



TUGAS AKHIR (RC184803)

**REDESAIN SPILLWAY BENDUNGAN WAY APU
KABUPATEN BURU PROVINSI MALUKU**

NAJMI SITA NAHELA
NRP. 03111240000067

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020



TUGAS AKHIR (RC184803)

**REDESAIN SPILLWAY BENDUNGAN WAY APU
KABUPATEN BURU PROVINSI MALUKU**

NAJMI SITA NAHELA
NRP. 0311124000067

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

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020



FINAL PROJECT (RC184803)

***REDESIGN SPILLWAY OF WAY APU DAM AT BURU
REGENCY IN MALUKU***

*NAJMI SITA NAHELA
NRP. 0311124000067*

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

*DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil, Planning, and Geo-engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2020*

REDESAIN SPILLWAY BENDUNGAN WAY APU KABUPATEN BURU PROVINSI MALUKU

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

NAJMI SITA NAHELA
NRP. 0311124000067

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

1. Dr. techn. Umboro Lasmito, ST, MSc



SURABAYA
AGUSTUS, 2020

REDESAIN SPILLWAY BENDUNGAN WAY APU KABUPATEN BURU PROVINSI MALUKU

Nama : Najmi Sita Nahela
NRP : 03111240000067
Jurusan : Teknik Sipil FTSPK – ITS
Dosen Pembimbing : Dr. tech. Umboro Lasminto, ST.
M.Sc.

Abstrak

Bendungan Way Apu terletak di Kecamatan Waeapo, Kabupaten Buru, Provinsi Maluku. Kecamatan Waeapo dilalui oleh Sungai Way Apu. Kecamatan Waeapo termasuk dalam wilayah pertanian untuk Kabupaten Buru dengan penghasilan padi terbesar bagi Provinsi Maluku dikarenakan penduduknya yang sebagian besar bekerja pada sektor pertanian. Hasil produksi pertanian Kecamatan Waeapo meliputi padi, ubi-ubian, kacang-kacangan, dan lainnya. Kebutuhan air yang dibutuhkan pun harus tersedia sepanjang tahun agar tetap menjaga hasil produksi tidak berkurang. Fungsi dari bendungan tersebut adalah sebagai penyimpanan air pada saat musim penghujan dan akan memanfaatkan air pada saat dibutuhkan, baik sebagai kebutuhan air baku maupun sebagai air irigasi. Bendungan Way Apu ini dilengkapi bangunan pelimpah (*spillway*) sebagai pelimpah air saat kondisi air banjir.

Pada tugas akhir ini akan direncanakan alternative desain bangunan pelimpah (*Spillway*) yang lebih ekonomis dengan menggunakan Hidrograf ITS 2. Metode yang digunakan dalam perencanaan yaitu meliputi perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan Log Pearson Tipe III, debit rencana menggunakan hidrograf satuan sintetik ITS-2, analisa tampungan menggunakan lengkung kapasitas waduk, dan penelusuran banjir, serta analisa pelimpah dan kestabilannya.

Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh curah hujan rencana sebesar 809,959 mm, debit rencana periode ulang 1000 tahun sebesar 3820,28 m³/detik, dengan kapasitas tampungan efektif sebesar 12.030.617,40 m³. Mercu bangunan pelimpah menggunakan mercu tipe Ogee pada elevasi +122,75 dan elevasi muka air banjir pada elevasi +127,7. Lebar pelimpah direncanakan sebesar 160 m dengan tinggi pelimpah 9,5 m. Perhitungan stabilitas spillway aman terhadap gaya-gaya yang terjadi, baik dalam kondisi muka air normal maupun dalam kondisi muka air banjir.

Kata kunci: Bendungan Way Apu, *Spillway*, Bangunan Pelimpah, Hidrograf ITS 2

REDESIGN SPILLWAY OF WAY APU DAM AT BURU REGENCY IN MALUKU

Name : *Najmi Sita Nahela*
NRP : *0311124000067*
Departement : *Civil Engineering FTSPK – ITS*
Supervisor : *Dr. techn. Umboro Lasminto, ST.
M.Sc.*

Abstract

Way Apu Dam is located in Waeapo District, Buru Regency, Maluku Province. Waeapo District is traversed by the Way Apu River. Waeapo District is included in the agricultural region for Buru Regency with the largest rice income for Maluku Province due to its population which mostly works in the agricultural sector. Waeapo sub-district's agricultural production products include rice, tubers, beans and others. Required water needs must also be available throughout the year in order to keep production results not decreasing. The function of the dam is as a store of water during the rainy season and will utilize water when needed, both as raw water needs and as irrigation water. The Way Apu Dam is equipped with a spillway as an abundance of water during flood conditions.

In this final project a more economical design of the overflow structure (Spillway) will be planned using the ITS Hydrograph 2. The method used in planning includes calculating the rainfall design using the Pearson Log Type III, the design discharge calculated using the synthetic unit hydrograph ITS-2, reservoir analysis using reservoir capacity curves, and flood routing, as well as overflow and stability analysis.

From the calculations that have been carried out obtained rainfall plan for 809,959 mm, 1000 year return period discharge plan is 3820.28 m³ / second, with an effective storage capacity of 12.030.617,40 m³. Overflow structure uses Ogee type at +122.75 and flood water level at +127.7. The designed overflow width of

160 m with 9.5 m high overflow. The calculation of spillway stability is safe against forces that occur, both under normal water conditions and in flood water conditions.

Keywords : Way Apu Dam, Spillway, Overflow Structure, ITS Hydrograph 2

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kepada Allah SWT karena atas limpahan rahmat-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi syarat kelulusan di Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Dalam penyelesaiannya, penulis banyak mengalami kesulitan baik yang berasal dari internal maupun eksternal. Namun atas bantuan dan dukungan dari beberapa pihak, Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terimakasih kepada:

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memberikan dukungan sehingga menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc., selaku dosen pembimbing yang selalu sabar dalam memberikan bimbingan dan arahan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Prof. Dr.Ir. Nadjadji A, MSc, dan Bapak Mohamad Bagus Ansori, ST., MT selaku dosen konsultasi.
4. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSPK – ITS yang telah memberikan bimbingan dan ilmu-ilmu yang bermanfaat.
5. Teman-teman yang telah banyak memberikan semangat, bantuan, maupun dukungan moril yang selalu memberi motivasi selama proses penyusunan tugas akhir ini.
6. Beserta semua pihak yang tidak bisa saya sebutkan satu-persatu yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Penulis sadari bahwa Tugas Akhir yang telah dibuat ini masih jauh dari kesempurnaan, sehingga kritik dan saran sangat dibutuhkan dalam penyempurnaan Tugas Akhir ini. Penulis berharap Tugas Akhir yang telah dibuat ini dapat bermanfaat bagi semua pihak.

Akhir kata, penulis sebagai penyusun memohon maaf jika ada kesalahan dalam penulisan dan penganalisaan Tugas Akhir ini. Atas perhatian pembaca, penulis sampaikan terimakasih

Surabaya, 2020

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
<i>TITLE PAGE</i>	iii
LEMBAR PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK.....	vii
<i>ABSTRACT</i>	ix
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR ISI.....	xiii
DAFTAR GAMBAR.....	xix
DAFTAR TABEL.....	xxi
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Manfaat.....	2
1.6 Lokasi Studi.....	2

BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Analisa Hidrologi	5
2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	5
2.1.2 Analisa Distribusi Frekuensi.....	6
2.1.3 Uji Kecocokan Distribusi Hujan.....	9
2.1.4 Analisa Curah Hujan Efektif	13
2.1.5 Perhitungan Hidrograf	15
2.1.6 Lengkung Kapasitas Waduk.....	16
2.1.7 Perhitungan Flood Routing.....	18
2.2 Perencanaan Bangunan Pelimpah.....	19
2.2.1 Pemilihan Mercu Spillway.....	20
2.2.2 Saluran Pengarah Aliran	20
2.2.3 Saluran Transisi dan Saluran Peluncur	21
2.2.4 Perencanaan Kolam Olak.....	22
2.3 Stabilitas Struktur Pelimpah	26
2.3.1 Gaya – Gaya yang Bekerja	26
2.3.2 Kontrol Stabilitas	27
BAB III METODOLOGI	31

3.1 Tahap Persiapan	31
3.1.1 Studi Pustaka	31
3.1.2 Pengumpulan Data.....	31
3.2 Analisa Data dan Proses Perhitungan.....	31
3.2.1. Analisa Hidrologi	31
3.2.2. Perencanaan Bangunan Pelimpah (Spillway)	32
3.3 Kesimpulan.....	33
3.4 Diagram Alir Tahap-Tahap Pengerjaan Tugas Akhir	34
BAB IV ANALISA HIDROLOGI.....	37
4.1 Analisa Distribusi Frekuensi	37
4.1.1 Distribusi Pearson Tipe III.....	42
4.1.2 Distribusi Log Pearson Tipe III.....	43
4.2 Uji Kecocokan Distribusi Hujan	43
4.2.1 Uji Chi Kuadrat.....	43
4.2.2 Uji Smirnov – Kolmogorov.....	48
4.2.3 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi.....	54
4.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana	55
4.4 Perhitungan Curah Hujan Efektif	56

4.5 Perhitungan Unit Hydrograph.....	58
4.5.1 Hydrograph Satuan Sintetik ITS-2.....	58
4.5.2 Kesimpulan Perhitungan Hydrograph.....	68
4.6 Lengkus Kapasitas Waduk	68
4.7 <i>Flood Routing</i>	70
BAB V PERENCANAAN PELIMPAH	81
5.1 Perencanaan Pelimpah.....	81
5.1.1 Mercu Bangunan Pelimpah.....	81
5.1.2 Saluran Transisi.....	87
5.1.3 Saluran Peluncur.....	89
5.1.4 Peredam Energi.....	91
5.2 Analisa Kestabilan Pelimpah.....	94
5.2.1 Gaya-Gaya yang Bekerja.....	94
5.2.2 Kontrol Terhadap Guling.....	101
5.2.3 Kontrol Terhadap Geser.....	103
5.2.4 Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah.....	105
5.2.5 Titik Berat Bangunan Pelimpah.....	107
5.2.6 Kontrol Peredam Energi.....	108

BAB VI KESIMPULAN.....	111
6.1 Kesimpulan.....	111
DAFTAR PUSTAKA.....	113
LAMPIRAN	115
BIODATA PENULIS.....	125

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi	3
Gambar 2.1 Bagan Alir Penentuan Banjir Disain dan Kapasitas Pelimpah Bendungan	15
Gambar 2.2 Grafik Lengkung Kapasitas Waduk	17
Gambar 2.3 Ambang Berbentuk bendung Pelimpah	20
Gambar 2.4 Saluran Pengarah Aliran	21
Gambar 2.5 Saluran Transisi	21
Gambar 2.6 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I.....	23
Gambar 2.7 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II	23
Gambar 2.8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III.....	24
Gambar 2.9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV	25
Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	34
Gambar 4.1 Grafik Unit Hidrograf Satuan Sintetik ITS-2	63
Gambar 4.2 Hidrograf Satuan Sintetik ITS-2	68
Gambar 4.3 Hubungan antara Elevasi dengan Luas dan Elevasi dengan Volume	70
Gambar 4.4 Reservoir Routing dengan Q 1000 tahun	79
Gambar 5.1 Skema Aliran Air di Saluran Pengarah	82
Gambar 5.2 Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah	83
Gambar 5.3 Plot Lengkung Pelimpah	85
Gambar 5.4 Skema Aliran Pada Mercu Pelimpah	86
Gambar 5.5 Skema Bagian Transisi Saluran Pengarah Pada Bangunan Perlimpah	87
Gambar 5.6 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Transisi	88
Gambar 5.7 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur	90
Gambar 5.8 Blok Muka dan Ambang Ujung Hilir Kolam Olakan.....	92
Gambar 5.9 Pelimpah pada Muka Air Normal	95
Gambar 5.10 Pelimpah pada Muka Air Banjir	98

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1 Koordinat Bendungan Way Apu.....	3
Tabel 2.1 Sifat Khas Parameter Statistik.....	6
Tabel 2.2 Nilai K Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson...	8
Tabel 2.3 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	11
Tabel 2.4 Nilai Kritis Do untuk Uji Chi-Square	12
Tabel 2.5 Koefisien Pengaliran	13
Tabel 2.6 Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan	14
Tabel 4.1 Data Hujan Harian Tahun 2000-2017.....	37
Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik.....	38
Tabel 4.3 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma.....	40
Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Parameter Statistik.....	42
Tabel 4.5 Syarat dan Penentuan Jenis Distribusi.....	42
Tabel 4.6 Batas Distribusi Pearson Tipe III.....	45
Tabel 4.7 Uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III.....	45
Tabel 4.8 Batas Distribusi Log Pearson Tipe III.....	47
Tabel 4.9 Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.....	47
Tabel 4.10 Hasil Uji Smirnov – Kolmogorov Pearson Tipe III...	50
Tabel 4.11 Hasil Uji Smirnov – Kolmogorov Log Pearson Tipe III.....	53
Tabel 4.12 Kesimpulan Uji kecocokan	54
Tabel 4.13 Curah Hujan Rencana Log Pearson Tipe III.....	56
Tabel 4.14 Curah Hujan Efektif	57
Tabel 4.15 Curah Hujan Efektif Jam-Jam an	58
Tabel 4.16 Perhitungan Unit Hidrograf	59
Tabel 4.17 Debit Maksimum Periode Ulang 1000 Tahun	63
Tabel 4. 18 Perhitungan Volume Kumulatif	69
Tabel 4.19 Hubungan antara Elevasi, Hubungan, dan Debit	72
Tabel 4.20 Reservoir routing dengan Q rencana 1000 tahun	74
Tabel 5.1 Koordinat Penampang Pelimpah	84
Tabel 5.2 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Normal.....	96

Tabel 5.3 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal Saat Muka Air Normal	97
Tabel 5.4 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (→) Saat Muka Air Normal.....	97
Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (←) Saat Muka Air Normal.....	98
Tabel 5.6 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Banjir ..	99
Tabel 5.7 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal Saat Muka Air Banjir.....	99
Tabel 5.8 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (→) Saat Muka Air Banjir.....	100
Tabel 5.9 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (←) Saat Muka Air Banjir.....	100
Tabel 5.10 Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Beban Sendiri....	100
Tabel 5.11 Perhitungan Momen Kontrol Guling Kondisi Muka Air Normal.....	102
Tabel 5.12 Perhitungan Momen Kontrol Guling Kondisi Muka Air Banjir	103
Tabel 5.13 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Normal.....	104
Tabel 5.14 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Banjir.....	104
Tabel 5.15 Perhitungan Titik Berat Pelimpah.....	107
Tabel 5.16 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi.....	108
Tabel 5.17 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Normal.....	109
Tabel 5.18 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi Saat Muka Air Banjir.....	109
Tabel 5.19 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Banjir.....	109

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Bendungan Way Apu terletak di Kecamatan Waeapo, Kabupaten Buru, Provinsi Maluku. Kecamatan Waeapo dilalui oleh Sungai Way Apu yang melewati beberapa desa yaitu Waetina, Debowae, Grandeng, Lele, Waeneta, Wanakarta, Kaki Air, Ohilahin, Nafru. Kecamatan Waeapo memiliki jumlah desa sebanyak 31 desa, 1 Unit Pemukiman Transmigrasi (UPT) dan 56 dusun.

Kecamatan Waeapo termasuk dalam wilayah pertanian untuk Kabupaten Buru dengan penghasilan padi terbesar bagi Provinsi Maluku dikarenakan penduduknya yang sebagian besar bekerja pada sektor pertanian. Hasil produksi pertanian Kecamatan Waeapo meliputi padi, ubi-ubian, kacang-kacangan, dan lainnya. Kebutuhan air yang dibutuhkan pun harus tersedia sepanjang tahun agar tetap menjaga hasil produksi tidak berkurang. Fungsi dari bendungan tersebut adalah sebagai penyimpan air pada saat musim penghujan dan akan memanfaatkan air pada saat dibutuhkan, baik sebagai kebutuhan air baku maupun sebagai air irigasi. Bendungan Way Apu ini dilengkapi bangunan pelimpah (*spillway*) sebagai pelimpah air saat kondisi air banjir.

Pada studi sebelumnya mengenai perencanaan bendungan Way Apu ini dilakukan oleh Ahmad Dwi Cahyadi dalam tugas akhir yang berjudul “Redesain Bendungan Way Apu Kabupaten Buru Provinsi Maluku”. Namun desain yang didapatkan masih dapat dimaksimalkan, sehingga pada penyusunan tugas akhir ini akan direncanakan alternative desain bangunan pelimpah (*Spillway*) dengan Hidrograf Satuan Sintetik ITS 2 (HSS ITS-2) sehingga mendapatkan hasil yang lebih ekonomis. Perlu diketahui bahwa dalam perencanaan redesain ini hanya menggunakan satu stasiun saja, yaitu stasiun Namlea.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang, maka disusun rumusan masalah sebagai berikut:

1. Bagaimana analisa hidrologi untuk mengetahui debit rencana *Spillway* Sungai Way Apu?
2. Bagaimana desain awal dan alternative desain bangunan pelimpah untuk bendungan pada Sungai Way Apu?
3. Bagaimana stabilitas bangunan pelimpah?

1.3 Tujuan

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

1. Mendapatkan hasil analisa hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana Sungai Way Apu
2. Mandapatkan desain revisi bangunan pelimpah (*Spillway*) untuk Bendungan Way Apu
3. Mendapatkan hasil analisa stabilitas bangunan pelimpah

1.4 Batasan Masalah

Pada Tugas Akhir memiliki batasan permasalahan yang tidak akan dibahas, yaitu tidak memperhitungkan stabilitas tubuh bendungan.

1.5 Manfaat

Dengan adanya studi ini diharapkan agar instansi terkait dapat menjadikan ini bahan pertimbangan sebagai alternative dimensi *Spillway* Bendungan Way Apu.

1.6 Lokasi Studi

Pada tugas akhir ini lokasi studi terletak di Kecamatan Waeapo Kabupaten Buru. Koordinat bendungan Way Apu dapat dilihat pada tabel 1.1.

Tabel 1.1 Koordinat Bendungan Way Apu

No	Nama BM	X	Y
1	BM 01	261332.2504	9607761.3179
2	BM 02	260067.8050	9608569.5321



Gambar 1.1 Peta Lokasi
Sumber: map.google.com

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

Dalam perencanaan bendungan perlu dilakukan analisa mengenai hidrologi, yang akan digunakan untuk memperkirakan ketersediaan air yang akan dimanfaatkan. Hasil dari analisa hidrologi berupa data-data hidrologi, dan akan digunakan untuk menentukan debit banjir rencana dan debit andalan. Dalam pengerjaan tugas akhir ini analisa hidrologi meliputi:

2.1.1 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi.

Dalam statistic dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata-rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien kemencengan (*skewness*), dan koefisien kurtosis.

1. Nilai rata-rata (Mean)

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.1)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.2)$$

3. Koefisien variasi (Coefficient of variation)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.3)$$

4. Koefisien kemencengan (Coefficient of Skewness)

$$Cs = \frac{\sum(X-\bar{X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \cdot s^3} \dots\dots\dots (2.4)$$

5. Koefisien kurtosis (Coefficient of Kurtosis)

$$Ck = \frac{\sum(X-\bar{X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots (2.5)$$

Dimana :

X : data dari sampel

\bar{X} : nilai rata-rata hitung

n : jumlah pengamatan

Sifat-sifat khas parameter statistic dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada table 2.1 sebagai berikut:

Tabel 2.1 Sifat Khas Parameter Statistik

No	Jenis Distribusi	Syarat
1	Distribusi Normal	$Ck \approx 3$
		$Cs \approx 0$
2	Distribusi Log - Normal	$Cv \approx 0.06$
		$Cs \approx 3Cv + Cv^2$
3	Distribusi Gumbel	$Cs \approx 1.1396$
		$Ck \approx 5.4002$
4	Distribusi Log – Pearson III	$Cs \neq 0$
		$Cv \approx 0.05$

Sumber: Triatmodjo, 2010

2.1.2 Analisa Distribusi Frekuensi

Perhitungan curah hujan rencana digunakan untuk menafsirkan besarnya hujan yang biasanya dengan periode ulang tertentu. Berdasarkan curah hujan rencana ini dapat dicari intensitas hujan yang digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Untuk menafsirkan curah hujan rencana dilakukan dengan analisa frekuensi data hujan. Ada beberapa metode analisa frekuensi yang biasanya digunakan dalam perhitungan hidrologi.

1. Distribusi Log Pearson Tipe III

Bentuk distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Tipe III dengan mengganti variat menjadi nilai logaritmik. Maka bentuk persamaan merupakan persamaan persamaan garis lurus sebagai berikut (Nugroho Hadisusanto, 2010):

$$X_{tr} = \bar{X} + k \cdot S \dots\dots\dots (2.6)$$

Dimana:

X_{tr} : Nilai Logaritma X

\bar{X} : Nilai rata-rata X

S : *Standart deviasi* X

K : Karakteristik distribusi log-Pearson tipe III, yang nilainya tergantung dari Nilai Koefisien skewnessnya seperti pada tabel 2.4

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III menggunakan prosedur sebagai berikut:

- 1) Tentukan logaritma dari semua nilai X.
- 2) Hitung nilai rata-ratanya:

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log X}{n} \dots\dots\dots (2.7)$$

- 3) Hitung nilai deviasi standarnya dari log X:

$$S\overline{\log X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \overline{\log X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.8)$$

- 4) Hitung nilai koefisien kemencengan (Cs):

$$Cs = \frac{n \sum (\log X - \overline{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S\overline{\log X})^3} \dots\dots\dots (2.9)$$

Sehingga persamaan di atas dapat ditulis:

$$\overline{\log X} = \overline{\log X} + K \cdot S\overline{\log X} \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana:

$\overline{\log X}$: Logaritma curah hujan rencana untuk periode ulang tertentu

$\overline{\log X}$: Harga rata-rata logaritmik curah hujan data

Slog X : Standar deviasi

K : Faktor Distribusi Pearson Tipe III

- 5) Tentukan anti log dari log X, untuk mendapatkan nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai Cs nya. Nilai Cs dapat dilihat pada tabel 2.2

Tabel 2.2 Nilai K Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson

Koef. G	Periode Ulang (Tahun)							
	1,0101	1,25	2	5	10	25	50	100
	Presentase Peluang Terlampaui							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	2,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,051	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-3,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-3,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-3,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-7,051	-0,420	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667

Sumber : Soewarno, 1984

2. Distribusi Pearson Tipe III

Data-data curah hujan (R) digunakan mulai dari harga terbesar hingga terkecil, dan hitung:

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

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.11)$$

- 2) Deviasi standar (*Standart Deviation*)

$$S = \sqrt{\frac{\sum(X-\bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.12)$$

- 3) Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*)

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.13)$$

- 4) Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum(X-x)^3.n}{(n-1)(n-2).s^3} \dots\dots\dots (2.14)$$

- 5) Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*)

$$k = \frac{\sum(X-x)^4.n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots (2.15)$$

Perhitungan Metode Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan:

$$X_{tr} = \bar{X} + k \cdot S \dots\dots\dots (2.16)$$

Dimana:

X_t : Curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{X} : Curah hujan maksimum rata-rata

S : Standar deviasi

K : Faktor dari sifat distribusi Pearson tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian. (Tabel 2.1 nilai k Pearson Tipe III)

2.1.3 Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dengan sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan beberapa pengujian parameter, yaitu Uji Smirnov – Kolmogorov dan Uji Chi Square (Uji Chi – Kuadrat)

1. Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji Smirnov – Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametric karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya sebagai berikut:

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut.
- 2) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusi)
- 3) Dari kedua peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maximum } [P(X_m) - P'(X_m)] \dots\dots\dots (2.17)$$

Dimana:

- D : Perbedaan peluang maksimum
 P(X_m) : Nilai peluang data pengamatan
 P'(X_m) : Nilai peluang teoritis

- 4) Berdasarkan table nilai kritis (*Smirnov-Kolmogorov test*) tentukan harga D₀ (lihat table 2.5).
 Apabila D lebih kecil dari D₀ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D₀ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.3 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	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
>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

Sumber : Soewarno, 1995

2. Uji Chi – Kuadrat (*Chi Square*)

Metode Uji Chi – Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis, yakni menguji kebenaran distribusi yang digunakan pada perhitungan frekwensi analisis.

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

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.18)$$

Dimana :

X_h^2 : Parameter uji chie kuadrat

G : Jumlah sub kelompok (minimal 4 data pengamatan)

O_i : Jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_i : Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Nilai x^2 hasil perhitungan nilainya harus lebih kecil dari harga X^2_{cr} (chi kuadrat krisis) pada table 2.6, untuk derajat

nyata tertentu (*level of significance*), yang sering diambil 5%. Adapun derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan:

$$Dk = K - (P+1) \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana:

Dk : Derajat kebebasan

K : Banyaknya kelas

P: Banyaknya keterkaitan atau banyaknya parameter sebaran untuk chi Kuadrat ditetapkan nilainya = 2

Tabel 2.4 Nilai Kritis Do untuk Uji Chi-Square

dk	a. derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.00004	0.00016	0.00098	0.00039	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.533	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)

2.1.4 Analisa Curah Hujan Efektif

Hujan efektif adalah besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*) yang terdiri dari limpasan permukaan (*subdirect run-off*) dan limpasan bawah (*subsurvace run-off*)

$$R_{eff} = CxRt \dots\dots\dots (2.20)$$

Dimana:

Rt :Curah hujan Rencana (mm)

C : koefisien pengaliran

Reff : Hujan Efektif (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada Tabel 2.5 yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (*Suryono Sosrodarsono, 2006*) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 2.5 Koefisien pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 – 0.90
Pegunungan tersier	0.70 – 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	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 berada di dataran rendah	0.50 – 0.75

Sumber : (*Suyono Sosrodarsono, 2006*)

Banjir rencana dibedakan menjadi dua, yaitu: yang pertama banjir rencana dengan periode ulang tertentu missal banjir dengna periode ulang 25, 100, dan 1000 tahun yang umum dikenal sebagai Q_{25} , Q_{100} , dan Q_{1000} . Yang kedua adalah Banjir Maksimum Boleh

(BMB) atau dikenal sebagai “Probable Maximum Flood” (PMF).

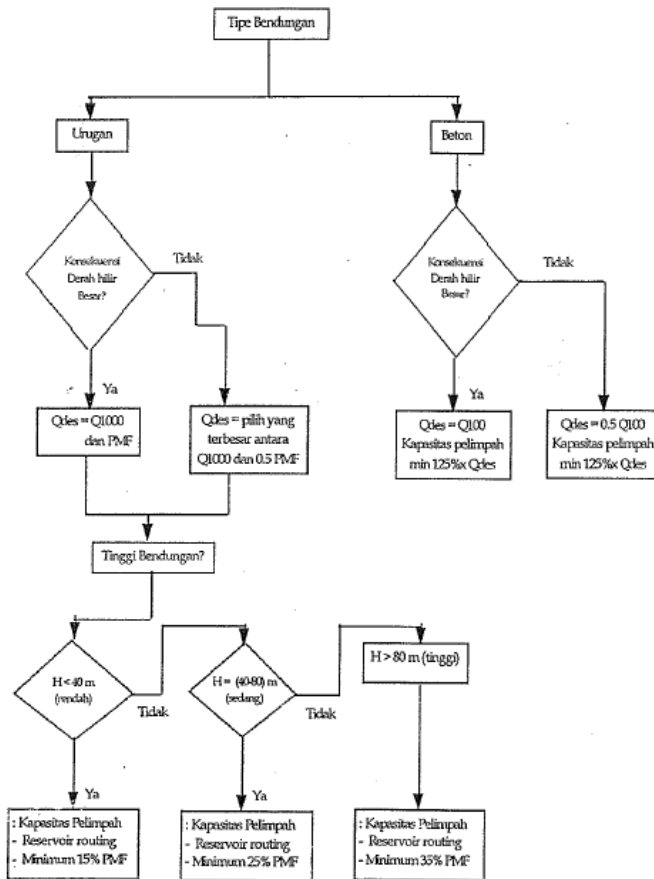
Pada table 2.6 disajikan patokan banjir desain dan kapasitas pelimpah yang dikutip dari SNI 03-3432-1994, dan pada gambar 2.1 diperlihatkan bagan alir penentuan banjir desain dan kapasitas pelimpah bendungan.

Banjir rencana dengan periode ulang tertentu dapat dihitung dari data debit banjir atau data hujan. Apabila data debit banjir tersedia cukup panjang (>20 tahun), debit banjir dapat langsung dihitung dengan metode analisis probabilitas Gumbel, Log Pearson atau Log Normal. Sedang apabila data yang tersedia hanya berupa data hujan dan karakteristik DPS, metode yang disarankan untuk digunakan adalah metode hidrograf satuan/unit hidrograf. Khusus untuk perhitungan BMB, metoda perhitungan yang paling sesuai adalah hidrograf satuan. Metode rasional hanya digunakan untuk banjir desain bangunan pengelak, dan tidak disarankan untuk digunakan pada perhitungan banjir desain bendungan, kecuali hanya sebagai pembanding.

Tabel 2.6 Patokan Banjir Desain dan Kapasitas Pelimpah untuk Bendungan

Jenis dan kelas Bendungan	Konsekuensi Besar		Konsekuensi Kecil	
	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah	Banjir Desain	Kapasitas pelimpah
1. Bendungan Urugan (1) < 40 m (rendah)	Q_{1000} * dan BMB** masing-masing dengan tinggi jagaan sesuai standar yang berlaku	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak BMB	pilih yang besar antara Q_{1000} dan 0,5 BMB	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak banjir desain
(2) 40-80 m (sedang)	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 15% debit puncak BMB	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 25% debit puncak banjir desain
(3) > 80 m (tinggi)	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 35% debit puncak BMB	sda	1) ditentukan dengan penelusuran banjir 2) minimal 35% debit puncak banjir desain
II Bendungan Beton	Q_{100} ***	minimal 125% Q_{100}	0,5 Q_{100}	minimal 125 % x 0,5 Q_{100}

Sumber : (Panduan Perencanaan Bendungan Urugan, 1999)



Gambar 2.1 Bagan Alir Penentuan Banjir Disain dan Kapasitas Pelimpah Bendungan Sesuai SNI 03 – 3432 - 1994

2.1.5 Perhitungan Hidrograf

Memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu yang disebut sebagai debit banjir rencana. Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum periode ulang tertentu, hal ini dilakukan dikarenakan besarnya aliran

dalam sungai ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

1. Metode HSS ITS-2

Bentuk persamaan akhir dari ketiga parameter utama HSS ITS-2 meliputi T_p , T_b , dan Q_p adalah seperti persamaan 2.1-2.3 berikut. Dimana untuk persamaan T_p dan T_b dikalikan dengan suatu koefisien yang akan digunakan untuk mengkalibrasi model. Apabila kalibrasi tidak dapat dilakukan akibat data pengamatan tidak tersedia, maka koefisien tersebut dapat ditetapkan = 1.

$$T_p = C1(0.102L - 0.162D - 0.524 Rl + 1.24) .. (2.21)$$

$$T_b = C2(0.136A - 43.0 S + 11.5) (2.22)$$

$$Q_p = \frac{R0}{3.6 T_p} x \frac{A}{A_{hss}} (2.23)$$

$$q(t) = \left\{ \left(\frac{T}{T_p} \right) \exp \left(1 - \frac{T}{T_p} \right) \right\}^{C3} (2.24)$$

Dimana:

- Q_p : debit (m^3/dt)
- A : luas Daerah Aliran Sungai (km^2)
- T_p : waktu puncak (jam)
- T_b : waktu dasar (jam)
- $C1$: koefisien waktu puncak
- $C2$: koefisien waktu dasar
- $C3$: koefisien yang bersesuaian dengan factor bentuk hidrograf
- L : panjang sungai utama
- D : kerapatan jaringan drainase
- S : kemiringan sungai utama

2.1.6 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk diperlukan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada. Lengkung kapasitas waduk merupakan grafik yang

menghubungkan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Berhubung fungsi utama waduk adalah untuk menyediakan tampungan, maka ciri fisik utama yang terpenting adalah kapasitas tampungan.

Secara sistematis volume tampungan waduk dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$L_i = (h_{(i+1)} - h_i) \times 0,5 \times (F_i + F_{(i+1)}) \dots\dots\dots (2.25)$$

$$L_t = \sum_{i=1}^n L_i \dots\dots\dots (2.26)$$

Dimana:

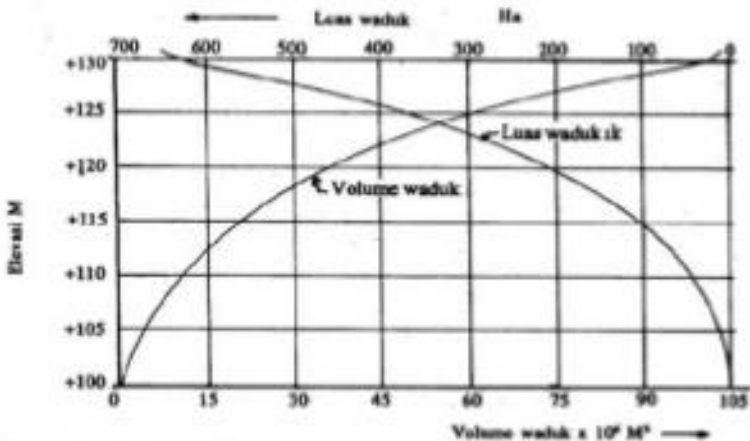
L_i : Volume pada setiap elevasi ketinggian mulai h_1 sampai $h_{(i+1)}$ (m^3)

F_i : Luas genangan pada elevasi tinggi h_1 (m^2)

$F_{(i+1)}$: Luas genangan pada elevasi tinggi $h_{(i+1)}$ (m^2)

L_t : Volume total (m^3)

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, maka gambarkan pada grafik hubungan antara elevasi, luas, dan volume seperti pada Gambar 2.2



Gambar 2.2 Grafik Lengkung Kapasitas Waduk
(Sumber: Soedibyo.1993)

2.1.7 Perhitungan Flood Routing

Perhitungan banjir adalah merupakan peramalan hidrograf di suatu titik pada suatu aliran. Hidrograf banjir dapat ditelusuri lewat palung sungai atau lewat waduk. Tujuan penelusuran banjir pada waduk ini adalah untuk mengetahui kondisi elevasi permukaan air dalam waduk dan hidrograf banjir yang mengalir ke sungai melalui pelimpah yang merupakan *outflow* dari waduk pada saat mengalir debit banjir rencana.

Persamaan kontinuitas yang umum dipakai dalam penelusuran banjir adalah sebagai berikut:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \dots\dots\dots (2.27)$$

Dimana :

- I : inflow waduk (m³/detik)
- Q : outflow waduk (m³/detik)
- S : besarnya tampungan (storage) waduk (m³)
- dt : periode penelusuran (detik, jam, atau hari)

Jika periode penelusurannya dapat diubah dari *dt* menjadi Δt , maka:

$$I = \frac{I_1 + I_2}{2} \dots\dots\dots (2.28)$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} \dots\dots\dots (2.29)$$

$$dS = S_2 - S_1 \dots\dots\dots (2.30)$$

Dimana:

- I_1 : Inflow pada permulaan t (m³)
- I_2 : Inflow pada akhir t (m³)
- Q_1 : Outflow pada permulaan t (m³/dt)
- Q_2 : Outflow pada akhir t (m³/dt)
- S_2 : Storage pada akhir t (m³)
- S_1 : Storage pada permulaan t (m³)

sehingga persamaan kontinuitas dapat diubah menjadi

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{S_1 + S_2}{\Delta t} \dots\dots\dots (2.31)$$

Di mana indeks-indeks 1 merupakan keadaan pada saat

permulaan periode n penelusuran, dan indeks-indeks 2 merupakan keadaan pada akhir periode penelusuran.

Dalam persamaan di atas I_1 dan I_2 dapat diketahui dari hidrograf debit masuk yang diukur besarnya Q_1 dan S_1 diketahui dari periode sebelumnya Q_2 dan S_2 tidak diketahui. Ini berarti diperlukan persamaan kedua. Pada penelusuran banjir lewat waduk, persamaan tersebut lebih sederhana, yaitu $Q_2 = f(S_2)$.

Persamaan kontinuitas juga dapat ditulis sedemikian rupa, sehingga faktor-faktor yang diketahui ditempatkan di ruas kiri seperti berikut ini:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + \left(S_1 - \frac{Q_1}{2} \Delta t \right) = \left(S_2 - \frac{Q_2}{2} \Delta t \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

Atau

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t + \left(\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} \right) = \left(\frac{S_2}{\Delta t} - \frac{Q_2}{2} \right) \dots\dots\dots (2.33)$$

Jika $\frac{S_1}{\Delta t} - \frac{Q_1}{2} = \varphi_1$ dan $\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{Q_2}{2} = \varphi_2$

Maka ditulis menjadi berikut:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \varphi_1 = \varphi_2 \dots\dots\dots (2.34)$$

I_1 dan I_2 diketahui dari hydrograph debit masuk ke waduk jika periode penelusuran (*routing period*) Δt telah ditentukan.

S_1 merupakan tampungan waduk pada permulaan periode penelusuran yang diukur dari datum fasilitas pengeluaran (puncak bangunan pelimpah atau *spillway*, atau sumbu terowongan outlet).

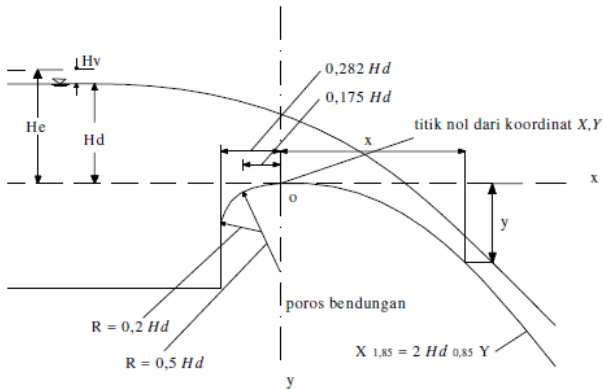
2.2 Perencanaan Bangunan Pelimpah

Bangunan pelimpah (*Spillway*) adalah bangunan beserta instalasinya untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam bendungan agar tidak membahayakan keamanan bendungan. Apabila terjadi kecepatan aliran air yang besar akan terjadi olakan (*turbulensi*) yang dapat mengganggu jalannya air, sehingga menyebabkan berkurangnya aliran air yang masuk ke bangunan pelimpah. Ukuran bangunan pelimpah harus dihitung dengan sebaik-baiknya, karena jika terlalu kecil ada resiko tidak mampu melimpahkan debit banjir yang terjadi dan sebaliknya apabila ukurannya terlalu besar, bangunan akan memakan biaya yang besar

dan mempengaruhi nilai dari proyek secara keseluruhan.

2.2.1 Pemilihan Mercu Spillway

Metode yang dipakai untuk menentukan bentuk penampang sebelah hilir dari titik tertinggi mercu pelimpah adalah lengkung Harold yang dinyatakan dengan persamaan:



Gambar 2.3 Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah
(Sumber: Soedibyo, 2003)

$$X^{1,852} = 2 \cdot Hd^{0,85} \cdot Y \dots\dots\dots (2.35)$$

Dimana:

Hd : Tinggi energy rencana (m)

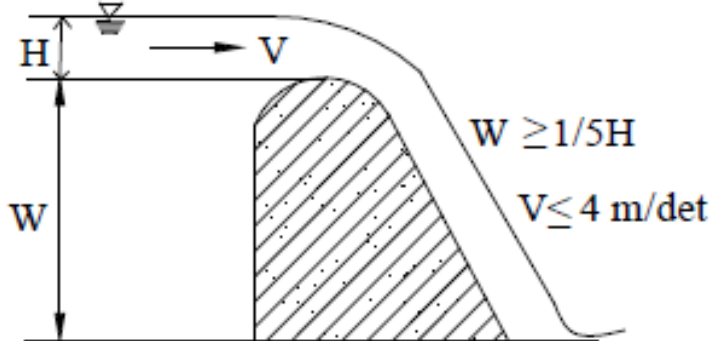
X : Jarak horizontal dari titik tertinggi mercu ke titik di permukaan hilir mercu (m)

Y : jarak vertical dari titik tertinggi mercu ke titik permukaan mercu sebelah hilir (m)

2.2.2 Saluran Pengarah Aliran

Bagian ini berfungsi sebagai penuntun dan pengarah aliran agar aliran tersebut senantiasa dalam kondisi hidrolis yang baik. Pada saluran pengarah aliran ini, kecepatan masuknya aliran air supaya tidak melebihi 4m/dt dan lebar saluran makin mengecil ke arah hilir. Apabila kecepatan tersebut melebihi 4 m/dt, maka aliran akan

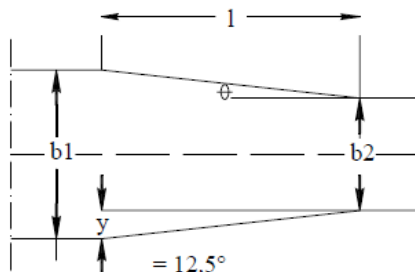
besifat helisoidal dan kapasitas pengalirannya akan menurun. Disamping itu aliran helisoidal tersebut akan meningkatkan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah. Kedalaman dasar saluran pengarah aliran biasanya diambil lebih besar dari $1/5 \times$ tinggi rencana limpasan di atas mercu ambang pelimpah.



Gambar 2.4 Saluran Pengarah Aliran
(Sumber: Sosrodarsono & Takeda, 1977)

2.2.3 Saluran Transisi dan Saluran Peluncur

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^{\circ} 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur.



Gambar 2.5 Saluran Transisi
(Sumber: Sosrodarsono & Takeda, 1977)

Untuk memperoleh profil muka air pada saluran tersebut maka akan ditinjau debit-debit tertentu yaitu debit banjir rencana Q_{1000} dan Q_{pml} sebagai kontrol.

Penentuan bentuk penampang memanjang dapat dilakukan dengan rumus *Bernoulli*, sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots \dots (2.36)$$

Dengan:

z_1, z_2 = elevasi dasar saluran pias 1 & 2 pada suatu bidang vertical (m)

h_1 = kedalaman aliran pada pias 1 (m)

h_2 = kedalaman aliran pada pias 2 (m)

v_1 = kecepatan aliran pada pias 1 (m)

v_2 = kecepatan aliran pada pias 2 (m)

Untuk memecahkan bilangan tersebut, maka diterapkan metode Tahapan Standar dengan menghitung:

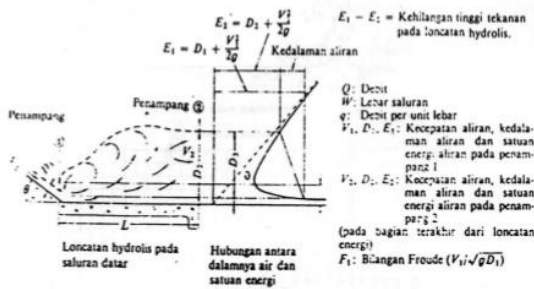
Bilangan Froude:

$$Fg = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \dots \dots \dots (2.37)$$

2.2.4 Perencanaan Kolam Olak

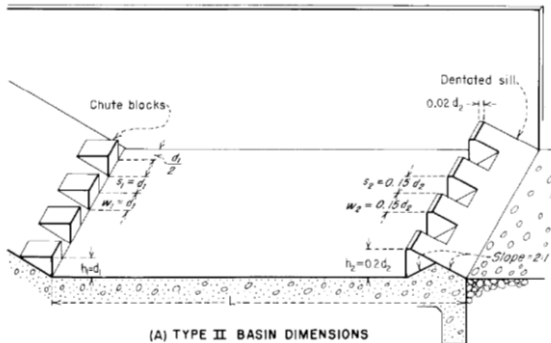
Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis. Hal ini agar aliran tidak membahayakan kestabilan air sungai. Maka di ujung hilir saluran peluncur biasanya dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi.

Kolam olakan datar memiliki empat tipe, yaitu: kolam olakan datar tipe I, tipe II, tipe III, dan tipe IV. Pada kolam olakan datar tipe I ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relative kecil dengan kapasitas peredaman energi kecil.



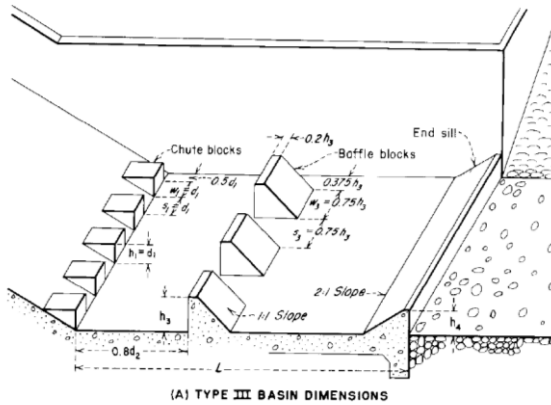
Gambar 2.6 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I
(Sumber : Sosrodarsono.2002)

Pada kolam olakan datar tipe II ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatik tinggi dan debit besar ($q > 45 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$, tekanan hidrostatik > 60 meter dan bilangan *Froude* $> 4,5$). Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan cakupan yang luas.



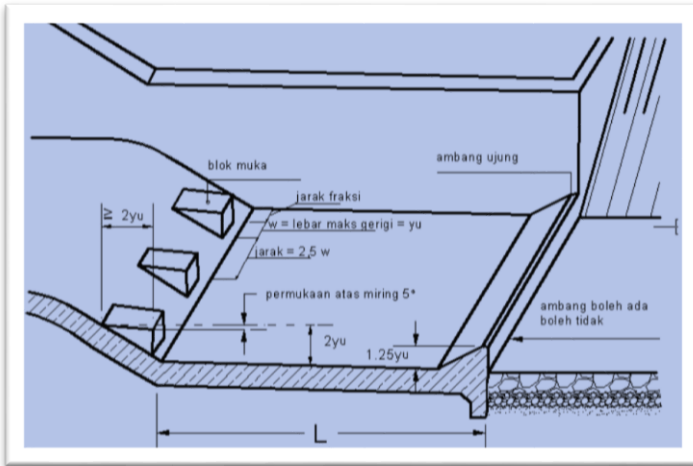
Gambar 2.7 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II
(Sumber : Small Dams.1987)

Pada kolam olakan datar tipe III ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatik dan debit lebih kecil dibandingkan spesifikasi tipe II ($q < 18 \text{ m}^3/\text{detik}/\text{meter}$, dan bilangan *Froude* $> 4,5$). Kolam olakan jenis ini sesuai untuk bendungan urugan dengan ketinggian bendungan rendah.



Gambar 2.8 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III
(Sumber : *Small Dams*.1987)

Pada kolam olakan datar tipe IV, sistem kerjanya sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, tetapi penggunaannya yang cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi superkritis dengan *Froude Number* antara 2,5 sampai dengan 4,5. Biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah.



Gambar 2.9 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe IV
(Sumber : Suyono Sosrodarsono.1981)

Dalam penentuan jenis kolam olakan sebagai patokan digunakan bilanhm Froude yang dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \times D_1}} \dots\dots\dots (2.37)$$

Dimana:

- Fr : bilangan Froude
- V1 : kecepatan aliran pada penampang 1 (m/dt)
- g : percepatan gravitasi (9,8 m/dt²)
- D1 : kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

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

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \dots\dots\dots (2.38)$$

Dimana:

- D1 dan D2 : kedalaman air (m)

2.3 Stabilitas Struktur Pelimpah

Analisa perhitungan stabilitas struktur dari pelimpah Bendungan Way Apu harus dikontrol terhadap geser, guling, ketebalan lantai, dan retak.

2.3.1 Gaya-Gaya yang Bekerja

Sebelum melakukan kontrol terhadap struktur pelimpah, terlebih dahulu perlu dianalisa gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah. Gaya-gaya yang bekerja pada bangunan pelimpah antara lain:

1. Gaya akibat berat sendiri

Untuk mengetahui gaya akibat berat pelimpah itu sendiri dipakai persamaan:

$$G = \gamma_m x A \dots\dots\dots (2.39)$$

Dimana:

G : Gaya akibat berat sendiri (ton/m)

γ_m : Berat volume material (ton/m³)

A : Luas penampang (m²)

2. Gaya akibat adanya tekanan air

Untuk mengetahui gaya akibat adanya tekanan air dipakai persamaan:

$$P = \gamma_w x h \dots\dots\dots (2.40)$$

Dimana:

P : Tekanan hidrostatis (ton/m²)

γ_w : Berat volume air (ton/m³)

h : Tinggi air (m)

3. Gaya akibat adanya tekanan tanah

Untuk mengetahui gaya akibat tekanan tanah dipakai persamaan:

$$P = \gamma_{tanah} x h x K \dots\dots\dots (2.41)$$

Dimana:

P : Tekanan tanah (ton/m)

γ_{tanah} : Berat volume tanah (ton/m³)

h : Tinggi tanah (m)

- K_a : Tanah aktif
 K_p : Tanah pasif
 θ : Sudut geser dalam tanah

4. Gaya akibat adanya tekanan ke atas (*up lift*)
 Untuk mengetahui gaya akibat tekanan up lift dipakai persamaan:

$$U = \gamma_w x A \dots\dots\dots (2.42)$$

Dimana:

- U : Tekanan up lift (ton/m)
 γ_w : Berat volume air (ton/m³)
 A : Luas diagram tekanan ke atas (m²)

Sedangkan untuk mengetahui tekanan air pada titik yang ditinjau dipakai persamaan:

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{L} x \Delta H \right) \dots\dots\dots (2.43)$$

Dimana:

- U_x : Tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m²)
 H_x : Tinggi air di hulu bendungan ditinjau dari titik x (m)
 L_x : Jarak jalur rembesan pada titik x (m)
 L : Panjang total jalur rembesan (m)
 ΔH : Bedaa tinggi energy (m)

2.3.2 Kontrol Stabilitas

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) *Spillway* agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja pada bangunan, dalam keadaan apapun. Suatu *Spillway* dengan material beton berdasarkan berat sendiri harus memenuhi 3 syarat yang penting yaitu:

1. Tidak mengalami penggulingan (*over turning*)

Untuk mengetahui pada bangunan pelimpah tersebut terjadi penggulingan atau tidak, dipakai persamaan:

$$\frac{\sum MP}{\sum MG} \geq SF \dots\dots\dots (2.44)$$

Dimana:

- $\sum MP$: Momen tahanan (ton.m)
- $\sum MG$: Momen guling (ton.m)
- SF : Angka keamanan (diambil 1 – 1,5)

Untuk mengetahui pada suatu pelimpah tersebut stabil atau tidak dapat pula dicari eksentrisitasnya, persamaan yang dipakai:

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{2} \dots\dots\dots (2.45)$$

Dimana:

- e : eksentrisitas (m)
- $\sum M$: jumlah momen (ton.m)
- $\sum V$: jumlah gaya vertikal (ton)
- B : lebar dasar pelimpah (ton)

2. Tidak mengalami pergeseran (*sliding*)

Untuk mengetahui pada bangunan pelimpah tersebut terjadi geser atau tidak dipakai persamaan:

$$\frac{fx \sum V}{\sum H} \geq SF \dots\dots\dots (2.46)$$

$$f = \tan \phi \dots\dots\dots (2.47)$$

Dimana:

- $\sum V$: jumlah gaya vertikal (ton)
- $\sum H$: jumlah gaya jorizontal (ton)
- SF : angka keamanan (diambil 1 – 1,5)
- ϕ : sudut geser

Untuk mengetahui pada suatu pelimpah tersebut stabil atau tidak dapat pula dicari eksentrisitasnya, persamaan yang dipakai:

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \leq \frac{B}{2} \dots\dots\dots (2.48)$$

Dimana:

- e : eksentrisitas (m)
- $\sum M$: jumlah momen (ton.m)
- $\sum V$: jumlah gaya vertikal (ton)
- B : lebar dasar pelimpah (ton)

3. Tidak mengalami penurunan (*settlement*)
Semakin besar gaya vertikal, tegangan yang timbul akan semakin besar pula. Untuk itu perlu dihitung daya dukung tanah dengan menggunakan rumus :

$$\text{Jika } e < B/6 \quad \rightarrow \quad \sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6xe}{B}\right)$$

$$\text{Jika } e < B/3 \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = \frac{2V}{L \times 3\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Dimana : e = eksentrisitas
 $\sum V$ = jumlah gaya vertikal total (ton/m')
 B = lebar dasar pondasi
 L = panjang pelimpah

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir terdapat pada Gambar 3.1. Adapun langkah – langkah yang akan dilakukan adalah sebagai berikut:

3.1 Tahap Persiapan

Dalam tahap persiapan meliputi 2 hal yaitu studi pustaka dan pengumpulan data.

3.1.1 Studi Pustaka

Melakukan studi Pustaka untuk memperoleh informasi tentang objek studi yang relevan dengan permasalahan yang sedang diidentifikasi. Informasi tersebut diperoleh dari buku-buku ilmiah, laporan-laporan, peraturan-peraturan, dan lain sebagainya.

3.1.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dilakukan untuk menyelesaikan permasalahan tersebut. Data yang digunakan dalam penulisan merupakan data sekunder. Data sekunder merupakan data yang diperoleh secara tidak langsung berupa catatan maupun hasil penelitian ataupun olahan dari pihak lain. Adapun data-data tersebut meliputi:

- Peta topografi Kecamatan Waeapo Kabupaten Buru
- Data curah hujan dari stasiun yang ada di Kabupaten Buru

3.2 Analisa Data dan Proses Perhitungan

Setelah melakukan tahap persiapan selanjutnya adalah analisa data/proses perhitungan yang meliputi:

3.2.1 Analisa Hidrologi

Dalam analisa hidrologi akan menghitung:

- Perhitungan hujan rata-rata
Menghitung curah hujan maksimum harian rata-rata daerah Maluku, Pulau Buru dengan stasiun Namlea

- Perhitungan curah hujan rencana
Menghitung deviasi standar, koefisien variasi, koefisien kemencengan, dan koefisien kurtosis menggunakan rumus 2.2, 2.3, 2.4, dan 2.5.
- Uji kecocokan distribusi hujan
Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dengan sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi yang sudah dihitung sebelumnya.
- Perhitungan intensitas curah hujan
Menghitung besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*) yang terdiri dari limpasan permukaan (*subdirect run-off*) dan limpasan bawah (*subsurvace run-off*) menggunakan rumus 2.20.
- Perhitungan debit banjir
Menghitung banjir rencana dengan periode ulang tertentu.
- Perencanaan lengkung kapasitas waduk
Menghitung lengkung kapasitas waduk untuk menentukan volume total waduk berdasarkan pada data topografi yang ada menggunakan rumus 2.26
- Penelurusan banjir (*Flood Routing*)
Penelusuran banjir untuk mengetahui kondisi elevasi permukaan air dalam waduk dan hidrograf banjir yang mengalir ke sungai melalui pelimpah yang merupakan out flow dari waduk pada saat mengalir debit banjir rencana. Menggunakan persamaan rumus 2.27.

3.2.2 Perencanaan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

Dalam perencanaan bangunan pelimpah akan menghitung:

- Lokasi bangunan pelimpah
Menentukan lokasi untuk letak bangunan pelimpah.
- Kapasitas pelimpah
Menghitung kapasitas pelimpah.
- Perencanaan saluran pengarah, saluran pengatur, saluran transisi, dan saluran peluncur

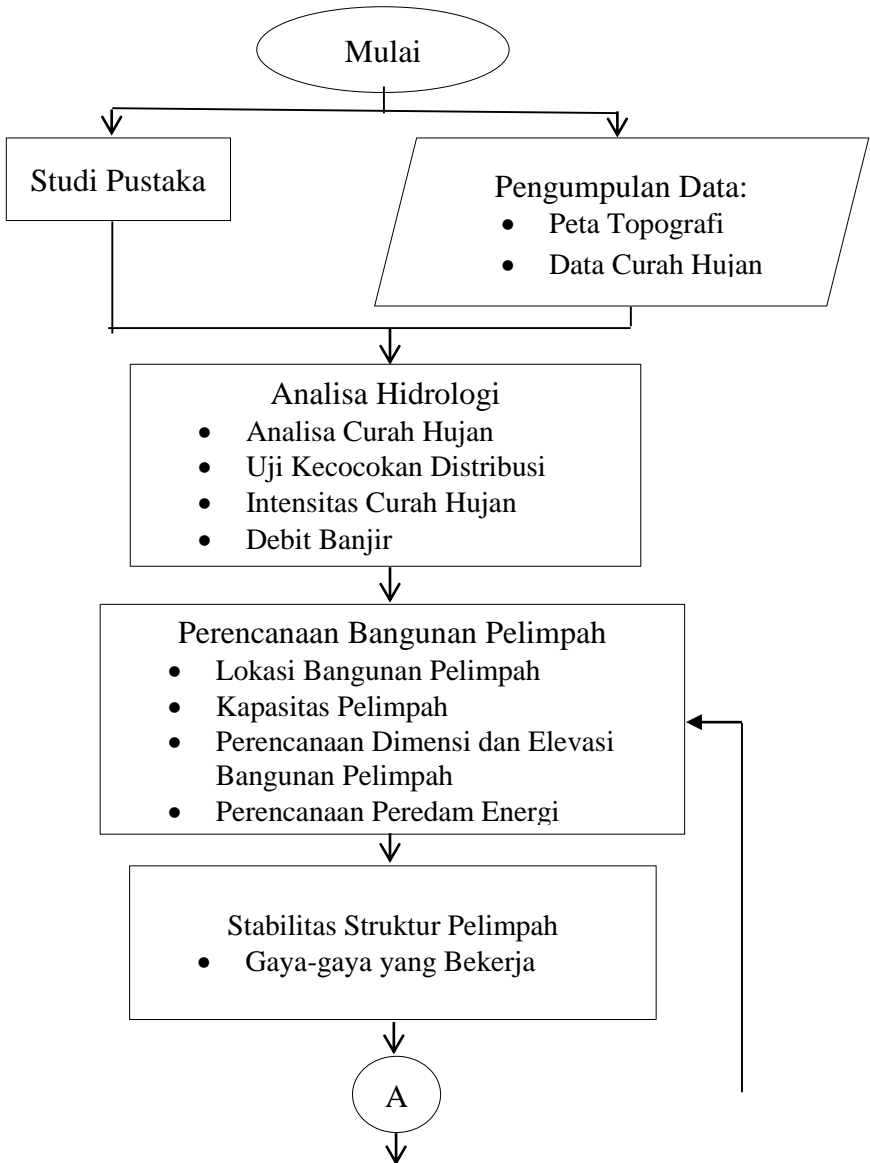
- Menghitung dimensi saluran pengarah, saluran pengatur, saluran transisi dan saluran peluncur.
- Perencanaan bangunan peredam energi (kolam olak)
Menghitung dimensi bangunan peredam energi. Peredam energi ini digunakan untuk mereduksi energi yang tinggi di saluran peluncur, agar aliran yang kembali ke sungai tersebut tidak membahayakan kestabilan sungai yang bersangkutan.
 - Perhitungan stabilitas struktur *Spillway* yang meliputi:
 - Perhitungan gaya-gaya yang bekerja
Menghitung gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah akibat berat sendiri, tekanan air, tekanan tanah, dan tekanan ke atas.
 - Perhitungan *up – lift*
Menggunakan persamaan rumus 2.42 dan 2.43.
 - Kontrol guling
Menggunakan persamaan rumus 2.44.
 - Kontrol geser
Menggunakan persamaan rumus 2.46.

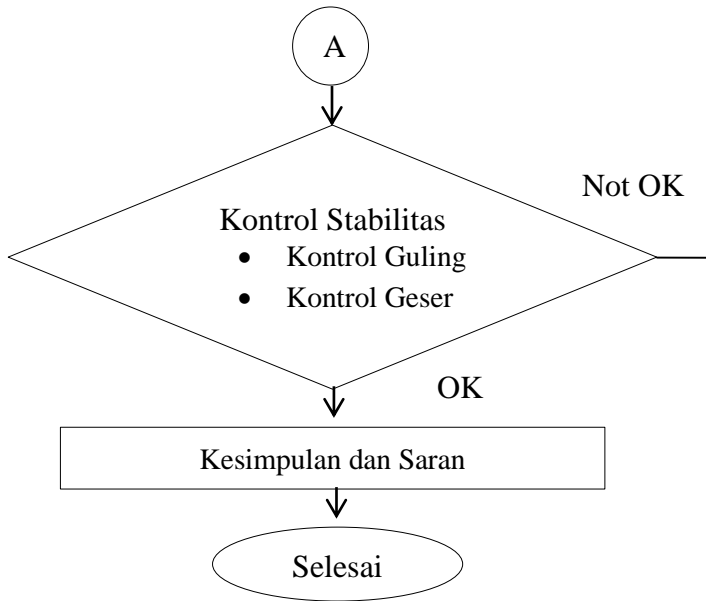
3.3 Kesimpulan

Kesimpulan merupakan hasil perencanaan, yang meliputi hasil dari analisa hidrologi untuk mendapatkan besar debit rencana maksimum, dan desain revisi bangunan pelimpah (*Spillway*), serta hasil analisa stabilitas bangunan pelimpah (*Spillway*) untuk Bendungan Way Apu.

3.4 Diagram Alir Tahap-Tahap Pengerjaan Tugas Akhir

Adapun tahapan pengerjaan tugas akhir sebagai berikut.





Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1. Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa frekuensi hujan merupakan analisa statistika penafsiran hujan, biasanya digunakan untuk menentukan terjadinya periode ulang hujan pada periode tahun tertentu. Berikut adalah data hujan harian dari stasiun hujan Namlea antara tahun 2000 sampai dengan tahun 2017.

Tabel 4.1 Data Hujan Harian Tahun 2000-2017

No	Tahun	Tinggi Hujan (mm)
1	2008	349
2	2000	210
3	2014	179
4	2005	158
5	2015	139
6	2003	125
7	2010	111
8	2017	109,90
9	2006	109
10	2016	106,70
11	2013	86
12	2012	85
13	2009	81
14	2004	79
15	2002	78
16	2007	78
17	2011	74
18	2001	50

Sumber : BMKG Online

Sebelum memilih distribusi yang akan dipakai, dilakukan perhitungan analisa terlebih dahulu terhadap data yang ada. Perhitungan parameter statistiknya meliputi: nilai rata-rata, standard deviasi, koefisien variasi, koefisien kemencengan, dan koefisien ketajaman. Perhitungan statistic dari data hujan di atas dapat ditabelkan dan dapat dilihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	X_i	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
1	2000	349	226,36	51236,84	11597742,82	2625213520,16
2	2001	210	87,36	7630,99	666609,64	58232055,48
3	2002	179	56,36	3175,95	178982,35	10086649,78
4	2003	158	35,36	1250,02	44194,99	1562538,27
5	2004	139	16,36	267,50	4375,18	71558,50
6	2005	125	2,36	5,55	13,07	30,79
7	2006	111	-11,64	135,59	-1578,91	18385,49
8	2007	109,9	-12,74	162,42	-2069,96	26380,54
9	2008	109	-13,64	186,17	-2540,20	34659,59
10	2009	106,7	-15,94	254,23	-4053,48	64630,51
11	2010	86	-36,64	1342,82	-49206,72	1803152,95
12	2011	85	-37,64	1417,10	-53346,10	2008184,31
13	2012	81	-41,64	1734,26	-72222,28	3007656,89
14	2013	79	-43,64	1904,84	-83135,58	3628406,02
15	2014	78	-44,64	1993,13	-88982,02	3972552,93
16	2015	78	-44,64	1993,13	-88982,02	3972552,93
17	2016	74	-48,64	2366,28	-115106,47	5599290,39
18	2017	50	-72,64	5277,22	-383360,37	27849001,41
	Jumlah	2208	0,00	82334,02	11547333,93	2747151206,92
	\bar{X}	122,64		C_s		2,27
	S	69,59		C_k		9,30
	n	18		C_v		0,57

Sumber: Hasil Analisa

Parameter-parameter statistik yang terdapat pada table 4.2 didapat dengan cara:

- Nilai rata-rata (*mean*):

$$X_{rt} = \frac{\sum Xi}{n} = \frac{2208}{18} = 122,64$$

- Deviasi standar:

$$S = \sqrt{\frac{\sum(Xi - X_{rt})^2}{(n - 1)}} = \sqrt{\frac{82334,02}{17}} = 69,59$$

- Koefisien variasi:

$$Cv = \frac{S}{X_{rt}} = \frac{69,59}{122,64} = 0,57$$

- Koefisien kemencengan:

$$Cs = \frac{n \sum(Xi - X_{rt})^3}{(n - 1)(n - 2)S^3} = \frac{18 \times 11547333,93}{(17) \times (16) \times 69,59^3} = 2,27$$

- Koefisien ketajaman:

$$Ck = \frac{n^2 \sum(Xi - X_{rt})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S^4} \\ = \frac{18^2 \times 2747151206,92}{(17) \times (16) \times (15) \times 69,59^4} = 9,30$$

Setelah parameter statistic, berikutnya adalah parameter statistik logaritma karena jenis distribusi tidak hanya statistik tetapi ada yang berbentuk logaritma maka parameter berikut dibuat dalam logaritma yaitu nilai rata-rata log, standart deviasi log, koefisien variasi log, koefisien kemencengan log, dan koefisien ketajaman log. Perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.3. Perhitungan Parameter Statistik Logartima

No	Tahun	Xi	Log Xi	Log Xi -Log X	(Log Xi -Log X)^2	(Log Xi -Log X)^3	(Log Xi -Log X)^4
1	2000	349	2,543	0,502	0,252	0,127	0,064
2	2001	210	2,322	0,282	0,079	0,022	0,006
3	2002	179	2,253	0,212	0,045	0,010	0,002
4	2003	158	2,199	0,158	0,025	0,004	0,001
5	2004	139	2,143	0,102	0,010	0,001	0,000
6	2005	125	2,097	0,056	0,003	0,000	0,000
7	2006	111	2,045	0,005	0,000	0,000	0,000
8	2007	109,9	2,041	0,000	0,000	0,000	0,000
9	2008	109	2,037	-0,003	0,000	0,000	0,000
10	2009	106,7	2,028	-0,012	0,000	0,000	0,000
11	2010	86	1,934	-0,106	0,011	-0,001	0,000
12	2011	85	1,929	-0,111	0,012	-0,001	0,000
13	2012	81	1,908	-0,132	0,017	-0,002	0,000
14	2013	79	1,898	-0,143	0,020	-0,003	0,000
15	2014	78	1,892	-0,149	0,022	-0,003	0,000
16	2015	78	1,892	-0,149	0,022	-0,003	0,000
17	2016	74	1,869	-0,171	0,029	-0,005	0,001
18	2017	50	1,699	-0,342	0,117	-0,040	0,014
Jumlah		2207,6	36,731	0,000	0,667	0,105	0,089
Log X		2,04	Cs	0,89			
S Log X		0,20	Ck	4,60			
n		18	Cv	0,10			

Sumber: Hasil Analisa

Parameter-parameter statistik yang terdapat pada table 4.3 didapat dengan cara:

- Nilai rata-rata (*mean*):

$$\text{Log}X_{rt} = \frac{\sum \text{Log}X_i}{n} = \frac{36,731}{18} = 2,04$$

- Deviasi standar:

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X_i - \text{Log}X_{rt})^2}{(n - 1)}} = \sqrt{\frac{0,667}{17}} = 0,20$$

- Koefisien variasi:

$$Cv = \frac{S}{\text{Log}X_{rt}} = \frac{0,20}{2,04} = 0,10$$

- Koefisien kemencengan:

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log}X_i - \text{Log}X_{rt})^3}{(n - 1)(n - 2)S^3} = \frac{18 \times 0,105}{(17) \times (16) \times 0,20^3} = 0,89$$

- Koefisien ketajaman:

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\text{Log}X_i - \text{Log}X_{rt})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S^4} = \frac{18^2 \times 0,089}{(17) \times (16) \times (15) \times 0,20^4} = 4,60$$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma didapatkan harga koefisien variasi (Cv), koefisien kemencengan (Cs), dan koefisien ketajaman (Ck) yang dapat dilihat pada tabel 4.4. Untuk memilih persamaan distribusi yang akan digunakan dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Parameter Statistik

No.	Parameter	Parameter Statistik	Parameter Statistik Logaritma
1	Cv	0,57	0,10
2	Cs	2,27	0,89
3	Ck	9,30	4,60

Sumber: Hasil Analisa

Tabel 4.5 Syarat dan Penentuan Jenis Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil	Ket
1	Distribusi Normal	$Ck \approx 3$	9,30	Tidak
		$Cs \approx 0$	2,27	
2	Distribusi Log – Normal	$Cv \approx 0,06$	0,10	Tidak
		$Cs \approx 3Cv + Cv^2$	0,89	
3	Distribusi Gumbel	$Cs \approx 1,1396$	2,27	Tidak
		$Ck \approx 5,4002$	9,30	
4	Distribusi Log – Pearson III	$Cs \neq 0$	0,89	Ya
		$Cv \approx 0,05$	0,10	

Sumber: Hasil Analisa

Dari hasil perbandingan di atas, metode distribusi yang paling mendekati dengan persyaratan adalah metoda distribusi Log Pearson Tipe III, dan metoda Pearson Tipe III yang mempunyai nilai parameter yang fleksibel dipilih untuk diuji sebagai perbandingan. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa distribusi data yang digunakan adalah distribusi Log Pearson Tipe III dan distribusi Pearson Tipe III.

4.1.1. Distribusi Pearson Tipe III

Parameter statistic yang diperlukan dalam perhitungan distribusi Pearson Tipe III adalah nilai rata-rata, standart deviasi, koefisien variasi, koefisien kemencengan, dan koefisien

ketajaman. Perumusan distribusi ini dihitung dengan menggunakan persamaan $(X_i - \bar{X})$, $(X_i - \bar{X})^2$, $(X_i - \bar{X})^3$, dan $(X_i - \bar{X})^4$ yang dapat dilihat pada tabel 4.2.

Parameter-parameter statistik yang dimiliki distribusi Pearson Tipe III dari data pada tabel 4.2 antara lain:

$$\text{Xrt} = 122,64$$

$$S = 69,59$$

$$Cv = 0,57$$

$$Cs = 2,27$$

$$Ck = 9,30$$

4.1.2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Parameter statistik yang diperlukan dalam perhitungan distribusi Log Pearson Tipe III adalah nilai rata-rata (LogXrt), standart deviasi ($S \text{ LogX}$), koefisien variasi (Cv), koefisien kemencengan (Cs), dan koefisien ketajaman (Ck). Perumusan distribusi ini dihitung dengan menggunakan persamaan $(\text{Log}X_i - \text{Log}\bar{X})$, $(\text{Log}X_i - \text{Log}\bar{X})^2$, $(\text{Log}X_i - \text{Log}\bar{X})^3$, dan $(\text{Log}X_i - \text{Log}\bar{X})^4$ yang dapat dilihat pada tabel 4.3.

Parameter-parameter statistik yang dimiliki distribusi Log Pearson Tipe III dari data pada tabel 4.3 antara lain:

$$\text{LogXrt} = 2,04$$

$$S \text{ LogX} = 0,20$$

$$Cv = 0,10$$

$$Cs = 0,89$$

$$Ck = 4,60$$

4.2. Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran data curah hujan digunakan metode Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*) dan Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov.

4.2.1. Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Digunakan rumus sebagai berikut:

$$\text{Jumlah data } (n) = 18$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah kelas (k)} &= 1 + 3,322 \log(n) \\
 &= 1 + 3,322 \log(18) \\
 &= 5,18 \approx 5
 \end{aligned}$$

Data pengamatan dibagi menjadi 5 kelas dengan masing-masing interval peluang (P) = $1/5 = 0,2$. Besarnya peluang untuk masing-masing kelas adalah sebagai berikut:

- Kelas 1 = $P \leq 0,2$
- Kelas 2 = $P \leq 0,4$
- Kelas 3 = $P \leq 0,6$
- Kelas 4 = $P \leq 0,8$
- Kelas 5 = $P \geq 0,8$

1. Distribusi Pearson Tipe III

Persamaan distribusi: $X = X_{rt} + k.S$

$$X = 122,64 + k.69,59$$

Untuk mencari nilai k harus diinterpolasi pada tabel 2.2 dengan nilai $C_s = 2,27$ dan dengan periode ulang (T) untuk $P = 0,2$ adalah:

$$T = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ tahun}$$

Dengan melihat tabel 2.2 maka didapat nilai k :

$$\begin{aligned}
 \frac{(2,4 - 2,27)}{(2,4 - 2,2)} &= \frac{(0,537 - k)}{(0,537 - 0,574)} \\
 k &= 0,561
 \end{aligned}$$

Maka,

$$X = 122,64 + (0,561 \times 69,59)$$

$$X = 161,69$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan dalam tabel berikut:

$$P = 0,4 \quad : T = \frac{1}{0,4} = 2,5 \text{ tahun}$$

$$P = 0,6 \quad : T = \frac{1}{0,6} = 1,67 \text{ tahun}$$

$$P = 0,8 \quad : T = \frac{1}{0,8} = 1,25 \text{ tahun}$$

Tabel 4.6 Batas Distribusi Pearson Tipe III

P	T	k	X
0,2	5	0,561	161,69
0,4	2,5	-0,187	109,63
0,6	1,67	-0,516	86,73
0,8	1,25	-0,743	70,94

Sumber: Hasil analisa

Selanjutnya masing-masing data hujan dibagi menjadi 5 kelas dengan batas-batas yang telah ditentukan dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel 4.7

Tabel 4.7 Uji Chi Kuadrat Distribusi Pearson Tipe III

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$x \leq 70,94$	1	3,6	6,76	1,878
2	70,94 - 86,73	7	3,6	11,56	3,211
3	86,73 - 109,63	2	3,6	2,56	0,711
4	109,63 - 161,69	5	3,6	1,96	0,544
5	$x > 161,69$	3	3,6	0,36	0,100
Jumlah		18	18	-	6,444
		dk	5-2-1	$\chi^2_{h^2} =$	6,444
			2	$\chi^2 =$	5,991
		$\alpha =$	5%		

Sumber: Hasil analisa

Dari tabel di atas didapat harga $\chi^2 = 6,444$ dengan derajat kebebasan (dk) = $5-2-1 = 2$. Berdasarkan tabel 2.4 nilai kritis

untuk Uji Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai $X^2 = 5,991$. Uji Chi-Kuadrat dinyatakan dapat digunakan apabila memenuhi syarat $Xh^2 < X^2$ sedangkan berdasarkan perhitungan pada tabel 4.7 didapat hasil $6,444 > 5,991$, sehingga Distribusi Pearson Tipe III menurut Uji Chi Kuadrat tidak memenuhi persyaratan atau tidak dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan distribusi: $\text{Log}X = \text{Log}X_{rt} + k.S \log X$
 $\text{Log}X = 2,04 + k.0,20$

Untuk mencari nilai k harus diinterpolasi pada tabel 2.2 dengan nilai $C_s = 0,89$ dan dengan periode ulang (T) untuk $P = 0,2$ adalah:

$$T = \frac{1}{0,2} = 5 \text{ tahun}$$

Dengan melihat tabel 2.2 maka didapat nilai k:

$$\frac{(1 - 0,89)}{(1 - 0,8)} = \frac{(0,758 - k)}{(0,758 - 0,780)}$$

$$k = 0,770$$

Maka,

$$\text{Log}X = 2,04 + (0,770 \times 0,20)$$

$$\text{Log}X = 2,19$$

$$X = 156,00$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan dalam tabel berikut:

$$P = 0,4 \quad : T = \frac{1}{0,4} = 2,5 \text{ tahun}$$

$$P = 0,6 \quad : T = \frac{1}{0,6} = 1,67 \text{ tahun}$$

$$P = 0,8 \quad : T = \frac{1}{0,8} = 1,25 \text{ tahun}$$

Tabel 4.8 Batas Distribusi Log Pearson Tipe III

P	T	k	log X	X
0,2	5	0,770	2,19	156,00
0,4	2,5	0,007	2,04	110,15
0,6	1,67	-0,458	1,95	89,10
0,8	1,25	-0,854	1,87	74,37

Sumber: Hasil analisa

Selanjutnya masing-masing data hujan dibagi menjadi 5 kelas dengan batas-batas yang telah ditentukan dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel 4.9

Tabel 4.9 Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$x \leq 74,37$	2	3,6	2,56	0,711
2	74,37 - 89,10	6	3,6	5,76	1,600
3	89,10 - 110,15	3	3,6	0,36	0,100
4	110,15 - 156,00	3	3,6	0,36	0,100
5	$x > 156,00$	4	3,6	0,16	0,044
Jumlah		18	18	-	2,556
		dk	5-2-1	$\chi^2 =$	2,556
			2	$\chi^2 =$	5,991
		$\alpha =$	5%		

Sumber: Hasil analisa

Dari tabel di atas didapat harga $\chi^2 = 2,556$ dengan derajat kebebasan (dk) = $5-2-1 = 2$. Berdasarkan tabel 2.4 nilai kritis untuk Uji Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh nilai $\chi^2 = 5,991$. Uji Chi-Kuadrat dinyatakan

dapat digunakan apabila memenuhi syarat $Xh^2 < X^2$ dan berdasarkan perhitungan pada tabel 4.7 didapat hasil $2,556 > 5,991$, sehingga Distribusi Log Pearson Tipe III menurut Uji Chi Kuadrat memenuhi persyaratan atau dapat diterima.

4.2.2. Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji kesesuaian Smirnov-Kolmogorov merupakan uji kesesuaian non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi sebaran tertentu. Sehingga pengujiannya dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan untuk setiap peluang dan peluang teoritisnya.

1. Distribusi Pearson Tipe III

Perhitungan uji Smirnov – Kolmogorov dapat dilihat pada tabel 4.10. Berikut adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2015:

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Berdasarkan data tabel 4.10 untuk data hujan tahun 2015 didapatkan :

- Tinggi Hujan = 139 mm
- m (peringkat/no urut) = 5
- n (jumlah data) = 18

Dengan rumus peluang:

$$P(X) = \frac{m}{(n + 1)} = \frac{5}{(18 + 1)} = 0,263$$

- 2) Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,263 \\ &= 0,737 \end{aligned}$$

- 3) Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(X - Xrt)}{S} = \frac{(139 - 122,64)}{69,59} = 0,24$$

- 4) Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas di bawah kurva normal dari nilai $f(t)$. Dari tabel dengan nilai $f(t) = 0,24$

maka didapat nilai $P'(X <) = 0,5948$ sehingga besarnya

$P'(X) :$

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 0,4052 \end{aligned}$$

5) Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,5948 - 0,737 \\ &= -0,1420 \end{aligned}$$

Tabel 4.10 Hasil Uji Smirnov – Kolmogorov: Pearson Tipe III

X_i	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (X_i - X)/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
349	1	0,053	0,947	3,25	0,0006	0,9994	0,0520
210	2	0,105	0,895	1,26	0,1038	0,8962	0,0015
179	3	0,158	0,842	0,81	0,2090	0,7910	-0,0511
158	4	0,211	0,789	0,51	0,3050	0,6950	-0,0945
139	5	0,263	0,737	0,24	0,4052	0,5948	-0,1420
125	6	0,316	0,684	0,03	0,4880	0,5120	-0,1722
111	7	0,368	0,632	-0,17	0,5675	0,4325	-0,1991
110	8	0,421	0,579	-0,18	0,5714	0,4286	-0,1503
109	9	0,474	0,526	-0,20	0,5793	0,4207	-0,1056
107	10	0,526	0,474	-0,23	0,5910	0,4090	-0,0647
86	11	0,579	0,421	-0,53	0,7019	0,2981	-0,1230
85	12	0,632	0,368	-0,54	0,7054	0,2946	-0,0738
81	13	0,684	0,316	-0,60	0,7257	0,2743	-0,0415
79	14	0,737	0,263	-0,63	0,7357	0,2643	0,0011
78	15	0,789	0,211	-0,64	0,7389	0,2611	0,0506
78	16	0,842	0,158	-0,64	0,7389	0,2611	0,1032
74	17	0,895	0,105	-0,70	0,7580	0,2420	0,1367
50	18	0,947	0,053	-1,04	0,8508	0,1492	0,0966
						D_{max}	0,137
						D_0	0,310

Sumber: Hasil analisis

Dari tabel di atas didapat harga $D_{max} = 0,137$, dan dengan menggunakan tabel nilai kritis D_0 untuk Uji Smirnov – Kolmogorov untuk derajat kepercayaan 5% dan $n = 18$, maka diperoleh nilai $D_0 = 0,310$ (dengan cara interpolasi). Karena nilai D_{max} lebih kecil dari pada nilai D_0 maka persamaan Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan uji Smirnov – Kolmogorov dapat dilihat pada tabel 4.11. Berikut adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2015:

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Berdasarkan data tabel 4.11 untuk data hujan tahun 2015 didapatkan :
 - Tinggi Hujan ($\text{Log}X$) = 2,143 mm
 - M (peringkat/no urut) = 5
 - n (jumlah data) = 18

Dengan rumus peluang:

$$P(\text{Log}X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{5}{(18+1)} = 0,263$$

- 2) Besarnya $P(\text{Log}X <)$ dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} P(\text{Log}X <) &= 1 - P(\text{Log}X) \\ &= 1 - 0,263 \\ &= 0,737 \end{aligned}$$

- 3) Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{(\text{Log}X - \text{Log}X_{rt})}{S\text{Log}X} = \frac{(2,143 - 2,04)}{0,20} = 0,52$$

- 4) Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas di bawah kurva normal dari nilai $f(t)$. Dari tabel dengan nilai $f(t) = 0,52$ maka didapat nilai $P'(X <) = 0,6985$ sehingga besarnya $P'(X)$:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 0,3015 \end{aligned}$$

5) Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(X) - P(X) \\ &= 0,6985 - 0,737 \\ &= -0,038 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Hasil Uji Smirnov – Kolmogorov Log Pearson Tipe III

Log Xi	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(i) = (\text{LogXi} - \text{LogX})/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
2,543	1	0,053	0,947	2,54	0,0055	0,9945	0,047
2,322	2	0,105	0,895	1,42	0,0778	0,9222	0,027
2,253	3	0,158	0,842	1,07	0,1423	0,8577	0,016
2,199	4	0,211	0,789	0,80	0,2119	0,7881	-0,001
2,143	5	0,263	0,737	0,52	0,3015	0,6985	-0,038
2,097	6	0,316	0,684	0,28	0,3897	0,6103	-0,074
2,045	7	0,368	0,632	0,02	0,4920	0,5080	-0,124
2,041	8	0,421	0,579	0,00	0,5000	0,5000	-0,079
2,037	9	0,474	0,526	-0,02	0,5080	0,4920	-0,034
2,028	10	0,526	0,474	-0,06	0,5239	0,4761	0,002
1,934	11	0,579	0,421	-0,54	0,7054	0,2946	-0,126
1,929	12	0,632	0,368	-0,56	0,7123	0,2877	-0,081
1,908	13	0,684	0,316	-0,67	0,7486	0,2514	-0,064
1,898	14	0,737	0,263	-0,72	0,7642	0,2358	-0,027
1,892	15	0,789	0,211	-0,75	0,7734	0,2266	0,016
1,892	16	0,842	0,158	-0,75	0,7734	0,2266	0,069
1,869	17	0,895	0,105	-0,87	0,8078	0,1922	0,087
1,699	18	0,947	0,053	-1,72	0,9573	0,0427	-0,010
						Dmax	0,087
						D0	0,310

Sumber: Hasil analisa

Dari tabel di atas didapat harga $D_{max} = 0,087$, dan dengan menggunakan tabel nilai kritis D_0 untuk Uji Smirnov – Kolmogorov untuk derajat kepercayaan 5% dan $n = 18$, maka diperoleh nilai $D_0 = 0,310$ (dengan cara interpolasi). Karena nilai D_{max} lebih kecil dari pada nilai D_0 maka persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.2.3. Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan dapat dilihat pada tabel 4.12 berikut:

Tabel 4.12 Kesimpulan Uji kecocokan

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		Ket.
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Pearson Tipe III	2,556	5,991	OK	0,087	0,310	OK
Pearson Tipe III	6,444	5,991	NOT OK	0,137	0,310	OK

Sumber: Hasil analisa

Dari tabel di atas dapat dilihat bahwa persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III memenuhi kedua Uji kecocokan yaitu Uji Chi Kuadrat dan Uji Smirnov – Kolmogorov, sedangkan persamaan Distribusi Pearson Tipe III tidak memenuhi salah satu Uji kecocokan yaitu Uji Chi Kuadrat. Karena distribusi Log Pearson Tipe III memenuhi syarat atau dapat diterima oleh Uji kecocokan maka untuk persamaan distribusi digunakan distribusi Log Pearson Tipe III untuk mencari curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu.

4.3. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk perhitungan curah hujan rencana dan menentukan curah hujan efektif digunakan persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III. Contoh perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 25 tahunan pada Distribusi Log Pearson Tipe III sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Persamaan:} \quad & \text{Log}X = \text{Log}X_{rt} + k.S \log X \\ & \text{Log}X = 2,04 + k.0,20\end{aligned}$$

1. Dari perhitunfan analisa frekuensi untuk Distribusi Log Pearson Tipe III didapat data sebagai berikut:
 $\text{Log}X_{rt} = 2,04$
 $S \text{Log}X = 0,20$
 $C_s = 0,89$
2. Mencari nilai k dengan menggunakan nilai C_s di atas dan pada periode ulang 25 tahun didapat dengan cara interpolasi pada tabel nilai k untuk Log Pearson Tipe III:

$$\frac{(1 - 0,89)}{(1 - 0,8)} = \frac{(2,043 - k)}{(2,043 - 1,993)}$$

$$k = 2,016$$
3. R_{24} maksimum pada periode ulang 25 tahun:
 $\text{Log}X = 2,04 + (2,016 \times 0,20)$
 $\text{Log}X = 2,440$
 $X = 275,40 \text{ mm}$
4. Perhitungan curah hujan PMF:
 Nilai k = 10 sampai 20 (diambil nilai 10)

Untuk perhitungan curah hujan rencana selanjutnya dengan cara yang sama dapat dilihat pada tabel 4.13 sebagai berikut:

Tabel 4.13 Curah Hujan Rencana Log Pearson Tipe III

No.	Periode Ulang (tahun)	Faktor Distribusi (K)	Log X	X (mm)
1	2	-0,146	2,012	102,726
2	5	0,770	2,193	156,004
3	10	1,338	2,306	202,141
4	25	2,016	2,440	275,400
5	50	2,493	2,534	342,339
6	100	2,950	2,625	421,683
7	200	3,392	2,713	515,876
8	1000	4,381	2,908	809,959
9	PMF	10,000	4,022	10509,190

Sumber: Hasil analisa

4.4. Perhitungan Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif dipakai untuk mencari hydrograph banjir pada periode ulang tertentu melalui perkalian antara masing-masing unit hydrograph dengan curah hujan efektif. Sebelumnya perlu diketahui distribusi hujan yang terjadi dengan hujan terpusat 5 jam dan koefisien pengaliran daerah pertanian antara 0,45-0,6 diambil 0,5. Perhitungan rata-rata hujan sampai jam ke t adalah:

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

$$R_2 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{2}\right)^{2/3} = 0,368 \times R_{24}$$

$$R_3 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{3}\right)^{2/3} = 0,281 \times R_{24}$$

$$R_4 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{4}\right)^{2/3} = 0,232xR_{24}$$

$$R_5 = \frac{R_{24}}{5} \times \left(\frac{5}{5}\right)^{2/3} = 0,200xR_{24}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke t:

$$R'_1 = 1xR_{24} = 0,585xR_{24}$$

$$R'_2 = 2xR_{24} - 1xR_{24} = 0,152xR_{24}$$

$$R'_3 = 3xR_{24} - 2xR_{24} = 0,107xR_{24}$$

$$R'_4 = 4xR_{24} - 3xR_{24} = 0,085xR_{24}$$

$$R'_5 = 5xR_{24} - 4xR_{24} = 0,072xR_{24}$$

Perhitungan curah hujan efektif periode ulang dapat dilihat pada tabel 4.14 dan 4.15.

Tabel 4.14 Curah Hujan Efektif

No.	Periode Ulang (tahun)	X (mm)	C	Reff
1	2	102,73	0,5	51,363
2	5	156,00	0,5	78,002
3	10	202,14	0,5	101,070
4	25	275,40	0,5	137,700
5	50	342,34	0,5	171,169
6	100	421,68	0,5	210,842
7	200	515,88	0,5	257,938
8	1000	809,96	0,5	404,979
9	PMF	10509,19	0,5	5254,595

Sumber: Hasil analisa

Tabel 4.15 Curah Hujan Efektif Jam-Jam an

Periode Ulang	R efektif	Jam ke -				
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.585R ₂₄	0.152R ₂₄	0.107R ₂₄	0.085R ₂₄	0.072R ₂₄
2	51,363	30,037	7,807	5,477	4,360	3,682
5	78,002	45,616	11,857	8,317	6,621	5,591
10	101,070	59,106	15,363	10,777	8,579	7,245
25	137,700	80,527	20,931	14,682	11,689	9,871
50	171,169	100,100	26,018	18,251	14,530	12,270
100	210,842	123,301	32,049	22,481	17,897	15,114
200	257,938	150,843	39,207	27,503	21,895	18,490
1000	404,979	236,833	61,558	43,181	34,377	29,030
PMF	5254,595	3072,906	798,713	560,278	446,037	376,661

Sumber: Hasil analisa

4.5. Perhitungan Unit Hydrograph

Untuk membuat hydrograph banjir pada sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hydrograph banjirnya, maka perlu dicari parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Dalam perhitungan unit hydrograph Bendungan Way Apu ini akan digunakan metode hydrograph satuan sintetik ITS-2.

4.5.1. Hydrograph Satuan Sintetik ITS-2 (HSS ITS-2)

Parameter hydrograph:

Luas DAS (A) = 457,1 km²

Panjang Sungai (L) = 47,22 km

Rasio Panjang Sungai (Rl) = 1,5

Kerapatan Jaringan Drainase (D) = 1,7 km

Kemiringan Sungai Utama (S) = 0,0153542

R₀ = 1 mm

T_p = $C1(0.102L - 0.162D - 0.524 Rl + 1.24)$

$$\begin{aligned}
 &= 1x(0.102x47,22 - \\
 0.162x1,7 - 0.524x 1,5 + 1.24) \\
 &= 4,99 \text{ jam} \\
 T_b &= C2(0.136A - \\
 43.0 S + 11.5) \\
 &= 1(0.136x457,1 - \\
 43.0x0,0153542 + 11.5) \\
 &= 73,01 \text{ jam} \\
 Q_p &= \frac{R0}{3.6 T_p} x \frac{A}{A \text{ hss}} \\
 &= \frac{1}{3.6 x 4,99} x \frac{457,1}{2,588} \\
 &= 9,821 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.16 Perhitungan Unit Hidrograf

T (jam)	t=T/TP	q=Q/QP	A	Q (m3/s)	V (m3)
0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0
0,25	0,05	0,129	0,003	1,271	571,909
0,50	0,10	0,246	0,009	2,418	1659,886
0,75	0,15	0,351	0,015	3,450	2640,271
1,00	0,20	0,445	0,020	4,375	3520,977
1,25	0,25	0,530	0,024	5,202	4309,398
1,50	0,30	0,605	0,028	5,937	5012,447
1,75	0,35	0,671	0,032	6,589	5636,581
2,00	0,40	0,729	0,035	7,162	6187,829
2,25	0,45	0,780	0,038	7,664	6671,819
2,50	0,50	0,825	0,040	8,100	7093,805
2,75	0,55	0,863	0,042	8,475	7458,688
3,00	0,60	0,895	0,044	8,794	7771,037
3,25	0,65	0,923	0,046	9,062	8035,113
3,50	0,70	0,945	0,047	9,282	8254,883
3,75	0,75	0,963	0,048	9,460	8434,044

Lanjutan Tabel 4.16

4,00	0,80	0,977	0,049	9,598	8576,039
4,25	0,85	0,988	0,049	9,700	8684,068
4,50	0,90	0,995	0,050	9,769	8761,109
4,75	0,95	0,999	0,050	9,808	8809,931
4,99	1,00	1,000	0,049	9,821	8651,733
5,00	1,00	1,000	0,001	9,821	181,488
5,25	1,05	0,999	0,050	9,808	8833,021
5,50	1,10	0,995	0,050	9,774	8811,891
5,75	1,15	0,990	0,050	9,719	8771,773
6,00	1,20	0,982	0,049	9,647	8714,570
6,25	1,25	0,973	0,049	9,558	8642,047
6,50	1,30	0,963	0,048	9,455	8555,834
6,75	1,35	0,951	0,048	9,339	8457,442
7,00	1,40	0,938	0,047	9,212	8348,266
7,25	1,45	0,924	0,047	9,076	8229,593
7,50	1,50	0,909	0,046	8,930	8102,610
7,75	1,55	0,894	0,045	8,777	7968,411
8,00	1,60	0,878	0,044	8,618	7828,005
8,25	1,65	0,861	0,044	8,454	7682,316
8,50	1,70	0,844	0,043	8,285	7532,195
8,75	1,75	0,826	0,042	8,112	7378,422
9,00	1,80	0,808	0,041	7,936	7221,712
9,25	1,85	0,790	0,040	7,759	7062,717
9,50	1,90	0,772	0,039	7,579	6902,035
9,75	1,95	0,753	0,038	7,399	6740,209
10,00	2,00	0,735	0,037	7,218	6577,733
10,25	2,05	0,717	0,036	7,037	6415,057
10,50	2,10	0,698	0,035	6,857	6252,588

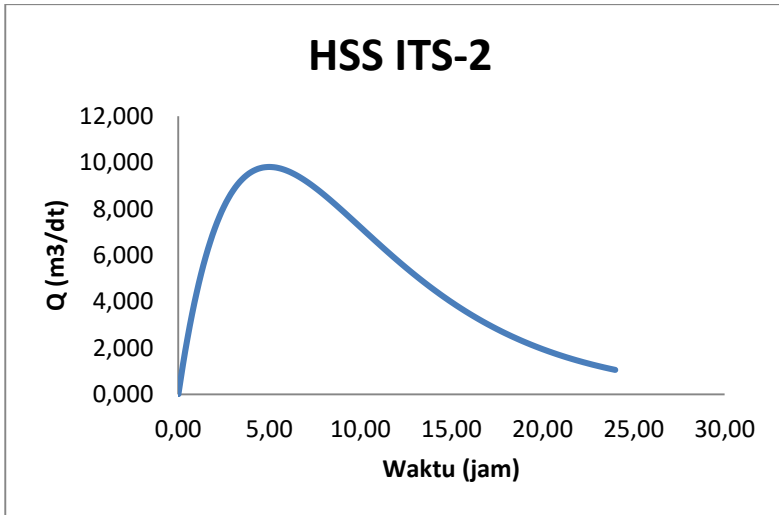
Lanjutan Tabel 4.16

10,75	2,15	0,680	0,034	6,678	6090,692
11,00	2,20	0,662	0,034	6,499	5929,702
11,25	2,25	0,644	0,033	6,323	5769,915
11,50	2,30	0,626	0,032	6,148	5611,597
11,75	2,35	0,608	0,031	5,975	5454,985
12,00	2,40	0,591	0,030	5,804	5300,290
12,25	2,45	0,574	0,029	5,635	5147,698
12,50	2,50	0,557	0,028	5,470	4997,373
12,75	2,55	0,540	0,027	5,307	4849,456
13,00	2,60	0,524	0,027	5,147	4704,072
13,25	2,65	0,508	0,026	4,990	4561,325
13,50	2,70	0,492	0,025	4,836	4421,304
13,75	2,75	0,477	0,024	4,685	4284,083
14,00	2,80	0,462	0,023	4,537	4149,723
14,25	2,85	0,447	0,023	4,393	4018,272
14,50	2,90	0,433	0,022	4,251	3889,765
14,75	2,95	0,419	0,021	4,114	3764,228
15,00	3,00	0,405	0,021	3,979	3641,678
15,25	3,05	0,392	0,020	3,848	3522,122
15,50	3,10	0,379	0,019	3,720	3405,560
15,75	3,15	0,366	0,019	3,595	3291,985
16,00	3,20	0,354	0,018	3,474	3181,382
16,25	3,25	0,342	0,017	3,356	3073,733
16,50	3,30	0,330	0,017	3,242	2969,012
16,75	3,35	0,319	0,016	3,130	2867,190
17,00	3,40	0,308	0,016	3,022	2768,234
17,25	3,45	0,297	0,015	2,916	2672,107
17,50	3,50	0,287	0,015	2,814	2578,767

Lanjutan Tabel 4.16

17,75	3,55	0,276	0,014	2,715	2488,173
18,00	3,60	0,267	0,014	2,619	2400,277
18,25	3,65	0,257	0,013	2,526	2315,034
18,50	3,70	0,248	0,013	2,435	2232,393
18,75	3,75	0,239	0,012	2,348	2152,304
19,00	3,80	0,230	0,012	2,263	2074,714
19,25	3,85	0,222	0,011	2,181	1999,570
19,50	3,90	0,214	0,011	2,101	1926,818
19,75	3,95	0,206	0,011	2,024	1856,404
20,00	4,00	0,199	0,010	1,950	1788,273
20,25	4,05	0,191	0,010	1,878	1722,370
20,50	4,10	0,184	0,009	1,808	1658,639
20,75	4,15	0,177	0,009	1,741	1597,026
21,00	4,20	0,171	0,009	1,676	1537,476
21,25	4,25	0,164	0,008	1,613	1479,934
21,50	4,30	0,158	0,008	1,552	1424,346
21,75	4,35	0,152	0,008	1,494	1370,658
22,00	4,40	0,146	0,007	1,437	1318,817
22,25	4,45	0,141	0,007	1,382	1268,772
22,50	4,50	0,135	0,007	1,330	1220,470
22,75	4,55	0,130	0,007	1,279	1173,860
23,00	4,60	0,125	0,006	1,230	1128,892
23,25	4,65	0,120	0,006	1,182	1085,517
23,50	4,70	0,116	0,006	1,137	1043,686
23,75	4,75	0,111	0,006	1,093	1003,353
24,00	4,80	0,107	0,005	1,050	964,470
			2,588		457100

Sumber: Hasil analisa



Gambar 4.1 Grafik Unit Hidrograf Satuan Sintetik ITS-2

Untuk perhitungan debit maksimum periode ulang 1000 tahun dengan metode ITS-2 dapat dilihat pada tabel 4.17 berikut:

Tabel 4.17 Debit Maksimum Periode Ulang 1000 Tahun

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		236,8334	61,55799	43,18149	34,37672	29,02983	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m ³ /dt)
0,00	0,00	0,00					0,00
0,25	1,27	300,99					300,99
0,50	2,42	572,60					572,60
0,75	3,45	816,97					816,97
1,00	4,37	1036,11	0,00				1036,11
1,25	5,20	1231,91	78,23				1310,15
1,50	5,94	1406,12	148,83				1554,95
1,75	6,59	1560,39	212,35				1772,74

Lanjutan Tabel 4.17

2,00	7,16	1696,24	269,31	0,00			1965,55
2,25	7,66	1815,11	320,20	54,88			2190,19
2,50	8,10	1918,33	365,48	104,40			2388,21
2,75	8,47	2007,15	405,58	148,96			2561,68
3,00	8,79	2082,72	440,89	188,91	0,00		2712,52
3,25	9,06	2146,13	471,79	224,61	43,69		2886,22
3,50	9,28	2198,39	498,62	256,38	83,11		3036,49
3,75	9,46	2240,42	521,70	284,50	118,58		3165,21
4,00	9,60	2273,12	541,34	309,27	150,39	0,00	3274,13
4,25	9,70	2297,28	557,82	330,95	178,81	36,89	3401,76
4,50	9,77	2313,66	571,41	349,77	204,10	70,19	3509,12
4,75	9,81	2322,97	582,33	365,96	226,49	100,14	3597,90
5,00	9,82	2325,86	590,83	379,74	246,21	127,00	3669,64
5,25	9,81	2322,93	597,11	391,30	263,47	151,00	3725,81
5,50	9,77	2314,74	601,37	400,83	278,45	172,36	3767,74
5,75	9,72	2301,81	603,79	408,49	291,34	191,26	3796,70
6,00	9,65	2284,63	604,54	414,45	302,31	207,92	3813,85
6,25	9,56	2263,65	603,78	418,86	311,51	222,49	3820,28
6,50	9,46	2239,26	601,65	421,85	319,10	235,14	3817,00
6,75	9,34	2211,86	598,29	423,54	325,20	246,03	3804,92
7,00	9,21	2181,80	593,82	424,07	329,95	255,29	3784,93
7,25	9,08	2149,40	588,37	423,54	333,45	263,06	3757,82
7,50	8,93	2114,97	582,03	422,04	335,83	269,47	3724,34
7,75	8,78	2078,78	574,91	419,69	337,18	274,62	3685,17
8,00	8,62	2041,08	567,10	416,55	337,60	278,63	3640,95
8,25	8,45	2002,10	558,68	412,73	337,18	281,59	3592,27
8,50	8,28	1962,07	549,73	408,28	335,99	283,60	3539,66
8,75	8,11	1921,17	540,32	403,29	334,11	284,74	3483,62

Lanjutan Tabel 4.17

9,00	7,94	1879,59	530,52	397,80	331,62	285,09	3424,62
9,25	7,76	1837,49	520,39	391,90	328,57	284,73	3363,08
9,50	7,58	1795,02	509,98	385,62	325,03	283,73	3299,39
9,75	7,40	1752,32	499,35	379,02	321,06	282,14	3233,90
10,00	7,22	1709,51	488,55	372,15	316,69	280,04	3166,94
10,25	7,04	1666,71	477,60	365,04	311,99	277,47	3098,81
10,50	6,86	1624,01	466,56	357,74	306,99	274,48	3029,78
10,75	6,68	1581,50	455,47	350,28	301,74	271,12	2960,11
11,00	6,50	1539,28	444,34	342,70	296,27	267,43	2890,02
11,25	6,32	1497,41	433,21	335,03	290,61	263,46	2819,72
11,50	6,15	1455,96	422,11	327,28	284,80	259,24	2749,39
11,75	5,97	1414,98	411,07	319,50	278,86	254,81	2679,21
12,00	5,80	1374,54	400,09	311,69	272,83	250,18	2609,33
12,25	5,64	1334,67	389,21	303,89	266,71	245,41	2539,89
12,50	5,47	1295,43	378,43	296,10	260,55	240,50	2471,01
12,75	5,31	1256,83	367,78	288,35	254,35	235,49	2402,80
13,00	5,15	1218,91	357,27	280,65	248,14	230,39	2335,37
13,25	4,99	1181,70	346,91	273,02	241,93	225,23	2268,79
13,50	4,84	1145,22	336,71	265,46	235,73	220,02	2203,14
13,75	4,68	1109,48	326,68	257,99	229,56	214,79	2138,50
14,00	4,54	1074,50	316,82	250,62	223,43	209,54	2074,91
14,25	4,39	1040,30	307,15	243,35	217,35	204,30	2012,44
14,50	4,25	1006,87	297,67	236,19	211,33	199,06	1951,13
14,75	4,11	974,23	288,38	229,16	205,39	193,85	1891,00
15,00	3,98	942,37	279,29	222,24	199,52	188,68	1832,10
15,25	3,85	911,31	270,40	215,46	193,73	183,54	1774,43
15,50	3,72	881,03	261,71	208,81	188,03	178,46	1718,04
15,75	3,60	851,53	253,22	202,29	182,43	173,44	1662,92

Lanjutan Tabel 4.17

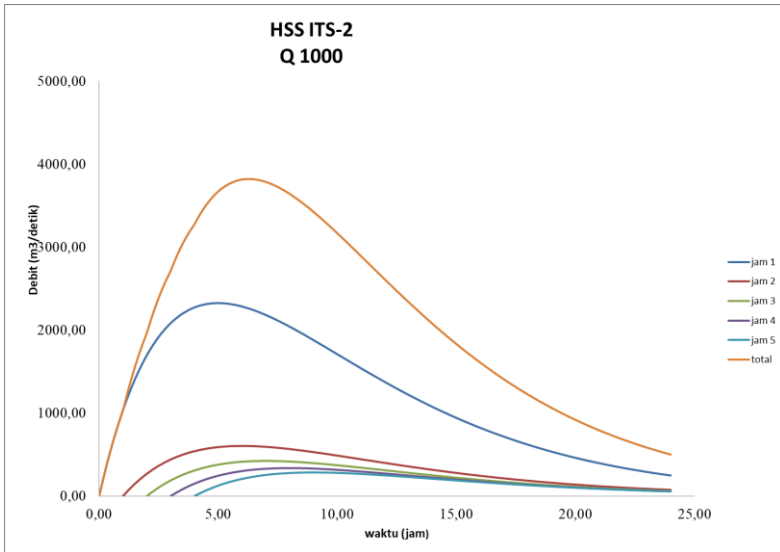
16,00	3,47	822,82	244,94	195,91	176,93	168,48	1609,08
16,25	3,36	794,88	236,87	189,68	171,53	163,60	1556,54
16,50	3,24	767,70	229,00	183,58	166,23	158,79	1505,30
16,75	3,13	741,29	221,33	177,63	161,04	154,06	1455,35
17,00	3,02	715,62	213,87	171,82	155,97	149,41	1406,69
17,25	2,92	690,70	206,61	166,16	151,00	144,85	1359,31
17,50	2,81	666,50	199,54	160,64	146,15	140,37	1313,20
17,75	2,72	643,02	192,68	155,26	141,41	135,99	1268,36
18,00	2,62	620,24	186,01	150,02	136,79	131,71	1224,76
18,25	2,53	598,15	179,53	144,93	132,28	127,51	1182,40
18,50	2,44	576,75	173,24	139,97	127,88	123,42	1141,26
18,75	2,35	556,00	167,13	135,16	123,60	119,42	1101,31
19,00	2,26	535,91	161,21	130,48	119,43	115,51	1062,55
19,25	2,18	516,46	155,47	125,93	115,38	111,70	1024,94
19,50	2,10	497,62	149,91	121,52	111,43	107,99	988,48
19,75	2,02	479,40	144,52	117,24	107,60	104,38	953,13
20,00	1,95	461,77	139,29	113,09	103,87	100,86	918,88
20,25	1,88	444,71	134,24	109,06	100,26	97,43	885,70
20,50	1,81	428,22	129,34	105,16	96,74	94,10	853,57
20,75	1,74	412,29	124,61	101,38	93,33	90,86	822,46
21,00	1,68	396,88	120,02	97,71	90,03	87,72	792,36
21,25	1,61	382,00	115,59	94,16	86,82	84,66	763,24
21,50	1,55	367,63	111,30	90,73	83,72	81,70	735,07
21,75	1,49	353,75	107,16	87,41	80,70	78,82	707,84
22,00	1,44	340,34	103,16	84,19	77,79	76,03	681,51
22,25	1,38	327,41	99,29	81,08	74,96	73,32	656,06
22,50	1,33	314,92	95,55	78,08	72,23	70,69	631,48
22,75	1,28	302,88	91,95	75,17	69,59	68,15	607,73

Lanjutan Tabel 4.17

23,00	1,23	291,26	88,46	72,36	67,03	65,69	584,80
23,25	1,18	280,05	85,10	69,65	64,55	63,30	562,65
23,50	1,14	269,24	81,85	67,03	62,16	61,00	541,28
23,75	1,09	258,82	78,72	64,50	59,84	58,76	520,65
24,00	1,05	248,78	75,70	62,05	57,61	56,60	500,74
			72,79	59,70	55,45	54,51	242,44
			69,98	57,42	53,36	52,49	233,25
			67,27	55,22	51,35	50,54	224,38
			64,66	53,10	49,40	48,65	215,82
				51,06	47,52	46,82	145,41
				49,09	45,71	45,06	139,86
				47,19	43,96	43,36	134,51
				45,36	42,28	41,72	129,35
					40,65	40,13	80,78
					39,08	38,60	77,68
					37,57	37,13	74,69
					36,11	35,70	71,81
						34,33	34,33
						33,00	33,00
						31,72	31,72
						30,49	30,49

Sumber: Hasil analisa

Dari hasil analisa perhitungan debit periode ulang 1000 tahun didapatkan harga debit maksimum sebesar 3820,28 m³/detik.



Gambar 4.2 Hidrograf Satuan Sintetik ITS-2

4.5.2. Kesimpulan Perhitungan Hydrograph

Hasil perhitungan debit maksimum hydrograph dengan metode ITS-2 untuk periode ulang 1000 tahun adalah 3820,28 m³/detik dengan waktu puncak 4,99 jam.

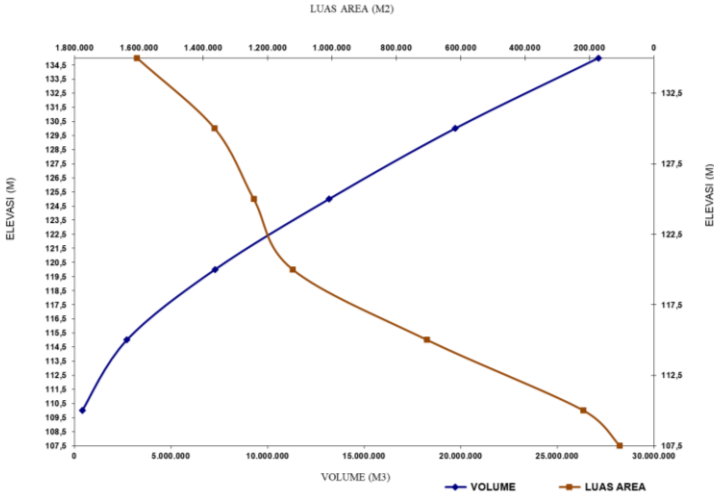
4.6. Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas adalah grafik hubungan antara elevasi dengan luas dan volume suatu bendungan. Perhitungan hubungan antara elevasi terhadap volume bendungan didasarkan pada peta topografi dan beda tinggi. Cari luas permukaan bendungan yang dibatasi garis kontur, kemudian cari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Perhitungan luasan tiap kontur atau elevasi pada Bendungan Way Apu ini dihitung menggunakan program *AutoCAD* dengan beda elevasi masing-masing yang tersedia pada topografi. Hasil perhitungan luasan pada masing-masing elevasi dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 18 Perhitungan Volume Kumulatif

No	Elevasi	Luas F(m ²)	F rata2	(hi-1-hi)	V (m ³)	V kumulatif (m ³)
1	107,5	105419,33	162058,73	2,5	405146,82	405146,82
2	110	218698,13	611449,01	5,0	3057245,05	3462391,87
3	115	1004199,89	1063195,42	5,0	5315977,12	8778368,99
4	120	1122190,96	1182635,78	5,0	5913178,91	14691547,91
5	125	1243080,61	1303731,77	5,0	6518658,84	21210206,75
6	130	1364382,93	1484961,81	5,0	7424809,03	28635015,78
7	135	1605540,68				

Hasil dari perhitungan di atas, kemudian dibuat grafik hubungan antara elevasi dan volume bendungan. Dari grafik tersebut dapat dicari luas dan volume efektif dari bendungan, yaitu dengan elevasi +122,75. Luas area 1.200.000 m² dan volume sebesar 12.030.617,40 m³. Grafik hubungan tersebut dapat dilihat pada gambar 4.3 sebagai berikut:



Gambar 4.3 Hubungan antara Elevasi dengan Luas dan Elevasi dengan Volume

4.7. Flood Routing

Perhitungan desain reservoir routing yang digunakan adalah hydrograph inflow metoda ITS-2 dengan periode ulang 1000 tahun. Puncak pelimpah direncanakan pada elevasi +122,75 karena pada elevasi tersebut volume genangannya mencapai volume efektif. Sedangkan dasar bendungan berada pada elevasi +113,25 jadi beda tinggi puncak mercu pelimpah dengan dasar bendungan adalah 9,5 meter. Lebar pelimpah direncanakan 160 meter dan $\Delta t = 900$ detik.

Sebelum analisa routing dilakukan perhitungan untuk mendapatkan hubungan antara elevasi, tumpungan, dan outflow. Contoh perhitungan untuk $H = 0,5$ m:

$$C = 2,18$$

$$Q = 2,18 \times 160 \times (0,5)^2 = 123,32 \text{ m}^3/\text{detik.}$$

$$Q/2 = 123,32 / 2 = 61,66 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Volume} = 12.621.935,29 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned}
 \text{Storage} &= \text{volume} +123,25 - \text{volume} +122,75 \\
 &= 12.621.935,29 \text{ m}^3 - 12.030.617,40 \text{ m}^3 \\
 &= 591.317,89 \text{ m}^3 \\
 S-\Delta t.Q/2 &= 591.317,89 \text{ m}^3 - (900 \text{ detik} \times 61,66 \text{ m}^3/\text{detik}) \\
 &= 535824,15 \text{ m}^3 \\
 S+ \Delta t.Q/2 &= 591.317,89 \text{ m}^3 + (900 \text{ detik} \times 61,66 \text{ m}^3/\text{detik}) \\
 &= 646811,63 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Perhitungan untuk H yang lain sama seperti cara di atas. Hasil perhitungan dari hubungan antara elevasi, tampunga (*storage*), dan debit *outflow* yang terjadi akibat perbedaan tinggi H dapat dilihat pada tabel 4.19. Kemudian hasil perhitungan Reservoir Routing dengan Q rencana 1000 tahun dapat dilihat pada tabel 4.20.

Tabel 4.19 Hubungan antara Elevasi, Volume, dan Debit

elevasi		H	Q	Q/2	Volume (S0)	Storage (S)	S - (dt.Q/2)	S + (dt.Q/2)
m		m	m ³ /dt	m ³ /dt	m ³	m ³	m ³	m ³
+	122,75	0,00	0,00	0,00	12030617,40	0,00	0,00	0,00
+	123,25	0,50	123,32	61,66	12621935,29	591317,89	535824,15	646811,63
+	123,75	1,00	348,80	174,40	13213253,18	1182635,78	1025675,78	1339595,78
+	124,25	1,50	640,79	320,39	13804571,07	1773953,67	1485599,74	2062307,61
+	124,75	2,00	986,56	493,28	14395888,96	2365271,57	1921321,64	2809221,49
+	125,25	2,50	1378,75	689,38	15017480,85	2986863,45	2366424,58	3607302,33
+	125,75	3,00	1812,42	906,21	15669346,73	3638729,34	2823141,25	4454317,42
+	126,25	3,50	2283,91	1141,95	16321212,62	4290595,22	3262836,77	5318353,67
+	126,75	4,00	2790,40	1395,20	16973078,50	4942461,11	3686781,11	6198141,11
+	127,25	4,50	3329,62	1664,81	17624944,39	5594326,99	4095996,01	7092657,98
+	127,75	5,00	3899,70	1949,85	18276810,27	6246192,87	4491326,73	8001059,02
+	128,25	5,50	4499,05	2249,52	18928676,15	6898058,76	4873487,70	8922629,82
+	128,75	6,00	5126,29	2563,15	19580542,04	7549924,64	5243093,18	9856756,10
+	129,25	6,50	5780,25	2890,12	20232407,92	8201790,53	5600678,69	10802902,36
+	129,75	7,00	6459,87	3229,93	20884273,81	8853656,41	5946716,53	11760596,29

Lanjutan Tabel 4.19

+	130,25	7,50	7164,21	3582,11	21581447,20	9550829,80	6326934,83	12774724,78
+	130,75	8,00	7892,44	3946,22	22323928,10	10293310,71	6741711,34	13844910,08
+	131,25	8,50	8643,80	4321,90	23066409,01	11035791,61	7146080,22	14925503,00
+	131,75	9,00	9417,60	4708,80	23808889,91	11778272,51	7540352,51	16016192,51
+	132,25	9,50	10213,20	5106,60	24551370,81	12520753,42	7924812,91	17116693,92

Keterangan:

Q = outflow waduk (m^3/detik)

S₀ = besarnya tampungan (*storage*) waduk (m^3)

S = besarnya tampungan (*storage*) waduk (m^3) di atas elevasi puncak pelimpah

Setelah mendapatkan hubungan antara elevasi, tampungan dan outflow, kemudian dilakukan analisa routing, sehingga didapatkan hubungan antara debit inflow dan debit outflow. Analisa perhitungan routing dapat dilihat pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 Reservoir routing dengan Q rencana 1000 tahun

t	Inflow	i rata2	I.dt	S-Δt.Q/2	S+Δt.Q/2	Elevasi	Q
jam	m3/dt	m3/dt	m3/dt	(m3)	(m3)		(m3/dtk)
0,00	0,00					122,75	0,00
		150,50	135447,1	0,00	135447,13		
0,25	300,99					122,85	25,82
		436,80	393116,5	112205,53	505322,02		
0,50	572,60					123,14	96,34
		694,78	625304,5	418612,98	1043917,45		
0,75	816,97					123,54	252,57
		926,54	833884,9	816608,48	1650493,43		
1,00	1036,11					123,97	474,41
		1173,13	1055815,1	1223526,81	2279341,91		
1,25	1310,15					124,40	741,26
		1432,55	1289294,4	1612209,52	2901503,88		
1,50	1554,95					124,81	1031,91
		1663,85	1497460,6	1972789,06	3470249,66		
1,75	1772,74					125,16	1311,40
		1869,14	1682228,9	2289988,03	3972216,91		
2,00	1965,55					125,47	1565,59
		2077,87	1870083,5	2563189,16	4433272,68		
2,25	2190,19					125,74	1801,64
		2289,20	2060282,8	2811793,78	4872076,56		
2,50	2388,21					125,99	2040,38
		2474,95	2227454,2	3035732,82	5263186,97		
2,75	2561,68					126,22	2253,80
		2554,14	2298726,3	3234763,24	5533489,49		
3,00	2712,52					126,37	2407,76
		2799,37	2519433,6	3366504,55	5885938,17		
3,25	2886,22					126,57	2610,67
		2961,35	2665219,0	3536339,46	6201558,44		
3,50	3036,49					126,75	2792,46
		3100,85	2790765,3	3688344,44	6479109,78		
3,75	3165,21					126,91	2959,77
		3219,67	2897701,4	3815315,93	6713017,31		
4,00	3274,13					127,04	3100,77
		3337,94	3004147,4	3922321,68	6926469,06		
4,25	3401,76					127,16	3229,44

Lanjutan Tabel 4.20

		3455,44	3109896,3	4019969,51	7129865,83		
4,50	3509,12					127,27	3352,97
		3592,22	3232999,7	4112188,64	7345188,39		
4,75	3597,90					127,39	3488,10
		3664,45	3298004,9	4205895,73	7503900,66		
5,00	3669,64					127,48	3587,70
		3721,06	3348957,7	4274966,37	7623924,12		
5,25	3725,81					127,54	3663,03
		3746,77	3372097,1	4327199,86	7699297,01		
5,50	3767,74					127,58	3710,33
		3782,22	3403999,6	4360001,70	7764001,33		
5,75	3796,70					127,62	3750,93
		3805,28	3424750,3	4388160,63	7812910,97		
6,00	3813,85					127,65	3781,63
		3817,07	3435362,1	4409445,82	7844807,91		
6,25	3820,28					127,66	3801,65
		3818,64	3436775,4	4423327,17	7860102,55		
6,50	3817,00					127,70	3812,85
		3810,96	3429863,0	4429983,31	7859846,35		
6,75	3804,92					127,67	3811,08
		3794,93	3415434,6	4429871,81	7845306,43		
7,00	3784,93					127,66	3801,96
		3771,38	3394240,4	4423544,13	7817784,57		
7,25	3757,82					127,65	3784,69
		3741,08	3366975,5	4411566,77	7778542,28		
7,50	3724,34					127,63	3760,06
		3704,76	3334283,1	4394488,76	7728771,82		
7,75	3685,17					127,60	3728,83
		3663,06	3296758,0	4372828,96	7669586,98		
8,00	3640,95					127,57	3691,68
		3616,61	3254950,2	4347072,07	7602022,22		
8,25	3592,27					127,53	3649,28
		3565,96	3209367,1	4317668,29	7527035,37		
8,50	3539,66					127,49	3602,22
		3482,64	3134371,9	4285034,46	7419406,37		
8,75	3483,62					127,43	3534,68
		3423,78	3081399,1	4238194,96	7319594,03		

Lanjutan Tabel 4.20

9,00	3424,62					127,37	3472,04
		3362,36	3026128,2	4194757,22	7220885,39		
9,25	3363,08					127,32	3410,10
		3331,23	2998111,4	4151799,81	7149911,24		
9,50	3299,39					127,28	3365,55
		3266,64	2939977,7	4120912,28	7060889,98		
9,75	3233,90					127,23	3310,47
		3200,42	2880374,6	4081463,09	6961837,67		
10,00	3166,94					127,18	3250,76
		3132,87	2819584,1	4036149,60	6855733,67		
10,25	3098,81					127,12	3186,80
		3064,29	2757864,2	3987610,17	6745474,35		
10,50	3029,78					127,06	3120,34
		2994,95	2695450,5	3937169,81	6632620,33		
10,75	2960,11					126,99	3052,31
		2925,06	2632557,9	3885542,45	6518100,39		
11,00	2890,02					126,93	2983,27
		2854,87	2569381,9	3833152,97	6402534,92		
11,25	2819,72					126,86	2913,61
		2784,56	2506100,1	3780285,21	6286385,32		
11,50	2749,39					126,80	2843,59
		2714,30	2442873,3	3727150,21	6170023,55		
11,75	2679,21					126,73	2774,21
		2644,27	2379847,1	3673232,06	6053079,13		
12,00	2609,33					126,67	2706,89
		2609,33	2348401,3	3616879,90	5965281,22		
12,25	2819,72					126,62	2656,34
		2645,37	2380828,7	3574572,60	5955401,26		
12,50	2471,01					126,61	2650,66
		2471,01	2223910,9	3569811,73	5793722,66		
12,75	2402,80					126,52	2557,58
		2369,08	2132176,0	3491903,46	5624079,44		
13,00	2335,37					126,42	2459,91
		2335,37	2101828,8	3410157,25	5511986,09		
13,25	2268,79					126,36	2395,38
		2235,96	2012366,2	3356142,68	5368508,91		
13,50	2203,14					126,28	2312,78

Lanjutan Tabel 4.20

		2203,14	1982825,8	3287005,14	5269830,96		
13,75	2138,50					126,22	2257,43
		2106,71	1896035,0	3238144,27	5134179,27		
14,00	2074,91					126,14	2183,41
		2074,91	1867423,0	3169113,09	5036536,08		
14,25	2012,44					126,09	2130,12
		1981,79	1783606,7	3119423,89	4903030,61		
14,50	1951,13					126,01	2057,27
		1951,13	1756014,3	3051484,89	4807499,16		
14,75	1891,00					125,95	2005,14
		1861,55	1675393,4	3002870,32	4678263,69		
15,00	1832,10					125,88	1934,62
		1832,10	1648885,9	2937104,26	4585990,13		
15,25	1774,43					125,83	1884,27
		1746,24	1571612,1	2890147,58	4461759,68		
15,50	1718,04					125,75	1816,48
		1718,04	1546233,2	2826928,51	4373161,71		
15,75	1662,92					125,70	1770,87
		1636,00	1472400,4	2779381,51	4251781,92		
16,00	1609,08					125,63	1708,72
		1609,08	1448175,6	2713932,64	4162108,28		
16,25	1556,54					125,58	1662,81
		1530,92	1377829,4	2665579,97	4043409,42		
16,50	1505,30					125,51	1602,04
		1505,30	1354769,2	2601576,68	3956345,88		
16,75	1455,35					125,46	1557,46
		1431,02	1287915,3	2554631,39	3842546,69		
17,00	1406,69					125,39	1499,20
		1406,69	1266017,5	2493270,04	3759287,57		
17,25	1359,31					125,34	1456,57
		1336,25	1202628,9	2448376,12	3651005,01		
17,50	1313,20					125,28	1401,13
		1313,20	1181881,4	2389989,38	3571870,75		
17,75	1268,36					125,23	1361,34
		1246,56	1121904,4	2346663,80	3468568,23		
18,00	1224,76					125,16	1310,58
		1224,76	1102286,7	2289050,27	3391336,99		

Lanjutan Tabel 4.20

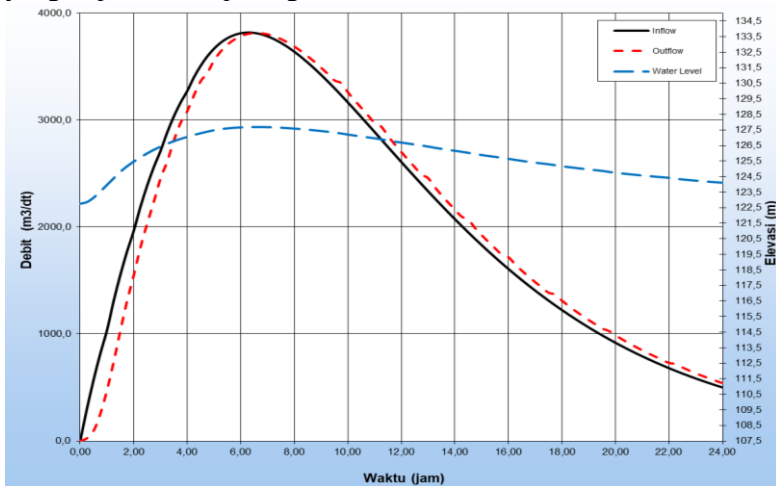
18,25	1182,40					125,11	1272,62
		1161,83	1045646,7	2245977,12	3291623,81		
18,50	1141,26					125,05	1223,62
		1141,26	1027131,8	2190365,42	3217497,22		
18,75	1101,31					125,01	1187,19
		1081,93	973737,1	2149023,80	3122760,94		
19,00	1062,55					124,95	1140,64
		1062,55	956293,0	2096187,80	3052480,79		
19,25	1024,94					124,90	1106,10
		1006,71	906039,4	2056991,39	2963030,77		
19,50	988,48					124,85	1062,14
		988,48	889629,9	2007103,63	2896733,58		
19,75	953,13					124,80	1029,56
		936,00	842403,5	1970128,59	2812532,04		
20,00	918,88					124,75	988,18
		918,88	826989,9	1923168,00	2750157,92		
20,25	885,70					124,71	959,21
		869,63	782669,8	1886866,14	2669535,97		
20,50	853,57					124,66	921,89
		853,57	768211,3	1839834,29	2608045,63		
20,75	822,46					124,62	893,43
		807,41	726672,5	1803963,10	2530635,57		
21,00	792,36					124,56	857,59
		792,36	713127,0	1758804,93	2471931,89		
21,25	763,24					124,52	830,41
		749,16	674241,6	1724559,38	2398800,96		
21,50	735,07					124,48	796,56
		735,07	661566,3	1681897,51	2343463,79		
21,75	707,84					124,44	770,94
		694,67	625205,8	1649615,85	2274821,66		
22,00	681,51					124,39	739,17
		681,51	613357,9	1609572,57	2222930,43		
22,25	656,06					124,36	715,14
		643,77	579394,1	1579301,15	2158695,23		
22,50	631,48					124,31	685,41
		631,48	568330,9	1541828,71	2110159,58		
22,75	607,73					124,28	662,94

Lanjutan Tabel 4.20

		596,26	536637,1	1513514,81	2050151,93		
23,00	584,80					124,24	635,88
		584,80	526316,6	1477864,03	2004180,68		
23,25	562,65					124,21	617,30
		551,97	496768,6	1448608,56	1945377,18		
23,50	541,28					124,17	593,54
		541,28	487149,8	1411186,81	1898336,59		
23,75	520,65					124,14	574,54
		510,70	459626,3	1381250,82	1840877,11		
24,00	500,74					124,10	551,33
		500,74	450669,0	1344684,39	1795353,42		

Dari analisa routing tersebut, didapatkan nilai debit outflow maksimum sebesar 3812,85 m³/detik dengan ketinggian air maksimum sebesar 4,95 m pada elevasi +127,7 dengan muka air normal pada elevasi +122,75

Berikut adalah grafik hubungan antara debit inflow dan outflow yang dapat dilihat pada gambar 4.4



Gambar 4.4 Reservoir Routing dengan Q 1000 tahun

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PERENCANAAN PELIMPAH

5.1 Perencanaan Pelimpahan

Bangunan pelimpah berfungsi untuk mengalirkan air banjir yang masuk ke dalam bendungan agar tidak membahayakan keamanan tubuh bendungan. Pada perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Way Apu dipakai debit banjir rencana Q 1000 tahun sebesar $3820,28 \text{ m}^3/\text{det}^3$.

Bagian-bagian dari bangunan pelimpah yang direncanakan adalah:

- Mercuri bangunan pelimpah
- Saluran transisi
- Saluran peluncur
- Bangunan peredam energi

5.1.1 Mercuri Bangunan Pelimpah

Tahap-tahap dalam merencanakan penampang mercuri adalah:

- Saluran pengarah
- Penampang mercuri pelimpah
- Analisis hidrolis mercuri pelimpah

1. Saluran Pengarah

Saluran pengarah aliran dimaksudkan agar aliran air senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dengan mengatur kecepatan alirannya yang tidak melebihi 4 m/det dengan lebar semakin mengecil ke arah hilir.

Dari analisis data sebelumnya di mana didapat:

- Elevasi mercuri spillway = $122,75 \text{ m}$
- Ketinggian air di atas mercuri (H) = $4,95 \text{ m}$
- Q_{out} yang melewati spillway (Q) = $3812,85 \text{ m}^3/\text{det}^3$
- Lebar ambang mercuri pelimpah (b) = 160 m

Maka :

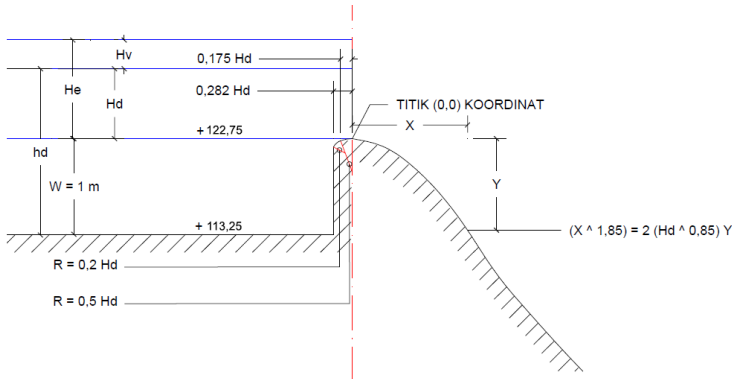
$$\begin{aligned} Q &= V \cdot A \\ 3812,85 &= V \cdot [(W + H) \times b] \\ 3812,85 &= V \cdot [(9,5 + 4,95) \times 160] \\ V &= 1,65 \text{ m/dt} \leq 4 \text{ m/dt (OK)} \end{aligned}$$

$$W \geq \left(\frac{1}{5} \times H_d\right)$$

$$\begin{aligned} 9,5 &\geq \left(\frac{1}{5} \times 5,03\right) \\ 9,5 &\geq 1,01 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi tinggi kecepatan aliran :

$$h_v = \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{1,65^2}{2 \times 9,81} = 0,14 \text{ m}$$



(Gambar 5.1 Skema Aliran Air di Saluran Pengarah)

(Sumber: Hasil analisa)

2. Penampang Mercu Pelimpah

Untuk merencanakan permukaan ambang *ogee* dipakai metode yang dikembangkan oleh *Civil Engineering Department U.S. Army* atau biasa disebut rumus lengkung *Harold* sebagai berikut:

$$X^{1,85} = 2xh_d^{0,85}xY$$

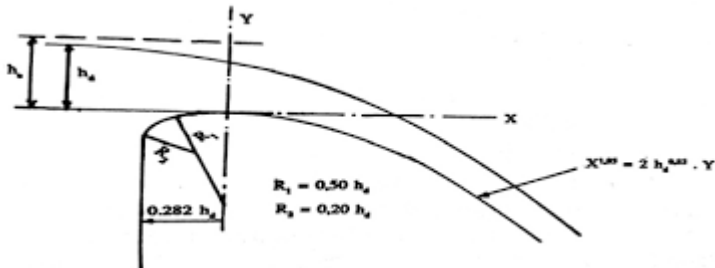
$$Y = \frac{X^{1,85}}{2xhd^{0,85}}$$

Dimana :

X = jarak horizontal dari titik tertinggi mercu bendung ketika dipermukaan mercu sebelah hilir

Y = jarak vertical dari titik tertinggi mercu bendung ketitik dipermukaan mercu sebelah hilir

Hd = tinggi tekanan rencana



Gambar 5.2 Ambang Berbentuk Bendung Pelimpah
(Sumber: Soedibyo, 2003)

Dari analisis data sebelumnya di mana didapat :

- Elevasi mercu spillway = 122,75 m
- Ketinggian air di atas mercu (H) = 4,95 m

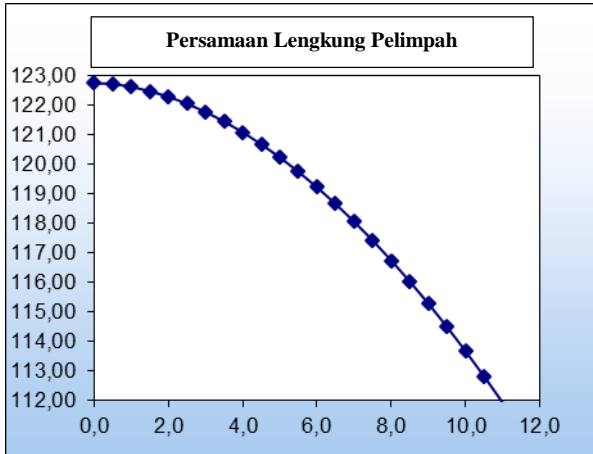
Dari hasil persamaan tersebut, maka selanjutnya dapat ditabelkan dan digambar grafik seperti berikut :

Tabel 5.1 Koordinat Penampang Pelimpah

X	Y	Elevasi
0,0	0	122,75
0,5	0,036	122,714
1,0	0,128	122,622
1,5	0,272	122,478
2,0	0,462	122,288
2,5	0,699	122,051
3,0	0,979	121,771
3,5	1,302	121,448
4,0	1,667	121,083
4,5	2,073	120,677
5,0	2,519	120,231
5,5	3,005	119,745
6,0	3,530	119,220
6,5	4,093	118,657
7,0	4,695	118,055
7,5	5,334	117,416
8,0	6,011	116,739
8,5	6,724	116,026
9,0	7,474	115,276
9,5	8,260	114,490
10,0	9,082	113,668
10,5	9,940	112,810
11,0	10,834	111,916
11,2	11,199	111,551

Sumber: hasil analisa

Bila digambarkan atau diplotkan maka akan menjadi seperti berikut:



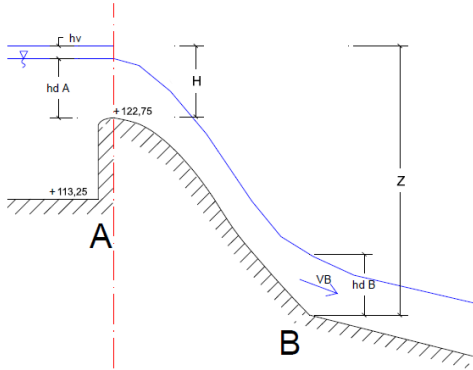
Gambar 5.3 Plot Lengkung Pelimpah
(Sumber: Hasil analisa)

Perhitungan hulu mercu menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 0,175 \times H_o \\
 &= 0,175 \times 4,95 \text{ m} = 0,867 \text{ m} \\
 X_2 &= 0,282 \times H_o \\
 &= 0,282 \times 4,95 \text{ m} = 1,397 \text{ m} \\
 R_1 &= 0,5 \times H_o \\
 &= 0,5 \times 4,95 \text{ m} = 2,477 \text{ m} \\
 R_2 &= 0,2 \times H_o \\
 &= 0,2 \times 4,95 \text{ m} = 0,991 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3. Analisa Hidrolis Mercu Pelimpah

- Kecepatan aliran (V_a) = 1,65 m/det
- Tinggi tekanan kecepatan aliran (h_{va}) = 0,14 m
- Tinggi aliran (h_{da}) = 4,95 m



Gambar 5.4 Skema Aliran Pada Mercu Pelimpah
(Sumber: Hasil analisa)

- Kecepatan aliran pada kaki pelimpah

$$Vb = \sqrt{2g \cdot (z - \frac{1}{2}H)}$$

dimana :

V = kecepatan awal loncatan (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

H = tinggi air di atas mercu (m)

z = tinggi jatuh (m)

Dengan data-data yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya, maka dapat dihitung nilai V sebagai berikut :

$$Vb = \sqrt{2 \times 9,81 \times (14,53 - \frac{1}{2} \times 5,03)}$$

$$Vb = 15,35 \text{ m/dtk}$$

Kedalaman aliran (hdB) dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$q = Vb * hdB \dots\dots\dots(6.2)$$

Dimana:

q = debit per satuan lebar (m^3/dtk)

V = kecepatan aliran (m/dtk)

hdB = kedalaman aliran (m)

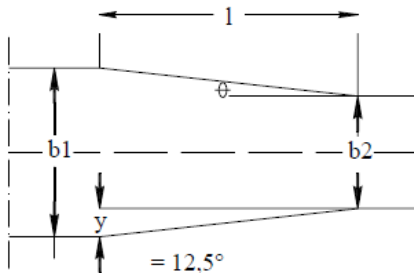
Maka, $q = Vb \cdot hdB$

$$\frac{3812,85}{160} = 15,35 \text{ hdB}$$

$$hdB = 1,55 \text{ m}$$

5.1.2 Saluran Transisi

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan tidak menimbulkan air terhenti (*back water*) dibagian hilir. Bentuk saluran transisi ditentukan sebagai berikut seperti pada Gambar 5.4:



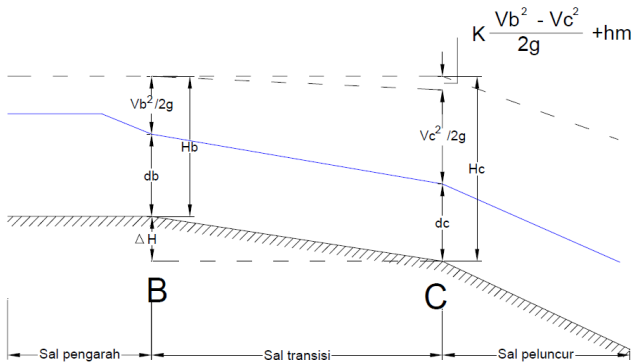
Gambar 5.5 Skema Bagian Transisi Saluran Pengarah Pada Bangunan Perlimpah

Dengan ketentuan tersebut diatas dimana $b1 = 160 \text{ m}$ dan $b2 = 80 \text{ m}$ maka :

➤ Panjang Saluran Transisi (L)

$$Y = \frac{b1 - b2}{2} = \frac{160 - 80}{2} = 40 \text{ m}$$

$$L = \frac{Y}{tg\theta} = \frac{40}{tg12,5} = 180 \text{ m}$$



Gambar 5.6 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Transisi

➤ Tinggi Garis Energi di C (H_c)

$$\frac{V_b^2}{2xg} = \frac{15,35^2}{2x9,81} = 12,02$$

$$H_c = \frac{V^2}{2 * g} + hdB$$

$$H_c = 12,02 + 1,55$$

$$H_c = 13,57 \text{ m}$$

➤ Tinggi Air di C (hdC)

$$H_c = hdC + \frac{V_c^2}{2g} + K \frac{V_b^2 - V_c^2}{2g} + hm$$

$$hm = L \cdot \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Dimana :

V_b = kecepatan aliran titik B

hdB = kedalaman aliran titik B

hdC = kedalaman aliran titik C

V_c	= kecepatan aliran titik C
K	= Koefisien kehilangan energi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi = 0,1
hm	= kehilangan energi akibat gesekan
n	= koefisien <i>manning</i> = 0,02
L	= panjang saluran
Q	= debit pada saluran
R	= jari-jari hidrolis rata-rata
A	= luas penampang saluran rata-rata

Diamsusikan nilai $V_c = 12,2$ m/dt maka :

$$Q = V \times A$$

$$3812,85 = 12,2 \times (80 \times hdC)$$

$$hdC = 3,89 \text{ m}$$

$$H_c = hdC + \frac{V_c^2}{2g} + K \frac{Vb^2 - Vc^2}{2g} + hm$$

$$13,57 = 3,89 + 7,63 + 0,050 + 1,992$$

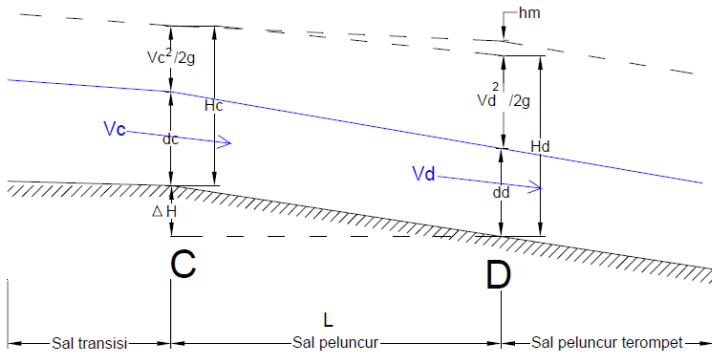
$$13,57 \approx 13,57$$

Jadi nilai $V_c = 12,2$ m/dt dapat diterima.

5.1.3 Saluran Peluncur

Pada perencanaan bangunan pelimpah antara tinggi mercu dengan bangunan peredam energi diberi saluran peluncur (*flood way*). Saluran ini berfungsi untuk mengatur aliran air yang melimpah dari mercu dapat mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.

Direncanakan saluran peluncur dengan panjang (L) = 10 m dengan kemiringan (s) = 0,01,



Gambar 5.7 Skema Penampang Memanjang Aliran Pada Saluran Peluncur

- Tinggi garis energi di D (H_d)

$$\frac{V_{c1}^2}{2xg} = \frac{12,2^2}{2x9,81} = 7,63$$

$$H_d = \frac{V_{c1}^2}{2xg} + h_{dc1} + (SxL)$$

$$H_d = 7,63 + 3,89 + (0,01x10)$$

$$H_d = 11,63 \text{ m}$$

- Tinggi Air di D (hdD)

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_{c1}^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$hm = L \cdot \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

Dimana :

V_{c1} = kecepatan aliran titik C1

$hdC1$ = kedalaman aliran titik C1

hdD	= kedalaman aliran titik D
Vd	= kecepatan aliran titik D
K	= koefisien kehilangan energi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi = 0,1
hm	= kehilangan energi akibat gesekan
n	= koefisien <i>manning</i> = 0,011
L	= panjang saluran
Q	= debit pada saluran
R	= jari-jari hidrolis rata-rata
A	= luas penampang saluran rata-rata

Diasumsikan nilai Vd = 13,7 m/dt maka :

$$Q = V \times A$$

$$3812,85 = 13,7 \times (160 \times hdD)$$

$$hdD = 1,74m$$

$$H_d = hdD + \frac{V_d^2}{2g} + K \frac{V_{c1}^2 - V_d^2}{2g} + hm$$

$$11,63 = 1,74 + 9,51 + 0,010 + 0,366$$

$$11,63 \approx 11,63$$

Jadi nilai Vd = 13,7 m/dt dapat diterima.

Froude number pada titik D adalah :

$$Fr = \frac{Vd^2}{\sqrt{g \times hdD}} = \frac{13,7^2}{\sqrt{9,81 \times 1,74}} = 3,30$$

5.1.4 Peredam Energi

Guna mereduksi energi aliran air dari saluran peluncur *spillway*, maka di ujung hilir saluran peluncur harus dibuat suatu bangunan yang disebut peredam energi (*stilling basin*).

Ada beberapa tipe peredam energi yang sangat tergantung pada karakteristik hidrolis aliran seperti kecepatan aliran (v), bilangan *froude* (Fr), dan debit persatuan lebar (q).

Dalam perencanaan, nilai bilangan *Froude* diketahui 3,30. Sedangkan untuk nilai q sebagai berikut:

$$q = \frac{Q}{b} = 47,66 \text{ m}^3 / \text{detik}$$

Maka direncanakan menggunakan kolam olakan datar tipe IV USBR karena aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar dan nilai bilangan *Froude* antara 2,5 s/d 4,5.

1. Panjang Kolam Olakan

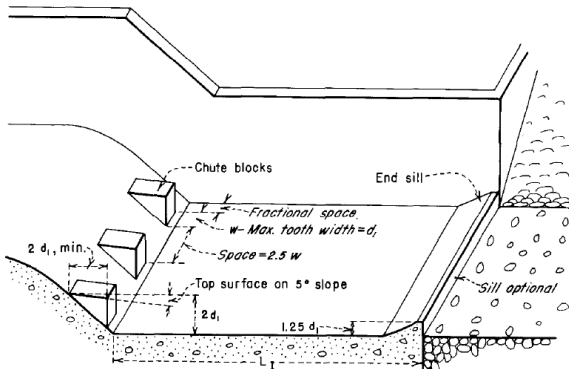
Panjang kolam olakan (L) dapat ditentukan dari persamaan berikut :

$$L = 2hd(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

$$L = 2 \times 1,74 \times (\sqrt{1 + (8 \times 3,3^2)} - 1)$$

$$L = 32,58 \text{ m} \approx 40 \text{ m}$$

Jadi ukuran panjang kolam olakan USBR type IV yang digunakan adalah 40m.



Gambar 5.8 Blok Muka dan Ambang Ujung Hilir Kolam Olakan

2. Dimensi Gigi Pemancar Aliran

Gigi-gigi pemancar aliran berfungsi sebagai pembagi berkas aliran, terletak di ujung saluran sebelum masuk ke dalam kolam olakan.

- Panjang blok muka gigi pemancar aliran $> 2hd$

$$L > 2 \text{ hd}$$

$$L > 2 \times 1,74 = 3,49$$

$$L > 3,49$$

$$L = 4 \text{ m}$$
- Tinggi blok gigi pemancar aliran $> 2hd$

$$L > 2 \text{ hd}$$

$$L > 2 \times 1,74 = 3,49$$

$$L > 3,49$$

$$L = 4 \text{ m}$$
- Lebar blok gigi pemancar aliran $W = hd$

$$W = hd$$

$$W = 1,74 \text{ m} = 2 \text{ m}$$
- Kemiringan blok muka gigi pemancar aliran = 5%
- Jarak antar blok gigi pemancar aliran (b)

$$b = 2,5 W$$

$$b = 2,5 \times 2 = 5 \text{ m}$$

3. Dimensi Ambang Ujung Hilir Kolam Olakan

Ambang ujung hilir kolam olakan dibuat rata tanpa bergerigi sebagai peredam sebelum masuk ke sungai.

- Tinggi ambang ujung hilir (t)

$$t = 1,25 \text{ hd}$$

$$t = 1,25 \times 1,74$$

$$t = 2,18 \text{ m} = 3 \text{ m}$$
- Lebar ambang ujung hilir = 2 m
- Dengan kemiringan 1 : 2 maka total lebar ujung ambang hilir adalah :

$$B_{\text{tot}} = (2 \times t) + \text{ambang ujung hilir}$$

$$B_{\text{tot}} = (2 \times 3) + 2,0$$

$$B_{\text{tot}} = 8 \text{ m}$$

4. Kedalaman Loncatan Hidrolis Dalam Kolam Olakan
Dipakai rumus sebagai berikut :

$$\frac{hdF}{hdE} = -\frac{1}{2} + \left(\sqrt{\frac{1}{4} + 2Fr^2} \right)$$

$$hdF = 4m$$

5.2 Analisa Kestabilan Pelimpah

Kontrol stabilitas pelimpah dalam hal ini meninjau gaya-gaya yang bekerja pada 2 kondisi yaitu pada saat muka air rendah dan selama kondisi debit banjir sehingga dapat diketahui kestabilan dan ketahanan pelimpah terhadap gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah. Kontrol stabilitas hanya dilakukan pada uji guling (*overtuning*), uji geser (*sliding*), daya dukung tanah, dan kontrol stabilitas peredam energi.

5.2.1 Gaya-Gaya yang Bekerja pada Pelimpah

Dalam menghitung gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah ini ditinjau dari 2 kondisi yaitu pada saat air setinggi mercu dan saat muka air banjir.

1. Gaya Akibat Tekanan Air (H_w) dan Beban Air (W)

- a. Pada kondisi muka air setinggi mercu

$$\rightarrow H_w = \frac{1}{2} y_w \cdot h \cdot h$$

$$H_w = \frac{1}{2} \times 1 \times 9,5 \times 9,5 = 45,13 \text{ t/m}$$

$$\rightarrow w_1 = \frac{1}{2} \cdot H_x \cdot (y_w \cdot H_x)$$

$$w_1 = \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1 \times 4,5) = 10,13 \text{ t/m}$$

$$\rightarrow w_2 = \frac{1}{2} \cdot H_x \cdot (y_w \cdot P)$$

$$w_2 = \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1 \times 9,5) = 21,38 \text{ t/m}$$

Dimana: Berat jenis air (y_w) = 1 t/m³

Kedalaman air (h) = 9,5 m

Tinggi Pelimpah (P) = 9,5 m

Kedalaman pondasi (H_x) = 4,5 m

b. Pada kondisi muka air banjir

$$\rightarrow Hw = \frac{1}{2}yw \cdot (h_0 \cdot P)^2$$

$$Hw = \frac{1}{2} \times 1 \times (4,95 + 9,5) = 104,40 \text{ t/m}$$

$$\rightarrow w_1 = \frac{1}{2} \cdot Hx \cdot (yw \cdot Hx)$$

$$w_1 = \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1 \times 4,5) = 10,13 \text{ t/m}$$

$$\rightarrow w_2 = \frac{1}{2} Hx \cdot (yw(P + h_0))$$

$$w_2 = \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1 \times (9,5 + 4,95)) = 32,51 \text{ t/m}$$

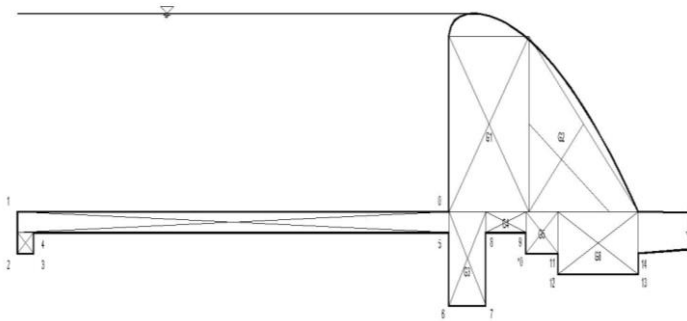
Dimana : Berat jenis air (yw) = 1 t/m³

Kedalaman air (h₀) = 4,95 m

Tinggi Pelimpah (P) = 9,5 m

Kedalaman pondasi (Hx) = 4,5 m

2. Gaya Akibat Gaya Angkat (*Uplift*)



Gambar 5.9 Pelimpah pada Muka Air Normal
(Sumber: Hasil analisa)

➤ Panjang jalur rembesan arah vertikal (L_v)

$$L_v = 2 + 1 + 3,5 + 3,5 + 1 + 1 + 1$$

$$= 13 \text{ m}$$

- Panjang jalur rembesan arah horizontal (Lh)

$$\begin{aligned} Lh &= 40+1+39+2,3+2,5+2+5 \\ &= 91,8 \text{ m} \end{aligned}$$

- Panjang creep line total (Lt)

$$\begin{aligned} Lt &= 13 + (91,8/3) \\ &= 43,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Gaya tekan ke atas (*uplift pressure*) dihitung dengan menggunakan rumus :

$$Ux = Hx - \frac{Lx}{Lt} x \Delta H$$

- Pada kondisi air setinggi mercu

- Cek panjang creep line

$$Lt > \Delta H \cdot C$$

$$43,6 > 9,5 \times 2,5$$

$$43,6 > 23,75 \quad (\text{OK})$$

Dimana : Beda elevasi muka air (ΔH) = 9,5 m

Koefisien rembesan (C) = 2,5 m

Tabel 5.2 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Normal

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$Lt * \Delta H$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	9,5	0	0	0	0	43,6	0	9,5	9,5
1	9,5	0	40	13,33	13,33	43,6	2,91	9,5	6,6
2	9,5	2	40	13,33	15,33	43,6	3,34	11,5	8,2
3	9,5	2	41	13,67	15,67	43,6	3,41	11,5	8,1
4	9,5	3	41	13,67	16,67	43,6	3,63	10,5	6,9
5	9,5	3	80	26,67	29,67	43,6	6,46	10,5	4,0
6	9,5	6,5	80	26,67	33,17	43,6	7,23	14	6,8
7	9,5	6,5	82,3	27,43	33,93	43,6	7,39	14	6,6
8	9,5	10	82,3	27,43	37,43	43,6	8,16	10,5	2,3

Lanjutan Tabel 5.2

9	9,5	10	84,8	28,27	38,27	43,6	8,34	10,5	2,2
10	9,5	11	84,8	28,27	39,27	43,6	8,56	11,5	2,9
11	9,5	11	86,8	28,93	39,93	43,6	8,70	11,5	2,8
12	9,5	12	86,8	28,93	40,93	43,6	8,92	12,5	3,6
13	9,5	12	91,8	30,60	42,60	43,6	9,28	12,5	3,2
14	9,5	13	91,8	30,60	43,60	43,6	9,50	11,5	2,0
total uplift presure (t/m ²)									75,67

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.3 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal Saat Muka Air Normal

Bidang	Titik		Lebar	U _x	x	M _x	Ket
6-7	6,77	6,61	2,30	15,39	10,65	163,87	Vertikal
8-9	2,34	2,16	2,50	5,63	8,25	46,47	
10-11	2,94	2,80	2,00	5,74	6,00	34,46	
12-13	3,58	3,22	5,00	17,00	2,50	42,49	
x = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						287,28	

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.4 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (→) Saat Muka Air Normal

Bidang	Titik		Lebar	U _y	y	M _y	Ket
5-6	4,04	6,77	3,50	18,92	0,25	4,73	Horizontal
9-10	2,16	2,94	1,00	2,55	1,50	3,83	
11-12	2,80	3,58	1,00	3,19	0,50	1,59	
y = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						10,15	

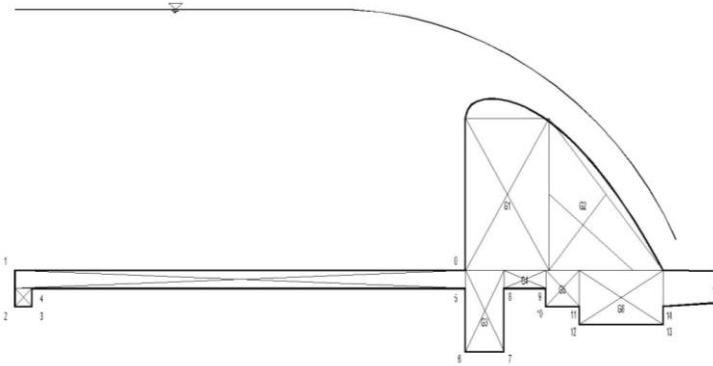
Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (←) Saat Muka Air Normal

Bidang	Titik		Lebar	Uy	y	My	Ket
7-8	6,61	2,34	3,50	15,66	0,25	3,92	Horizontal
13-14	3,22	2,00	1,00	2,61	0,50	1,30	
y = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						5,22	

Sumber: Hasil analisa

b. Pada kondisi muka air banjir



Gambar 5.10 Pelimpah pada Muka Air Banjir
(Sumber: Hasil analisa)

➤ Cek panjang creep line

$$L_t > \Delta H \cdot C$$

$$43,6 > 14,45 \times 2,5$$

$$43,6 > 36,13 \quad (\text{OK})$$

Dimana : Beda elevasi muka air (ΔH) = 14,45 m

Koefisien rembesan (C) = 2,5 m

Tabel 5.6 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Banjir

No titik	ΔH	Panjang Rembebsan				ΣL	$L_t * \Delta H$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	14,45	0	0	0	0	43,6	0	14,45	14,45
1	14,45	0	40	13,33	13,33	43,6	4,42	14,45	10,0
2	14,45	2	40	13,33	15,33	43,6	5,08	16,45	11,4
3	14,45	2	41	13,67	15,67	43,6	5,19	16,45	11,3
4	14,45	3	41	13,67	16,67	43,6	5,52	15,45	9,9
5	14,45	3	80	26,67	29,67	43,6	9,83	15,45	5,6
6	14,45	6,5	80	26,67	33,17	43,6	10,99	18,95	8,0
7	14,45	6,5	82,3	27,43	33,93	43,6	11,25	18,95	7,7
8	14,45	10	82,3	27,43	37,43	43,6	12,41	15,45	3,0
9	14,45	10	84,8	28,27	38,27	43,6	12,68	15,45	2,8
10	14,45	11	84,8	28,27	39,27	43,6	13,01	16,45	3,4
11	14,45	11	86,8	28,93	39,93	43,6	13,23	16,45	3,2
12	14,45	12	86,8	28,93	40,93	43,6	13,57	17,45	3,9
13	14,45	12	91,8	30,60	42,60	43,6	14,12	17,45	3,3
14	14,45	13	91,8	30,60	43,60	43,6	14,45	16,45	2,0
total uplift presure (t/m ²)								99,99	

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.7 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal Saat Muka Air Banjir

Bidang	Titik		Lebar	Ux	x	Mx	Ket
6-7	7,96	7,70	2,30	18,01	10,65	191,82	Vertikal
8-9	3,04	2,77	2,50	7,26	8,25	59,93	
10-11	3,44	3,22	2,00	6,65	6,00	39,91	
12-13	3,88	3,33	5,00	18,04	2,50	45,10	
x = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						336,75	

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.8 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (→) Saat Muka Air Banjir

Bidang	Titik		Lebar	Uy	y	My	Ket
5-6	5,62	7,96	3,50	23,76	0,25	5,94	Horizontal
9-10	2,77	3,44	1,00	3,10	1,50	4,65	
11-12	3,22	3,88	1,00	3,55	0,50	1,77	
y = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						12,37	

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.9 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Horizontal (←) Saat Muka Air Banjir

Bidang	Titik		Lebar	Uy	y	My	Ket
7-8	7,70	3,04	3,50	18,81	0,25	4,70	Horizontal
13-14	3,33	2,00	1,00	2,67	0,50	1,33	
y = Jarak ke titik pusat kontrol (13)						6,03	

Sumber: hasil analisa

3. Gaya Vertikal Akibat Berat Sendiri Pelimpah (G)

Gaya tekan ke atas (*uplift pressure*) dihitung dengan menggunakan rumus : $G = \gamma_{beton} \times A$ dimana berat jenis beton (γ_{beton}) = 2,4t/m³ dan luas penampang pias (A).

Tabel 5.10 Perhitungan Gaya Vertikal Akibat Beban Sendiri

No Pias	Dimensi			γ_{beton}	G
	x (m)	y (m)	Luas (m ²)	(t/m ³)	t/m
G1	5,00	8,60	43,00	2,40	103,20
G2	6,80	8,60	29,24	2,40	70,18
G3	2,30	4,50	10,35	2,40	24,84
G4	2,50	1,00	2,50	2,40	6,00
G5	2,00	2,00	4,00	2,40	9,60
G6	5,00	3,00	15,00	2,40	36,00

Sumber: hasil analisa

4. Gaya Horizontal Akibat Tekanan Tanah Samping (P)

Besarnya gaya akibat tekanan tanah samping sama baik pada kondisi air normal ataupun kondisi air banjir.

$$\begin{aligned}
 \text{Data tanah : } \quad \gamma_{\text{sat}} &= 1,916 \text{ t/m}^3 \\
 \phi &= 30^\circ \\
 K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\
 &= \tan^2(45 - 30/2) \\
 &= \tan^2(45 - 15) \\
 &= 0,33 \\
 K_p &= \tan^2(45 + \phi/2) \\
 &= \tan^2(45 + 30/2) \\
 &= \tan^2(45 + 15) \\
 &= 3,00
 \end{aligned}$$

a. Tekanan tanah aktif (Pa)

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{1}{2} \cdot Hx \cdot (\gamma_{\text{sat}} \cdot Hx) \cdot K_a \\
 &= \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1,916 \times 4,5) \times 0,33 = 6,47 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

b. Tekanan tanah pasif (Pp)

$$\begin{aligned}
 Pa &= \frac{1}{2} \cdot Hx \cdot (\gamma_{\text{sat}} \cdot Hx) \cdot K_p \\
 &= \frac{1}{2} \times 4,5 \times (1,916 \times 4,5) \times 3,00 = 17,96 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

5.2.2 Kontrol Terhadap Guling

Kontrol terhadap guling dilakukan dalam dua kondisi yaitu pada saat muka air normal atau saat muka air banjir. Titik acuan pada bangunan pelimpah direncanakan pada titik 13 dan dicari momen yang menyebabkan guling dan momen yang menahannya.

1. Kondisi Muka Air Normal

Perhitungan momen yang bekerja terhadap titik 13 dapat dilihat pada tabel 5.11. Sedangkan momen uplift sudah diperhitungkan pada perhitungan sebelumnya.

Tabel 5.11 Perhitungan Momen Kontrol Guling Kondisi Muka Air Normal

Gaya	Besarnya Gaya t/m'	Jarak Terhadap Titik Guling	Momen Guling t.m/m'	Momen Penahan t.m/m'
G1	103,20	9,30		959,76
G2	70,18	5,10		357,90
G3	24,84	10,65		264,55
G4	6,00	8,25		49,50
G5	9,60	6,00		57,60
G6	36,00	2,50		90,00
Hw	45,13	6,17	278,27	
W1	10,125	0		0,00
W2	21,375	3,17		67,69
P1	6,47	0		0,00
P2	17,96	0,67		11,98
Uplift(V)			287,28	
Uplift(H)			10,15	5,22
Jumlah			575,71	1864,19

Sumber: Hasil analisa

$$\begin{aligned} \text{Angka keamanan (SF)} &= 1,2 \\ \frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} &\geq \text{SF} \\ \frac{1864,19}{575,71} &\geq 1,2 \\ 3,24 &\geq 1,2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

Perhitungan momen yang bekerja terhadap titik 13 dapat dilihat pada tabel 5.12. Sedangkan momen uplift sudah diperhitungkan pada perhitungannya.

Tabel 5.12 Perhitungan Momen Kontrol Guling Kondisi Muka Air Banjir

Gaya	Besarnya Gaya t/m'	Jarak Terhadap Titik Guling	Momen Guling t.m/m'	Momen Penahan t.m/m'
G1	103,20	9,30		959,76
G2	70,18	5,10		357,90
G3	24,84	10,65		264,55
G4	6,00	8,25		49,50
G5	9,60	6,00		57,60
G6	36,00	2,50		90,00
Hw	104,40	7,82	816,07	
W1	10,125	0		0,00
W2	32,5125	4,82		156,60
P1	6,47	0		0,00
P2	17,96	0,67		11,98
Uplift (V)			336,75	
Uplift (H)			12,37	6,03
Jumlah			1165,18	1953,92

Sumber: Hasil analisa

$$\frac{\text{Angka keamanan (SF) = 1,2}}{\text{Momen Penahan}} \geq \text{SF}$$

$$\frac{\text{Momen Guling}}{1953,92} \geq 1,2$$

$$\frac{1165,18}{1,68} \geq 1,2 \quad (\text{OK})$$

5.2.3 Kontrol Terhadap Geser

Kontrol stabilitas pelimpah terhadap geser atau *sliding* ditinjau pada dua kondisi yaitu pada kondisi muka air normal dan saat muka air banjir.

1. Kondisi Muka Air Normal

Tabel 5.13 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Normal

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift	
Hw	45,13	G1	103,20	6-7	15,39
W1	10,13	G2	70,18	8-9	5,63
W2	21,38	G3	24,84	10-11	5,74
P1	6,47	G4	6,00	12-13	17,00
P2	17,96	G5	9,60	ΣU	43,76
UH	10,15	G6	36,00		
UH	5,22	ΣV	249,82		
ΣH	70,06				

Sumber: Hasil analisa

Angka keamanan (SF) = 1,2

$$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \cdot f}{\Sigma H} \geq SF$$

$$\frac{(249,82 - 43,76) \times 0,75}{70,06} \geq 1,2$$

$$2,5 \geq 1,2 \quad (\text{OK})$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 5.14 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Banjir

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift	
Hw	104,40	G1	103,20	6-7	18,01
W1	10,13	G2	70,18	8-9	7,26
W2	32,51	G3	24,84	10-11	6,65
P1	6,47	G4	6,00	12-13	18,04
P2	17,96	G5	9,60	ΣU	49,96
UH	12,37	G6	36,00		
UH	6,03	ΣV	249,82		
ΣH	141,87				

Sumber: Hasil analisa

$$\begin{aligned} \text{Angka keamanan (SF)} &= 1,2 \\ \frac{(\sum V - \sum U) \cdot f}{\sum H} &\geq SF \\ \frac{(249,82 - 49,96) \times 0,75}{141,87} &\geq 1,2 \\ 1,27 &\geq 1,2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

5.2.4 Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah

Kontrol terhadap daya dukung tanah dilakukan pada dua kondisi yaitu saat muka air normal dan saat muka air banjir. Daya dukung dapat dihitung dengan menggunakan rumus :

$$\text{Jika } e < B/6 \quad \rightarrow \quad \sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6xe}{B}\right)$$

$$\text{Jika } e < B/3 \quad \rightarrow \quad \sigma_{max} = \frac{2V}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Dimana: e = eksentrisitas
 $\sum V$ = jumlah gaya vertikal total (ton/m²)
 B = lebar dasar pondasi = 11,8 m
 L = panjang pelimpah = 1 m²

Diketahui daya dukung ijin tanah (σ_{ijin}) sebesar 66 t/m²

1. Kondisi Muka Air Normal

$$\sum M = 1864,19 - 575,71 = 1288,48 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\sum V = 249,82 - 43,76 = 206,06 \text{ t/m}$$

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{1288,48}{206,06} - \frac{11,8}{2} \right| = 0,35$$

$$0,35 < \frac{11,8}{6}$$

$$0,35 < 1,97$$

maka :

$$\sigma_{12} = \frac{\sum V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6xe}{B}\right)$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_{12} &= \frac{\sum V}{BxL} x \left(1 + \frac{6xe}{B}\right) < \sigma_{ijin} \\ \sigma_1 &= \frac{206,06}{11,8xL} x \left(1 + \frac{6x0,35}{11,8}\right) < \sigma_{ijin} \\ &20,60 < \sigma_{ijin} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_{12} &= \frac{\sum V}{BxL} x \left(1 - \frac{6xe}{B}\right) > 0 \\ \sigma_1 &= \frac{206,06}{11,8xL} x \left(1 - \frac{6x0,35}{11,8}\right) > 0 \\ &14,33 > 0 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

$$\sum M = 1953,92 - 1165,18 = 788,73 \text{ t.m}$$

$$\sum V = 249,82 - 49,96 = 199,85 \text{ t/m}$$

$$e = \left| \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{788,73}{199,85} - \frac{11,8}{2} \right| = 1,95$$

$$1,95 < \frac{11,8}{6}$$

$$1,95 < 1,97$$

maka :

$$\begin{aligned}\sigma_{12} &= \frac{\sum V}{BxL} x \left(1 \pm \frac{6xe}{B}\right) \\ \rightarrow \sigma_{12} &= \frac{\sum V}{BxL} x \left(1 + \frac{6xe}{B}\right) < \sigma_{ijin} \\ \sigma_1 &= \frac{199,85}{11,8xL} x \left(1 + \frac{6x1,95}{11,8}\right) < \sigma_{ijin} \\ &33,76 < \sigma_{ijin} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rightarrow \sigma_{12} &= \frac{\sum V}{BxL} x \left(1 - \frac{6xe}{B}\right) > 0 \\ \sigma_1 &= \frac{199,85}{11,8xL} x \left(1 - \frac{6x1,95}{11,8}\right) > 0 \\ &0,11 > 0 \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

5.2.5 Titik Berat Bangunan Pelimpah

Untuk perhitungan titik berat konstruksi dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa bagian agar mempermudah dalam melakukan perhitungan. Dalam perhitungan ini digunakan titik 0 sebagai titik acuan dalam perhitungan. Hasil perhitungan titik berat konstruksi akan ditunjukkan dalam tabel 5.15 berikut.

Tabel 5.15 Perhitungan Titik Berat Pelimpah

Berat	Berat (t/m)	Jarak hor ke titik 0	Moment	Jarak ver ke titik 0	Moment
G1	103,20	2,50	258,00	4,30	443,76
G2	70,18	6,70	470,18	2,10	147,37
G3	24,84	1,15	28,57	-2,75	-68,31
G4	6,00	3,55	21,30	-0,50	-3,00
G5	9,60	5,80	55,68	-1,00	-9,60
G6	36,00	9,30	334,80	-1,50	-54,00
Total	249,82		1168,53		456,22

maka :

$$h = \frac{1168,53}{249,82} = 4,7m$$

$$v = \frac{456,22}{249,82} = 1,8m$$

Jadi, letak koordinat titik berat bangunan pelimpah ini adalah berjarak 4,7 m ke sebelah kanan dari titik 0 dan 1,8 m ke atas dari titik 0.

5.2.6 Kontrol Peredam Energi

Kontrol daya dukung peredam energi ditinjau di beberapa titik yang dianggap mewakili untuk mengetahui ketebalan lantai pada peredam energi tersebut mampu atau tidak menahan gaya *uplift* yang terjadi dari tanah. Kontrol dilakukan dengan dua kondisi yaitu pada saat muka air normal dan pada saat muka air banjir. Rumus yang biasa digunakan adalah sebagai berikut :

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

dimana :

dx = tebal lantai pada titik x (m)

S = faktor keamanan = 1,25

Px = gaya angkat pada titik x (t/m²)

Wx = Kedalaman air pada titik x (m)

γ = berat jenis beton (2,4 t/m²)

1. Kondisi Saat Muka Air Normal

Pertama dilakukan perhitungan gaya uplift pada titik tertentu di bangunan peredam energi. Kemudian di cek ketebalan lantai dengan rumus di atas.

Tabel 5.16 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$Lt * \Delta H$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3LH	Lt		ΣL		
15	14,75	21,75	281,8	93,93	115,68	136,02	12,55	19,75	7,20
16	14,75	21,75	282,8	94,27	116,02	136,02	12,58	19,75	7,17
17	14,75	22,75	283,8	94,60	117,35	136,02	12,73	18,75	6,02
18	14,75	22,75	318,8	106,27	129,02	136,02	13,99	18,75	4,76
19	14,75	23,75	319,8	106,60	130,35	136,02	14,14	19,75	5,61
20	14,75	23,75	321,8	107,27	131,02	136,02	14,21	19,75	5,54
21	14,75	28,75	321,8	107,27	136,02	136,02	14,75	14,75	0,00

Sumber: hasil analisa

Tabel 5.17 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Normal

Titik	P _x	W _x	S(P _x -W _x)/γ	dx	Ket
15	7,20	0	3,75	5	OK
16	7,17	0	3,73	5	OK
17	6,02	0	3,14	4	OK
18	4,76	0	2,48	4	OK
19	5,61	0	2,92	5	OK
20	5,54	0	2,89	5	OK

Sumber: Hasil analisa

2. Kondisi Saat Muka Air Banjir

Pertama dilakukan perhitungan gaya uplift pada titik tertentu di bangunan peredam energi. Kemudian di cek ketebalan lantai dengan rumus di atas.

Tabel 5.18 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi Saat Muka Air Banjir

No titik	Δ H	Panjang Rembesan				ΣL	$\frac{L_t * \Delta H}{\Sigma L}$	H _x	U _x
		LV	LH	1/3LH	L _t				
15	19,7	21,75	281,8	93,93	115,68	136,02	16,76	24,7	7,94
16	19,7	21,75	282,8	94,27	116,02	136,02	16,80	24,7	7,90
17	19,7	22,75	283,8	94,60	117,35	136,02	17,00	23,7	6,70
18	19,7	22,75	318,8	106,27	129,02	136,02	18,69	23,7	5,01
19	19,7	23,75	319,8	106,60	130,35	136,02	18,88	24,7	5,82
20	19,7	23,75	321,8	107,27	131,02	136,02	18,98	24,7	5,72
21	19,7	28,75	321,8	107,27	136,02	136,02	19,70	19,7	0,00

Sumber: Hasil analisa

Tabel 5.19 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi Saat Muka Air Banjir

Titik	P _x	W _x	S(P _x -W _x)/γ	dx	Ket
15	7,94	3,14	2,50	5	OK
16	7,90	3,14	2,48	5	OK
17	6,70	3,14	1,86	4	OK
18	5,01	3,14	0,98	4	OK
19	5,82	3,14	1,40	5	OK
20	5,54	0	2,89	5	OK

Sumber: Hasil analisa

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VI KESIMPULAN

Beberapa kesimpulan yang dapat diambil dari hasil perhitungan dan analisa bab – bab sebelumnya sebagai berikut:

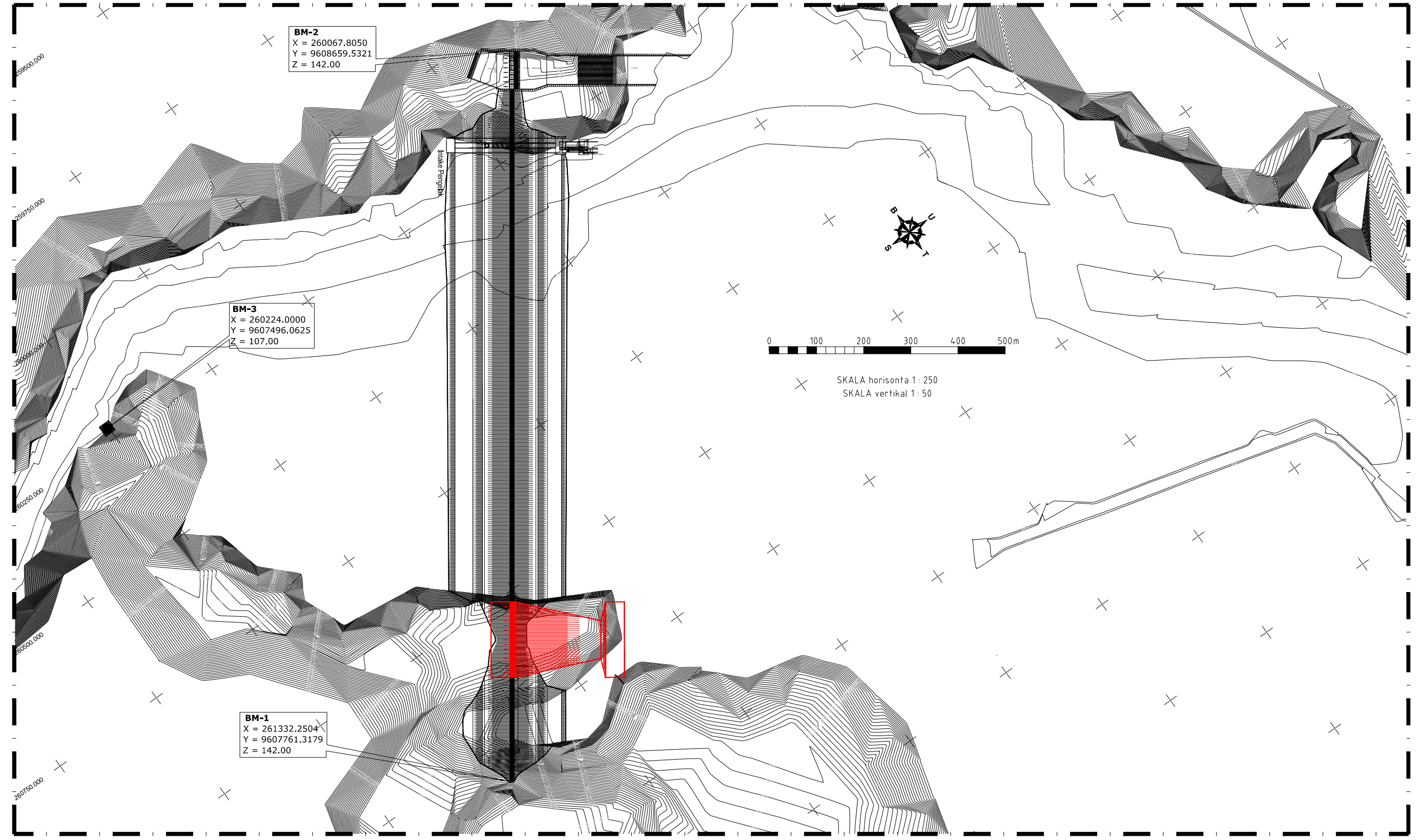
1. Analisa hidrologi menggunakan distribusi Log Pearson Tipe III dan didapat tinggi curah hujan maksimum sebesar 809,959 mm. Perhitungan banjir rencana menggunakan metode HSS ITS-2 periode ulang 1000 tahun, dengan besaran debit rencana maksimum adalah 3820,28 m³/detik.
2. Berdasarkan lengkung kapasitas bendungan didapat kapasitas tampungan efektif air atau kapasitas tampungan air setinggi mercu bangunan pelimpah adalah sebesar 12.030.617,40 m³.
3. Berdasarkan hasil perhitungan pada perencanaan pelimpah, maka didapatkan:

Tipe mercu	= Mercu tipe ogee
Lebar pelimpah	= 160 m
Tinggi pelimpah	= 9,5 m
Elevasi mercu pelimpah	= +122,75
Elevasi dasar pelimpah	= +113,25
Panjang sal. Transisi	= 180 m
Panjang sal. Peluncur	= 10 m
Panjang kolam olak	= 40 m
Tipe kolam olak	= USBR Tipe IV

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- Azmi D.N, Danayanti. 2011. **Perencanaan Spillway Bendungan Tugu Trenggalek**. Tugas Akhir di Jurusan Teknik Sipil FTSPK ITS.
- Dwi Cahyadi, Ahmad. 2015. **Redesain Bendungan Way Apu Kabupaten Buru Provinsi Maluku**. Tugas Akhir di Jurusan Teknik Sipil FTSPK ITS.
- Lasminto, Umboro. 2001. **Modul Ajar Hidrologi**. Jurusan Teknik Sipil FTSPK ITS.
- Soedibyو. 2003. **Teknik Bendungan**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono. 2002. **Bendungan Type Urugan**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda. 2003. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Triatmodjo, Bambang. 2016. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta: Beta Offset.
- USB. 1987. **Design of Small Dams**. US Government Printing Office.



Lokasi Kedudukan Pelimpah
 SKALA 1 : 7500



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 PROGRAM STUDI S1

DESAIN BANGUNAN PELIMPAH WAY APU

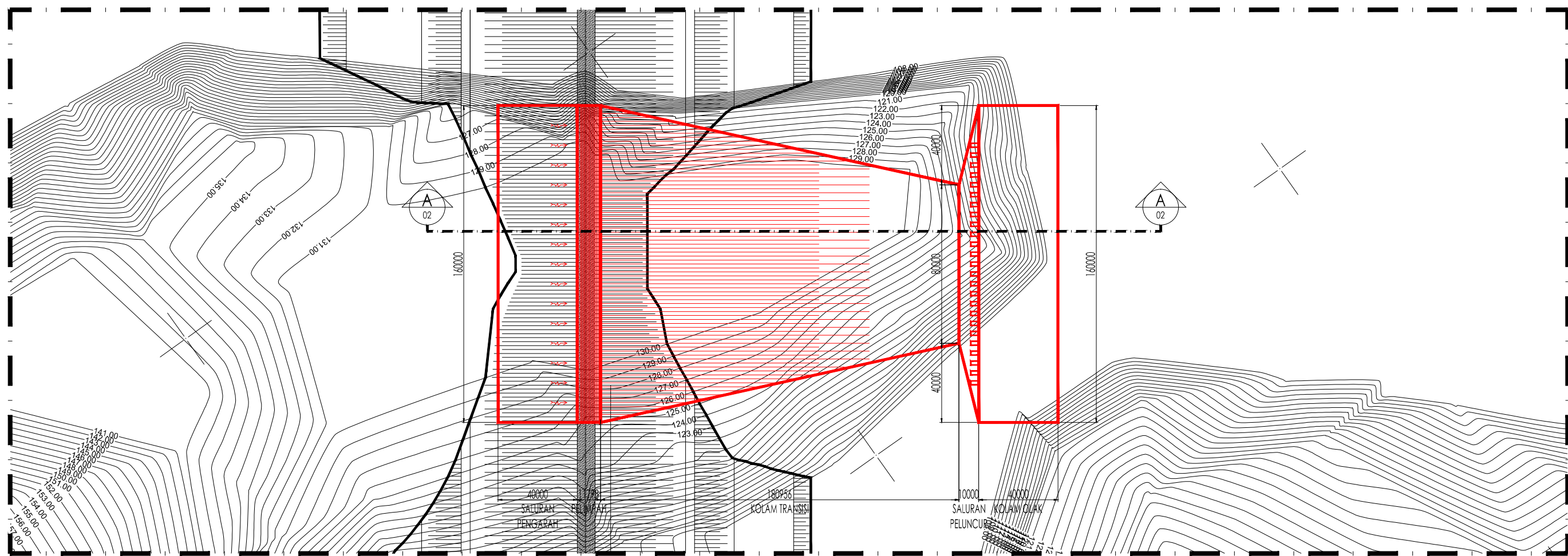
DOSEN ASISTENSI
 Dr.Tech.Umboro Lasminto,.,ST.,MSc

T.T.D

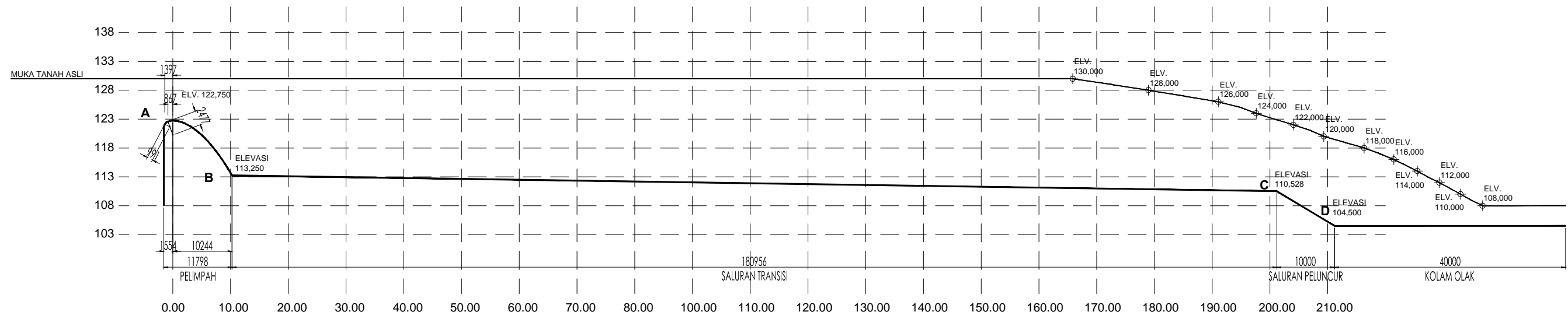
NO.GAMBAR
 01

JML.GAMBAR
 05

NAJMI SITA NAHELA
 NRP : 0311124000067



Denah Pelimpah
SKALA 1 : 2000



Potongan A-A
SKALA 1 : 2000



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUTE TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
PROGRAM STUDI S1

DESAIN BANGUNAN PELIMPAH WAY APU

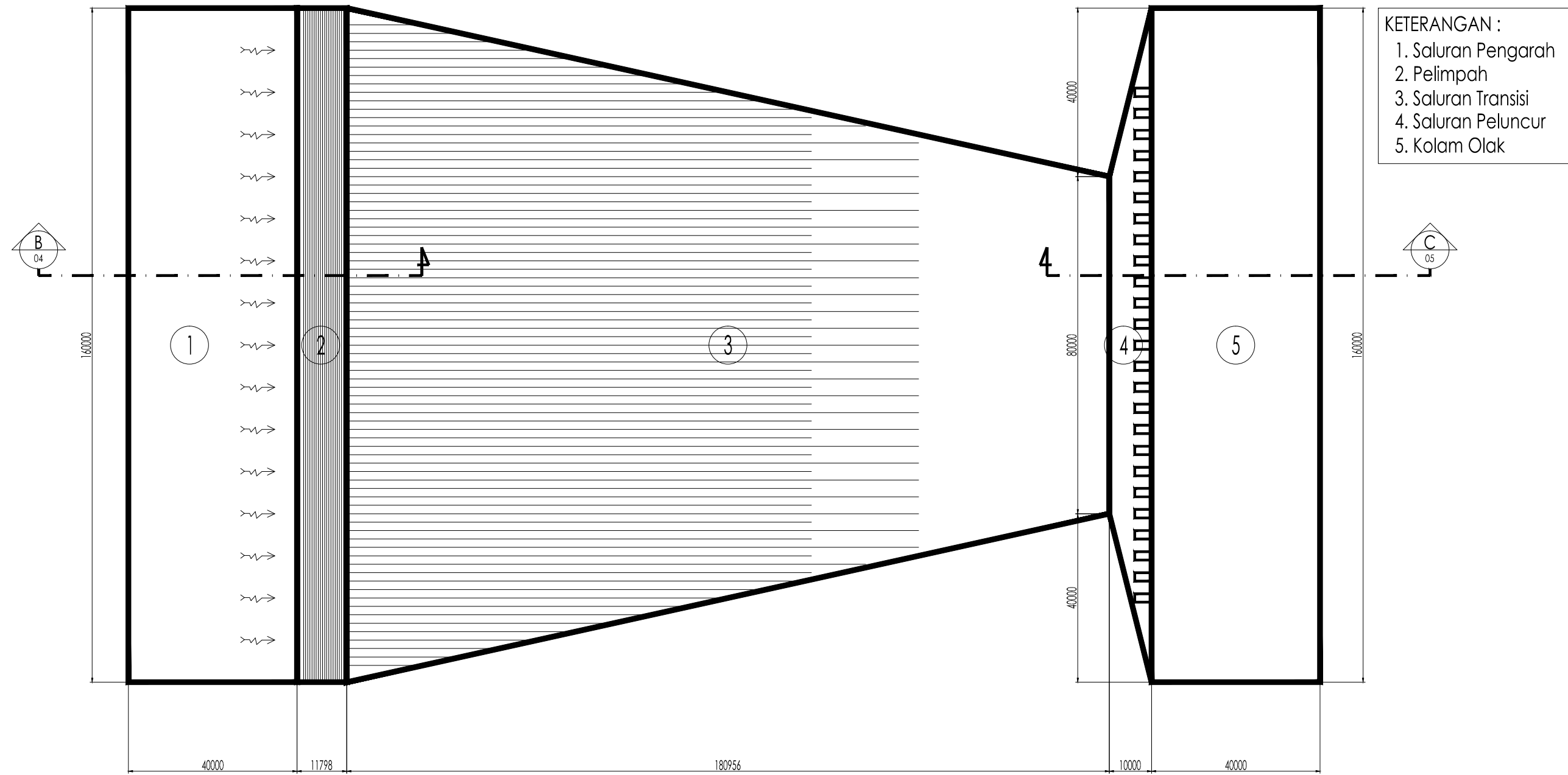
DOSEN ASISTENSI
Dr.Tech.Umboro Lasminto, .ST.,MSc

T.T.D

NO.GAMBAR
02

JML.GAMBAR
05

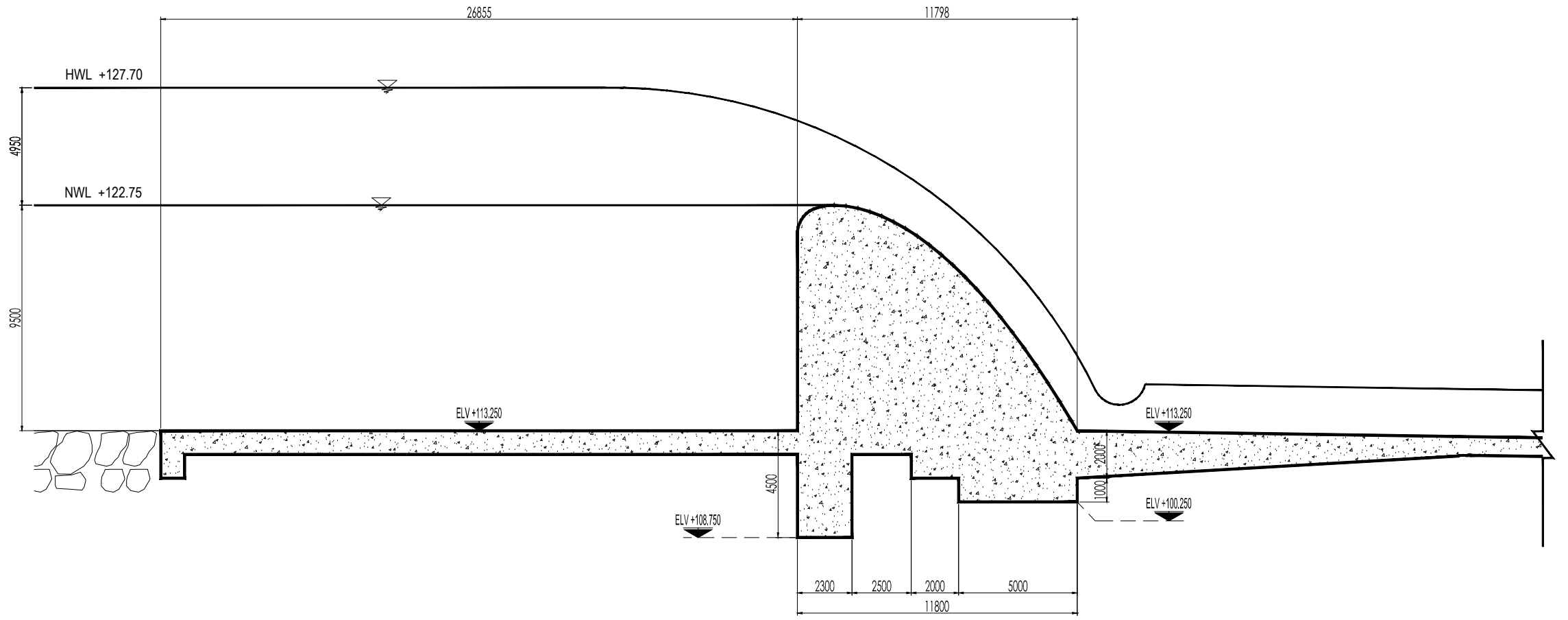
NAJMI SITA NAHELA
NRP : 0311124000067



- KETERANGAN :
1. Saluran Pengarah
 2. Pelimpah
 3. Saluran Transisi
 4. Saluran Peluncur
 5. Kolam Olak

layout Bangunan Pelimpah
SKALA 1 : 2000

	FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUTE TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER PROGRAM STUDI S1	DESAIN BANGUNAN PELIMPAH WAY APU	DOSEN ASISTENSI Dr.Tech.Umboro Lasminto.,ST.,MSc	T.T.D	NO.GAMBAR 03	JML.GAMBAR 05	<u>NAJMI SITA NAHELA</u> NRP : 0311124000067
--	---	---	---	-------	-----------------	------------------	---



Potongan B Pelimpah
SKALA 1 : 200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUTE TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
PROGRAM STUDI S1

DESAIN BANGUNAN PELIMPAH WAY APU

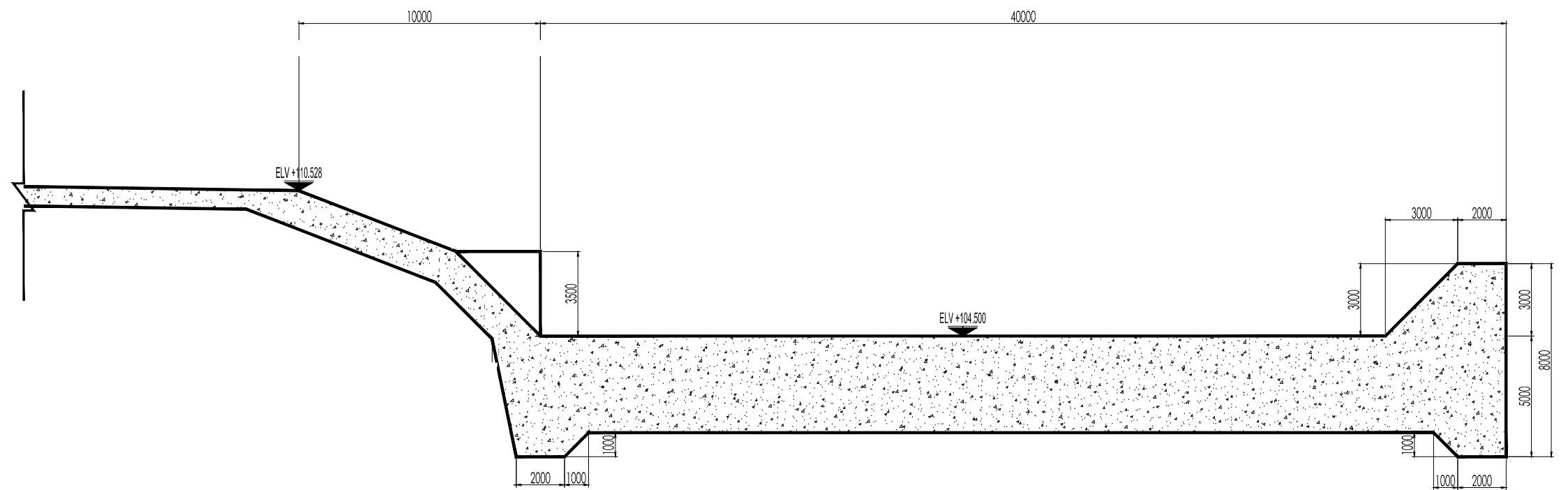
DOSEN ASISTENSI
Dr.Tech.Umboro Lasminto,.,ST.,MSc

T.T.D

NO.GAMBAR
04

JML.GAMBAR
05

NAJMI SITA NAHELA
NRP : 0311124000067



Potongan C Pelimpah
SKALA 1 : 200



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUTE TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
PROGRAM STUDI S1

DESAIN BANGUNAN PELIMPAH WAY APU

DOSEN ASISTENSI
Dr.Tech.Umboro Lasminto,.,ST.,MSc

T.T.D

NO.GAMBAR
05

JML.GAMBAR
05

NAJMI SITA NAHELA
NRP : 0311124000067

BIODATA PENULIS



Najmi Sita Nahela,

Penulis dilahirkan di Lumajang 4 Mei 1994, merupakan anak pertama dari 4 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Hang Tuah 10 Juanda (Sidoarjo), SMP Al Falah Tropodo (Sidoarjo), SMA N 15 (Surabaya). Setelah lulus dari SMA N 15 Surabaya tahun 2012, penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri dan diterima di Departemen

Teknik Sipil FTSPK-ITS pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP 03111240000067. Di Departemen Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email najmisita@gmail.com.