	0.63	0.85	0.74	0.53	0.53	0.63	0.74
8	W	tabel 3.2	0.74	0.74	0.74	0.75	0.74	0.74	0.73	0.73	0.74	0.75	0.75	0.74
9	Efek Aerodinamis (mm/hari)	$(1 - W) * f(U) * (Ea - Es)$	0.05	0.17	0.18	0.14	0.10	0.13	0.30	0.31	0.14	0.17	0.13	0.17
10	Ra (mm/hari)	lihat tabel 3.3b	15.95	16.05	15.55	14.55	13.25	12.6	12.9	13.85	14.95	15.75	15.9	15.85
11	n (jam/hari)	% penyinaran * 12 jam	5.64	7.80	6.00	8.04	8.52	10.32	11.88	11.88	11.76	11.64	10.80	7.68
12	N (jam/hari)	lihat tabel 3.4	12.48	12.34	12.4	11.92	11.78	11.68	11.72	11.86	12	12.12	12.36	12.46
13	Rs (mm/hari)	$Ra * (0.25 + 0.5 (n/N))$	7.59	9.09	7.65	8.54	8.10	8.72	9.76	10.40	11.06	11.50	10.92	8.85
14	Alfa	ditetapkan	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
15	Rns (mm/hari)	$(1 - \alpha) Rs$	5.69	6.81	5.74	6.41	6.08	6.54	7.32	7.80	8.30	8.63	8.19	6.64
16	f(T)	lihat tabel 4.2	16.2	16.14	16.24	16.22	16.18	16.24	16.06	16.06	16.1	16.28	16.18	16.18
17	f(ea)	$0.34 - 0.044 (ea)^{0.5}$	0.126	0.130	0.130	0.126	0.127	0.130	0.137	0.142	0.133	0.124	0.126	0.128
18	f(n/N)	$0.10 + 0.90 (n/N)$	0.51	0.67	0.54	0.71	0.75	0.90	1.01	1.00	0.98	0.96	0.89	0.65
19	Rnl (mm/hari)	$f(T) * f(ea) * f(n/N)$	1.04	1.41	1.13	1.45	1.54	1.89	2.22	2.29	2.11	1.95	1.80	1.35
20	Rn (mm/hari)	Rns - Rnl	4.66	5.41	4.61	4.96	4.53	4.65	5.10	5.51	6.19	6.67	6.39	5.28
21	U (m/s)	dari data evaporasi	2.06	2.06	1.54	1.54	1.54	1.54	2.57	3.09	3.09	2.57	2.06	2.06
22	c	lihat tabel 4.1	1.08	1.08	0.90	0.87	0.82	0.83	0.91	1.08	1.08	1.04	1.07	1.08
23	Eto (mm/hari)	$c (W * Rn + (1 - W) * f(U) * (es - ea))$	3.77	4.50	3.23	3.33	2.82	2.95	3.68	4.63	5.06	5.38	5.24	4.41

(Sumber: Perhitungan)

5.3.2.3 Kebutuhan Air Penduduk

5.3.2.3.1 Proyeksi Penduduk Kebutuhan Domestik

Dalam memproyeksi jumlah penduduk hingga tahun 2065, banyak metode yang dapat digunakan dalam memproyeksikan jumlah penduduk tersebut. Metode yang digunakan adalah Metode Aritmatik, Metode Geometrik, dan Metode Eksponensial. Penduduk yang akan disubsidi air itu berada pada kecamatan Pogalan yang sebesar 48868 jiwa pada tahun 2016, kecamatan Trenggalek sebesar 64611 jiwa pada tahun 2016 dan kecamatan Bendungan sebesar 25699 jiwa pada tahun 2016. Sehingga total penduduk yaitu 139178 jiwa dengan laju pertumbuhan penduduk sebesar 1,525%.

Berikut adalah contoh perhitungan proyeksi jumlah penduduk :

1. Metode Aritmatik

$$\begin{aligned} P_n &= P_o (1 + rn) \\ &= 139178(1 + 1,525\% * 1) \\ &= 141300 \text{ jiwa} \end{aligned}$$

2. Metode Geometrik

$$\begin{aligned} P_n &= P_o (1 + r)^n \\ &= 139178 (1 + 1,525\%)^{(2017-2016)} \\ &= 141300 \text{ jiwa} \end{aligned}$$

3. Metode Eksponensial

$$\begin{aligned} P_n &= P_o \times e^{r \cdot n} \\ &= 139178 \times 2.72^{1,525\% \times (2017-2016)} \\ &= 141317 \text{ jiwa} \end{aligned}$$

Tabel 5. 6 Proyeksi Jumlah Penduduk

Tahun	Aritmatik	Geometrik	Eksponensial
2016	139178	139178	139178
2017	141300	141300	141317
2018	143423	143455	143488
2019	145545	145643	145693
2020	147668	147864	147932
2021	149790	150119	150205
2022	151913	152408	152514
2023	154035	154733	154857

Tabel 5. 7 Lanjutan Proyeksi Jumlah Penduduk

Tahun	Aritmatik	Geometrik	Eksponential
2024	156158	157092	157237
2025	158280	159488	159653
2026	160403	161920	162107
2027	162525	164389	164598
2028	164648	166896	167127
2029	166770	169441	169695
2030	168893	172025	172303
2031	171015	174649	174951
2032	173137	177312	177639
2033	175260	180016	180369
2034	177382	182761	183141
2035	179505	185549	185955
2036	181627	188378	188812
2037	183750	191251	191714
2038	185872	194168	194660
2039	187995	197129	197651
2040	190117	200135	200688
2041	192240	203187	203772
2042	194362	206285	206904
2043	196485	209431	210083
2044	198607	212625	213312
2045	200729	215868	216589
2046	202852	219160	219918
2047	204974	222502	223297
2048	207097	225895	226729
2049	209219	229340	230213
2050	211342	232837	233750
2051	213464	236388	237342
2052	215587	239993	240990
2053	217709	243653	244693
2054	219832	247369	248453
2055	221954	251141	252271
2056	224077	254971	256148
2057	226199	258859	260084
2058	228322	262807	264080
2059	230444	266815	268139
2060	232566	270883	272259
2061	234689	275014	276443
2062	236811	279208	280691

Tabel 5. 8 Lanjutan Proyeksi Jumlah Penduduk

Tahun	Aritmatik	Geometrik	Eksponensial
2063	238934	283466	285004
2064	241056	287789	289384
2065	243179	292178	293831

(Sumber : Perhitungan)

5.3.2.3.1 Kebutuhan Domestik

Kebutuhan domestik merupakan kebutuhan air bersih untuk pemenuhan kegiatan sehari-hari.

Berikut adalah contoh perhitungan dari kebutuhan domestik :

Pada saat perhitungan kebutuhan air domestik proyeksi penduduk yang dipakai dipilih yang paling besar dari ketiga pembandingnya yaitu dengan menggunakan cara metode eksponensial. Kemudian menentukan tingkat pelayanan yaitu 100% dalam arti semua penduduk yang berada di kecamatan Pogalan, kecamatan Trenggalek dan kecamatan Bendungan terlayani. Menentukan kebutuhan air per orangnya yaitu 60 lt/org/hari. Kemudian menghitung kebutuhan air yaitu dengan cara sebagai berikut :

Kebutuhan air = jumlah penduduk yang terlayani x kebutuhan air per orang

- Kebutuhan air pada tahun 2016 yaitu :

1. jumlah penduduk yang terlayani pada tahun 2016 = 139178 jiwa

2. kebutuhan air per orangnya = 60lt/org/hari

Kebutuhan air = 139178 jiwa x 60lt/org/hari = 8350680 lt/hari

- Kebutuhan air pada tahun 2065 yaitu :

1. jumlah penduduk yang terlayani pada tahun 2065 = 293831 jiwa

2. kebutuhan air per orangnya = 60lt/org/hari

Kebutuhan air = 293831 jiwa x 60lt/org/hari = 17629841 m³/hari

Tabel 5. 9 Kebutuhan Air Domestik

No	Tahun	Proyeksi penduduk	Tingkat Pelayanan	jumlah terlayani	kebutuhan air perorang	Kebutuhan air
		jiwa	%	(jiwa)	(lt/org/hari)	(lt/hari)
1	2016	139178	100%	139178	60	8350680
2	2017	141317	100%	141317	60	8479004
3	2018	143488	100%	143488	60	8609300
4	2019	145693	100%	145693	60	8741598
5	2020	147932	100%	147932	60	8875929
6	2021	150205	100%	150205	60	9012324
7	2022	152514	100%	152514	60	9150815
8	2023	154857	100%	154857	60	9291435
9	2024	157237	100%	157237	60	9434215
10	2025	159653	100%	159653	60	9579189
11	2026	162107	100%	162107	60	9726392
12	2027	164598	100%	164598	60	9875856
13	2028	167127	100%	167127	60	10027617
14	2029	169695	100%	169695	60	10181710
15	2030	172303	100%	172303	60	10338171
16	2031	174951	100%	174951	60	10497036
17	2032	177639	100%	177639	60	10658343
18	2033	180369	100%	180369	60	10822128
19	2034	183141	100%	183141	60	10988431
20	2035	185955	100%	185955	60	11157289
21	2036	188812	100%	188812	60	11328741
22	2037	191714	100%	191714	60	11502829
23	2038	194660	100%	194660	60	11679591
24	2039	197651	100%	197651	60	11859070
25	2040	200688	100%	200688	60	12041307
26	2041	203772	100%	203772	60	12226344

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 10 Lanjutan Kebutuhan Air Domestik

No	Tahun	Proyeksi penduduk	Tingkat Pelayanan	jumlah terlayani	kebutuhan air perorang	Kebutuhan air
		Jiwa	%	(jiwa)	(lt/org/hari)	(lt/hari)
27	2042	206904	100%	206904	60	12414225
28	2043	210083	100%	210083	60	12604993
29	2044	213312	100%	213312	60	12798692
30	2045	216589	100%	216589	60	12995368
31	2046	219918	100%	219918	60	13195066
32	2047	223297	100%	223297	60	13397833
33	2048	226729	100%	226729	60	13603716
34	2049	230213	100%	230213	60	13812762
35	2050	233750	100%	233750	60	14025021
36	2051	237342	100%	237342	60	14240542
37	2052	240990	100%	240990	60	14459375
38	2053	244693	100%	244693	60	14681570
39	2054	248453	100%	248453	60	14907180
40	2055	252271	100%	252271	60	15136257
41	2056	256148	100%	256148	60	15368854
42	2057	260084	100%	260084	60	15605025
43	2058	264080	100%	264080	60	15844825
44	2059	268139	100%	268139	60	16088311
45	2060	272259	100%	272259	60	16335538
46	2061	276443	100%	276443	60	16586564
47	2062	280691	100%	280691	60	16841448
48	2063	285004	100%	285004	60	17100248
49	2064	289384	100%	289384	60	17363025
50	2065	293831	100%	293831	60	17629841

(Sumber : Perhitungan)

5.3.2.3.2 Kebutuhan Non Domestik

Tabel 5. 11 Fasilitas Pendidikan

Pendidikan	Unit	Jumlah (Murid)
TK	83	1660
SD	103	4120
SMP	18	630
SMA	11	385
SMK	8	240

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 12 Fasilitas Kesehatan

Kesehatan	Jumlah		Ketentuan	Jumlah Keb Air
Rumah Sakit	6	450	200 lt/bed/hari	9000 lt/bed/hari
Puskesmas	3	15	2000 lt/unit/hari	3000 lt/unit/hari
Posyandu	3	6	2000 lt/unit/hari	12000 lt/unit/hari
Polindes	4	20	2000 lt/unit/hari	40000 lt/unit/hari

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 13 Fasilitas Peribadatan

Peribadatan	Jumlah (unit)	Ketentuan	Jumlah Keb Air
Masjid	58	3000 lt/bed/hari	174000 lt/bed/hari
Gereja	7	2000 lt/unit/hari	14000 lt/unit/hari
Musola	138	2000 lt/unit/hari	12000 lt/unit/hari

(Sumber : Perhitungan)

Selain menghitung air baku untuk sambungan rumah, perlu juga dihitung kebutuhan air baku untuk Hidran Umum. Berikut ini adalah tabel hasil perhitungan air baku domestik untuk Hidran Umum :

Tabel 5. 14 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum

No	Tahun	Proyeksi penduduk	Tingkat Pelayanan	jumlah terlayani	kebutuhan air perorang	Kebutuhan air
		jiwa	%	(jiwa)	(lt/org/hari)	(lt/hari)
1	2016	139178	30%	41753	30	1252602
2	2017	141317	30	42395	30	1271851
3	2018	143488	30	43046	30	1291395

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 15 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum (lanjutan)

No	Tahun	Proyeksi penduduk	Tingkat Pelayanan	jumlah terlayani	kebutuhan air perorang	Kebutuhan air
		jiwa	%	(jiwa)	(lt/org/hari)	(lt/hari)
4	2019	145693	30	43708	30	1311240
5	2020	147932	30	44380	30	1331389
6	2021	150205	30	45062	30	1351849
7	2022	152514	30	45754	30	1372622
8	2023	154857	30	46457	30	1393715
9	2024	157237	30	47171	30	1415132
10	2025	159653	30	47896	30	1436878
11	2026	162107	30	48632	30	1458959
12	2027	164598	30	49379	30	1481378
13	2028	167127	30	50138	30	1504143
14	2029	169695	30	50909	30	1527256
15	2030	172303	30	51691	30	1550726
16	2031	174951	30	52485	30	1574555
17	2032	177639	30	53292	30	1598751
18	2033	180369	30	54111	30	1623319
19	2034	183141	30	54942	30	1648265
20	2035	185955	30	55786	30	1673593
21	2036	188812	30	56644	30	1699311
22	2037	191714	30	57514	30	1725424
23	2038	194660	30	58398	30	1751939
24	2039	197651	30	59295	30	1778860
25	2040	200688	30	60207	30	1806196
26	2041	203772	30	61132	30	1833952
27	2042	206904	30	62071	30	1862134
28	2043	210083	30	63025	30	1890749
29	2044	213312	30	63993	30	1919804
30	2045	216589	30	64977	30	1949305
31	2046	219918	30	65975	30	1979260
32	2047	223297	30	66989	30	2009675
33	2048	226729	30	68019	30	2040557
34	2049	230213	30	69064	30	2071914
35	2050	233750	30	70125	30	2103753
36	2051	237342	30	71203	30	2136081
37	2052	240990	30	72297	30	2168906
38	2053	244693	30	73408	30	2202236
39	2054	248453	30	74536	30	2236077
40	2055	252271	30	75681	30	2270438
41	2056	256148	30	76844	30	2305328
42	2057	260084	30	78025	30	2340754

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 16 Perhitungan Kebutuhan Air Hidran Umum (lanjutan)

No	Tahun	Proyeksi penduduk	Tingkat Pelayanan	jumlah terlayani	kebutuhan air perorang	Kebutuhan air
		jiwa	%	(jiwa)	(lt/org/hari)	(lt/hari)
43	2058	264080	30	79224	30	2376724
44	2059	268139	30	80442	30	2413247
45	2060	272259	30	81678	30	2450331
46	2061	276443	30	82933	30	2487985
47	2062	280691	30	84207	30	2526217
48	2063	285004	30	85501	30	2565037
49	2064	289384	30	86815	30	2604454
50	2065	293831	30	88149	30	2644476

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan pada tabel di atas mengenai perhitungan kebutuhan air hidran umum berikut adalah contoh pengerjannya yaitu :

Pada tahun 2065 jumlah proyeksi penduduk yang di dapatkan dari metode eksponensial yaitu sebesar 293831 jiwa dengan tingkat pelayanan 30% dari jumlah penduduk sehingga jumlah yang terlayani yaitu :

Jumlah terlayani pada hidran umum = proyeksi penduduk x tingkat pelayanan

Pada tahun 2065 kebutuhan hidran umum yang terlayani adalah 293831 jiwa x 30% = 88149 jiwa

Kebutuhan air per org = 30 lt/org/hari

Sehingga pada tahun 2065 kebutuhan air pada hidran umum yaitu :

Kebutuhan air pada hidran umum = jumlah yang terlayani x kebutuhan

Kebutuhan air pada hidran umum tahun 2065 = 88149 jiwa x 30 lt/org/hari = 2644476 lt/hari

Tabel 5. 17 Rekap Kebutuhan Air

No.	tahun	kebutuhan domestik	kebutuhan hidran	kebutuhan non domestik	total kebutuhan air	kehilangan air 30%	total kebutuhan air	total kebutuhan air
		lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	m ³ /detik
1	2016	8350680	1252602	706350	10309632	3092890	13402522	0.16
2	2017	8479003.851	1271851	706350	10457204	3137161	13594366	0.16
3	2018	8609299.639	1291395	706350	10607045	3182113	13789158	0.16
4	2019	8741597.665	1311240	706350	10759187	3227756	13986944	0.16
5	2020	8875928.699	1331389	706350	10913668	3274100	14187768	0.16
6	2021	9012323.981	1351849	706350	11070523	3321157	14391679	0.17
7	2022	9150815.232	1372622	706350	11229788	3368936	14598724	0.17
8	2023	9291434.661	1393715	706350	11391500	3417450	14808950	0.17
9	2024	9434214.971	1415132	706350	11555697	3466709	15022406	0.17
10	2025	9579189.368	1436878	706350	11722418	3516725	15239143	0.18
11	2026	9726391.568	1458959	706350	11891700	3567510	15459210	0.18
12	2027	9875855.806	1481378	706350	12063584	3619075	15682659	0.18
13	2028	10027616.84	1504143	706350	12238109	3671433	15909542	0.18
14	2029	10181709.97	1527256	706350	12415316	3724595	16139911	0.19
15	2030	10338171.03	1550726	706350	12595247	3778574	16373821	0.19
16	2031	10497036.41	1574555	706350	12777942	3833383	16611324	0.19
17	2032	10658343.05	1598751	706350	12963445	3889033	16852478	0.20
18	2033	10822128.47	1623319	706350	13151798	3945539	17097337	0.20

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 5. 18 Rekap Kebutuhan Air (Lanjutan)

No.	tahun	kebutuhan domestik	kebutuhan hidran	kebutuhan non domestik	total kebutuhan air	kehilangan air 30%	total kebutuhan air	total kebutuhan air
		lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	m ³ /detik
19	2034	10988430.76	1648265	706350	13343045	4002914	17345959	0.20
20	2035	11157288.59	1673593	706350	13537232	4061170	17598401	0.20
21	2036	11328741.24	1699311	706350	13734402	4120321	17854723	0.21
22	2037	11502828.59	1725424	706350	13934603	4180381	18114984	0.21
23	2038	11679591.11	1751939	706350	14137880	4241364	18379244	0.21
24	2039	11859069.92	1778860	706350	14344280	4303284	18647565	0.22
25	2040	12041306.76	1806196	706350	14553853	4366156	18920009	0.22
26	2041	12226344.01	1833952	706350	14766646	4429994	19196639	0.22
27	2042	12414224.7	1862134	706350	14982708	4494813	19477521	0.23
28	2043	12604992.53	1890749	706350	15202091	4560627	19762719	0.23
29	2044	12798691.87	1919804	706350	15424846	4627454	20052299	0.23
30	2045	12995367.76	1949305	706350	15651023	4695307	20346330	0.24
31	2046	13195065.95	1979260	706350	15880676	4764203	20644879	0.24
32	2047	13397832.87	2009675	706350	16113858	4834157	20948015	0.24
33	2048	13603715.69	2040557	706350	16350623	4905187	21255810	0.25
34	2049	13812762.28	2071914	706350	16591027	4977308	21568335	0.25
35	2050	14025021.26	2103753	706350	16835124	5050537	21885662	0.25
36	2051	14240542	2136081	706350	17082973	5124892	22207865	0.26

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 5. 19 Rekap Kebutuhan Air (Lanjutan)

No.	tahun	kebutuhan domestik	kebutuhan hidran	kebutuhan non domestik	total kebutuhan air	kehilangan air 30%	total kebutuhan air	total kebutuhan air
		lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	lt/hari	m ³ /detik
37	2052	14459374.62	2168906	706350	17334631	5200389	22535020	0.26
38	2053	14681570.02	2202236	706350	17590156	5277047	22867202	0.27
39	2054	14907179.86	2236077	706350	17849607	5354882	23204489	0.27
40	2055	15136256.62	2270438	706350	18113045	5433914	23546959	0.27
41	2056	15368853.58	2305328	706350	18380532	5514159	23894691	0.28
42	2057	15605024.82	2340754	706350	18652129	5595639	24247767	0.28
43	2058	15844825.28	2376724	706350	18927899	5678370	24606269	0.29
44	2059	16088310.72	2413247	706350	19207907	5762372	24970280	0.29
45	2060	16335537.77	2450331	706350	19492218	5847666	25339884	0.29
46	2061	16586563.92	2487985	706350	19780899	5934270	25715168	0.30
47	2062	16841447.57	2526217	706350	20074015	6022204	26096219	0.30
48	2063	17100247.98	2565037	706350	20371635	6111491	26483126	0.31
49	2064	17363025.34	2604454	706350	20673829	6202149	26875978	0.31
50	2065	17629840.77	2644476	706350	20980667	6294200	27274867	0.32

(Sumber: Hasil Perhitungan)

5.3.2.3.3 Kebutuhan Air Irigasi

Untuk menghitung kebutuhan air irigasi maka perlu ditentukan pola tanam terlebih dahulu. Pola tanam yang digunakan adalah Padi-Padi-Palawija karena kondisi ketersediaan debit ^{andalan} yang terbatas. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungan kebutuhan air untuk keperluan irigasi :

1. Menentukan nilai evapotranspirasi potensial (Eto). Dimana sebelumnya sudah dihitung dan perhitungannya dapat dilihat pada Tabel
2. Menentukan koefisien tanam (Kc). Nilai koefisien tanaman ini diperoleh dari Tabel A.2.5 KP 01.
3. Menghitung evapotranspirasi tanaman (Etc)
Etc = Kc x Eto
4. Menentukan nilai perkolasi dan rembesan yakni sebesar 2.00 mm/hari
5. Menghitung tinggi hujan setengah bulanan dari data hujan tahun 1990-2016. Kemudian dicari R80 yakni tinggi hujan dengan probabilitas terpenuhi 80%.
6. Menghitung koefisien f_D
 $f_D = 0.53 + (0.00016 \times 10^{-5} \times D^2) + (2.32 \times 10^{-7} \times D^3)$
7. Menghitung tinggi hujan efektif (Re)
 $Re = f_D \times (1.25 \times R_{80}^{0.824} - 2.93) \times 10^{0.00095 \times ETo}$
8. Menghitung kebutuhan air netto (NFR).
 - Jika $Re >$ kebutuhan tanaman maka air yang dibutuhkan untuk irigasi = 0.
 - Jika $Re <$ kebutuhan tanaman maka kebutuhan air irigasi = kebutuhan tanaman - Re
9. Menghitung kebutuhan air dari intake (DR)

$$DR = \frac{NFR}{\epsilon} = \frac{NFR}{0.65}$$

Hasil dari perhitungan kemudian dilakukan simulasi Bagong untuk mengetahui apakah kebutuhan irigasi dapat dilayani. Perhitungan ini digunakan untuk melayani daerah irigasi sebesar 857 Ha. Perhitungan kebutuhan air untuk irigasi ditampilkan pada tabel dibawah ini :

Tabel 5. 20 Pola Tanam

MASA TANAM : DESEMBER KEDUA

KEBUTUHAN AIR NETTO DILAHAN PERTANIAN (Padi - Padi - Palawaija)

NO	URAIAN	SATUAN	KETERANGAN	DESEMBER		JANUARI		FEBRUARI		MARET		
				I	II	I	II	I	II	I	II	
						PADI						
1	ET	mm/hr	Penman	4.41	4.41	3.77	3.77	4.50	4.50	3.23	3.23	
2	Koefisien Tanam (C)	mm/hr	FAO		1.10	1.10	1.05	1.05	0.95	0.00		
						1.10	1.10	1.05	1.05	0.95	0.00	
	Koefisien Tanam (C) Rerata				1.10	1.10	1.08	1.05	1.00	0.48	0.00	
3	Et Crop	mm/hr	Kc x ET		4.85	4.14	4.05	4.72	4.50	1.53	0.00	
4	Perkolasi & rembesan	mm/hr	kondisi tanah	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
5	Evaporasi during LP	mm/hr	1.1 x Et									
6	Water layer replacement	mm/hr	50 mm/bulan (15)									
7	Total crop water requirement	mm/hr	(3+4+5+6+7)	2.00	6.85	6.14	6.05	6.72	6.50	3.53	2.00	
8	R80	mm/0.5bln	R80	119.00	12.00	45.00	120.00	92.00	89.00	84.00	100.00	
9	Effektif rainfall	mm/hr	0.7 x (9) / hari	5.55	0.56	2.10	5.60	4.29	4.15	3.92	4.67	
10	Net. field requirement	mm/hr	(8 - 10)	0.00	6.29	4.04	0.45	2.43	2.34	0.00	0.00	
11	Net. field requirement	l/dt/ha	(11) / 8.64	0.00	0.73	0.47	0.05	0.28	0.27	0.00	0.00	
12	Diversion Requirement	l/dt/ha	(12) / 0.65	0.00	1.12	0.72	0.08	0.43	0.42	0.00	0.00	

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 5. 21 Pola Tanam (lanjutan)

NO	URAIAN	SATUAN	KETERANGAN	APRIL		MEI		JUNI		JULI		
				I	II	I	II	I	II	I	II	
				PADI								
1	ET	mm/hr	Penman	3.33	3.33	2.82	2.82	2.95	2.95	3.68	3.68	
2	Koefisien Tanam(C)	mm/hr	FAO		1.10	1.10	1.05	1.05	0.95	0.00		
						1.10	1.10	1.05	1.05	0.95	0.00	
	Koefisien Tanam (C) Rerata				1.10	1.10	1.08	1.05	1.00	0.48	0.00	
3	Et Crop	mm/hr	Kc x ET		3.67	3.11	3.04	3.10	2.95	1.75	0.00	
4	Perkolasi & rembesan	mm/hr	kondisi tanah	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
5	Evaporasi during LP	mm/hr	1.1 x Et									
6	Water layer replacement	mm/hr	50 mm/bulan (15)									
7	Total crop water requirement	mm/hr	(3+4+5+6+7)	2.00	5.67	5.11	5.04	5.10	4.95	3.75	2.00	
8	R80	mm/0.5bln	R80	105.00	78.00	25.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
9	Efektif rainfall	mm/hr	0.7 x (9) / hari	4.90	3.64	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
10	Net. field requirement	mm/hr	(8 - 10)	8.20	9.46	3.94	5.04	5.10	4.95	3.75	2.00	
11	Net. field requirement	l/dt/ha	(11) / 8.64	0.95	1.09	0.46	0.58	0.59	0.57	0.43	0.23	
12	Diversion Requirement	l/dt/ha	(12)/ 0.65	1.46	1.68	0.70	0.90	0.91	0.88	0.67	0.36	

(Sumber: Perhitungan)

Tabel 5. 22 Pola Tanam (lanjutan)

NO	URAIAN	SATUAN	KETERANGAN	AGUSTUS		SEPTEMBER		OKTOBER		NOVEMBER		
				I	II	I	II	I	II	I	II	
						POLOWIJO						
1	ET	mm/hr	Penman	4.63	4.63	5.06	5.06	5.38	5.38	5.24	5.24	
2	Koefisien Tanam (C)	mm/hr	FAO		0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95		
						0.50	0.59	0.96	1.05	1.02	0.95	
	Koefisien Tanam (C) Rerata				0.50	0.55	0.78	1.01	1.04	0.99	0.95	
3	Et Crop	mm/hr	Kc x ET		2.32	2.76	3.92	5.41	5.57	5.16	4.98	
4	Perkolasi & rembesan	mm/hr	kondisi tanah	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
5	Evaporasi during LP	mm/hr	1.1 x Et									
6	Water layer replacement	mm/hr	50 mm/bulan (15)									
7	Total crop water requirement	mm/hr	(3+4+5+6+7)	2.00	4.32	4.76	5.92	7.41	7.57	7.16	6.98	
8	R80	mm/0.5bln	R80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	38.00	
9	Effektif rainfall	mm/hr	0.7 x (9) / hari	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00	1.77	
10	Net. field requirement	mm/hr	(8 - 10)	2.00	4.32	4.76	5.92	7.41	7.52	7.16	5.21	
11	Net. field requirement	l/dt/ha	(11) / 8.64	0.23	0.50	0.55	0.69	0.86	0.87	0.83	0.60	
12	Diversion Requirement	l/dt/ha	(12) / 0.65	0.36	0.77	0.85	1.05	1.32	1.34	1.28	0.93	

(Sumber: Perhitungan)

5.4 Debit Andalan

Debit andalan yang digunakan yaitu debit andalan R_{80}

Cara perhitungan dari debit andalan yaitu :

1. Curah hujan (P) : curah hujan di dapatkan dari curah hujan bulanan
2. Hari hujan : hari hujan di dapatkan dari berapa banyak hari hujan dalam satu bulan
3. Eto : di dapatkan dari evaporasi penman modifikasi
4. Permukaan lahan terbuka : ditetapkan 50%
5. $(m/20) \cdot (18 - h) = (50\% : 20) \cdot (18 - 16) = 0.05$ (bulan Januari)
6. $E = (Eto) \cdot (m/20) \cdot (18-h)$
 $E = (3,77) \cdot (50\% : 20) \cdot (18 - 16) = 0,19$ mm/bln
7. $Et = Eto - E = 3,77 - 0,19 = 3,58$ mm/bln
8. $Ds = P - Et = 203 - 3,58 = 199,42$ mm/bln
9. Aliran permukaan (hujan lebat) = $PF \times 1 = 65\% \times 203 = 131,95$ mm/bln
10. Kandungan air tanah (8 - 9) = $199,42$ mm/bln - $131,95$ mm/bln = $67,47$ mm/bln
11. Kapasitas kelembaban tanah = 80 mm + $67,47$ mm/bln = $147,47$ mm/bln
12. Kelebihan air (WS) = $Ds = 199,42$ mm/bln
13. Infiltrasi = $199,42$ mm/bln x koef infiltrasi
 $= 199,42$ mm/bln x $0,154 = 30,71$ mm/bln
14. $0,5 \times (1+k) \times (13) = 0,5 \times (1-0,49) \times (13)$
 $= 0,5 \times (1-0,49) \times (30,71 \text{ mm/bln}) = 7,83$
15. $k \times V (n-1) = \text{penyimpanan awal} = 60$ mm
16. Volume penyimpanan = $14 + 15 = 7,83 + 60 = 67,83$ mm
17. Perubahan volume = $(V_n - V_{n-1}) = 67,83$ mm
18. Aliran dasar (BF) = $13 - 17 = 30,71 - 67,83 = -37,12$ mm
19. Aliran Langsung = $12 - 13 = 199,42$ mm/bln - $30,71$ mm/bln
 $= 168,71$ mm/bln
20. Aliran = $18 + 19 = -37,12$ mm - $168,71$ mm/bln = $131,59$ mm/bln
21. Jumlah hari : jumlah hari dalam 1 bulan

$$22. \text{ Debit aliran sungai : luas das } \times 10^3 \times (20) = 39,95 \times 10^3 \times 131,59 \text{ mm/bln} = 5257064.052 \text{ m}^3/\text{bln}$$

$$23. \text{ Debit aliran sungai : } (22) : (21) \times 24 \times 3600 = 5257064.052/31*24*3600 = 1,963 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$24. \text{ Debit aliran sungai } 23 \times 1000 = 1,963 \text{ m}^3/\text{detik} \times 1000 = 1962,763$$

Tabel 5. 23 Perhitungan Debit Andalan

No	Uraian	Hitungan	Satuan	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Jun	Jul	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec
I Data Hujan															
1	Curah Hujan (P)	data	mm/bln	203	334	448	292	280	64	122	0	0	291	974	214
2	Hari Hujan (h)	data	mm/bln	16	14	19	16	10	2	1	0	1	11	20	20
II Evapotranspirasi Terbatas (Et)															
3	Evapotranspirasi Potensial (Eto)	Eto	mm/bln	3.77	4.50	3.23	3.33	2.82	2.95	3.68	4.63	5.06	5.38	5.24	4.41
4	Permukaan Lahan Terbuka (m)	ditetapkan	%	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
5	(m/20).(18-h)	hitungan	-	0.05	0.1	-0.025	0.05	0.2	0.4	0.425	0.45	0.425	0.175	-0.05	-0.05
6	E = (Eto).(m/20).(18-h)	(3) x (5)	mm/bln	0.19	0.45	-0.08	0.17	0.56	1.18	1.57	2.09	2.15	0.94	-0.26	-0.22
7	Et = (Eto)-E	(3) - (6)	mm/bln	3.58	4.05	3.31	3.17	2.26	1.77	2.12	2.55	2.91	4.44	5.50	4.63
III Keseimbangan Air															
8	Ds = P-Et	(1) - (7)	mm/bln	199.42	329.95	444.69	288.83	277.74	62.23	119.88	0.00	0.00	0.00	968.50	209.37
9	Aliran permukaan (hujan lebat)	PF x (1)	mm/bln	131.95	217.10	291.20	189.80	182.00	41.60	79.30	0.00	0.00	189.15	633.10	139.10
10	Kandungan air tanah	(8) - (9)	mm/bln	67.47	112.85	153.49	99.03	95.74	20.63	40.58	0.00	0.00	0.00	335.40	70.27
11	Kapasitas kelembaban tanah (SMC)	SMC + (10)	mm/bln	147.47	192.85	233.49	179.03	175.74	100.63	120.58	80.00	80.00	80.00	415.40	150.27
12	Kelebihan air (WS)	8	mm/bln	199.42	329.95	444.69	288.83	277.74	62.23	119.88	0.00	0.00	0.00	968.50	209.37
IV Aliran dan Simpanan Air Tanah															
13	Infiltrasi	(12) x In	mm/bln	30.71	50.81	68.48	44.48	42.77	9.58	18.46	0.00	0.00	0.00	149.15	32.24
14	0.5 x (1 + k) x Infiltrasi	hitungan	-	7.83	12.96	17.46	11.34	10.91	2.44	4.71	0.00	0.00	0.00	38.03	8.22
15	k x V(n-1)	hitungan	-	60	33.24	22.64	19.65	15.19	12.79	7.46	5.96	2.92	1.43	0.70	18.98
16	Volume penyimpanan (Vn)	(14 + 15)	mm/bln	67.83	46.19	40.10	30.99	26.09	15.23	12.17	5.96	2.92	1.43	38.73	27.20
17	Perubahan volume (DVn)	(Vn - Vn-1)	mm/bln	67.83	-21.64	-6.10	-9.11	-4.90	-10.86	-3.06	-6.21	-3.04	-1.49	37.30	-11.53
18	Aliran dasar (BF)	(13) - (17)	mm/bln	-37.12	72.45	74.58	53.59	47.67	20.45	21.52	6.21	3.04	1.49	111.85	43.78
19	Aliran langsung (DR)	(12) - (13)	mm/bln	168.71	279.14	376.21	244.35	234.97	52.65	101.42	0.00	0.00	0.00	819.35	177.13
20	Aliran Langsung (R)	(18) + (19)	mm/bln	131.59	351.59	450.79	297.94	282.64	73.09	122.94	6.21	3.04	1.49	931.19	220.90
V Debit Aliran Sungai															
21	Jumlah Hari			31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
22	Debit Aliran Sungai	Luas DAS x 10 ³ x (20)	m ³ /bln	5257064.052	14045991.38	18009044.1	11902699.4	11291407.93	2920066.846	4911468.364	247956.4814	121498.6759	59534.35	37201140.13	8824979.74
23	Debit Aliran Sungai	(22) : [(21) x 24 x 3600]	m ³ /detik	1.963	5.806	6.724	4.592	4.216	1.127	1.834	0.093	0.047	0.022	14.352	3.295
24	Debit Aliran Sungai	(23) x 1000	lt/detik	1962.763	5806.048	6723.807	4592.091	4215.729	1126.569	1833.732	92.576	46.874	22.228	14352.292	3294.870

(Sumber: Perhitungan)

5.5 Kapasitas Efektif.

Volume waduk akibat debit *inflow* dan *outflow* pada bendungan. Debit *inflow* diperoleh dari perhitungan debit andalan dengan metode FJ. Mock, sedangkan debit *outflow* diperoleh dari perhitungan kebutuhan air penduduk dan evaporasi. Untuk menghitung kebutuhan air tiap bulan per m^3 , dibutuhkan data kebutuhan air tahun 2065 dalam m^3 yang kemudian dimasukkan dalam rumus :

Tabel 5. 24 Perhitungan *Water Balance*

Bulan	P	Jumlah Hari	Kebutuhan Air Irigasi		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi (m^3)	Volume Kebutuhan Total (m^3)	Vol Andalan (m^3)	defisit	S_{i+1}	S akhir prd	Spillout	Ket.
			(m^3/dt)	m^3	(m^3/dt)	m^3				m^3	m^3	m^3	m^3	
1	2	3	4	5	6	7	8	9 = 5+7+8	10	11 = 10-9	12=(13+10)-9	13	14=12-13	15
												12,806,895.7		
Jan	1	15	0.6169	799,477.1	0.31543	408802.0	28,418.1	1,236,697.3	1,230,842.3	-5,855.0	12,801,040.6	12,801,040.6	0.0	Cukup
	2	16	0.0684	94,576.4	0.31543	436055.5	31,531.1	562,163.1	1,400,425.0	838,261.9	13,639,302.6	12,806,895.7	632656.9	Cukup
Feb	1	15	0.3706	480,324.0	0.31543	408802.0	33,937.8	923,063.8	4,031,056.2	3,107,992.4	15,914,888.1	12,806,895.7	2908242.4	Cukup
	2	13	0.3577	401,735.9	0.31543	354295.1	26,794.9	782,826.0	3,027,771.1	2,244,945.1	15,051,840.8	12,806,895.7	2045195.1	Cukup
Mar	1	15	0.0003414	442.5	0.31543	408802.0	25,961.2	435,205.7	4,216,477.6	3,781,271.8	16,588,167.5	12,806,895.7	3581521.8	Cukup
	2	16	0.0004	561.9	0.31543	436055.5	28,735.7	465,353.1	4,797,414.5	4,332,061.4	17,138,957.1	12,806,895.7	4132311.4	Cukup
Apr	1	15	1.2514	1,621,773	0.31543	408802.0	26,961.5	2,057,536.2	2,975,674.9	918,138.7	13,725,034.4	12,806,895.7	718388.7	Cukup
	2	15	1.4436	1,870,962	0.31543	408802.0	26,961.5	2,306,725.4	2,975,674.9	668,949.5	13,475,845.1	12,806,895.7	469199.5	Cukup
May	1	15	0.6013	779,348	0.31543	408802.0	24,136.6	1,212,286.4	2,643,669.9	1,431,383.5	14,238,279.2	12,806,895.7	1231633.5	Cukup
	2	16	0.7686	1,062,519	0.31543	436055.5	26,659.7	1,525,234.3	3,007,908.9	1,482,674.5	14,289,570.2	12,806,895.7	1282924.5	Cukup
Jun	1	15	0.7779	1,008,221	0.31543	408802.0	25,155.4	1,442,178.8	730,016.7	-712,162.1	12,094,733.6	12,094,733.6	0.0	Cukup
	2	15	0.7554	979,046	0.31543	408802.0	25,155.4	1,413,003.5	730,016.7	-682,986.8	11,411,746.8	11,411,746.8	0.0	Cukup
Jul	1	15	0.5723	741,673	0.31543	408802.0	28,048.4	1,178,523.5	1,149,927.6	-28,595.9	11,383,150.9	11,383,150.9	0.0	Cukup
	2	16	0.3052	421,908	0.31543	436055.5	31,110.4	889,073.6	1,308,362.0	419,288.4	11,802,439.3	11,802,439.3	0.0	Cukup

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5. 25 Perhitungan *Water Balance* (lanjutan)

Bulan	P	Jumlah Hari	Kebutuhan Air Irigasi		Kebutuhan Air Baku		Evaporasi (m ³)	Volume Kebutuhan Total (m ³)	Vol Andalan (m ³)	defisit	S _{t+1}	S akhir prd	Spillout	Ket.
			(m ³ /dt)	m ³	(m ³ /dt)	m ³				m ³	m ³	m ³	m ³	
1	2	3	4	5	6	7	8	9 = 5+7+8	10	11 = 10-9	12=(13+10)-9	13	14=12-13	15
												12,806,895.7		
Aug	1	15	0.3052	395,538	0.31543	408802.0	32,370.6	836,711.1	58,054.3	-778,656.8	11,023,782.5	11,023,782.5	0.0	Cukup
	2	16	0.6588	910,750	0.31543	436055.5	36,028.2	1,382,833.3	66,052.9	-1,316,780	9,707,002.1	9,707,002.1	0.0	Cukup
Sep	1	15	0.7261	940,980	0.31543	408802.0	35,075.9	1,384,857.5	30,374.7	-1,354,483	8,352,519.3	8,352,519.3	0.0	Cukup
	2	15	0.9037	1,171,166	0.31543	408802.0	35,075.9	1,615,043.7	30,374.7	-1,584,669	6,767,850.3	6,767,850.3	0.0	Cukup
Oct	1	15	1.1304	1,464,957	0.31543	408802.0	35,764.5	1,909,523.9	13,938.8	-1,895,585	4,872,265.2	4,872,265.2	0.0	Cukup
	2	16	1.1479	1,586,828	0.31543	436055.5	39,889.6	2,062,773.0	15,859.3	-2,046,914	2,825,351.6	2,825,351.6	0.0	Cukup
Nov	1	15	1.0932	1,416,845	0.31543	408802.0	35,933.0	1,861,579.9	9,300,285.0	7,438,705.1	10,264,056.7	10,264,056.7	0.0	Cukup
	2	15	0.7946	1,029,844	0.31543	408802.0	35,933.0	1,474,579.1	9,300,285.0	7,825,706.0	18,089,762.7	12,806,895.7	5083117.0	Cukup
Dec	1	15	0.0000	0	0.31543	408802.0	31,355.4	440,157.5	2,066,202.3	1,626,044.9	14,432,940.6	12,806,895.7	1426294.9	Cukup
	2	16	0.9602	1,327,449	0.31543	436055.5	34,873.1	1,798,377.8	2,350,879.1	552,501.3	13,359,397.0	12,806,895.7	352751.3	Cukup

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan tabel di atas, maka diperoleh kapasitas efektif sebesar :

$$\text{Kapasitas efektif} = 12.806.895,69 \text{ m}^3$$

Pada perhitungan sebelumnya diperoleh kapasitas mati sebesar 199.750 m^3 . Sehingga kapasitas total:

$$\text{Kapasitas total} = \text{Kapasitas efektif} + \text{Kapasitas mati}$$

$$\text{Kapasitas total} = 12.806.895,69 \text{ m}^3 + 199750 \text{ m}^3$$

$$\text{Kapasitas total} = 13.006.645,69 \text{ m}^3$$

Kapasitas total sebesar 16527339 m^3 bila diplot pada grafik lengkung kapasitas, maka didapat elevasi +315.00 dan selanjutnya digunakan sebagai elevasi rencana mercu pelimpah.

5.6 Penentuan Muka Air Banjir

5.6.1 Penelusuran banjir (Flood routing)

Perhitungan flood routing menggunakan hidrograf inflow Metode Nakayasu dengan periode ulang 1000 tahun. Puncak pelimpah direncanakan pada elevasi muka air pada saat tampungan efektif terjadi yaitu pada elevasi +315,00 m. Direncanakan lebar mercu pelimpah (B) adalah 35 m. Koefisien debit C adalah 2,2 dengan $\Delta t = 900$ detik. Sebelum analisa flood routing terlebih dahulu dilakukan perhitungan untuk mendapatkan hubungan antara elevasi, besar tampungan dan debit outflow:

Tabel 5. 26 Hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow

Elevasi	H	Q	Q/2	volume	Storage	S - (dt.Q/2)	S + (dt.Q/2)
M	M	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ³)m ³	m ³	(10 ³)m ³	(10 ³)m ³
+ 315.00	0.00	0.00	0.00	16527.34	0.00	0.00	0.00
+ 315.10	0.10	2.43	1.22	16616.41	89.07	87.97	90.16
+ 315.20	0.20	6.89	3.44	16705.47	178.13	175.03	181.23
+ 315.30	0.30	12.65	6.33	16794.54	267.20	261.51	272.89
+ 315.40	0.40	19.48	9.74	16883.61	356.27	347.50	365.03
+ 315.50	0.50	27.22	13.61	16972.67	445.33	433.08	457.58
+ 315.60	0.60	35.79	17.89	17061.74	534.40	518.30	550.50
+ 315.70	0.70	45.10	22.55	17150.81	623.47	603.17	643.76
+ 315.80	0.80	55.10	27.55	17239.87	712.53	687.74	737.33
+ 315.90	0.90	65.74	32.87	17328.94	801.60	772.02	831.19
+ 316.00	1.00	77.00	38.50	17418.01	890.67	856.02	925.32
+ 316.10	1.10	88.83	44.42	17507.07	979.74	939.76	1019.71
+ 316.20	1.20	101.22	50.61	17596.14	1068.80	1023.25	1114.35
+ 316.30	1.30	114.13	57.07	17685.21	1157.87	1106.51	1209.23
+ 316.40	1.40	127.55	63.78	17774.27	1246.94	1189.54	1304.33
+ 316.50	1.50	141.46	70.73	17863.34	1336.00	1272.35	1399.66
+ 316.60	1.60	155.84	77.92	17952.41	1425.07	1354.94	1495.20
+ 316.70	1.70	170.67	85.34	18041.48	1514.14	1437.33	1590.94

Tabel 5. 27 Hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow(lanjutn)

	Elevasi	H	Q	Q/2	volume	Storage	S - (dt.Q/2)	S + (dt.Q/2)
	M	m	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³	m ³	(10 ^{^3})m ³	(10 ^{^3})m ³
+	316.80	1.80	185.95	92.98	18130.54	1603.20	1519.52	1686.88
+	316.90	1.90	201.66	100.83	18219.61	1692.27	1601.52	1783.02
+	317.00	2.00	217.79	108.89	18308.68	1781.34	1683.33	1879.34
+	317.10	2.10	234.33	117.16	18397.74	1870.40	1764.96	1975.85
+	317.20	2.20	251.26	125.63	18486.81	1959.47	1846.40	2072.54
+	317.30	2.30	268.59	134.29	18575.88	2048.54	1927.67	2169.40
+	317.40	2.40	286.29	143.15	18664.94	2137.60	2008.77	2266.43
+	317.50	2.50	304.37	152.18	18754.01	2226.67	2089.70	2363.64
+	317.60	2.60	322.81	161.41	18843.08	2315.74	2170.47	2461.00
+	317.70	2.70	341.61	170.81	18932.14	2404.80	2251.08	2558.53
+	317.80	2.80	360.77	180.38	19021.21	2493.87	2331.53	2656.22
+	317.90	2.90	380.27	190.13	19110.28	2582.94	2411.82	2754.06
+	318.00	3.00	400.10	200.05	19199.34	2672.00	2491.96	2852.05

(Sumber : Perhitungan)

Contoh perhitungan sebagai berikut :

Lebar mercu = 35 m

C (koef debit) =2,2

$$Q = C \times B \times H^{3/2}$$

$$= 2,2 \times 35 \times 0,1^{3/2}$$

$$= 2,43 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Q/2 = 1,22 m³/detik

Vol = 16616,41 x 10³

S = vol 16616,41- vol 16527,34

$$= 16616,41 \times 10^3 - 16527,34 \times 10^3$$

$$= 89,07 \text{ m}^3$$

S-Δt.Q/2 = 89,07 m³ – (900 detik x 1,22 m³/detik)

$$= 87,97 \times 10^3$$

S+Δt.Q/2 = 89,07 m³ + (900 detik x 1,22 m³/detik)

$$= 90,16 \times 10^3$$

Keterangan :

Q = Outflow (m³/detik)

S₀ = Besarnya tampungan/storage (m³)

S = Besarnya tampungan/storage diatas elevasi puncak pelimpah

C = Koefisien limpasan (2,2)

Tabel 5. 28 Hasil Analisa *Flood Routing*

t jam	Inflow m ³ /dt	i rata2 m ³ /dt	I.dt (10 ³)m ³ /dt	S-Δt.Q/2 (10 ³)m ³	S+Δt.Q/2 (10 ³)m ³	Elevasi	Q output m ³ /dt
0.00	0.00					315.00	0.00
		0.39	0.36	0.00	0.36		
0.25	0.79					315.00	0.07
		2.48	2.23	0.36	2.59		
0.50	4.17					315.01	0.25
		7.60	6.84	2.52	9.36		
0.75	11.03					315.03	0.72
		19.37	17.44	9.13	26.57		
1.00	27.72					315.07	1.61
		37.53	33.78	25.92	59.70		
1.25	47.35					315.12	3.53
		60.35	54.31	58.25	112.56		
1.50	73.34					315.21	7.45
		89.76	80.78	109.39	190.17		
1.75	106.18					315.34	15.15
		136.82	123.13	183.47	306.60		
2.00	167.46					315.51	28.21
		194.81	175.33	292.97	468.29		
2.25	222.16					315.73	48.07
		254.12	228.71	442.91	671.61		
2.50	286.08					315.98	75.20
		313.22	281.90	628.35	910.25		
2.69	340.37					316.23	105.65
		338.13	304.31	842.57	1146.88		
2.75	335.89					316.46	135.77
		343.22	308.90	1051.80	1360.70		
3.00	350.56					316.65	163.68
		341.48	307.33	1238.51	1545.84		
3.25	332.41					316.80	186.45
		323.81	291.43	1398.52	1689.95		
3.50	315.20					316.92	204.25

Tabel 5. 29 Lanjutan Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inflow	i rata2	I.dt	S- $\Delta t.Q/2$	S+ $\Delta t.Q/2$	Elevasi	Q output
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³	(10 ^{^3})m ³		m ³ /dt
3.75	298.89	307.05	276.34	1522.14	1798.48	317.01	219.02
		302.10	271.89	1614.66	1886.54		
4.00	305.30					317.08	231.11
		297.40	267.66	1689.42	1957.08		
4.25	289.50					317.13	239.06
		282.01	253.81	1749.09	2002.89		
4.50	274.51					317.15	243.53
		267.41	240.67	1787.74	2028.40		
4.75	260.30					317.16	245.11
		253.57	228.21	1809.23	2037.44		
5.00	246.83					317.16	244.38
		240.44	216.40	1816.84	2033.23		
5.25	234.05					317.14	241.79
		228.00	205.20	1813.29	2018.49		
5.50	221.94					317.12	237.76
		216.19	194.58	1800.88	1995.45		
5.75	210.45					317.11	235.99
		205.00	184.50	1800.88	1985.38		
6.00	199.56					317.07	229.54
		194.39	174.95	1772.98	1947.94		
6.25	189.23					317.03	222.57
		184.33	165.90	1741.35	1907.25		
6.50	179.43					316.98	215.26
		174.79	157.31	1706.93	1864.24		
6.75	170.15					316.94	207.80
		165.74	149.17	1670.51	1819.68		
7.00	161.34					316.89	200.20
		157.16	141.45	1632.66	1774.10		
7.25	152.99					316.84	192.68
		149.03	134.12	1593.92	1728.05		
7.50	145.07					316.79	185.14
		141.31	127.18	1554.64	1681.82		
7.75	137.56					316.75	177.81
		134.00	120.60	1515.19	1635.79		
8.00	130.44					316.74	176.82
		127.06	114.36	1515.19	1629.54		
8.25	123.69					316.69	169.06
		122.38	110.14	1470.40	1580.54		

Tabel 5. 30 Lanjutan Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inflow	i rata2	I.dt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q output
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³	(10 ^{^3})m ³		m ³ /dt
8.35	121.06					316.64	162.19
		119.80	107.82	1428.39	1536.21		
8.50	118.53					316.60	155.82
		116.47	104.82	1390.23	1495.05		
8.75	114.40					316.56	149.94
		112.41	101.17	1354.82	1455.99		
9.00	110.42					316.52	144.32
		108.50	97.65	1321.05	1418.70		
9.25	106.58					316.48	139.04
		104.72	94.25	1288.81	1383.06		
9.50	102.87					316.45	134.05
		101.08	90.97	1257.93	1348.90		
9.75	99.29					316.44	133.59
		97.56	87.80	1257.93	1345.73		
10.00	95.83					316.41	128.81
		94.16	84.75	1228.25	1312.99		
10.25	92.49					316.37	123.96
		90.88	81.80	1197.06	1278.86		
10.50	89.27					316.34	119.35
		87.72	78.95	1167.30	1246.24		
10.75	86.17					316.31	114.95
		84.67	76.20	1138.83	1215.03		
11.00	83.17					316.27	110.85
		81.72	73.55	1111.57	1185.12		
11.25	80.27					316.24	106.93
		78.87	70.99	1085.35	1156.34		
11.50	77.48					316.22	102.76
		76.13	68.52	1060.10	1128.61		
11.75	74.78					316.19	99.64
		73.48	66.13	1036.13	1102.26		
12.00	72.18					316.16	96.25
		70.92	63.83	1012.59	1076.42		
12.25	69.66					316.13	92.98
		68.45	61.61	989.79	1051.39		
12.50	67.24					316.11	89.81
		66.07	59.46	967.71	1027.17		
12.75	64.90					316.08	86.83
		63.77	57.39	946.34	1003.73		
13.00	62.64					316.06	83.98

Tabel 5. 31 Lanjutan Hasil Analisa *Flood Routing*

t	Inflow	i rata2	I.dt	S- Δ t.Q/2	S+ Δ t.Q/2	Elevasi	Q output
jam	m3/dt	m3/dt	(10 ³)m3/dt	(10 ³)m3	(10 ³)m3		m3/dt
		61.55	55.39	925.59	980.98		
13.25	60.46					316.04	81.21
		59.41	53.46	905.40	958.86		
13.50	58.35					316.01	78.51
		57.34	51.60	885.78	937.38		
13.75	56.32					315.99	75.95
		55.34	49.81	866.72	916.53		
14.00	54.36					315.97	73.52
		53.41	48.07	848.17	896.25		
14.25	52.47					315.95	71.16
		51.56	46.40	830.08	876.48		
14.50	50.64					315.93	68.86
		49.76	44.78	812.43	857.22		
14.75	48.88					315.91	66.57
		48.03	43.23	795.25	838.47		
15.00	47.18					315.89	64.51
		46.36	41.72	778.56	820.28		
15.25	45.53					315.87	62.49
		44.74	40.27	762.22	802.49		
15.50	43.95					315.85	60.52
		43.18	38.87	746.25	785.12		
15.75	42.42					315.83	58.59
		41.68	37.51	730.65	768.17		
16.00	40.94					315.82	56.72
		40.23	36.21	715.43	751.64		
16.25	39.52					315.80	54.91
		38.83	34.95	700.59	735.54		
16.50	38.14					315.78	53.23
		37.48	33.73	686.12	719.85		
16.75	36.81					315.77	51.63
		36.57	32.91	671.95	704.86		
16.85	36.32					315.75	50.12
		35.93	32.33	658.39	690.73		
17.00	35.53					315.74	48.65
		34.91	31.42	645.62	677.04		
17.25	34.30					315.72	47.21
		33.70	30.33	633.26	663.58		
17.50	33.10					315.71	45.80
		32.53	29.27	621.09	650.36		

Tabel 5. 32 Lanjutan Hasil Analisa *Flood Routing*

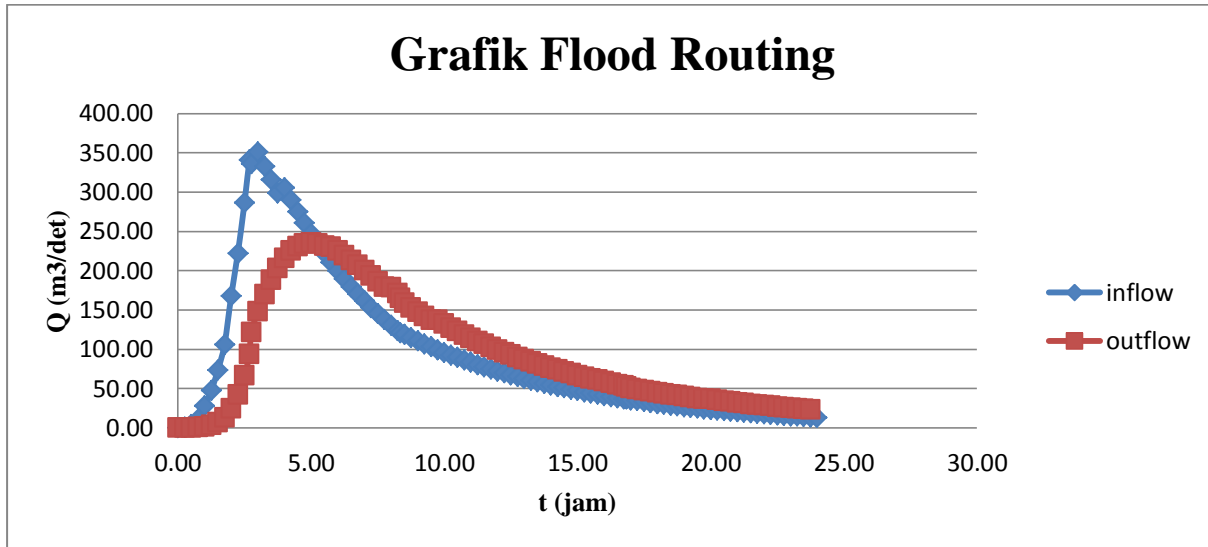
t	Inflow	i rata2	I.dt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q output
jam	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ³)m ³ /dt	(10 ³)m ³	(10 ³)m ³		m ³ /dt
17.75	31.95					315.69	44.46
		31.39	28.25	609.14	637.40		
18.00	30.84					315.68	43.19
		30.30	27.27	597.38	624.65		
18.25	29.76					315.67	41.94
		29.25	26.32	585.78	612.10		
18.50	28.73					315.65	40.70
		28.23	25.40	574.36	599.77		
18.75	27.73					315.64	39.49
		27.24	24.52	563.13	587.65		
19.00	26.76					315.63	38.31
		26.30	23.67	552.11	575.77		
19.25	25.83					315.61	37.15
		25.38	22.84	541.30	564.14		
19.50	24.93					315.60	36.01
		24.50	22.05	530.71	552.75		
19.75	24.06					315.59	34.97
		23.64	21.28	520.34	541.62		
20.00	23.23					315.59	34.90
		22.82	20.54	520.34	540.88		
20.25	22.42					315.58	33.83
		22.03	19.82	509.47	529.30		
20.50	21.64					315.56	32.79
		21.26	19.13	498.85	517.98		
20.75	20.88					315.55	31.77
		20.52	18.47	488.47	506.94		
21.00	20.16					315.54	30.78
		19.81	17.82	478.34	496.17		
21.25	19.45					315.53	24.43
		19.12	17.20	468.47	485.67		
21.50	18.78					315.52	29.32
		18.45	16.61	463.69	480.29		
21.75	18.12					315.51	28.36
		17.81	16.03	453.91	469.94		
22.00	17.49					315.50	27.44
		17.19	15.47	444.41	459.88		
22.25	16.88					315.49	26.60
		16.59	14.93	435.19	450.12		
22.50	16.30					315.48	25.80

Tabel 5. 33 Lanjutan Hasil Analisa *Flood Routing*

T	Inflow	i rata2	I.dt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q output
Jam	m ³ /dt	m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³ /dt	(10 ^{^3})m ³	(10 ^{^3})m ³		m ³ /dt
		16.01	14.41	426.18	440.59		
22.75	15.73					315.47	25.02
		15.45	13.91	417.37	431.28		
23.00	15.18					315.46	24.26
		14.92	13.43	408.76	422.18		
23.25	14.65					315.45	23.52
		14.40	12.96	400.35	413.31		
23.50	14.14					315.44	22.79
		13.90	12.51	392.14	404.65		
23.75	13.65					315.43	22.09
		13.41	12.07	384.13	396.20		
24.00	13.17						

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel perhitungan diatas dapat diketahui bahwa debit maksimum outflow yang terjadi adalah sebesar 245,11 m³/s pada elevasi + 317,87 m dengan inflow maksimum yang terjadi 317,16 m³/s.



Gambar 5. 3 Grafik Flood Routing

Dari grafik di atas di dapatkan debit outflow maksimum sebesar $245.11 \text{ m}^3/\text{det}$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VI

PERENCANAAN BANGUNAN PELIMPAH

6.1 Analisa Mercu Pelimpah

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan air dari dalam keluar ketika air di dalam berlebih. Dengan begitu tinggi muka air di dalam akan tetap terjaga sehingga tidak terjadi aliran air yang melalui tubuh. Jika aliran tersebut terjadi dapat membahayakan keamanan tubuh. Bangunan pelimpah yang akan direncanakan terdiri dari saluran pengarah aliran, mercu pelimpah, saluran peluncur dan bangunan peredam energi.

Perencanaan mercu pelimpah pada Bagong menggunakan jenis mercu bulat. Dari perhitungan sebelumnya di dapatkan hasil sebagai berikut yaitu :

$$\text{Ho} = 2.12 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 35 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelimpah} = 3 \text{ m}$$

6.2 Kedalaman Saluran Pelimpah

Saluran pengarah dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya tidak melebihi 4m/detik (Suyono Sosrodarsono,2002).

Pada hasil analisa *flood routing* didapatkan data sebagai berikut:

$$\text{Elevasi Pelimpah} = 315,00 \text{ meter}$$

$$\text{Elevasi Muka Air di atas Pelimpah} = 317,12 \text{ meter}$$

$$\text{Debit Rencana Lewat Pelimpah} = 245,11 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Lebar Pelimpah Rencana} = 35,00 \text{ meter}$$

$$\text{Ketinggian air di atas mercu} = 2,12 \text{ meter}$$

$$\text{Tinggi Pelimpah, W} = 3 \text{ meter}$$

Maka :

$$W \geq \left(\frac{1}{5} \times h\right) \quad (\text{Suyono Sosrodarsono,2002})$$

$$W \geq \left(\frac{1}{5} \times 2,12\right)$$

$$W \geq 0,424$$

Diambil $W = 3$ meter

$$Q = V \times A$$

$$V = Q/A$$

$$= Q/[(W+h) \times B]$$

$$= 245,11/[(3+2,12) \times 35]$$

$$V = 1,368 \text{ m/detik} < 4 \text{ m/detik}$$

6.3 Kedalaman Aliran

Data-data untuk menghitung kedalaman aliran adalah sebagai berikut :

Elevasi Pelimpah = 315,00m

Elevasi Apron Hulu = 312,00m

Debit Rencana Lewat Pelimpah = 245,11 m³/dt

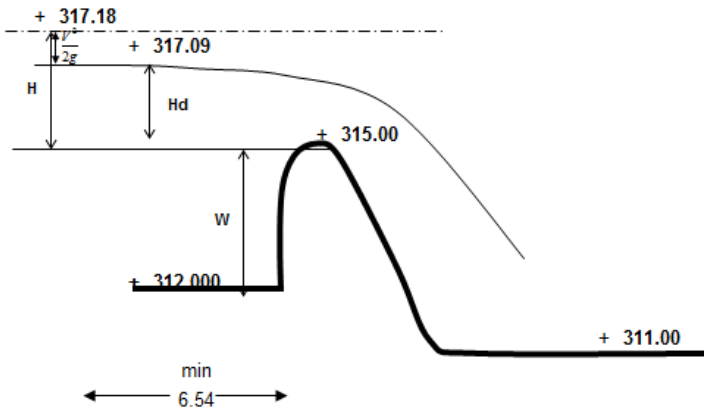
Lebar Pelimpah Rencana = 35,00m

Lebar total (pelimpah+pilar), L' = 35,00 m

Koefisien Kontraksi Pilar, K_p = 0,02

Koef. Kontraksi Dinding Samping, K_a = 0,10

Tinggi Spillway, W = 3,00 m



Gambar 6. 1 Ilustrasi Kedalaman Aliran Pada Mercu Pelimpah

Untuk menghitung besarnya Hd, dilakukan dengan cara *trial and error* menggunakan rumus di bawah ini :

$$Q = C \cdot L_{\text{eff}} \cdot H^{3/2}$$

$$L_{\text{eff}} = L' - 2(N \cdot Kp + Ka) \cdot H$$

$$Cd = 2,20 - 0,0416 \left(\frac{Hd}{W} \right)^{0,99}$$

Berikut adalah perhitungan *trial and error* untuk mengetahui nilai Hd. Dicoba memasukan Hd = 2.09, sehingga :

$$C_d = 2.20 - 0.0416 \left(\frac{Hd}{W} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2.20 - 0.0416 \left(\frac{2.09}{3.00} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2.20$$

Kemudian dari hasil nilai Cd dikontrol dengan menggunakan rumus C, ketika H = Hd. Maka perhitungannya sebagai berikut :

$$a = \frac{Cd - 1,60}{2 \times 1,60 - Cd} = \frac{2,20 - 1,6}{2 \times 1,6 - 2,20} = 0,6$$

$$C = 1,60 \times \left(\frac{1 + 2a \frac{h}{Hd}}{1 + a \frac{h}{Hd}} \right)^{0,99}$$

$$C = 1,60 \times \left(\frac{1 + 2 \times 0,6 \frac{2,09}{2,09}}{1 + 0,6 \times \frac{2,09}{2,09}} \right)^{0,99}$$

$$= 2,20 \text{ (OK)}$$

Maka dari perhitungan di atas bahwa C = Cd (OKE)

Selain dikontrol dengan C=Cd, kemudian dikontrol juga menggunakan rumus H. Maka perhitungannya sebagai berikut :

$$L_{\text{eff}} = L' - 2(N \cdot Kp + Ka)H$$

$$L_{\text{eff}} = 35 - 2(0 \times 0,02 + 0,1) \times 2,09$$

$$= 34,58 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H &= \left(\frac{Q}{Cd \times L_{eff}} \right)^{\frac{2}{3}} \\
 &= \left(\frac{245,11}{2,2 \times 34,58} \right)^{2/3} \\
 &= 2,18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dan akhirnya didapatkan $H = 2,18 \text{ m}$

Kontrol dengan menggunakan rumus Q :

$$\begin{aligned}
 Q &= C_d \times L_{eff} \times H^{3/2} \\
 Q &= 2,2 \times 34,58 \times 2,18^{3/2} \\
 &= 245,11 \text{ m}^3/\text{detik (OK)}
 \end{aligned}$$

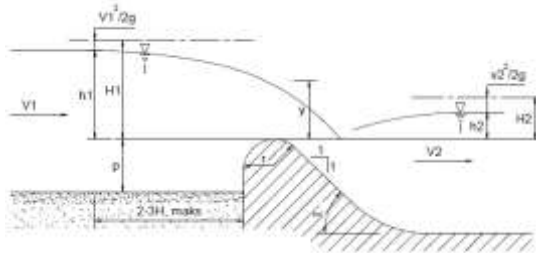
Dipakai $H = 2,18\text{m}$. Jika $H \neq H_d$ maka besar H_d dapat diketahui dengan menghitung $V^2/2g$ terlebih dahulu seperti pada berikut :

$$\begin{aligned}
 V &= Q/A \\
 &= Q/(L_{eff} (W+H) B) \\
 &= 245,11/(34,58 \times (3+2.18)) \\
 &= 1,37 \text{ m/detik}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{V^2}{2g} \right) = \left(\frac{1,37^2}{2 \times 9,81} \right) = 0,095 \text{ m}$$

Jadi, dari perhitungan kedalaman aliran didapatkan $H_d = H - V^2/2g = 2,18 - 0,095 = 2,09 \text{ meter}$

6.4 Penampang Mercu Pelimpah



Gambar 6. 2Bentuk Mercu Pelimpah Tipe Bulat
Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP 02

Dari gambar 6.2 bahwa tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali H_{1maks} dan untuk mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali H_{1maks}

Maka diambil $0,5H_1$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } r &= 0,5H_1 \\ &= 0,5 \times 2,18 \\ &= 1 \text{ meter} \end{aligned}$$

6.5 Analisa Hidrolis Pelimpah

Direncanakan saluran pelimpah terletak pada elevasi sebagai berikut:

Elevasi A	= +315,00 m
Elevasi B	= +311,00 m
Elevasi C	= +305,00 m
Elevasi D	= +255,00 m

Diketahui data sebagai berikut:

Kecepatan aliran (V)	= 1,37 m/detik
Tinggi tekanan kecepatan aliran (h_v)	= 0,095 m
Tinggi aliran (hd_A)	= 2,09 m
Tinggi aliran (H)	= 2,2 m
Tinggi jatuh air (z)	= 6,18 m
Kecepatan aliran pada kaki pelimpah (V_b):	

$$\begin{aligned}
 V_b &= \sqrt{2g \left(z - \frac{1}{2}H \right)} \\
 &= \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(6,18 - \frac{1}{2}2,2 \right)} \\
 &= 9,99 \text{ m/detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h_{vb} &= \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \left(\frac{9,99^2}{2 \times 9,81} \right) \\
 &= 5,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Elevasi muka air pada kaki pelimpah :

$$Q = V \times A$$

$$Q = V \times (B1 \times h_{db})$$

$$245,11 = 9,99 \times (35 \times h_{db})$$

$$h_{db} = 0,70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H_b &= h_{db} + h_{vb} \\
 &= 0,70 + 5,09 \\
 &= 5,79 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times h_{db}}} \\
 &= \frac{9,99}{\sqrt{9,81 \times 0,70}} \\
 &= 3,81
 \end{aligned}$$

6.6 Saluran Transisi

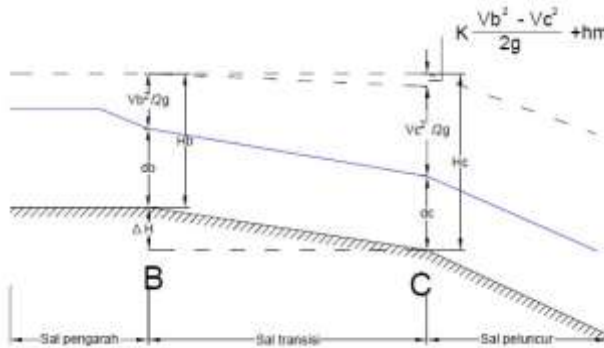
Direncanakan saluran transisi seperti dengan data sebagai berikut:

Elevasi hulu saluran	= +311,00 m
Elevasi hilir saluran	= +305,00 m
Beda tinggi saluran (ΔH)	= 6,00 m
Kemiringan rencana saluran (S)	= 0,0391
Jarak titik B ke C (L')	= $\Delta H/S$
	= 6,00/0,00391
	= 153,5 m

$$\begin{aligned}
 \text{Panjangsaluran transisi (L)} &= \sqrt{(L')^2 \times (H)^2} \\
 &= \sqrt{(153,5)^2 \times (6)^2} \\
 &= 153,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai panjang saluran transisi (L) = 154 m.

Kondisi hidrolis pada saluran transisi yaitu titik B dan C diilustrasikan pada gambar berikut :



Gambar 6. 3 Ilustrasi Saluran Transisi

Tinggi garis energi di C (H_c) :

$$\frac{vb^2}{2g} = 5,09 \text{ m}$$

$$\Delta H = 6,00 \text{ m}$$

$$h_{db} = 0,70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H_c &= \frac{vb^2}{2g} + h_{db} + \Delta H \\
 &= 5,09 \text{ m} + 0,70 \text{ m} + 6,00 \text{ m} \\
 &= 11,79 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi air di C (h_{dC}) :

$$H_c = h_{dc} + \frac{vc^2}{2g} + K \frac{vb^2 - vc^2}{2g} + hm$$

$$hm = Lx \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Dapatkan $n = 0,01$ (beton acian) dan $K = 0,1$

Didapatkan V_c dengan melakukan *trial and error* seperti berikut :

Dicoba $V_c = 14,48 \text{ m/detik}$.

$$\begin{aligned} Q &= V_c \times A \\ 245,11 &= 14,48 \times (35 \times h_d C) \\ h_d C &= 0,48 \text{ meter} \\ H_c &= h_d C + \frac{V_c^2}{2g} + K \frac{V_b^2 - V_c^2}{2g} + h_m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 11,79 &= 0,484 \text{ m} + 10,690 \text{ m} + -0,560 \text{ m} + 1,178 \text{ m} \\ 11,79 &\approx 11,79 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

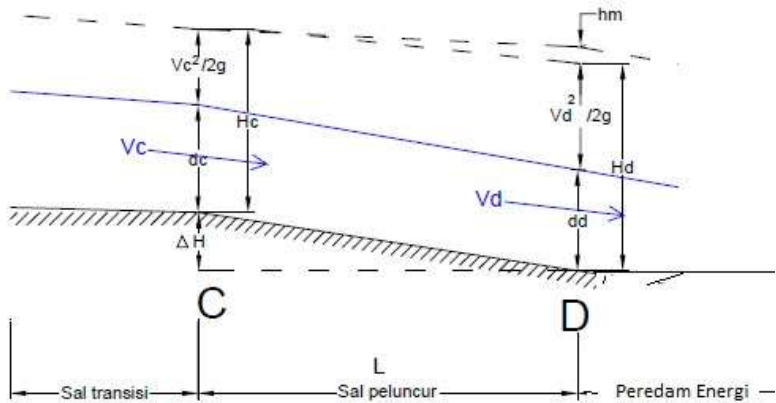
Sehingga didapatkan besar $V_c = 14,48 \text{ m/detik}$

Angka *Froude* di titik C:

$$\begin{aligned} Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times h_d C}} \\ &= \frac{14,48}{\sqrt{9,81 \times 0,48}} \\ &= 6,65 \end{aligned}$$

6.7 Saluran Peluncur

Direncanakan saluran peluncur seperti yang diilustrasikan pada gambar 6.5 dengan data sebagai berikut



Gambar 6. 4Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur

Elevasi hulu saluran	= +305 m
Elevasi hilir saluran	= +252 m
Beda tinggi saluran (ΔH)	= 53 m
Kemiringan rencana saluran (S)	= 0,2
Jarak titik C ke D (L')	= $\Delta H/S$
	= 53 m/0,2
	= 240,9 m

$$\begin{aligned}
 \text{Panjangsaluran transisi (L)} &= \sqrt{(L')^2 \times (H)^2} \\
 &= \sqrt{(240,9)^2 \times (53)^2} \\
 &= 247 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga dipakai panjang saluran peluncur (L) = 247m.

Analisis hidrolis di titik D:

Tinggi garis energi di D (H_d) :

$$\frac{V_c^2}{2g} = 10,69$$

$$\Delta H = 6 \text{ m}$$

$$hd \text{ C} = 0,48 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H_d &= \frac{V_c^2}{2g} + hdC + (\Delta H) \\
 &= \frac{14,48^2}{2,981} + 0,48 + (6) \\
 &= 17,17 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi air di D (H_d) :

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_c^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$hm = Lx \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Dipakai $n = 0,01$ (beton acian) dan $K=0,1$

Didapatkan V_d dengan melakukan *trial and error* seperti berikut :

Dicoba $V_d = 13,58 \text{ m/detik}$.

$$\begin{aligned}
 Q &= V_d \times A \\
 245,11 &= 13,58 \times (35 \times hdD) \\
 hdD &= 0,52 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_c^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$17,17 = 0,5 + 9,40 + 0,129 + 7,124$$

$$17,17 \approx 17,17 \text{ (OK)}$$

Sehingga didapatkan besar $V_c = 13,58 \text{ m/detik}$

Angka *Froude* di titik C:

$$\begin{aligned}
 Fr &= \frac{V}{\sqrt{g \times hdD}} \\
 &= \frac{13,58}{\sqrt{9,81 \times 0,52}}
 \end{aligned}$$

$$= 6,04$$

6.8 Tinggi Loncatan Hidraulik

Tinggi loncatan hidraulik perlu diperhitungkan untuk merencanakan kolam olak pada peredam energi. Diketahui data hidrolis pada titik D dari perhitungan sebelumnya adalah:

Kedalaman air di D (hdD)	= 0,52m
Kecepat analiran di titik D (Vd)	= 13,58m/detik
Angka <i>Froude</i> di titik D	= 6,04

Tinggi loncatan air dititik E dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\begin{aligned} \frac{d_5}{d_4} &= \frac{1}{2}(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \\ d_5 &= \frac{1}{2} \times hdD \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \\ &= \frac{1}{2} \times 0,52 (\sqrt{1 + 8 \cdot (6,04)^2} - 1) \\ &= 4,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga tinggi loncatan air di titik E adalah 4,15 m.

6.9 Bangunan Peredam Energi

Data-data yang diperlukan dalam perhitungan kolam olak adalah sebagai berikut:

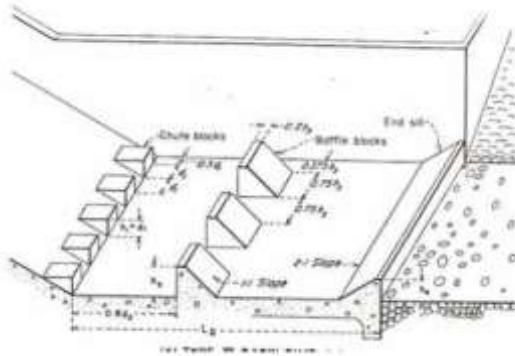
Kecepatan awal loncatan (V)	= 13,58m/detik
Percepatan gravitasi (g)	= 9,81m/detik
Lebar saluran (B)	= 35meter
Debit per lebar (q)	= Q/B
	= 245,11/ 35
	= 7,00m ³ /det/m'

Sehingga dipakai kolam olak USBR Tipe III dikarenakan memenuhi persyaratan berikut:

$$q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}'$$

$$V < 18 \text{ m}/\text{det}$$

$$\text{Angka } Froude > 4,5$$



Gambar 6. 5 Kolam Olak

1. Gigi-Gigi Pemencar Aliran

Gigi-gigi pemencar aliran yang berfungsi sebagai pembagi berkas aliran terletak diujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan.

Jumlah gigi pemencar aliran 32 buah

Tinggi = $d_1 = 0.52$ m

Lebar = $d_1 = 0.52$ m

Jarak antar blok = $d_1 = 0.52$ m

Jarak antar tepi ke tepi = $0.2 d_1 = 0.26$ m

Cek lebar kolam olak yaitu :

$$35 = (34 \times 0.25) + (32 \times 0.52) + (2 \times 0.26)$$

$$35 = 34.54 \rightarrow \text{OK}$$

2. Gigi-Gigi Pembentur Aliran

Gigi-gigi benturan yang berfungsi sebagai penghadang aliran serta mendeformir loncatan hidrolis menjadi pendek terletak pada dasar kolam olakan. Adapun ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi. Lebar kolam olak adalah 35 m, maka jumlah gigi pembentur dibuat 23 buah.

Jumlah gigi pembentur aliran 23 buah

$$\begin{aligned} \text{Tinggi} = n_3 &= d_1(4+Fr)/6 = 0,52(4+6.04)/6 \\ &= 0.86 \text{ m} \sim 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal bagian atas blok} = 0.2 n_3 = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} = 0.75 n_3 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar blok tepi ke tepi} = 0.375 n_3 = 0.375 \text{ m}$$

Kemiringan blok halang bagian hilir = 1 : 1

Cek lebar kolam olak yaitu :

$$35 = (23 \times 0.75) + (22 \times 0.75) + (2 \times 0.375)$$

$$35 = 34.5 \rightarrow \text{OK}$$

6.10 Perhitungan Stabilitas Bangunan Pelimpah

Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah

1. a) Gaya akibat Tekanan Air Kondisi Muka Air Normal

$$\begin{aligned} H_w &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times 3 \text{ m} \times 3 \text{ m} \\ &= 4.5 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \times Hx \cdot (\gamma_w \times Hx) \\ &= \frac{1}{2} \times 4 \text{ m} \times 1 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} \\ &= 8.0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_2 &= Hx \cdot \gamma_w \times P \\ &= 4 \text{ m} \times 1 \text{ t/m} \times 3 \text{ m} \\ &= 12.0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

dimana : Hx : kedalaman pondasi di bagian hulu

1. b) Gaya akibat Tekanan Air Kondisi Muka Air Banjir

$$\begin{aligned} H_w &= \frac{1}{2} \times \gamma_w \times (h_0 + P)^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \text{ t/m}^3 \times (3 \text{ m} + 2,62 \text{ m})^2 \\ &= 15,79 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \times Hx \cdot (\gamma_w \times Hx) \\ &= \frac{1}{2} \times 4 \text{ m} \times 1 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} \\ &= 8.0 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$W_2 = Hx \times \gamma_w \times (h_0 + P)$$

$$\begin{aligned}
 &= 4m \times 1 \text{ t/m}^3 \times (2,62 \text{ m} + 3m) \\
 &= 22,48 \text{ t/m} \\
 W3 &= \frac{1}{2} \times Hx \cdot (\gamma_w \times Hx) \\
 &= \frac{1}{2} \times 4m \times 1 \text{ t/m}^3 \times 5,2m \\
 &= 10,4 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

dimana : Hx : kedalaman pondasi di bagian hulu

2. Gaya Akibat Tekanan Air Dalam atau Gaya Angkat (Uplift)

Panjang jalur rembesan arah vertikal (L_v)

$$\begin{aligned}
 L_v &= 2+1.2+1+1+2.2+1+2+2+0.5+2.1 \\
 &= 15 \text{ m (sampai pada bangunan pelimpah)}
 \end{aligned}$$

Panjang jalur rembesan arah horizontal (L_h)

$$\begin{aligned}
 L_h &= 0.5+2+0.5+3.55+2+2+2+1+1.45 \\
 &= 15 \text{ m (sampai pada bangunan pelimpah)}
 \end{aligned}$$

Panjang creep line total (L_t)

$$\begin{aligned}
 L_t &= L_v + \frac{1}{3} L_h \\
 &= 15 \text{ m} + \frac{1}{3} \cdot 15 \text{ m} \\
 &= 19.50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Koefisien rembesan (C) = 3

Gaya tekan ke atas (uplift pressure) dihitung dengan rumus,

$$U_x = Hx - \frac{L_x}{L_t} \Delta H$$

a. Pada kondisi muka air setinggi mercu

Beda elevasi muka air (ΔH)

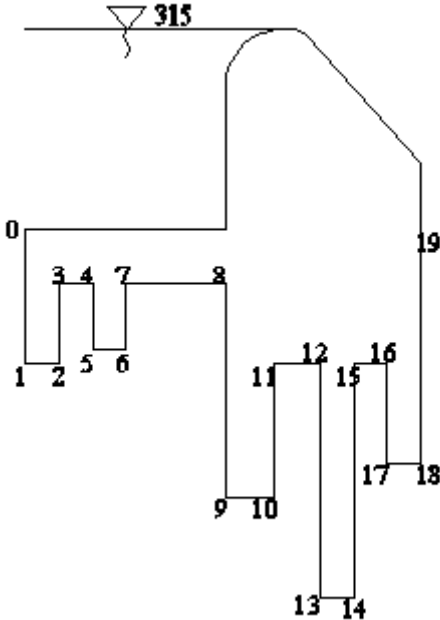
$\Delta H = 3 \text{ m}$ (sampai bangunan pelimpah)

$$L_t > \Delta H \cdot C$$

$$19.50 > 9 \quad \text{OK}$$

Tabel 6. 1 Perhitungan gaya uplift titik saat muka air normal

no titik	delta H	panjang rembesan (m)				ΣL (m)	$Lx \cdot \text{delta}H / \Sigma L$	Hx (t/m ²)	Ux (t/m ²)
	(m)	Lv	Lh	1/3 Lh	Lx				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	3	0.00	0.00	0.00	0.00	24.4	0.00	3.00	3.00
1		2.00	0.00	0.00	2.00		0.25	5.00	4.75
2		2.00	0.50	0.17	2.17		0.27	5.00	4.73
3		3.20	0.50	0.17	3.37		0.41	3.80	3.39
4		3.20	1.00	0.33	3.53		0.44	3.80	3.36
5		4.20	1.00	0.33	4.53		0.56	4.80	4.24
6		4.20	1.50	0.50	4.70		0.58	4.80	4.22
7		5.20	1.50	0.50	5.70		0.70	3.80	3.10
8		5.20	3.00	1.00	6.20		0.76	3.80	3.04
9		8.40	3.00	1.00	9.40		1.16	7.00	5.84
10		8.40	3.70	1.23	9.63		1.19	7.00	5.81
11		10.40	3.70	1.23	11.63		1.43	5.00	3.57
12		10.40	4.40	1.47	11.87		1.46	5.00	3.54
13		13.90	4.40	1.47	15.37		1.89	8.50	6.61
14		13.90	4.90	1.63	15.53		1.91	8.50	6.59
15		17.40	4.90	1.63	19.03		2.34	5.00	2.66
16		17.40	5.40	1.80	19.20		2.36	5.00	2.64
17		18.90	5.40	1.80	20.70		2.55	6.50	3.95
18		18.90	5.90	1.97	20.87		2.57	6.50	3.93
19	22.40	5.90	1.97	24.37	3.00	3.00	0.00		
20	60.0	30.00	157.40	52.47	82.47	215.2	23.00	10.60	-
21		80.00	389.40	129.80	209.80		58.50	60.60	2.10
22		83.00	392.90	130.97	213.97		59.67	63.10	3.43
23		83.00	395.40	131.80	214.80		59.90	63.10	3.20
24		81.50	397.60	132.53	214.03		59.68	61.60	1.92
25		81.50	412.10	137.37	218.87		61.03	61.60	0.57
26		83.00	414.30	138.10	221.10		61.65	63.10	1.45
27		83.00	416.80	138.93	221.93		61.89	63.10	1.21
28		79.20	416.80	138.93	218.13		60.83	59.75	-1.08



Gambar 6. 6Sketsa Spillway MAN

Tabel 6. 2 Perhitungan gaya uplift bidang saat muka air normal

No.	Bidang	Uplift (t)	Lengan (m)	Momen (tm)
1	segitiga	1.75	2.17	3.80
1	persegi	6.00	2.50	15.00
2	segitiga	0.01	5.73	0.03
2	persegi	2.37	5.65	13.37
3	segitiga	0.81	1.90	1.54
3	persegi	4.04	2.10	8.48
4	segitiga	0.01	5.23	0.03
4	persegi	2.11	5.15	10.87
5	segitiga	0.44	2.03	0.89
5	persegi	3.36	2.20	7.40
6	segitiga	0.01	4.73	0.02
6	persegi	2.11	4.65	9.81
7	segitiga	0.56	2.03	1.14
7	persegi	3.10	2.20	6.82
8	segitiga	0.05	3.90	0.18
8	persegi	4.55	3.65	16.63
9	segitiga	4.49	0.57	2.54
9	persegi	9.72	1.10	10.69
10	segitiga	0.01	2.67	0.03
10	persegi	4.07	2.55	10.38
11	segitiga	2.25	0.33	0.75
11	persegi	7.14	0.00	0.00
12	segitiga	0.01	1.97	0.02
12	persegi	2.48	1.85	4.58
13	segitiga	5.37	0.83	4.48
13	persegi	12.39	0.25	3.10
14	segitiga	0.01	1.33	0.01
14	persegi	3.29	1.25	4.12
15	segitiga	6.88	0.83	5.73
15	persegi	9.30	0.25	2.32
16	segitiga	0.01	0.83	0.00
16	persegi	1.32	0.75	0.99
17	segitiga	0.99	0.50	0.49
17	persegi	3.95	0.75	2.97
18	segitiga	0.01	0.33	0.00
18	persegi	1.97	0.25	0.49
19	segitiga	6.88	1.17	8.03
19	persegi	0.00	1.75	0.00

b. Pada kondisi muka banjir

Beda elevasi muka air (ΔH)

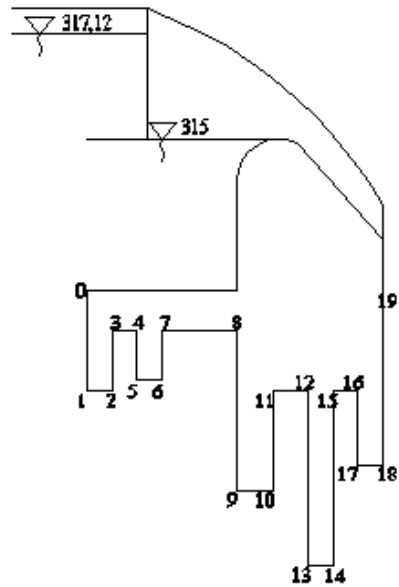
$\Delta H = 5,62$ m (sampai bangunan pelimpah)

$L_t > \Delta H \cdot C$

19.50 > 16.86 OK

Tabel 6. 3 Perhitungan gaya uplift titik saat muka air banjir

no titik	delta H	panjang rembesan (m)				ΣL	$Lx \cdot \text{delta}H / \Sigma L$	Hx	Ux
	(m)	Lv	Lh	1/3Lh	Lx	(m)	0	(t/m ²)	(t/m ²)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	5.6	0.00	0.00	0.00	0.00	24.4	0.00	5.62	5.62
1		2.00	0.00	0.00	2.00		0.46	7.62	7.16
2		2.00	0.50	0.17	2.17		0.50	7.62	7.12
3		3.20	0.50	0.17	3.37		0.78	6.42	5.64
4		3.20	1.00	0.33	3.53		0.81	6.42	5.61
5		4.20	1.00	0.33	4.53		1.05	7.42	6.37
6		4.20	1.50	0.50	4.70		1.08	7.42	6.34
7		5.20	1.50	0.50	5.70		1.31	6.42	5.11
8		5.20	3.00	1.00	6.20		1.43	6.42	4.99
9		8.40	3.00	1.00	9.40		2.17	9.62	7.45
10		8.40	3.70	1.23	9.63		2.22	9.62	7.40
11		10.40	3.70	1.23	11.63		2.68	7.62	4.94
12		10.40	4.40	1.47	11.87		2.74	7.62	4.88
13		13.90	4.40	1.47	15.37		3.54	11.12	7.58
14		13.90	4.90	1.63	15.53		3.58	11.12	7.54
15		17.40	4.90	1.63	19.03		4.39	7.62	3.23
16		17.40	5.40	1.80	19.20		4.43	7.62	3.19
17		18.90	5.40	1.80	20.70		4.77	9.12	4.35
18		18.90	5.90	1.97	20.87		4.81	9.12	4.31
19	22.40	5.90	1.97	24.37	5.62	5.62	0.00		
20	58.5	30.00	157.40	52.47	82.47	215.2	22.41	13.22	-9.19
21		80.00	389.40	129.80	209.80		57.01	63.22	6.21
22		83.00	392.90	130.97	213.97		58.14	66.22	8.08
23		83.00	395.40	131.80	214.80		58.37	66.22	7.85
24		81.50	397.60	132.53	214.03		58.16	64.72	6.56
25		81.50	412.10	137.37	218.87		59.48	64.72	5.24
26		83.00	414.30	138.10	221.10		60.08	66.22	6.14
27		83.00	416.80	138.93	221.93		60.31	66.22	5.91
28		79.20	416.80	138.93	218.13		59.28	62.87	3.59



Gambar 6. 7Spillway MAB

Tabel 6. 4Perhitungan gaya uplift bidang saat muka air banjir

No.	Bidang	Uplift (t)	Lengan (m)	Momen (tm)
1	segitiga	1.54	2.17	3.33
1	persegi	11.24	2.50	28.10
2	segitiga	0.01	5.73	0.06
2	persegi	3.56	5.65	20.12
3	segitiga	0.89	1.90	1.68
3	persegi	6.73	2.10	14.13
4	segitiga	0.01	5.23	0.05
4	persegi	3.17	5.15	16.32
5	segitiga	0.38	2.03	0.78
5	persegi	5.61	2.20	12.33
6	segitiga	0.01	4.73	0.05
6	persegi	3.17	4.65	14.73
7	segitiga	0.62	2.03	1.25
7	persegi	5.11	2.20	11.23
8	segitiga	0.09	3.90	0.34
8	persegi	7.49	3.65	27.32
9	segitiga	3.94	0.57	2.23
9	persegi	15.97	1.10	17.57
10	segitiga	0.02	2.67	0.05
10	persegi	5.18	2.55	13.21
11	segitiga	2.46	0.33	0.82
11	persegi	9.87	0.00	0.00
12	segitiga	0.02	1.97	0.04
12	persegi	3.42	1.85	6.32
13	segitiga	4.71	0.83	3.93
13	persegi	17.09	0.25	4.27
14	segitiga	0.01	1.33	0.01
14	persegi	3.77	1.25	4.71
15	segitiga	7.54	0.83	6.28
15	persegi	11.31	0.25	2.83
16	segitiga	0.01	0.83	0.01
16	persegi	1.60	0.75	1.20
17	segitiga	0.87	0.50	0.43
17	persegi	4.79	0.75	3.59
18	segitiga	0.01	0.33	0.00
18	persegi	2.15	0.25	0.54
19	segitiga	7.54	1.17	8.79
19	persegi	0	1.75	0

Gaya Gempa

Sebelum menentukan gaya gempa yang terjadi pada konstruksi pelimpah, maka harus dihitung koefisien gempanya terlebih dahulu. Berikut adalah perhitungan koefisien gempa untuk daerah kabupaten Trenggalek :

Diketahui :

$$Z = 1$$

$$a_c = 200$$

$$V = 0,67$$

$$a_d = Z \cdot a_c \cdot V$$

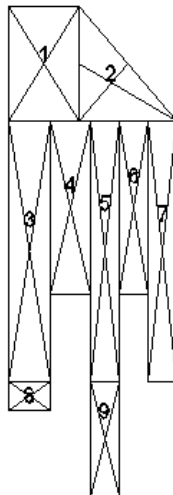
$$= 1 \cdot 200 \cdot 0,67$$

$$= 134 \text{ gal}$$

$$k = a_d/g = 134/9.81 = 0.14$$

ketika koefisien gempa sudah dihitung, maka tersebut dikalikan dengan gaya berat sendiri konstruksi. Sehingga dihasilkan gaya gempa. Hasil perhitungan ditampilkan pada tabel di bawah ini :

Gaya vertikal akibat berat sendiri konstruksi (G)



Tabel 6. 5 Berat Konstruksi

NO.	PERHITUNGAN				Gaya	lengan	Momen
	X (m)	Y (m)	Luas (m ²)	Ybeton	t/m	m	tm/m'
1	1	2.4	2.4	2.6	6.24	5.3	33.072
2	2	2.4	4.56	2.6	11.856	4.9	58.0944
3	0.7	4.1	2.87	2.6	7.462	1.65	12.3123
4	2	4.1	8.2	2.6	21.32	2.8	59.696
5	0.5	4.6	2.3	2.6	5.98	1.4	8.372
6	0.5	4.1	2.05	2.6	5.33	2.8	14.924
7	0.5	4.1	2.05	2.6	5.33	2.05	10.9265
8	0.7	0.5	0.35	2.6	0.91	1.05	0.9555
9	0.5	1.5	0.75	2.6	1.95	2.05	3.9975

4. Gaya Horizontal akibat Tekanan Tanah Samping (P)

Besarnya gaya akibat tekanan tanah samping yang bekerja yaitu pada saat kondisi normal (air setinggi mercu) dan saat banjir adalah sama.

Data tanah :

$$\gamma_{sat} = 1,886 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 28$$

$$c = 2 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta / 2)$$

$$= \tan^2(45^\circ - 18^\circ / 2)$$

$$= 0,36$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \theta / 2)$$

$$= \tan^2(45^\circ + 18^\circ / 2)$$

$$= 2,77$$

Tekanan Tanah Aktif

Hx = kedalaman tanah sampai pondasi = 4m

$$P_1 = 0,5 \cdot Hx \cdot (\gamma_{sat} \cdot Hx) \cdot K_a$$

$$= 0,5 \cdot 3,5 \text{ m} \cdot (1,886 \text{ t/m}^3 \cdot 3,5 \text{ m}) \cdot 0,36$$

$$= 5,447 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned}MP_1 &= P1 \times \text{jarak ke titik tinjau} \\ &= 5,447 \times (1/3 \times 2.2) \\ &= 3,99 \text{ tm/m}^3\end{aligned}$$

Tekanan Tanah Pasif

Hx = kedalaman tanah sampai pondasi = 2,5m

$$\begin{aligned}P_2 &= 0,5 \cdot Hx \cdot (\gamma_{\text{sat}} \cdot Hx) \cdot Kp \\ &= 0,5 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot (1,886 \text{ t/m}^3 \cdot 2,5 \text{ m}) \cdot 2,77 \\ &= 16.325 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}MP2 &= P2 \times \text{jarak titik tertentu} \\ &= 16.325 \text{ t/m} \times (1/3 \times 1.7\text{m}) \\ &= 9.25 \text{ tm/m}^3\end{aligned}$$

6.10.1 Kontrol Guling

- Gempa MAN

$$\Sigma M_{guling} = 3.8 + 15 + 0.89 + 7.40 + 2.54 + 10.69 + 4.48 + 3.10 + 0.49 + 2.97 + 4.5 + 0.93 + 9.3 = 79.53 \text{ tm/m}^3$$

$$\Sigma M_{tahan} = 1.54 + 8.48 + 1.14 + 6.82 + 0.75 + 0 + 5.73 + 2.32 + 8.03 + 0 + 8 + 12 + 197.397 + 3.99 = 256.221 \text{ tm/m}^3$$

$$\text{Angka Keamanan} = SF > 1,2$$

$$\frac{\text{momen penahan}}{\text{momen guling}} \geq 1,2$$

$$\frac{256.221}{79.53} \geq 1,2$$

$$3.221 \geq 1,2$$

- Non Gempa MAN

$$\Sigma M_{guling} = 3.8 + 15 + 0.89 + 7.40 + 2.54 + 10.69 + 4.48 + 3.10 + 0.49 + 2.97 + 4.5 + 9.25 = 78.609 \text{ tm/m}^3$$

$$\Sigma M_{tahan} = 1.54 + 8.48 + 1.14 + 6.82 + 0.75 + 0 + 5.73 + 2.32 + 8.03 + 0 + 8 + 12 + 197.39 + 3.99 = 256.197 \text{ tm/m}^3$$

$$\text{Angka Keamanan} = SF > 1,2$$

$$\frac{256.197}{78.609} \geq 1,2$$

$$3.26 \geq 1,2$$

- Gempa MAB

$$\Sigma M_{guling} = 3.33 + 28.10 + 0.78 + 12.33 + 2.23 + 17.57 + 3.93 + 4.27 + 0.43 + 3.59 + 15.79 + 1.81 + 9.25 = 150.806 \text{ tm/m}^3$$

$$\Sigma M_{tahan} = 1.68 + 14.13 + 1.25 + 11.23 + 0.82 + 0 + 6.28 + 2.83 + 8.79 + 0 + 8 + 22.48 + 10.4 + 197.397 + 0.008 + 0.036 + 3.995 = 289.33 \text{ tm/m}^3$$

$$\text{Angka Keamanan} = SF > 1,2$$

$$\frac{289.33}{150.806} \geq 1,2$$

$$1.918 \geq 1,2$$

- Non Gempa MAB

$$\Sigma Mguling = 3.33 + 28.10 + 0.78 + 12.33 + 2.23 + 17.57 + 3.93 + 4.27 + 0.43 + 3.59 + 15.79 + 9.25 = 148.995 \text{ tm/m}^3$$

$$\Sigma Mtahan = 1.68 + 14.13 + 1.25 + 11.23 + 0.82 + 0 + 6.28 + 2.83 + 8.79 + 0 + 8 + 22.48 + 10.4 + 197.397 + 3.99 = 289.288 \text{ tm/m}^3$$

$$\text{Angka Keamanan} = SF > 1,2$$

$$\frac{289.288}{148.995} \geq 1,2$$

$$1.94 \geq 1,2$$

6.10.2 Kontrol Geser

- Non Gempa MAN

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift Bidang	
Hw	4.5	1	33.07	U10	10.40
w1	8	2	58.09	U12	4.60
w2	12	3	12.31	U14	4.12
P1	5.45	4	59.70	U16	0.99
P2 (-)	-16.32	5	8.37	U18	0.49
UH -->	51.36	6	14.92	$\Sigma u =$	20.62
Uh <-- (-)	-34.81	7	10.93		
$\Sigma H =$	30.18	8	0.96		
		9	4.00		
		$\Sigma v =$	202.35		

$$SF = \frac{\Sigma V}{\Sigma H} f > 1,2$$

$$= \frac{(202.35 - 20.62) \cdot 0,75}{30.18} > 1,2$$

$$= 4.52 > 1,2$$

- Gempa MAN

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift Bidang	
Hw	4.5	1	33.23	U10	10.40
w1	8	2	58.37	U12	4.60
w2	12	3	12.37	U14	4.12
P1	5.45	4	59.98	U16	0.99
P2 (-)	-16.32	5	8.41	U18	0.49
UH -->	51.36	6	14.99	Σu =	20.62
Uh <-- (-)	-34.81	7	10.98		
berat sendiri gempa	0.93	8	0.96		
ΣH =	31.10	9	4.02		
		Σv =	203.30		

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum V}{\sum H} f > 1,2 \\
 &= \frac{(203.30 - 20.62) \cdot 0,75}{31.10} > 1,2 \\
 &= 4.41 > 1,2
 \end{aligned}$$

- Non Gempa MAB

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift Bidang	
Hw	15.79	1	33.07	U10	13.26
w1	8.00	2	58.09	U12	6.36
w2	22.48	3	12.31	U14	4.72
w3	-10.40	4	59.70	U16	1.20
P1	5.45	5	8.37	U18	0.54
P2 (-)	-16.32	6	14.92	Σu =	26.09
UH -->	76.57	7	10.93		
Uh <-- (-)	-47.01	8	0.96		
ΣH =	54.55	9	4.00		
		Σv =	202.35		

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum V}{\sum H} f > 1,2 \\
 &= \frac{(202.35 - 26.09) \cdot 0,75}{54.55} > 1,2 \\
 &= 2.42 > 1,2
 \end{aligned}$$

- Gempa MAB

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift Bidang	
Hw	15.79	1	33.38	U10	13.26
w1	8.00	2	58.63	U12	6.36
w2	22.48	3	12.43	U14	4.72
w3	-10.40	4	60.24	U16	1.20
P1	5.45	5	8.45	U18	0.54
P2 (-)	-16.32	6	15.06	Σu =	26.09
UH -->	76.57	7	11.03		
Uh <-- (-)	-47.01	8	0.96		
berat sendiri gempa	1.81	9	4.03		
ΣH =	56.36	Σv =	204.21		

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum V}{\sum H} f > 1,2 \\
 &= \frac{(204.21 - 26.09) \cdot 0,75}{56.36} > 1,2 \\
 &= 2.37 > 1,2
 \end{aligned}$$

6.10.3 Kontrol Daya Dukung Tanah

Selain kontrol guling dan geser, masih ada satu kontrol lagi terhadap stabilitas bangunan pelimpah yaitu kontrol terhadap daya dukung tanahnya. Pertama-tama mencari dahulu besarnya eksentrisitas jarak anatar titik tangkap gaya terhadap titik tengah pondasi yaitu :

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} \leq \frac{1}{6} B$$

$$\text{Jika } e < B/6 \rightarrow \sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\text{Jika } e < B/3 \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2V}{3 \cdot L \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

dimana :

- e = eksentrisitas
- ΣV = jumlah gaya vertikal total (ton/m')
- = gaya vertikal – gaya uplift vertikal

- ΣM = jumlah momen (ton.m/m²)
 = momen penahan – momen guling
 B = lebar dasar pondasi → 8,45 m
 → B/6 = 1,4 m dan B/3 = 2,8 m
 L = panjang pelimpah → 1 m²
 σ = daya dukung ijin = 130 t/m²

1. Kondisi Muka Air Normal (Setinggi Mercu) gempa

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} \leq \frac{1}{6} B$$

$$e = \frac{2.9}{2} - \frac{256.211-79.53}{203.30-20.62} \leq \frac{1}{6} \cdot 2.9$$

$$e = |0.482| = 0.482 \leq \frac{2.9}{6} = 0.483 \quad \text{OK}$$

Maka :

$$\sigma_{12} = \frac{\Sigma V}{B.L} \times \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{203.30-20.62}{2.9 \cdot 1} \times \left(1 + \frac{6 \cdot 0.482}{2.9} \right)$$

$$= 125.92 \text{ t/m}^2 < 130 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_2 = \frac{203.30-20.62}{2.9 \cdot 1} \times \left(1 - \frac{6 \cdot 0.482}{2.9} \right)$$

$$= 0.067 \text{ t/m}^2 > 0 \quad \text{OK}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir gempa

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} \leq \frac{1}{6} B$$

$$e = \frac{2.9}{2} - \frac{256.211-79.53}{203.30-20.62} \leq \frac{1}{6} \cdot 2.9$$

$$e = |0.482| = 0.482 \leq \frac{2.9}{6} = 0.483 \quad \text{OK}$$

Maka :

$$\sigma_{\max} = \frac{2V}{3.L \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot (204.21 - 26.03)}{3 \cdot 1 \cdot \left(\frac{2.9}{2} - 0.482 \right)}$$

$$= 122.672 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} (130 \text{ t/m}^2)$$

OK

6.10.4 Kontrol Ketebalan Lantai

Kontrol daya dukung bangunan peredam energi ini dilakukan di beberapa titik yang dianggap mewakili. Kontrol ini adalah untuk mengetahui stabilitas dari bangunan peredam energi yang diakibatkan adanya gaya uplift dari tanah. Apakah ketebalan lantai dari bangunan peredam energy tersebut mampu menahan gaya uplift yang terjadi. Gaya uplift titik yang bekerja sudah diperhitungkan pada sub bab sebelumnya. gambar bangunan peredam energy bisa dilihat pada lampiran. Kontrol terhadap daya dukung bangunan peredam energy ini juga ddilakukan pada 2 kondisi yaitu pada kondisi muka air normal dan saat muka air banjir.

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Dimana:

Dx = tebal lantai pada titik x (m)

Px = gaya angkat pada titik x (ton/m^2)

Wx = kedalaman air pada titik x (m)

γ = berat jenis beton ($2,6 \text{ ton/m}^3$)

S = faktor keamanan $\rightarrow 1,25$ (kedaan ekstrem)

(KP.06;1986)

1.) Kondisi Muka Air Normal (MAN)

Tabel 6. 6 Perhitungan Daya Dukung Bangunan Peredam Energi saat Muka Air Normal

Titik	P _x	W _x	S(P _x - W _x)/y	dx	Ket
21	6.21	0	2.50	2.55	ok
22	8.08	0	2.68	3.50	ok
23	7.85	0	2.33	3.50	ok
24	6.56	0	1.16	2.00	ok
25	5.24	0	0.53	2.00	ok
26	6.14	0	0.96	3.50	ok
27	5.91	0	0.85	3.50	ok

(Sumber: Hasil Perhitungan)

2.) Kondisi Saat Muka Air Banjir

Tabel 6. 7 Perhitungan Daya Dukung Bangunan Peredam Energi saat Muka Air Banjir

Titik	P _x	W _x	S(P _x - W _x)/y	dx	Ket
21	6.21	1	2.50	2.55	ok
22	8.08	2.5	2.68	3.50	ok
23	7.85	3	2.33	3.50	ok
24	6.56	4.15	1.16	2.00	ok
25	5.24	4.15	0.53	2.00	ok
26	6.14	4.15	0.96	3.50	ok
27	5.91	4.15	0.85	3.50	ok

(Sumber: Hasil Perhitungan)

BAB VII

PERENCANAAN TUBUH BENDUNGAN

7.1. Umum

Berdasarkan pertimbangan ketersediaan material timbunan di sekitar lokasi proyek, maka direncanakan dengan tipe urugan batu dengan inti tegak.

7.2. Kemiringan Lereng

Kemiringan lereng direncanakan berbeda antar hulu dan hilir yang kemudian dikontrol stabilitas tubuh untuk mengetahui apakah dimensi tubuh yang direncanakan aman atau tidak. Direncanakan kemiringan tubuh dengan data sebagai berikut:

Kemiringan hulu = 1: 2,50

Kemiringan hilir = 1: 2,25

7.3. Lebar Puncak

Lebar puncak yang memadai diperlukan agar puncak dapat bertahan terhadap hempasan ombak di atas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh. Di samping itu, penentuan lebar mercu perlu diperhatikan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Guna memperoleh lebar minimum puncak bandungan (b), dihitung dengan rumus berikut:

$$b = 3,6H^{1/3} - 3,0$$

Dimana;

b = Lebar mercu

H = Tinggi

= Elevasi puncak – elevasi permukaan pondasi

Maka;

$$\begin{aligned} b &= 3,6. (+320 - (+255))^{1/3} - 3,0 \\ &= 3,6. (65)^{1/3} - 3,0 \\ &= 11,50 \end{aligned}$$

7.3. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan ditentukan berdasarkan angka standard untuk tinggi jagaan pada urugan sebagai berikut:

- Lebih rendah dari 50 m $H_f \geq 2,0 \text{ m}$
- Tinggi antara 50 s/d 100 m $H_f \geq 3,0 \text{ m}$
- Lebih tinggi dari 100 m $H_f \geq 3,5 \text{ m}$

(Sumber: Suryono Sosrodarsono, hal 173)

Karena tinggi 65 m, maka tinggi jagaan dipakai 3 m.

7.4. Elevasi Puncak

Elevasi Puncak didapatkan dari elevasi puncak spillway ditambah muka air banjir dan tinggi jagaan. Elevasi muka air banjir merupakan tinggi air ketika terjadi limpasan banjir di atas mercu pelimpah. Perhitungan elevasi puncak bangunan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Elevasi MAB} &= \text{Elevasi MAN} + \text{tinggi muka air banjir} \\ &= +315 + 2\text{m} \\ &= +317 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elevasi puncak} &= \text{Elevasi MAB} + \text{tinggi jagaan} \\ &= +317 + 3\text{m} \\ &= +320 \end{aligned}$$

7.5. Perhitungan Formasi Garis Depresi

Berikut merupakan perhitungan formasi garis depresi untuk masing-masing kondisi:

1. Kondisi Muka Air Normal

$$\text{Elevasi Muka Air} = +315.00$$

$$\text{Tinggi muka air (h)} = 60 \text{ m}$$

$$L_1 = 21.61 \text{ m}$$

$$0.3 L_1 = 6.483 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = 321 \text{ m}$$

$$L_2 = 28.71 \text{ m}$$

$$d = 35.19 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } y : \frac{\text{-----}}{Y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d}$$

$$Y_o = 34.368 \text{ m}$$

$$\frac{Y_o}{2} = 17.184 \text{ m}$$

Persamaan garis depresi :

$$Y = \sqrt{2 \cdot Y_o \cdot X + Y_o^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi tersebut didapatkan koordinat garis depresi pada sebagai berikut:

Tabel 7. 1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Normal

X	-17.184	0	5	10	15	20	25	30
Y	0.00	34.37	39.05	43.23	47.03	50.56	53.85	56.95

(Sumber: Hasil Perhitungan)

2. Kondisi Muka Air Banjir

$$\text{Elevasi Muka Air} = +317.00$$

$$\text{Tinggi muka air (h)} = 63 \text{ m}$$

$$L_1 = 22.36 \text{ m}$$

$$0.3 L_1 = 6.708 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = 321 \text{ m}$$

$$L_2 = 27.96 \text{ m}$$

$$d = 34.66 \text{ m}$$

Nilai y :
$$Y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$Y_o = 37.245 \text{ m}$$

$$\frac{Y_o}{2} = 18.622 \text{ m}$$

Persamaan garis depresi :

$$Y = \sqrt{2 \cdot Y_o \cdot X + Y_o^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi tersebut didapatkan koordinat garis depresi pada sebagai berikut:

Tabel 7. 2 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air Banjir

X	-18.62	0	5	10	15	20	25	30
Y	0.00	37.24	41.95	46.17	50.05	53.64	57.00	60.18

(Sumber: Hasil Perhitungan)

3. Kondisi Muka Air 3/4 Tinggi Air Banjir

$$\text{Elevasi Muka Air} = +237.75$$

$$\text{Tinggi muka air (h)} = 47.25 \text{ m}$$

$$L_1 = 19.63 \text{ m}$$

$$0.3 L_1 = 5.889 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = 321 \text{ m}$$

$$L_2 = 30.64 \text{ m}$$

$$d = 36.53 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } y : \frac{Y_o}{2} = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$Y_o = 23.194 \text{ m}$$

$$\frac{Y_o}{2} = 11.597 \text{ m}$$

Persamaan garis depresi :

$$Y = \sqrt{2 \cdot Y_o \cdot X + Y_o^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi tersebut didapatkan koordinat garis depresi pada sebagai berikut:

Tabel 7. 3 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air 3/4 Tinggi Banjir

X	-11.597	0	5	10	15	20	25	30
Y	0.00	23.19	27.75	31.65	35.13	38.29	41.20	43.93

(Sumber: Hasil Perhitungan)

4. Kondisi Muka Air 1/2 Tinggi Air Banjir

$$\text{Elevasi Muka Air} = +158.5$$

$$\text{Tinggi muka air (h)} = 31.50 \text{ m}$$

$$L_1 = 14.48 \text{ m}$$

$$0.3 L_1 = 4.344 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = 321 \text{ m}$$

$$L_2 = 35.83 \text{ m}$$

$$d = 40.17 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } y : \frac{Y_0}{2} = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$Y_0 = 10.878 \text{ m}$$

$$\frac{Y_0}{2} = 5.439 \text{ m}$$

Persamaan garis depresi :

$$Y = \sqrt{2 \cdot Y_0 \cdot X + Y_0^2}$$

Berdasarkan persamaan garis depresi tersebut didapatkan koordinat garis depresi pada sebagai berikut:

Tabel 7. 4 Koordinat Garis Depresi Kondisi Muka Air 1/2 Tinggi Banjir

X	-5.439	0	5	10	15	20	25	30
Y	0.00	10.88	15.07	18.33	21.09	23.53	25.73	27.77

(Sumber: Hasil Perhitungan)

7.5. Perhitungan Stabilitas Tubuh

Stabilitas lereng tubuh dianalisis menggunakan metode Bishop pada program bantu GeoStudio 2012 slope/W. Kontrol stabilitas ini meliputi analisis terhadap lereng hulu dan lereng hilir pada keadaan tanpa gempa dan dengan gempa. Faktor angka keamanan minimum adalah sebagai berikut :

Tabel 7. 5 Angka Keamanan Minimum

Kondisi Perancangan	Faktor Aman Minimum	Keterangan
1 Akhir pelaksanaan	1,3*	Lereng hulu dan hilir
2 Penurunan air cepat (<i>sudden drawdown</i>) dari kondisi air penuh	1,0*	Hanya lereng hulu
3 Penurunan air cepat (<i>sudden drawdown</i>) dari puncak elak (<i>spillway</i>)	1,2**	Hanya lereng hulu
4 Muka air parsial saat rembesan tetap (<i>steady seepage</i>)	1,5	Hanya lereng hulu
5 Rembesan tetap dengan muka air maksimum	1,5	Lereng hilir
6 Gempa bumi (kasus 1,4,5 dengan beban gempa)	1,0	Lereng hulu dan hilir

* Untuk tinggi timbunan 10 meter pondasi relatif lunak gunakan faktor aman $F = 1,4$.

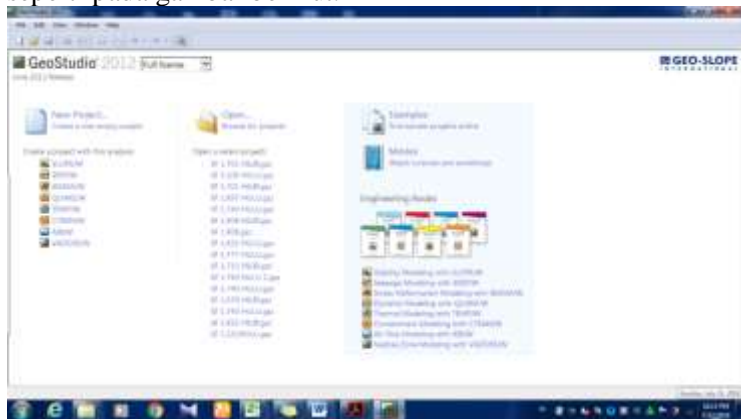
**Faktor aman minimum harus 1,5 jika dalam hitungan stabilitas lereng kecepatan turunnya air dan tekanan air pori ditentukan dari jaring arus (*flownet*).

Stabilitas tubuh bendung dikontrol pada kondisi tanpa gempa dan dengan gempa dengan masing-masing kondisi sebagai berikut:

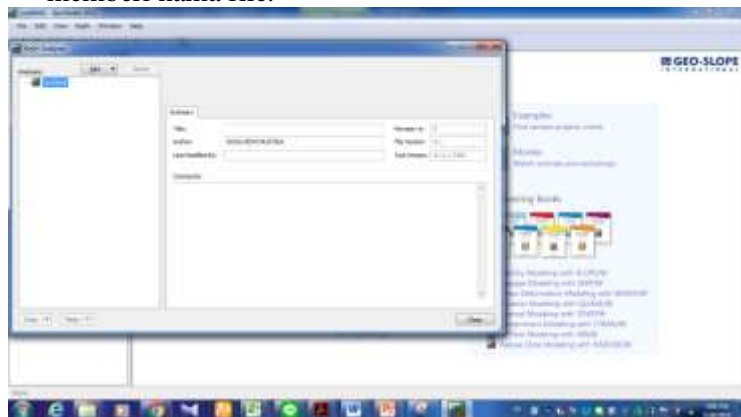
- Kondisi muka air banjir
- Kondisi muka air normal
- Kondisi $\frac{3}{4}$ muka air banjir
- Kondisi $\frac{1}{2}$ muka air normal

Analisa kestabilan menggunakan program bantu Geo Studio 2012 slope/W dilakukan dengan cara berikut:

1. Membuka aplikasi dengan memilih analisa Slope/W seperti pada gambar berikut.

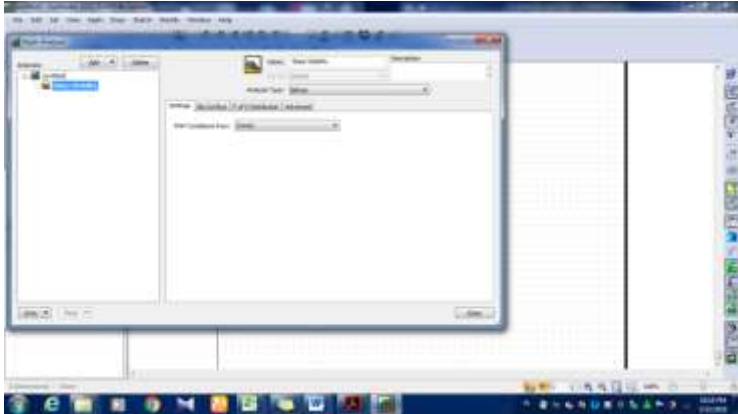


2. Mengatur jenis analisis pada *KeyIn Analyses*
 - a. Memilih jenis metode Bishop untuk analisis dan memberi nama file.

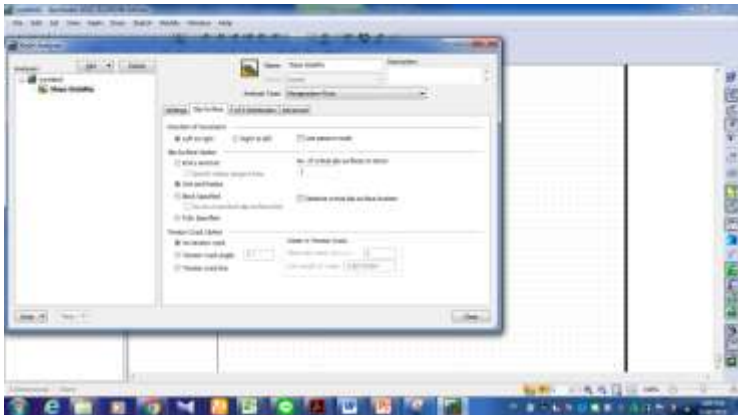


- b. Memilih kondisi PWP. Memilih “none” untuk kondisi analisis ketika bendungan kosong. Dipilih “piezometric

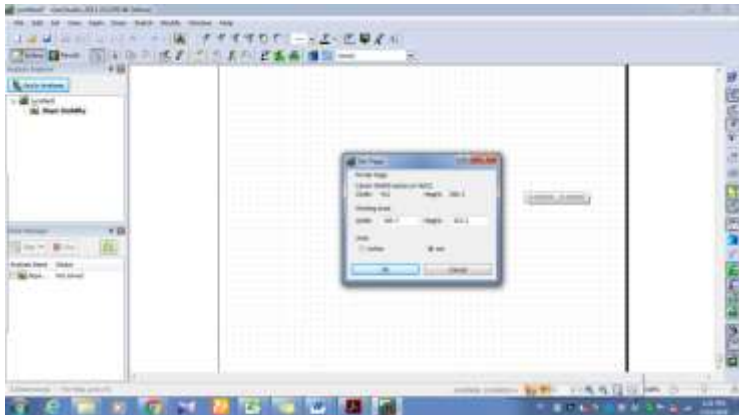
line” jika dilakukan analisis ketika bendungan terisi air.



- c. Memilih analisa *slip surface*. Pada *Direction of movement*, dipilih *left to right* jika analisa dilakukan untuk lereng sisi hilir sedangkan dipilih *right to left* jika analisa dilakukan untuk lereng sisi hulu. Pada *Slip surface option* dipilih analisa menggunakan metode *Grid and Radius*.



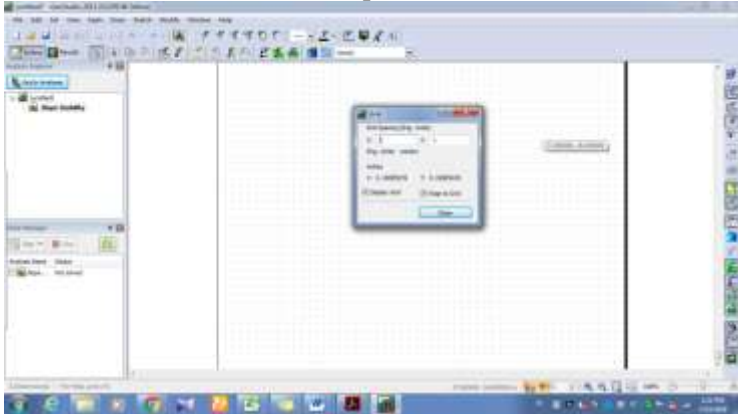
3. Mengatur kertas kerja
- Mengatur ukuran kertas pada menu “Set” lalu pilih “Page”.



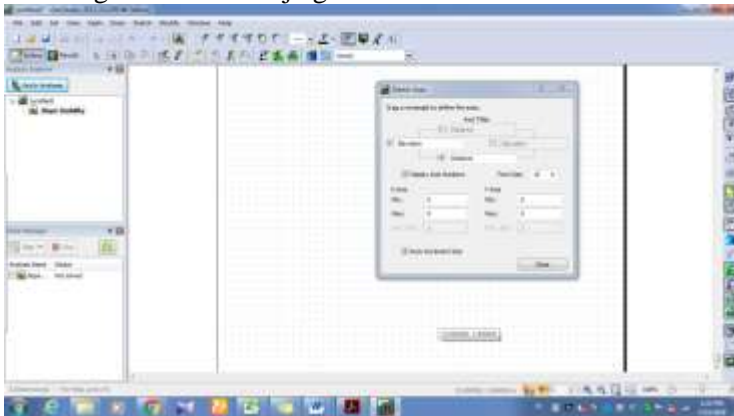
- b. Mengatur skala pada menu “Set” lalu dipilih “Units and Scale”.



- c. Mengatur grid sesuai dengan kebutuhan dengan memilih menu “Set” lalu dipilih “Grid”.



4. Mengatur sumbu kerja gambar



6. Menggabungkan *point* ke dalam *region* sesuai dengan daerah yang memiliki jenis material yang sama
 7. Melakukan *input* material pada “KeyIn Materials” lalu dipilih “Materials”

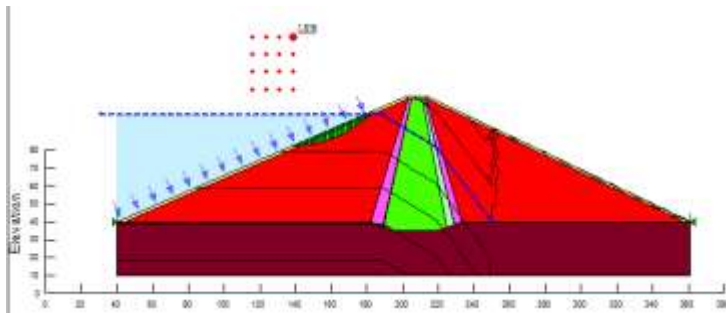
8. Memasukkan material yang telah diinput kedalam masing-masing *region* menggunakan menu “*Draw*” lalu dipilih “*Materials*”.
9. Menggambar *grid and radius* pada lereng.
10. Melakukan *running* menggunakan menu “*Solve Manager*” dan mengklik tombol “*Start*” dengan terlebih dahulu melakukan penyimpanan terhadap file.
11. Memilih SF yang paling kritis
12. Melakukan hal yang sama untuk kondisi hulu
13. Melakukan input garis depresi yang telah dihitung pada tabel untuk kondisi bendungan yang berisi air seperti pada gambar berikut untuk contoh muka air maksimum dengan garis depresi menggunakan data pada tabel.
14. Memasukkan faktor gempa dengan memilih menu “*KeyIn*” lalu dipilih “*Seismic Load*” untuk analisis kondisi dengan gempa seperti pada gambar berikut.

Hasil analisa kestabilan lereng tubuh bendungan menggunakan Geo Studio Slope/W 2012 dari beberapa kondisi sebagai berikut:

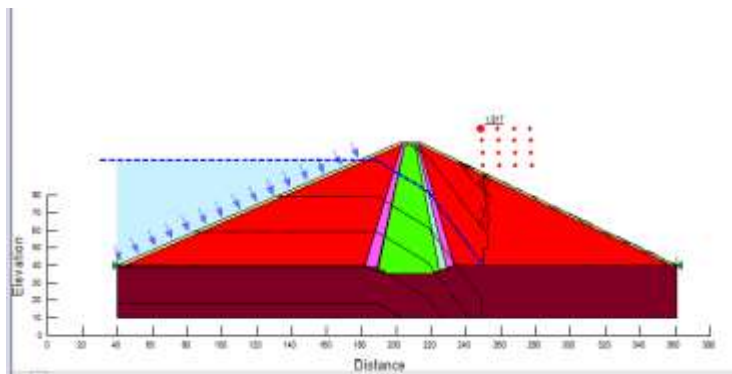
Tabel 7. 6 Rekapitulasi SF

No	Kondisi	Hulu	Hilir	SF Rencana
1.	Keadaan Non Gempa			
a.	Muka Air Banjir	1,740	1,715	1,2
b.	Muka Air Normal	1,816	1,817	1,2
c.	$\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir	1,666	1,754	1,2
d.	$\frac{1}{2}$ Muka Air Normal	1,687	1,655	1,2
2.	Keadaan Gempa			
a.	Muka Air Banjir	1,467	1,354	1,2
b.	Muka Air Normal	1,232	1,330	1,2
c.	$\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir	1,318	1,531	1,2
d.	$\frac{1}{2}$ Muka Air Normal	1,489	1,296	1,2

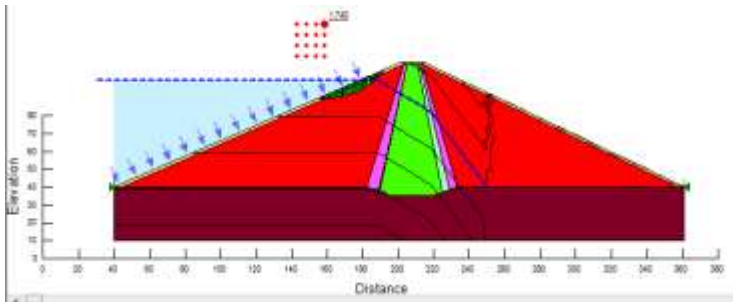
Dengan Keadaan Non Gempa



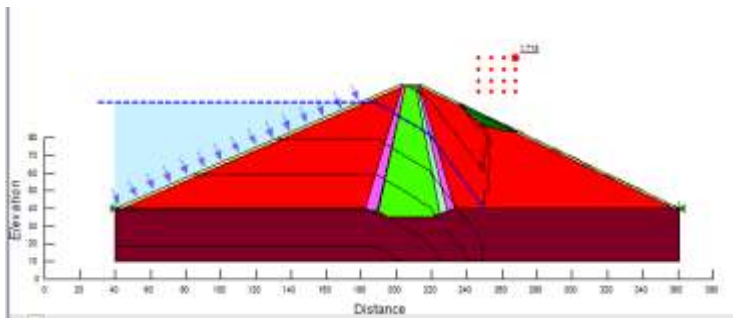
Gambar 7.1 Kondisi Muka Air Normal di hulu



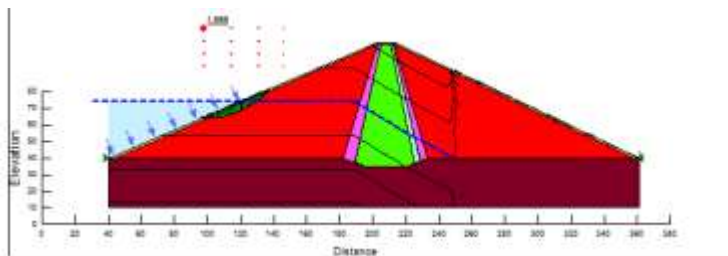
Gambar 7.2 Kondisi Muka Air Normal di hilir



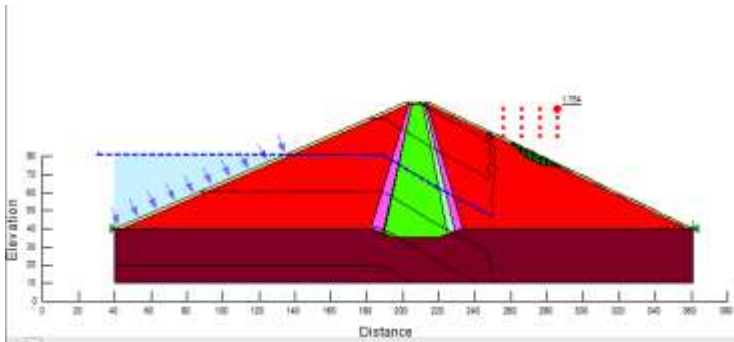
Gambar 7.3 Kondisi Muka Air Banjir di hulu



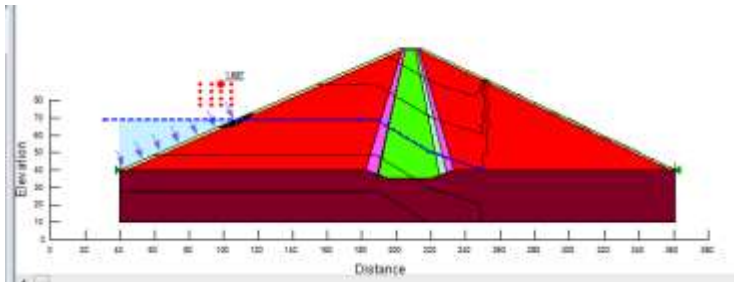
Gambar 7.4 Kondisi Muka Air Banjir di hilir



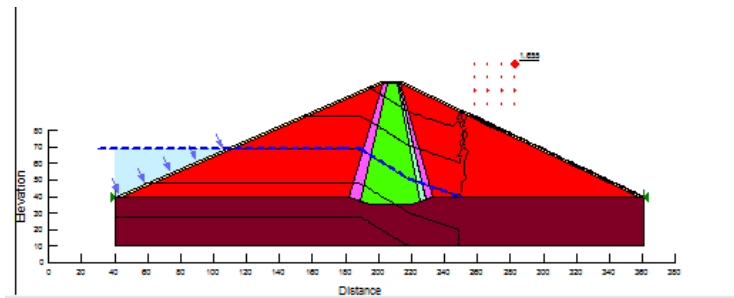
Gambar 7.5 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hulu



Gambar 7. 6 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hilir

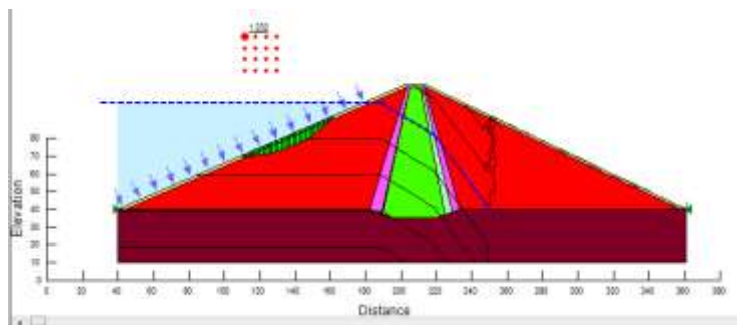


Gambar 7. 7 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hilir

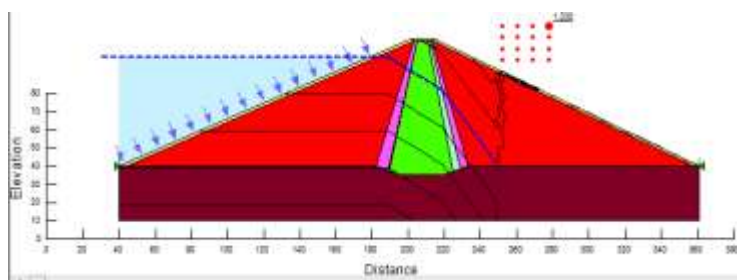


Gambar 7. 8 Kondisi $\frac{1}{2}$ Muka Air Banjir di hilir

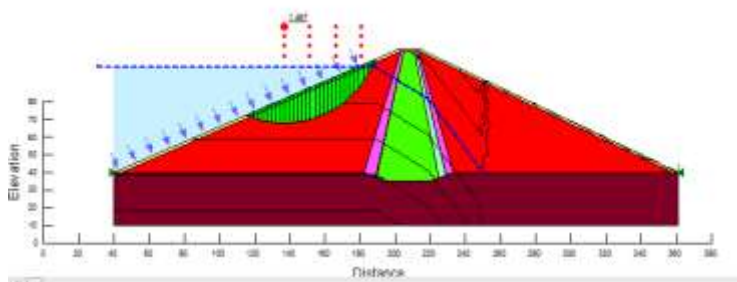
Dengan Keadaan Gempa



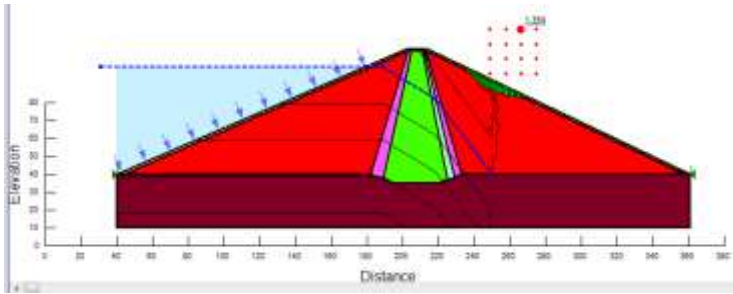
Gambar 7.9 Kondisi Muka Air Normal di hulu



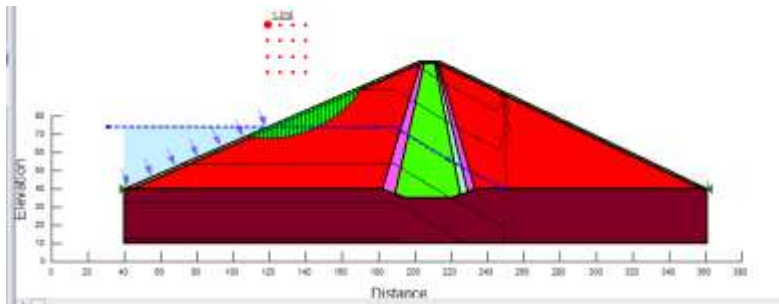
Gambar 7.10 Kondisi Muka Air Normal di hilir



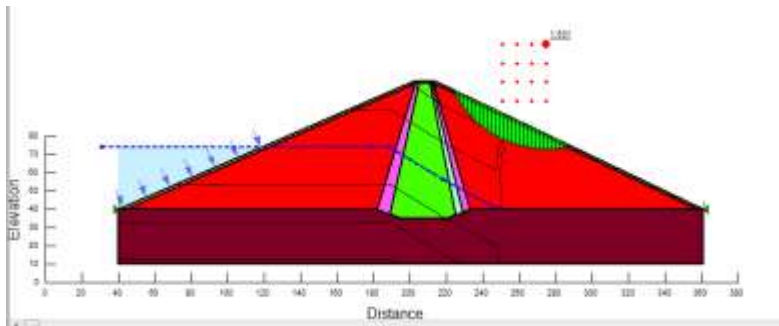
Gambar 7.11 Kondisi Muka Air Banjir di hulu



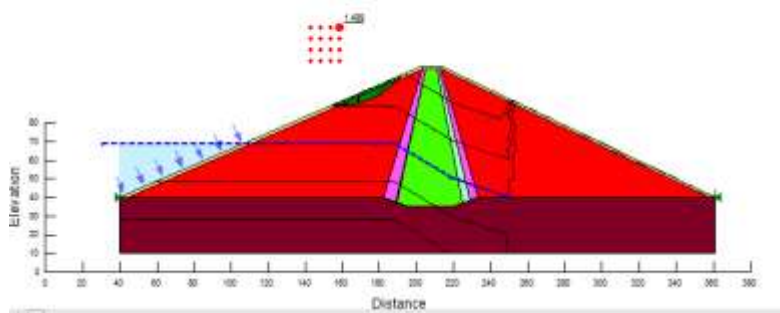
Gambar 7. 12 Kondisi Muka Air Banjir di hilir



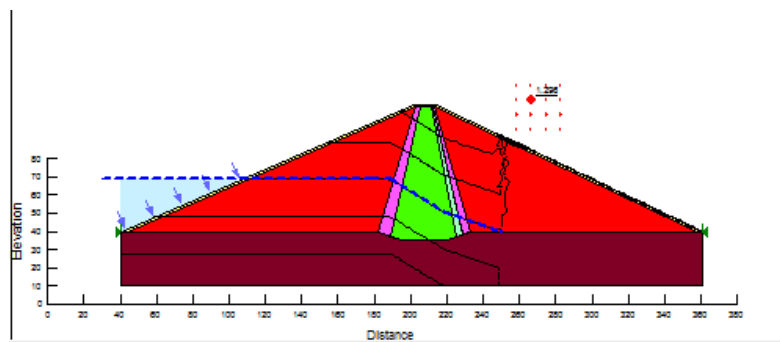
Gambar 7. 13 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hulu



Gambar 7. 14 Kondisi $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir di hilir



Gambar 7. 15 Kondisi ½ Muka Air Banjir di hulu



Gambar 7. 16 Kondisi ½ Muka Air Banjir di hilir

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VIII

KESIMPULAN DAN SARAN

8.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan mulai dari analisa hidrologi, analisa hidraulika, analisa kapasitas tampungan, hingga analisa kestabilan, maka dapat disimpulkan hasil akhir sebagai berikut :

1. Debit banjir rencana Bendungan Bagong yaitu $350,56 \text{ m}^3/\text{detik}$

2. Jumlah total kebutuhan air pada Bendungan Bagong pada tahun 2065 adalah $0.32 \text{ m}^3/\text{detik}$.

3. Kapasitas efektif Bagong sebesar $12.806.895,69 \text{ m}^3$, kapasitas mati sebesar 199.750 m^3 , dan kapasitas total tampungan sebesar $13.006.645,69 \text{ m}^3$. Kapasitas tersebut dapat memenuhi kebutuhan air penduduk di sekitarnya.

4. Dimensi bangunan pelimpah adalah sebagai berikut :

- Tipe mercu pelimpah : bulat
- Elevasi mercu pelimpah : +315
- Lebar pelimpah : 35 m
- Panjang saluran transisi : 154 m
- Panjang saluran peluncur lurus : 247 m
- Panjang kolam olak : 24 m
- Tipe kolam olak : USBR Tipe III

5. Dimensi tubuh adalah sebagai berikut :

- Tipe tubuh : Urugan tanah homogen dengan inti tegak
- Lebar puncak tubuh : 12 m
- Tinggi tubuh : 65 m
- Elevasi puncak tubuh : +320

- Elevasi dasar : +255
- Tinggi jagaan : 3 m
- Kemiringan lereng hulu : 1:2,5
- Kemiringan lereng hilir : 1:2,25

6. Analisa kestabilan bangunan pelimpah dan tubuh bendungan menunjukkan kondisi aman dalam kondisi muka air normal dan muka air banjir serta aman.

• **Kestabilan Bangunan Pelimpah**

A. Kontrol Guling :

1. Muka Air Normal dengan Gempa : $3.221 \geq 1,2$
2. Muka Air Normal Tanpa Gempa : $3.26 \geq 1.2$
3. Muka Air Banjir dengan Gempa : $1.918 \geq 1.2$
4. Muka Air Banjir Tanpa Gempa : $1.94 \geq 1.2$

B. Kontrol Geser

1. Muka Air Normal dengan Gempa : $4.41 > 1.2$
2. Muka Air Normal Tanpa Gempa : $4.52 > 1.2$
3. Muka Air Banjir dengan Gempa : $2.37 > 1.2$
4. Muka Air Banjir Tanpa Gempa : $2.41 > 1.2$

C. Kontrol Daya Dukung Tanah

1. Muka Air Normal dengan Gempa :
 $\sigma_1 = 125.92 \text{ t/m}^2 < 130 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_2 = 0.067 \text{ t/m}^2 > 0$

2. Muka Air Banjir dengan Gempa :
 $\sigma_{\max} = 122.672 \text{ t/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 130 \text{ t/m}^2$

D. Kontrol Ketebalan Lantai

1. Muka Air Normal

Kontrol ketebalan lantai pada saat Muka Air Normal yaitu yang ditinjau pada pelimpah pada titik 21, titik 22, titik 23, titik 24, titik 25, titik 26 dan titik 27 sudah memenuhi persyaratan sehingga oke.

2. Muka Air Banjir

Kontrol ketebalan lantai pada saat Muka Air Banjir yaitu yang ditinjau pada pelimpah pada titik 21,

titik 22, titik 23, titik 24, titik 25, titik 26 dan titik 27 sudah memenuhi persyaratan sehingga oke.

- **Kestabilan Tubuh Bendungan**

- A. Keadaan Non Gempa :

1. Muka Air Banjir : (Hulu = 1.74 ; Hilir = 1.72) > 1.2
2. Muka Air Normal : (Hulu = 1.82 ; Hilir = 1.82) > 1.2
3. $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir : (Hulu = 1.67 ; Hilir = 1.75) > 1.2
4. $\frac{1}{2}$ Muka Air Normal : (Hulu = 1.69 ; Hilir = 1.66) > 1.2

- B. Keadaan Gempa

1. Muka Air Banjir : (Hulu = 1.47 ; Hilir = 1.35) > 1.2
2. Muka Air Normal : (Hulu = 1.23 ; Hilir = 1.33) > 1.2
3. $\frac{3}{4}$ Muka Air Banjir : (Hulu = 1.32 ; Hilir = 1.53) > 1.2
4. $\frac{1}{2}$ Muka Air Normal : (Hulu = 1.49 ; Hilir = 1.30) > 1.2

DAFTAR PUSTAKA

Das, Braja M. 1993. **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. Diterjemahkan oleh : Noor Endah dan Indrasurya B. Mochtar. Jakarta : Erlangga.

Ditjen, Cipta Karya. 1998. **Petunjuk Teknis Perencanaan, Pelaksanaan, Pengawasan, Pembangunan dan Pengelolaan Sistem Penyediaan Air Bersih Pedesaan**. Jakarta : Departemen PU

Hadisusanto, Nugroho. 2010. **Aplikasi Hidrologi**. Yogyakarta : Mediatama

Mawardi, Erman & Moch. Memed. 2006. **Desain Hidraulik Bendung Tetap untuk Irigasi Teknis**. Bandung : Alfabeta

Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. **Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama**. Jakarta : Departemen PU

Soedibyo. 2003. **Teknik** . Jakarta : PT. Pradnya Paramita

Soemarto, C.D. 1986. **Hidrologi Teknik**. Jakarta : Usaha Nasional

Soewarno. 1995. a. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid I**. Bandung : NOVA

Soewarno. 1995. b. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid II**. Bandung : NOVA

Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. a. **Tipe Urugan**. Jakarta : PT. Pradnya Paramita

PT. Mettana Engineering Consultant, 2014. *Laporan Akhir Bagong*, Bandung : Kementerian Pekerjaan Umum.

Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. b. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta : PT. Pradnya Paramita

Suripin. 2004. **Sistem Drainase yang Berkelanjutan**. Yogyakarta : PT. Andi Offset

BIODATA PENULIS
ROSA DEWI MUSTIKA
03111645000049



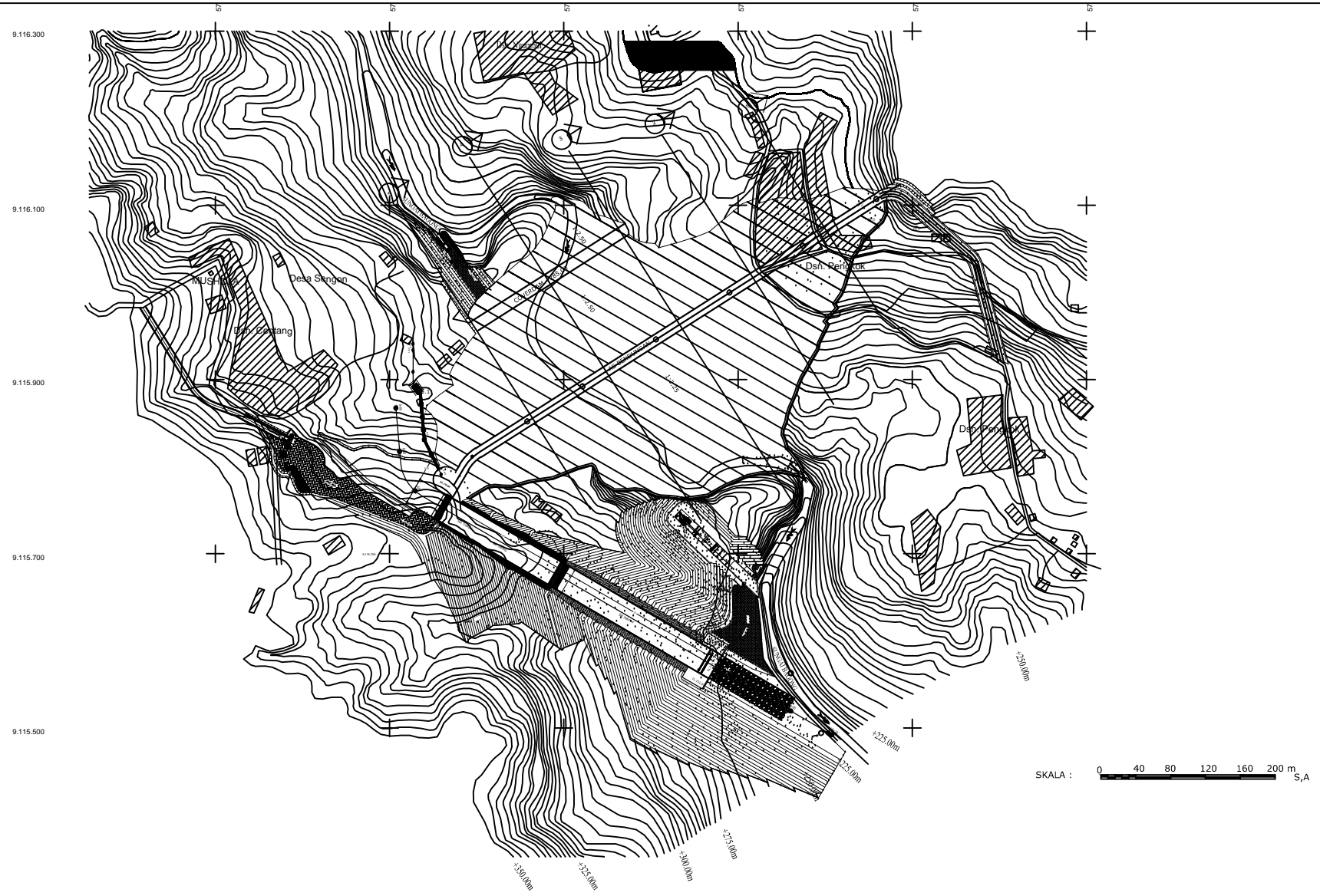
Penulis bernama Rosa Dewi Mustika, dilahirkan di Surabaya, 21 Februari 1995, merupakan anak kedua dari ketiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di TK Al-Hidayah, SDN Menanggal 601, SMPN 12 Surabaya dan SMAN 15 Surabaya. Setelah lulus dari SMAN 15 Surabaya tahun 2013, penulis mengikuti SBMPTN tetapi tidak diterima akhirnya mengikuti program Tes DIII di Institut Teknologi Sepuluh Nopember pada tahun 2013 dan diterima di jurusan D-III Teknik Sipil FTSP-ITS.

Di Jurusan D-III Teknik Sipil ini penulis mengambil Bidang Studi Konservasi Bangunan Air. Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan HMJ yaitu sebagai staff PSDM (Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa) dan aktif di UKM TDC sebagai staff IM (Information Media).

Setelah lulus dari jurusan D-III Teknik Sipil FTSP-ITS penulis melanjutkan Lintas Jalur menempuh pendidikan S-1 Teknik Sipil FTSLK-ITS.

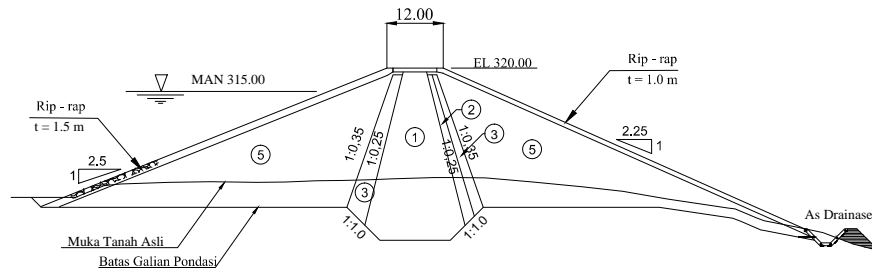
Menyadari dalam penulisan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, penulis menerima kritik dan saran yang membangun.

Email : rosadewimustika@gmail.com



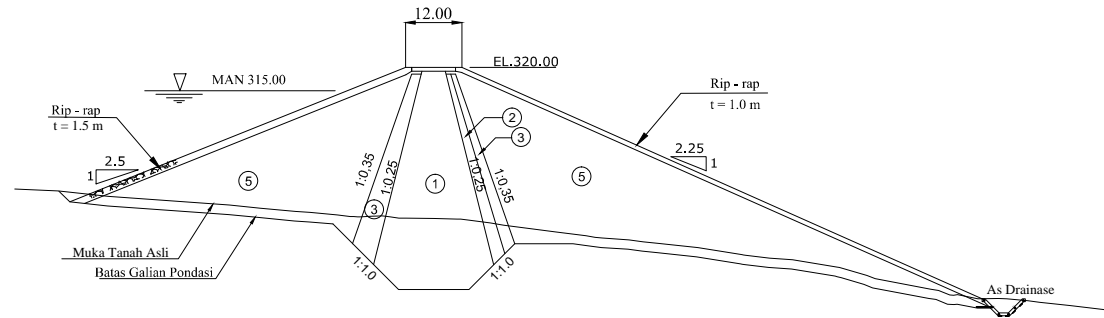
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	TAMPAK ATAS TUBUH BENDUNGAN	1 : 300		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



POTONGAN 1

POTONGAN 1	
NO	URAIAN
1	ZONA 1 (INTI)
2	ZONA 2 (FILTER)
3	ZONA 3 (TRANSISI)
4	ZONA 4 (RANDOM)
5	ZONA 5 (RANDOM BATU)
6	ZONA 6 (RIP-RAP)



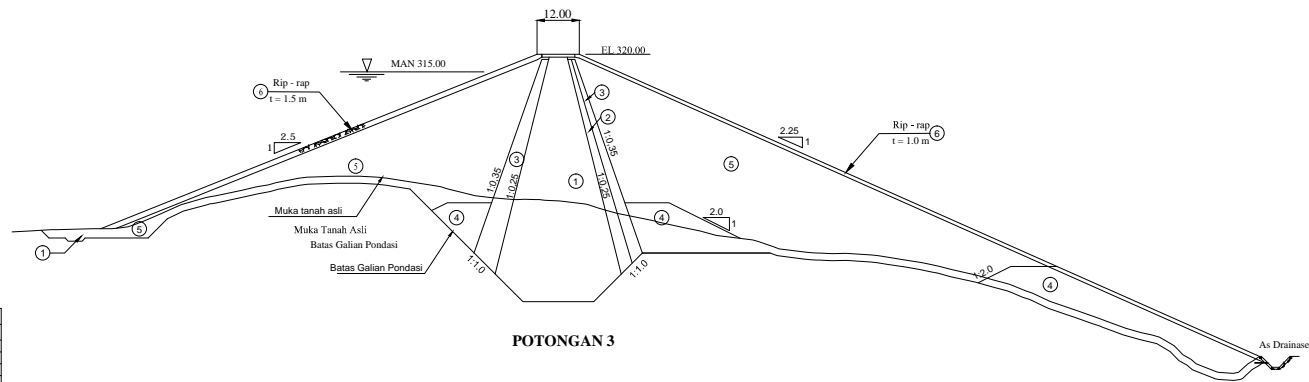
POTONGAN 2

POTONGAN 2	
NO	URAIAN
1	ZONA 1 (INTI)
2	ZONA 2 (FILTER)
3	ZONA 3 (TRANSISI)
4	ZONA 4 (RANDOM)
5	ZONA 5 (RANDOM BATU)
6	ZONA 6 (RIP-RAP)



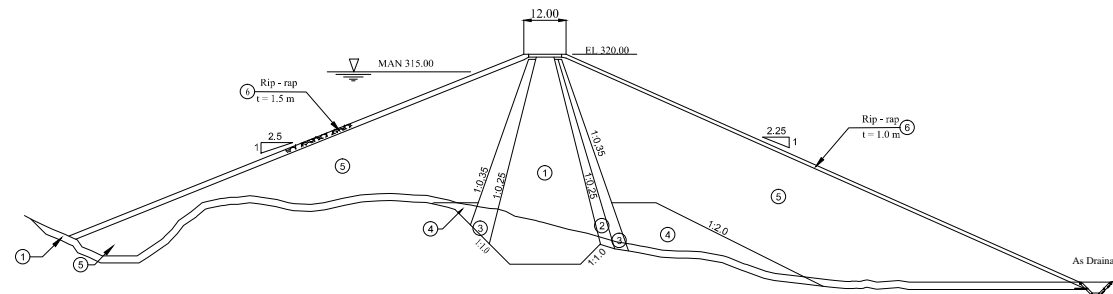
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	POTONGAN MELINTANG	1 : 300		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



POTONGAN 3

POTONGAN 3	
NO	URAIAN
1	ZONA 1 (INTI)
2	ZONA 2 (FILTER)
3	ZONA 3 (TRANSISI)
4	ZONA 4 (RANDOM)
5	ZONA 5 (RANDOM BATU)
6	ZONA 6 (RIP-RAP)



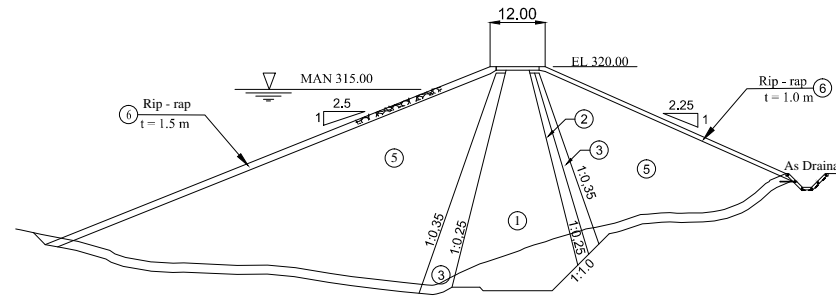
POTONGAN 4

POTONGAN 4	
NO	URAIAN
1	ZONA 1 (INTI)
2	ZONA 2 (FILTER)
3	ZONA 3 (TRANSISI)
4	ZONA 4 (RANDOM)
5	ZONA 5 (RANDOM BATU)
6	ZONA 6 (RIP-RAP)



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	POTONGAN MELINTANG	1 : 300		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



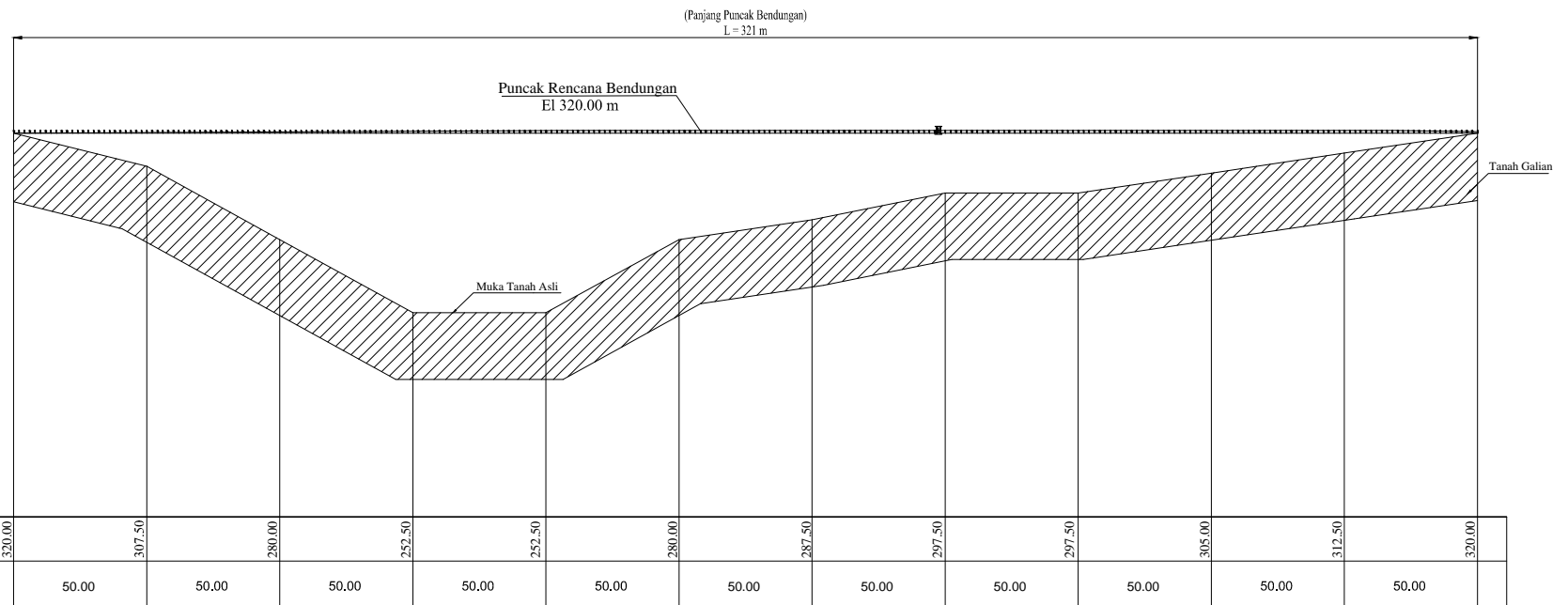
POTONGAN 5

POTONGAN 5	
NO	URAIAN
1	ZONA 1 (INTI)
2	ZONA 2 (FILTER)
3	ZONA 3 (TRANSISI)
4	ZONA 4 (RANDOM)
5	ZONA 5 (RANDOM BATU)
6	ZONA 6 (RIP-RAP)



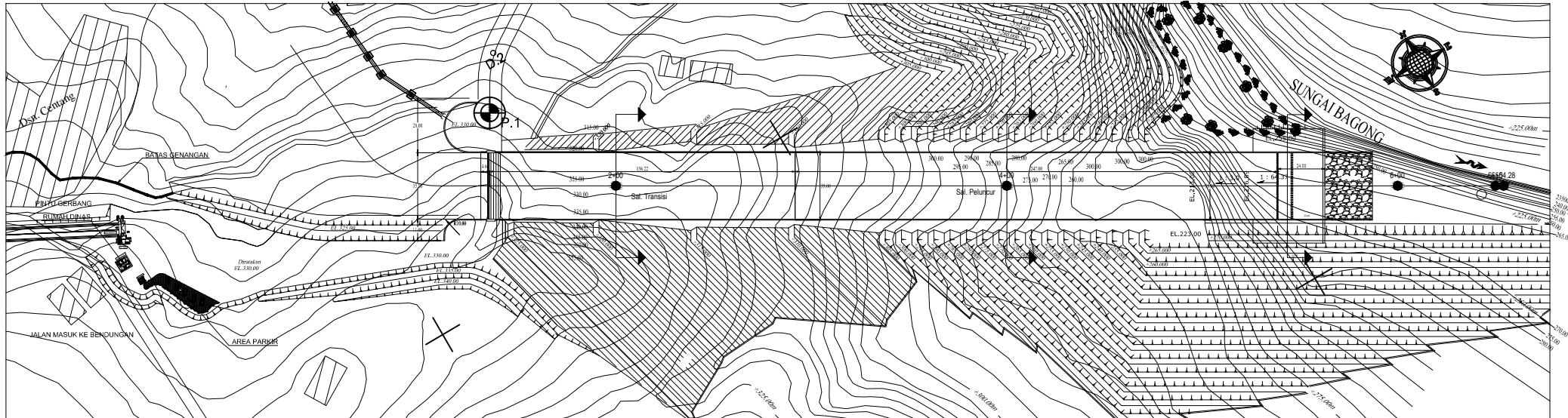
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	POTONGAN MEMANJANG	1 : 300		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	

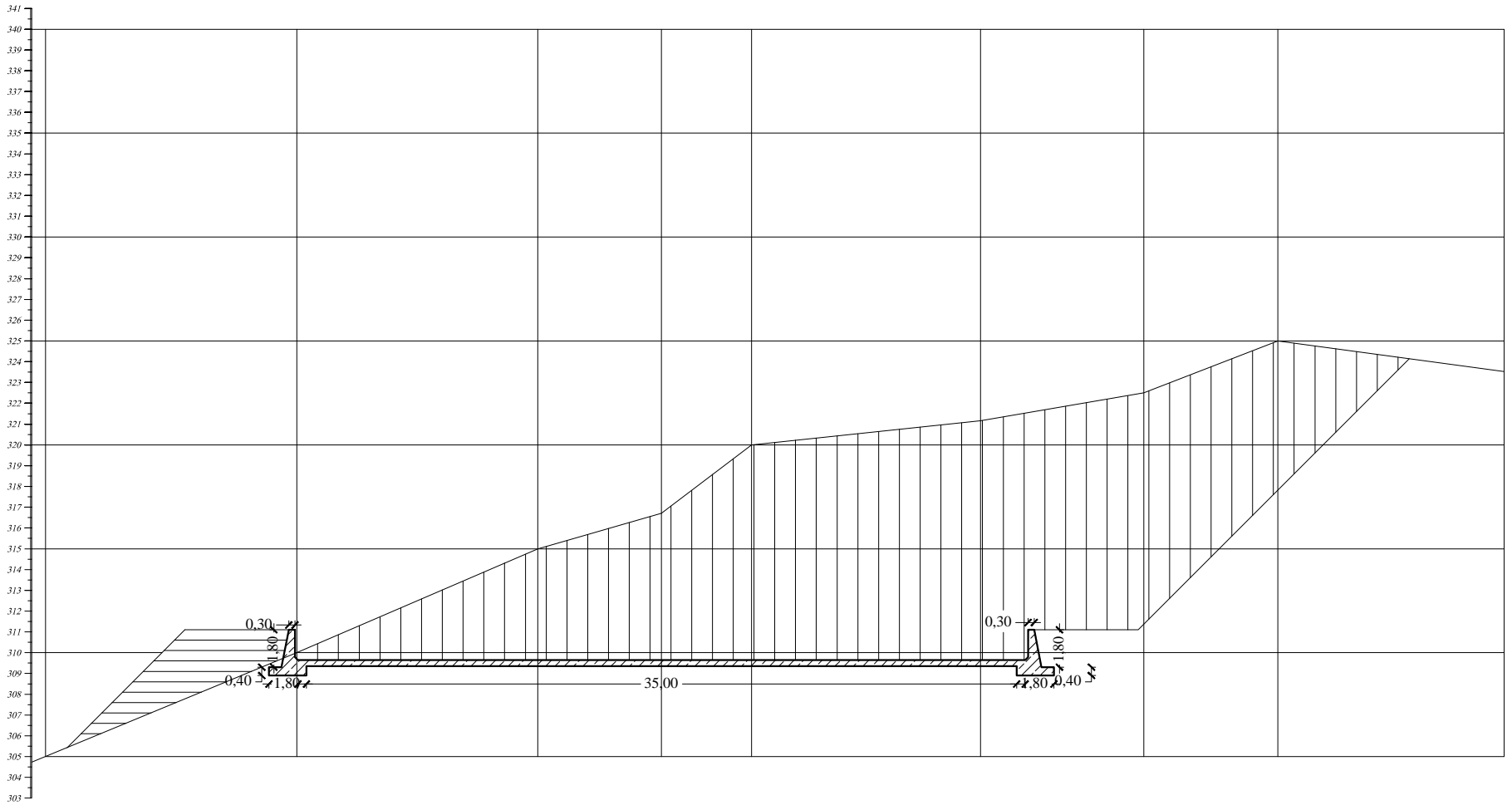


INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>POTONGAN MEMANJANG</p>	<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	<p>NAMA / NRP MAHASISWA</p> <p>Rosa Dewi Mustika 03111645000049</p>
			JMLH LEMBAR	BENDUNGAN	
				DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
	REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	DENAH SPILLWAY	1 : 200	JMLH LEMBAR	BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
					DOSEN PEMBIMBING	
					Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



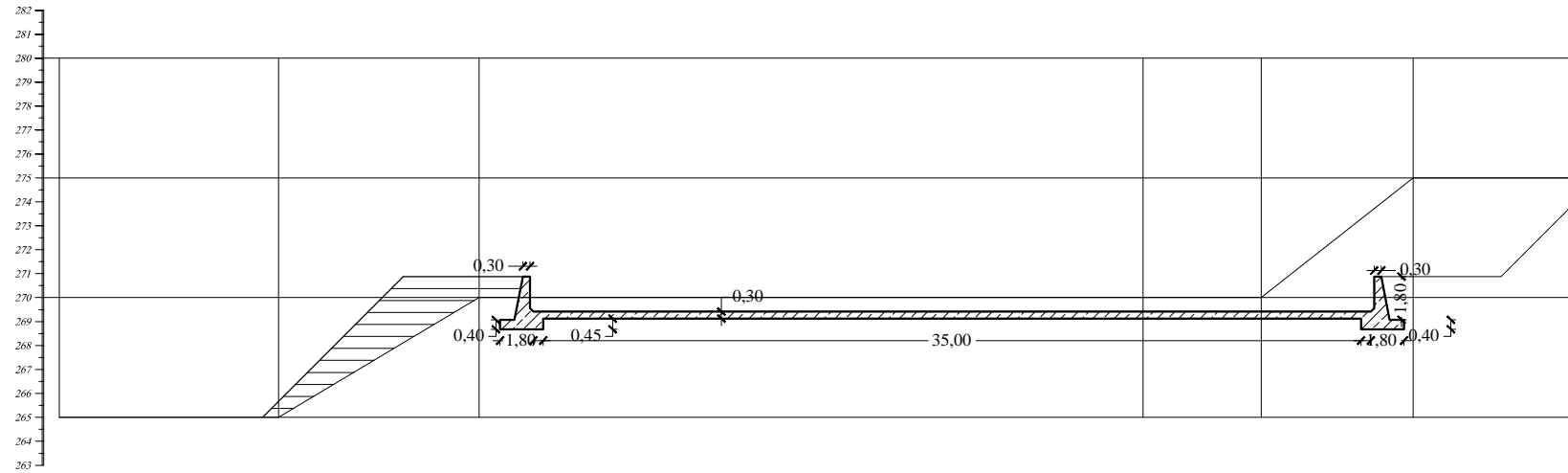
BIDANG PERSAMAAN +302.00

JARAK ANTAR (m)	12.10	11.60	10.28	11.03	7.85	6.46	10.89	
EL. TANAH ASLI (m)	305.00	310.00	315.00	320.00	325.00	330.00	335.00	340.00



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>STA 2.00</p>	<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	<p>NAMA / NRP MAHASISWA</p> <p>Rosa Dewi Mustika 03111645000049</p>
			JMLH LEMBAR	BENDUNGAN	
				DOSEN PEMBIMBING	
			Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc		



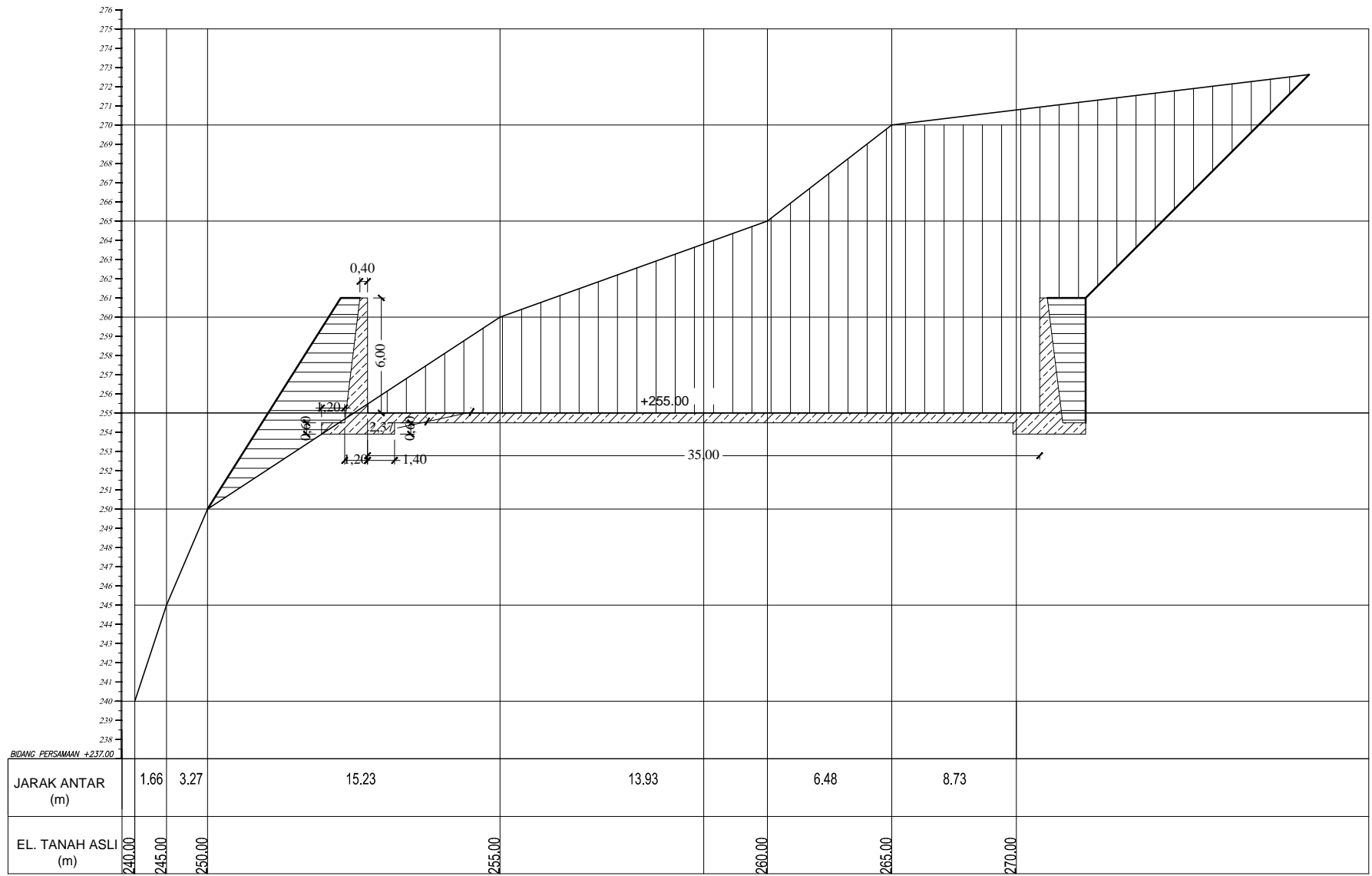
BIDANG PERSAMAAN +262.00

JARAK ANTAR (m)	9.19	8.38	27.75	4.94	6.35	6.50
EL. TANAH ASLI (m)	265.00	265.00	270.00	270.00	270.00	275.00
				270.00		280.00



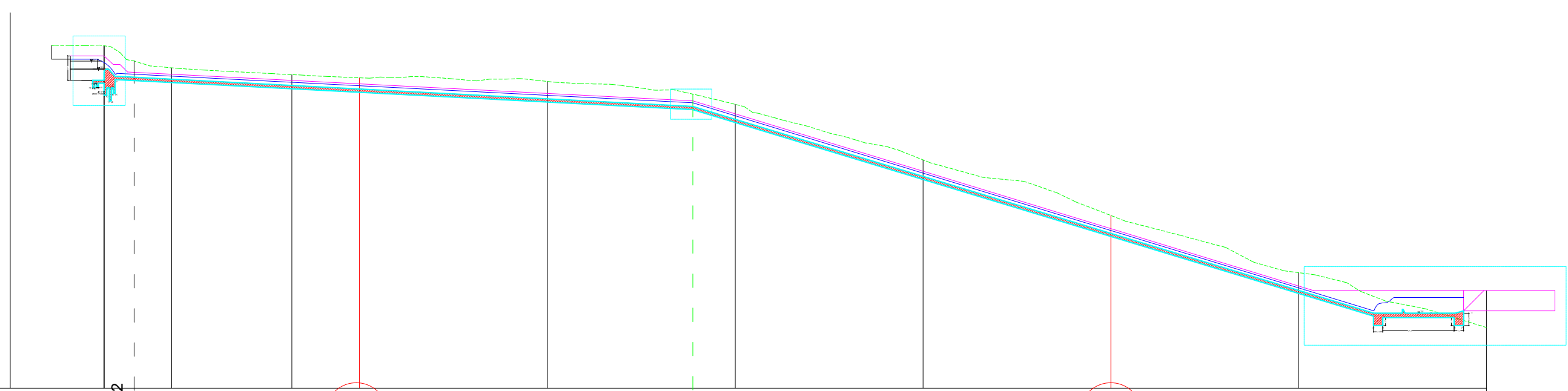
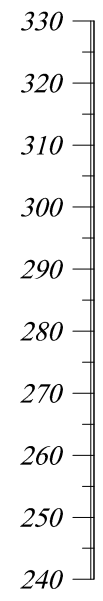
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>STA 4.00</p>	<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	<p>NAMA / NRP MAHASISWA</p> <p>Rosa Dewi Mustika 0311164500049</p>
			JMLH LEMBAR	BENDUNGAN	
				DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

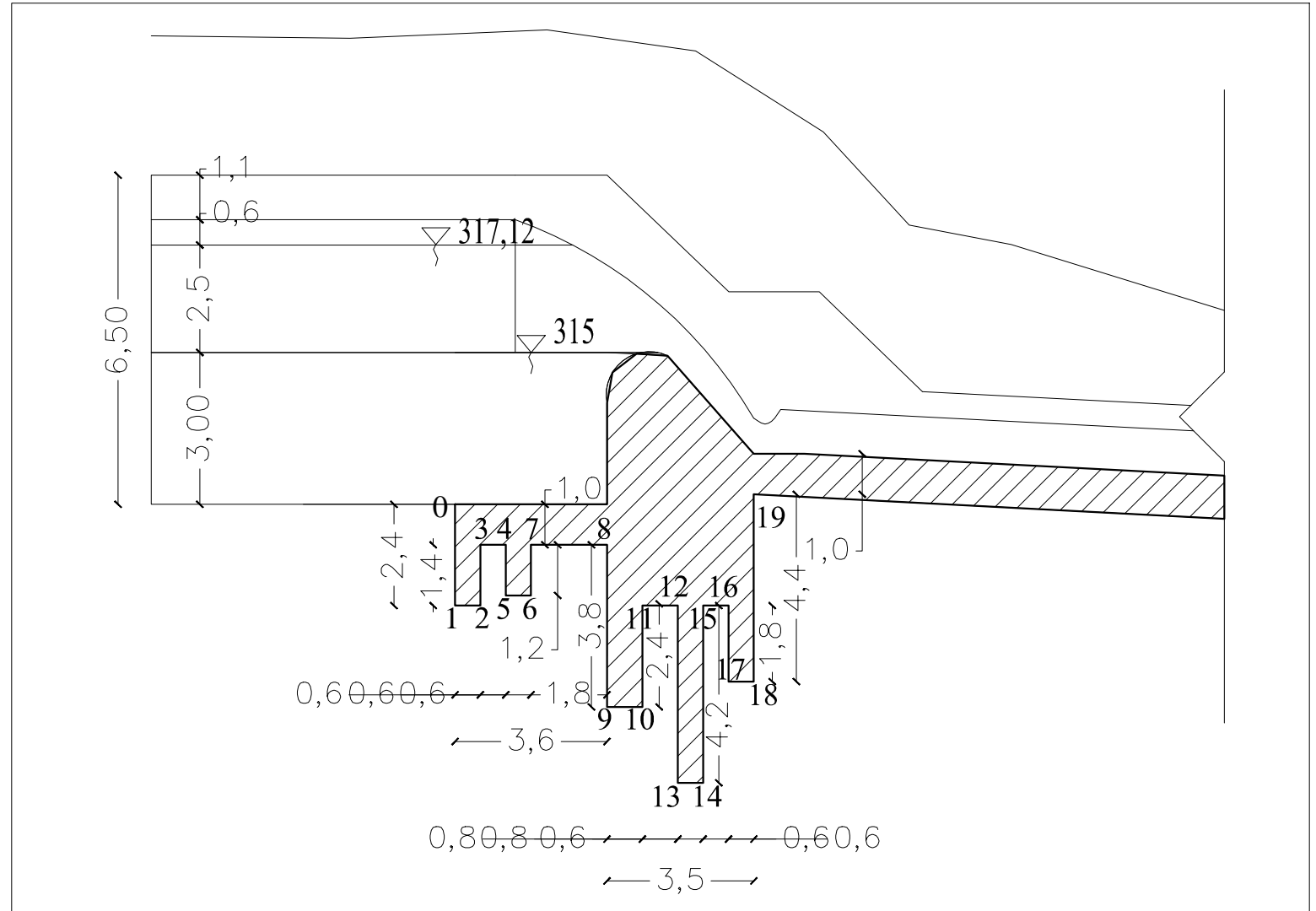
<p>JUDUL TUGAS AKHIR</p> <p>REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK</p>	<p>JUDUL GAMBAR</p> <p>DETAIL STA di KOLAM OLAK</p>	<p>SKALA</p> <p>1 : 300</p>	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	<p>NAMA / NRP MAHASISWA</p> <p>Rosa Dewi Mustika 0311164500049</p>
			JMLH LEMBAR	BENDUNGAN	
				DOSEN PEMBIMBING	
			Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc		



BIDANG PERSAMAAN +230.00

STA.	1+32	1+35.42	1+50	2+00	2+50	3+00	3+50	4+00	4+50	5+00
JARAK ANTAR										
ELEVASI TANAH ASLI	321.20	315.30		312.66	311.70	305.58	290.81	275.99	260.76	246.18
ELEVASI DASAR SAL.	323.00	320.20		318.53	316.86	311.13	284.67	258.21	231.75	213.00

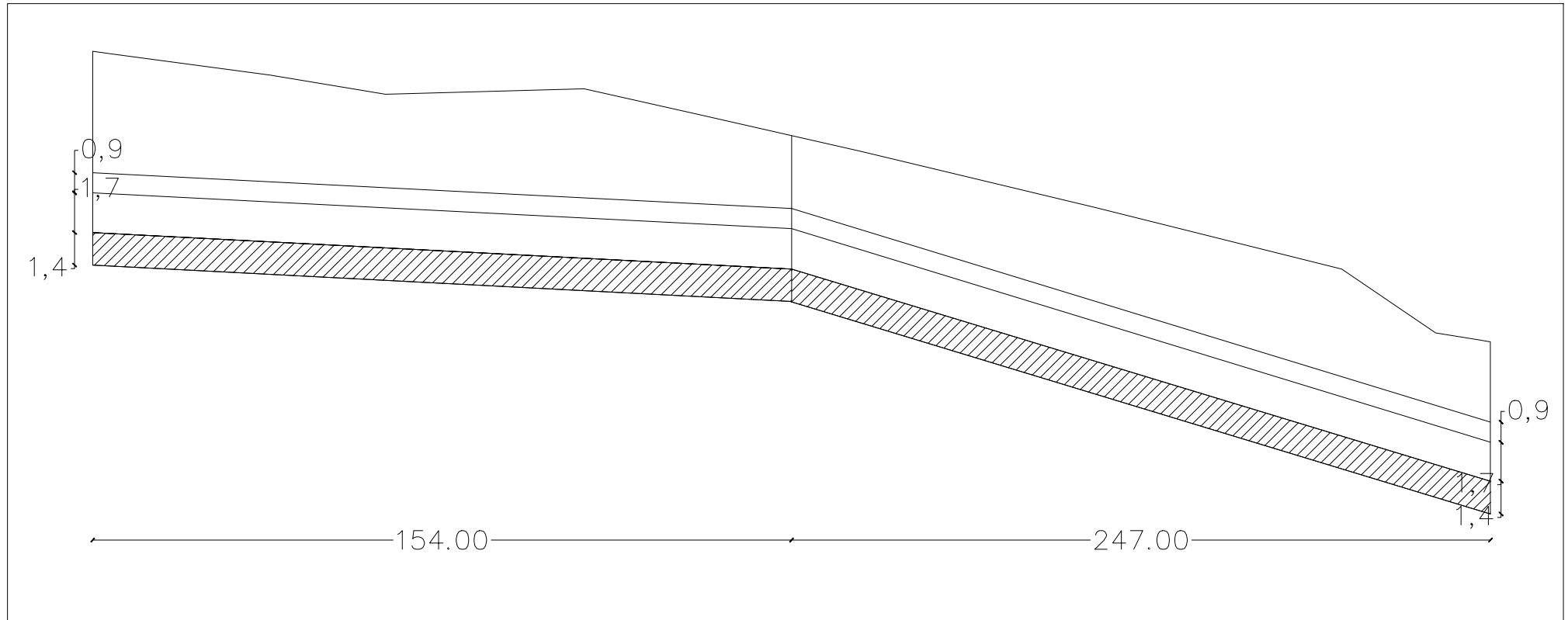
A



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	DETAIL PELIMPAH	1 : 150		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	

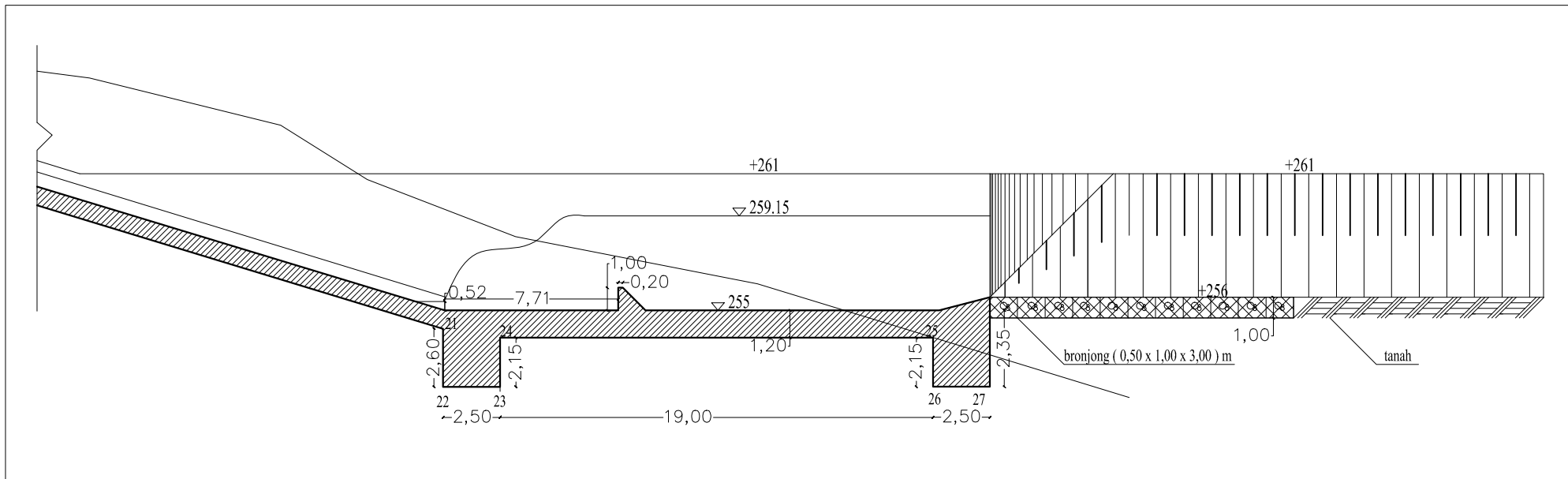
B



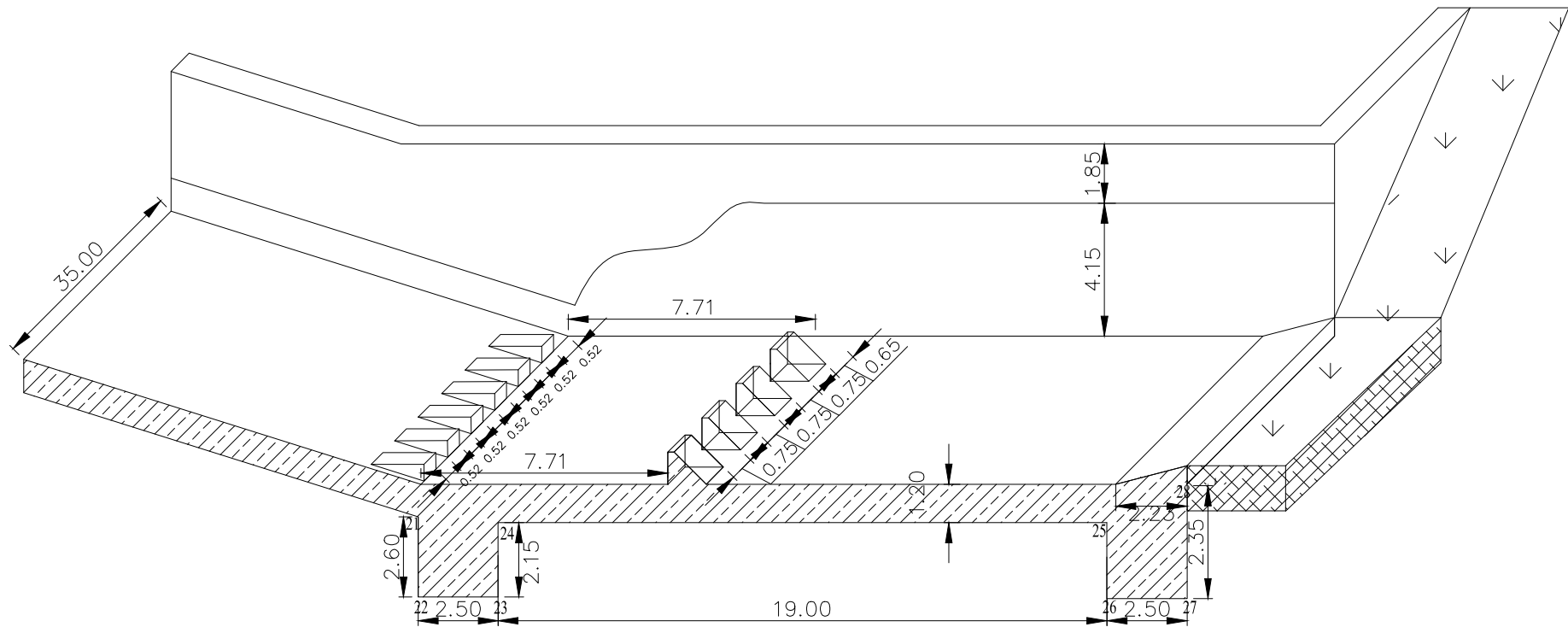
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	DETAIL B	1 : 250		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	

C

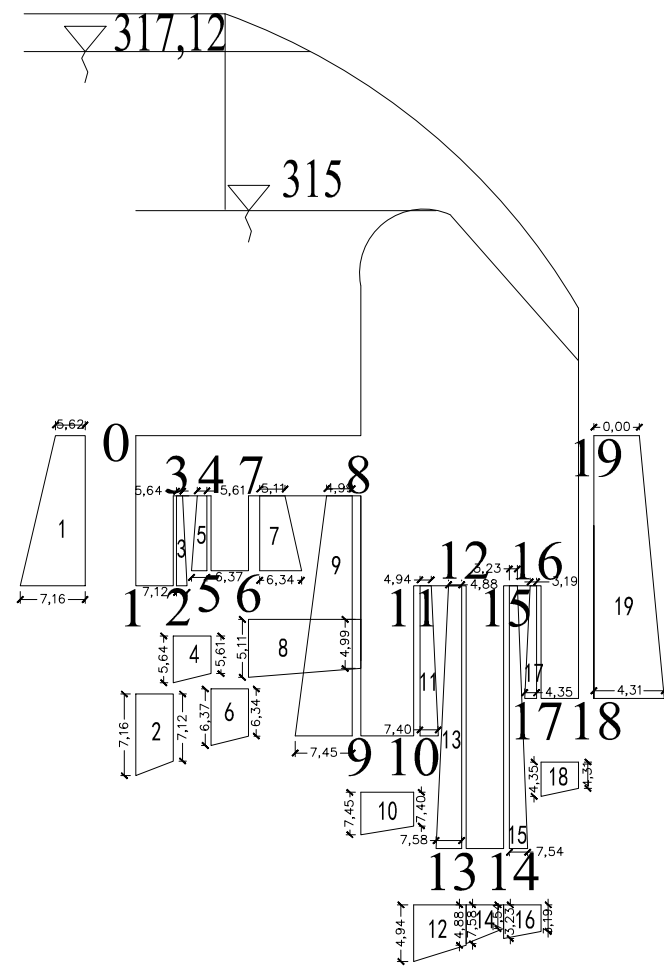
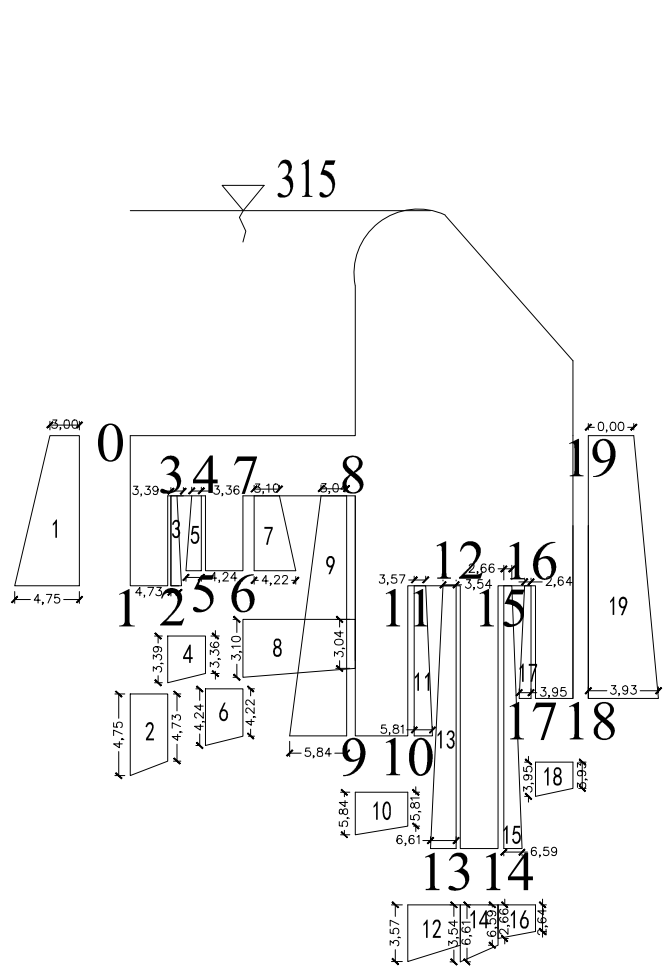


<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA	
	REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	DETAIL KOLAM OLAK	1 : 450	JMLH LEMBAR	BENDUNGAN		Rosa Dewi Mustika 0311164500049
					DOSEN PEMBIMBING		
					Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc		



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	KOLAM OLAK	1 : 200		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMAHKAMAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	FUNGSI BANGUNAN	NAMA / NRP MAHASISWA
REDESAIN BENDUNGAN BAGONG di KABUPATEN TRENGGALEK	GAYA UPLIFT MUKA AIR NORMAL MUKA AIR BANJIR	1 : 400		BENDUNGAN	Rosa Dewi Mustika 0311164500049
			JMLH LEMBAR	DOSEN PEMBIMBING	
				Dr. techn. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc	

