



TUGAS AKHIR – RC 18 - 4803

**PERENCANAAN ULANG BANGUNAN PELIMPAH  
BENDUNGAN BENDO KECAMATAN SAWOO  
KABUPATEN PONOROGO**

SALSABILA ALBARID  
NRP. 0311144000044

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

Dosen Pembimbing II :  
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019



---

TUGAS AKHIR – RC 18-4803

**PERENCANAAN ULANG BANGUNAN PELIMPAH  
BENDUNGAN BENDO KECAMATAN SAWOO KABUPATEN  
PONOROGO**

SALSABILA ALBARID  
NRP. 031114400044

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

Dosen Pembimbing II :  
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2019



---

FINAL PROJECT – RC 18-4803

**THE REDESIGN OF BENDO DAM'S SPILLWAY, LOCATED  
IN DISTRICT OF SAWO, PONOROGO REGENCY**

SALSABILA ALBARID  
NRP. 031114400044

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

Supervisor II :  
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2019

**PERENCANAAN ULANG BANGUNAN PELIMPAH  
BENDUNGAN BENDO KECAMATAN SAWOO  
KABUPATEN PONOROGO**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Hidroteknik  
Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**SALSABILA ALBARID**

NRP. 0311144000044

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Dr. techn. Umboro Lasmito
2. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc



**SURABAYA, JANUARI 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**PERENCANAAN ULANG BANGUNAN PELIMPAH  
BENDUNGAN BENDO KECAMATAN SAWOO  
KABUPATEN PONOROGO**

**Nama Mahasiswa : Salsabila Albarid**  
**NRP : 0311144000044**  
**Departemen : Teknik Sipil FTSLK ITS**  
**Dosen Pembimbing : Dr.tech. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.**  
**Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.**

**Abstrak**

*Bendungan Bendo terletak di Sungai Keyang atau Sungai Ngindeng, Dusun Bendo, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo. Bendungan Bendo terdiri dari bendungan utama dan bangunan-bangunan pelengkap, salah satunya bangunan pelimpah. Bangunan pelimpah dari Bendungan Bendo direncanakan berupa tipe pelimpah samping dengan kolam olak sebagai peredam energi berakhir tepat pada kelokan sungai. Hal ini menyebabkan air yang melimpah dari spillway akan langsung menumbuk tebing sungai. Oleh karena itu, pada bendungan ini perlu direncanakan ulang bangunan spillway yang tidak merusak sungai.*

*Dalam tugas akhir ini, direncanakan bangunan pelimpah dengan peredam energi yang berakhir tidak pada kelokan sungai, namun langsung searah dengan aliran air sungai. Analisa data-data dilakukan untuk merencanakan ulang spillway. Analisa yang dilakukan meliputi analisa hidrologi, analisa topografi, analisa hidrolika, serta kontrol stabilitas dari bangunan pelimpah. Perhitungan yang digunakan dalam perencanaan yaitu meliputi perhitungan curah hujan, analisa distribusi frekuensi E.J. Gumbell dan Log Pearson Tipe III, uji kesesuaian distribusi frekuensi metode Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov, debit banjir rencana menggunakan metode hidrograf Nakayasu, analisa tampungan menggunakan lengkung kapasitas waduk, sedangkan untuk penelusuran banjir*

*menggunakan metode tahap demi tahap. Analisa kestabilan juga dilakukan pada bangunan pelimpah.*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan diperoleh besar debit banjir rencana yang digunakan dengan periode ulang 1000 tahun adalah  $836,37 \text{ m}^3/\text{s}$  dengan elevasi muka air banjir di atas pelimpah adalah +221,24 m. Direncanakan bangunan pelimpah dengan mercu tipe Ogee dengan lebar saluran 70 m. Kolam olak untuk meredam energi direncanakan menggunakan USBR Tipe II. Konstruksi pelimpah telah dianalisis keamanannya dan dinyatakan aman dalam kondisi muka air normal dan muka air banjir.*

**Kata kunci: Waduk Bendo, spillway, debit banjir rencana**

**THE REDESIGN OF BENDO DAM'S SPILLWAY,  
LOCATED IN DISTRICT OF SAWOO, PONOROGO  
REGENCY**

**Name** : Salsabila Albarid  
**NRP** : 0311144000044  
**Departement** : Teknik Sipil FTSLK ITS  
**Supervisors** : Dr.tech. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc.  
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

**Abstract**

*Bendo Dam is located on the Keyang River or Ngindeng River, Bendo Hamlet, Ngindeng Village, Sawoo District, Ponorogo Regency. Bendo Dam consists of a main dam and complementary buildings, one of them is a spillway. The spillway of Bendo Dam is originally designed to be a side-channel spillway with an olah pond as stiling basin ending right at the river bend. This causes the abundant water from the spillway to directly hit the river cliffs. Therefore, it is necessary to re-design the spillway on this dam which does not damage the river.*

*In this final project, a spillway with stilling basin is designed that ends not at the river bend, but directly in the direction of the river water flow. Analysis of the data is needed to re-design the spillway. The analysis included hydrological analysis, topography analysis, hydraulics analysis, and stability analysis of spillway. Calculations used in planning include the calculation of rainfall, analysis of the frequency distribution of E.J. Gumbell and Log Pearson Type III, the suitability test of the frequency distribution using Chi-Quadrate and Smirnov-Kolmogorov methods, design flood discharge using Nakayasu hydrograph method, reservoir analysis using the curvature of the reservoir capacity, while tracing the flood using step-by-step methods. Stability analysis is also calculated on spillway.*

*The results of the analysis obtained that the designed flood discharge using a return period of 1000 years is 836.37 m<sup>3</sup>*



*/ s with a flood water level above the overflow is +221.24 m. A spillway is designed with Ogee type lighthouses with a channel width of 70 m. Stilling basin to reduce energy is planned to be USBR Type II. Spillway construction's stability has been analyzed and it is safe under normal water level conditions and flood water levels.*

***Keywords: Bendo Dam, spillway, flood discharged***

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Allah Yang Maha Kuasa karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya penulis dapat menyelesaikan Laporan Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo” ini dengan baik dan tepat waktu.

Laporan Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat agar dapat melanjutkan ke Tugas Akhir sebagai syarat kelulusan Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya

1. Orang tua dan keluarga yang selalu memotivasi saya untuk lebih baik.
2. Bapak Dr.tech. Umboro Lasminto, S.T., M.Sc. dan Bapak Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. selaku dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat
3. Dosen – dosen dan tenaga kependidikan Departemen Teknik Sipil FTSLK ITS
4. Teman – teman yang selalu memberikan dukungan kepada saya.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran yang membangun akan sangat berguna. Akhir kata, semoga laporan tugas akhir ini dapat memberi manfaat bagi yang membutuhkan.

Surabaya, Januari 2019  
Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b> .....	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b> .....	<b>iii</b>
<b>ABSTRAK</b> .....	<b>v</b>
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	<b>ix</b>
<b>DAFTAR ISI</b> .....	<b>xi</b>
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	<b>xv</b>
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	<b>xvii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	<b>5</b>
2.1 Studi Awal.....	5
2.2 Analisa Curah Hujan Rata-rata .....	6
2.3 Analisa Distribusi Frekuensi .....	7
2.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi .....	11
2.5 Distribusi Curah Hujan Jam-jam.....	16
2.6 Analisa Curah Hujan Efektif.....	16
2.7 Hidrograf Banjir Nakayasu .....	17
2.8 Lengkung Kapasitas .....	20
2.9 Penelusuran Banjir .....	21
2.10 Bangunan Pelimpah .....	22
2.10.1 Ambang Pelimpah .....	22

2.10.2	Saluran Pengarah.....	25
2.10.3	Saluran Transisi.....	25
2.10.4	Saluran Peluncur.....	26
2.10.5	Peredam Energi .....	29
2.10.6	Tinggi Jagaan .....	31
2.11	Stabilitas Pelimpah.....	32
<b>BAB III METODOLOGI.....</b>		<b>35</b>
3.1	Daerah Studi.....	35
3.2	Studi Literatur .....	35
3.3	Pengumpulan Data .....	35
3.4	Perumusan Konsep Pengerjaan .....	36
3.5	Diagram Alir .....	37
<b>BAB IVPEMBAHASAN.....</b>		<b>39</b>
4.1	Melengkapi Data Hujan yang Hilang.....	39
4.2	Analisa Curah Hujan Rata-rata .....	42
4.3	Analisa Distribusi Frekuensi .....	45
4.4	Pemilihan Jenis Metode Distribusi.....	48
4.5	Uji Kesesuaian Distribusi.....	49
4.6	Perhitungan Hujan Rencana Periode Ulang ..	53
4.7	Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman	54
4.8	Perhitungan Hidrograf Satuan.....	55
4.9	Lengkung Kapasitas Waduk.....	65
4.10	Penelusuran Banjir .....	71
4.11	Perencanaan Bangunan Pelimpah .....	76
4.11.1	Saluran Pengarah Aliran.....	76

4.11.2	Kedalaman Aliran.....	77
4.11.3	Ambang Pelimpah .....	79
4.11.4	Analisa Hidrolis Pelimpah.....	82
4.11.5	Saluran Transisi.....	83
4.11.6	Saluran Peluncur.....	86
4.11.7	Tinggi Loncatan Hidrolik.....	87
4.11.8	Peredam Energi .....	88
4.12	Analisa Stabilitas Bangunan Pelimpah .....	89
4.12.1	Gaya yang Bekerja pada Bangunan Pelimpah.....	89
4.12.2	Kontrol Stabilitas Bangunan Pelimpah 100	
4.12.3	Kontrol Peredam Energi.....	107
<b>BAB V KESIMPULAN.....</b>		<b>109</b>
5.1	Kesimpulan .....	109
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>		<b>113</b>
<b>LAMPIRAN.....</b>		<b>115</b>
<b>BIODATA PENULIS .....</b>		<b>117</b>

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Data Teknis Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo...	5
Tabel 2. 2 Hubungan Periode Ulang (T) dengan Reduksi Variant dari Variabel (YT).....	9
Tabel 2. 3 Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson ..	11
Tabel 2. 4 Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat.....	14
Tabel 2. 5 Nilai Delta Kritis untuk Uji Smirnov-Kolmogorov ...	15
Tabel 2. 6 Koefisien Pengaliran .....	17
Tabel 2. 7 Harga K dan n .....	25
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Hasil Melengkapi Data Hujan yang Hilang Stasiun Sawoo Tahun 2008	41
Tabel 4. 2 Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Januari 1997.....	43
Tabel 4. 3 Curah Hujan Harian Maksimum .....	44
Tabel 4. 4 Hasil Perhitungan Analisa Distribusi E.J Gumbel .....	46
Tabel 4. 5 Hasil Perhitungan Analisa Distribusi Log Pearson Tipe III.....	47
Tabel 4. 6 Penentuan Jenis Metode Distribusi .....	48
Tabel 4. 7 Nilai P dan T .....	49
Tabel 4. 8 Nilai Batas Distribusi .....	50
Tabel 4. 9 Perhitungan Chi-Kuadrat.....	51
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov	52
Tabel 4. 11 Rekapitulasi nilai K dan X (Hujan Rencana) .....	54
Tabel 4. 12 Distribusi Curah Hujan Efektif Periode Ulang 1000 Tahun.....	55
Tabel 4. 13 Hidrograf Nakayasu Kurva Naik $0 \leq t \leq T_p$ .....	56
Tabel 4. 14 Hidrograf Nakayasu Kurva Turun $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$ .....	56
Tabel 4. 15 Hidrograf Nakayasu Kurva Turun $(T_p + T_{0,3}) \leq t (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$ .....	57
Tabel 4. 16 Hidrograf Nakayasu Kurva Turun $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$ .....	57
Tabel 4. 17 Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu Terkoreksi	59
Tabel 4. 18 Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 1000 Tahun.....	62



Tabel 4. 19 Hasil Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk Bendo .....	65
Tabel 4. 20 Hubungan Elevasi, Tampung, dan <i>Outflow</i> .....	72
Tabel 4. 21 Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir.....	74
Tabel 4. 22 Koordinat Lengkung Harold .....	80
Tabel 4. 23 Koefisien Kehilangan Tinggi Energi K untuk Penyempitan Lambat Laun.....	85
Tabel 4. 24 Gaya Akibat Berat Sendiri .....	89
Tabel 4. 25 Hasil Perhitungan Gaya Gempa .....	90
Tabel 4. 26 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Tiap Titik pada Kondisi Muka Air Normal .....	94
Tabel 4. 27 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Kanan Kondisi Muka Air Normal.....	95
Tabel 4. 28 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Kiri Kondisi Muka Air Normal.....	96
Tabel 4. 29 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Atas Kondisi Muka Air Normal.....	96
Tabel 4. 30 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Tiap Titik pada Kondisi Muka Air Banjir .....	97
Tabel 4. 31 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Kanan Kondisi Muka Air Banjir.....	99
Tabel 4. 32 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Kiri Kondisi Muka Air Banjir.....	99
Tabel 4. 33 Perhitungan Gaya <i>Uplift</i> Ke Atas Kondisi Muka Air Banjir.....	100
Tabel 4. 34 Kontrol Kolam Olak pada Kondisi Muka Air Normal .....	107
Tabel 4. 35 Kontrol Kolam Olak pada Kondisi Muka Air Banjir .....	108

## DAFTAR GAMBAR

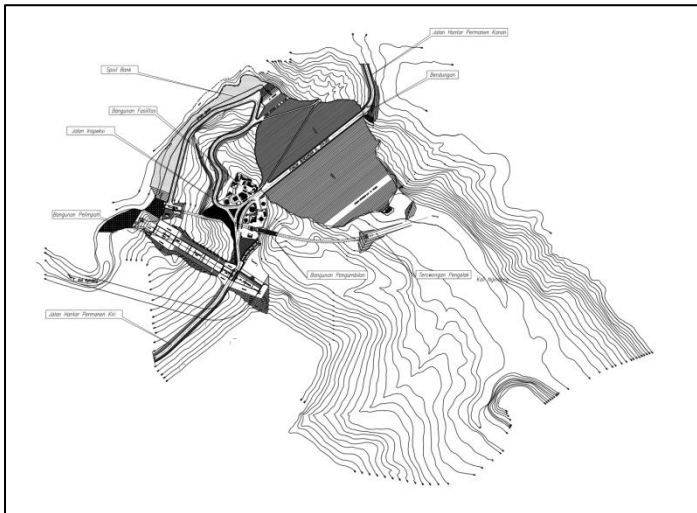
Gambar 1. 1 Peta Situasi Bendungan Bendo.....	1
Gambar 1. 2 Rencana Desain Ulang <i>Spillway</i> Bendungan Bendo	2
Gambar 2. 1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu	19
Gambar 2. 2 Bentuk-bentuk Bendung Mercu Ogee .....	24
Gambar 2. 3 Model Hidrolika pada Kemiringan Dasar Saluran yang Curam .....	27
Gambar 2. 4 Bagian Berbentuk Terompet dari Saluran Peluncur pada Bangunan Pelimpah .....	29
Gambar 2. 5 Grafik Hubungan antara bilangan Froude dengan $L/d^2$ .....	31
Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	37
Gambar 4. 1 Daerah Tangkapan Air Bendungan Bendo	39
Gambar 4. 2 Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu .....	62
Gambar 4. 3 Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 1000 Tahun....	64
Gambar 4. 4 Lengkung Kapasitas Waduk Bendo .....	71
<b>Gambar 4. 5</b> Grafik Penelusuran Banjir.....	76
Gambar 4. 6 Ilustrasi Kedalaman Aliran pada Mercu Pelimpah.	78
Gambar 4. 7 Kriteria Perencanaan Mercu <i>Ogee</i> Lengkung Harold .....	80
Gambar 4. 8 Lengkung Pelimpah Mercu <i>Ogee</i> .....	81
Gambar 4. 9 Ilustrasi Perencanaan Elevasi Saluran Pelimpah ....	82
Gambar 4. 10 Ilustrasi Kondisi Aliran Saluran Transisi .....	84
Gambar 4. 11 Kolam Olak USBR Tipe II .....	88

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

# BAB I PENDAHULUAN

## 1.1 Latar Belakang Masalah

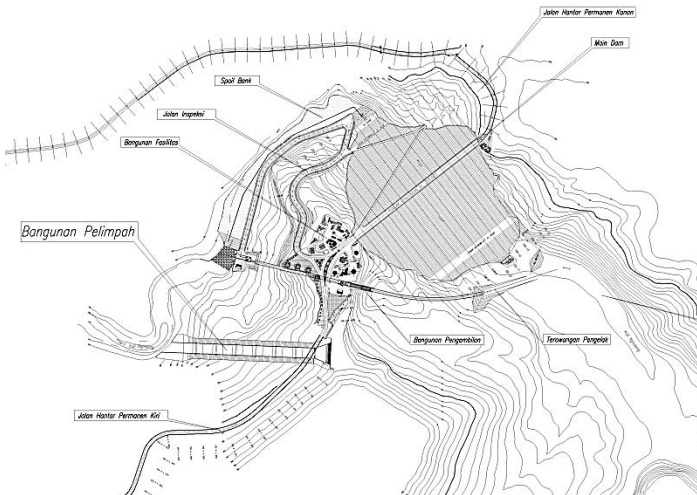
Bendungan Bendo terletak di Sungai Kali Keyang atau juga dikenal dengan nama Kali Ngindeng di Dusun Bendo, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo. Secara geografis lokasi rencana Bendungan Bendo terletak pada posisi antara  $7^{\circ} 49' 33''$  -  $7^{\circ} 59' 36''$  LS dan  $111^{\circ} 34' 57''$  -  $111^{\circ} 44' 40''$  BT. Daerah genangan Waduk Bendo meliputi desa Ngindeng dan desa Temon Kecamatan Sawoo dan desa Ngadirojo Kecamatan Sooko. Waduk Bendo memiliki daerah aliran sungai (DAS) seluas  $120,63 \text{ km}^2$  yang terdiri dari Kecamatan Puduk, Sooko, dan Sawoo.



**Gambar 1. 1** Peta Situasi Bendungan Bendo  
(Sumber: Laporan Akhir Detail Desain Bendungan Bendo,  
2005)

Salah satu bangunan pelengkap yang dibutuhkan Bendungan Bendo adalah bangunan pelimpah atau *spillway*. *Spillway* berfungsi untuk melimpahkan kelebihan air yang tidak mampu ditampung oleh waduk sehingga kapasitas waduk dapat dipertahankan hingga batas maksimal. *Spillway* harus didesain sedemikian rupa agar dapat menyalurkan banjir desain tanpa menyebabkan kerusakan struktur bendungan dan bangunan pelimpah sendiri.

*Spillway* pada Bendungan Bendo direncanakan tipe pelimpah samping, dapat dilihat pada gambar 1.1. Kolam olak sebagai peredam energi dari *spillway* berakhir tepat pada kelokan sungai. Dengan kolam olak yang berakhir tepat pada belokan sungai, air yang melimpah dari *spillway* akan langsung menumbuk tebing sungai. Aliran air yang terus menerus menumbuk sungai dapat menyebabkan sungai mengalami erosi.



**Gambar 1. 2** Rencana Desain Ulang *Spillway* Bendungan Bendo  
(Sumber: Penulis, 2017)

Oleh karena itu, dalam tugas akhir ini akan dilakukan perencanaan *spillway* tipe pelimpah dengan peredam energi yang berakhir tidak pada kelokan sungai, namun langsung searah dengan aliran air sungai. Bangunan pelimpah akan diubah alinemennya seperti pada gambar 1.2. Saluran pengarah dan ambang direncanakan tegak lurus dengan saluran terbuka pada *spillway*. Sehingga dapat diperoleh bangunan pelimpah dengan alinemen dan dimensi yang efisien, stabil, dan tidak merusak sungai.

### **1.2 Rumusan Masalah**

1. Berapa debit banjir banjir rencana untuk bangunan pelimpah?
2. Bagaimana desain ulang alinemen pelimpah dan peredam energi hasil desain ulang?
3. Berapa dimensi desain ulang saluran pengarah bangunan pelimpah?
4. Berapa dimensi desain ulang saluran pengatur bangunan pelimpah?
5. Berapa dimensi desain ulang saluran peluncur bangunan pelimpah?
6. Berapa dimensi desain ulang peredam energi bangunan pelimpah?
7. Bagaimana stabilitas bangunan pelimpah Bendungan Bendo?

### **1.3 Tujuan**

1. Mengetahui besaran debit banjir banjir rencana untuk bangunan pelimpah.
2. Mengetahui gambar desain ulang alinemen pelimpah dan peredam energi hasil desain ulang.
3. Mengetahui dimensi desain ulang saluran pengarah bangunan pelimpah.
4. Mengetahui dimensi desain ulang saluran pengatur bangunan pelimpah Bendungan Bendo.

5. Mengetahui dimensi desain ulang saluran peluncur bangunan pelimpah Bendungan Bendo.
6. Mengetahui dimensi desain ulang peredam energi bangunan pelimpah Bendungan Bendo.
7. Mengetahui stabilitas bangunan pelimpah Bendungan Bendo.

#### **1.4 Batasan Masalah**

1. Tidak memerhitungkan stabilitas tubuh bendungan, pondasi bendungan, kekuatan geologi material pada as bendungan.
2. Tidak melakukan perhitungan sedimentasi.

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat dari tugas akhir ini adalah dapat memberikan alternatif perencanaan bangunan pelimpah yang nantinya dapat menjadi referensi perencanaan bendungan lain. Sebagai referensi dari perancangan dari bendungan, diharapkan dapat menghasilkan bendungan yang memiliki bendungan pelimpah yang optimal dan efisien.

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Studi Awal

Pada tahun 1974, Bendungan Bendo termasuk dalam salah satu bendungan yang diusulkan dalam Rencana Induk Proyek Pengembangan Wilayah Sungai Bengawan Solo. Pada tahun 2000, dalam kajian ulang terhadap Rencana Induk Proyek Pengembangan Wilayah Sungai Bengawan Solo oleh Konsultan Nippon Koei Co., Ltd., Jepang melalui studi *Comprehensive Development and Management Plan* (CDMP), bendungan Bendo masih merupakan salah satu bendungan yang direkomendasikan untuk distudi lebih lanjut. Hingga akhirnya konstruksi Bendungan Bendo mulai dilaksanakan konstruksi Bendungan Bendo pada tahun 2013.

Data teknis perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Bendo yang direncanakan oleh PT. Indra Karya Cabang 1 Malang dapat dilihat pada tabel 2.1.

**Tabel 2. 1** Data Teknis Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo

Daerah Aliran Sungai (DAS)	120,63 km <sup>2</sup>
Bendungan utama	
- Tipe	Tipe urugan zonal dengan inti tegak
- Elevasi puncak	El. 224,00 m
- Tinggi bendungan	71,00 m
- Lebar puncak	15,00 m
- Kemiringan	Hulu= 1:2,50 Hilir= 1:2,0
Bangunan Pelimpah ( <i>Spillway</i> )	
- Tipe	Pelimpah samping tanpa pintu
- Elevasi ambang	EL. 218,60 m
Saluran pelimpah samping	Trapesium



- Bentuk	65 m
- Panjang	10-20 m
- Lebar	
Saluran transisi	Segi empat
- Bentuk	40 m
- Panjang	20 m
- Lebar dasar	
Saluran peluncur	Segi empat
- Bentuk	138,889 m
- Panjang	20 m
- Lebar dasar	
Saluran peredam energi	Segi empat
- Bentuk	46 m
- Panjang	20 m
- Lebar dasar	
Terminal <i>channel</i>	
- Saluran	terbuka panjang 48,40 m, dengan perkuatan dasar rip rap El.141,00 m.

(Sumber: Laporan Akhir Bendungan Bendo PT. Indra Karya Cabang 1 Malang, 2005)

## 2.2 Analisa Curah Hujan Rata-rata

Metode yang digunakan adalah metode *Polygon Thiessen*. ini dengan memerhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan (luas daerah pengaruh), untuk digunakan sebagai faktor dalam menghitung hujan rata-rata. Luas daerah pengaruh masing-masing stasiun dibagi dengan luas daerah aliran disebut sebagai Koefisien Thiessen masing-masing stasiun (*weighting factor*).

$$R = \frac{A1.R1 + A2.R2 + \dots + An.Rn}{A1 + A2 + \dots + An}$$

$$R = \frac{A1.R1 + A2.R2 + \dots + An.Rn}{A}$$

$$R = W1.R1 + W2.R2 + \dots + Wn.Rn \quad (2.2)$$

Dimana:

R	= curah hujan di daerah aliran
$R_1, R_2, R_n$	= tinggi hujan di tiap titik pengamatan
$A_1, A_2, A_n$	= bagian luas yang mewakili tiap titik pengamatan
$W_1, W_2, W_n$	= koefisien Thiessen
n	= jumlah titik pengamatan

### 2.3 Analisa Distribusi Frekuensi

Analisa distribusi frekuensi ini dimaksudkan untuk mendapatkan besaran curah hujan rancangan yang ditetapkan berdasarkan patokan perancangan tertentu. Untuk keperluan analisa ditetapkan curah hujan dengan periode ulang 5, 10, 25, 50, 100, 200, 1000 tahun.

Dalam tugas akhir ini analisa curah hujan rancangan akan dilakukan dengan menggunakan metode EJ Gumbel dan Log Pearson Type III. Untuk menetapkan metode mana yang dapat diterapkan, maka akan dipilih setelah dilakukan pengujian tingkat kesesuaiannya yang secara rinci akan dibahas pada bagian berikut

#### 1. Analisa Distribusi Frekuensi EJ. Gumbel

Persamaan metode E.J. Gumbell adalah sebagai berikut:

$$\bar{X}_T = X + K \cdot S_d \quad (2.5)$$

dimana:

$\bar{X}_T$  = Curah hujan rancangan untuk periode ulang tertentu.

X = Harga rata-rata curah hujan

$S_d$  = Standar deviasi

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.6)$$

dimana:

$\bar{X}$  = nilai rata-rata

$X_i$  = nilai varian ke  $i$

$n$  = jumlah data

$K$  = Faktor frekuensi yang merupakan fungsi dari periode ulang (return period) dan tipe distribusi frekuensi.

$$K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n} \quad (2.7)$$

dimana:

$Y_T$  = *Reduced variate* sebagai fungsi periode ulang  $T$

$$= -\ln\left(-\ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right) \quad (2.8)$$

$Y_n$  = *Reduced mean* sebagai fungsi dari banyaknya data  $n$

$S_n$  = Reduced standar deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data  $n$

Dengan mensubstitusikan ketiga persamaan di atas diperoleh :

$$X_T = X + \frac{S_d}{S_n} \cdot (Y_T - Y_n) \quad (2.9)$$

Jika :  $\frac{1}{a} = \frac{S_x}{S_n}$  dan  $b = X - \frac{S_x}{S_n} \cdot Y_n$

Persamaan diatas menjadi :

$$X_T = b + \frac{1}{a} \cdot Y_T \quad (2.10)$$

Koefisien Skewness:

$$C_s = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3}{Sd^3} \quad (2.11)$$

dimana :

- $C_s$  = koefisien skewness  
 $\bar{X}$  = nilai rata-rata  
 $X_i$  = nilai varian ke  $i$   
 $n$  = jumlah data

Koefisien Kurtosis:

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3) Sd^4} \quad (2.12)$$

dimana :

- $C_k$  = koefisien kurtosis  
 $\bar{X}$  = nilai rata-rata  
 $X_i$  = nilai varian ke  $i$   
 $n$  = jumlah data

**Tabel 2. 2** Hubungan Periode Ulang (T) dengan Reduksi Variant dari Variabel (YT)

T	YT
2	0,3065
5	1,4999
10	2,2504
20	2,9702
50	3,9019
100	4,6001

(Sumber: Soewarno, 1984)

## 2. Analisa Distribusi Frekuensi Log Pearson Tipe III

Persamaan distribusi log pearson type III adalah sebagai berikut

$$Y = \bar{Y} - k.S$$

Dimana:

Y = nilai logaritmik dari X

$\bar{Y}$  = nilai rata-rata dari Y

S = deviasi standar dari Y

K = karakteristik dari distrbusi Log Pearson type III

Prosedur untuk menentuka

Nilai rerata :

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (2.13)$$

Standar Deviasi :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^2}{n-1}} \quad (2.14)$$

dimana :

X = curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log}x}$  = rerata Log X

K = faktor frekuensi

Tabel 2. 3 Nilai k Distribusi Pearson tipe III dan Log Pearson

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

## 2.4 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pengujian bertujuan untuk mengetahui distribusi kemungkinan teoritis yang dipilih sesuai dengan distribusi

kemungkinan dari data pengamatan. Maka digunakan dua acara pengujian yang umum dalam analisa hidrologi, yaitu:

### 1. Uji secara vertikal dengan Chi-Kuadrat

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

Persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^K (EF - OF)^2}{EF} \quad (2.15)$$

Dengan:

$$EF = n/K$$

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan persamaan sebagai

$$K = 1 + 3.22 \log n \quad (2.16)$$

dimana :

OF = nilai yang diamati (*observed frequency*)

EF = nilai yang diharapkan (*expected frequency*)

K = jumlah kelas distribusi

n = banyaknya data

Agar distribusi frekuensi yang dipilih dapat diterima, maka harga  $X^2 < X^2$  kritis, harga  $X^2$  kritis dapat diperoleh dengan menentukan taraf signifikansi  $\alpha$  dengan derajat kebebasannya (*level of significant*). Nilai  $X^2$  kritis dapat dilihat pada tabel 2.3. Untuk suatu nilai nyata tertentu yang sering diambil adalah 5%. Derajat kebebasan ini secara umum dihitung dengan rumus sebagai berikut (Soemarto, 1999):

$$Dk = K (P+1) \quad (2.17)$$

dimana:

Dk = Derajat kebebasan

P = Nilai untuk distribusi Metode Gumbel, P = 1

Adapun kriteria penilaian hasilnya adalah sebagai berikut:

- Apabila peluang lebih dari 5% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang lebih kecil dari 1% maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima
- Apabila peluang berada diantara 1% - 5%, maka tidak dapat diambil kesimpulan, perlu penambahan data.



**Tabel 2. 4** Nilai Kritis untuk Uji Chi Kuadrat

dk	$\alpha$ Derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,965
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	31,41	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	10,962	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,683	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	46,926
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. Uji secara horizontal dengan Smirnov – Kolmogorov

Uji keselarasan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji keselarasan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno, 1995).

$$P \{ \max [P(X) - P(X_i)] \geq \Delta_{cr} = \alpha \quad (2.18)$$

Prosedur perhitungan adalah sebagai berikut

- Urutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya dan tentukan peluang dari masing-masing data tersebut
- Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya)
- Berdasarkan tabel nilai kritis dari Smirnov-Kolmogorov test tentukan harga  $D_0$  (tabel 2.4)

**Tabel 2. 5** Nilai Delta Kritis untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

Jumlah data n	$\alpha$ derajat kepercayaan			
	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
n>50	1,07/n	1,22/n	1,36/n	1,63/n

(Sumber: Soewarno, 1995)

## 2.5 Distribusi Curah Hujan Jam-jam

Curah hujan daerah berupa curah hujan harian maksimum diubah menjadi hujan jam-jam. Pengubahan ini digunakan untuk hujan efektif dalam analisa hidrograf banjir yang terdistribusikan di dalam satuan waktu.

Perhitungan distribusi hujan tiap jamnya menggunakan perumusan yang sering digunakan di Indonesia, dimana pembagian hujan dianggap 6 (enam) jam setiap harinya dengan perumusan sebagai berikut

$$I = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{t}\right)^{2/3} \quad (2.19)$$

$$R_t = t \cdot R_t - (t - 1)R_{(t-1)} \quad (2.20)$$

dimana

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

R<sub>t</sub> = rata-rata hujan sampai ke (t)

R<sub>24</sub> = tinggi hujan dalam 24 jam

R = tinggi hujan pada jam ke T (mm)

T = waktu hujan (jam)

R<sub>(t-1)</sub> = rata-rata hujan selama (t-1)

## 2.6 Analisa Curah Hujan Efektif

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

$$R_{eff} = C \times R_t$$

Dimana

R<sub>t</sub> = curah hujan rencana (mm)

C = koefisien pengaliran

R<sub>eff</sub> = hujan efektif (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada tabel 2.6 berikut.

**Tabel 2. 6** Koefisien Pengaliran

Diskripsi	Koeff. C
Daerah pegunungan dengan kemiringan tinggi	0.75 - 0.90
Daerah pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Daerah Hutan dan bergelombang	0.50 - 0.75
Daerah dataran dengan ditanami	0.45 - 0.60
Daerah persawahan	0.70 - 0.80
Sungai di daerah pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai kecil di daerah dataran	0.45 - 0.75
Sungai dengan daerah aliran sungai yang besar	0.50 - 0.75

Sumber: Suyono Sosrodarsono, 2002

## 2.7 Hidrograf Banjir Nakayasu

Analisa debit banjir menggunakan pendekatan hidrograf satuan dilakukan saat tidak tersedia debit pengamatan banjir. Pada dasarnya, hidrograf satuan memiliki konsep bahwa hujan satuan yang berbeda-beda besarnya akan menghasilkan grafik distribusi yang hampir sama. Dalam studi ini dilakukan perhitungan hidrograf banjir dengan metode hidrograf satuan sintetik Nakayasu.

Penggunaan metode ini, memerlukan beberapa karakteristik parameter daerah alirannya, seperti :

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

Rumus dari hidrograf satuan Nakayasu adalah

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} \cdot (2.21)$$

dengan :

$Q_p$  = Debit puncak banjir ( $m^3/det$ )

$R_o$  = Hujan satuan (mm)

$T_{0,3}$  = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari puncak sampai 30% dari debit puncak

$A$  = Luas daerah pengaliran sampai outlet

$C$  = Koefisien pengaliran

Untuk menentukan  $T_p$  dan  $T_{0,3}$  digunakan pendekatan rumus sebagai berikut :

$$T_p = tg + 0,8 t_r$$

$$T_{0,3} = \alpha tg$$

$$t_r = 0,5 tg \text{ sampai } tg$$

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

- Sungai dengan panjang alur  $L > 15$  km :  $tg = 0,4 + 0,058 L$

- Sungai dengan panjang alur  $L < 15$  km :  $tg = 0,21 L^{0,7}$

dengan :

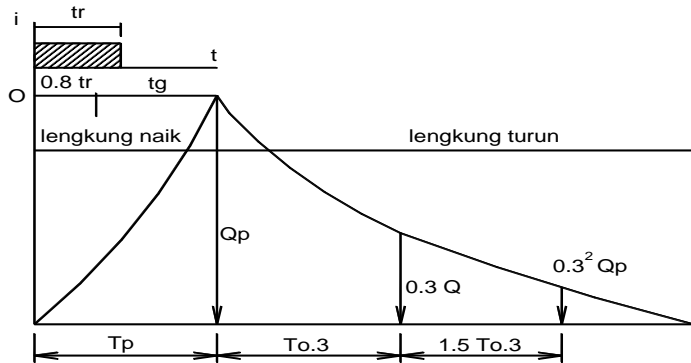
$t_r$  = Satuan Waktu hujan (jam)

$\alpha$  = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2$  => Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5$  => Pada bagian naik hidrograf lambat dan turun cepat

$\alpha = 3$  => Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat



**Gambar 2. 1** Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu  
*Sumber: Bambang Triatmodjo, 2008*

Pada waktu naik :  $0 < t < T_p$

$$Q_{(t)} = \left( \frac{t}{T_p} \right)^{2.4} Q_p \quad (2.22)$$

dimana,

$Q_{(t)}$  = Limpasan sebelum mencapai debit puncak ( $m^3$ )

$t$  = Waktu (jam)

Pada kurva turun (*decreasing limb*)

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}} \quad (2.23)$$

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

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5 T_{0,3})}{1,5 \cdot T_{0,3}}} \quad (2.24)$$

$$c. \text{ Selang nilai : } t > \frac{(T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})}{(t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3})}$$

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{2,0 \cdot T_{0,3}} \quad (2.25)$$

Rumus tersebut diatas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu  $T_p$  dan  $\alpha$ , dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang diamati.

Hidrograf banjir dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (2.26)$$

dimana :

$Q_k$  = Debit Banjir pada jam ke - k

$U_i$  = Ordinat hidrograf satuan ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ )

$P_n$  = Hujan netto dalam waktu yang berurutan ( $n = 1, 2, \dots, n$ )

$B_f$  = Aliran dasar (*base flow*)

## 2.8 Lengkung Kapasitas

Lengkung kapasitas digunakan untuk menentukan volume total tampungan berdasarkan pada data topografi. Lengkung kapasitas merupakan grafik yang menghubungkan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Secara sistematis volume tampungan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$L_i = (h_{(i+1)} - h_i) \times 0,5 \times (F_i + F_{(i+1)}) \quad (2.33)$$

$$L_t = \sum_{t=1}^n L_t \quad (2.34)$$

Dimana:

$L_i$  = volume pada setiap elevasi ketinggian mulai  $h_i$  sampai  $h_{(i+1)}$  ( $m^3$ )

$F_i$  = luas genangan pada elevasi tinggi  $h_i$  ( $m^2$ )

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

$L_t$  = volume total ( $m^3$ )

## 2.9 Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir lewat waduk ini bertujuan mendapatkan hubungan antara pengeluaran (*outflow*) dan elevasi muka air waduk yang dimulai dari elevasi ambang pelimpah. Penelusuran banjir lewat waduk didasarkan pada persamaan kontinuitas sebagai berikut (Hidrologi Teknik, 1995):

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (2.35)$$

dengan :

I = aliran yang masuk ke waduk ( $m^3/det$ )

O = aliran yang keluar dari waduk ( $m^3/det$ )

$\frac{ds}{dt}$  = perubahan tampungan tiap periode ( $m^3/det$ )

Penjabaran rumus diatas adalah sebagai berikut:

$$\int I dt - \int O dt = S_2 - S_1$$

$$\left( \frac{I_1 + I_2}{2} \right) \cdot \Delta t = S_2 - S_1 + \left( \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \cdot \Delta t \quad (2.36)$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} + \frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2} = \frac{S_2}{\Delta t} - \frac{O_2}{2} \quad (2.37)$$

$$\text{jika, } \left( \frac{S_1}{\Delta t} - \frac{O_1}{2} \right) = \psi \text{ dan } \left( \frac{S_2}{\Delta t} - \frac{O_2}{2} \right) = \varphi$$

maka,

$$\frac{I_1}{I_2} + \psi = \varphi \quad (2.38)$$



dengan :

$I_1$  = Inflow pada awal  $\Delta t$

$I_2$  = Inflow pada akhir  $\Delta t$

$O_1$  = Outflow pada awal  $\Delta t$

$O_2$  = Outflow pada akhir  $\Delta t$

$S_1$  = Tampungan pada awal  $\Delta t$

$S_2$  = Tampungan pada akhir  $\Delta t$

$\Delta t$  = Periode penelusuran banjir (3.600 dt)

Dalam perhitungan penelusuran banjir harus ditentukan terlebih dahulu hubungan tinggi muka air, kapasitas tampungan dan debit yang lewat ( $H - S - Q$ ).

## 2.10 Bangunan Pelimpah

Dalam tugas akhir ini, *spillway* direncanakan berupa pelimpah terbuka dengan ambang pelimpah berupa mercu Ogee. Bangunan pelimpah berbentuk saluran terbuka banyak digunakan untuk bendungan tipe urugan. Faktor yang memengaruhi seringnya *chute spillway* dipilih adalah karena desain dan konstruksi yang sederhana dan mudah diadaptasi di berbagai kondisi pondasi. Bangunan dengan tipe pelimpah seperti ini biasanya terdiri dari saluran pengarah aliran, saluran transisi, saluran peluncur, dan peredam energi.

### 2.10.1 Ambang Pelimpah

Kriteria dasar dari perencanaan ambang adalah untuk mendapatkan koefisien debit yang besar di bawah kondisi aliran yang melimpah bebas. Selain itu juga untuk menghindari terjadinya bahaya tekanan negatif pada mercu ambang. Bentuk ambang dengan Metode USCE dapat diaplikasikan pada tipe pelimpah samping (*Engineering Manual for Irrigation and Drainage, Fill dam, The Japanese Institute of Irrigation and*

*Drainage*). Metode ini menghasilkan bentuk penampang lintang bentuk yang disebut juga penampang lintang Harrold. Bentuk dari lengkung menggunakan persamaan lengkung Harrold untuk bagian *upstream*.

Persamaan lengkung Harrold:

$$X^{1.85} = 2.H_d^{0.85}Y \quad (2.39)$$

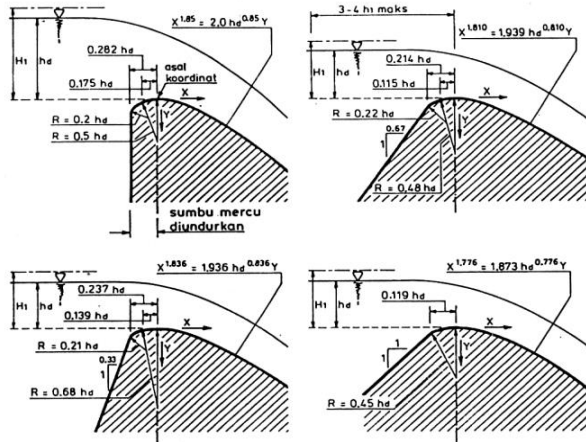
dimana :

$H_d$  = tinggi tekanan rencana

$X$  = jarak horisontal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya.

$Y$  = jarak vertikal dari titik tertinggi mercu bendung ke titik di permukaan mercu di sebelah hilirnya.

Bentuk mercu yang biasa digunakan di Indonesia adalah tipe ogee dan tipe bulat. Hal ini dikarenakan bentuk yang sederhana sehingga mudah dalam pelaksanaannya, selain itu tipe-tipe ini tahan terhadap goresan sebab mercu bendung diperkuat oleh pasangan batu candi atau beton. Dalam perencanaan bangunan pelimpah ini, direncanakan bentuk mercu ogee.



**Gambar 2. 2** Bentuk-bentuk Bendung Mercu Ogee  
(Sumber: U.S. Army Corps of Engineers, *Waterways Experimental Station*)

Persamaan lengkung *spillway* bagian *downstream* bendungan adalah sebagai berikut

$$\frac{Y}{H_0} = \frac{1}{K} \left( \frac{X}{H_0} \right)^n \quad (2.40)$$

Dimana

X, Y = koordinat permukaan hilir

$H_0$  = tinggi energi rencana di atas mercu

Harga K dan n adalah parameter. Harga-harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang, seperti yang tertera pada tabel 2.7.

**Tabel 2. 7** Harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1,85
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,81
1:1	1,873	1,776

(Sumber : *Kriteria Perencanaan 02, 1986*)

### 2.10.2 Saluran Pengarah

Saluran pengarah berfungsi untuk menuntun dan mengarahkan aliran agar aliran tetap dalam kondisi hidrolika yang baik. Bentuk dan dimensi saluran pengarah harus disesuaikan dengan topografi dan memenuhi persyaratan hidrolika. Kecepatan aliran pada bagian ini tidak boleh lebih dari 4 m/detik dan lebar saluran semakin mengecil ke arah hilir. Kecepatan yang melebihi 4 m/detik menjadikan aliran bersifat helisoidal dan kapasitas pengalirannya akan menurun. Selain itu, aliran helisoidal akan mengakibatkan peningkatan beban hidrodinamis pada bangunan pelimpah.

### 2.10.3 Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah samping diperlukan karena adanya perbedaan penampang melintang antara ambang pelimpah dengan saluran peluncur. Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana tidak akan menimbulkan air terhenti (*back water*) di bagian hilir saluran samping dan memberikan kondisi hidrolika yang baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Persamaan dasar yang digunakan dalam perencanaan profil permukaan air pada saluran transisi menggunakan persamaan Bernoulli.

#### 2.10.4 Saluran Peluncur

Aliran pada saluran peluncur umumnya merupakan aliran superkritis. Persyaratan dalam perencanaan saluran peluncur menurut buku Bendungan Tipe Urugan adalah sebagai berikut

- Air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir tanpa adanya hambatan-hambatan hidrolis.
- Konstruksi saluran peluncur harus kokoh, stabil serta biaya seekonomis mungkin.

Persamaan dasar perhitungan hidrolika pada saluran peluncur menggunakan persamaan Bernoulli.

Dari persamaan Bernoulli untuk kemiringan dasar saluran yang curam (*steeply sloped floor*) maka didapatkan persamaan berikut.

$$Z1 + d1 \cos \theta + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = Z2 + d2 \cos \theta + \alpha \frac{v_2^2}{2g} + hf$$

(2.40)

dimana:

hf = kehilangan akibat gesekan

$$hf = \frac{n^2 \cdot \bar{V}_n^2}{\bar{R}_n^{4/3}} x \Delta L$$

$$\bar{V}_n = \frac{V_n + V_{n+1}}{2}$$

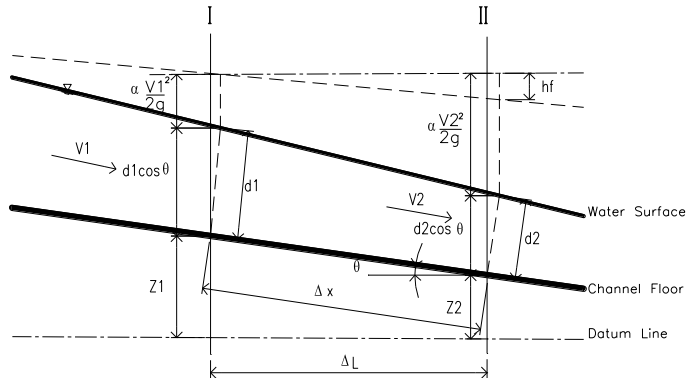
$$\bar{R}_n = \frac{R_n + R_{n+1}}{2}$$

R = radius hidrolik

A = luas penampang

n = koefisien kekasaran Manning

Model hidrolika dari saluran peluncur dapat dilihat pada gambar 2.4.



**Gambar 2. 3** Model Hidrolika pada Kemiringan Dasar Saluran yang Curam  
(Sumber: *Bendungan Tipe Urugan*, 1977)

Kemiringan yang besar akan menyebabkan kecepatan yang besar, mendekati kritis bahkan superkritis. Kecepatan kritis atau superkritis dapat menyebabkan turbulensi. Dasar saluran seakan-akan mendapatkan tarikan dari luar yang dapat menyebabkan kerusakan. Peristiwa ini disebut peristiwa kavitasi. Salah satu cara untuk mengatasinya adalah saluran dibuat dari beton bertulang (Soediby, 2003). Selain itu, untuk mendapatkan bentuk lengkung dasar saluran peluncur supaya terhindar dari bahaya kavitasi digunakan persamaan parabolis sebagai berikut

$$y = x \tan \theta + \frac{kx^2}{4h_v \cos^2 \theta} \quad (2.41)$$

$$s = \tan \theta + \frac{kx}{2h_v \cos^2 \theta} \quad (2.42)$$

dimana :

y = sumbu vertikal

- $x$  = sumbu horisontal  
 $s$  = kemiringan bagian lengkung dasar saluran pada titik  $x$   
 $h_v$  = tinggi tekanan kecepatan pada titik awal lengkung saluran  
 $\theta$  = sudut kemiringan dasar saluran pada titik awal lengkungan  
 $k$  = koefisien gaya gravitasi ( $k \leq 0,5$ )

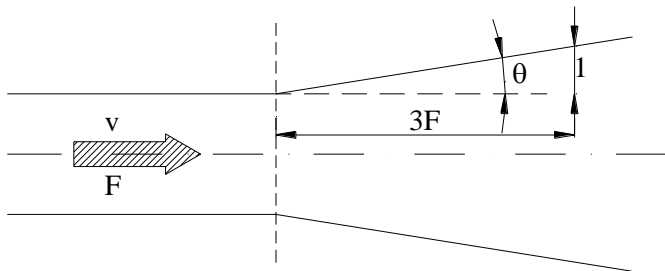
Untuk mendapatkan efek peredaman energi yang lebih baik pada bagian ujung saluran peluncur dibuat melebar, dimana sudut pelebarannya ( $\theta$ ) dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$\tan \theta = \frac{1}{3F} \quad (2.43)$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} \quad (2.44)$$

dimana :

- $\theta$  = sudut pelebaran  
 $F$  = angka Froude  
 $v$  = kecepatan aliran air  
 $d$  = kedalaman aliran air  
 $g$  = gravitasi



**Gambar 2. 4** Bagian Berbentuk Terompet dari Saluran Peluncur pada Bangunan Pelimpah

### 2.10.5 Peredam Energi

Peredam energi berfungsi untuk menghilangkan atau setidaknya meredam energi aliran dari saluran peluncur. Pemilihan tipe peredam energi dipertimbangkan terhadap faktor berikut:

- Karakteristik hidrolis pada tipe peredam energi yang direncanakan.
- Hubungan antara peredam energi dengan tubuh bendungan.
- Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruktif dari bangunan pelimpah, loncatan hidrolis yang terjadi.
- Kondisi topografi, geologi.
- Karakteristik dari sungai.

Bangunan peredam energi pada bendungan tipe urugan biasanya menggunakan tipe

- a. Tipe loncatan (*water jump type*)
- b. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
- c. Tipe bak pusran (*roller bucket type*)

Tipe kolam olakan pada prinsipnya sebagian besar peredaman energi terjadi akibat pergesekan antara molekul-molekul air sehingga timbul olakan-olakan di



dalam kolam. Tipe kolam olakan memiliki empat tipe yaitu

1. Kolam olakan datar tipe I

Tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil. Aliran dengan angka Froude kurang dari 1,7 dan 1,7-2,5 sesuai untuk tipe I.

2. Kolam olakan datar tipe II

Kolam olakan tipe ini sesuai untuk aliran dengan tekanan hidrostatis yang tinggi dan debit yang besar ( $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}$ , tekanan hidrostatis  $> 60 \text{ m}$  dan angka Froude  $> 4.5$ ).

Gigi-gigi pemencar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektifitas dari peredaman, sedang ambang bergerigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidrolis. Kolam olakan ini sesuai untuk bendungan tipe urugan.

3. Kolam olakan datar tipe III

Kolam olakan tipe ini sesuai untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah. Kolam olakan tipe ini hampir sama dengan dengan Tipe II tetapi ada beberapa persyaratan yang harus dipenuhi

1.)  $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}$

2.)  $V < 18 \text{ m}/\text{det}$

3.)  $F > 4,5$

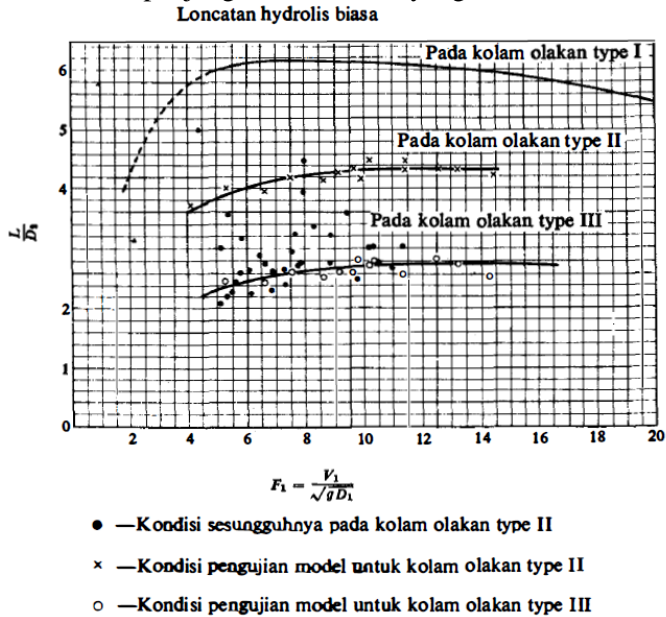
4. Kolam olakan datar tipe IV

Sistem kerja kolam olakan ini sama dengan Tipe III tetapi penggunaannya untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan angka Froude 2,5 s/d 4,5.

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

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad (2.45)$$

Dimana  $d_1$  dan  $d_2$  adalah kedalaman air di bagian hulu kolam olak. Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude dengan  $\frac{L}{d_2}$ .  $L$  adalah panjang kolam olakan yang dicari.



**Gambar 2. 5** Grafik Hubungan antara bilangan Froude dengan  $L/d^2$

(Sumber: Bendungan Tipe Urugan, 1977)

### 2.10.6 Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan pada bangunan pelimpah direncanakan untuk dapat menghindarkan terjadinya limpasan, pada kemungkinan elevasi permukaan aliran air yang paling tinggi, ditambah tinggi ombak serta kemungkinan

adanya benda-benda terapung yang terdapat pada aliran tersebut (Sosrodarsono, 1977).

Perhitungan untuk memperoleh tinggi jagaan pada bangunan pelimpah berlereng curam, dapat digunakan rumus empiris sebagai berikut

$$F_b = CVd^{1/2} \quad (2.46)$$

atau

$$F_b = 0,6 + 0,037Vd^{1/2} \quad (2.47)$$

Dimana:

$F_b$  = tinggi jagaan (m)

$C$  = koefisien 0,10 untuk penampang saluran berbentuk persegi panjang dan 0,13 untuk penampang saluran berbentuk trapesium.

$V$  = kecepatan aliran (m/dt)

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

## 2.11 Stabilitas Pelimpah

### 1. Kontrol Retak

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

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{Rv} \leq \frac{1}{6}B \quad (2.48)$$

Dimana

$v$  = jarak vertikal titik berat terhadap titik 0 =  $\frac{\sum Mv}{\sum G}$

$h$  = jarak horizontal titik berat terhadap titik 0 =  $\frac{\sum Mv}{\sum G}$

$e$  = jarak resultan gaya dengan titik berat (eksintrisitas)

$Rv$  = resultan gaya vertikal

$Rh$  = resultan gaya horizontal

### 2. Kontrol Guling

$$SF = \frac{\sum Mt}{\sum Mg} \quad (2.49)$$

$SF > 1,5$  (Kondisi normal)

dimana:

$\Sigma Mt$  = jumlah momen tahanan

$\Sigma Mg$  = jumlah momen guling

SF = angka keamanan

### 3. Kontrol Geser

$$SF = \frac{\Sigma V \cdot f}{\Sigma H} \quad (2.50)$$

$SF > 1,5$  (kondisi normal)

dimana:

$\Sigma V$  = jumlah gaya-gaya vertikal

$\Sigma H$  = jumlah gaya-gaya horizontal

f = koefisien gesek antar perletakan = 0,65 (KP.06, 1986)

SF = angka keamanan

### 4. Kontrol Daya Dukung

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| \quad (2.51)$$

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

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

Dimana

e = eksintrisitas

$\Sigma V$  = jumlah gaya-gaya vertikal

$\Sigma H$  = jumlah gaya-gaya horizontal

L = 1 m (pendekatan satuan 1 m)

B = lebar dasar pondasi (m)

$\sigma_{\text{ijin}}$  = daya dukung

### 5. Kontrol Daya Dukung Peredam Energi

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

lantai dari peredam energi harus mampu menahan gaya *uplift* yang terjadi.

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma} \quad (2.52)$$

Dimana

$dx$  = tebal lantai pada titik  $x$  (m)

$Px$  = gaya angkat pada titik  $x$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )

$Wx$  = kedalaman air pada titik  $x$  (m)

$\gamma$  = berat jenis bahan ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$S$  = factor keamanan (keadaan normal = 1,5;  
keadaan ekstrim= 1,25)

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1 Daerah Studi**

Waduk Bendo terletak di Sungai Kali Keyang atau juga dikenal dengan nama Kali Ngindeng di Dusun Bendo, Desa Ngindeng, Kecamatan Sawoo, Kabupaten Ponorogo. Secara geografis lokasi rencana Waduk Bendo terletak pada posisi antara  $7^{\circ} 49' 33''$  -  $7^{\circ} 59' 36''$  LS dan  $111^{\circ} 34' 57''$  -  $111^{\circ} 44' 40''$  BT. Daerah genangan Waduk Bendo meliputi desa Ngindeng dan desa Temon Kecamatan Sawoo dan desa Ngadirojo Kecamatan Sooko. Waduk Bendo memiliki daerah aliran sungai (DAS) seluas  $120,63 \text{ km}^2$  yang terdiri dari Kecamatan Pudak, Sooko, dan Sawoo.

### **3.2 Studi Literatur**

Studi literatur bertujuan untuk mempelajari dan memahami teori-teori umum hidrologi, hidrolika dan desain bangunan pelimpah yang digunakan sebagai dasar untuk menyelesaikan setiap permasalahan dalam penyusunan tugas akhir ini.

### **3.3 Pengumpulan Data**

Data-data yang digunakan dalam penulisan adalah data sekunder. Data sekunder merupakan data yang diperoleh secara tidak langsung berupa catatan maupun hasil penelitian dari pihak lain. Data sekunder yang digunakan dalam tugas akhir ini meliputi:

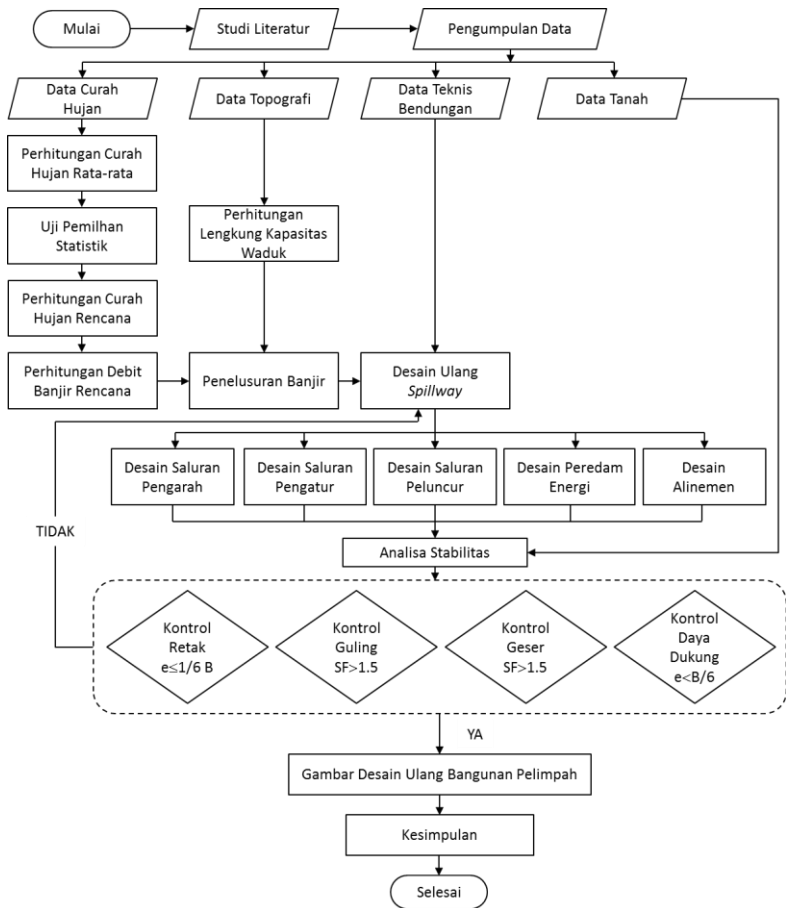
- a. Data curah hujan
- b. Data lengkung waduk Bendo
- c. Data teknis bangunan pelimpah Waduk Bendo
- d. Data tanah
- e. Peta topografi
- f. Peta lokasi kawasan

### 3.4 Perumusan Konsep Pengerjaan

Langkah-langkah sistematis pengerjaan tugas akhir ini meliputi

1. Perhitungan curah hujan rata-rata dari beberapa stasiun hujan
2. Pengujian pemilihan statistik untuk menentukan distribusi yang cocok untuk digunakan di lokasi. Analisa distribusi menggunakan metode Gumbel dan Log Pearson III, sedangkan diuji vertikal menggunakan uji chi-kuadrat dan uji horizontal menggunakan Smirnov-Kolmogorov.
3. Perhitungan curah hujan rencana
4. Perhitungan debit banjir rencana menggunakan Hidrograf Nakayasu
5. Penelusuran banjir menggunakan data lengkung waduk
6. Perencanaan bangunan pelimpah berdasarkan penelusuran banjir dan debit banjir rencana. Pada perencanaan bangunan pelimpah ini dilakukan
  - Perencanaan alinemen bangunan pelimpah, menggunakan data topografi
  - Perencanaan saluran pengarah
  - Perencanaan saluran pengatur
  - Perencanaan saluran peluncur
  - Perencanaan bangunan peredam energi
7. Analisa stabilitas bangunan pelimpah menggunakan data tanah. Pada analisa stabilitas bangunan pelimpah ini dilakukan
  - Kontrol retak
  - Kontrol guling
  - Kontrol geser
  - Kontrol daya dukung tanah

### 3.5 Diagram Alir



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



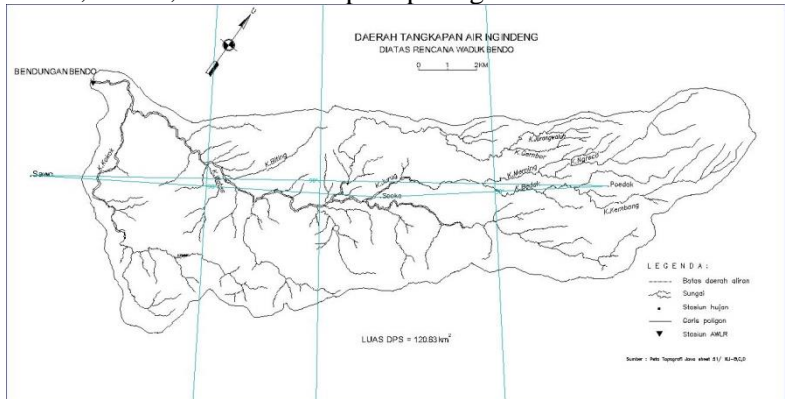
“Halaman sengaja dikosongkan.”

## BAB IV PEMBAHASAN

### 4.1 Melengkapi Data Hujan yang Hilang

Dalam perencanaan bangunan pelimpah diperlukan data curah hujan harian maksimum. Data curah hujan harian maksimum ini didapatkan dari data curah hujan harian dari setiap stasiun hujan yang bersangkutan.

Daerah tangkapan air dari Bendungan Bendo terletak pada Kecamatan Pudak, Sooko, dan Sawoo. Menggunakan metode *Polygon Thiessen*, diketahui stasiun-stasiun yang memengaruhi Bendungan Bendo adalah stasiun hujan Pudak, Sooko, dan Sawoo seperti pada gambar 4.1.



**Gambar 4. 1** Daerah Tangkapan Air Bendungan Bendo  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Data hujan yang digunakan dalam perencanaan bangunan pelimpah Bendungan Bendo adalah data hujan harian selama dua puluh tahun, yaitu mulai tahun 1997 hingga tahun 2016. Namun, terdapat beberapa data hujan yang hilang di bulan dan tahun tertentu. Data hujan yang hilang ini dilengkapi menggunakan metode *Inversed Square Distance*. Metode ini menggunakan jarak stasiun terdekat

dengan stasiun yang dicari sebagai variabel yang dirumuskan sebagai berikut.

$$R_C = \frac{\frac{R_A}{(d_{CA})^2} + \frac{R_B}{(d_{CB})^2}}{\frac{1}{(d_{CA})^2} + \frac{1}{(d_{CB})^2}} \quad (4.1)$$

dimana:

$R_C$  = Curah hujan yang dicari

$R_A, R_B$  = Curah hujan yang diketahui

$d_{CA}, d_{CB}$  = jarak stasiun yang dicari dan diketahui

Berikut adalah contoh perhitungan dalam melengkapi data hujan yang hilang.

- Data hujan yang hilang ( $R_C$ ) = data pada tanggal 1 Januari 2008 di stasiun Sawoo
- Curah hujan tanggal 1 Januari 2008 di stasiun Pudak ( $R_A$ ) = 0 mm
- Curah hujan tanggal 1 Januari 2008 di stasiun Sooko ( $R_B$ ) = 15 mm
- Jarak stasiun Sawoo dan Pudak ( $d_{CA}$ ) = 19,9 km
- Jarak stasiun Sawoo dan Sooko ( $d_{CB}$ ) = 12,1 km

$$R_C = \frac{\frac{R_A}{(d_{CA})^2} + \frac{R_B}{(d_{CB})^2}}{\frac{1}{(d_{CA})^2} + \frac{1}{(d_{CB})^2}}$$

$$R_C = \frac{\frac{0}{(19,9)^2} + \frac{15}{(12,1)^2}}{\frac{1}{(19,9)^2} + \frac{1}{(12,1)^2}}$$

$$R_C = 11 \text{ mm}$$

Setiap data hujan yang hilang dihitung menggunakan metode tersebut dan direkap seperti pada tabel 4.1.

**Tabel 4. 1** Rekapitulasi Hasil Melengkapi Data Hujan yang Hilang Stasiun Sawoo Tahun 2008

TGL	JAN	PEB	MAR	APR	MEI	JUNI	JULI	AGST	SEPT	OKT	NOV	DES
1	11	1	13	16	0	0	0	0	0	0	47	0
2	4	15	22	0	5	0	0	0	6	0	6	0
3	7	4	16	1	7	0	0	0	1	0	9	0
4	10	21	3	12	2	0	0	0	0	19	4	0
5	23	15	13	4	1	0	0	0	0	19	0	0
6	0	4	5	0	1	0	0	0	0	0	11	0
7	9	12	10	20	0	0	0	0	0	0	0	55
8	15	0	27	46	0	0	0	0	0	4	29	14
9	1	0	12	13	0	0	0	0	0	40	1	28
10	22	0	30	4	0	19	0	0	0	23	20	22
11	0	9	17	0	0	0	0	0	0	0	4	9
12	10	4	58	2	0	0	0	0	0	26	13	18
13	0	1	54	20	0	3	0	0	0	0	29	55
14	0	11	12	6	3	1	0	0	0	13	24	3
15	8	7	1	0	0	5	0	0	0	0	5	5
16	2	5	5	4	0	0	0	0	0	0	9	0
17	1	1	0	3	3	0	0	5	0	0	28	47
18	10	0	3	3	1	0	0	4	0	0	37	7
19	12	3	22	0	13	0	0	1	0	0	55	15
20	0	0	31	1	17	0	0	0	0	2	24	2
21	1	1	4	0	0	0	0	0	0	0	38	0
22	6	0	16	1	11	0	0	3	0	0	3	29
23	0	27	23	4	0	0	0	4	0	4	23	2

Lanjutan Tabel 4.1

24	11	0	12	3	0	0	0	0	0	8	37	4
25	0	1	0	7	0	0	0	0	0	0	47	0
26	0	5	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	33	6	0	0	0	0	0	0	6	0	0
28	0	8	0	0	0	0	0	2	0	17	7	0
29	11	8	0	0	0	0	0	0	0	37	0	0
30	14	0	56	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	11	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.2 Analisa Curah Hujan Rata-rata

Pada tugas akhir ini, dalam mencari curah hujan rata-rata digunakan Metode *Polygon Thiessen*. Stasiun yang memengaruhi tampungan Bendungan Bendo adalah stasiun Pudak, Sooko, dan Sawoo.

- Luas DAS Sta. Pudak = 37,55 km<sup>2</sup>
- Luas DAS Sta. Sooko = 57,63 km<sup>2</sup>
- Luas DAS Sta. Sawoo = 25,45 km<sup>2</sup>
- Total Luas DAS = 120,63 km<sup>2</sup>

Koefisien Thiessen masing-masing stasiun dihitung dengan rumus

Koefisien thiessen (W) =  $\frac{\text{Luas DAS Stasiun}}{\text{Total Luas DAS}}$  sehingga didapatkan

- W1 (Sta. Pudak) = 0,31
- W2 (Sta. Sooko) = 0,48
- W3 (Sta. Sawoo) = 0,21

Berikut contoh perhitungan curah hujan rata-rata pada tanggal 1 Januari 1997.

$$R = W1.R1 + W2.R2 + W3.R3$$

$$R = 0,31 \times 16 + 0,48 \times 0 + 0,21 \times 30$$

$$R = 11,31 \text{ mm}$$

**Tabel 4. 2** Perhitungan Curah Hujan Rata-rata Januari 1997

Tanggal	JANUARI 1997						
	PUDAK		SOOKO		SAWOO		R
	W1 =	0.31	W2 =	0.48	W3 =	0.21	
	R1	R1.W1	R2	R2.W2	R3	R3.W3	mm
1	16	4.98	0	0.00	30	6.33	11.31
2	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
3	34	10.58	0	0.00	0	0.00	10.58
4	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
5	0	0.00	20	9.56	27	5.70	15.25
6	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
7	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
8	70	21.79	55	26.28	55	11.60	59.67
9	11	3.42	35	16.72	0	0.00	20.15
10	0	0.00	5	2.39	0	0.00	2.39
11	26	8.09	34	16.24	22	4.64	28.98
12	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
13	0	0.00	0	0.00	10	2.11	2.11
14	42	13.07	10	4.78	34	7.17	25.02
15	16	4.98	16	7.64	17	3.59	16.21
16	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
17	16	4.98	2	0.96	15	3.16	9.10
18	30	9.34	37	17.68	6	1.27	28.28
19	7	2.18	13	6.21	8	1.69	10.08
20	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00
21	0	0.00	1	0.48	35	7.38	7.86

Lanjutan Tabel 4.2

22	3	0.93	2	0.96	23	4.85	6.74	
23	19	5.91	8	3.82	19	4.01	13.74	
24	56	17.43	29	13.85	40	8.44	39.73	
25	3	0.93	3	1.43	5	1.05	3.42	
26	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	
27	0	0.00	0	0.00	5	1.05	1.05	
28	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	
29	8	2.49	7	3.34	0	0.00	5.83	
30	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	
31	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	
							<b>R MAX</b>	<b>59.67</b>

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Setiap bulan pada tahun 1997 sampai 2016 dihitung rata-rata dan hujan maksimal setiap bulannya. Sehingga, didapatkan hujan maksimum tahunan seperti pada tabel 4.3

**Tabel 4. 3** Curah Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	Tinggi Hujan Maksimum (mm)
1	1997	66.01
2	1998	67.90
3	1999	75.58
4	2000	72.78
5	2001	53.31
6	2002	87.40
7	2003	49.14
8	2004	67.30

Lanjutan Tabel 4.3

9	2005	65.40
10	2006	63.60
11	2007	141.89
12	2008	47.32
13	2009	57.05
14	2010	63.21
15	2011	135.00
16	2012	64.97
17	2013	68.06
18	2014	71.61
19	2015	60.44
20	2016	72.00

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

### 4.3 Analisa Distribusi Frekuensi

Data curah hujan harian maksimum harus diolah secara statistik untuk mendapatkan parameter dari masing-masing jenis distribusi.

Data hujan maksimum harian diurutkan dan dihitung parameter statistiknya seperti berikut

- Nilai rata-rata:  $Xrt = \frac{\sum R_x}{n} = \frac{1450}{20} = 72,5$
- Standar deviasi:  $Sd = \sqrt{\frac{\sum (X_i - Xrt)^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{11267}{20-1}} = 24,35$
- Cs (Koefisien Kemencengan)  

$$Cs = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - Xrt)^3}{(n-1)(n-2)Sd^3} = \frac{20 \times 537460}{(20-1)(20-2)(24,35^3)} = 2,18$$
- Ck (Koefisien Kurtosis)  

$$Ck = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - Xrt)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} = \frac{\frac{1}{20} \times 39424975}{19 \times 18 \times 17 \times 24,35^4} = 7,71$$



- Cv (Koefisien Variasi)

$$Cv = \frac{Sd}{Xrt} = \frac{24,35}{72,5} = 0,24$$

Langkah-langkah di atas digunakan untuk melakukan analisa jenis distribusi E.J Gumbel. Sedangkan untuk analisa distribusi Log Pearson Tipe III dengan langkah yang sama namun dalam bentuk logaritma. Hasil perhitungan disajikan dalam tabel 4.4 dan 4.5.

**Tabel 4. 4** Hasil Perhitungan Analisa Distribusi E.J Gumbel

No	Tahun	Xi (mm)	(Xi- Xrt)	(Xi- Xrt) <sup>2</sup>	(Xi-Xrt) <sup>3</sup>	(Xi-Xrt) <sup>4</sup>
1	1997	66	-6	42.06	-272.78	1769.10
2	1998	68	-5	21.13	-97.13	446.51
3	1999	76	3	9.48	29.18	89.82
4	2000	73	0	0.08	0.02	0.01
5	2001	53	-19	368.03	-7060.42	135448.52
6	2002	87	15	221.93	3306.05	49250.71
7	2003	49	-23	545.40	-12737.00	297456.25
8	2004	67	-5	26.98	-140.13	727.83
9	2005	65	-7	50.44	-358.25	2544.43
10	2006	64	-9	79.25	-705.50	6280.54
11	2007	142	69	4814.90	334103.6	23183285.0
12	2008	47	-25	634.04	-15965.40	402012.56
13	2009	57	-15	238.70	-3687.89	56977.59
14	2010	63	-9	86.21	-800.48	7432.45
15	2011	135	62	3905.96	244113.5	15256535.2
16	2012	65	-8	56.70	-426.92	3214.63
17	2013	68	-4	19.74	-87.70	389.65
18	2014	72	-1	0.79	-0.70	0.63

Lanjutan Tabel 4.4

19	2015	60	-12	145.31	-1751.55	21113.63
20	2016	72	0	0.25	-0.12	0.06
<b>Jumlah</b>		1450	0	11267	537460	39424975
<b>Rerata</b>		72.50	<b>Cs</b>	2.18		
<b>Maksimum</b>		141.89	<b>Ck</b>	7.71		
<b>Minimum</b>		47.32	<b>Cv</b>	0.34		
<b>S. Deviasi</b>		24.35				

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

**Tabel 4. 5** Hasil Perhitungan Analisa Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	(Log Xi- Log X)	(Log Xi- Log X) <sup>2</sup>	(Log Xi- Log X) <sup>4</sup>
1	1997	66	1.82	-0.023	0.001	0.000000
2	1998	68	1.83	-0.011	0.000	0.000000
3	1999	76	1.88	0.036	0.001	0.000002
4	2000	73	1.86	0.019	0.000	0.000000
5	2001	53	1.73	-0.116	0.013	0.000180
6	2002	87	1.94	0.099	0.010	0.000096
7	2003	49	1.69	-0.151	0.023	0.000522
8	2004	67	1.83	-0.015	0.000	0.000000
9	2005	65	1.82	-0.027	0.001	0.000001
10	2006	64	1.80	-0.039	0.002	0.000002
11	2007	142	2.15	0.309	0.096	0.009155
12	2008	47	1.68	-0.168	0.028	0.000789
13	2009	57	1.76	-0.086	0.007	0.000056
14	2010	63	1.80	-0.042	0.002	0.000003
15	2011	135	2.13	0.288	0.083	0.006851

Lanjutan Tabel 4.5

16	2012	65	1.81	-0.030	0.001	0.000001
17	2013	68	1.83	-0.010	0.000	0.000000
18	2014	72	1.85	0.012	0.000	0.000000
19	2015	60	1.78	-0.061	0.004	0.000014
20	2016	72	1.86	0.015	0.000	0.000000
<b>Jumlah</b>		1450	36.85	0.000	0.272	0.018
<b>Rerata</b>		72	1.84	0.000	0.014	0.001
<b>Maksimum</b>		142	2.15	<b>Cs</b>		0.465
<b>Minimum</b>		47	1.68	<b>Ck</b>		5.947
<b>S. Deviasi</b>		24.35	0.12	<b>Cv</b>		0.065
<b>n</b>		20	20			

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.4 Pemilihan Jenis Metode Distribusi

Parameter-parameter statistik yang telah didapatkan pada subbab sebelumnya digunakan untuk menentukan metode distribusi yang tepat. Dari nilai koefisien kemencengan (Cs), koefisien kurtosis (Ck), dan koefisien variasi (Cv) diperoleh kesimpulan seperti pada tabel 4.6.

**Tabel 4. 6** Penentuan Jenis Metode Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat		Hasil	Kontrol
1	Gumbel	$Ck \approx$	5.4002	7.712	Tidak
		$Cs \approx$	1.1396	2.176	Tidak
2	Log Pearson III	$Cv \approx$	0.05	0.064	Memenuhi
		$Cs \neq$	0	0.464	Memenuhi

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Dari tabel 4.6 dapat disimpulkan bahwa dalam menghitung curah hujan rencana digunakan metode Log Pearson III.

#### 4.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Metode distribusi yang dipilih perlu diuji untuk mengetahui apakah statistik sampel data dapat mewakili.

##### 5.1 Uji Chi-Kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dilakukan dengan tahap seperti berikut:

- Menentukan jumlah kelas (K) dan interval kelas (G)

Jumlah data ( $n$ ) = 20, sehingga jumlah kelas:

$$K = 1 + 3,322 \log n$$

$$K = 1 + 3,322 \log 20$$

$$K = 5,322 \approx 5$$

Sedangkan interval kelas:

$$G = n/k = 20/5 = 4$$

- Menentukan peluang dan periode ulang tiap kelas  
 Karena data dibagi menjadi 5 kelas berdasarkan perhitungan sebelumnya, maka masing-masing interval peluang  $P = 1/k = 1/5 = 0,2$ . Sedangkan untuk periode ulang ( $T$ ) =  $1/P$ . Sehingga, peluang dan periode ulang kelas adalah sebagai berikut.

**Tabel 4. 7** Nilai P dan T

Kelas	P	T
1	0.2	5.00
2	0.4	2.50
3	0.6	1.67
4	0.8	1.25
5	1	1.00

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Menentukan nilai k  
 Nilai k dapat ditentukan dari tabel harga k untuk distribusi log pearson tipe III. Namun karena tidak semua angka tercantum sehingga perlu dilakukan interpolasi

untuk mengetahui nilai  $k$ . Interpolasi dilakukan menggunakan rumus “FORECAST” pada Microsoft Excel. Contoh untuk nilai  $C_s = 0,465$  dengan  $T = 5$  tahun didapatkan  $k = 0,811$ .

- Menghitung nilai  $X$  dari persamaan  $\log x = \log X_{rt} + k \cdot S_{logx}$

Nilai  $k$  masing-masing kelas yang sudah diketahui dimasukkan ke dalam persamaan untuk mendapatkan nilai  $X$ .

$$\log x = \log X_{rt} + k \cdot S_{logx}$$

$$\log x = 1,843 + 0,811 \cdot 0,12$$

$$\log x = 1,94$$

$$X = 87,01 \text{ mm}$$

Masing-masing kelas dihitung nilai  $X$ -nya dan digunakan untuk batas distribusi tiap kelas.

**Tabel 4. 8** Nilai Batas Distribusi

<b>P(%)</b>	<b>C<sub>s</sub></b>	<b>T</b>	<b>k</b>	<b>Log X</b>	<b>X (mm)</b>
0.2	0.465	5.00	0.811	1.940	87.01
0.4	0.465	2.50	0.071	1.851	70.97
0.6	0.465	1.67	-0.423	1.792	61.99
0.8	0.465	1.25	-0.856	1.740	54.99
1	0.465	1.00			

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Menghitung jumlah data interval tiap kelas yang kemudian diolah menggunakan rumus untuk menghitung Chi-Kuadrat. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.9.

**Tabel 4. 9** Perhitungan Chi-Kuadrat

Probabilitas			O <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	(O <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> ) <sup>2</sup>	(O <sub>i</sub> -E <sub>i</sub> ) <sup>2</sup> / E <sub>i</sub>
0	< P ≤	54.99	3	4	1	0.25
54.99	< P ≤	61.95	2	4	4	1
61.95	< P ≤	70.97	8	4	16	4
70.97	< P ≤	87.01	4	4	0	0
87.01	< P		3	4	1	0.25
TOTAL			20	20	Jumlah (c <sup>2</sup> )	<b>5.5</b>

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Menghitung derajat kebebasan dan  $c^2$  kritis

$$DK = K - (P+1)$$

$$DK = 5 - (2+1)$$

$$DK = 2$$

Dengan  $DK = 2$  dan  $\alpha=5\%$  didapatkan  $c^2$  kritis = 5,991

Uji Chi-Kuadrat memenuhi syarat jika  $c^2 < c^2$  kritis. Dengan  $c^2 = 5,5$  dan  $c^2$  kritis = 5,991 berarti syarat  $c^2 < c^2$  kritis terpenuhi sehingga menurut Uji Chi-Kuadrat metode Log Pearson tipe III dapat digunakan.

## 5.2 Uji Smirnov-Kolomogorov

Perhitungan uji ini dilakukan dengan tahap sebagai berikut:

- Mengurutkan data hujan dari besar ke kecil. Masing-masing data dihitung besarnya peluang, seperti contoh berikut

$$P(\log X) = \frac{m}{n+1}, \quad m = \text{peringkat data}$$

$$P(\log X) = \frac{1}{20 + 1} = 0,0476 = 4,76\%$$

- Menentukan nilai peluang pengamatan  $P(\text{Log}X <)$   
 $P(\log X <) = 1 - P(\log X)$   
 $P(\log X <) = 1 - 0,0476$   
 $P(\log X <) = 0,9524$
- Menentukan nilai  $f(t)$   

$$f(t) = \frac{\log(X - Xrt)}{\text{Slog}X} = \frac{2,152 - 1,842}{0,120} = 2,587$$
- Menentukan nilai peluang teoritis  $P'(x)$ . untuk mempermudah perhitungan digunakan fungsi "NORMDIST" pada Excel untuk mengembalikan fungsi distribusi normal.
- Menghitung nilai D maks. Rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.10

**Tabel 4. 10** Rekapitulasi Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov

m	X (mm)	Log X	P(x)	P(x<)	f(t)	P'(x<)	D
1	141.89	2.15	0.05	0.95	2.59	0.99	0.04
2	135.00	2.13	0.10	0.90	2.41	0.98	0.08
3	87.40	1.94	0.14	0.86	0.83	0.80	0.05
4	75.58	1.88	0.19	0.81	0.30	0.63	0.18
5	72.78	1.86	0.24	0.76	0.16	0.58	0.18
6	72.00	1.86	0.29	0.71	0.12	0.57	0.15
7	71.61	1.85	0.33	0.67	0.10	0.56	0.11
8	68.06	1.83	0.38	0.62	-0.08	0.50	0.12
9	67.90	1.83	0.43	0.57	-0.09	0.50	0.07
10	67.30	1.83	0.48	0.52	-0.12	0.49	0.04
11	66.01	1.82	0.52	0.48	-0.19	0.47	0.01
12	65.40	1.82	0.57	0.43	-0.23	0.46	0.03
13	64.97	1.81	0.62	0.38	-0.25	0.46	0.07
14	63.60	1.80	0.67	0.33	-0.33	0.44	0.10

Lanjutan Tabel 4.10

15	63.21	1.80	0.71	0.29	-0.35	0.43	0.14	
16	60.44	1.78	0.76	0.24	-0.51	0.39	0.15	
17	57.05	1.76	0.81	0.19	-0.72	0.33	0.14	
18	53.31	1.73	0.86	0.14	-0.97	0.27	0.13	
19	49.14	1.69	0.90	0.10	-1.26	0.19	0.10	
20	47.32	1.68	0.95	0.05	-1.40	0.16	0.11	
							<b>Dmax</b>	0.18

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan tabel 4.10 didapatkan  $D_{max} = 0,18$ . Untuk memenuhi syarat uji Smirnov-Kolmogorov  $D_{max} < D_0$ .  $D_0$  didapatkan dari tabel 2.5. Dengan  $n=20$  dan  $\alpha=0,05$  didapatkan  $D_0=0,29$ . Sehingga  $0,18 < 0,29$  yang berarti uji Smirnov-Kolmogorov terpenuhi.

#### 4.6 Perhitungan Hujan Rencana Periode Ulang

Berdasarkan uji distribusi statistik, metode Log Pearson tipe III dapat digunakan untuk menghitung hujan curah hujan rencana. Parameter yang digunakan adalah

$$\text{Log } X_{rt} = 1,84$$

$$\text{Slog } X = 0,12$$

$$C_s = 0,465$$

Berikut langkah perhitungan curah hujan rencana

- Menentukan nilai  $k$  untuk setiap periode ulang menggunakan tabel 2.3. Tabel 2.3 menghubungkan nilai  $C_s$  dari distribusi Log Pearson tipe III dengan periode ulang. Beberapa besaran perlu diinterpolasi karena tidak semua tercantum dalam tabel.
- Menghitung nilai hujan rencana menggunakan rumus  $\log x = \log X_{rt} + k \cdot \text{Slog } x$ . Didapatkan hujan rencana untuk periode ulang seperti pada tabel 4.11.



**Tabel 4. 11** Rekapitulasi nilai K dan X (Hujan Rencana)

<b>T</b>	<b>K</b>	<b>Log X</b>	<b>X (mm)</b>
2	-0.077	1.833	68.142
5	0.811	1.940	87.011
10	1.321	2.001	100.129
20	1.707	2.047	111.347
25	1.899	2.070	117.419
50	2.293	2.117	130.870
100	2.661	2.161	144.808
200	3.008	2.202	159.350
1000	3.764	2.293	196.183

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.7 Perhitungan Curah Hujan Efektif Jam-jaman

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju sungai. Besarnya tergantung atas luas lahan dan kondisi sekitar DAS. Perhitungan curah hujan jam-jaman dilakukan dengan metode Mononobe dengan lama hujan adalah 5 jam. Waduk Bendo terletak pada daerah dataran tinggi yang bergelombang dan curam, sehingga berdasarkan tabel 2.6 digunakan nilai  $C = 0,75$ . Periode ulang yang digunakan adalah periode ulang 1000 tahun sehingga perhitungannya sebagai berikut

- $T = 5$  jam
- $t = 1$  jam
- $R_{24} = 196,18$  mm
- $R_t = \frac{R_{24}}{T} \times \left(\frac{T}{t}\right)^{2/3} = \frac{196,18}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{2/3} = 114,73$  mm
- $R_t' = t \cdot R_t - (t - 1) \cdot (R(t - 1))$   
 $= 1 \cdot 114,73 - ((1 - 1) \cdot 0) = 114,73$  mm
- $R_n = R_t' \times C = 114,73 \times 0,75 = 86,05$  mm

Hasil perhitungan ditampilkan dalam tabel 4.12.

**Tabel 4. 12** Distribusi Curah Hujan Efektif Periode Ulang 1000 Tahun

Jam ke	Rt (mm)	Rt' (mm)	C	Rn (mm)
1	114.73	114.73	0.75	86.05
2	72.27	29.82	0.75	22.37
3	55.16	20.92	0.75	15.69
4	45.53	16.65	0.75	12.49
5	39.24	14.06	0.75	10.55

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.8 Perhitungan Hidrograf Satuan

Perhitungan hidrograf satuan pada tugas akhir ini menggunakan Hidrograf Nakayasu. Berikut parameter yang digunakan

- Luas DAS = 120,63 km<sup>2</sup>
- L = 24 km
- R0 = 1 mm
- tr = 1 jam
- tg = 0,4+0,058xL (untuk L > 15 km)  
= 1,792 jam
- Tp = Tg +0,8 tr = 2,592 jam
- α = 1,5
- T<sub>0,3</sub> = α x tg = 2,688 jam
- Qp =  $\frac{C.A.R_0}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} = 9,669 \text{ m}^3/\text{detik}$

Parameter yang telah ditentukan kemudian dihitung menggunakan rumus Hidrograf Nakayasu yang hasilnya ditampilkan pada tabel 4.13 hingga tabel 4.16.

- Pada saat kurva naik  $0 \leq t \leq T_p$

$$Q_t = 9,669 \cdot \frac{t^{24}}{2,592}$$

**Tabel 4. 13** Hidrograf Nakayasu Kurva Naik  $0 \leq t \leq T_p$ 

t	Qt
0.00	0.000
0.25	0.035
0.50	0.186
0.75	0.493
1.00	0.983
1.25	1.680
1.50	2.602
1.75	3.767
2.00	5.189
2.25	6.885
2.50	8.866

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Pada saat kurva turun  $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$

$$Q_t = 9,669 \cdot 0,3 \cdot \frac{t-2,592}{2,688}$$

**Tabel 4. 14** Hidrograf Nakayasu Kurva Turun  $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$ 

t	Qt
2.59	9.669
3.00	8.054
3.50	6.438
4.00	5.146
4.50	4.114
5.00	3.288

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

- Pada saat kurva turun  $(T_p + T_{0,3}) \leq t (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$   

$$Q_t = 9,669 \cdot 0,3 \cdot \frac{t-2,592+0,5 \cdot 2,688}{1,5 \cdot 2,688}$$

**Tabel 4. 15** Hidrograf Nakayasu Kurva Turun  $(T_p + T_{0,3}) \leq t (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

t	Qt
5.28	2.901
5.50	2.716
6.00	2.340
6.50	2.015
7.00	1.736
7.50	1.495
8.00	1.288
8.50	1.109
9.00	0.955

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

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

$$Q_t = 9,669 \cdot 0,3 \cdot \frac{t-2,592+1,5 \cdot 2,688}{2 \cdot 2,688}$$

**Tabel 4. 16** Hidrograf Nakayasu Kurva Turun  $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$

t	Qt
9.31	0.870
9.50	0.834
10.00	0.746
10.50	0.667
11.00	0.596
11.50	0.533
12.00	0.477
12.50	0.426

Lanjutan Tabel 4.16

13.00	0.381
13.50	0.341
14.00	0.305
14.50	0.272
15.00	0.243
15.50	0.218
16.00	0.195
16.50	0.174
17.00	0.156
17.50	0.139
18.00	0.124
18.50	0.111
19.00	0.099
19.50	0.089
20.00	0.079
20.50	0.071
21.00	0.064
21.50	0.057
22.00	0.051
22.50	0.045
23.00	0.041
23.50	0.036
24.00	0.032

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Hidrograf satuan menunjukkan debit limpasan yang terjadi untuk tinggi hujan satuan. Maka perlu dilakukan koreksi untuk memastikan koordinat debit limpasan yang diperoleh menunjukkan debit akibat hujan efektif satu

satuan. Nilai volume limpasan dibagi dengan luas DAS harus sama dengan 1 (satu). Hasil koreksi ditampilkan dalam tabel 4.17.

**Tabel 4. 17** Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu Terkoreksi

t	Asli			Terkoreksi		
	Q	Q rata2	Volume	Q	Q rata2	Volume
jam	m3/dt	m3/dt	m3	m3/dt	m3/dt	m3
0.00	0.00			0.00		
0.25	0.04	0.02	15.88	0.04	0.02	16.06
0.50	0.19	0.11	99.71	0.19	0.11	100.83
0.75	0.49	0.34	305.65	0.50	0.34	309.07
1.00	0.98	0.74	664.27	0.99	0.75	671.70
1.25	1.68	1.33	1198.32	1.70	1.35	1211.72
1.50	2.60	2.14	1926.67	2.63	2.16	1948.21
1.75	3.77	3.18	2865.74	3.81	3.22	2897.78
2.00	5.19	4.48	4030.20	5.25	4.53	4075.26
2.25	6.88	6.04	5433.40	6.96	6.10	5494.15
2.50	8.87	7.88	7087.64	8.96	7.96	7166.89
2.59	9.67	9.27	3069.30	9.78	9.37	3103.61
3.00	8.05	8.86	13015.62	8.14	8.96	13161.14
3.50	6.44	7.25	13042.70	6.51	7.33	13188.53
4.00	5.15	5.79	10425.72	5.20	5.86	10542.29
4.50	4.11	4.63	8333.82	4.16	4.68	8427.00
5.00	3.29	3.70	6661.66	3.32	3.74	6736.15
5.28	2.90	3.09	3119.20	2.93	3.13	3154.07
5.50	2.72	2.81	2224.28	2.75	2.84	2249.15
6.00	2.34	2.53	4550.16	2.37	2.56	4601.03
6.50	2.02	2.18	3919.09	2.04	2.20	3962.91

Lanjutan Tabel 4.17

7.00	1.74	1.88	3375.55	1.75	1.90	3413.29
7.50	1.49	1.62	2907.39	1.51	1.63	2939.90
8.00	1.29	1.39	2504.16	1.30	1.41	2532.16
8.50	1.11	1.20	2156.85	1.12	1.21	2180.97
9.00	0.96	1.03	1857.72	0.97	1.04	1878.49
9.31	0.87	0.91	1025.12	0.88	0.92	1036.58
9.50	0.83	0.85	576.81	0.84	0.86	583.26
10.00	0.75	0.79	1422.23	0.75	0.80	1438.13
10.50	0.67	0.71	1271.56	0.67	0.71	1285.78
11.00	0.60	0.63	1136.86	0.60	0.64	1149.57
11.50	0.53	0.56	1016.43	0.54	0.57	1027.79
12.00	0.48	0.50	908.75	0.48	0.51	918.91
12.50	0.43	0.45	812.48	0.43	0.46	821.57
13.00	0.38	0.40	726.41	0.39	0.41	734.54
13.50	0.34	0.36	649.46	0.34	0.36	656.72
14.00	0.30	0.32	580.66	0.31	0.33	587.15
14.50	0.27	0.29	519.15	0.28	0.29	524.95
15.00	0.24	0.26	464.15	0.25	0.26	469.34
15.50	0.22	0.23	414.98	0.22	0.23	419.62
16.00	0.19	0.21	371.02	0.20	0.21	375.17
16.50	0.17	0.18	331.72	0.18	0.19	335.43
17.00	0.16	0.16	296.58	0.16	0.17	299.89
17.50	0.14	0.15	265.16	0.14	0.15	268.12
18.00	0.12	0.13	237.07	0.13	0.13	239.72
18.50	0.11	0.12	211.96	0.11	0.12	214.33
19.00	0.10	0.11	189.50	0.10	0.11	191.62
19.50	0.09	0.09	169.43	0.09	0.10	171.32
20.00	0.08	0.08	151.48	0.08	0.09	153.17

Lanjutan tabel 4.17

20.50	0.07	0.08	135.43	0.07	0.08	136.95
21.00	0.06	0.07	121.09	0.06	0.07	122.44
21.50	0.06	0.06	108.26	0.06	0.06	109.47
22.00	0.05	0.05	96.79	0.05	0.05	97.87
22.50	0.05	0.05	86.54	0.05	0.05	87.50
23.00	0.04	0.04	77.37	0.04	0.04	78.23
23.50	0.04	0.04	69.17	0.04	0.04	69.95
24.00	0.03	0.03	61.85	0.03	0.03	62.54
Jumlah	92.42		119296.17	106.21		120630.00

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Contoh perhitungannya adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Luas DAS} &= 120,63 \times 10^6 \text{ m}^2 \\ \text{Tinggi hujan efektif (ER)} &= \frac{\text{Volume}}{A} = \frac{119296,17}{120,63 \times 10^6} \\ &= 0,0009 \text{ m} = 0,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

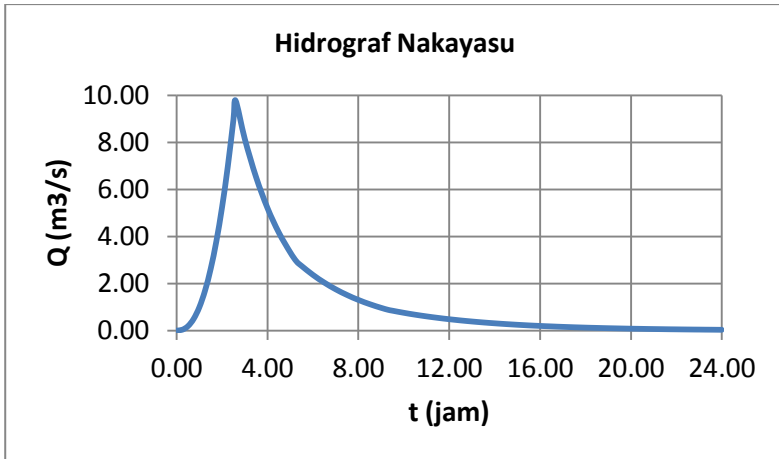
Karena  $ER \neq 1$  maka nilai debit harus dibagi dengan 0,9.

$$Q \text{ terkoreksi} = \frac{5.15}{0.9} = 5,20 \frac{\text{m}^3}{\text{detik}}$$

Hasil koreksi Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu ditampilkan pada gambar 4.2

Dari nilai unit hidrograf yang telah dikoreksi, dilanjutkan dengan menghitung debit dengan periode ulang 1000 tahun. Tabel 4.18 dan gambar 4.3 menunjukkan perhitungan debit banjir hidrograf Nakayasu periode 1000 tahun. Dari hidrograf Nakayasu didapatkan debit banjir maksimum periode 1000 tahun ( $Q_{1000th}$ ) sebesar  $836,37 \text{ m}^3/\text{detik}$ .





**Gambar 4. 2** Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

**Tabel 4. 18** Hasil Perhitungan Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 1000 Tahun

t (jam)	Q (m <sup>3</sup> /s)	Q akibat hujan netto (m <sup>3</sup> /detik)					Q <sub>banjir</sub> (m <sup>3</sup> /s)
		86.05	22.37	15.69	12.49	10.55	
		jam ke					
		1	2	3	4	5	
0.0	0.00	0.00					0.00
0.5	0.19	16.26					16.26
1.0	1.00	85.82	0.00				85.82
1.5	2.64	227.09	4.23				231.32
2.0	5.26	452.96	22.31	0.00			475.27
2.5	8.99	773.83	59.03	2.96			835.82
3.0	8.17	702.99	117.73	15.65	0.00		836.37
3.5	6.53	561.93	201.13	41.41	2.36		806.83
4.0	5.22	449.18	182.72	82.59	12.46	0.00	726.95

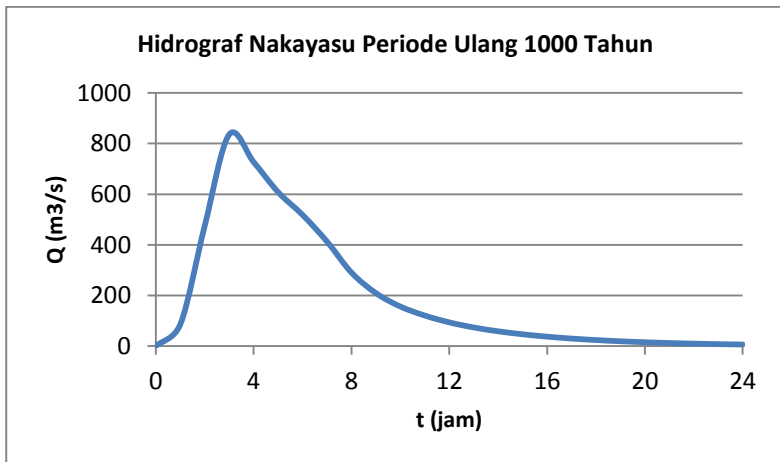
Lanjutan Tabel 4.18

4.5	4.17	359.06	146.06	141.09	32.96	1.99	681.16
5.0	3.34	287.01	116.75	128.17	65.75	10.52	608.21
5.5	2.76	237.08	93.33	102.46	112.32	27.84	573.03
6.0	2.37	204.20	74.60	81.90	102.04	55.52	518.26
6.5	2.11	181.21	61.62	65.47	81.57	94.85	484.72
7.0	1.81	156.08	53.08	52.33	65.20	86.17	412.86
7.5	1.56	134.43	47.10	43.23	52.12	68.88	345.76
8.0	1.35	115.79	40.57	37.23	41.66	55.06	290.31
8.5	1.16	99.73	34.94	33.04	34.41	44.01	246.14
9.0	1.00	85.90	30.10	28.46	29.64	35.18	209.27
9.5	0.85	72.82	25.92	24.51	26.30	29.06	178.62
10.0	0.76	65.11	22.33	21.11	22.66	25.03	156.23
10.5	0.68	58.21	18.93	18.18	19.51	22.21	137.05
11.0	0.60	52.04	16.92	15.66	16.81	19.13	120.57
11.5	0.54	46.53	15.13	13.28	14.48	16.48	105.89
12.0	0.48	41.60	13.53	11.87	12.47	14.19	93.66
12.5	0.43	37.19	12.09	10.61	10.57	12.22	82.70
13.0	0.39	33.25	10.81	9.49	9.45	10.53	73.54
13.5	0.35	29.73	9.67	8.48	8.45	8.93	65.26
14.0	0.31	26.58	8.64	7.59	7.55	7.98	58.35
14.5	0.28	23.77	7.73	6.78	6.75	7.14	52.17
15.0	0.25	21.25	6.91	6.06	6.04	6.38	46.64
15.5	0.22	19.00	6.18	5.42	5.40	5.70	41.70
16.0	0.20	16.99	5.52	4.85	4.83	5.10	37.28
16.5	0.18	15.19	4.94	4.33	4.32	4.56	33.33
17.0	0.16	13.58	4.41	3.87	3.86	4.08	29.80
17.5	0.14	12.14	3.95	3.46	3.45	3.64	26.64
18.0	0.13	10.85	3.53	3.10	3.08	3.26	23.82

Lanjutan Tabel 4.18

18.5	0.11	9.70	3.16	2.77	2.76	2.91	21.30
19.0	0.10	8.68	2.82	2.48	2.47	2.60	19.04
19.5	0.09	7.76	2.52	2.21	2.20	2.33	17.02
20.0	0.08	6.93	2.25	1.98	1.97	2.08	15.22
20.5	0.07	6.20	2.02	1.77	1.76	1.86	13.61
21.0	0.06	5.54	1.80	1.58	1.58	1.66	12.17
21.5	0.06	4.96	1.61	1.41	1.41	1.49	10.88
22.0	0.05	4.43	1.44	1.26	1.26	1.33	9.73
22.5	0.05	3.96	1.29	1.13	1.13	1.19	8.70
23.0	0.04	3.54	1.15	1.01	1.01	1.06	7.77
23.5	0.04	3.17	1.03	0.90	0.90	0.95	6.95
24.0	0.03	2.90	0.92	0.81	0.80	0.85	6.28

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)



**Gambar 4. 3** Hidrograf Nakayasu Periode Ulang 1000 Tahun  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.9 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk merupakan grafik yang menggambarkan hubungan luas daerah genangan dengan volume tampungan terhadap elevasinya. Berikut contoh perhitungan lengkung kapasitas waduk untuk elevasi +151 m:

$$I = \sum [(h_{i+1} - h_i) \times 0,5x(F_i + F_{i+1})]$$

$$I = 1 \times 0,5x(0 + 3874)$$

$$I = 1937 \text{ m}^3$$

**Tabel 4. 19** Hasil Perhitungan Lengkung Kapasitas Waduk Bendo

Elevasi	F <sub>i</sub>	F <sub>i+1</sub>	F rata-rata	H <sub>i-1</sub> - H <sub>1</sub>	Volume	Volume Kumulatif
(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
151	0	3874				
			1937	1	1937	1937
152	3874	7748				
			5811	1	5811	7748
153	7748	16905				
			12327	1	12327	20075
154	16905	26062				
			21484	1	21484	41558
155	26062	35219				
			30641	1	30641	72199
156	35219	44377				
			39798	1	39798	111997
157	44377	53534				
			48955	1	48955	160952
158	53534	68278				

Lanjutan Tabel 4.19

			60906	1	60906	221858
159	68278	83022				
			75650	1	75650	297508
160	83022	97766				
			90394	1	90394	387902
161	97766	112510				
			105138	1	105138	493040
162	112510	127254				
			119882	1	119882	612922
163	127254	143080				
			135167	1	135167	748089
164	143080	158907				
			150994	1	150994	899083
165	158907	174733				
			166820	1	166820	1065903
166	174733	190559				
			182646	1	182646	1248549
167	190559	206386				
			198473	1	198473	1447021
168	206386	223057				
			214721	1	214721	1661743
169	223057	239727				
			231392	1	231392	1893135
170	239727	256398				
			248063	1	248063	2141198
171	256398	273069				
			264734	1	264734	2405931

Lanjutan Tabel 4.19

172	273069	289740				
			281405	1	281405	2687336
173	289740	307361				
			298550	1	298550	2985886
174	307361	324982				
			316171	1	316171	3302058
175	324982	342603				
			333792	1	333792	3635850
176	342603	360223				
			351413	1	351413	3987263
177	360223	377844				
			369034	1	369034	4356297
178	377844	398127				
			398127	1	398127	4754424
179	398127	418410				
			408269	1	408269	5162693
180	418410	438693				
			428552	1	428552	5591244
181	438693	458976				
			448834	1	448834	6040079
182	458976	479259				
			469117	1	469117	6509196
183	479259	503603				
			491431	1	491431	7000627
184	503603	527948				
			515776	1	515776	7516403
185	527948	555113				
			541530	1	541530	8057933

Lanjutan Tabel 4.19

186	555113	582277				
			568695	1	568695	8626628
187	582277	609442				
			595859	1	595859	9222488
188	609442	637647				
			623544	1	623544	9846032
189	637647	665853				
			651750	1	651750	10497782
190	665853	694058				
			679955	1	679955	11177738
191	694058	722264				
			708161	1	708161	11885899
192	722264	750469				
			736366	1	736366	12622265
193	750469	781650				
			766060	1	766060	13388325
194	781650	812832				
			797241	1	797241	14185566
195	812832	844680				
			828756	1	828756	15014322
196	844680	876529				
			860604	1	860604	15874926
197	876529	908377				
			892453	1	892453	16767379
198	908377	939038				
			923707	1	923707	17691086
199	939038	969699				
			954368	1	954368	18645454

Lanjutan Tabel 4.19

200	969699	1000359				
			985029	1	985029	19630483
201	1000359	1031020				
			1015690	1	1015690	20646173
202	1031020	1061681				
			1046351	1	1046351	21692524
203	1061681	1099944				
			1080812	1	1080812	22773336
204	1099944	1138207				
			1119075	1	1119075	23892412
205	1138207	1176469				
			1157338	1	1157338	25049750
206	1176469	1214732				
			1195601	1	1195601	26245350
207	1214732	1252995				
			1233863	1	1233863	27479214
208	1252995	1295463				
			1274229	1	1274229	28753443
209	1295463	1337932				
			1316698	1	1316698	30070141
210	1337932	1380401				
			1359166	1	1359166	31429307
211	1380401	1422869				
			1401635	1	1401635	32830942
212	1422869	1465338				
			1444104	1	1444104	34275046
213	1465338	1509331				
			1487334	1	1487334	35762381

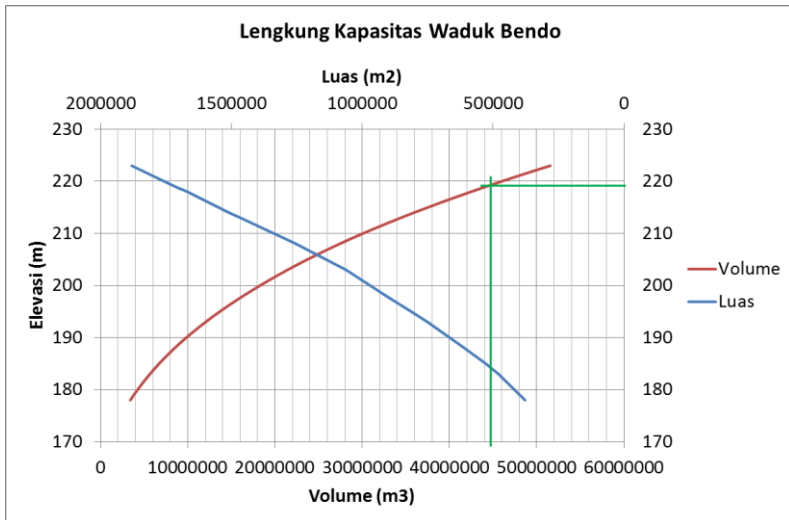


Lanjutan Tabel 4.19

214	1509331	1549066				
			1529199	1	1529199	37291579
215	1549066	1588802				
			1568934	1	1568934	38860513
216	1588802	1628537				
			1608669	1	1608669	40469182
217	1628537	1668272				
			1648405	1	1648405	42117587
218	1668272	1715084				
			1691678	1	1691678	43809265
219	1715084	1756586				
			1735835	1	1735835	45545101
220	1756586	1798088				
			1777337	1	1777337	47322438
221	1798088	1839590				
			1818839	1	1818839	49141277
222	1839590	1880863				
			1860227	1	1860227	51001504
223	1880863	1922136				
			1901500	1	1901500	52903004

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berdasarkan tabel 4.19, dibuat grafik untuk menentukan elevasi yang akan digunakan untuk ambang pelimpah. Diketahui tampungan yang dibutuhkan adalah sebesar 44.197.000 m<sup>3</sup>. Sehingga ditarik garis pada volume sebesar tampungan dan didapatkan elevasi setinggi 219 m seperti yang terlihat pada gambar 4.4.



**Gambar 4. 4** Lengkung Kapasitas Waduk Bendo  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.10 Penelusuran Banjir

Penelusuran banjir dilakukan dengan menggunakan debit *inflow* yang berasal dari Hidrograf Nakayasu periode 1000 tahun. Puncak pelimpah berdasarkan lengkung kapasitas waduk direncanakan pada elevasi +219,00 m. Koefisien limpasan (C) sebesar 2 dengan  $\Delta t = 1800$  detik.

Lebar ambang pelimpah direncanakan selebar 70 m. Hal ini berdasarkan dari perhitungan coba-coba awal menggunakan rumus  $Q = C \times B \times H^{3/2}$ . Dengan  $C = 2$  dan debit (Q) sebesar  $836,37 \text{ m}^3/\text{det}$ . Didapatkan beberapa angka tinggi air di atas pelimpah (H) dan dipilih  $B = 70 \text{ m}$  yang menghasilkan tinggi air setinggi 3,29 m.

Sebelum dilakukan perhitungan penelusuran banjir, dihitung hubungan antara elevasi di atas mercu, tumpangan, dan debit. Berikut adalah contoh perhitungan untuk air di atas mercu (H) setinggi 0,2 m.

- Lebar mercu (B) = 70 m



Lanjutan Tabel 4.20

+	221.4	2.4	520.53	260.26	48.06	4271.48	3803.00	4739.96
+	221.6	2.6	586.93	293.47	48.42	4627.44	4099.20	5155.68
+	221.8	2.8	655.94	327.97	48.77	4983.39	4393.05	5573.74
+	222.0	3.0	727.46	363.73	49.13	5339.35	4684.63	5994.06
+	222.2	3.2	801.41	400.70	49.51	5715.40	4994.14	6436.67
+	222.4	3.4	877.70	438.85	49.88	6091.46	5301.53	6881.39
+	222.6	3.6	956.27	478.14	50.26	6467.51	5606.87	7328.16
+	222.8	3.8	1037.06	518.53	50.63	6843.57	5910.21	7776.92
+	223.0	4.0	1120.00	560.00	51.01	7219.62	6211.62	8227.62
+	223.2	4.2	1205.04	602.52	51.39	7595.68	6511.14	8680.21
+	223.4	4.4	1292.13	646.07	51.76	7971.73	6808.81	9134.65
+	223.6	4.6	1381.23	690.61	52.14	8347.79	7104.68	9590.89
+	223.8	4.8	1472.28	736.14	52.51	8723.84	7398.79	10048.89
+	224.0	5.0	1565.25	782.62	52.89	9099.90	7691.17	10508.62

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Perhitungan dilanjutkan dengan melakukan analisa penelusuran banjir. Dari penelusuran banjir didapatkan besar *inflow* dan *outflow* yang terjadi. Debit maksimum *outflow* yang terjadi adalah sebesar 599,49 m<sup>3</sup>/detik pada elevasi +221,64 m. Tabel 4.21 dan gambar 4.5 menampilkan hasil analisa penelusuran banjir.

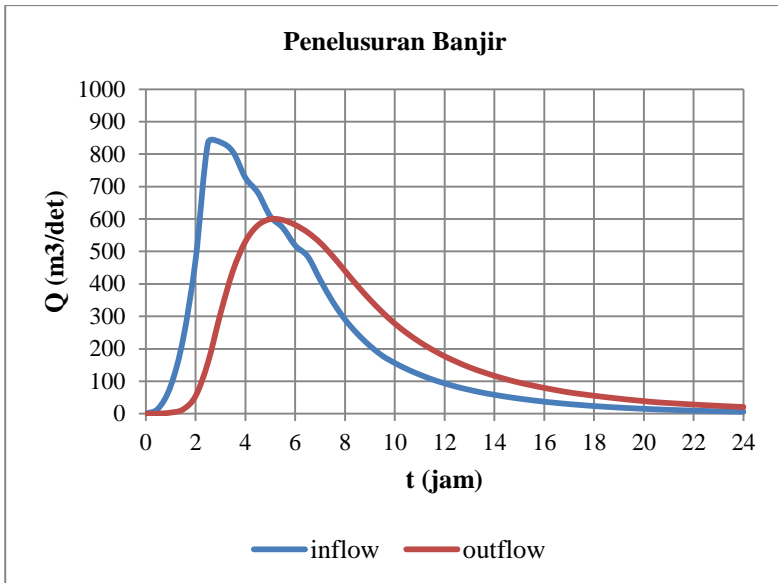
**Tabel 4. 21** Hasil Perhitungan Penelusuran Banjir

t	Inflow	i rata2	I.dt	S- $\Delta t.Q/2$	S+ $\Delta t.Q/2$	Elevasi	Q output
jam	m3/dt	m3/dt	(10 <sup>3</sup> ) m3/dt	(10 <sup>3</sup> ) m3	(10 <sup>3</sup> ) m3		m3/dt
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	219.00	0.00
0.5	16.26	8.13	0.01	0.00	0.01	219.01	0.50
1.0	85.82	51.04	0.09	0.01	0.11	219.06	3.60
1.5	231.32	158.57	0.29	0.10	0.38	219.21	13.58
2.0	475.27	353.29	0.64	0.36	1.00	219.53	54.96
2.5	835.82	655.54	1.18	0.90	2.08	220.09	159.07
3.0	836.37	836.09	1.50	1.79	3.30	220.70	309.43
3.5	806.83	821.60	1.48	2.74	4.22	221.15	440.68
4.0	726.95	766.89	1.38	3.42	4.80	221.43	530.89
4.5	681.16	704.05	1.27	3.85	5.12	221.58	580.68
5.0	608.21	644.68	1.16	4.07	5.23	221.64	599.49
5.5	573.03	590.62	1.06	4.15	5.22	221.63	596.85
6.0	518.26	545.64	0.98	4.14	5.12	221.58	581.81
6.5	484.72	501.49	0.90	4.08	4.98	221.52	558.71
7.0	412.86	448.79	0.81	3.97	4.78	221.42	527.11
7.5	345.76	379.31	0.68	3.83	4.52	221.29	485.88
8.0	290.31	318.03	0.57	3.64	4.21	221.14	439.99
8.5	246.14	268.22	0.48	3.42	3.90	220.99	394.26
9.0	209.27	227.70	0.41	3.19	3.60	220.85	351.73
9.5	178.62	193.95	0.35	2.97	3.32	220.71	312.71
10.0	156.23	167.43	0.30	2.76	3.06	220.58	277.69
10.5	137.05	146.64	0.26	2.56	2.82	220.46	247.53
11.0	120.57	128.81	0.23	2.38	2.61	220.35	220.93
11.5	105.89	113.23	0.20	2.21	2.42	220.26	197.67
12.0	93.66	99.78	0.18	2.06	2.24	220.17	177.07

Lanjutan Tabel 4.21

12.5	82.70	88.18	0.16	1.92	2.08	220.09	159.26
13.0	73.54	78.12	0.14	1.79	1.93	220.01	143.00
13.5	65.26	69.40	0.12	1.68	1.80	219.95	129.28
14.0	58.35	61.80	0.11	1.57	1.68	219.88	116.93
14.5	52.17	55.26	0.10	1.47	1.57	219.83	105.65
15.0	46.64	49.40	0.09	1.38	1.47	219.78	95.88
15.5	41.70	44.17	0.08	1.29	1.37	219.73	87.45
16.0	37.28	39.49	0.07	1.22	1.29	219.68	79.63
16.5	33.33	35.31	0.06	1.14	1.21	219.64	72.40
17.0	29.80	31.57	0.06	1.08	1.13	219.60	65.74
17.5	26.64	28.22	0.05	1.02	1.07	219.57	60.41
18.0	23.82	25.23	0.05	0.96	1.00	219.54	55.50
18.5	21.30	22.56	0.04	0.90	0.94	219.50	50.91
19.0	19.04	20.17	0.04	0.85	0.89	219.48	46.62
19.5	17.02	18.03	0.03	0.80	0.84	219.45	42.63
20.0	15.22	16.12	0.03	0.76	0.79	219.42	38.94
20.5	13.61	14.41	0.03	0.72	0.75	219.40	35.52
21.0	12.17	12.89	0.02	0.68	0.70	219.38	33.02
21.5	10.88	11.52	0.02	0.64	0.67	219.36	30.67
22.0	9.73	10.30	0.02	0.61	0.63	219.34	28.44
22.5	8.70	9.21	0.02	0.58	0.59	219.32	26.33
23.0	7.77	8.23	0.01	0.55	0.56	219.30	24.35
23.5	6.95	7.36	0.01	0.52	0.53	219.29	22.49
24.0	6.28	6.61	0.01	0.49	0.50	219.27	20.76

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)



**Gambar 4. 5** Grafik Penelusuran Banjir  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.11 Perencanaan Bangunan Pelimpah

Bangunan pelimpah direncanakan terletak pada tebing sebelah kiri. Tipe bangunan yang dipilih adalah tipe pelimpah terbuka tanpa pintu dengan ambang pelimpah berupa mercu *Ogee* dengan lebar 70 m.

Bangunan pelimpah didesain mampu mengalirkan debit banjir *outflow*  $Q_{1000th}$  sebesar 599,49 m<sup>3</sup>/detik. Elevasi mercu pelimpah ditentukan berdasarkan kebutuhan tampungan total waduk sebesar 44,197 juta m<sup>3</sup> yang terletak pada +219,00 m.

##### 4.11.1 Saluran Pengarah Aliran

Berikut data hasil perhitungan sebelumnya

- Debit yang melimpah (Q) = 599,49 m<sup>3</sup>/s
- Elevasi mercu pelimpah = +219,00 m

- Elevasi air di atas pelimpah = +221,64 m
- Tinggi air di atas mercu (Hd) = 2,64 m
- Lebar ambang pelimpah (B) = 70 m

Direncanakan kedalaman saluran pengarah (W) adalah 4 m. Kecepatan pada saluran pengarah tidak boleh lebih dari 4 m/detik. Sehingga W = 4 m perlu dikontrol dengan beberapa syarat perikut.

- $Q = v \times A$   
 $Q = v \times [(W + Hd) \times B]$   
 $599,49 = v \times [(4 \times 2,64) \times 70]$   
 $v = 1,29 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s}$  [OKE]
- $W \geq 1/5 \text{ Hd}$   
 $4 \geq 1/5 \times 2,64$   
 $4 \geq 0,53 \text{ m}$  [OKE]

#### 4.11.2 Kedalaman Aliran

Berikut adalah data yang digunakan untuk menghitung kedalaman aliran (Hd). Data-data di bawah ini diilustrasikan pada gambar 4.6.

- Elevasi mercu pelimpah = +219,00 m
- Elevasi hulu apron = +215,00 m
- Elevasi hilir apron = +210,00 m
- Debit yang melimpah (Q) = 599,49 m<sup>3</sup>/s
- Tinggi mercu pelimpah (W) = 4 m
- Lebar pelimpah (B) = 70 m
- Koef. Kontraksi pilar (Kp) = 0,02
- Koef. Kontraksi dinding samping (Ka) = 0,1

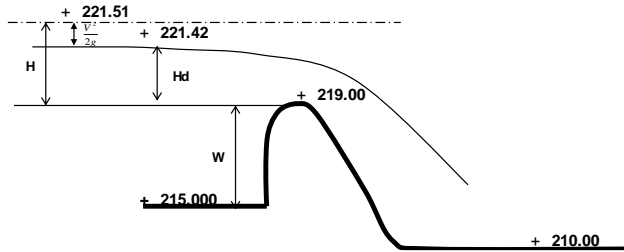
Perhitungan Hd dilakukan dengan cara coba-coba menggunakan rumus-rumus berikut.

$$Q = C_d \times L_{eff} \times H^{\frac{3}{2}}$$

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

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





**Gambar 4. 6** Ilustrasi Kedalaman Aliran pada Mercu Pelimpah  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mengetahui nilai Hd. Nilai Hd dimisalkan sebesar 2,42 m.

$$C_d = 2.20 - 0.042 \left( \frac{Hd}{W} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2.20 - 0.042 \left( \frac{2,416}{4} \right)^{0.99}$$

$$C_d = 2.17$$

Nilai Cd yang didapatkan kemudian dikontrol menggunakan rumus C, ketika H=Hd.

$$a = \frac{Cd-1.6}{2 \times 1.6 - Cd} = \frac{2.17-1.6}{2 \times 1.6 - 2.17} = 0.56$$

$$C = 1.6 \times \left( \frac{1 + 2a \frac{H}{Hd}}{1 + a \frac{H}{Hd}} \right)$$

$$C = 1.6 \times \left( \frac{1 + 2(0.56) \frac{2.42}{2.42}}{1 + (0.56) \frac{2.42}{2.42}} \right)$$

$$C = 2.17$$

$$C = Cd \quad \text{[OKE]}$$

Setelah dikontrol dengan C=Cd, dikontrol juga dengan rumus H seperti berikut.

$$L_{eff} = B - 2(N.Kp + Ka)H$$

$$L_{eff} = 70 - 2(0 \times 0.02 + 0.1)2.42 = 69.52 \text{ m}$$

$$H = \left( \frac{Q}{Cd \times L_{eff}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left( \frac{599,49}{2.17 \times 69.52} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 2.51 \text{ m}$$

Dengan asumsi  $H \neq Hd$ , dipakai  $H = 2,51 \text{ m}$ . Nilai  $Hd$  dapat diketahui dengan menghitung  $\frac{v^2}{2g}$  terlebih dahulu.

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{L_{eff} \times (W + H)}$$

$$v = \frac{599,49}{69.52 \times (4 + 2.51)} = 1.33 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{1.33}{2 \times 9.81} = 0.09 \text{ m}$$

$$Hd = H - \frac{v^2}{2g} = 2.51 - 0.09 = 2.42 \text{ m}$$

Jadi, nilai  $Hd$  adalah 2,42 m.

### 4.11.3 Ambang Pelimpah

Ambang pelimpah direncanakan berupa mercu *Ogee*. Berikut data yang digunakan untuk merencanakan mercu pelimpah.

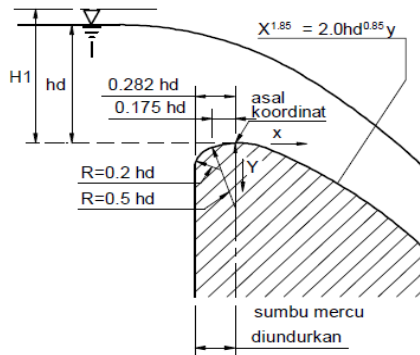
- Elevasi mercu pelimpah = +219,00 m
- Elevasi hulu apron = +215,00 m
- Elevasi hilir apron = +210,00 m
- Tinggi air di atas pelimpah = 2,42 m

Kriteria perencanaan mercu *Ogee* diilustrasikan pada gambar 4.7. Berikut adalah perhitungan mercu tipe *Ogee* lengkung Harold.

- $0.282 Hd = 0.282 \times 2.42 = 0.682 \text{ m}$
- $0.175 Hd = 0.175 \times 2.42 = 0.424 \text{ m}$
- $R_1 = 0.5 Hd = 0.5 \times 2.42 = 1.210 \text{ m}$

- $R_2 = 0.2 Hd = 0.2 \times 2.42 = 0.484 \text{ m}$
- $X^{1.85} = 2.0 \times Hd^{0.85} \times Y$
- $Y = \frac{X^{1.85}}{2.0 \times Hd^{0.85}}$

Hasil perhitungan di atas menghasilkan koordinat untuk lengkung mercu *Ogee* dan ditampilkan dalam tabel 4.22 dan gambar 4. 8.



**Gambar 4. 7** Kriteria Perencanaan Mercu *Ogee* Lengkung Harold  
(Sumber: KP-02, 2010)

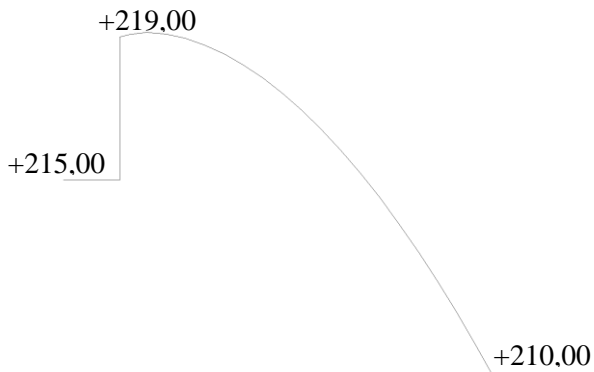
**Tabel 4. 22** Koordinat Lengkung Harold

x	y	Elevasi
-0.68	0.12	218.84
-0.42	0.05	218.95
0.00	0.00	219.00
0.50	0.04	218.96
1.00	0.15	218.85
1.50	0.33	218.67
2.00	0.55	218.45
2.50	0.84	218.16
3.00	1.17	217.83

Lanjutan Tabel 4.22

3.50	1.56	217.44
4.00	2.00	217.00
4.50	2.49	216.51
5.00	3.02	215.98
5.50	3.60	215.40
6.00	4.23	214.77
6.50	4.91	214.09
7.00	5.63	213.37
7.50	6.40	212.60
8.00	7.21	211.79
8.50	8.07	210.93
9.00	8.97	210.03

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)



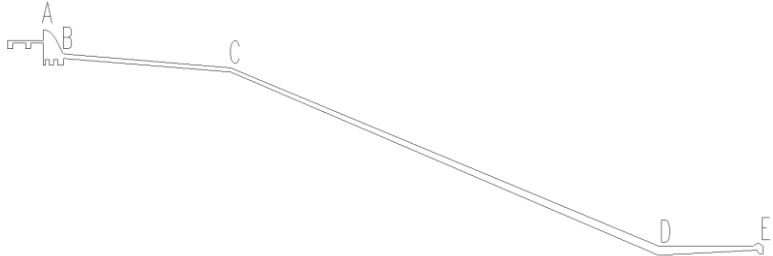
**Gambar 4. 8** Lengkung Pelimpah Mercu *Ogee*  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.11.4 Analisa Hidrolis Pelimpah

Untuk melakukan analisa hidrolis pelimpah, direncanakan saluran pelimpah terletak pada elevasi berikut.

- Elevasi A = +219,00 m
- Elevasi B = +210,00 m
- Elevasi C = +205,00 m
- Elevasi D = +140,00 m
- Elevasi E = +140,00 m

Berdasarkan elevasi yang direncanakan saluran pelimpah diilustrasikan seperti pada gambar 4.9.



**Gambar 4. 9** Ilustrasi Perencanaan Elevasi Saluran Pelimpah

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

Diketahui data-data pada titik A sebagai berikut.

- Kecepatan aliran ( $v$ ) = 1,33 m/s
- Tinggi tekanan kecepatan aliran ( $h_{vA}$ ) = 0.09 m
- Tinggi aliran di titik A ( $h_d A$ ) = 2,42 m
- Tinggi aliran ( $H$ ) = 2,51 m
- Tinggi jatuh air = 11,51 m

Berdasarkan data pada titik A, berikut berhitungan untuk mengetahui kondisi pada titik B.

- Menghitung kecepatan aliran

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

$$Vb = \sqrt{2 \times 9.81 \left( 11.51 - \frac{1}{2}2.51 \right)}$$

$$Vb = 14,18 \text{ m/s}$$

- Menghitung tinggi tekanan kecepatan

$$h_{vB} = \frac{v^2}{2g} = \frac{14,18^2}{2 \times 9.81} = 10,25 \text{ m}$$

- Menghitung elevasi muka air di kaki pelimpah

$$Q = v \times A$$

$$Q = v \times (B \times h_{dB})$$

$$599,49 = 14,18 \times (70 \times h_{dB})$$

$$h_{dB} = 0,60 \text{ m}$$

- Tinggi aliran di titik B ( $H_B$ )

$$H_B = h_{dB} + h_{vB}$$

$$H_B = 0,6 + 10,25$$

$$H_B = 10,86 \text{ m}$$

- Angka Froude di titik B

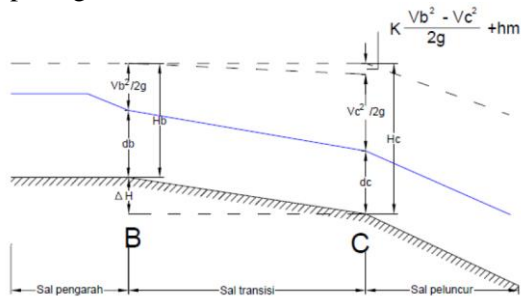
$$Fr_B = \frac{v}{\sqrt{g \times h_{dB}}} = \frac{14,18}{\sqrt{9,81 \times 0,6}} = 5,83$$

#### 4.11.5 Saluran Transisi

Saluran B-C merupakan saluran transisi dengan data sebagai berikut.

- Beda tinggi saluran ( $\Delta H$ ) = 5 m
- Jarak B-C = 80 m
- Panjang saluran (L) =  $\sqrt{5^2 \times 80^2} = 80,16 \text{ m}$
- Lebar saluran hulu ( $B_1$ ) = 70 m
- Lebar saluran hilir ( $B_2$ ) = 20 m
- Sudut penyempitan ( $\theta$ ) =  $26^\circ$
- $B_1/B_2$  = 3,5

Kondisi aliran pada saluran transisi diilustrasikan seperti pada gambar 4.10.



**Gambar 4. 10** Ilustrasi Kondisi Aliran Saluran Transisi

Digunakan Teori Bernoulli untuk mengetahui tinggi aliran di titik C dengan perhitungan sebagai berikut.

- Menghitung tinggi garis energi di C ( $H_C$ )

$$H_C = \frac{v_B^2}{2g} + \Delta H_{B-C} + h_{dB}$$

$$H_C = \frac{14,18^2}{2 \times 9,81} + 5 + 0,6$$

$$H_C = 15,86 \text{ m}$$

- Menghitung tinggi air di C ( $h_{dC}$ )

$$H_C = h_{dC} + \frac{v_C^2}{2g} + K \frac{v_B^2 - v_C^2}{2g} + h_m$$

$$h_m = L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 R^{4/3}}, \text{digunakan } n = 0,011 \text{ (beton acian)}$$

Nilai koefisien kehilangan tinggi energy ( $K$ ) dipengaruhi oleh sudut penyempitan dan perbandingan  $B_1/B_2$ . Nilai  $K$  didapatkan dari tabel 4.23.

**Tabel 4. 23** Koefisien Kehilangan Tinggi Energi K untuk Penyempitan Lambat Laun

$\frac{B_1}{B_2}$	$\theta$								
	6	10	20	40	60	80	100	120	140
3	0.12	0.16	0.39	0.8	1	1.06	1.04	1.04	1.04
1.5	0.12	0.16	0.39	0.96	1.22	1.16	1.1	1.06	1.04

Karena sudut penyempitan  $26^\circ$  dan  $B_1/B_2 = 2,3$  tidak tercantum pada tabel maka perlu dilakukan interpolasi dan didapatkan K sebesar 0,53.

Untuk mempermudah mencari  $h_{dC}$  digunakan metode “Goal Seek” pada *Microsoft Excel* dan didapatkan nilai sebesar 1,18 m. Untuk memastikan nilai yang didapatkan benar berdasarkan Teori Bernoulli, dilakukan perhitungan berikut.

- $Q = v \times A$

$$Q = v_c \times (h_{dC} \times B_2)$$

$$v_c = \frac{Q}{h_{dC} \times B_2} = \frac{599,49}{1,18 \times 20} = 16,87 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_c^2}{2g} = \frac{16,87^2}{2 \times 9,81} = 14,51 \text{ m}$$

- $h_m = L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 R^{4/3}}$

$$h_m = 100,12 \times \frac{599,49^2 \times 0,011^2}{(1,18 \times 20)^2 \left( \frac{1,18 \times 20}{(2 \times 1,18) + 20} \right)^{4/3}}$$

$$h_m = 2,44 \text{ m}$$

- $K \frac{v_B^2 - v_C^2}{2g} = 0,25 \frac{14,18^2 - 16,87^2}{2 \times 9,81} = -2,28$

- $H_C = h_{dC} + \frac{v_C^2}{2g} + K \frac{v_B^2 - v_C^2}{2g} + h_m$

$$15,68 = 1,18 + 14,51 + (-2,27) + 2,43$$

$$15,68 = 15,68 \text{ m} \quad [\text{OKE}]$$



- Menghitung angka *Froude* di titik C

$$Fr_C = \frac{v}{\sqrt{g \times h_{dc}}} = \frac{16,87}{\sqrt{9,81 \times 1,18}} = 4,95$$

#### 4.11.6 Saluran Peluncur

Saluran C-D merupakan saluran peluncur dengan data sebagai berikut

- Beda tinggi saluran ( $\Delta H$ ) = 65 m
- Jarak C-D = 205 m
- Panjang saluran (L) =  $\sqrt{205^2 + 65^2} = 215,06 \text{ m}$
- Lebar saluran ( $B_2$ ) = 20 m

Digunakan Teori Bernoulli untuk mengetahui tinggi aliran di titik D dengan perhitungan sebagai berikut.

- Menghitung tinggi garis energi di D ( $H_D$ )

$$H_D = \frac{v_C^2}{2g} + \Delta H_{C-D} + h_{dc}$$

$$H_D = \frac{16,87^2}{2 \times 9,81} + 65 + 1,18$$

$$H_D = 80,70 \text{ m}$$

- Menghitung tinggi air di D ( $h_{dD}$ )

$$H_D = h_{dD} + \frac{v_D^2}{2g} + K \frac{v_C^2 - v_D^2}{2g} + h_m$$

$$h_m = L \times \frac{Q^2 \times n^2}{A^2 R^{4/3}}, \text{digunakan } n = 0,011 \text{ (beton acian)}$$

$$K \frac{v_C^2 - v_D^2}{2g} = 0, \text{ karena } K = 0 \text{ (tidak ada perubahan penampang)}$$

Untuk mempermudah mencari  $h_{dD}$  digunakan metode “*Goal Seek*” pada *Microsoft Excel* dan didapatkan nilai sebesar 0,69 m. Untuk memastikan nilai yang didapatkan benar berdasarkan Teori Bernoulli, dilakukan perhitungan berikut.

- $Q = v \times A$   
 $Q = v_D \times (h_{dD} \times B_2)$

$$v_D = \frac{Q}{h_{dD} \times B_2} = \frac{599,49}{0,95 \times 20} = 28,86 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_D^2}{2g} = \frac{28,86^2}{2 \times 9,81} = 42,44 \text{ m}$$

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

$$hm = 215,06 \times \frac{599,49^2 \times 0,011^2}{(0,69 \times 20)^2 \left( \frac{0,69 \times 20}{(2 \times 0,69) + 20} \right)^{4/3}}$$

$$hm = 37,56 \text{ m}$$

- $H_D = h_{dD} + \frac{v_D^2}{2g} + K \frac{v_C^2 - v_D^2}{2g} + h_m$

$$80,70 = 0,69 + 42,44 + 0 + 37,56$$

$$80,70 = 80,70 \text{ m} \quad [\text{OKE}]$$

- Menghitung angka *Froude* di titik D

$$Fr_D = \frac{v}{\sqrt{g \times h_{dD}}} = \frac{28,86}{\sqrt{9,81 \times 0,69}} = 11,07$$

#### 4.11.7 Tinggi Loncatan Hidrolik

Tinggi loncatan hidrolik diperlukan untuk merencanakan peredam energi. Diketahui data dari titik E

- Angka *Froude* ( $Fr_D$ ) = 11,07
- Kecepatan aliran ( $v_D$ ) = 28,86 m/s
- Kedalaman air di D ( $h_{dD}$ ) = 0,69 m

Dihitung tinggi loncatan hidrolik yang terjadi dengan rumus

$$\frac{h_{dE}}{h_{dD}} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

$$h_{dE} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right) \times h_{dD}$$

$$h_{dE} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8(11,07)^2} - 1 \right) \times 0,63$$

$$h_{dE} = 10,5 \text{ m}$$

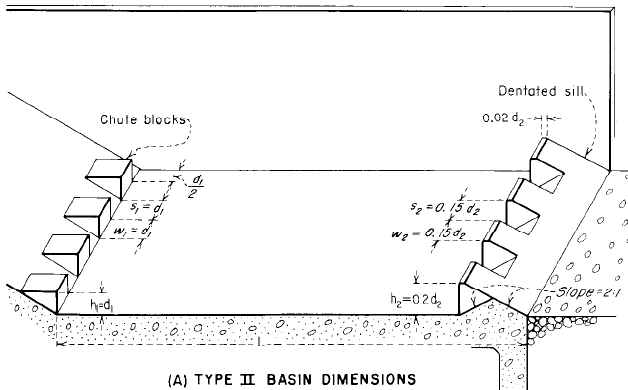
#### 4.11.8 Peredam Energi

Diketahui data-data sebagai berikut

- Angka Froude : 11,07
- Kecepatan : 28,86 m/s
- $q$  (debit per lebar) : 19,98 m<sup>3</sup>/s/s
- $hdD$  : 0,69 m

sehingga digunakan peredam energi kolam olak USBR tipe II.

Berdasarkan perhitungan sebelumnya diketahui  $d_2$  (tinggi di hilir kolam olak) = 10,51 m. Selain  $d_2$ , perlu direncanakan dimensi dari peredam energi dengan ketentuan seperti pada gambar 4.



**Gambar 4. 11** Kolam Olak USBR Tipe II

(Sumber: U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experimental Station)

Didapatkan nilai-nilai sebagai berikut

- |                    |                      |
|--------------------|----------------------|
| • $d_1/2$ : 0,35 m | • $h_2$ : 2,10 m     |
| • $h_1$ : 0,70 m   | • $0,02d_2$ : 0,20 m |
| • $s_1$ : 0,70 m   | • $s_2$ : 1,60 m     |
| • $w_1$ : 0,70 m   | • $w_2$ : 1,60 m     |

## 4.12 Analisa Stabilitas Bangunan Pelimpah

### 4.12.1 Gaya yang Bekerja pada Bangunan Pelimpah

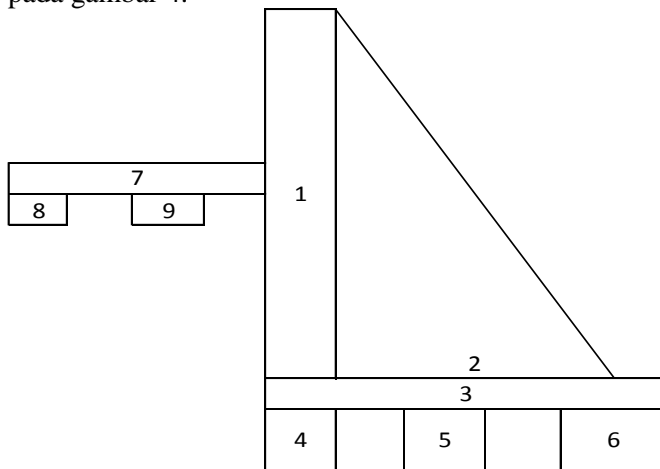
#### 4.12.1.1 Gaya Akibat Berat Sendiri Bangunan Pelimpah

Berat sendiri dari bangunan pelimpah menghasilkan gaya momen resistan yang dihitung dengan rumus

$$M = G \times \text{lengan momen}$$

$$G = \gamma_{\text{beton}} \times \text{luas pias struktur}$$

Oleh karena itu, untuk memudahkan perhitungan, struktur pelimpah dibagi menjadi beberapa pias seperti pada gambar 4.



**Gambar 4. 12** Pembagian Pias pada Mercu Pelimpah  
(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

**Tabel 4. 24** Gaya Akibat Berat Sendiri

No	$\Delta/\square$	x	y	$\gamma_{\text{beton}}$	Gaya	Arah	Lengan	Momen	Ket
		m	m	t/m			T	m	
1	1	1	9	2.4	21.6	ke bawah	9.84	212.54	Tahan
2	0.5	8	9	2.4	86.4	ke bawah	6.67	576.58	Tahan
3	1	9.68	1	2.4	23.2	ke bawah	5.17	120.11	Tahan
4	1	1	2	2.4	4.8	ke bawah	9.18	44.06	Tahan

Lanjutan tabel

5	1	2	2	2.4	9.6	ke bawah	5.68	54.53	Tahan
6	1	2.68	2	2.4	12.9	ke bawah	1.34	17.24	Tahan
7	1	17	1	2.4	40.8	ke bawah	18.18	741.74	Tahan
8	1	2.5	2	2.4	12	ke bawah	25.43	305.16	Tahan
9	1	2.5	2	2.4	12	ke bawah	16.93	203.16	Tahan
				Jumlah	223		Jumlah	2275.1	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.12.1.2 Gaya Gempa

Koefisien gempa ( $k$ ) untuk Kabupaten Ponorogo perlu dihitung untuk menentukan gaya gempa yang terjadi pada konstruksi pelimpah. Berikut perhitungannya.

- Diketahui:  
 $Z = 0,6$  (Kabupaten Ponorogo)  
 $a_c = 280 \text{ cm/s}$  (Periode ulang 1000 tahun)  
 $V = 0,8$  (Batuan)
- $a_d = Z \times a_c \times V = 134,4 \text{ gal}$
- $k = a_d/g = 134,4 / 981 = 0,137$

Gaya gempa dihitung dengan mengkalikan nilai koefisien dengan berat sendiri konstruksi. Hasil perhitungan gaya gempa ditampilkan dalam tabel 4.

**Tabel 4. 25** Hasil Perhitungan Gaya Gempa

No	Perhitungan			Gaya	Arah	Lengan	Momen	Ket
				t		m	t.m	
1	21.60	x	0.14	2.96	ke kanan	7.50	22.19	Guling
2	86.40	x	0.14	11.84	ke kanan	6.00	71.02	Guling
3	23.23	x	0.14	3.18	ke kanan	2.50	7.96	Guling
4	4.80	x	0.14	0.66	ke kanan	1.00	0.66	Guling
5	9.60	x	0.14	1.32	ke kanan	1.00	1.32	Guling

Lanjutan tabel

6	12.86	x	0.14	1.76	ke kanan	1.00	1.76	Guling
7	40.80	x	0.14	5.59	ke kanan	7.50	41.92	Guling
8	12.00	x	0.14	1.64	ke kanan	6.00	9.86	Guling
9	12.00	x	0.14	1.64	ke kanan	6.00	9.86	Guling
<b>Jumlah</b>							166.56	

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.12.1.3 Gaya Hidrostatik Tekanan Air

Gaya hidrostatik dihitung dalam dua kondisi yaitu kondisi muka air normal dan muka air banjir.

Diketahui

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Tinggi mercu pelimpah} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air di atas mercu } (h_{DA}) = 2,42 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi air di hilir pelimpah } (h_{DB}) = 0,60 \text{ m}$$

Berikut contoh perhitungannya.

a. Kondisi muka air normal

Momen akibat tekanan air:

- $H_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$

$$H_w = \frac{1}{2} \times 1 \times 4^2$$

$$H_w = 8 \text{ tm}$$

- $M_{HW} = H_w \times \text{lengan momen}$

$$M_{HW} = 8 \times 8,33$$

$$M_{HW} = 66,67 \text{ tm/m}^2 \text{ (Momen guling)}$$

b. Kondisi muka air banjir

Momen akibat tekanan air:

- $H_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h^2$

$$H_w = \frac{1}{2} \times 1 \times 6,42^2$$

$$H_w = 20,58 \text{ tm}$$

- $M_{HW} = H_w \times \text{lengan momen}$

$$M_{HW} = 20,58 \times 9,33$$

$$M_{HW} = 192,09 \text{ tm/m}^2 \text{ (Momen guling)}$$

Momen akibat air di atas mercu pelimpah

- $W_1 = h_{DA} \times x \times \gamma_w$   
 $W_1 = 2,42 \times 1 \times 1$   
 $W_1 = 2,42 \text{ t/m}$
- $M_1 = W_1 \times \text{lengan momen}$   
 $M_1 = 2,42 \times 11,71$   
 $M_1 = 28,28 \text{ tm/m}^2$  (Momen tahan)
- $W_2 = h_{DB} \times x \times \gamma_w + \frac{1}{2} \times (h_{DA} - h_{DB}) \times \gamma_w$   
 $W_2 = 0,6 \times 12,04 \times 1 + \frac{1}{2} \times (2,42 - 0,6) \times 1$   
 $W_2 = 7,27 \text{ t/m} + 10,9 \text{ t/m}$
- $M_2 = W_2 \times \text{lengan momen}$   
 $M_2 = 7,27 \times 5 + 10,9 \times 6,33$   
 $M_2 = 105,41 \text{ tm/m}^2$  (Momen tahan)
- $W_3 = h_{DB} \times x \times \gamma_w$   
 $W_3 = 0,6 \times 1 \times 1$   
 $W_3 = 0,6 \text{ t/m}$
- $M_3 = W_3 \times \text{lengan momen}$   
 $M_3 = 0,6 \times 0,5$   
 $M_3 = 0,3 \text{ tm/m}^2$  (Momen tahan)

#### 4.12.1.4 Gaya Tekanan Tanah Samping

Pada kondisi muka air normal dan muka air banjir, gaya tekanan tanah samping yang terjadi sama. Berikut ini adalah perhitungan dari gaya tekanan tanah samping

- Data Tanah :  
 $\gamma_{\text{sat}} = 1.85 \text{ t/m}^3$   
 $\phi = 20^\circ$
- Perhitungan Koefisien Tanah Aktif ( $K_a$ )  

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{20}{2} \right)$$

$$K_a = 0,49$$
- Perhitungan Koefisien Tanah Pasif ( $K_p$ )

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{20}{2} \right)$$

$$Kp = 2,04$$

- Perhitungan Tekanan Tanah Aktif (Pa)

$$Pa = \frac{1}{2} \times H \times ((\gamma \times H \times Ka) - 2C\sqrt{Ka})$$

$$Pa = \frac{1}{2} \times 7 \times ((1.85 \times 7 \times 0.49) - 2.0 \cdot \sqrt{0.49})$$

$$Pa = 22,22 \text{ t/m}$$

$$M_{Pa} = Pa \times \text{jarak ke } 0$$

$$M_{Pa} = 22,22 \times 2.333$$

$$M_{Pa} = 51,85 \text{ t.m/m'} \quad (\text{Momen Guling})$$

- Perhitungan Tekanan Tanah Pasif (Pp)

$$Pp = \frac{1}{2} \times H \times ((\gamma \times H \times Kp) + 2C\sqrt{Kp})$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times 3 \times ((1.85 \times 3 \times 2.04) + 2.0 \cdot \sqrt{2.04})$$

$$Pp = 16,98 \text{ t/m}$$

$$M_{Pp} = Pp \times \text{jarak ke } 0$$

$$M_{Pp} = 16,98 \times 0,67$$

$$M_{Pp} = 11,32 \text{ t.m/m'} \quad (\text{Momen Tahan})$$

#### 4.12.1.5 Gaya Uplift

##### A. Kondisi Muka Air Normal

- Panjang jalur rembesan vertikal (Lv)

$$Lv = 101,5 \text{ m}$$

- Panjang jalur rembesar horizontal (Lh)

$$Lh = 360 \text{ m}$$

- Panjang *Creep Line* total ( $\Sigma L$ )

$$\Sigma L = Lv + \left( \frac{1}{3} \times Lh \right)$$

$$\Sigma L = 101,5 + \left( \frac{1}{3} \times 360 \right)$$



- $\sum L = 221,5 \text{ m}$
- Kontrol Panjang *Creep Line*  
 $\sum L > \Delta H \times C$   
 $221,5 \text{ m} > (219,00-140,00) \times 3$   
 $221,5 \text{ m} > 205,49 \text{ m} \quad [\text{OK}]$

Hasil perhitungan gaya *uplift* pada tiap titik ditampilkan pada tabel 4.26.

**Tabel 4. 26** Perhitungan Gaya *Uplift* Tiap Titik pada Kondisi Muka Air Normal

No Titik	$\Delta H$ (m)	Panjang Rembesan (m)				$Lx.A$ $H/\sum L$	$Hx$ ( $t/m^2$ )	$Ux$ ( $t/m^2$ )
		$L_v$	$L_h$	$1/3$ $L_h$	$L_x$			
A	68.5	-	-	-	-	-	4.00	4.00
B	68.5	3.0	-	-	3.0	0.82	8.00	7.18
C	68.5	3.0	2.5	0.8	3.8	1.00	8.00	7.00
D	68.5	5.0	2.5	0.8	5.8	1.61	5.00	3.39
E	68.5	5.0	8.5	2.8	7.8	2.03	5.00	2.97
F	68.5	7.0	8.5	2.8	9.8	2.65	8.00	5.35
G	68.5	7.0	11.0	3.7	10.7	2.82	8.00	5.18
H	68.5	9.0	11.0	3.7	12.7	3.44	5.00	1.56
I	68.5	9.0	17.0	5.7	14.7	3.85	5.00	1.15
J	68.5	16.0	17.0	5.7	21.7	5.29	12.00	6.71
K	68.5	16.0	18.0	6.0	22.0	5.36	12.00	6.64
L	68.5	18.0	18.0	6.0	24.0	5.98	9.00	3.02
M	68.5	18.0	20.0	6.7	24.7	6.11	9.00	2.89
N	68.5	20.0	20.0	6.7	26.7	6.73	12.00	5.27
O	68.5	20.0	22.0	7.3	27.3	6.87	12.00	5.13
P	68.5	22.0	22.0	7.3	29.3	7.49	9.00	1.51

## Lanjutan tabel

Q	68.5	22.0	24.0	8.0	30.0	7.63	9.00	1.37
R	68.5	24.0	24.0	8.0	32.0	8.24	12.00	3.76
S	68.5	24.0	26.0	8.7	32.7	8.38	12.00	3.62
T	68.5	27.0	26.0	8.7	35.7	15.31	8.00	7.31
U	68.5	32.0	106.0	35.3	67.3	26.16	13.00	13.16
V	68.5	97.0	311.0	103.7	200.7	71.86	78.00	6.14
W	68.5	97.0	357.0	119.0	216.0	77.11	78.00	0.89
X	68.5	98.5	358.0	119.3	217.8	77.74	79.50	1.76
Y	68.5	98.5	360.0	120.0	218.5	77.97	79.50	1.53
Z	68.5	101.5	360.0	120.0	221.5	79.00	76.50	2.50

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari gaya *uplift* masing-masing titik kemudian dihitung gaya *uplift* pada bidang vertikal dan horizontal dari pondasi pelimpah. Hasil dari perhitungan ditampilkan pada tabel 4.27-4.29.

**Tabel 4. 27** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Kanan Kondisi Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket	
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'		
IJ	1.15	7.00	22.42	7.73	2.33	52.31	→	
	6.71				3.50	27.07		
MN	2.89	3.00	10.31	15.20	1.00	10.31		
	5.27				1.50	22.80		
QR	1.37	3.00	4.91	5.16	1.00	4.91		
	3.76				1.50	7.74		
JUMLAH						125.14		

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

**Tabel 4. 28** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Kiri Kondisi Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket	
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'		
LK	3.02	3.00	16.41	20.08	1.00	16.41	←	
	6.64				1.50	30.11		
PO	1.51	3.00	8.20	7.75	1.00	8.20		
	5.13				1.50	11.63		
ST	3.62	4.00	26.71	26.45	1.33	35.61		
	7.31				2.00	52.89		
JUMLAH						154.85		

(Sumber : Hasil Perhitungan,2018)

**Tabel 4. 29** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Atas Kondisi Muka Air Normal

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'	
JK	6.71	1.00	0.23	44.56	8.67	1.98	↑
	6.64				8.50	378.78	
LM	3.02	2.00	0.40	8.72	7.33	2.91	
	2.89				7.00	61.06	
NO	5.27	2.00	0.70	27.02	5.33	3.76	
	5.13				5.00	135.10	
PQ	1.51	2.00	0.19	2.08	3.33	0.63	
	1.37				3.00	6.23	
RS	3.76	2.00	0.50	13.59	1.33	0.66	
	3.62				1.00	13.59	
JUMLAH						604.69	

(Sumber : Hasil Perhitungan,2018)

### B. Kondisi Muka Air Banjir

- Panjang jalur rembesan vertikal ( $L_v$ )  
 $L_v = 110,5 \text{ m}$
- Panjang jalur rembesar horizontal ( $L_h$ )  
 $L_h = 360 \text{ m}$
- Panjang *Creep Line* total ( $\Sigma L$ )  

$$\Sigma L = L_v + \left(\frac{1}{3} \times L_h\right)$$

$$\Sigma L = 110,5 + \left(\frac{1}{3} \times 360\right)$$

$$\Sigma L = 230,5 \text{ m}$$
- Kontrol Panjang *Creep Line*  

$$\Sigma L > \Delta H \times C$$

$$230,5 \text{ m} > (221,42 - 150,5) \times 3$$

$$230,5 \text{ m} > 212,74 \text{ m} \quad [\text{OK}]$$

Hasil perhitungan gaya *uplift* pada tiap titik ditampilkan pada tabel 4.30.

**Tabel 4. 30** Perhitungan Gaya *Uplift* Tiap Titik pada Kondisi Muka Air Banjir

No Titik	$\Delta H$ (m)	Panjang Rembesan (m)				$L_x.A$ $H/\Sigma L$	$H_x$ ( $t/m^2$ )	$U_x$ ( $t/m^2$ )
		$L_v$	$L_h$	$1/3 L_h$	$L_x$			
A	70.91	-	-	-	-	-	4.0	4.00
B	70.91	4.0	-	-	4.0	1.05	8.0	6.95
C	70.91	4.0	2.5	0.8	4.8	1.26	8.0	6.74
D	70.91	7.0	2.5	0.8	7.8	2.05	5.0	2.95
E	70.91	7.0	8.5	2.8	9.8	2.57	5.0	2.43
F	70.91	10.0	8.5	2.8	12.8	3.35	8.0	4.65
G	70.91	10.0	11.0	3.6	13.7	3.57	8.0	4.43
H	70.91	13.0	11.0	3.6	16.7	4.36	5.0	0.64

Lanjutan tabel

I	70.91	13.0	17.0	5.7	18.7	4.88	5.0	0.12
J	70.91	20.0	17.0	5.7	25.7	6.71	12.0	5.29
K	70.91	20.0	18.0	6.0	26.0	6.80	12.0	5.20
L	70.91	23.0	18.0	6.0	29.0	7.58	9.0	1.42
M	70.91	23.0	20.0	6.7	29.7	7.76	9.0	1.24
N	70.91	26.0	20.0	6.7	32.7	8.54	12.0	3.46
O	70.91	26.0	22.0	7.3	33.3	8.71	12.0	3.29
P	70.91	29.0	22.0	7.3	36.3	9.50	9.0	0.50
Q	70.91	29.0	24.0	8.0	37.0	9.67	9.0	0.67
R	70.91	32.0	24.0	8.0	40.0	10.46	12.0	1.54
S	70.91	32.0	26.0	8.7	40.7	10.63	12.0	1.37
T	70.91	36.0	26.0	8.7	44.7	13.74	8.0	5.74
U	70.91	41.0	106.0	35.3	76.3	23.48	13.0	10.48
V	70.91	106.0	311.0	103.7	209.7	64.50	78.0	13.50
W	70.91	106.0	357.0	119.0	225.0	69.22	78.0	8.78
X	70.91	107.5	358.0	119.3	226.8	69.79	79.5	9.71
Y	70.91	107.5	360.0	120.0	227.5	69.99	79.5	9.51
Z	70.91	110.5	360.0	120.0	230.5	70.9	76.5	5.59

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

Dari gaya *uplift* masing-masing titik kemudian dihitung gaya *uplift* pada bidang vertikal dan horizontal dari pondasi pelimpah. Hasil dari perhitungan ditampilkan pada tabel 4.31-4.33.

**Tabel 4. 31** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Kanan Kondisi Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket	
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'		
IJ	0.12	7.00	2.17	0.63	2.33	5.07	→	
	5.29				3.50	2.22		
MN	1.24	3.00	4.14	4.31	1.00	4.14		
	3.46				1.50	6.46		
QR	0.67	3.00	0.88	1.04	1.00	0.88		
	1.54				1.50	1.56		
JUMLAH						125.14		

(Sumber: Hasil Perhitungan, 2018)

**Tabel 4. 32** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Kiri Kondisi Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket	
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'		
LK	1.42	3.00	8.05	7.38	1.00	8.05	←	
	5.20				1.50	11.07		
PO	0.50	3.00	2.08	1.64	1.00	2.08		
	3.29				1.50	2.46		
ST	1.37	4.00	11.97	7.86	1.33	15.96		
	5.74				2.00	15.72		
JUMLAH						55.34		

(Sumber : Hasil Perhitungan,2018)

**Tabel 4. 33** Perhitungan Gaya *Uplift* Ke Atas Kondisi Muka Air Banjir

Bidang	Tekanan Titik	Lebar	$\Delta$	$\square$	Lengan	Momen	Ket
			t/m'	t/m'	m	t.m/m'	
JK	5.29	1.00	0.23	27.52	8.67	1.96	↑
	5.20				8.50	233.95	
LM	1.42	2.00	0.22	1.77	7.33	1.59	
	1.24				7.00	12.36	
NO	3.46	2.00	0.57	11.37	5.33	3.05	
	3.29				5.00	56.84	
PQ	0.50	2.00	0.12	0.34	3.33	0.39	
	0.67				3.00	1.01	
RS	1.54	2.00	0.24	2.11	1.33	0.32	
	1.37				1.00	2.11	
JUMLAH						312.80	

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 4.12.2 Kontrol Stabilitas Bangunan Pelimpah

##### 4.12.2.1. Kontrol Stabilitas Saat Muka Air Normal

###### A. Kontrol Guling Kondisi Gempa

- Jumlah Momen Guling :  
 $\Sigma M_{\text{Guling}} = 66,67 + 51,85 + 400,52 + 101,174$   
 $= 620,22 \text{ t.m/m}^2$
- Jumlah Momen Tahan :  
 $\Sigma M_{\text{Tahan}} = 2275,12 + 28,97 + 65,39 + 11,32$   
 $= 2380,80 \text{ t.m/m}^2$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.5

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum M_{Tahan}}{\sum M_{Guling}}$$

$$SF = \frac{2380,80}{620,22}$$

$$SF = 3,84 > 1,5 \quad [\text{OK}]$$

#### B. Kontrol Guling Kondisi Normal

- Jumlah Momen Guling :

$$\begin{aligned} \sum M_{Guling} &= 66,67+51,85+400,52 \\ &= 519,04 \text{ t.m/m}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah Momen Tahan :

$$\begin{aligned} \sum M_{Tahan} &= 2275,12+28,97+65,39+11,32 \\ &= 2315,41 \text{ t.m/m}^2 \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.5

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum M_{Tahan}}{\sum M_{Guling}}$$

$$SF = \frac{2315,41}{519,04}$$

$$SF = 4,46 > 1,5 \quad [\text{OK}]$$

#### C. Kontrol Geser Kondisi Gempa

- Jumlah Resultan Gaya Horizontal ( $\Sigma H$ )

$$\begin{aligned} \Sigma H &= (8,00+22,22+25,02+17,80) - (30,10+12,61+16,98) \\ &= 13,53 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- Jumlah Resultan Gaya Vertikal ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 223,30 - 53,66 \\ &= 169,63 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.5 dan koefisien gesek (f) = 0.9 untuk pasangan beton.



- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum V}{\sum H} \times f$$

$$SF = \frac{169,63}{13,53} \times 0.9$$

$$SF = 11,29 > 1,5 \quad [\text{OK}]$$

#### D. Kontrol Geser Kondisi Normal

- Jumlah Resultan Gaya Horizontal ( $\Sigma H$ )  
 $\Sigma H = (8,00+22,22+25,02) - (30,10+16,98)$   
 $= 8,16 \text{ ton/m}$
- Jumlah Resultan Gaya Vertikal ( $\Sigma V$ )  
 $\Sigma V = 223,30 - 53,66$   
 $= 169,63 \text{ ton/m}$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.5 dan koefisien gesek (f) = 0.9 untuk pasangan beton.

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum V}{\sum H} \times f$$

$$SF = \frac{169,63}{8,16} \times 0.9$$

$$SF = 16,63 > 1,5 \quad [\text{OK}]$$

#### E. Kontrol Daya Dukung Kondisi Gempa

- Data Tanah :

$$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\phi = 20^\circ$$

Berdasarkan data tanah dengan nilai  $\phi = 20^\circ$ , maka didapatkan nilai variable sebagai berikut :

$$N_C = 14,8$$

$$N_\gamma = 3,5$$

$$N_q = 6,4$$

- Menghitung Eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} < \frac{1}{6}B$$

$$e = \frac{9}{2} - \frac{2380,80 - 620,22}{169,63} < \frac{1}{6} \times 9$$

$$e = 0,59 < 1,5 \quad [\text{OK}]$$

- Menghitung Tegangan Ijin

$$q = (B - 2e) \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (B - 2e) \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \right]$$

$$q =$$

$$(9 - 2 \times 0,59) \left[ \frac{1}{2} \times 1,85 \times (9 - 2 \times 0,59) \cdot 3,5 + 0 \times 14,8 + 1,85 \times 1,5 \times 6,4 \right]$$

$$q = 351,8 \text{ t/m}^2$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana untuk daya dukung (SF) = 3

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{351,8}{3}$$

$$\sigma_{ijin} = 117,28 \text{ t/m}^2/\text{m}^2$$

- Menghitung Tegangan yang Terjadi

$$\sigma = \frac{\sum V}{B} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma = \frac{169,63}{9} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0,59}{9} \right) \leq 117,28 \text{ t/m}^2/\text{m}^2$$

$$\sigma_{max} = 26,26 \leq 117,28 \text{ t/m}^2/\text{m}^2 \quad [\text{OK}]$$

$$\sigma_{min} = 11,43 \leq 117,28 \text{ t/m}^2/\text{m}^2 \quad [\text{OK}]$$

#### 4.12.2.2. Kontrol Stabilitas Saata Muka Air Banjir

##### A. Kontrol Guling Kondisi Gempa

- Jumlah Momen Guling :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\text{Guling}} &= 192,09 + 51,85 + 1068,77 + 101,17 \\ &= 1413,88 \text{ t.m/m}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah Momen Tahan :

$$\Sigma M_{\text{Tahan}} = 2275,12 + 133,99 + 65,71 + 65,39 + 11,32$$

$$= 2551,53 \text{ t.m/m}^3$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.2

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum M_{Tahan}}{\sum M_{Guling}}$$

$$SF = \frac{2551,53}{1413,88}$$

$$SF = 1,8 > 1,2 \text{ [OK]}$$

#### B. Kontrol Guling Kondisi Normal

- Jumlah Momen Guling :

$$\begin{aligned} \sum M_{Guling} &= 192,09 + 51,85 + 1068,77 \\ &= 1312,70 \text{ t.m/m}^3 \end{aligned}$$

- Jumlah Momen Tahan :

$$\begin{aligned} \sum M_{Tahan} &= 2275,12 + 133,99 + 65,71 + 11,32 \\ &= 2486,15 \text{ t.m/m}^3 \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.2

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum M_{Tahan}}{\sum M_{Guling}}$$

$$SF = \frac{2486,15}{1312,70}$$

$$SF = 1,89 > 1,2 \quad \text{[OK]}$$

#### C. Kontrol Geser Kondisi Gempa

- Jumlah Resultan Gaya Horizontal ( $\Sigma H$ )

$$\begin{aligned} \Sigma H &= (20,58 + 22,22 + 113,90 + 17,80) - (72,53 + 12,61 + 16,98) \\ &= 72,56 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- Jumlah Resultan Gaya Vertikal ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 244,50 - 138,84 \\ &= 105,66 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.2 dan koefisien gesek (f) = 0.9 untuk pasangan beton.

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum V}{\sum H} \times f$$

$$SF = \frac{105,66}{72,56} \times 0.9$$

$$SF = 1,33 > 1,2 \quad [\text{OK}]$$

#### D. Kontrol Geser Kondisi Normal

- Jumlah Resultan Gaya Horizontal ( $\Sigma H$ )

$$\begin{aligned} \Sigma H &= (20,58+22,22+113,90) - (72,53+16,98) \\ &= 67,97 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

- Jumlah Resultan Gaya Vertikal ( $\Sigma V$ )

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 244,50 - 138,84 \\ &= 105,66 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana (SF) = 1.2 dan koefisien gesek (f) = 0.9 untuk pasangan beton.

- Perhitungan SF

$$SF = \frac{\sum V}{\sum H} \times f$$

$$SF = \frac{105,66}{67,97} \times 0.9$$

$$SF = 1,26 > 1,5 \quad [\text{OK}]$$

#### E. Kontrol Daya Dukung Kondisi Gempa

- Data Tanah :

$$\gamma = 1.85 \text{ t/m}^3$$

$$C = 0$$

$$\phi = 20^\circ$$

Berdasarkan data tanah dengan nilai  $\phi = 20^\circ$ , maka didapatkan nilai variable sebagai berikut

$$N_C = 14,8$$

$$N_Y = 3,5$$

$$N_q = 6,4$$

- Menghitung Eksentrisitas

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M}{\sum V} < \frac{1}{6}B$$

$$e = \frac{9}{2} - \frac{2551,53 - 1413,87}{105,66} < \frac{1}{6} \times 9$$

$$e = 0,62 < 1,5 \quad \text{[OK]}$$

- Menghitung Tegangan Ijin

$$q = (B - 2e) \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (B - 2e) \cdot N_Y + C \cdot N_C + \gamma \cdot D \cdot N_q \right]$$

$$q =$$

$$(9 - 2 \times 0,62) \left[ \frac{1}{2} \times 1,85 \times (9 - 2 \times 0,62) \cdot 3,5 + 0 \times 14,8 + 1,85 \times 1,5 \times 6,4 \right]$$

$$q = 338,39 \text{ t/m}^2$$

Pada perencanaan ini ditentukan Angka Keamanan rencana untuk daya dukung (SF) = 3

$$\sigma_{ijin} = \frac{q}{SF}$$

$$\sigma_{ijin} = \frac{338,39}{3}$$

$$\sigma_{ijin} = 112,98 \text{ t/m}^2/\text{m}^2$$

- Menghitung Tegangan yang Terjadi

$$\sigma = \frac{\sum V}{B} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right) \leq \sigma_{ijin}$$

$$\sigma = \frac{105,66}{9} \times \left( 1 \pm \frac{6 \times 0,59}{9} \right) \leq 112,98 \text{ t/m}^2/\text{m}^2$$

$$\sigma_{max} = 16,59 \leq 112,98 \text{ t/m}^2/\text{m}^2 \quad \text{[OK]}$$

$$\sigma_{min} = 6,89 \leq 112,98 \text{ t/m}^2/\text{m}^2 \quad \text{[OK]}$$

### 4.12.3 Kontrol Peredam Energi

#### 1. Kondisi Muka Air Normal

Ditentukan angka keamanan  $SF = 1.25$ . Nilai  $\gamma$  yang digunakan adalah berat jenis beton  $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$ . Pada kondisi muka air normal tinggi air di kolam olak ( $W_x$ ) = 0

$$dx \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

$$3,5 \geq 1,25 \frac{6,14 - 0,00}{2,4}$$

$$3,5 \geq 3,20 \quad [\text{OK}]$$

Perhitungan setiap titik ditampilkan pada tabel 4.34.

**Tabel 4. 34** Kontrol Kolam Olak pada Kondisi Muka Air Normal

Titik	$P_x$	$W_x$	$S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$	$dx$	Ket
V	6.140	0.00	3.198	3.5	OK
W	0.885	0.00	0.461	2	OK
X	1.757	0.00	0.915	4.1	OK
Y	1.528	0.00	0.796	3	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

#### 2. Kondisi Muka Air Banjir

Ditentukan angka keamanan  $SF = 1.25$ . Nilai  $\gamma$  yang digunakan adalah berat jenis beton  $\gamma = 2.4 \text{ t/m}^3$ . Pada kondisi ini tinggi air di kolam olak ( $W_x$ )  $\neq 0$

$$dx \geq S \frac{P_x - W_x}{\gamma}$$

$$3,5 \geq 1,25 \frac{13,5 - 10,5}{2,4}$$

$$3,5 \geq 1,60 \quad [\text{OK}]$$

Perhitungan setiap titik ditampilkan pada tabel 4.35.

**Tabel 4. 35** Kontrol Kolam Olak pada Kondisi Muka Air Banjir

Titik	P <sub>x</sub>	W <sub>x</sub>	$S \frac{Px - Wx}{\gamma}$	dx	Ket
V	13.496	10.50	1.559	3.5	OK
W	8.778	10.50	0.898	2	OK
X	9.714	10.50	0.410	4.1	OK
Y	9.509	10.50	0.517	3	OK

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2018)

## **BAB V**

### **KESIMPULAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan dapat disimpulkan beberapa hal berikut

1. Debit banjir rencana dalam perencanaan ulang bangunan pelimpah Bendungan Bendo periode ulang 1000 tahun adalah sebesar  $836,37 \text{ m}^3/\text{s}$ .
2. Bangunan pelimpah terbuka dengan dimensi ambang bangunan pelimpah
  - Tipe ambang : Mercu Ogee  
(desain sebelum: Mercu Ogee, pelimpah samping)
  - Elevasi puncak : +219,00 m  
(desain sebelum: +218,60)
  - Lebar ambang : 70 m  
(desain sebelum: 65 m)
  - Tinggi air di atas ambang ( $Q_{1000th}$ ) : 2,24 m  
(desain sebelum: 2,30 m)
3. Dimensi saluran pengarah
  - Bentuk saluran : segi empat  
(desain sebelum: segi empat)
  - Kedalaman saluran : 4 m  
(desain sebelum: 4,5 m)
  - Elevasi dasar saluran : +215,00 m  
(desain sebelum: +214,10 m)
  - Lebar saluran : 70 m  
(desain sebelum: 65 m)
  - Panjang saluran : 17 m  
(desain sebelum: 7 m)
4. Dimensi saluran transisi
  - Bentuk saluran : segi empat  
(desain sebelum: segi empat)
  - Panjang saluran : 80,16 m  
(desain sebelum: 40 m)



- Lebar hulu : 70 m  
(desain sebelum: 65 m)
  - Lebar hilir : 30 m  
(desain sebelum: 20 m)
  - Elevasi hulu saluran : +205,00  
(desain sebelum: +209,00 m)
  - Elevasi hilir saluran : +210,00  
(desain sebelum: +208,92 m)
  - Tinggi muka air banjir : 1,18 m
5. Dimensi saluran peluncur
- Bentuk saluran : segi empat  
(desain sebelum: segi empat)
  - Panjang saluran : 205 m  
(desain sebelum: 138,89 m)
  - Lebar saluran : 30 m  
(desain sebelum: 20 m)
  - Elevasi hulu saluran : +205,00  
(desain sebelum: +209,72 m)
  - Elevasi hilir saluran : +140,00  
(desain sebelum: +141,37 m)
  - Tinggi muka air banjir : 0,69 m
6. Dimensi peredam energi
- Tipe : USBR II  
(desain sebelum: USBR II)
  - Panjang saluran : 46 m  
(desain sebelum: 46 m)
  - Lebar saluran : 30 m  
(desain sebelum: 20 m)
  - Elevasi saluran : +140,00  
(desain sebelum: +141,00 m)
  - Tinggi muka air banjir hulu : 0,69 m  
(desain sebelum: 0,625 m)
  - Tinggi muka air banjir hilir : 10,5 m  
(desain sebelum: 13, 12 m)

7. Stabilitas bangunan pelimpah
- a. Muka air normal (kondisi gempa)
    - SF stabilitas guling :  $3,84 > 1,5$
    - SF stabilitas geser :  $11,29 > 1,5$
    - Stabilitias daya dukung tanah :
      - $\sigma_{\max}$  :  $26,26 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\min}$  :  $11,44 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\text{ijin}}$  :  $117,27 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
  - b. Muka air banjir (kondisi gempa)
    - SF stabilitas guling :  $1,80 > 1,2$
    - SF stabilitas geser :  $1,31 > 1,2$
    - Stabilitias daya dukung tanah :
      - $\sigma_{\max}$  :  $16,59 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\min}$  :  $6,89 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\text{ijin}}$  :  $112,98 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
  - c. Muka air normal (tanpa gempa)
    - SF stabilitas guling :  $4,46 > 1,5$
    - SF stabilitas geser :  $16,63 > 1,5$
    - Stabilitias daya dukung tanah :
      - $\sigma_{\max}$  :  $24,63 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\min}$  :  $13,07 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\text{ijin}}$  :  $65,32 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
  - d. Muka air banjir (tanpa gempa)
    - b. SF stabilitas guling :  $1,89 > 1,2$
    - c. SF stabilitas geser :  $1,26 > 1,2$
    - d. Stabilitias daya dukung tanah :
      - $\sigma_{\max}$  :  $15,26 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\min}$  :  $8,22 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$
      - $\sigma_{\text{ijin}}$  :  $67,89 \text{ t/m}^2/\text{m}^3$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

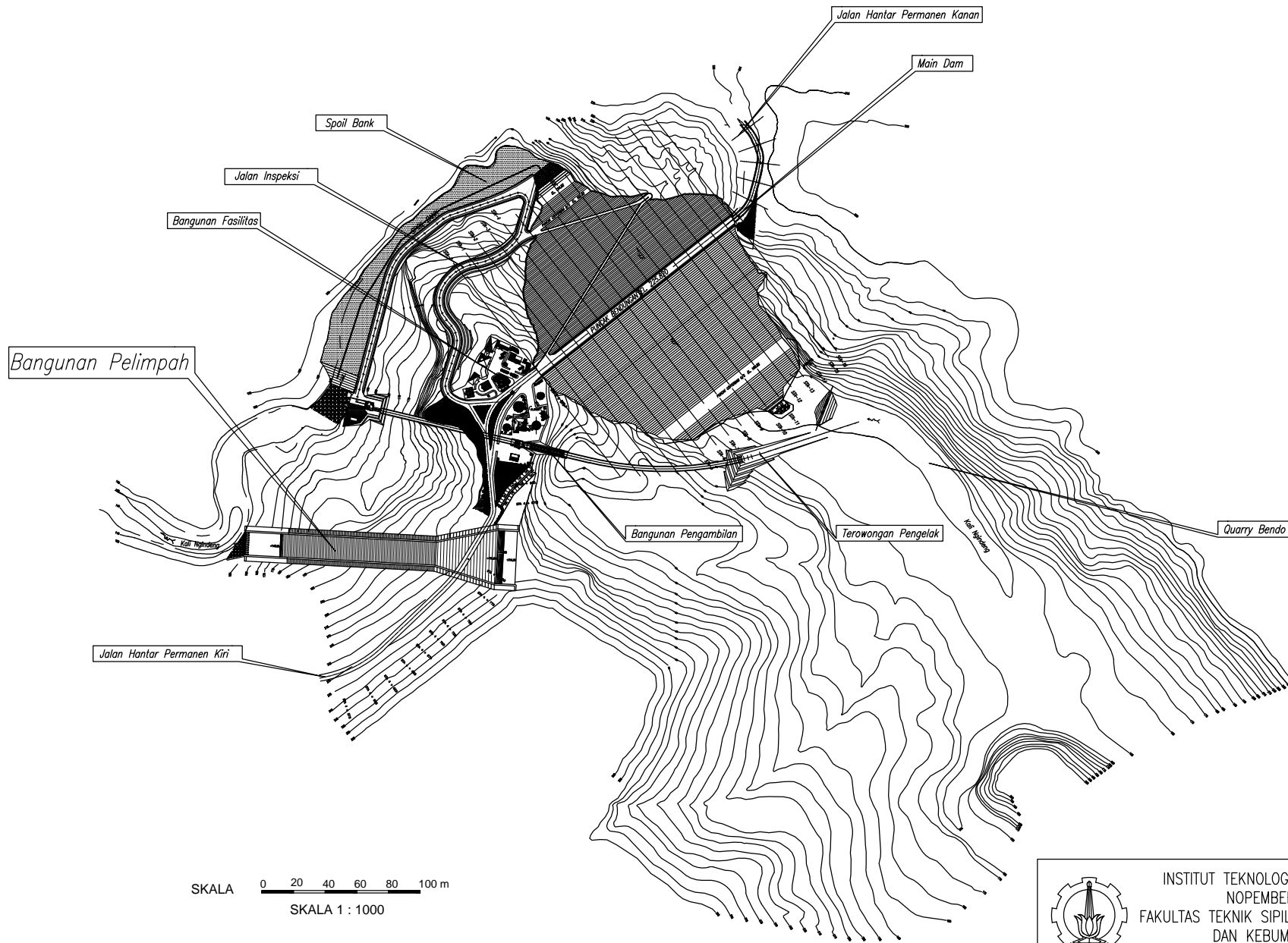
## DAFTAR PUSTAKA

- Chow, V. T., 1997. *Hidrolika Saluran Terbuka*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Direktur Jenderal Pengairan, 1986. *Standar Perencanaan Irigasi*. Jakarta: Direktur Jenderal Pengairan.
- Komisi Keamanan Bendungan, 2003. *Pedoman Kriteria Umum Desain Bendungan*. Jakarta: Direktorat Jenderal Sumber Daya Air.
- PT. Indra Karya Cabang 1 Malang, 2005. *Laporan Akhir Bendungan Bendo*, Malang: Kementerian Pekerjaan Umum.
- Soedibyo, 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Soewarno, 1995. *Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1*. Bandung: Penerbit Nova.
- Sosrodarsono, S., 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, S., 2003. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- United States Department of The Interior; Bureau of Reclamation, 1974. *Design of Small Dams*. New Delhi: Oxford & IBH Publishing Co..


“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **LAMPIRAN**

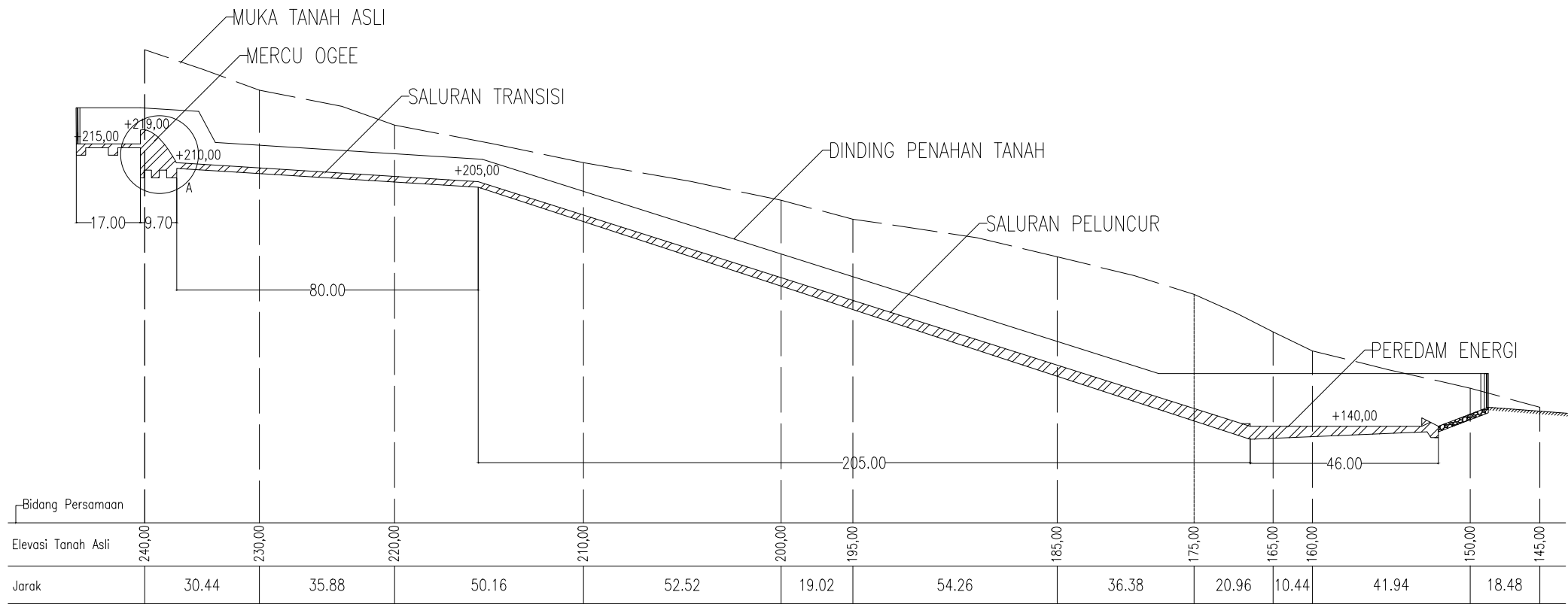
“Halaman ini sengaja dikosongkan”



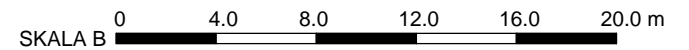
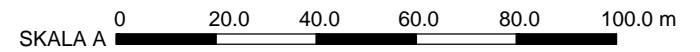
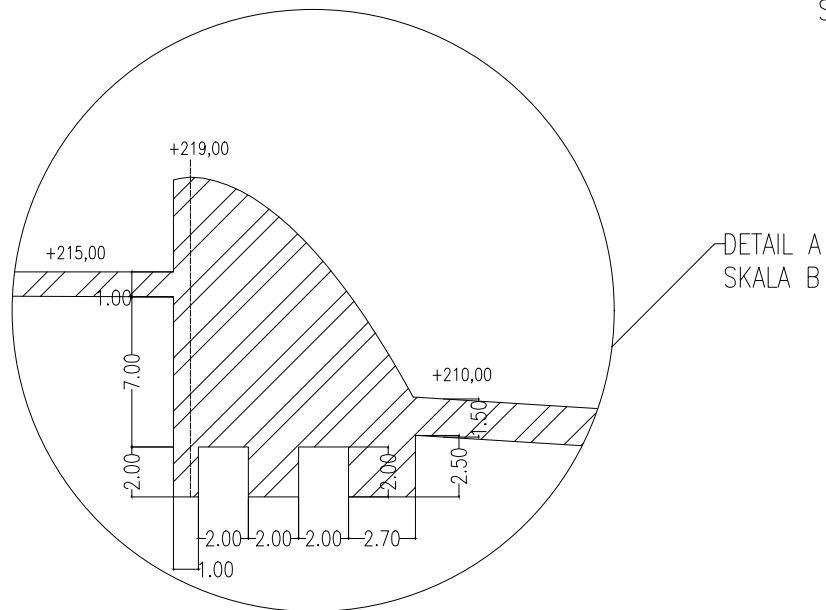
SKALA 0 20 40 60 80 100 m  
 SKALA 1 : 1000


 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR			
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo			
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING			
DENAH BENDUNGAN BENDO	Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.			
NAMA DAN NRP				
Nomor Lembar	01	Jumlah Lembar	08	Salsabila Albarid 0311144000044

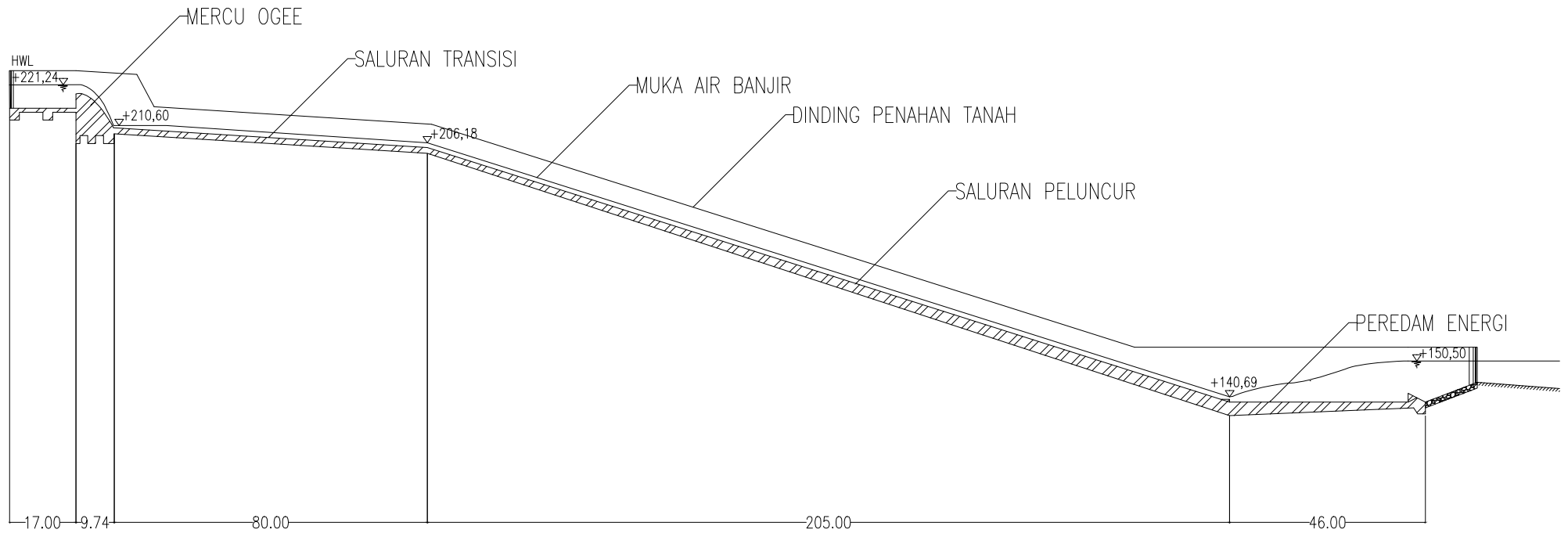




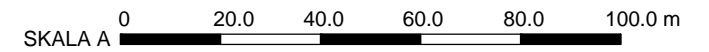
POTONGAN MEMANJANG BANGUNAN PELIMPAH  
SKALA A



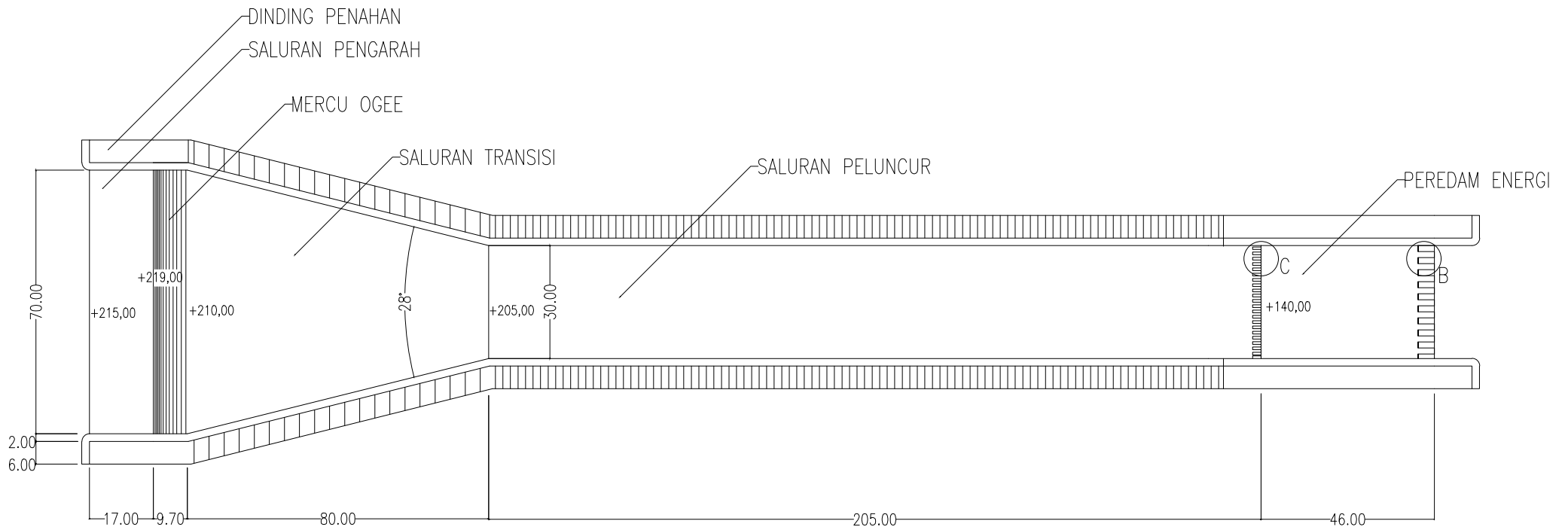
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING
POTONGAN MEMANJANG BANGUNAN PELIMPAH	Dr. tech. Umoro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Nomor Lembar	NAMA DAN NRP
02	Salsabila Albarid 0311144000044
Jumlah Lembar	
08	



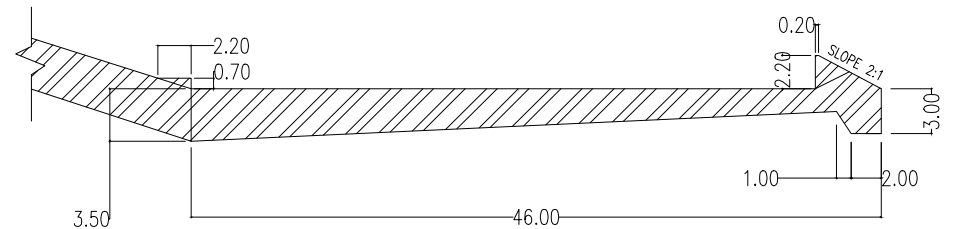
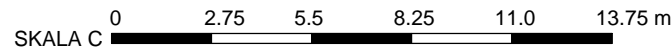
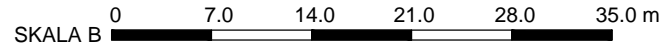
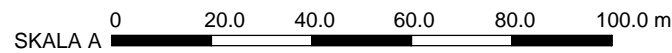
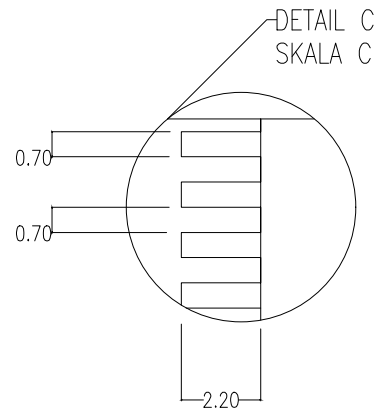
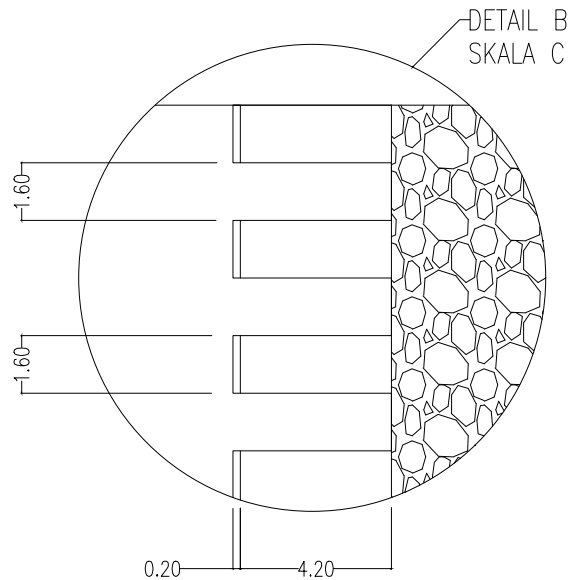
POTONGAN MEMANJANG BANGUNAN PELIMPAH DENGAN MUKA AIR BANJIR  
SKALA A




<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR		
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo		
JUDUL GAMBAR		DOSEN PEMBIMBING	
POTONGAN MEMANJANG BANGUNAN PELIMPAH MUKA AIR BANJIR		Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.	
		NAMA DAN NRP	
Nomor Lembar	03	Jumlah Lembar	08
		Salsabila Albarid 0311144000044	

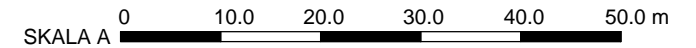
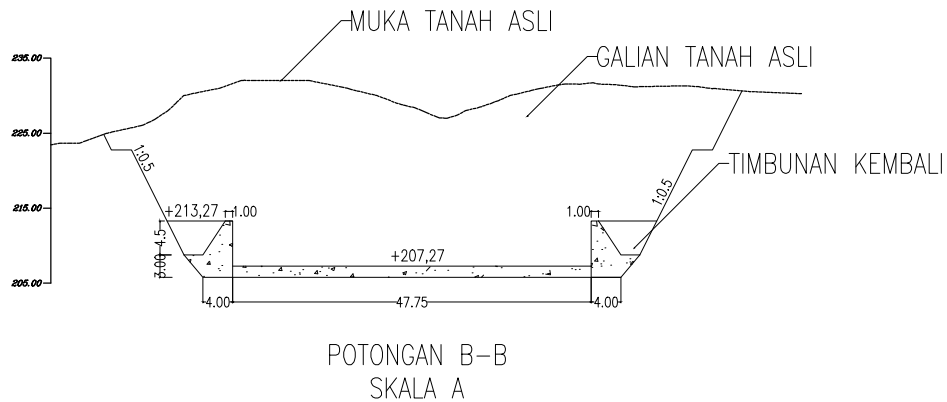
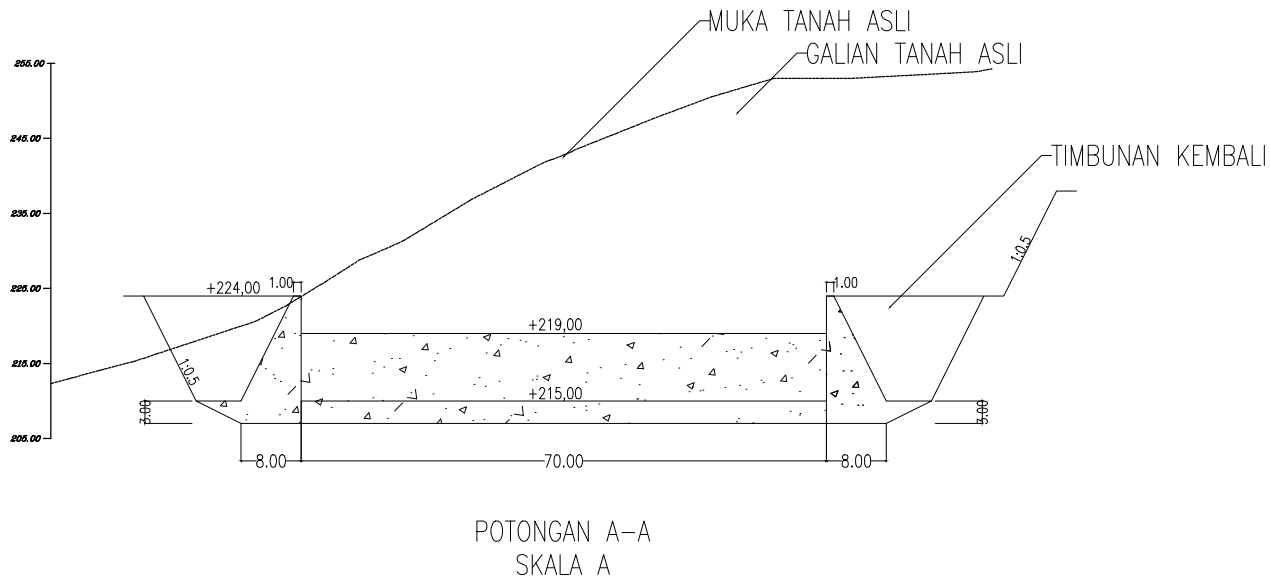
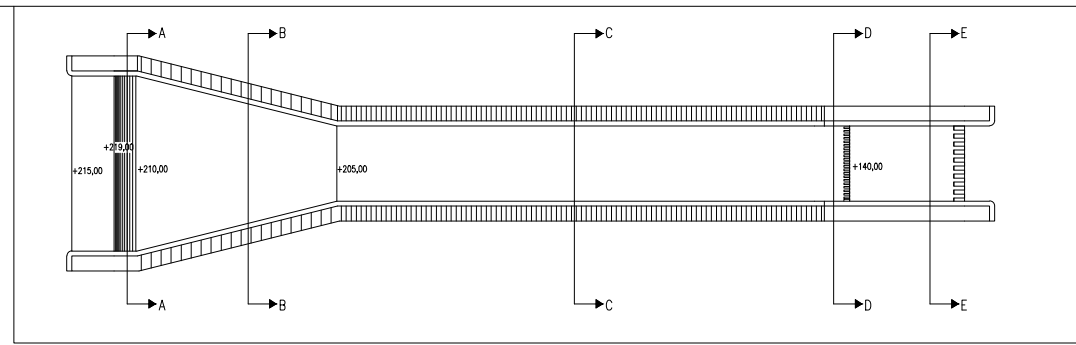



TAMPAK ATAS BANGUNAN PELIMPAH  
SKALA A

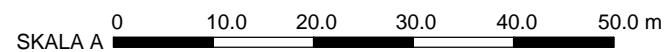
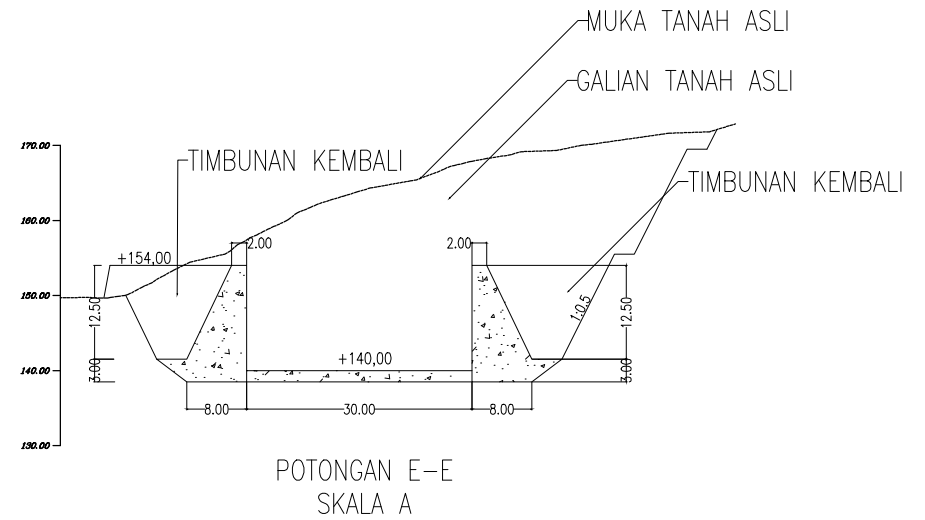
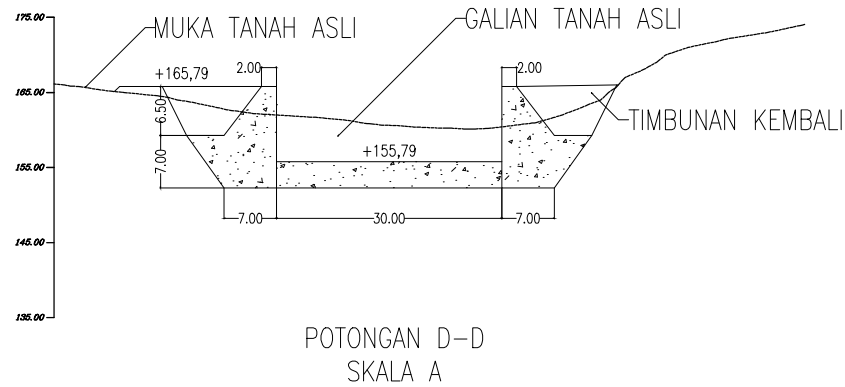
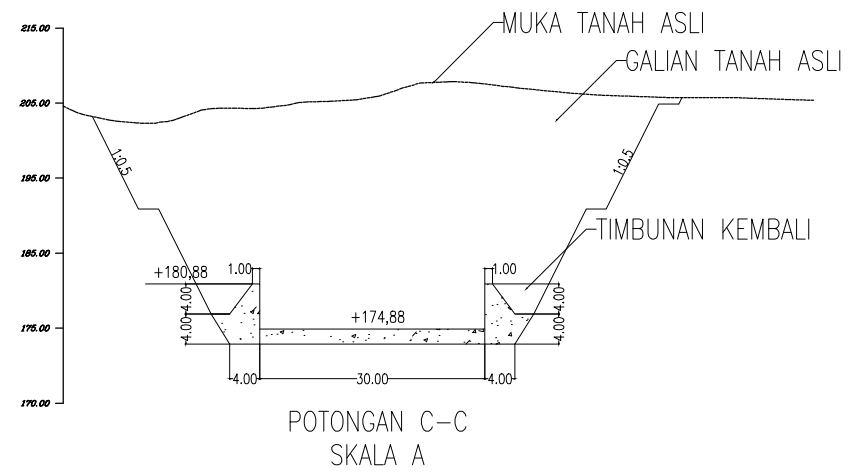
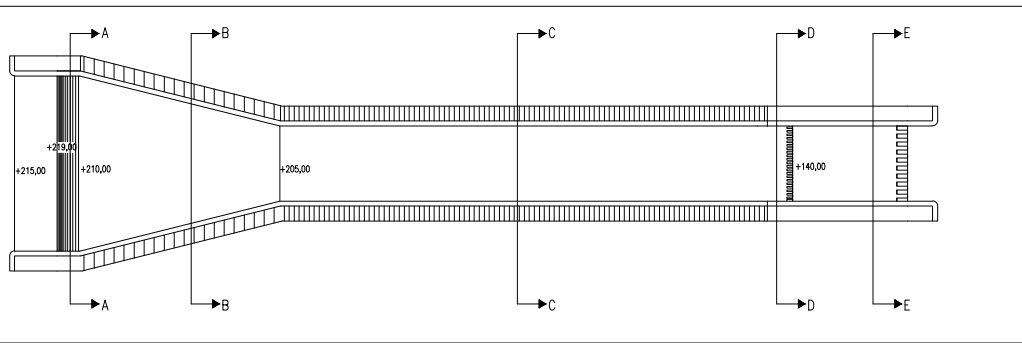


POTONGAN MEMANJANG LANTAI KOLAM OLAK  
SKALA B

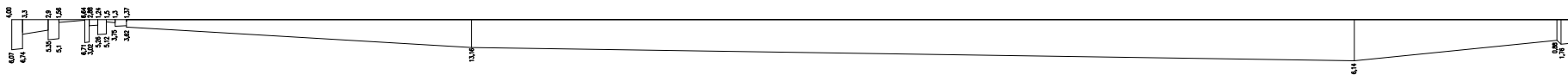
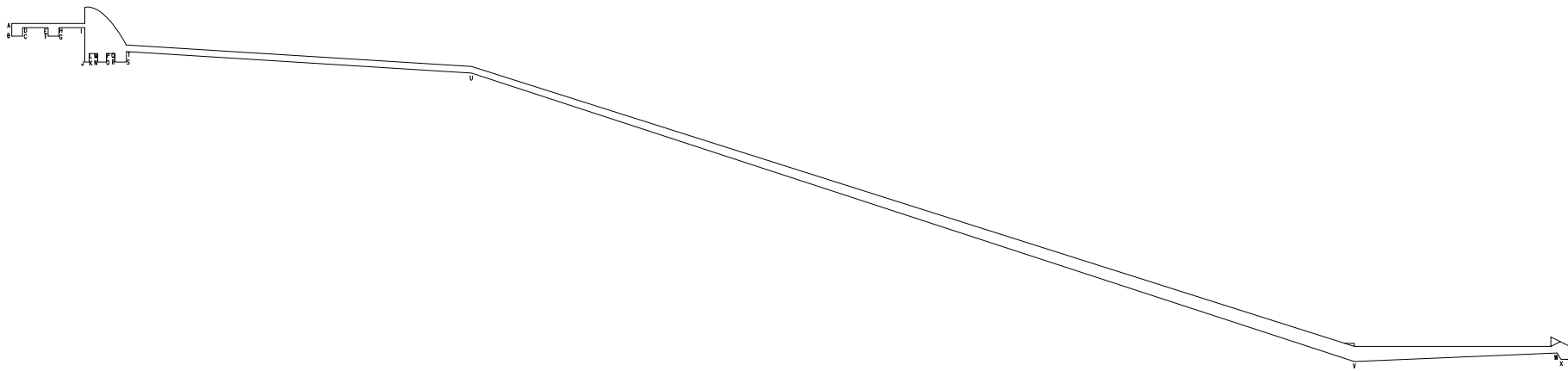
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR	
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo	
JUDUL GAMBAR		DOSEN PEMBIMBING
TAMPAK ATAS BANGUNAN PELIMPAH DAN DETAIL PEREDAM ENERGI		Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Nomor Lembar		NAMA DAN NRP
04	Jumlah Lembar	Salsabila Albarid 0311144000044
08		



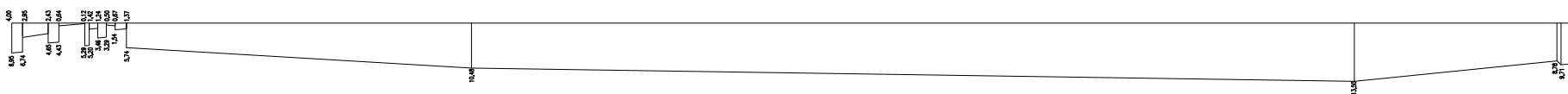
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS AKHIR
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING
POTONGAN MELINTANG BANGUN PELIMPAH	Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Nomor Lembar	NAMA DAN NRP
05	Jumlah Lembar
08	Salsabila Albarid 0311144000044



<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR			
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo			
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING			
POTONGAN MELINTANG BANGUN PELIMPAH	Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.			
	NAMA DAN NRP			
Nomor Lembar	06	Jumlah Lembar	08	Salsabila Albarid 0311144000044

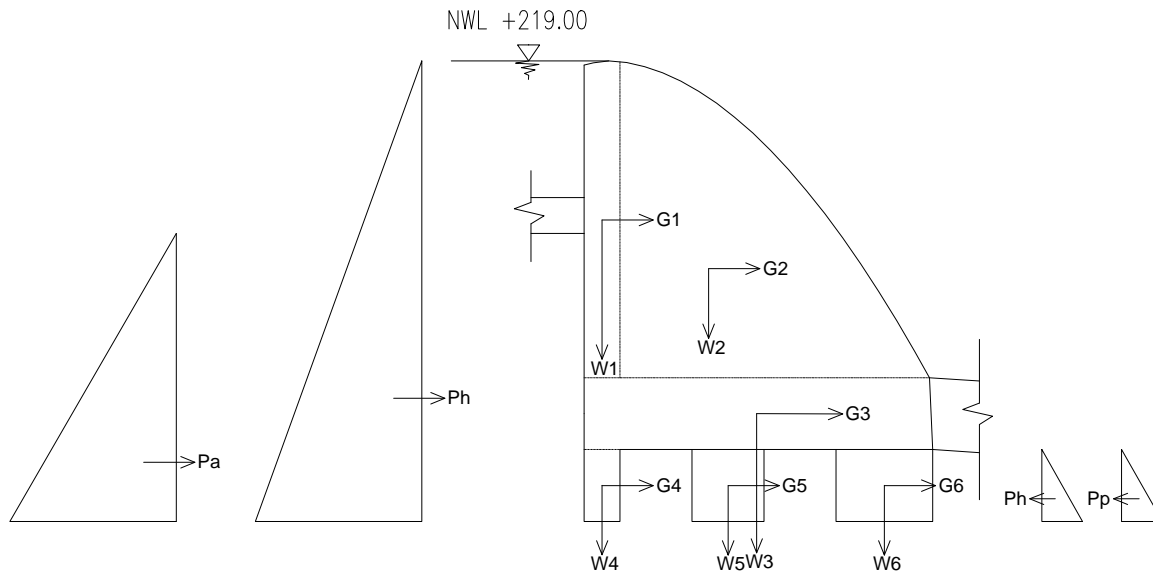


GAYA UPLIFT MUKA AIR NORMAL

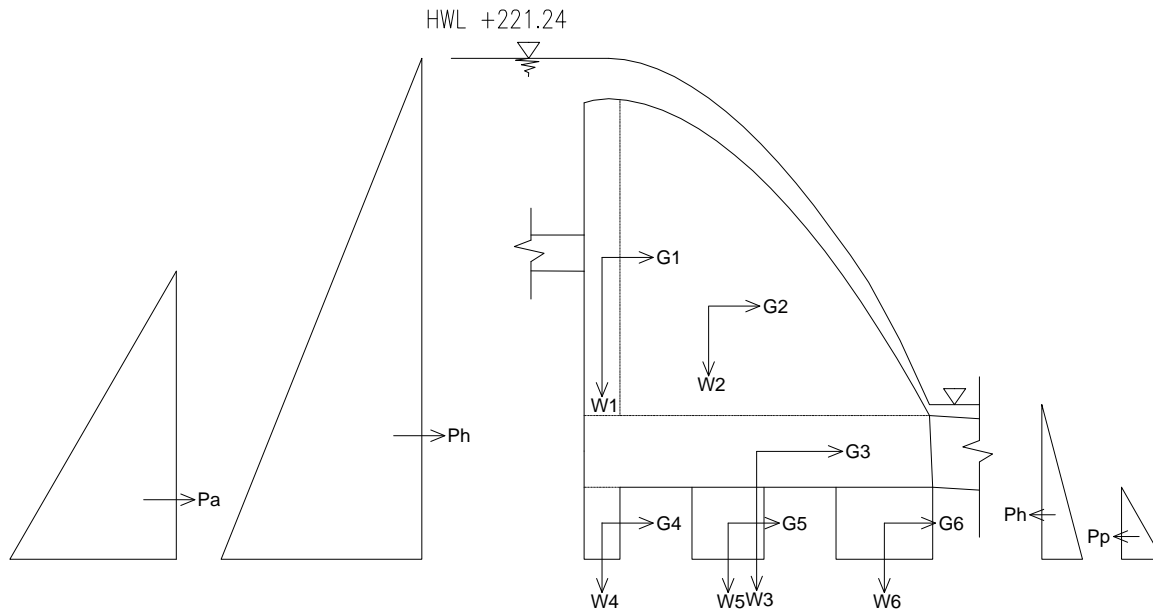


GAYA UPLIFT MUKA AIR BANJIR

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR		
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo		
JUDUL GAMBAR		DOSEN PEMBIMBING	
GAYA UPLIFT		Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.	
		NAMA DAN NRP	
Nomor Lembar	07	Jumlah Lembar	08
		Salsabila Albarid 0311144000044	



GAYA SAAT MUKA AIR NORMAL



GAYA SAAT MUKA BANJIR

KETERANGAN	
G	GAYA GEMPA
W	GAYA AKIBAT BERAT SENDIRI
Ph	GAYA AKIBAT TEKANAN AIR
Pa	GAYA TEKANAN TANAH AKTIF
Pp	GAYA TEKANAN TANAH PASIF

<p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS AKHIR			
	Perencanaan Ulang Bangunan Pelimpah Bendungan Bendo Kecamatan Sawoo Kabupaten Ponorogo			
JUDUL GAMBAR	DOSEN PEMBIMBING			
DIAGRAM GAYA PADA PELIMPAH	Dr. tech. Umboro Lasminto, ST., M.Sc. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.			
	NAMA DAN NRP			
Nomor Lembar	08	Jumlah Lembar	08	Salsabila Albarid 0311144000044



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

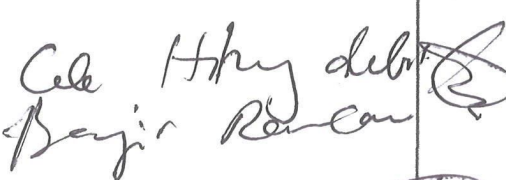


Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Dr. tech. UMBORO LASMINTO, ST. M.Sc
NAMA MAHASISWA	: SALSABILA ALBARID
NRP	: 03111440000044
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN ULANGI BANGUNAN PELIMPAH BENDUNGAN BENDU KECAMATAN SAWOO KABUPATEN PONOROGO
TANGGAL PROPOSAL	: 27 Oktober 2017
NO. SP-MMTA	: 000008 / IT2.VI.4.1/ P1.05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN	
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN		
1.	13/11 '17	Perhitungan metode hujan rata-rata metode Thiessen			
2.	14/5 '18	Uji statistik metode Log Pearson III dan Gumbel			
3.	4/7 '18	Perhitungan hidrograf Nakayasu	<p>Debit Hrgy debit Banjir Rencana</p>   		
4.	6/9 '18	Perhitungan hidrograf.			
5.	25/9 '18	Debit banjir rencana			
6.	8/10 '18	Perencanaan mercu			
7.	27/11 '18	Perencanaan saluran pelimpah			
8.	29/12 '18	Perencanaan kolam olak			





PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. BAMBANG SARWONO, M.Sc.
NAMA MAHASISWA	: SALSABILA ALBARID
NRP	: 03111440000044
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN ULANG BANGUNAN PELIMPAH BENDUNGAN BENDU KECAMATAN SAWOD KABUPATEN PONOROGO
TANGGAL PROPOSAL	: 29 OKTOBER 2017
NO. SP-MMTA	: 000008 / ITZ. VI. A. 1 / PP-05.02.001 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	2/8 '18	Perhitungan hidrograf Makayasa	revisi hidrograf.	
2.	5/10 '18	Flood routing		- 2018 5/10
3.	8/10 '18	Perencanaan mercu		- 2018 8/10

## BIODATA PENULIS



Salsabila Albarid dilahirkan di Bojonegoro pada tanggal 23 Juni 1996. Penulis merupakan anak pertama dari empat bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Yaa Bunayya (Bojonegoro), SD Integral Luqman Al-Hakim (Bojonegoro), SMP Negeri 1 (Bojonegoro), dan SMA Negeri 1 (Bojonegoro). Pada tahun 2014 penulis diterima sebagai mahasiswa program S1

Reguler di Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan (FTSLK), Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Tertarik dengan bidang studi hidroteknik, penulis memutuskan menyusun tugas akhir pada bidang tersebut.

Selama menjadi mahasiswa di ITS, penulis aktif mengikuti berbagai kegiatan dan kepanitiaan. Penulis aktif dalam organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil sejak tahun kedua dan menjabat sebagai Kepala Departemen Dana dan Kewirausahaan Himpunan Mahasiswa Sipil pada tahun ketiga. Penulis juga mengikuti beberapa program beasiswa seperti Beasiswa Yayasan Karya Salemba Empat dan Beasiswa Pembangunan Jaya. Selain itu, penulis juga sempat aktif di komunitas bola voli Teknik Sipil.

Penulis berharap laporan tugas akhir ini dapat memberikan manfaat untuk orang lain. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi maupun memberikan kritik dan saran, dapat menghubungi penulis di [salsabilaalbarid@gmail.com](mailto:salsabilaalbarid@gmail.com).