SKRIPSI

TINJAUAN PERENCANAAN BENDUNG BAJO PROVINSI SULAWESI SELATAN

Oleh :

AKBAR
105 81 2029 14

MUH. ADIFITRA J
105 81 2166 14

20/02/2020
1 exp
Smb : Alumni
P.1010/SIP/2020
AKB

FAKULTAS TEKNIK

JURUSAN TEKNIK PENGAIRAN

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

2020

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
FAKULTAS TEKNIK
GEDUNG MENARA IQRA LT. 3
Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 866 972 Fax (0411) 865 588 Makassar 90221
Website : www.unismuh.ac.id, e-mail : unismuh@gmail.com
Website : http://teknik.unismuh.makassar.ac.id

بسم الله الرحمن الرحيم

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat ujian guna memperoleh gelar Sarjana Teknik (ST) Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar

Judul Skripsi : **TINJAUAN PERENCANAAN BENDUNG BAJO PROVINSI SULAWESI-SELATAN**

Nama : AKBAR
MUH. ADIFITRA J

Stambuk : 105 81 2029 14
105 81 2166 14

Makassar, 14 Desember 2019

Telah Diperiksa dan Disetujui
Oleh Dosen Pembimbing

Pembimbing I	Pembimbing II
Dr.Ir.H. Abd. Rakhim Nanda, MT.,IPM	**Lutfi Khair Djunur,ST.,MT**

Mengetahui,
Ketua Prodi Teknik Pengairan

Andi Makbul Syamsuri, ST.,MT.,IPM
NBM : 1183 084

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
FAKULTAS TEKNIK
GEDUNG MENARA IQRA LT. 3
Jl. Sultan Alauddin No. 259 Telp. (0411) 866 972 Fax (0411) 865 588 Makassar 90221
Website : www.unismuh.ac.id, e-mail : unismuh@gmail.com
Website : http://teknik.unismuh.makassar.ac.id

بسم الله الرحمن الرحيم

PENGESAHAN

Skripsi atas nama Akbar dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 2029 14 dan Muh. Adifitra J dengan nomor induk Mahasiswa 105 81 2166 14, dinyatakan diterima dan disahkan oleh Panitia Ujian Tugas Akhir/Skripsi sesuai dengan Surat Keputusan Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar Nomor: **0010/SK-Y/22201/091004/2019**, sebagai salah satu syarat guna memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Pengairan Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar pada hari Sabtu tanggal 14 Desember 2019

Makassar, *17 Rabiul Akhir 1441 H*
14 Desember 2019 M

Panitia Ujian :

1. Pengawas Umum
   a. Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar
      Prof. Dr. H. Abdul Rahman Rahim, SE., MM. .....
   b. Dekan Fakultas Teknik Universitas Hasanuddin
      Prof. Dr. Ir. H. Muhammad Arsyad Thaha, MT. .....
2. Penguji
   a. Ketua : Dr. Ir. Hj. Rahia Musa, MT. .....
   b. Sekertaris : Fauziah Latief, ST., MT. .....
   Anggota : 1. Dr. Eng. Ir. Farouk Maricar, MT. .....
   2. Dr. Ir. H. Muhammad Idrus Ompo, Sp., PSDA .....
   3. Amrullah Mansida, ST., MT., IPM .....

Mengetahui :

Pembimbing I

Dr.Ir.H. Abd. Rakhim Nanda, MT.,IPM

Pembimbing II

Lutfi Hair Djunur,ST.,MT

Dekan

Ir. Hamzah Al Imran, ST., MT., IPM
NBM : 855 500

Akbar[1] dan Muh. Adifitra J[2]
[1]Prodi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar
Email: akbardwiputra2029@gmail.com
[2]Prodi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar
Email: Fitra18adifitra@gmail.com

ABSTRAK

Bendung adalah suatu bangunan air dengan kelengkapan yang dibangun melintang sungai atau sudetan yang sengaja dibuat untuk meninggikan taraf muka air atau untuk mendapatkan tinggi terjun, sehingga air dapat disadap dan dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkannya. Langkah awal dalam perencanaan bendung ini adalah analisis hidrologi untuk menentukan debit banjir rencana dimana digunakan data curah hujan yang terdiri dari 3 stasiun pencatatan curah hujan yaitu curah hujan stasiun DAS Bajo, curah hujan stasiun DAS Noling, dan curah hujan stasiun Padang Sappa dengan masing-masing stasiun curah hujan selama 10 tahun mulai tahun 2009 sampai dengan tahun 2018. Hasil analisis debit banjir rencana selanjutnya digunakan untuk analisis hidrolis dan struktur bendung yang meliputi perencanaan dimensi bendung, mercu, kolam olak, dan lantai depan bendung. Setelah perencanaan hidrolis bendung, dilakukan kontrol stabilitas bendung terhadap guling, geser, eksentrisitas dan amblas. Luas DAS sungai Bajo adalah ±312,90 km^2, panjang sungai utama ±39,468 km. Dengan perhitungan debit banjir rencana menggunakan metode *Hidrograf satuan sintetik Nakayasu* diperoleh debit banjir rencana dengan periode kala ulang Q_{100} tahun sebesar 1258,51 m^3/det. Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan hidrolis bendung Bajo yaitu bendung tetap dengan tinggi bendung (P) 2,50 m, lebar total Bendung 108,00 m, pintu penguras 3 buah dengan ukuran masing-masing (3 m x 3,25 m), tipe mercu bulat, kolam olakan USBR Tipe III dengan panjang 14 m, dan panjang lantai depan bendung 24,00 m. Stabilitas bendung bajo dapat dinyatakan aman terhadap gaya geser, exentrisitas, guling dan amblas.

Kata kunci : Debit Banjir Rencana, Hidrolis Bendung, Stabilitas Bendung

AKBAR[1)] and Muh. Adifitra J[2)]
[1)]Prodi engineering Faculty of Muhammadiyah University of Makassar
Email: akbardwiputra2029@gmail.com
[2)]Prodi engineering Faculty of Muhammadiyah University of Makassar
Email: Fitra19adyfitra@gmail.com

Abstract

The Weir is a water building with fittings that are constructed across rivers or sudetans that are deliberately made to elevate the water advance or to obtain a high waterfall, so that water can be intercepted and flowed gravitally to the place that needs it. The first step in the planning of the weir is the hydrological analysis to determine the discharge of flood plan where the rainfall consists of three rainfall recording stations which are precipitation stations DAS Bajo, rainfall DAS poling Station, and precipitation of Padang Sappa station with each rainfall station for 10 years from 2009 until 2018. The results of flood discharge analysis plan is further used for the analysis of hydraulic and weir structures that include the planning of the weir, landmark, pool, and front floor. After the planning of the hydraulic material, the control of the weir stability against the bolsters, sliding, eccentricity and disappear. The area of river Bajo is ± 312.90 km^2, the main river length is ± 39.468 km. With the calculation of flood discharge plan using the Hydrograph method of synthetic unit Nakayasu obtained flood discharge plan with period anniversary Q100 year amounted 1258.51 m^3/sec. Based on the results of analysis and planning of the hydraulic weir Bajo is a fixed weir with a height of the weir (P) 2.50 m, width of the weir 108.00 m, the door of the drain 3 pieces with a size of each (3 m x 3.25 m), the type of rounder, outdoor pools of usbr type III with 14 m long, and the length of the front floor 24.00 m. Weir Bajo stability can be declared safe against shear forces, exentrisity, bolsters and disappear.

Key words: Flood discharge plan, Weir hydraulic, Weir stability

KATA PENGANTAR

بسم الله الرحمن الرحيم

Syukur Alhamdulillah penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, karena rahmat dan hidayah-Nyalah sehingga dapat menyusun skripsi tugas akhir ini, dan dapat kami selesaikan dengan baik.

Skripsi tugas akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan akademik yang harus ditempuh dalam rangka menyelesaikan program studi pada Jurusan Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar adapun judul tugas akhir kami adalah **"Tinjauan Perencanaan Bendung Bajo Provinsi Sulawesi Selatan"**.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa didalam penulisan skripsi tugas akhir ini masih terdapat kekurangan–kekurangan, hal ini disebabkan karena penulis sebagai manusia biasa tidak lepas dari kesalahan dan kukurangan baik itu ditinjau dari segi teknis penulisan maupun dari perhitungan – perhitrungan. Oleh karena itu, penulis menerima dengan sangat ikhlas dengan senang hati segala koreksi serta perbaikan guna penyempurnaan tulisan ini agar kelak dapat bermanfaat.

Skripsi tugas akhir ini dapat terwujut berkat adanya bantuan, arahan dan bimbingan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala ketulusan dan kerendahan hati, kami mengucapkan terimakasih dan penghargaan yang setinggi – tingginya kepada:

1. Ayahanda dan Ibunda yang tercinta, penulis mengucapkan terimakasih yang sebesar–besarnya atas segala limpahan kasih sayang, do'a serta pengorbanannya terutama dalam bentuk materi untuk menyelesaikan kuliah kami.
2. Bapak Prof. Dr. H. Abdul Rahman Rahim, SE.,MM. sebagai Rektor Universitas Muhammadiyah Makassar.
3. Bapak Ir. Hamzah Ali Imran, S.T., M.T. sebagai Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
4. Bapak Andi Makbul Syamsuri, S.T., M.T. sebagai Ketua Prodi Teknik Pengairan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Makassar.
5. Bapak Dr. Ir. H. Abd Rakhim Nanda, M.T. selaku Pembimbing I dan Bapak Lutfi Hair Djunur, S.T., M.T. selaku Pembimbing II, yang banyak meluangkan waktu dalam membimbing kami.
6. Bapak dan Ibu dosen serta para staf pegawai di Fakultas Teknik atas segala waktunya telah mendidik dan melayani penulis selama mengikuti proses belajar mengajar di Universitas Muhammadiyah Makassar.
7. Anggota Sepenelitian, Akbar dan Muh. Adifitra J, atas *support*, bantuan dan kerja samanya hingga tugas akhir ini dapat terselesaikan dengan baik.
8. Saudara – saudaraku serta rekan – rekan mahasiswa Fakultas Teknik terkhusus angkatan VEKTOR 2014 yang dengan persaudaraannya banyak membantu dalam menyelesaikan proposal tugas akhir ini.

Semoga semua pihak tersebut di atas mendapat pahala yang berlipat ganda di sisi Allah SWT dan skripsi tugas akhir yang sederhana ini dapat bermanfaat bagi penulis, rekan – rekan, masyarakat serta bangsa dan Negara. Amin

"Billahi Fii Sabilil Haq Fastabiqul Khaerat".

Makassar, ... 2019

Penulis

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i

HALAMAN PERSETUJUAN JUDUL ii

ABSTRAK iii

KATA PENGANTAR v

DAFTAR ISI viii

DAFTAR TABEL xii

DAFTAR GAMBAR xv

DAFTAR NOTASI SINGKATAN xviii

BAB I PENDAHULUAN 1

A. Latar Belakang 1

B. Rumusan Masalah 2

C. Tujuan Penulisan 2

D. Manfaat Penelitian 3

E. Batasan Masalah 3

F. Sistematis Penulisan 4

BAB II KAJIAN PUSTAKA 6

A. Bendung 6

1. Pengertian Bendung 6

2. Klasifikasi Bendung 7

3. Mercu Bendung 9
B. Analisa Curah Hujan 14
1. Pengertian Hidrologi 14
2. Analisa Distribusi Curah Hujan Wilayah 16
3. Analisa Curah Hujan Rencana 18
4. Uji Kesesuaian Distribusi 24
C. Analisa Debit Banjir Rencana 26
1. Intensitas Curah Hujan 26
2. Curah Hujan Jam-Jaman 26
3. Debit Banjir Rencana 27
D. Analisa Perencanaan Bendung 32
1. Analisa Hidrolis Bendung 32
2. Analisa Stabilitas Bendung 46
3. Pintu Penguras dan Pengambilan 55
BAB III METODOLOGI PENELITIAN 60
A. Lokasi Penelitian 60
B. Jenis Penelitian dan Sumber Data 61
1. Jenis Penelitian 61
2. Sumber Data 61
C. Tahap Penelitian 62
D. Analisis Data 63
1. Analisis Hidrologi 63

2. Dimensi Tubuh Bendung 64

E. Diagram Alir Perencanaan 66

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN 65

A. Analisa Hidrologi 65

1. Analisa Curah Hujan Wilayah 65

2. Analisa Frekuensi Curah Hujan Rencana 67

B. Perhitungan Uji Kesesuaian Disribusi 72

C. Perhitungan Debit Banjir Rancangan 77

1. Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakeyasu) 77

D. Analisa Perencanaan Bendung 84

1. Analisis Hidrolis Bendung 97

a. Menantuan Elevasi Mercu Bendung 97

b. Perencanaan Lebar Bendung 98

c. Perhitungan Elevasi Muka Air Sebelum di Bendung . 101

d. Perhitungan Elevasi Muka Air Sebelum di Bendung . 103

e. Tinggi Muka Air Diatas Mercu Bendung 106

f. Menentukan Elevasi Top Tanggul Pengaman 108

g. Kurve Pengempangan (Back Water Curve) 110

h. Perhitungan Bentuk Mercu. 111

i. Perhitungan Kolam Olak 112

j. Perhitungan Lantai Depan 117

E. Kontrol Stabilitas Bendung Bajo 124
1. Perhitungan Stabilitas Bendung saat Air Normal 124
a. Akibat Gaya Berat Sendiri 124
b. Akibar Gaya Gempa 126
c. Akibat Hidrostatis 129
d. Akibat Uplift Pressure 129
e. Akibat Gaya Tekan Lumpur 138
2. Perhitungan Stabilitas Bendung saat Air Banjir 141
a. Akibat Gaya Berat Sendiri 141
b. Akibar Gaya Gempa 143
c. Akibat Hidrostatis 146
d. Akibat Uplift Pressure 149
Akibat Gaya Tekan Lumpur 157
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN 179
A. Kesimpulan 179
B. Saran 179
DAFTAR PUSTAKA
GAMBAR
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 1 Kesimpulan Jenis Distribusi 20

Tabel 2 Harga G Pada Distribusi Log Pearson III (Untuk Cs Positif) 22

Tabel 3 Harga G Pada Distribusi Log Pearson III (Untuk Cs Negatif) 23

Tabel 4 Nilai dari Chi – Kuadrat 25

Tabel 5 Hitungan Hidograf Banjir Cara Superposisi 32

Tabel 6 Menentukan Elevasi Mercu Bendung 34

Tabel 7 Harga-harga Koefisien Konstraksi Pilar (Kp) 35

Tabel 8 Harga-harga Koefisien Konstraksi Pangkal Beundung (Ka) 36

Tabel 9 Harga-Harga Perkiraan untuk Koefisien Gesekan 54

Tabel 10 Pembagian Daerah Aliran *(Polygon Thiessen)* 65

Tabel 11 Data Curah Hujan Harian Maksimum pada Tanggal, Bulan, dan Tahun Kejadian yang sama 66

Tabel 12 Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata 67

Tabel 13 Analisa Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian 68

Tabel 14 Distribusi Frekuensi Metode Log Pearson Type III 69

Tabel 15 Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Type III 70

Tabel 16 Resume Curah Hujan Rencana 71

Tabel 17 Syarat Penggunaan Jenis Distribusi/sebaran Frekuensi 71

Tabel 18 Data dan Probabilitas untuk Distribusi Log Pearson Type III 72

Tabel 19 Uji Kesesuaian Distribusi Metode Chi-Kuadrat 74

Tabel 20 Intensitas Curah Hujan Jam-Jaman dan Ratio 75

Tabel 21 Rekap Perhitungan Curah Hujan Efektif 76

Tabel 22 Waktu Lengkung Higrograf Nakayasu 78
Tabel 23 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu .. 80
Tabel 24 Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu .. 81
Tabel 25 Rekapitulasi Perhitungan Debit Banjir Rencana 83
Tabel 26 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 85
Tabel 27 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 87
Tabel 28 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 89
Tabel 29 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 91
Tabel 30 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 93
Tabel 31 Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H) 95
Tabel 32 Menentukan Elevasi Mercu Bendung 97
Tabel 33 Harga-harga Koefisien Konstraksi Pilar (Kp) 99
Tabel 34 Harga-harga Koefisien Konstraksi Pangkal Bendung (Ka) 99
Tabel 35 Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Sebelum dibendung 102
Tabel 36 Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Setelah dibendung 104
Tabel 37 Perhitungan Aliran di Atas Mercu Bendung 107
Tabel 38 Panjang Rembesan Tanpa Lantai Muka Bendung Bajo 120
Tabel 39 Perhitungan Gaya Berat Sendiri 122
Tabel 40 Perhitungan Momen Guling Akibat Gaya Gempa 126
Tabel 41 Gaya Uplift Pressure Setiap Titik Pada Saat Air Normal 130
Tabel 42 Gaya dan Momen Uplift Horizontal Pada Saat Air Normal 132
Tabel 43 Momen dan Gaya Uplift Vertikal pada Saat Air Normal 134
Tabel 44 Resume Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Saat Air Normal 140

Tabel 45 Perhitungan Gaya Berat Sendiri 141
Tabel 46 Perhitungan Momen Guling Akibat Gaya Gempa 143
Tabel 47 Perhitungan Gaya Hidrostatis Horizontal Saat Air Banjir 146
Tabel 48 Perhitungan Gaya Hidrostatis Vertikal Saat Air Banjir 147
Tabel 49 Gaya Uplift Pressure Setiap Titik Pada Saat Air Banjir 149
Tabel 50 Gaya dan Momen Uplift Horizontal pada Saat Air Banjir 151
Tabel 51 Perhitungan Gaya dan Momen Uplift Pressure Saat Air Banjir 154
Tabel 52 Resume Gaya-Gaya yang Bekerja pada Saat Air Banjir 110
Tabel 53 Syarat Kestabilan Tanpa Gempa 174
Tabel 54 Syarat Kestabilan dengan Gempa 175
Tabel 55 Data hasil perencanaan terdahulu 176
Tabel 56 Data hasil perencanaan baru 177

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 Bentuk-bentuk Mercu 10

Gambar 2 Siklus Hidrologi 15

Gambar 3 Poligon Thiessen 18

Gambar 4 Hubungan Antara Hujan Efektif dengan Limpasan Langsung 28

Gambar 5 HSS nakayasu 31

Gambar 6 Lebar Efektif Bendung 35

Gambar 7 Tinggi Muka Air diatas Bendung 37

Gambar 8 Tekanan Pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H1/r 37

Gambar 9 Harga-harga Koefisien C0 untuk Bendung Ambang Bulat Sebagai Fungsi Perbandingan H1/p 38

Gambar 10 Koefisien C1 sebagai Fungsi Perbandingan p/H1 38

Gambar 11 Harga-harga Koefisien C2 Perbandingan P/H1 39

Gambar 12 Faktor Pengurangan Aliran Tenggelam sengai Fungsi 39

Gambar 13 Sketsa Kolam Olak 41

Gambar 14 Kolam Olakan Datar Tipe IV 43

Gambar 15 Lantai Muka Bendung 44

Gambar 16 Kurve Pengempangan 46

Gambar 17 Gaya Berat Sendiri 47

Gambar 18 Gaya Gempa Pada Bendung 48

Gambar 19 Gaya Hidrostatis Kondisi Air Normal 50

Gambar 20 Gaya Hidrostatis Kondisi Air Banjir 50
Gambar 21 Gaya Tekan Lumpur Bendung 51
Gambar 22 Gaya Angkat (Uplift Pressure) 52
Gambar 23 Penguras 59
Gambar 24 Lokasi Kegiatan Pada Peta Sulawesi Selatan 60
Gambar 25 Diagram Alir Penelitian 64
Gambar 26 Grafik Uji Kesesuaian Distribusi Log Person Type III 73
Gambar 27 Grafik Pola Distribusi Hujan 77
Gambar 28 Grafik Hidrograf Hujan Rancangan Nakayasu 79
Gambar 29 Grafik Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu 82
Gambar 30 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 86
Gambar 31 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 88
Gambar 32 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 90
Gambar 33 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 92
Gambar 34 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 94
Gambar 35 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 96
Gambar 36 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 103
Gambar 37 Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) 105
Gambar 38 Perhitungan Muka air pada bendung Bajo 109
Gambar 39 Kurve Pengempangan 110
Gambar 40 Skets Mercu Bendung 111
Gambar 41 Perhitungan Panjang Rembesan Bendung Bajo 119
Gambar 42 Sketsa Potongan Kolam Olak 122

Gambar 43 Stabilitas Berat Sendiri dan Gaya Gempa Pada Saat Air Normal 128
Gambar 44 Stabilitas Terhadap Gaya Hidrostatis Saat Air Normal..... 137
Gambar 45 Stabilitas Terhadap Uplift Pressure Pada Saat Air Normal .. 139
Gambar 46 Stabilitas Akibat Tekanan Lumpur Pada Saat Air Normal ... 145
Gambar 47 Stabilitas Terhadap Gaya Hidrostatis Saat Air Banjir 148
Gambar 48 Stabilitas Terhadap Uplift Pressure Pada Saat Air Banjir 156
Gambar 49 Stabilitas Akibat Tekanan Lumpur Pada Saat Air Banjir ... 158

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

DAFTAR NOTASI SINGKATAN

Notasi		Definisi dan Keterangan
S	:	Standar Deviasi
Cv	:	Koefisien Varian
Cs	:	Koefisien Skewness
Ck	:	Pengukuran Kurtosis
Sx	:	Simpanan Baku
T	:	Kala Ulang Tahun
Dk	:	Derajad Kebebasan
K	:	Banyaknya Kelas
Rt	:	Intensitas Hujan Rerata
t	:	Waktu Konsentrasi Hujan
T	:	Waktu Mulai Hujan
Qp	:	Debit Puncak Banjir
C	:	Koefisien Pengaliran
A	:	Luas Daerah Aliran Sungai
Re	:	Hujan Satuan
T_p	:	Waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir
t_g	:	Waktu antara hujan sampai debit puncak banjir
α	:	Parameter Hidrograf
tr	:	Satuan Waktu Hujan
Q_t	:	Debit Banjir Periode Ulang Tertentu

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

β	:	Koefisien Reduksi
q_n	:	Intensitas Hujan yang Diperhitungkan
L	:	Panjang Sungai
R	:	Curah Hujan Maksimum
q_t	:	Debit Persatuan Luas
B.eff	:	Lebar Efektif Bendung
B total	:	Lebar Total Bendung
H_1	:	Tinggi Air di Atas Ambang
b	:	Lebar Total Penguras
kp	:	Koefisien Kontraksi Pilar
ka	:	Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung
Q	:	Debit Banjir Rencana
V	:	Kecepatan Aliran
A	:	Luas Penampang Basah
O	:	Keliling Basah
R	:	Jari-Jari Hidrolis
n	:	Angka Kekasaran Manning
m	:	Kemiringan Talud
I	:	Kemiringan Sungai
H	:	Tinggi Muka Air
H1	:	Tinggi Energi di Atas Mercu
cd	:	Koefisien Debit (co x c1 x c2)
g	:	Gravitasi Bumi

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

V_1	:	Kecepatan Awal Loncatan
Fr	:	Bilangan Froude
y_1	:	Kedalaman Air Awal Loncatan
y_2	:	Tinggi Air di Atas Ambang
T min	:	Tinggi Air Minimum di Olakan
hc	:	Tinggi Air Kritis di Atas Mercu
Lj	:	Panjang Olakan
L_{dp}	:	Panjang Lantai Depan
L_{pl}	:	Panjang Rayapan Total
L_{ada}	:	Panjang Rayapang yang Ada
C	:	Koefisien Rayapan
L	:	Panjang Rayapan
ΔH	:	Kehilangan Tekanan
L_V	:	Panjang Rayapan Vertical
L_H	:	Panjang Rayapan Horisontal
n	:	Tinggi Ambang Hilir
Z	:	Kedalaman air pada jarak x dari bendung
f	:	Koefisien Geser
Px	:	Gaya Angkat pada titik x
L	:	Panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah
Lx	:	Jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai titik x
ΔH	:	Beda Tinggi Energi
Hx	:	Tinggi Energi di Hulu Bendung

Ps	:	Gaya Tekan Lumpur
Ux	:	Gaya Uplift Pressure
Hx	:	Tinggi Titik dari Muka Air di Muka Bendung
Lx	:	Panjang Bidang Kontrol sampai Titik yang Ditinjau
G	:	Berat Sendiri Konstruksi
γ b	:	Berat Jenis
ϕ	:	Sudut Geser Dalam
γ w	:	Berat Jenis Air
Σ MT	:	Jumlah Momen Tahan
Σ MG	:	Jumlah Momen Guling
$\bar{e}$	:	Exentrisitas Izin
SF	:	Faktor Keamanan
Σ V	:	Jumlah Gaya Vertikal
Σ H	:	Jumlah Gaya Horisontal
e	:	Exentrisitas

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang

Bendung adalah suatu bangunan air dengan kelengkapan yang dibangun melintang sungai atau saluran yang sengaja dibuat untuk meninggikan taraf muka air atau untuk mendapatkan tinggi terjun, sehingga air dapat disadap dan dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkannya.

Bendung bajo dibangun pertama kali pada tahun 1977 dengan menggunakan bronjong yang mengalami kerusakan setiap tahun sehingga intensitas pola tanam menjadi turun. Menyadari hal tersebut pemerintah kemudian melakukan review desain pada tahun 2006 dan baru terealisasi pada tahun 2010 karena terhambat pada biaya konstruksi yang cukup besar. Pelaksanaan konstruksi selesai dan diresmikan pada tahun 2012.

Daerah irigasi bajo dengan luas areal 7,000 hektar yang terdiri dari areal sawah exsisting seluas 3,194 ha dan sawah tadah hujan seluas 2,634 hektar serta areal tambak 1,100 hektar. Kondisi saat ini secara keseluruhan yang sudah teraliri mencapai seluas 5,828 hektar belum mencapai luas areal potensial. Permasalahan yang ditemukan pada

kondisi bendung bajo saat ini yaitu terdapat lahan yang tidak teraliri sebanyak 72 hektar dan terdapat juga keretakan pada tubuh mercu bendung pada bagian hilir serta terjadi penumpukan sedimentasi di depan intake pegambilan yang mempengaruhi suplai air ke daerah irigasi bajo.

Berdasarkan ulasan diatas, maka kami akan melakukan tinjauan terhadap hidrologi dan hidrolis bendung terkait dengan judul ***"Tinjauan Perencanaan Bendung Bajo Provinsi Sulawesi Selatan"*** untuk dapat memahami dan mengetahui dalam merencanakan bendung dengan menggunakan data teknis desain bendung yang ada sebagai panduan dan sebagai parameter pembanding pada penelitian ini.

B. Rumusan Masalah

Berdasarakan latar belakang masalah diatas, maka rumusan masalah pada penelitian ini adalah :

1. Bagaimana menganalisis dimensi hidrolis bendung, struktur dan stabilitas bendung bajo?
2. Bagaimana perubahan hasil tinjauan dan desain lama bendung bajo?

C. Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah sebagaimana yang diuraikan di atas, maka tujuan penelitian sebagai berikut :

1. Menganalisis dimensi hidrolis bendung, struktur dan stabilitas bendung bajo
2. Mengetahui perubahan hasil tinjauan dan desain lama bendung bajo

D. Manfaat Penelitian

Adapun manfaat yang dapat diperoleh dari tinjauan ini, yaitu:

1. Agar dapat mengetahui analisis dimensi hidrolis bendung, struktur dan stabilitas bendung.
2. Agar dapat mengetahui perubahan hasil tinjauan dan desain lama bendung bajo.

E. Batasan Masalah

Untuk menghindari pembahasan yang luas serta memudahkan dalam penyelesaian masalah sesuai dengan tujuan yang ingin dicapai.

Batasan masalah dalam penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. Analisis dimensi hidrolis bendung, struktur dan stabilitas bendung yang meliputi tinggi mercu bendung, lebar efektif bendung, dimensi mercu, tipe dan dimensi kolam olak, pembilas atau penguras, dan kontrol stabilitas bendung.
2. Mengetahui perubahan hasil tinjauan dan desain lama bendung bajo.

F. Sistematika Penulisan

Penulisan ini merupakan susunan yang serasi dan teratur oleh karena itu dibuat dengan komposi bab-bab mengenai pokok-pokok uraian sehingga mencakup pengertian tentang apa dan bagaimana, jadi sistematika penulisan diuraikan sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN : Dalam bab ini menguraikan tentang latar belakang masalah, rumusan masalah, tujuan penelitian, manfaat penelitian, batasan masalah, dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA : Dalam bab ini menguraikan tentang kajian pustaka membahas tentang pengertian bendung, analisis hidrologi yang meliputi analisa distribusi curah hujan wilayah, analisa curah hujan rencana, analisa debit banjir rencana, kemudian dilanjutkan dengan analisa perencanaan bendung yang meliputi tata letak bendung dan pelengkapnya, kelengkapan bendung, analisa hidrolis bendung, perencanaan kolam olak, lantai depan, aliran balik dan perancanaan bangunan penguras.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN : Merupakan bab yang menjelaskan bagaimana alur penyusunan tugas akhir ini, mulai dari proses pengumpulan data, proses pengolahan data, dan analisis yang sesuai dengan kebutuhan. Dengan pengolahan data dan analisis yang sesuai akan diperoleh variabel-vanabel yang nantinya akan digunakan untuk melakukan tinjauan bendung bajo.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN : Merupakan bab yang menjelaskan tentang analisis data hidrologi, desain hidrolis bendung, desain hidrolis bangunan penguras.

BAB V PENUTUP : Merupakan bab yang berisi tentang kesimpulan yang diperoleh dari hasil tinjauan, serta saran-saran dari penulis yang berkaitan dengan faktor pendukung dan faktor penghambat yang dialami selama penelitian berlangsung, yang tentunya diharapkan agar penelitian ini berguna untuk ilmu aplikasi kerekayasaan khususnya bangunan air dan dijadikan acuan untuk penelitian selanjutnya.

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

A. Bendung

1. Pengertian Bendung

Bendung adalah bangunan air beserta kelengkapannya yang dibangun melintang sungai untuk meninggikan taraf muka air sehingga dapat dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkan. Fungsi utama dari bendung adalah untuk meninggikan elevasi muka air dari sungai yang dibendung sehingga air bisa disadap dan dialirkan ke saluran lewat bangunan pengambilan (intake structure), dan untuk mengendalikan aliran, angkutan sedimen dan geometri sungai sehingga air dapat dimanfaatkan secara aman, efisien, dan optimal.

Secara umum bangunan bendung adalah bagian dari bangunan utama yang diperlukan untuk memungkinkan dibelokannya air sungai ke jaringan irigasi, dengan jalan menaikkan muka air di sungai, sehingga air dapat disadap dan dialirkan secara gravitasi ke tempat yang membutuhkannya. Bendung sebagai pengatur tinggi muka air dapat dibedakan menjadi *bendung pelimpah* dan *bendung gerak*. Bendung pelimpah yang dibangun melintang di sungai, akan memberikan tinggi muka air minimum kepada intake untuk keperluan irigasi. Merupakan penghalang selama terjadi banjir dan dapat menyababkan genangan di udik bendung.

Bendung pelimpah terdiri antara lain *tubuh bendung* dan *mercu bendung*. Tubuh bendung merupakan ambang tetap yang berfungsi untuk meninggikan taraf muka air sungai. Mercu bendung berfungsi untuk mengatur tinggi air minimum, melewatkan debit banjir, dan untuk membatasi tinggi genangan yang akan terjadi di udik bendung. (Eman Mawardi, 2010.)

2. Klasifikasi Bendung

Klasifikasi bendung berdasarkan fungsinya, tipe strukturnya dan berdasarkan sifatnya.

Bendung berdasarkan fungsinya dapat klasifikasikan menjadi:

a. Bendung penyadap

Bendung ini digunakan sebagai penyadap aliran sungai untuk berbagai keperluan seperti untuk irigasi, air baku dan sebagainya.

b. Bendung pembagi banjir

Bendung ini dibangun di percabangan sungai untuk mengatur muka air sungai, sehingga terjadi pemisahan antara debit banjir dan debit rendah sesuai dengan kapasitasnya.

c. Bendung penahan pasang

Bendung ini dibangun dibagian sungai yang dipengaruhi pasang surut air laut antara lain untuk mencegah masuknya air asin.

Bendung berdasarkan tipe strukturnya:

a. Bendung tetap

Bendung tetap adalah bendung yang terdiri dari ambang tetap, sehingga muka air banjir tidak dapat diatur elevasinya. Pada umumnya dibangun pada ruas sungai hulu dan di tengah.

b. Bendung gerak

Bendung gerak ini dapat digunakan untuk mengatur tinggi dan debit air sungai dengan pembukaan pintu-pintu yang terdapat pada bendung tersebut. Bendung gerak ini pada umumnya dibangun pada hilir sungai atau muara.

c. Bendung kombinasi

Bendung ini berfungsi ganda, sebagai bendung tetap maupun sebagai bendung gerak.

d. Bendung kembang kempis (Karet)

Bendung berdasarkan dari segi sifatnya.

a. Bendung permanen

Bendung ini seperti bendung pasangan batu, beton, dan kombinasi beton dan pasangan batu.

b. Bendung semi permanen, seperti bendung bronjong.

c. Bendung darurat

Yang dapat dibuat oleh masyarakat pedesaan seperti bendung tumpukan batu dan sebagainya. (Eman Mawardi, 2010)

3. Mercu Bendung

Mercu bendung yaitu bagian teratas tubuh bendung dimana aliran dari udik dapat melimpah ke hilir. Fungsinya sebagai penentu tinggi muka air minimum di sungai bagian udik bendung, sebagai pengampang sungai dan sebagai pelimpah aliran sungai. Letak mercu bendung bersama-sama tubuh bendung diusahakan tegak lurus arah aliran sungai agar aliran yang menuju bendung merata.

a. Bentuk Mercu Bendung

Bentuk mercu bendung tetap yaitu sebagai berikut:

1) Mercu bulat dengan satu jari-jari pembulatan,
2) Mercu bulat dengan dua jari-jari pembulatan,
3) Mercu tipe Ooge, SAF, dan
4) Mercu ambang lebar.

Untuk tipe mercu bendung di Indonesia pada umumnya digunakan dua tipe mercu, yaitu tipe ogee dan tipe bulat. Kedua bentuk mercu tersebut dapat dipakai untuk konstruksi beton maupun pasangan batu atau bentuk kombinasi dari keduanya.

1) Mercu Bulat

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Mercu bendung ini paling banyak digunakan di Indonesia. Hal ini dikarenakan:

a) Bentuknya sederhana sehingga muda dalam pelaksanaanya.

b) Mempunyai bentuk mercu yang besar, sehingga lebih tahan terhadap benturan batu gelundung, bongkah dan sebagainya.

c) Tahan terhadap abrasi, karan mercu bendung di perkuat oleh pasangan batu candi dan beton.

d) Pengaruh kavitasi hampir tidak ada atau tidak begitu besar asalkan radius mercu bendung memenuhi syarat minimum yaitu 0,7 H<R<H.

Gambar 1. Bentuk-bentuk mercu

(Sumber: Standar perencanaan irigasi KP-02 1986)

b. Tinggi Mercu Bendung

Tinggi mercu bendung (P) yaitu ketinggian antar elevasi lantai udik/dasar sungai di udik bendung dan elevasi bendung. Dalam penentuan ketinggian mercu bendung berdasarkan pengalaman dengan pertimbangan stabilitas bendung. Dalam menentukan tinggi mercu maka harus dipertimbangkan terhadap:

1) Kebutuhan penyadapan untuk memperoleh debit dan tinggi tekanan,
2) Kebutuhan tinggi energi untuk pembilas,
3) Tinggi muka air genangan yang akan terjadi,
4) Kesempurnaan aliran pada bendung.

c. Lebar Mercu Bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkalnya (*abutment*) dan sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Lebar maksimum bendung sebaiknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil.

Dalam penentuan lebar mercu bendung, maka harus diperhitungkan terhadap:

1) Kemampuan melewatkan debit desain dengan tinggi jagaan yang cukup
2) Batasan tinggi muka air genangan maksimum yang di ijinkan pada debit desain

Lebar maksimum bendung hendaknya tidak lebih dari 1,2 kali lebar rata- rata sungai pada ruas yang stabil. Untuk sungai-sungai yang menyangkut bahan sedimen kasar yang berat, lebar bendung tersebut disesuaikan lagi terhadap lebar rata-rata sungai, yakni jangan diambil 1,2 kali lebar sungai bendung.(Erman Mawardi, 2010.)

d. Penentuan Elevasi Mercu Bendung

1) Pertimbangan dan kriteria penentuan elevasi mercu

Elevasi mercu bendung ditentukan berdasarkan beberapa pertimbangan:

a) Elevasi sawah tertinggi yang akan diairi,
b) Keadaan tinggi air disawah
c) Kehilangan tekanan mulai dari intake sampai dengan saluran tersiaer ditambah kehilangan tekanan akibat eksploitasi,
d) Tekanan diperlukan agar dapat membilas sedimen diunderslice dan kantong sedimen.
e) Pengaruh elevasi mercu bendung bendung terhadap panjang bendung untuk mengalirkan debit banjir rencana.
f) Untuk mendapatkan aliran sempurna.

Kriteria lain yang harus dipenuhi dalam penentuan elevasi mercu bendung antara lain yaitu:

a) Harus terpenuhi pencapaian pengaliran air keseluruh wilayah pengaliran.
b) Perkiraan respon morfologi sungai dibegian udik dan hilir terhadap bendung dan elevasi tersebut.
c) Kestabilan bangunan secara keseluruhan, biaya pembanguanan, dengan tidak menutup kemungkinan pemilihan lokasi lain.

2) Langkah penentuan elevasi mercu bendung

Dalam penentuan elevasi mercu bendung dapat dilakukan langkah kegiatan sebagai berikut:

a) Menetapkan elevasi sawah tertinggi yang akan di airi, tinggi muka air disawah dan diseluran irigasi hingga mendapatkan tinggi muka air dibangunan bagi pertama.

b) Menghitung kebutuhan tinggi tekanan untuk mengalirkan air dari intake ke bangunann ukur dank e bangunan bagi pertama ke saluran sekunder, tersier dan sawah dengan memperhatikan kehilangan tekanan akibat gesekan sepanjang saluran.

c) Menghitung kehilangan tinggi tekan pada bangunan ukur dengan memperhitungkan tipe alat ukur yang dipakai.

d) Menghitung kehilagan tinggi tekan di intake dengan memperhatikaan kehilangan tekanan akibat saringan sampah dan pintu-pintu.

e) Apabilah bendung dilengkapi dengan kantong sedimen, maka hitung tinggi elevasi muka air diawal intake berdasarkan keadaan aliran untuk pembilasan sedimen di kantong sedimen.

f) Memilih elevasi muka air di udik intake yang lebih menentukan antara hasil perhitungan untuk keperluan jaringa irigasi dan hasil perhitungan untuk keperluan pembilasan sedimen.

g) Menentukan kehilangan tinggi tekan akibat saringan sampah dan atau saringan batu yang dipasang di udik intake.

h) Menambahkan tinggi mercu sekurangnya sebesar 0,10 meter, untuk mengatasi penurunan muka air di udik mercu akibat gelombang yang timbul oleh tiupan angin dan kebocoran di pintu.

i) Mengevaluasi hasil perhitungan diatas, sehingga pada debit desain tetap terjadi aliran sempurna.

B. Analisa Curah Hujan

Pokok bahasan pertama yang perlu dikaji dalam analisis hidrologi adalah ketersediaan data hidrologi pada daerah perencanaan bendung. Selanjutnya adalah pemahaman mengenai keadaan hidrologi di daerah-daerah yang berdekatan, serta pemilihan metode-metode perkiraan hidrologi yang tepat diperlukan sangat berpengaruh terhadap hasil dan kualitas perhitungan hidrologi.

1. Pengertian Hidrologi

Hidrologi adalah ilmu yang berkaitan dengan air di bumi, baik mengenai terjadinya peredaran dan penyebarannya, sifat-sifatnya dan hubungannya dengan lingkungannya terutama dengan makhluk hidup. Penerapan ilmu hidrologi dapat dijumpai dalam beberapa kegiatan seperti perencanaan dan operasi bangunan air, penyediaan air untuk berbagai keperluan (air bersih, irigasi, perikanan, peternakan), pembangkit listrik tenaga air, pengendali banjir, pengendali erosi dan sedimentasi, transportasi air, drainase, pengendali polusi, air limbah, dan seterusnya.(Bambang Triatmodjo, 2006)

Pada dasarnya hidrologi bukan merupakan ilmu yang sepenuhnya eksak, tetapi merupakan ilmu yang memerlukan interpretasi. Pekerjaan-

pekerjaan eksperimen dalam hidrologi sangat dibatasi oleh besar kecilnya peristiwa alam dan oleh riset dalam hal-hal tertentu.

Syarat-syarat fundamental yang diperlukan adalah data-data hasil pengamatan dalam semua aspek presipitasi, limpasan (runoff), debit sungai, infiltrasi, perkolasi, evaporasi dan lain-lain. Dengan data-data tersebut dan ditunjang oleh pengalaman-pengalaman dalam banyak ilmu yang berkaitan dengan hidrologi, maka seorang ahli hidrologi akan dapat memberikan penyelesaian dalam persoalan yang menyangkut keperluan dan penggunaan air dalam hubungannya dengan perencanaan teknis bangunan-bangunan air.

Gambar 2. Siklus hidrologi

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2006)

Siklus hidrologi merupakan proses kontinyu dimana air bergerak dari bumi ke atmosfer kemudian kembali ke bumi lagi. Siklus Hidrologi

adalah suatu proses alam tentang perjalanan air yang dimulai dari hujan sampai hujan lagi atau sirkulasi air yang tidak pernah berhenti dari atmosfer ke bumi dan kembali ke atmosfer melalui kondensasi, presipitasi, evaporasi dan transpirasi.

2. Analisa Distribusi Curah Hujan Wilayah

Stasiun penakar hujan hanya memberikan kedalaman hujan dititik dimana stasiun tersebut berada, sehingga hujan pada suatu luasan harus di perkirakan dari titik pengukuran tersebut. Apabila suatu daerah terdapat lebih dari satu stasiun pengukuran yang ditempatkan secara terpencar, hujan yang tercatat di masing-masing stasiun dapat tidak sama. Dalam analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, maka dapat dilakukan dengan metode yaitu, metode polygon thissen (Bambang Triatmodjo, 2006)

a. Metode Poligon Thiesson

Metode ini memperhitungkan bobot dari masing masing stasiun yang mewakili luasan disekitarnya. Pada suatu luasan didalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun yang terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada suatu stasiun mewakili luasan tersebut. Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata. Hitungan curah hujan rerata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.(Bambang Triatmodjo, 2006)

1) Stasiun pencatat hujan digambarkan pada peta DAS yang ditinjau, termasuk stasiun hujan di luar DAS yang berdekatan.
2) Stasiun-stasiun dihubungkan dengan garis lurus (garis terputus) sehingga membentuk segitiga-segitiga, yang sebaiknya mempunyai sisi dengan panjang yang kira-kira sama.
3) Dibuat garis berat pada sisi-sisi segitiga.
4) Garis-garis berat tersebut membentuk poligon yang mengelilingi tiap stasiun. Tiap stasiun mewakili luasan yang dibentuk oleh poligon. Untuk stasiun yang berada di dekat batas DAS, garis batas DAS membentuk batas tertutup dari poligon.
5) Luas tiap poligon diukur dan kemudian dikalikan dengan kedalaman hujan di stasiun yang berada di dalam poligon.
6) Jumlah dari hitungan pada butir e untuk semua stasiun dibagi dengan luas daerah yang ditinjau menghasilkan hujan rerata daerah tersebut, yang dalam matematik mempunyai bentuk berikut:

$$\bar{R} = \frac{A_1p_1 + A_2p_2 + A_3p_3 + \ldots\ldots + A_np_n}{A_1 + A_2 + \cdots + A_n} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Dimana:

$\bar{R}$	: Hujan rerata kawasan (mm)
$A_1p_1, A_2p_2, \ldots, A_np_n$	: Hujan di stasiun 1, 2, 3, ... n (mm)
$A_1, A_2, \ldots A_n$	: Jumlah stasiun

Gambar 3. Poligon *Thiessen*

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2006)

3. Analisa Curah Hujan Rencana

Penentuan curah hujan harian maksimum ini digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana dengan analisis frekuensi untuk perhitungan debit banjir dengan kala ulang tertentu. Curah hujan harian maksimum rerata daerah mengacu pada curah hujan harian meksimum stasiun terpilih atau yang mewakili pada daerah aliran sungai tersebut.

Tidak semua variat dari variabel hidrologi sama dengan nilai reratanya, tetapi ada yang lebih besar atau lebih kecil. Besarnya derajad sebaran varian disekitar nilai reratanya disebut varian (*variance*) atau penyebaran (*dispersi, dispersion*). Adapun cara pengukuran dispersi antara lain (Bambang Triatmodjo, 2006).

a. Mengurutkan data curah hujan dari yang terbesar ke yang terkecil (Xi)

b. Menghitung harga rata-rata curah hujan maksimum ($\bar{X}$)

$$\bar{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i \quad \text{.....(3)}$$

c. Standar Deviasi (S)

Rumus:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^2} \quad \text{.....(4)}$$

d. Koefisien Varian (Cv)

Koefisien varian (*variance coefficient*) adalah nilai perbandingan antara standar deviasi dengan nilai rerata dari suatu distribusi.

Rumus:

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \quad \text{.....(5)}$$

e. Koefisien *Skewness* (Cs)

Kemencengan atau yang biasa disebut *skewness* adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidaksimetrisan (*assymetry*) dari suatu bentuk distribusi.

Rumus:

$$Cs = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3}\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^3 \quad \text{.....(6)}$$

f. Pengukuran Kurtosis (Ck)

Pengukuran Kurtosis menggunakan persamaan dengan rumus sebagai berikut:

Rumus:

$$Ck = \frac{n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}\sum_{i=1}^{n}(X_i - \bar{X})^4 \quad \text{.....(7)}$$

Dimana:

S : Standar deviasi

$\bar{X}$: Nilai rata-rat

n : Jumlah data

X_i : Nilai pengukuran dari suatu variat ke-i

Pemilihan jenis distribusi tergantung pada kriteria yang terapat pada tabel 3.1 sebagai berikut:

Tabel 1. Kesimpulan Jenis Distribusi

Jenis sebaran	Syarat
Normal	$C_s = 0,00$
	$C_k = 3,00$
Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$
	$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
Gumbel	$C_s = 5,4002$
Log Person Type III	Selain dari nilai di atas

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2006)

Untuk menganalisa curah hujan rencana data hidrologi yang ada dari suatu kejadian, digunakan persamaan distribusi curah hujan rencana dalam perencanaan teknis metode yang digunakan sebagai berikut:

a. Distribusi Log Person Type III

Persamaan-persamaan yang akan digunakan dalam Distribusi Log *Pearson* Tipe III yaitu:

a. Menghitung Nilai Rata-rata:

$$\overline{LogX} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(LogXi)}{n} \quad \text{.....(13)}$$

b. Menghitung Standar Deviasi:

$$Sx^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n}(Log\ Xi - Log\ Xi)^2}{n-1} \quad \text{.....(14)}$$

c. Menghitung Koefisien Kepencengan:

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{n}(Log\ Xi - Log\ Xi)^3}{(n-1)(n-2)(Sx)^3} \quad \text{.....(15)}$$

d. Menghitung Curah Hujan Rencana:

$$LogX = \overline{Log\ X} + G \times Sx \quad \text{.....(16)}$$

X = Anti Log X

Dimana:

Log X : Logaritma curah hujan yang dicari

$\overline{Log\ X}$: logaritma rerata dan curah hujan

Log Xi : Logaritma curah hujan tahun ke i

G : Konstanta Log Pearson Type III berdasarkan Koefisien Kepencengan

Sx : Simpangan baku

Cs : Koefisien kepencengan (skewness)

n : Jumlah data

Untuk harga G pada distribusi log pearson Type III untuk koefisien kepencengan positif dan negatif

Tabel 2. Harga G Pada Distribusi Log Pearson III (Untuk Cs Positif)

Cs	Kala Ulang											
	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Kemungkinan Terjadinya Banjir (%)											
	99.00	95.00	90.00	80.00	50.00	20.00	10.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.10
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	3.235
0.2	-2.175	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	3.380
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	3.525
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	3.670
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	4.105
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	4.250
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.496	2.957	3.401	4.395
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	4.540
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	4.680
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	4.820
1.3	-1.388	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.663	3.211	3.745	4.965
1.4	-1.318	-1.163	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	5.110
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	5.250
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	5.390
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	5.525
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	5.660
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	5.785
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	5.910
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	6.055
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.454	6.200
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	6.333
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	6.467
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	3.652	6.600
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	6.730
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.097	3.932	4.783	6.860
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	6.990
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909	7.120
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	7.250

Sumber : Hidrologi Teknik CD. Soemarto

Tabel 3. Harga G Pada Distribusi Log Pearson III (Untuk Cs Negatif)

Cs	Kala Ulang											
	1.0101	1.0526	1.1111	1.25	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Kemungkinan Terjadinya Banjir (%)											
	99.00	95.00	90.00	80.00	50.00	20.00	10.00	4.00	2.00	1.00	0.50	0.10
-0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	3.090
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482	2.950
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388	2.810
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294	2.675
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201	2.540
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108	2.400
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016	2.275
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.115	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926	2.150
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837	2.035
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749	1.910
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.589	1.664	1.800
-1.1	-3.087	-1.834	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581	1.713
-1.2	-3.149	-1.190	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501	1.625
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424	1.545
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351	1.465
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.318	1.351	1.373
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216	1.280
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.269	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155	1.205
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097	1.130
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044	1.065
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995	1.000
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949	0.955
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907	0.910
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869	0.874
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833	0.838
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800	0.802
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769	0.775
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741	0.748
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714	0.722
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.330	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690	0.695
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667	0.668

Sumber : Hidrologi Teknik CD, Soemarto

4. Uji Kesesuaian Distribusi

Pengujian kesesuaian distribusi ini digunakan untuk menguji apakah sebaran data memenuhi syarat untuk data perencanaan. Pengujian kesesuaian distribusi ini dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu *Chi-Kuadrat* ataupun dengan *Smirnov Kolmogorov*.

a. Uji *Chi-Kuadrat*

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2, oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. (Bambang Triatmodjo, 2006)

Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$X^2 = \sum_{i=1}^{N} \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad \text{.....(17)}$$

Dimana:

X^2 : Harga Chi-Kuadrat terhitung

N : Jumlah sub kelompok

O_f : Jumlah data pengamatan pada sub kelompok ke-i

E_f : Jumlah data teoritis pada sub kelompok ke-i

1) Nilai X^2 yang diperoleh harus lebih kecil dari X^2cr (*Chi-Kuadrat* Kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu yang sering diambil 5%. Derajad kebebasan dihitung dengan persamaan:

$$Dk = K - (\alpha + 1) \quad \text{.....(18)}$$

$$K = 1 + 3{,}3\ Log\ n \quad \text{.....(19)}$$

Dimana :

Dk : Derajad kebebasan

K : Banyaknya kelas

α : Banyaknya parameter, untuk uji *Chi-Kuadrat* adalah 2.

n : Banyaknya data

2) Bila nialai X^2 hit < X^2 cr, maka dapat disimpulkan bahwa penyimpangan yang terjadi masih dalam batas-batas yang diizinkan.

Ploting data pada kertas probabilitas dan hasil perhitungann Uji Chi-Kuadrat (X^2 – Tes) dari analisa frekuensi untuk masing-masing metode Gumbel dan Log Person Type III disajikan pada tabel serta gambar. Dan Rekapitulasi besaran curah hujan rencana untuk masing-masing metode.

Tabel 4. Nilai dari Chi – Kuadrat

DK	Probabilitas dari X^2					
	0,200	0,100	0,050	0,01	0,005	0,001
1	1.642	2.706	3.841	6.635	7.879	10.827
2	3.219	4.605	5.991	9.210	10.597	13.815
3	4.642	6.251	7.815	11.345	12.838	16.268
4	5.989	7.779	9.488	13.277	14.860	18.465
5	7.289	9.236	11.070	15.086	16.750	20.517
6	8.558	10.645	12.592	16.812	18.548	22.457
7	9.803	12.017	14.067	18.475	20.278	24.322
8	11.030	13.362	15.507	20.090	21.955	26.125
9	12.242	14.987	16.919	21.666	23.589	27.877
10	13.442	15.987	18.307	23.209	25.188	29.588
11	14.631	17.275	19.675	24.725	26.757	31.264
12	15.812	18.549	21.026	26.217	28.300	32.909
13	16.985	19.812	22.362	27.688	29.819	34.528
14	18.151	21.064	23.685	29.141	31.319	36.123
15	19.311	22.307	24.996	30.578	32.801	37.697
16	20.465	23.542	26.296	32.000	34.267	39.252
17	21.615	24.769	27.587	33.409	35.718	40.790
18	22.760	25.989	28.869	34.805	37.156	42.312
19	23.900	27.204	30.144	36.191	38.582	43.820
20	25.038	28.412	31.410	37.566	39.997	45.315

Sumber : M.M.A Shahin, Statistical Analysis in Hydrology, Volume 2, 1976, hal. 283

C. Analisa Debit Banjir Rencana

1. Intensitas Curah Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Analisis intensitas curah hujan ini dapat diproses dari data curah hujan yang telah terjadi pada masa lampau.

2. Curah Hujan Jam-Jaman

Hasil pengamatan di Indonesia hujan terpusat tidak lebih dari 7 (tujuh) jam, maka dalam perhitungann ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Sebaran hujan jam-jaman dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe, yaitu

Untuk menghitung rata-rata hujan dari awal hingga jam ke-T

$$R_t = \frac{R_{24}}{t}\left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \quad \text{.....(20)}$$

Dimana:

Rt : Intensitas hujan rerata dalam T jam (%)

R_{24} : Curah hujan efektif dalam 1 (satu) hari

t : Waktu konsentrasi hujan = 6 (enam) jam

T : Waktu mulai hujan

Berdasarkan persentase kejadian hujan terpusat diatas, maka dilakukan distribusi hujan pada setiap jam kejadian hujan tersebut

terhadap curah hujan efektif 1 (satu) hari (R_{24}). Pendekatan persamaan tersebut adalah :

$$R_T = t \cdot R_t(t-1).R_{(t-1)} \quad \text{.....(21)}$$

Dimana:

Rt : Persentase intensitas hujan rerata dalam t jam.

Rt-1 : Persentase intensitas hujan rerata dalam (t - 0.5) jam.

3. Debit Banjir Rencana

Banjir rencana adalah debit maksimum di sungai atau saluran alamiah dengan periode ulang (rata-rata) yang sudah ditentukan yang dapat dialirkan tanpa membahayakan stabilitas bangunan.

Berdasarkan analisis curah hujan rencana dan data curah hujan harian maksimum dapat dihitung besarnya debit banjir rencana dengan kala ulang 1, 2, 5, 10, 25, 50, 100, dan 200. Perhitungann debit banjir rencana dihitung dengan metode-metode berikut:

a. Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Teori hidrograf satuan merupakan penerapan teori sistem linear dalam hidrologi. Watershed dipandang sebagai *black box* dan sistemnya ditandai oleh tanggapan *(response)* Q terhadap input tertentu.

Inputnya adalah hujan merata, yaitu hujan dengan intensitas konstan sebesar i dan durasi T yang terbagi rata di atas watershed.

Gambar 4. Hubungan Antara Hujan Efektif dengan Limpasan Langsung

(Sumber: CD. Soemarto)

Hidograf satuan suatu watershed adalah suatu limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif yang terbagi rata dalam waktu dan ruang (CD. Soemarto, 1995 : 86).

Hidrograf satuan sintetik metode DR. Nakayasu telah berulang kali diterapkan di Jawa Timur terutama pada DAS kali Brantas. Hingga saat ini hasilnya cukup memuaskan. Penggunaan metode ini memerlukan beberapa karaktenstik parameter daerah aliranya sebagai berikut :

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

Rumus hidrograf satuan sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut (Bambang Triatmodjo, 2006) :

$$Qp = \frac{C.A.Re}{3.6(0.3Tp+T_{0.3})} \quad \text{.....(22)}$$

Untuk menghitung Tp dan $T_{0.3}$ digunakan rumus

$Tp = t_g + 0{,}8\ tr$ .....(23)

Jika panjang sungai > 15 Km maka

$t_g = 0{,}4 + 0{,}058\ L$ .....(24)

Jika Panjang sungai < 15 Km maka

$t_g = 0{,}21\ L^{0.7}$ .....(25)

$T_{0.3} = \alpha . tg$ .....(26)

$t_r = 0{,}5\ t_g$ sampai t_g

Dimana :

Qp : Debit puncak banjir (m^3/det)

C : Koefisien pengaliran

A : Luas daerah aliran sungai (km^2)

Re : Hujan satuan (1 mm)

T_p : Waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$: Waktu dari puncak banjir sampai 0,30 kali debit puncak (jam)

t_g : Waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam)

α : Parameter hidrograf

tr : Satuan waktu hujan (1jam)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Persamaan hidrograf satuannya adalah sebagai berikut :

a. Keadaaan kurva naik ($0 \leq t < Tp$) :

$$Qt = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \quad \text{.....(27)}$$

dimana,

Q_P = Limpasan sebelum mencari debit puncak (m^3)

t = Waktu (jam)

b. Waktu turun

a. Pada kurva turun ($T_p \leq t < (T_p + T_{0.3})$

$$Qt = Q_p \times 0.3^{\left[\frac{t - T_p}{T_{0.3}}\right]} \quad \text{.....(28)}$$

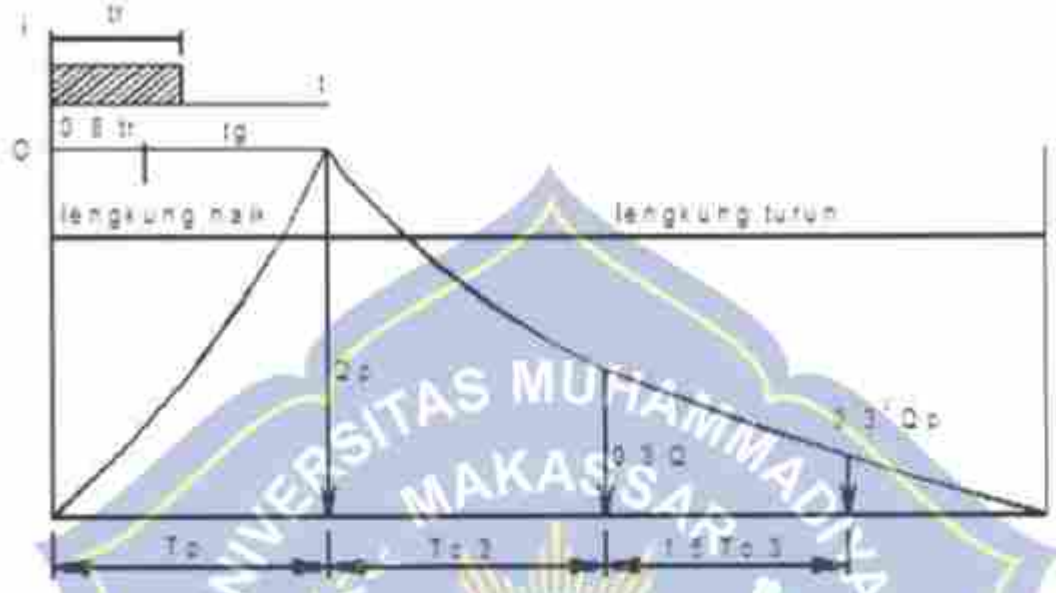
b. Pada kurva turun ($Tp + T_{0.3} \leq t < T_p + T_{0.3} + 1.5\, T_{0.3}$)

$$Qt = Q_p \times 0.3^{\left[\frac{t - T_p + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}}\right]} \quad \text{.....(29)}$$

c. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0.3} + 1.5\, T_{0.3}$)

$$Qt = Q_p \times 0.3^{\left[\frac{t - T_p + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}}\right]} \quad \text{.....(30)}$$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN



Gambar 5. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: Bambang Triatmodjo, 2006)

Rumus di atas merupakan rumus empiris, maka penerapannya terhadap suatu daerah aliran harus didahului dengan suatu pemilihan parameter-parameter yang sesuai yaitu Tp dan α, dan pola distribusi hujan agar didapatkan suatu pola hidrograf yang sesuai dengan hidrograf banjir yang diamati.

Dari hasil perhitungann hidograf satuan dengan parameter yang telah dikalibrasi sesuai dengan banjir pengamatan, maka hidograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_k = U_1.R_1 + U_2.R_{1-1} + U_3.R_{1-2} + \ldots\ldots + U_n.R_{n-1} + B_1 \qquad (31)$$

Dimana :

Q_k : Ordinat hidograf banjir pada jam ke-k

U_n : Ordinat hidograf satuan

R_i : Hujan netto pada jam ke-i

B_f : Aliran dasar (Base flow)

Rumus di atas dalam bentuk tabel dapat disajikan sebagai berikut :

Tabel 5. Hitungan Hidograf Banjir Cara Superposisi

Hidograf Satuan	R_1	R_2	...	R_m	Aliran Dasar	Debit
(m^3/dt/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/dt)	(m^3/dt)
q_1	$q_1 . R_1$	-	-	-	B_f	Q_1
q_2	$q_2 . R_1$	$q_1 . R_2$	-	-	B_f	Q_2
q_3	$q_3 . R_1$	$q_2 . R_2$	$q_1 . ...$	-	B_f	Q_3
q_4	$q_4 . R_1$	$q_3 . R_2$	$q_2 . ...$	$q_1 . R_m$	B_f	Q_4
q_5	$q_5 . R_1$	$q_4 . R_2$	$q_3 . ...$	$q_2 . R_m$	B_f	Q_5
...	...	$q_5 . R_2$	$q_4 . ...$	$q_3 . R_m$	B_f	Q_n
q_n	$q_{n-1} . R_1$	...	$q_5 . ...$	$q_4 . R_m$	B_f	Q_{n+1}
		$q_n . R_2$	...	$q_5 . R_m$	B_f	Q_{n+2}
			$q_{n-1} . ...$	...	B_f	Q_{n+3}
				$q_n . R_m$	B_f	Q_{n+m-1}

Sumber: CD. Soemarto

D. Analisa Perencanaan Bendung

1. Analisis Hidrolis Bendung

a. Tinggi Mercu Bendung

Tinggi mercu bendung (P) dianjurkan tidak lewat dari 4,00 meter dan minimum 0,5 H. Jika P lebih dari 4,00 meter yang biasa terjadi untuk

bendung-bendung dengan lokasi sudetan maka elevasi dasar lantai udik dapat di letakkan lebih tinggi dari dasar sungai. (Emang Mawardi, 2010)

b. Perencanaan Lebar Bendung

Lebar Efektif bendung (B_{ef}) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal bendung dengan pilar, dengan persamaan berikut:

$$Be = B - 2(n.Kp + Ka)H \quad \ldots\ldots (40)$$

Dimana:

Be : Lebar efektif bendung (m)

B : Lebar total bendung (m)

K a : Koefisien kontraksi pangkal

Kp : Koefisien kontraksi pilar bendung

n : Jumlah pilar

H : Tinggi energi (m)

c. Menentuan Elevasi Mercu Bendung

Untuk menentuan elevasi mercu bendung dilakukan seperti berikut:

Tabel 6. Menentukan Elevasi Mercu Bendung

No.	Uraian	Ketinggian
1	Elevasi tertinggi Sawah yang akan diairi	X
2	Tinggi air disawah	0,10
3	Kehilangan tekanan:	
	- Dari saluran tersier ke sawah	0,10
	- Dari saluran sekunder ke tersier	0,10
	- Dari saluran induk ke sekunder	0,10
	- Akibat kemiringan saluran	0,15
	- Akibat bangunan ukur	0,40
	- Dari intake ke sal. Induk/kantong sedimen	0,20
	- Bangunan lain antara lain kantong sedimen	0,25
4	Eksploitasi	0,10
	Elevasi mercu bendung	X + 1,50 m

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

Dalam memperhitungkan lebar efektif, lebar pembilas yang sebenarnya (dengan bagian depan terbuka) sebaiknya diambil 80% dari lebar rencana untuk mengkopensasi perbedaan koefisien debit dibandingkan dengan mercu bendung itu sendiri, seperti pada gambar berikut:

$B = B1 + B2 + B3 \qquad Be = B1e + B2e + Bs$

Gambar 6. Lebar Efektif Bendung

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Harga koefisien K_p dan K_a diberikan pada tabel berikut:

Tabel 7. Harga-harga Koefisien Konstraksi Pilar (Kp)

No	Keterangan	Kp
1	Untuk pilar yang berujung segi empat dengan sudut- sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1 dari tebal pilar	0.02
2	Untuk pilar berujung bulat	0.01
3	Untuk pilar berujung runcing	0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Tabel 8. Harga-harga Koefisien Konstraksi Pangkal Bendung (Ka)

No	Keterangan	Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran	0.2
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran dengan 0.5 H1 > r > 0.15 H1	0.1
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana r > 0.5H1 dan tembok hulu tidak lebih dari 45^0 ke arah aliran	0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

d. Tinggi Muka Air Diatas Mercu Bendung

Tinggi muka air diatas mercu dapat dihitung dengan persaman tinggi energi pada debit , untuk ambang bulat yaitu

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_e \cdot H^{3/2} \quad \text{.....(41)}$$

Dimana :

Q : Debit rencana(m^3/dt)

C_d : Koefisien debit (C_0 . C_1 . C_2)

g : Percepatan gravitasi (m/dt^2)

B_e : lebar efektif mercu, (m)

H : Tinggi energi di atas mercu (m)

Pada Gambar 9 dapat dilihat tampak bahwa jari-jari mercu bendung pasangan batu akan berkisar antara 0,3 sampai 0,7 kali Hmaks dan untuk

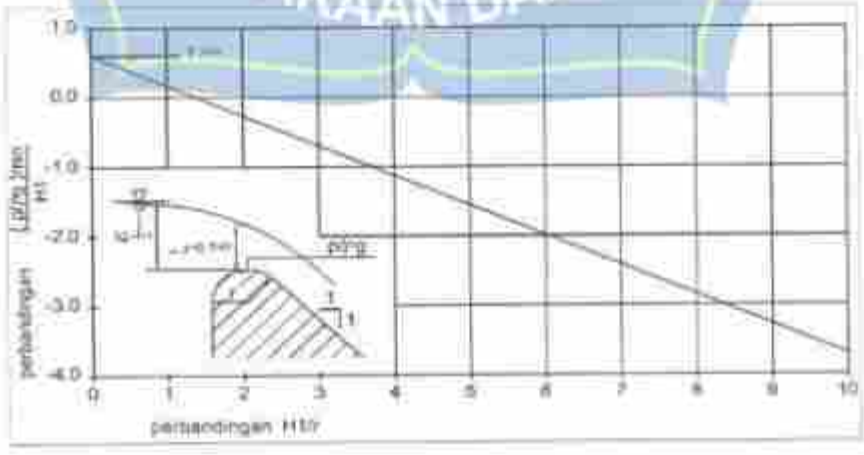
mercu bendung beton dari 0,1 sampai 0,7 kali Hmaks.

Tekanan pada mercu adalah fungsi perbandingan antara H1 dan r (H1/r). Untuk bendung dengan dua jari-jari (R2), jari-jari hilir akan digunakan untuk menentukan harga koefisien debit.

Gambar 7. Tinggi muka air diatas bendung

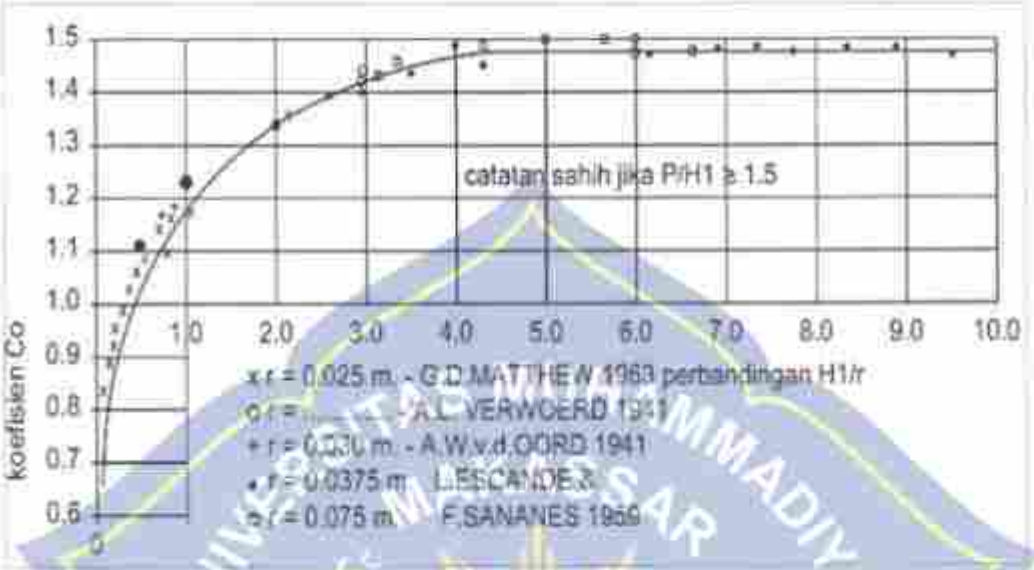
(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

Untuk menghindari bahaya kavitasi lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi (sampai – 4 m) tekanan air jika mercu terbuat dari beton; untuk pasangan batu tekanan subatmosfir sebaiknya dibatasi (sampai –1 m) tekanan air.



Gambar 8. Tekanan Pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan H1/r

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

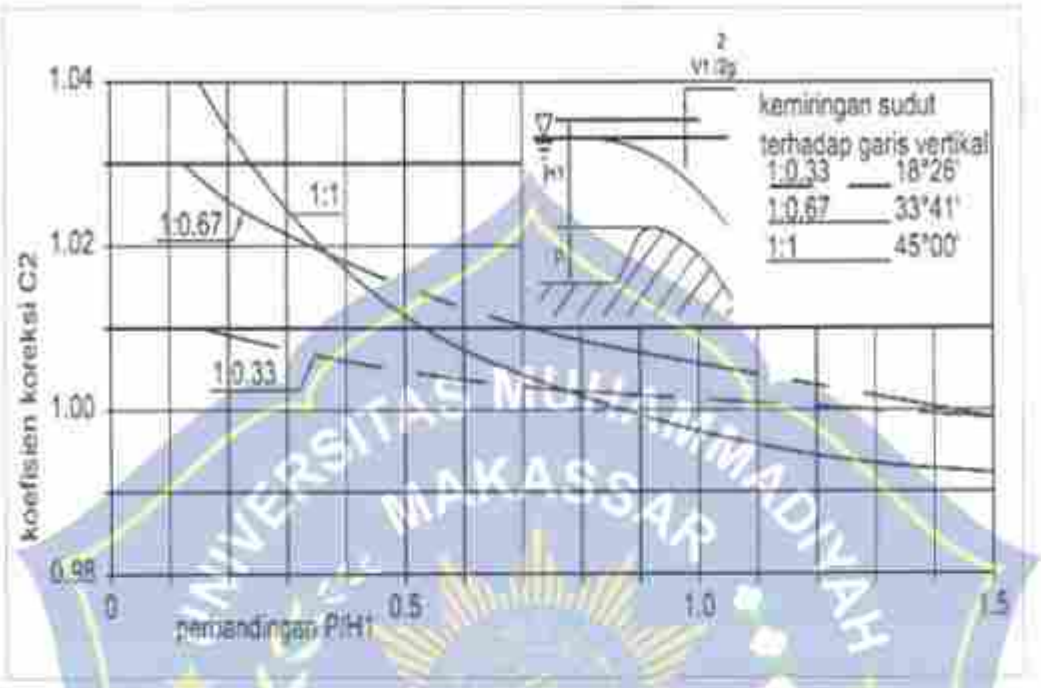


Gambar 9. Harga-harga Koefisien C0 untuk Bendung Ambang Bulat Sebagai Fungsi Perbandingan H1/ρ

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

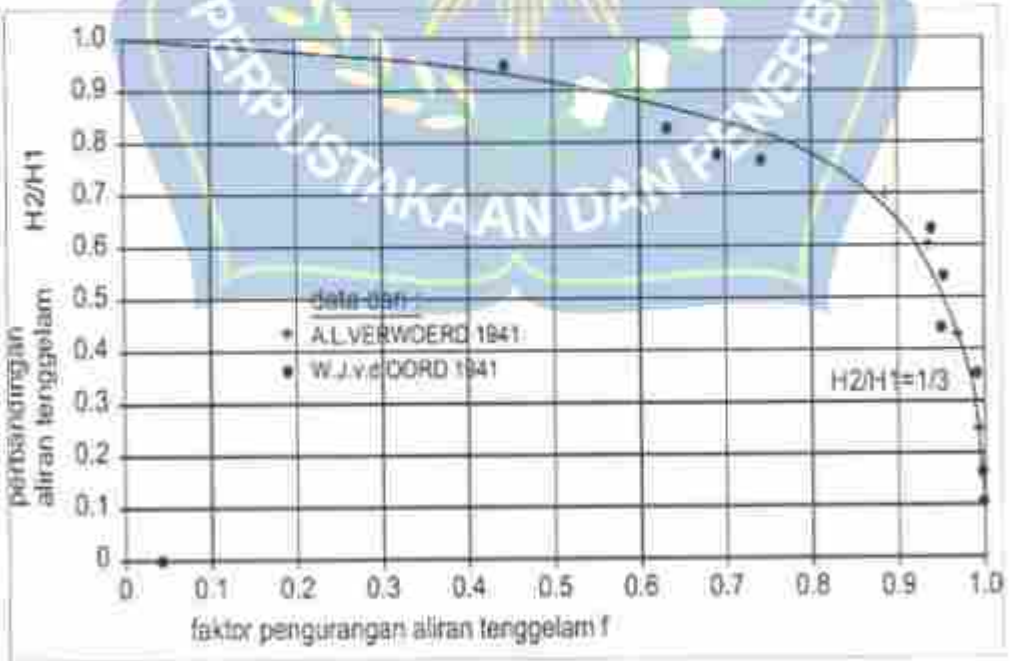
Gambar 10. Koefisien C1 sebagai Fungsi Perbandingan P/H1

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)



Gambar 11. Harga-harga Koefisien C2 Perbandingan P/H1

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)



Gambar 12. Faktor Pengurangan Aliran Tenggelam sebagai Fungsi

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Koefisien debit Cd adalah hasil dari :

1) C_o yang merupakan fungsi H_1/r (lihat Gambar 11)
2) C_1 yang merupakan fungsi P/H_1 (lihat Gambar 12)
3) C_2 yang merupakan fungsi P/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung Menurut USBR 1960 (lihat Gambar 13)

e. Peredam Energi

Aliran di atas bendung di sungai dapat menunjukkan berbagai perilaku di sebelah bendung akibat kedalaman air yang ada h_2. Gambar 3.14 menyajikan kemungkinan-kemungkinan yang terjadi dari pola aliran di atas bendung.

Kasus A menunjukkan aliran tenggelam yang menimbulkan sedikit saja gangguan di permukaan berupa timbulnya gelombang. Kasus B menunjukkan loncatan tenggelam yang lebih diakibatkan oleh kedalaman air hilir yang lebih besar daripada oleh kedalaman konjugasi. Kasus C adalah keadaan loncat air di mana kedalaman air hilir sama dengan kedalaman konjugasi loncat air tersebut. Kasus D terjadi apabila kedalaman air hilir kurang dari kedalaman konjugasi, dalam hal ini loncatan akan bergerak ke hilir.

Semua tahap ini bisa terjadi di bagian hilir bendung yang di bangun di sungai. Kasus D adalah keadaan yang tidak boleh terjadi, karena loncatan air akan menghempas bagian sungai yang tak terlindungi dan umumnya menyebabkan penggerusan luas.

Aliran yang telah melewati mercu pelimpah mempunyai kecepatan yang sangat tinggi dengan kondisi aliran sangat kritis. Dalam kondisi ini dapat menimbulkan kerusakan yang berupa penggerusan pada bagian belakang pelimpah. Hal ini akan sanggat berpengaruh terhadap stabilitas bendung tersebut.

Gambar 13. Sketsa kolam olak

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

Untuk menghindari hal tersebut, perlu upaya untuk merubah kondisi aliran superkritis menjadi sub kritis, yaitu dengan jalan meredam energy aliran tersebut melalui bangunan kolam olak. Pemilihan kolam olak harus dengan mempertimbangkan kondisi hidrolis yang dapat dijelaskan dengan bilangan Froude dan kedalaman air hilir, kondisi air sungai dan tipe sedimen yang diangkut sungai.

Bendung sungai yang hanya menngangkut bahan-bahan sedimen halus dapat direncanakan dengan kolam olak loncatan air yang diperpendek dengan menggunakan blok-blok haling.

Adapun type kolam olak datar mempunyai berbagai variasi dan yang digunakan dalam penelitian ini kolam olakan datar type IV. Adapun type tersebut adalah:

1) Kolam olakan datar type IV

Prinsip kerja kolam olakan type ini sama dengan kolam olakan type III, tetapi memiliki karakteristik yang berbeda. Kolam olakan datar tipe IV secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:

a) Aliran dengan tekanan hidrostatis yang rendah (Fw < 60 m)
b) Debit yang dialirkan relatif besar (debit spesifik q > 18,5 m^3/dut/m)
c) Bilangan Froude di akhir saluran peluncur 2,5 s/d 4,50.

Karakteristik type ini:

a) Lebih cocok untuk aliran air dengan tekanan hidrostatis yang rendah dan dengan debit yang besar per unit lebar yaitu untuk aliran dalam kondisi superkritis (bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5).
b) Biasanya digunakan untuk pelimpah pada bendungan urugan yang sangat rendah atau pada Bandung penyadap, Bandung-konsolidasi, Bandung penyangga, dll.
c) Berhubung peredam energi untuk aliran dengan angka Fraude antara 2,5 s/d 4,5 umumaya sangat sukar, karena getaran hidrolis yang timbul pada aliran tersebut tidak dapat dicegah secara sempurna, maka apabila keadaannya memungkinkan, sebaiknya

lebar kolam diperbesar agar bilangan Froudenya berada di luar angka-angka tersebut.

Gambar 14 Kolam olakan datar tipe IV

(Sumber: I Made Kamiana, 2011)

f. Lantai Depan

Perhitungan panjang lantai depan dilakukan dengan cara seperti berikut:

1) Panjang rayapan (creep line) harus cukup panjang untuk memperkecil aliran bawah (see page)
2) Tentukan dengan cara perkiraan awal bentuk fundasi bendung dan panjang lantai udik
3) Hitung panjang udik yang dibutuhkan
4) Jika panjang lantai udik hasil perhitungan lebih panjang daripada yang dibutuhkan maka hasil perhitungan sudah memadai.
5) Jika diperoleh sebaiknya maka ulangi perhitungan.

Rumus yang dapat digunakan:

$$L_{dp} = L_{pl} - L_{ada} \quad \text{.....(42)}$$

$$L_{pl} = C - \Delta H \quad \text{.....(43)}$$

$\frac{L}{\Delta H} = C$ ..... (44)

$L_{ada} = L_v - L_H$ ..... (45)

Dimana:

L_{dp} : Panjang lantai depan (m)

L_{pl} : Panjang rayapan total (m)

L_{ada} : Panjang rayapang yang ada (m)

C : Koefisien rayapan Bligh (C=12)

L : Panjang rayapan (m)

ΔH : Kehilangan tekanan

L_v : Panjang rayapan vertical (m)

L_H : Panjang rayapan Horisontal (m)

Gambar 15. Lantai Muka Bendung

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

g. Kurva Aliran Balik (Back Water Curve)

Kurva pengempangan digunakan untuk menghitung panjang dan elevasi tanggul banjir disepanjang sungai untuk banjir dengan periode ulang yang berbeda-beda.

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Untuk menghitung kurva pengempangan dapat dikerjakan dengan metode langkah standar *(standard step method)* bila potongan melintang, kemiringan dan faktor kekerasan sungai kearah hulu lokasi bendung sudah diketahui sampai jarak yang cukup jauh. Perkiraan kurva pengempangan yang cukup akurat dan aman adalah (lihat Gambar 3.20).

$$z = h\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{.....(46)}$$

$$for \frac{h}{y} \geq 1 \; L = \frac{2h}{I} \quad \text{.....(47)}$$

$$for \frac{h}{y} < 1 \; L = \frac{y+h}{I} \quad \text{.....(48)}$$

Dimana:

y : Kedalaman air disungai tanpa bendung (m)

h : Tinggi air berhubungan adanya bendung (dimuka bendung) (m)

L : Panjang total dimana kurve pengempangan terlihat (m)

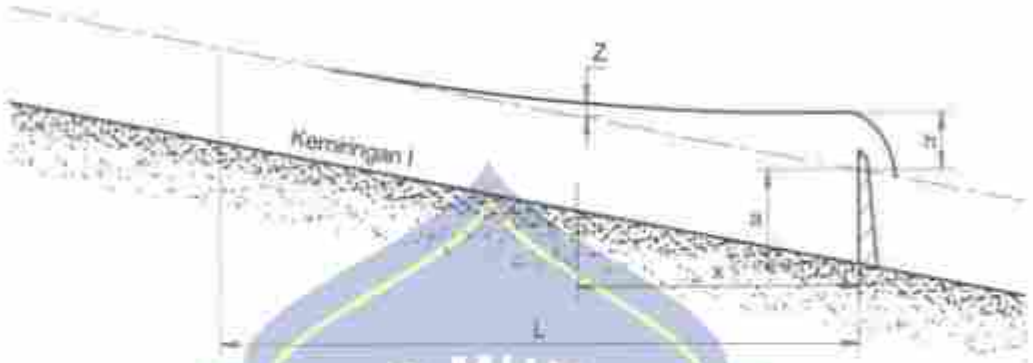
z : Kedalam air pada jarak x dari bendung (m)

x : Jarak dari bendung (m)

I : Kemiringan sungai

Akibat agradasi sungai di hulu bendung permanen, elevasi tanggul harus dicek untuk memastikan apakah tanggul itu sudah aman terhadap banjir selama umur bangunan.

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN



Gambar 16. Kurve Pengempangan

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

2. Analisa Stabilitas Bendung

Merupakan perhitungan konstruksi untuk menentukan ukuran (dimensi) bendung agar mampu menahan muatan-muatan dan gaya-gaya yang bekerja padanya dalam keadaan apa pun juga. Dalam hal ini yang terpenting adalah : Gaya Berat Sendiri, Gaya Gempa, Gaya Hidrostatis, Tekanan Lumpur, Uplift Pressure, Ketahanan Terhadap Gelincir, Guling.

a. Gaya berat sendiri

Berat bangunan tergantung kepada bahan yang digunakan untuk membuat bangunan itu. Untuk tujuan perencanaan pendahuluan boleh digunakan harga-harga berat velume dibawah ini.

1) Pasangan Batu : 22 kN/m^3
2) Beton Tumbuk : 23 kN/m^3
3) Beton Bertulang : 24 kN/m^3

Berat volume beton tumbuk tergantung kepada berat volume agregat serta ukuran maksimum kerikil yang digunakan. Untuk ukuran maksimum agregat 150 mm dengan berat volume 2,65 t/m^3 , berat volumenya lebih dari 24 kN/m^3

Gambar 17. Gaya Berat Sendiri

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

Untuk mendapatkan besarnya gaya berat konstruksi di pergunakan rumus berikut:

$$G = A \times B_j \quad \text{.....(49)}$$

Dimana:

G : Besarnya gaya (ton)

A : Luas bidang (m)

B_j : Berat jenis konstruksi

b. Gaya Gempa

Mengingat Indonesia adalah daerah yang banyak terdapat gunung berapi, maka gaya gempa harus diperhatikan terhadap konstruksi. Harga-harga gaya gempa didasarkan pada peta Indonesia yang menunjukkan berbagai daerah dan resiko. Faktor minimum yang akan dipertimbangkan adalah 0,1 g percepatan gravitasi sebagai percepatan. Faktor ini hendaknya sebagai gaya horizontal menuju kearah yang paling tidak aman yakni arah hilir.

Gambar 16. Gaya Gempa Pada Bendung

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

Perhitungan gaya akibat gempa dipergunakan rumus berikut:

$$Fg = E \times G \quad \text{.....(50)}$$

$$E = \frac{ad}{g} \quad \text{.....(51)}$$

$$Ad = n.(ac \times Z)^m \quad \text{.....(52)}$$

Dimana:

Fg : Gaya gempa (ton)

E : Koefisien gempa

Ad : Percepatan gempa rencana (cm/dtk^2)

g : Percepatan gravitasi =9,81 cm/dtk^2

n,m : Koefisien untuk jenis tanah

ac : Percepatan kejut dasar (cm/dtk^2)

z : Faktor tergantung kepada letak

c. Gaya Hidrostatis

Tinjauan daripada gaya hidrostatis ini meliputi beberapa hal yaitu pada waktu banjir, pada waktu muka air normal artinya pada waktu air setinggi mercu bendung dan dibelakan kosong, pada waktu pengaliran dimana mercu bendung tenggelam dan mercu bendung tidak tenggelam.

Untuk mercu bendung tidak tenggelam dan terjadi banjir, lapisan air diatas mercu tidak begitu tebal. Kecepatan pada waktu banjir besar. Oleh karena itu untuk keamanan *(safety)*. Pada waktu muka air normal maka peristiwanya sama dengan mercu tenggelam.

Gaya tekan air dapat dibagi menjadi gaya hidrostatik dan hidrodinamik. Tekanan hidrostatik adalah fungsi kedalaman dibawah permukaan air. Tekanan air akan selalu bekerja tegak lurus terhadap muka bangunan. Oleh sebab itu agar perhitungannya lebih muda, gaya horizontal dan vertikal dikerjakan secara berpisah. Tekanan air dinamik jarang diperhitungkan untuk stabilitas bangunan pengelak dengantinggi energi rendah.

Bangunan pengelak mendapat tekanan air bukan hanya pada permukaan luarnya, tetapi juga pada dasarnya dan dalam tubuh bangunan itu. Gaya tekan ke atas, yakni istilah umum untuk tekanan air dalam, menyebabkan berkurangnya berat efektif bangunan di atasnya.

Gaya hidrostatis dihitung dengan rumus berikut:

$W = A \times \gamma w$ ..... (53)

Dimana:

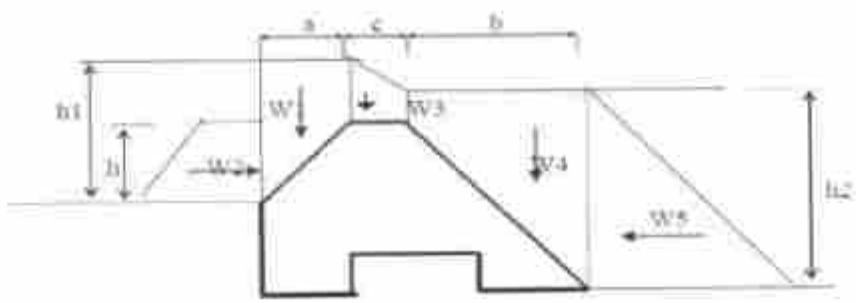
W : besar gaya hidrostatis (ton)

A : luas bidang (m^2)

γw : berat jenis air (1,00 ton/m^3)

Gambar 19. Gaya hidrostatis kondisi air normal

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)



Gambar 20. Gaya hidrostatis kodisi air banjir

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

d. Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai berikut:

$$Ps = \frac{\gamma s.h^2}{2}\left(\frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta}\right) \quad \text{.....(54)}$$

Dimana:

Ps : Gaya yang bekerja pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja secara horizontal (ton)

γs : Berat jenis lumpur (ton/m^3)

h : Ketebalan lumpur (m^3)

θ : Sudut gesek

Beberapa andaian/asumsi dapat dibuat seperti berikut:

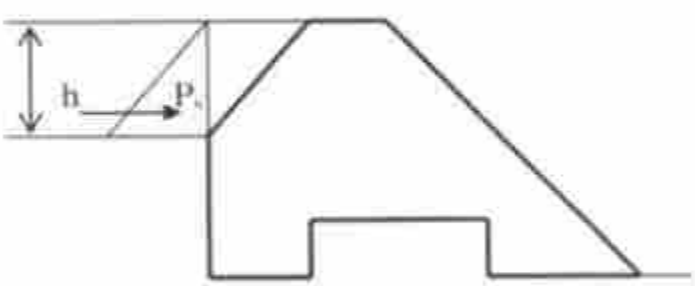
$$\gamma s = \gamma s' \frac{G-1}{G} \quad \text{.....(55)}$$

Dimana:

$\gamma s'$: Berat volume kering tanah (ton/m^3)

G : Berat jenis butir

Menghasilkan γs: 1,0 ton/m^3

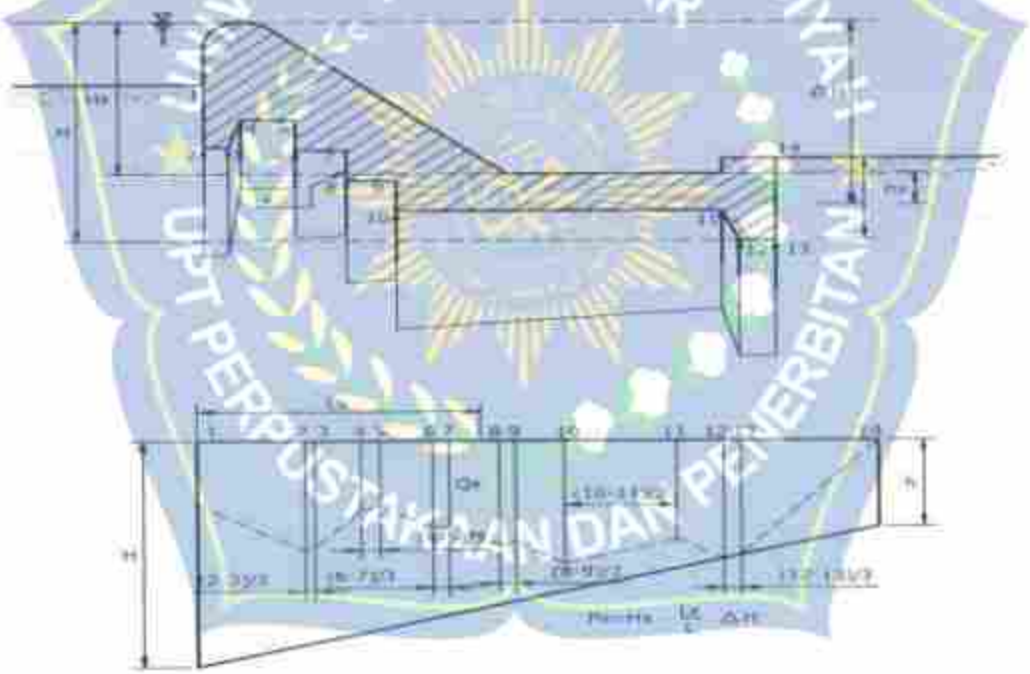


Gambar 21. Gaya tekan lumpur bendung

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

e. Uplift Pressure

Dalam teori angka rembesan Lane, diandaikan bahwa bidang horizontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal. Ini dapat dipakai untuk menghitung gaya tekan keatas dibawah bendung dengan cara membuat beda tinggi energi pada bendung sesuai panjang relatif di sepanjang pondasi.



Gambar 22. Gaya Angkat (Uplift Pressure)

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

Dalm bentuk rumus, ini berarti bahwa gaya angkat pada titik x disepanjang daras bendung dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$Px = Hx - \frac{Lx}{L} x\Delta H \quad \text{.....(56)}$$

Dimana:

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

L : panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah (m)

Lx : jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai ke x (m)

ΔH : beda tinggi energy (m)

Hx : tinggi energi dihulu bendung (m)

Dan dimana L dan Lx adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horizontal, dianggap vertikal.

f. Ketahanan terhadap Gelincir

Tangen θ, sudut antara garis vertikal dan resultant semua gaya, termasuk gaya angkat, yang bekerja pada bendung di atas semua bidang horizontal, harus kurang dari koefisien gesekan yang di ijinkan pada bidang tersebut.

$$\frac{\Sigma(H)}{\Sigma(V-U)} = \tan\theta < \frac{f}{S} \qquad (57)$$

Dimana:

$\Sigma(H)$: Keseluruhan gaya horizontal yang bekerja (kN)

Σ(V-U) : Keseluruhan gaya vertikal (V), dikurangi dengan gaya tekan ke atas yang bekerja pada bangunan (kN)

θ : Sudut resultan semua gaya, terhadap garis vertikal (^{0})

f : Koefisien gesekan

S : Faktor keamanan

Tabel 9. Harga-Harga Perkiraan untuk Koefisien Gesekan

Bahan	F
Pasangan batu	0,60-0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02, 1986)

Untuk bangunan-bangunan kecil dimana berkurangnya umur bangunan, kerusakan besar dan terjadi bencana besar belum dipertimbangkan harga-harga faktor keamanan S yang dapat diterimah adalah 2,0 untuk kondisi pembebanan normal dan 1,25 untuk pembebanan ekstrim. Harga-harga perkiraan untuk koefisien diberikan pada tabel 9.

Kondisi pembebanan ekstrim dapat dijelaskan sebagai berikut:

1) Tak ada aliran diatas mercu selama gempa, atau
2) Banjir rencana maksimum.

g. Guling

Agar bangunan aman terhadap guling, maka resultan semua gaya yang bekerja pada bagian bangunan di atas bidang horizontal, termasuk gaya angkat, harus memotong bidang ini pada teras.

Besarnya tegangan dalam bangunan dan pondasi harus tetap diperhatikan pada harga-harga maksimal yang dianjurkan. Untuk pondasi harga-harga daya dukung yang disebutkan dalam bagian Parameter Bangunan bisa digunakan. Harga-harga untuk beton sekitar 4,0 N/mm^2, pasangan batu sebaiknya mempunyai kekuatan minimum 1,5 N/mm^2 sampai 3,0 N/mm^2 (Stander Perencanaan Irigasi KP-02)

Tiap bagian bangunan diandaikan berdiri sendiri dan tidak mungkin ada distribusi gaya-gaya melalui momen lentur (Bending Momen). Oleh seba itu, tebal lantai kolam olak dihitung sebagai berikut:

$$dx \geq S = \frac{px - wx}{\gamma} \quad \text{.....(58)}$$

Dimana:

d_x : Tebal lantai pada titik x, m

P_x : Gaya angkat pada titik x, kg/m^2

W_x : Kedalam air pada titik x, m

γ : Berat jenis bahan, kg/m^3

S : Faktor keamanan (kondisi normal = 1,5, kondisi ekstrim =1,25).

3. Pintu Penguras dan Pengambilan

Pembilas dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir, besarnya bukaan pintu bergantung kepada kecepatan aliran masuk yang diijinkan. Kecepatan ini tergantung ukuran butir bahan yang dapat diangkut.

Rumus dibawah ini memberikan perkiraan kecepatan yang dimaksud :

$$V_2 = 32 \left(\frac{h}{d}\right)^{1/3} . d \quad \text{..... (59)}$$

Dimana:

V : Kecepatan rata – rata (m/dt)

h : Kedalaman Air (m)

d : Diameter Butir (m)

Dalam kondisi biasa, rumus ini dapat disederhanakan menjadi:

$$V \approx 10 . d^{0,5} \quad \text{..... (60)}$$

Dengan kecepatan masuk sebesar 1,0 -2,0 m/dt yang merupakan besaran perencanaan normal dapat diharapkan bahwa butir-butir berdiameter 0,01 sampai 0,04 m dapat masuk.

$$Q = \mu . b . \alpha \sqrt{(2 . g . z)} \quad \text{..... (3.73)}$$

Dimana :

Q : Debit (m^3/dt)

μ : Koefisien debit ; untuk bukaan dibawah permukaan dengan kehilangan tinggi energi kecil, μ = 0,80

b : Lebar bukaan (m)

α : Tinggi bukaan (m)

g : Percepatan grafitasi (m/dt^2)

z : Kecepatan tinggi energi pada bukaan (m)

Salah satu pertimbangan digunakan tipe pintu adalah untuk menghindari kerusakan pintu akibat batu-batu bongkah yang terangkut sungai. Elevasi ambang bangunan pengambilan ditentukan dari tinggi dasar sungai. Ambang direncanakan atas dasar bahan yang diangkut sungai atau sesuai dengan keperluan desain.

Biasanya pintu pengambilan adalah pintu sorong kayu sederhana atau dapat juga dipakai baja, pertimbangan terakhir ini didasarkan atas usia guna lebih lama serta bahan yang dapat dipesan atau untuk pertimbangan keamanan.

Lantai pembilas merupakan kantong tempat mengendapkan bahan-bahan kasar di depan pembilas pengambilan. Sedimen yang terkumpul dapat dibilas dengan cara membuka jalan pintu pembilas secara berkala guna menciptakan aliran terkonsentrasi tepat di depan pengambilan.

Penentuan lebar pembilas adalah sebagai berikut

a. Lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sama dengan 1/6 – 1/10 dari lebar bersih bendung (jarak antara pangkal-pangkalnya) untuk sungai yang lebarnya kurang dari 100 m.
b. Lebar pembilas doambil 60% dari lebar total pengambilan termasuk pilar-pilarnya.

Pembilas bawah direncanakan untuk mencegah masuknya angkutan sedimen dasar dan fraksi pasir yang kasar kedalam pengambilan. Mulut pembilas bawah diimpatkan dihulu pengambilan dimana ujung penutup pembilas membagi air menjadi dua lapisan, lapisan

atas mengalir ke pengambilan dan lapisan bawah mengalir melalui saluran pembilas bawah bendung.

Dimensi-dimensi dasar pembilas bawah adalah:

a. Tinggi saluran pembilas bawah lebih besar dari 1,5 kali diameter terbesar sedimen dasar sungai.
b. Tinggi saluran pembilas bawah sekurang-kurangnya 1,0 meter.
c. Tinggi diambil 1/3 -1/4 dari kedalaman air di depan pengambilan selama debit normal.

Dimensi rerata dari pembilas bawah berkisar dari:

a. 5 – 20 m untuk panjang saluran pembilas bawah.
b. 1 – 2 m untuk tinggi saluran pembilas bawah.
c. 0,20 – 0,30 m untuk tebal beton bertulang.

Luas saluran pembilas bawah direncanakan sedemikian rupa sehingga kecepatan minimum dapat dijaga (V = 1,0 – 1,5 m/dt). Tata letak saluran pembilas bawah direncanakan dengan hati-hati untuk menghindari sudut mati dengan kemungkinan terjadinnya sedimentasi atau terganggunya aliran.

Ada bermacam-macam pintu bilas yang bisa digunakan, yaitu:

a. Satu pintu tanpa pelimpah (bagian depan tertutup)
b. Satu pintu dengan pelimpah (bagian depan terbuka)
c. Dua pintu, biasanya hanya dengan pelimpah
d. Pintu radial dengan katup agar dapat membilas benda terapung

a. Desain Bangunan Penguras

1) Penempatang Bangunan Penguras

Bangunan penguras ditempatkan pada sisi kiri tubuh bendung dan terletak agak ke hilir dari bangunan pengambilan.

2) Jenis Pintu Penguras

Pintu penguras yang akan digunakan direncanakan pintu sorong

3) Kelengkapan Bangunan Penguras

a) Pintu penguras

b) Pilar Pintu

Untuk menghindari pintu penguras yang lebar, agar lebih memudahkan dalam operasinya, maka bangunan penguras bisa dilengkapi dengan pilar pembagi pintu. Pilar ini disamping untuk mengoperasikan pintu penguras bisa digunakan juga sebagai pilar jembatan pelayanan pintu.

4) Sekat

Pilar pintu penguras perlu dilengkapi dengan sekat-sekat (sponeng) untuk balok sekat. Balok sekat diperlukan untuk pengeringan agar pintu dapat diperbaiki (pemeliharaan).

Gambar 23. Intake dan Penguras

(Sumber: Eman Mawardi, 2010)

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

A. Lokasi Penelitian

Adapun lokasi tinjauan dilaksanakan pada Bendung Bajo secara administrasi terletak di Desa Rumaju Kecematan Bajo Kabupaten Luwu Provinsi Sulawesi selatan. Secara geografis Bendung Bajo Terletak pada 120° 17' 30" BT dan 3° 22' 32" LS. Transportasi menuju bendung Bajo dari kota Makassar dapat di capai dengan menggunakan sarana kendaraan roda 4 (empat). Dengan rute Makassar - Maros - Medalle - Sengkang - Sampano -Bajo (Desa Rumaju). Berjarak ±322 km dengan jangka waktu perjalanan ± 8 jam. Dengan waktu selama 4 bulan.

Gambar 24. Lokasi Kegiatan Pada Peta Sulawesi Selatan

B. Jenis Penelitian dan Sumber Data

1. Jenis Penelitian

Berdasarkan sifat-sifat masalahnya metode penelitian yang kami lakukan yaitu:

a. Penelitian Kasus/Lapangan

Penelitian ini bertujuan untuk mempelajari secara intensif latar belakang keadaan sekarang dan interaksi lingkungan suatu.

b. Penelitian Kasual-Komparatif

Penelitian ini bertujuan untuk menyelidiki kemungkinan hubungan sebab akibat, tapi tidak dengan jalan eksperimen tetapi dilakukan dengan pengamatan terhadap data dari faktor yang diduga menjadi penyebab, sebagai pembanding.

2. Sumber Data

Data yang digunakan dalam tugas akhir ini merupakan data sekunder yang diperoleh dari Dinas Sumber Daya Air Provinsi Sulawesi Selatan. Data Bendung Bajo tersebut meliputi:

a. Data Geometri, berupa data peta kontur/*topografi* dan as Bendung Bajo sehingga dapat diketahui *cross section* dari sungai maupun daerah genangan dan alur memanjang sungai.

b. Data Hidrologi, berupa data curah hujan dan tinggi muka air sungai Bajo.

c. Data Teknis Bendung Bajo Kabupaten Luwu.

C. Tahap Penelitian

1. Melakukan studi literatur dan survei lokasi untuk mengumpulkan informasi yang berkaitan dengan studi penelitian ini.
2. Melakukan pengambilan data yang sesuai dengan studi penelitian ini.
3. Melakukan analisis hidrologi:
   a. Analisis curah hujan wilayah, menggunakan Metode Poligon *Thiessen*
   b. Analisis distribusi curah hujan rencana, menggunakan *Distribusi Log Pearson III*
   c. Uji Kesesuaian Distribusi, menggunakan uji kesesuaian Chi-Kuadrat
   d. Perhitungan Debit Banjir Rencana, Metode HSS Nakayasu
4. Perhitungan Dimensi Hidraulik Bendung
   a. Bentuk Mercu Bendung
   b. Tinggi Mercu Bendung
   c. Lebar Mercu Bendung
   d. Menentukan elevasi Mercu Bendung
   e. Tinggi Muka Air di atas Mercu Bendung
   f. Peredam Energi
   g. Lantai Depan
   h. Pintu Penguras
   i. Pintu Pengambilan

D. Analisis Data

1. Analisis Hidrologi

a. Perhitungan Curah Hujan Wilayah Metode Poligon *Thiessen*

b. Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode *Log Pearson* Tipe III

c. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi Dengan ini digunakan Uji Chi-Kuadrat

d. Perhitungan Debit Rencana digunakan Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu)

2. Dimensi Tubuh Bendung

a. Perhitungan Bentuk Mercu Bendung dengan menggunakan Type Mercu Bulat

b. Perhitungan Tinggi Mercu Bendung

c. Perhitungan Lebar Mercu Bendung

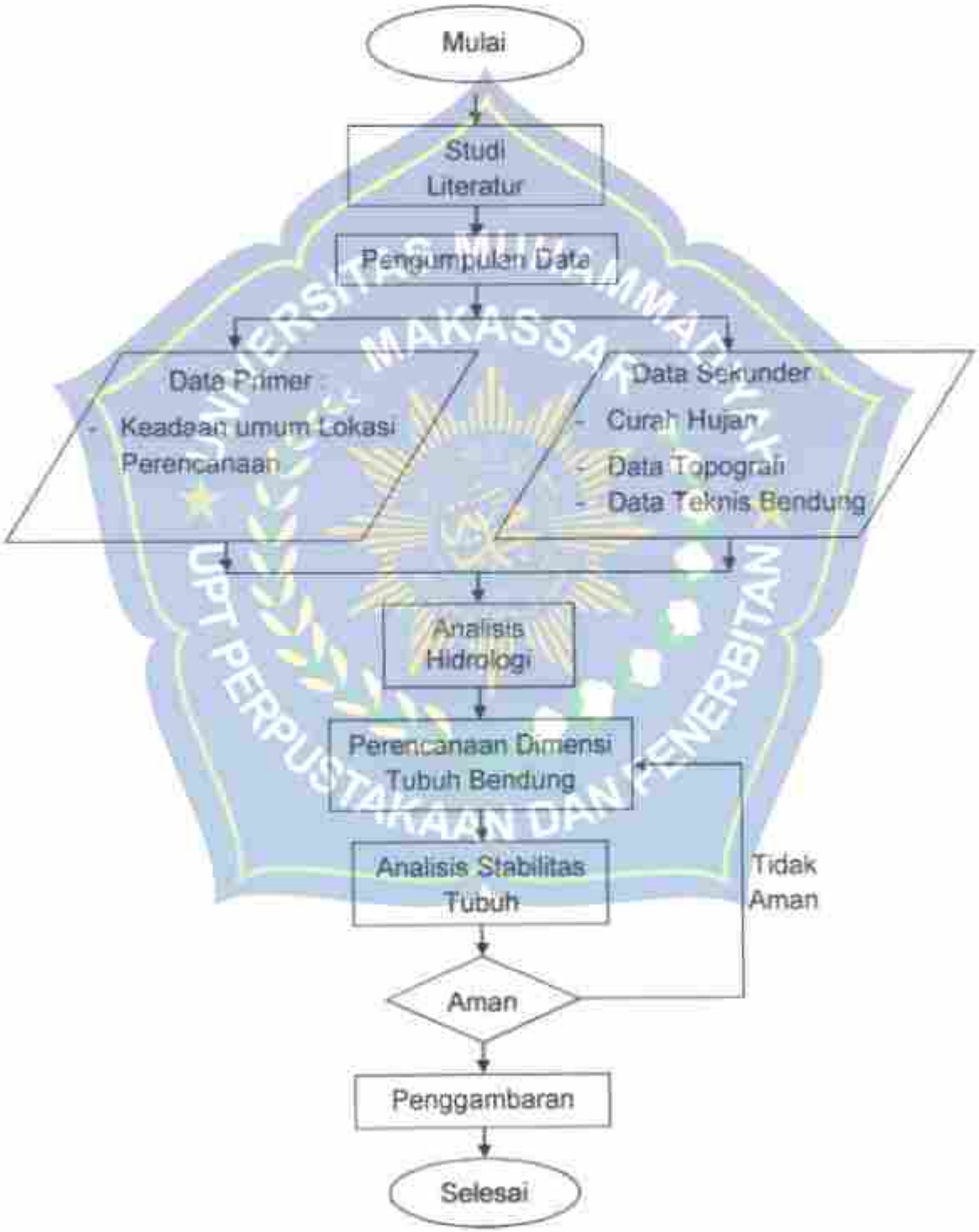
d. Menentukan Tinggi Mercu Bendung

e. Menentukan Tinggi Muka Air Diatas Mercu Bendung

f. Perhitungan Peredam Energi/Kolam Olak Dengan digunakan kolam olak tipe Kolam Olak Datar Type IV

g. Perhitungan Lantai Depan

E. Diagram Alir Perencanaan



Gambar 29. Diagram Alir Penelitian

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

A. Analisa Hidrologi

1. Analisa Curah Hujan Wilayah

Curah hujan rata-rata wilayah dihitung dengan menggunakan metode *Polygon Thiessen*. Untuk analisa ini akan dipakai data curah hujan yang terdiri dari 3 stasiun pencatatan curah hujan yaitu curah hujan Stasiun DAS Bajo, curah hujan Stasiun DAS Noling, dan curah hujan Stasiun Padang Sappa dengan masing-masing stasiun curah hujan selama 10 tahun mulai tahun 2009 sampai dengan tahun 2018 dan memiliki luas daerah aliran sungai (DAS) sebesar 312,90 km^2 dengan panjang sungai Bajo 39.468 km. Adapun pembagian daerah aliran menggunakan metode *polygon thiessen* dapat dilihat pada tabel 10, sedangkan hasil perhitungan curah hujan maksimum pada tanggal, bulan dan tahun kejadian yang sama-sama dapat dilihat pada tabel 11.

Tabel 10. Pembagian Daerah Aliran *(Polygon Thiessen)*

No.	Stasiun Hujan	Luas (km^2)	Koefisien Thiessen
1	Bajo	134.17	0.43
2	Noling	114.33	0.37
3	Padang Sappa	64.40	0.20
Total		312.90	1.00

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 11. Data Curah Hujan Harian Maksimum pada Tanggal, Bulan, dan Tahun kejadian yang sama

No	Kejadian			Stasiun			Rata-rata	Hujan Maksimum Harian Rata-rata
	Tahun	Bulan	Tgl	Bajo	Nolimo	P.Sappa	Thiessen	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2009	April	05	**90**	19	10	47,59	**55,33**
		Maret	29	15	**64**	0	29,82	
		April	12	30	35	**40**	55,33	
2	2010	Juni	20	**106**	21	0	53,13	**53,13**
		September	15	31	**90**	10	48,24	
		Agustus	15	4	50	**75**	35,42	
3	2011	April	21	**150**	**116**	50	117,00	**117,00**
		April	21	**150**	**116**	50	117,00	
		Desember	15	0	0	**75**	15,44	
4	2012	Mei	05	**90**	0	0	38,69	**44,82**
		April	22	1	**77**	0	28,56	
		Februari	20	37	37	**75**	44,82	
5	2013	Juli	25	**90**	92	0	72,21	**72,21**
		Juli	25	90	**92**	0	72,21	
		Februari	05	1	31	**100**	32,34	
6	2014	Maret	21	**68**	0	0	29,15	**36,63**
		Desember	10	13	**85**	0	36,63	
		Mei	12	15	15	**75**	27,35	
7	2015	Maret	21	**100**	67	0	67,36	**67,36**
		Maret	21	100	**67**	0	67,36	
		Januari	21	0	7	**15**	5,64	
8	2016	April	18	**93**	0	0	39,88	**39,88**
		April	10	0	**80**	15	32,32	
		Oktober	22	4	6	**170**	38,89	
9	2017	April	18	**0**	2	0	0,73	**38,80**
		April	29	0	**100**	11	38,80	
		Januari	23	0	0	**106**	21,81	
10	2018	Januari	05	**120**	0	0	51,46	**51,46**
		April	10	0	**0**	0	0,00	
		Mei	14	0	0	**102**	20,99	
Jumlah								**576,62**
Rata-rata (Xr)								**57,66**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil rekapitulasi perhitungan hujan maksimum harian rata-rata dapat dilihat pada tabel 12, sebagai berikut:

Tabel 12. Rekapitulasi Hujan Maksimum Harian Rata-Rata

No	Kejadian			Hujan Maksimum
	Tahun	Bulan	Tanggal	Harian Rata-rata
1	2009	April	12	55,33
2	2010	Juni	20	53,13
3	2011	April	21	117,00
4	2012	Mei	5	44,82
5	2013	Juli	25	72,21
6	2014	Maret	21	36,63
7	2015	Maret	21	67,36
8	2016	April	18	39,88
9	2017	Januari	23	38,80
10	2018	Januari	5	51,46

Sumber: Hasil Perhitungan

2. Analisa Frekuensi Curah Hujan Rencana

Dari hasil penentuan curah hujan maksimum dari 3 stasiun diatas perlu ditentukan kemungkinan terulangnya curah hujan bulanan maksimum guna menentukan debit banjir rencana.

A. Analisa Parameter Statistik

Suatu kenyataan bahwa tidak semua nilai dari variabel hidrologi terletak atau sama dengan nilai rata-ratanya (Sosrodarsono dan Takeda,1993).

Perhitungann parameter statistik dapat dilihat pada tabel 13.

Tabel 13. Analisa Parameter Statistik Curah Hujan Maksimum Harian

Tahun	X	(Xi-Xr)	(Xi-Xr)2	(Xi-Xr)3	(Xi-Xr)4
2011	117,00	59,34	3521,24	208950,12	12399100,15
2013	72,21	14,55	211,70	3080,27	44817,95
2015	67,36	9,70	94,09	912,67	8852,93
2009	55,33	-2,33	5,43	-12,65	29,47
2010	53,13	-4,53	20,52	-92,96	421,11
2018	51,46	-6,20	38,44	-238,33	1477,63
2012	44,82	-12,84	164,87	-2116,87	27180,67
2016	39,88	-17,78	316,13	-5620,76	99937,17
2017	38,80	-18,86	355,70	-6708,49	126522,21
2014	36,63	-21,03	442,26	-9300,75	195594,70
Jumlah	576,62	0,02	5170,38	188852,25	12903933,99
Rata-rata (Xr)	57,66				

Sumber: Hasil Perhitungan

B. Perhitungan Distribusi Frekuensi Curah Hujan

Analisa perhitungann curah hujan rencana untuk curah hujan harian maksimum menggunakan metode Log Pearson III.

1) Metode Log Pearson Type III

Metode Log Pearson Type III dihitung menggunakan persamaan berikut, dimana nilai standar deviasi (Sd) dan koefisien kemencengan di hitung menggunakan tabel distribusi frekuensi Metode Log Pearson Type III (Tabel 14).

Tabel 14. Distribusi frekuensi Metode Log Pearson Type III

No	Kala Ulang (tahun)	P (%)	Xi	Log Xi	(log Xi - log Xr)	(log Xi- log Xr)^2	(log Xi- log Xr)^3
1	11,00	9,09	117,00	2,07	0,34	0,1156	0,0393
2	5,50	18,18	72,21	1,86	0,13	0,0169	0,0022
3	3,70	27,27	67,36	1,83	0,10	0,0100	0,0010
4	2,80	36,36	55,33	1,74	0,01	0,0001	0,0000
5	2,20	45,45	53,13	1,73	0,00	0,0000	0,0000
6	1,80	54,55	51,46	1,71	-0,02	0,0004	0,0000
7	1,60	63,64	44,82	1,65	-0,08	0,0064	-0,0005
8	1,40	72,73	39,88	1,60	-0,13	0,0169	-0,0022
9	1,20	81,82	38,80	1,59	-0,14	0,0196	-0,0027
10	1,10	90,91	36,63	1,56	-0,17	0,0289	-0,0049
Jumlah			**576,62**	**17,34**	**0,04**	**0,2148**	**0,0322**

Sumber: Hasil Perhitungan

Untuk langkah perhitungan periode ulang tahun (t) selanjutnya sama dengan di atas. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 15. Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Type III

NO	Periode Ulang	P (%)	G	Log Xt	Xt (mm)
1	2	50	-0.2123	1,70	50,12
2	5	20	0,7168	1,84	69,18
3	10	10	1,3387	1,93	85,11
4	25	4	2,1111	2,05	112,20
5	50	2	2,6722	2,13	134,90
6	100	1	3,2202	2,21	162,18
7	200	0,5	3,7578	2,29	194,98

Sumber: Hasil Perhitungan

Adapun Hasil Perhitungann Hujan Rencana untuk semua metode terdapat pada tabel rekapitulasi perhitungan hujan rencana metode Log Pearson Type III (Tabel 16).

Tabel 16. Resume Curah Hujan Rencana

No	Periode Ulang	Hujan Rancangan (mm)	
		Perencanaan Yang Ada	Perencanaan Baru (Hasil Studi)
		Metode Log Person Type III	Metode Log Person Type III
1	2	49,90	50,12
2	5	60,24	69,18
3	10	80,12	85,11
4	25	109,90	112,20
5	50	125,06	134,90
6	100	154,65	162,18
7	200	189,98	194,98

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 16. Menunjukkan beberapa parameter yang menjadi syarat penggunaan satu metode distribusi. Dan tabel tersebut ditunjukkan beberapa nilai Cs dan Ck yang menjadi persyaratan dari penggunaan metode distribusi.

Tabel 17. Syarat Penggunaan Jenis Distribusi/sebaran Frekuensi

Metode	Syarat	Hasil Perhitungan	Kesimpulan
Log Pearson Type III	Cs ≠ 0	Cs = 1,32	Memenuhi

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dapat dinyatakankan bahwa sebaran Metode Log Pearson Type III dengan nilai Cs = 1,32 memenuhi persyaratan Cs ≠ 0. Dari jenis sebaran yang telah memenuhi syarat tersebut perlu diuji kecocokan sebarannya dangan Metode Chi Kuadrat. Hasil uji kecocokan sebaran menjukan distribusinya dapat diterima atau tidak.

B. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi

Uji Kesesuaian ini dilakukan untuk mengetahui apakah hipotesa tersebut benar sesuai dengan distribusi teoritis yang dipilih, sehinggah dapat digunakan untuk proses selanjutnya.

Tabel 18. Data dan Probabilitas untuk Distribusi Log Pearson Type III

Tahun (T)	Probabilitas (%)	Urutan Xi (mm)	y = Ln Xi (mm)
11,00	9,09	36,63	3,60
5,50	18,18	38,80	3,66
3,67	27,27	39,86	3,69
2,75	36,36	44,82	3,80
2,20	45,45	51,46	3,94
1,83	54,55	53,13	3,97
1,57	63,64	55,33	4,01
1,37	72,73	67,36	4,21
1,22	81,82	72,21	4,28
1,10	90,91	117,00	4,76
Jumlah		**576,62**	**39,92**

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dapat dinyatakan sebagai data hasil perhitungan probabilitas untuk distribusi Log Pearson Type III. Untuk melakukan ploting data dengan cara diurutkan data dari besar ke kecil atau sebaliknya.

Gambar 26. Grafik Uji Kesesuaian Distribusi Log Person Type III

Sehingga dapat dinyatakan probabilitas simbol titik-titik merupakan lnXi terhadap P, sedangkan garis lurus merupakan simbol untuk curah hujan dengan periode tertentu.

1. Uji Chi-Kuadrat

Untuk menguji kesalahan sebaran Metode Log Pearson Type III digunakan Uji Sebaran Chi Kuadrat, digunakan Parameter X^2 dengan hasil perhitungan yang dapat dilihat pada tabel 19.

Tabel 19. Uji Kesesuaian Distribusi Metode Chi-Kuadrat

No.	Nilai Batas Tiap Kelas	Jumlah Data		$(Oj - Ej)^2$	$\frac{(Oj - Ej)^2}{Ej}$
		Oj	Ej		
1	1,50<xi<1,63	2	2	0	0
2	1,63<Xi<1,76	2	2	0	0
3	1,76<Xi<1,89	2	4	4	2,00
4	1,89<Xi<2,02	3	1	4	1,33
5	2,02<Xi<2,15	1	1	0	0
	Jumlah	10	10	8	3,33

Sumber : Hasil perhitungan

Dari tabel diatas maka dapat dinyatakan bahwa dari perbandingan Chi-Kuadrat hitung dengan Chi-Kuadrat tabel, dapat di lihat sebagai berikut, Dimana.

Derajat Signifikasi (α) = 5 %

X^2Cr hitung = 3,33

X^2Cr tabel = 5,9910

Dari perbandingan diatas bahwa ternyata X^2Cr hitung < X^2Cr tabel. Dimana $X^2_{hit} < X^2$ = 3,33 < 5.9910 maka hipotesa yang di uji dapat **diterima.**

2. Curah Hujan Jam Jaman

Untuk menganalisa debit banjir rencana maka dapat digunakan perhitungan Distribusi hujan jam–jaman pada daerah Bajo dengan hasil perhitungan yang dapat dilihat pada table 20

Tabel 20. Intensitas Curah Hujan Jam-Jaman dan Ratio

No	Jam ke	Rata-rata Hujan (Rt) Dari 01 sampai jam ke-t	Hujan Jam-jaman RT = t. Rt - (t-1).(R1-1)	Ratio (%)
1	0 - 1	0,55032 × R_{24}	0,5503 × R_{24}	55,03
2	1 - 2	0,34668 × R_{24}	0,1430 × R_{24}	14,30
3	2 - 3	0,26457 × R_{24}	0,1004 × R_{24}	10,04
4	3 - 4	0,21840 × R_{24}	0,0799 × R_{24}	7,99
5	4 - 5	0,18821 × R_{24}	0,0674 × R_{24}	6,74
6	5 - 6	0,16667 × R_{24}	0,0590 × R_{24}	5,90

Sumber: Hasil Perhitungan

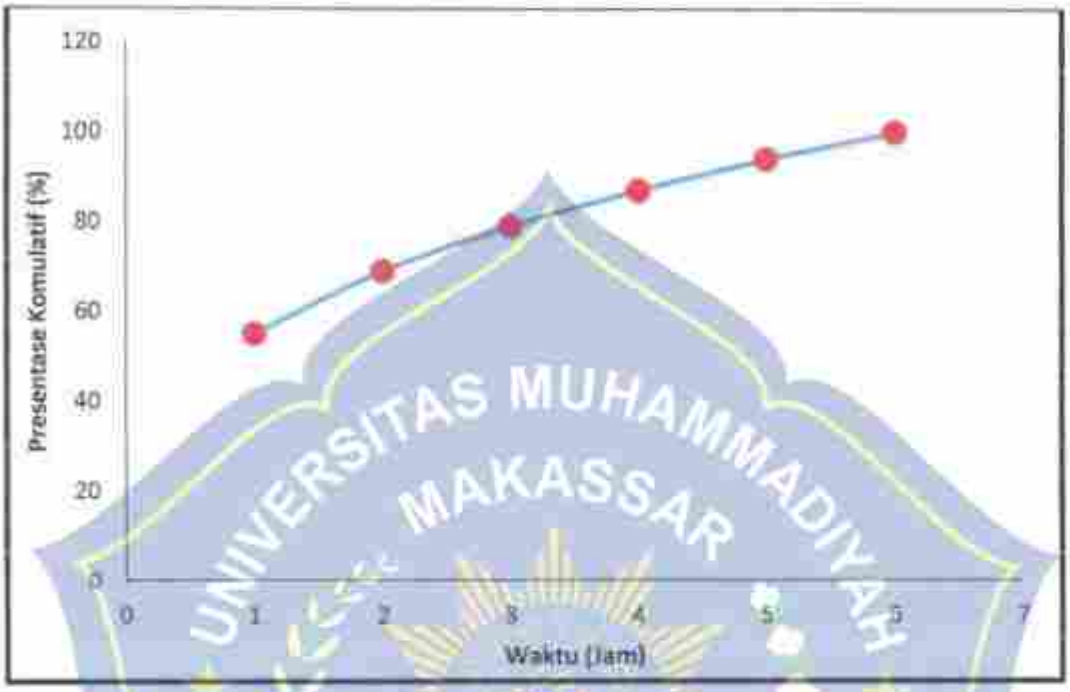
Dari tabel diatas dinyatakan bahwa intensitas curah hujan terbesar terjadi di jam ke-1 dan terkecil di jam ke-6.

Tabel 21. Rekap Perhitungan Curah Hujan Efektif

Waktu	Ratio	Komulatif	Curah Hujan Rencana (mm)						
(Jam)	(%)		2 tahun	5 tahun	10 tahun	25 tahun	50 tahun	100 tahun	200 tahun
1	55,03	55,03	**20,69**	**28,56**	**35,13**	**46,31**	**55,68**	**66,94**	**80,48**
2	14,30	69,33	5,38	7,42	9,13	12,03	14,47	17,39	20,91
3	10,04	79,37	3,77	5,21	6,41	8,45	10,16	12,21	14,68
4	7,69	87,06	3,00	4,15	5,10	6,72	8,08	9,72	11,68
5	6,74	94,10	2,53	3,50	4,30	5,67	6,82	8,20	9,86
6	5,90	100,00	2,22	3,06	3,77	4,96	5,97	7,18	8,63
Hujan Efektif			37,59	51,89	63,83	84,15	101,18	121,64	146,24
Koefisien Pengaliran			0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Probabilitas Hujan Maksimum			**50,12**	**69,18**	**85,11**	**112,20**	**134,90**	**162,18**	**194,98**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas adalah hasil perhitungan curah hujan efektif dengan kala ulang 2,5,10,25,50,100,dan 200 tahun. Dengan rasio tertinggi 55,03 % di dapatkan curah hujan efektif kala ulang 200 tahun didapat 80,48 mm/hari, dan yang terkecil berada di kala ulang 2 tahun dengan hasil 20,69 mm/hari.



Gambar 27. Grafik Pola Distribusi Hujan

Dari grafik diatas dinyatakankan bahwa dari hasil perhitungan curah hujan efektif setiap jamnya mengalami kenaikan.

C. Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Analisa banjir rancangan di analisa dengan beberapa metode yang disesuaikan dengan luas Daerah Aliran Sungai (DAS). Untuk perhitungan debit banjir digunakan Metode HSS Nakayasu.

1. Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu)

Untuk desain bendung pada umumnya diperlukan data banjir dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, 100, dan 200.

Untuk menganalisa debit banjir rancangan, terlebih dahulu harus dibuat hidrograf banjir pada sungai yang bersangkutan. Parameter yang mempengaruhi unit hidrograf

a) Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (time to peak magnitude).

b) Tenggang waktu dari titik berat sampai titik berat hidrograf (time log)

c) Tenggang waktu hidrograf (time base of hydrograph)

d) Luas daerah pengaliran

e) Panjang alur sungai utama terpanjang (length of the longest channel).

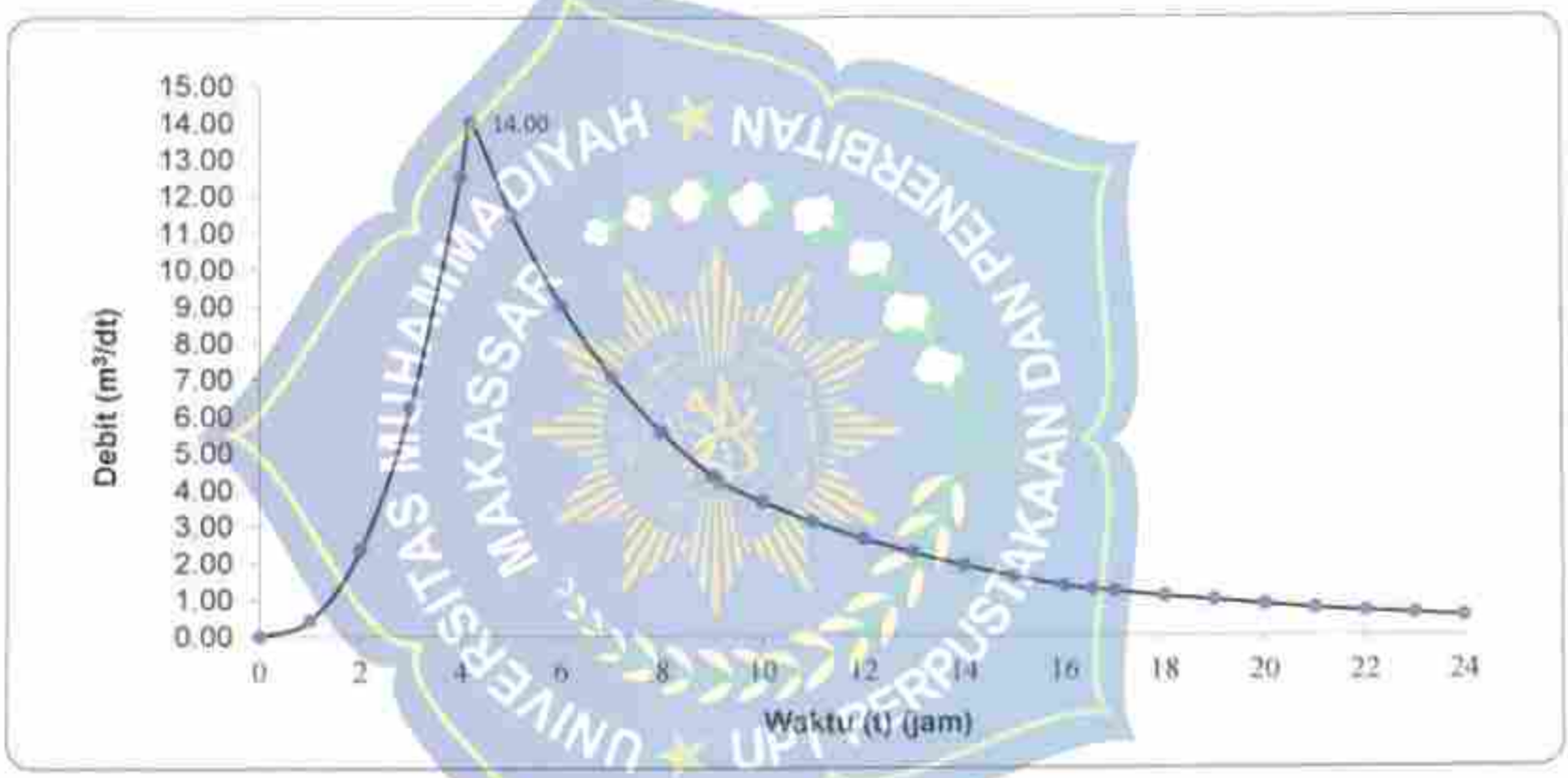
f) Koefisien pengaliran (run-off coefficient)

Hasil perhitungan dapat dilihat pada table 22

Tabel 22. Waktu Lengkung Higrograf Nakayasu

No	Karakteristik	Notasi	Awal (jam)		Akhir (jam)	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
1	Lengkung (Kurva) Naik	Qd0	0	0,000	TP	4,190
2	Lengkung (Kurva) Turun tahap 1	Qd1	TP	4,190	TP + $T_{0,3}$	9,140
3	Lengkung (Kurva) Turun tahap 2	Qd2	TP + $T_{0,3}$	9,140	TP + 1,5 $T_{0,3}$	16,570
4	Lengkung (Kurva)Turun tahap 3	Qd3	TP + $T_{0,3+1,5T0,3}$	16,570	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 28. Grafik Hidrograf Hujan Rancangan Nakayasu

Dari Grafik diatas merupakan hasil perhitungan hidrograf hujan rancangan Nakayasu dimana debit banjir tertinggi/puncak (t = jam) = 4,19 jam dengan debit 14,00 m^3/dt.

Tabel 23. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

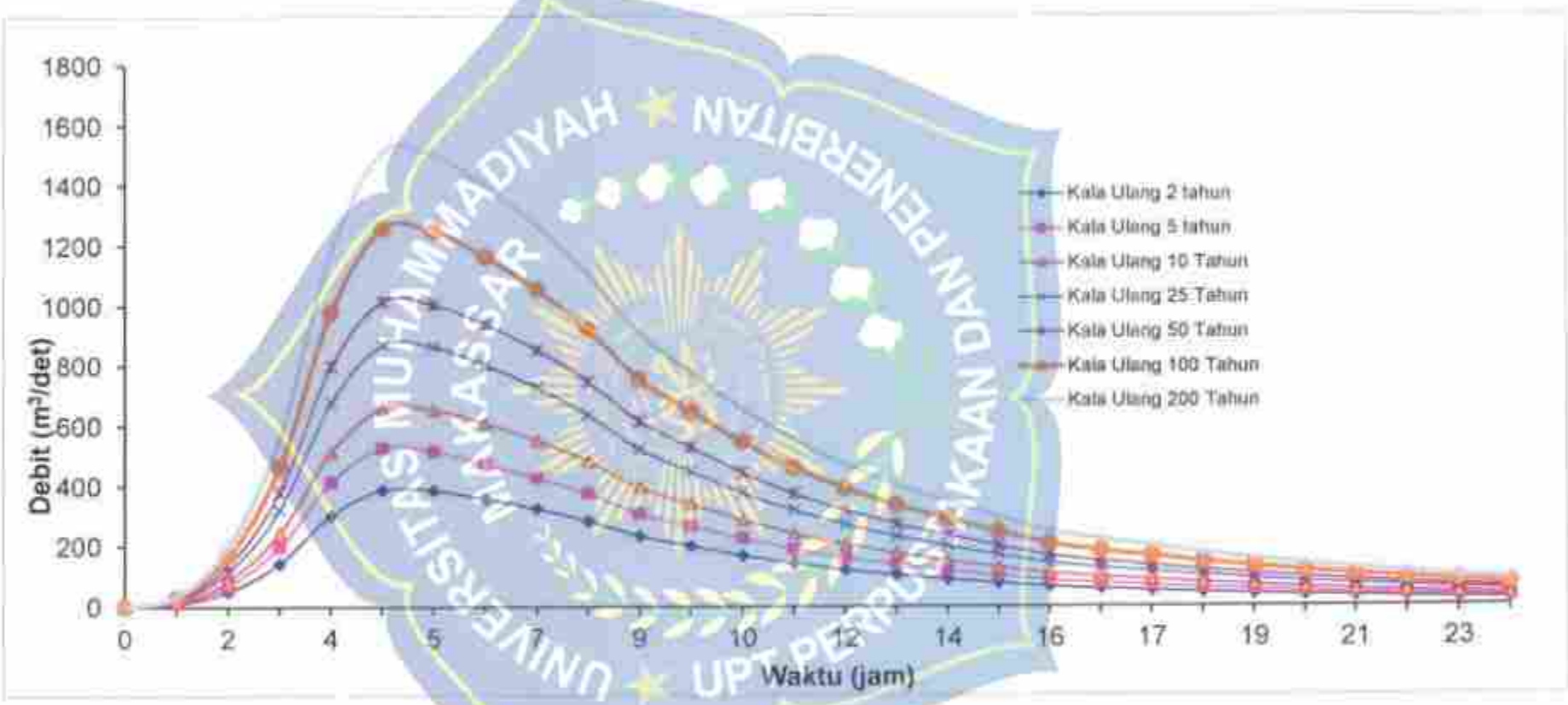
Jam Ke	Qt	Qp (m3/dt)						
	(m^3/dt)	2th	5th	10th	25th	50th	100th	200th
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0,45	9,31	12,85	15,81	20,84	25,06	30,12	36,22
2,00	2,37	51,46	71,03	87,37	115,17	137,38	166,48	200,16
3,00	6,28	144,38	198,83	245,14	323,16	382,77	467,13	561,62
4,00	12,52	303,14	415,62	514,65	678,46	800,43	980,73	1179,09
4,19	14,00	388,95	528,74	660,38	870,63	1016,26	1258,51	1513,05
5,00	11,50	396,49	515,95	655,93	864,80	1005,62	1250,07	1502,89
6,00	9,01	359,81	473,82	610,95	805,55	940,45	1164,42	1399,89
7,00	7,07	325,70	428,57	553,19	729,41	854,97	1054,37	1267,60
8,00	5,54	294,47	375,74	482,99	636,82	748,41	920,56	1106,78
9,00	4,35	233,81	309,54	396,95	523,47	645,74	756,55	909,61
9,14	4,20	200,85	266,81	340,98	449,55	529,91	649,85	781,34
10,00	3,65	169,42	225,26	287,11	378,59	444,90	547,19	657,91
11,00	3,11	142,66	189,65	242,17	319,31	375,01	461,58	554,95
12,00	2,64	121,03	160,56	205,56	271,01	318,26	391,78	471,02
13,00	2,25	103,75	137,59	176,16	232,27	272,83	335,75	403,67
14,00	1,91	89,51	118,79	151,97	200,37	235,41	289,63	348,22
15,00	1,62	76,23	101,12	129,38	170,58	200,43	246,57	296,47
16,00	1,35	64,22	85,18	109,02	143,74	168,87	207,78	249,82
16,57	1,26	56,75	75,40	96,35	127,04	149,44	183,63	220,78
17,00	1,20	51,41	68,49	87,28	115,08	135,29	166,34	200,00
18,00	1,06	45,55	60,67	77,34	101,96	119,65	147,37	177,19
19,00	0,94	40,48	53,81	68,73	90,62	106,37	130,98	157,50
20,00	0,83	36,03	47,82	61,16	80,64	94,66	116,57	140,14
21,00	0,73	32,14	42,69	54,57	71,93	84,47	104,00	125,03
22,00	0,65	28,69	38,10	48,69	64,21	75,42	92,81	111,58
23,00	0,58	25,48	33,86	43,26	57,05	67,00	82,46	99,14
24,00	0,51	22,51	29,93	38,23	50,39	59,16	72,85	87,56

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 24. Rekapitulasi Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu

Jam Ke	Kala Ulang						
	2 tahun	5 tahun	10 tahun	25 tahun	50 tahun	100 tahun	200 tahun
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	9,31	12,85	15,81	20,84	25,06	30,12	36,22
2	51,46	71,03	87,37	115,17	137,38	166,48	200,16
3	144,38	198,83	245,14	323,16	382,77	467,13	561,62
4	303,11	415,62	514,65	678,46	800,43	980,73	1179,09
4,19	388,95	528,74	660,38	870,63	1016,26	1258,51	1513,05
5	386,30	515,95	655,93	864,80	1005,62	1250,07	1502,89
6	359,81	473,82	610,95	805,55	940,45	1164,42	1399,89
7	325,79	428,57	553,19	729,41	854,97	1054,37	1267,60
8	284,47	375,74	482,99	636,82	748,41	920,56	1106,78
9	233,81	309,44	396,95	523,37	615,74	756,55	909,61
9,14	200,85	266,81	340,98	449,55	529,91	649,35	781,34
10	169,12	225,26	287,11	378,55	444,90	547,19	657,91
11	142,66	189,65	242,17	319,31	375,01	461,58	554,95
12	121,07	160,56	205,56	271,01	318,26	391,78	471,02
13	103,75	137,59	176,16	232,27	272,83	335,75	403,67
14	89,51	118,76	151,97	200,37	235,41	289,63	348,22
15	76,21	101,12	129,38	170,56	200,43	246,57	296,47
16	64,22	85,18	109,02	143,74	168,87	207,78	249,82
16,57	56,75	75,40	96,35	127,04	149,44	183,63	220,78
17	51,41	68,49	87,28	115,08	135,29	166,34	200,00
18	45,55	60,67	77,34	101,96	119,65	147,37	177,19
19	40,48	53,81	68,73	90,62	106,37	130,98	157,50
20	36,03	47,82	61,16	80,64	94,66	116,57	140,14
21	32,14	42,69	54,57	71,93	84,47	104,00	125,03
22	28,69	38,10	48,69	64,21	75,42	92,81	111,58
23	25,48	33,86	43,26	57,05	67,00	82,46	99,14
24	22,51	29,93	38,23	50,39	59,16	72,85	87,56
Qmax	**388,95**	**528,74**	**660,38**	**870,63**	**1016,26**	**1258,51**	**1513,05**

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 29. Grafik Hidrograf Banjir Metode HSS Nakayasu

(Sumber: Hasil Perhitungen)

Dari grafik diatas dapat disimpulkan bahwa debit banjir tertinggi (puncak) berada pada T jam ke 4,19 dari kala ulang mulai dari 2, 5, 10, 25, 50, 100, dan 200 tahun. Dengan debit tertinggi Q_{200} dengan debit 1513,05 m^3/dt.

Tabel 25. Rekapitulasi Perhitungan debit banjir Rencana

No	Periode Ulang Tahun (T)	Debit Banjir Rencana (mm)	
		Perencanaan Yang Ada	Perencanaan Baru (Hasil Studi)
		Metode Nakayasu	Metode Nakayasu
1	2	367,34	388,95
2	5	460,31	528,74
3	10	621,72	660,36
4	25	852,67	870,63
5	50	998,75	1016,63
6	100	1235,08	1258,51
7	*200*	*1474,16*	*1513,05*

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas disimpulkan bahwa debit banjir rencana dapat digunakan untuk perencanan bendung bajo maka dipilih debit banjir rencangan yaitu ***Metode Hidrograf Satuan Sinetik Nakayasu*** sebagai debit yang telah di pilih.

D. Analisa Perencanaan Bendung

Adapun data teknis yang diperlukan untuk mendesain bendung dan bangunan pelengkap secara umum adalah sebagai berikut:

Lokasi rencana BM 1 Bendung, ditetapkan dari peta situasi berada pada kordinat:

X = ± 199.109,960

Y = ± 9.626.288,067

Z = ± 44,515

Sedangkan data lain untuk perencanaan struktur bendung adalah sebagai berikut:

Elevasi dasar sungai pada bendung = 42,00 m

Kemiringan sungai rata-rata = 0,0049

Debit banjir rencana Q100 = 1258,51 m/det^3

Lebar rata-rata sungai = 80 – 100 m

Lengkung debit Sungai Baliase setelah dinormalisir sebelum di bendung.

- Bagian hulu Bendung Bajo : penampang rata-rata diambil di profil S2, S1 dan P0
- Bagian hilir Bendung Bajo : penampang rata-rata diambil di profil P1, P2 dan P3

Tabel 26. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok P3

Lebar sungai : 122,43 m

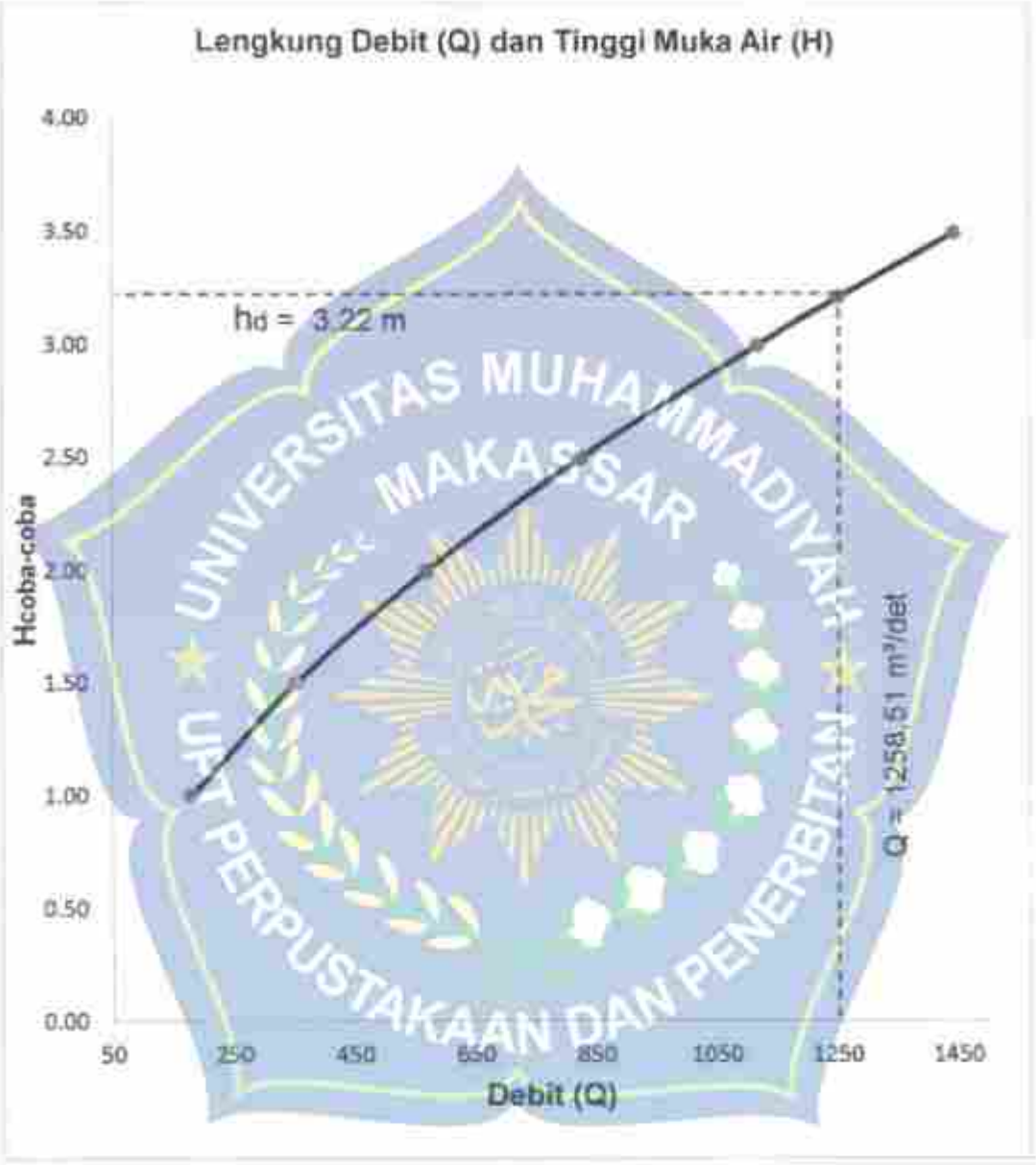
Kemiringan sungai : 0,0049

Kekasaran Manning : 0,0475

No.	H	EL	A	C	R	V	Q	Keterangan
1	1,00	+ 41,45	123,43	125,26	1,45	1,45	179,59	
2	1,50	+ 41,95	185,90	126,67	1,47	1,90	352,71	Elevasi
3	2,00	+ 42,45	248,86	128,09	1,94	2,29	569,31	dasar
4	2,50	+ 42,95	312,33	129,50	2,41	2,64	825,25	+ 40,45
5	3,00	+ 43,45	376,29	130,92	2,87	2,97	1117,64	Debit (Q_{100})
6	**3,22**	**+ 43,67**	**404,94**	**131,54**	**3,08**	**3,11**	**1258,51**	**1258,51**
7	3,50	+ 43,95	440,76	132,33	3,33	3,28	1444,27	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1258,51 m^3/dt didapatkan tinggi muka air sebelum dibendung 3,22 meter, kecepatran aliran 3,11 m/dt dimana berada pada elevasi 43,67 m dengan elevasi dasar sungai 40,45 m.



Gambar 30. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air(H) Setelah Dinormalisir Sebelum Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok P3, elevasi dasar 40,45 m dengan coba banding didapatkan Hd = 3,22 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

Tabel 27. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok P2

Lebar sungai : 108,12 m

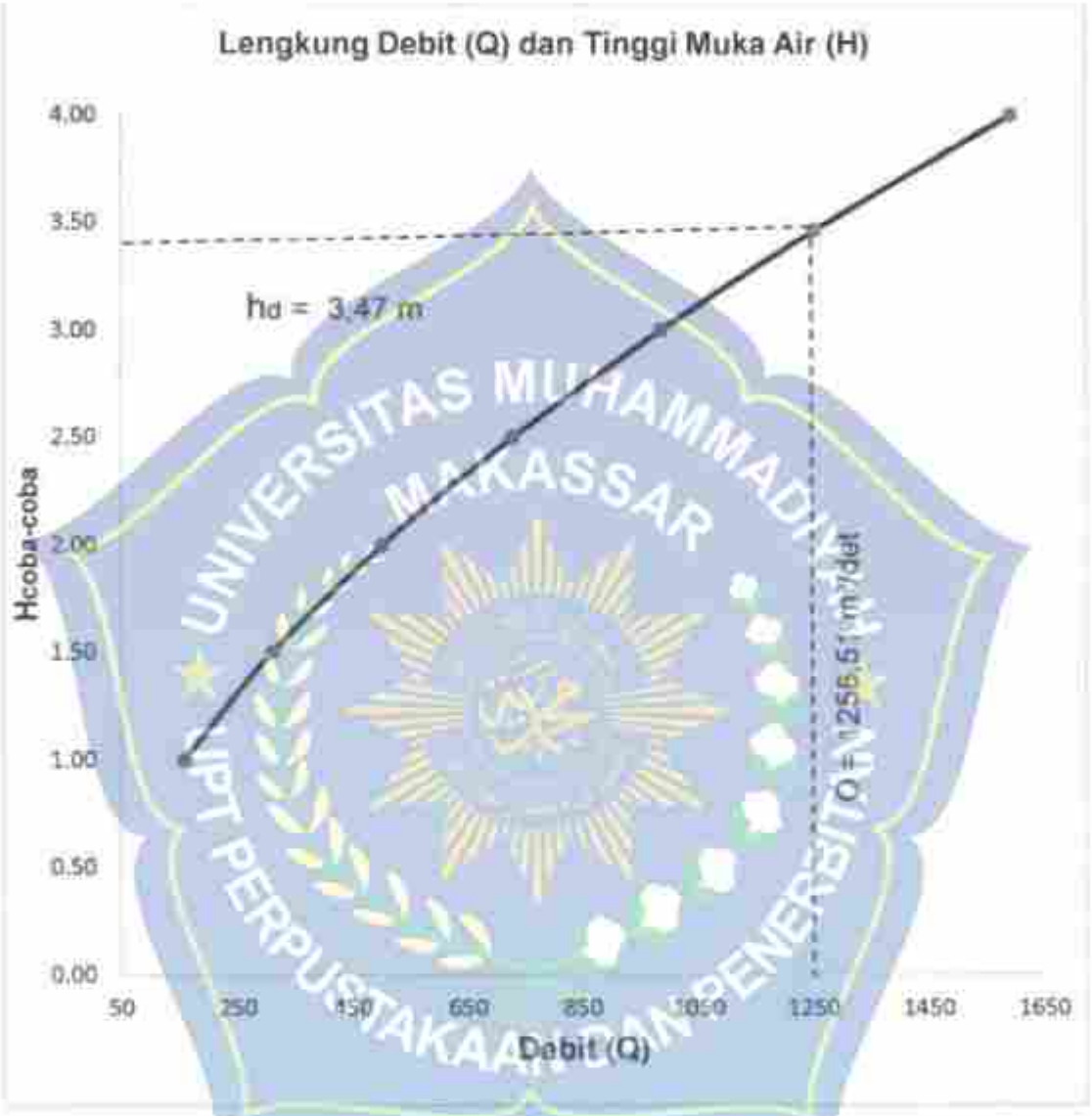
Kemiringan sungai : 0,0049

Kekasaran Manning : 0,0475

No.	H	El.	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 42,00	109,12	110,95	0,98	1,45	158,56	
2	1.50	+ 42,50	164,43	112,36	1,46	1,89	311,39	Elevasi
3	2.00	+ 43,00	220,24	113,78	1,94	2,28	502,59	dasar
4	2.50	+ 43,50	276,55	115,19	2,40	2,63	728,51	+ 41,00
5	3.00	+ 44,00	333,36	116,61	2,86	2,96	986,59	Debit (Q_{100})
6	**3.47**	**+ 44,47**	**387,55**	**117,94**	**3,29**	**3,25**	**1252,47**	**1258,51**
7	3.50	+ 45,00	448,48	119,43	3,76	3,55	1591,88	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1258,51 m^3/dt didapatkan tinggi muka air sebelum dibendung 3,47 meter, kecepatran aliran 3,25 m/dt dimana berada pada elevasi 44,47 m dengan elevasi dasar sungai 41,00 m.



Gambar 31. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Sebelum Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok P2, elevasi dasar 41,00 m dengan coba banding didapatkan Hd = 3,47 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

Tabel 28. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok P1

Lebar sungai : 79,19 m

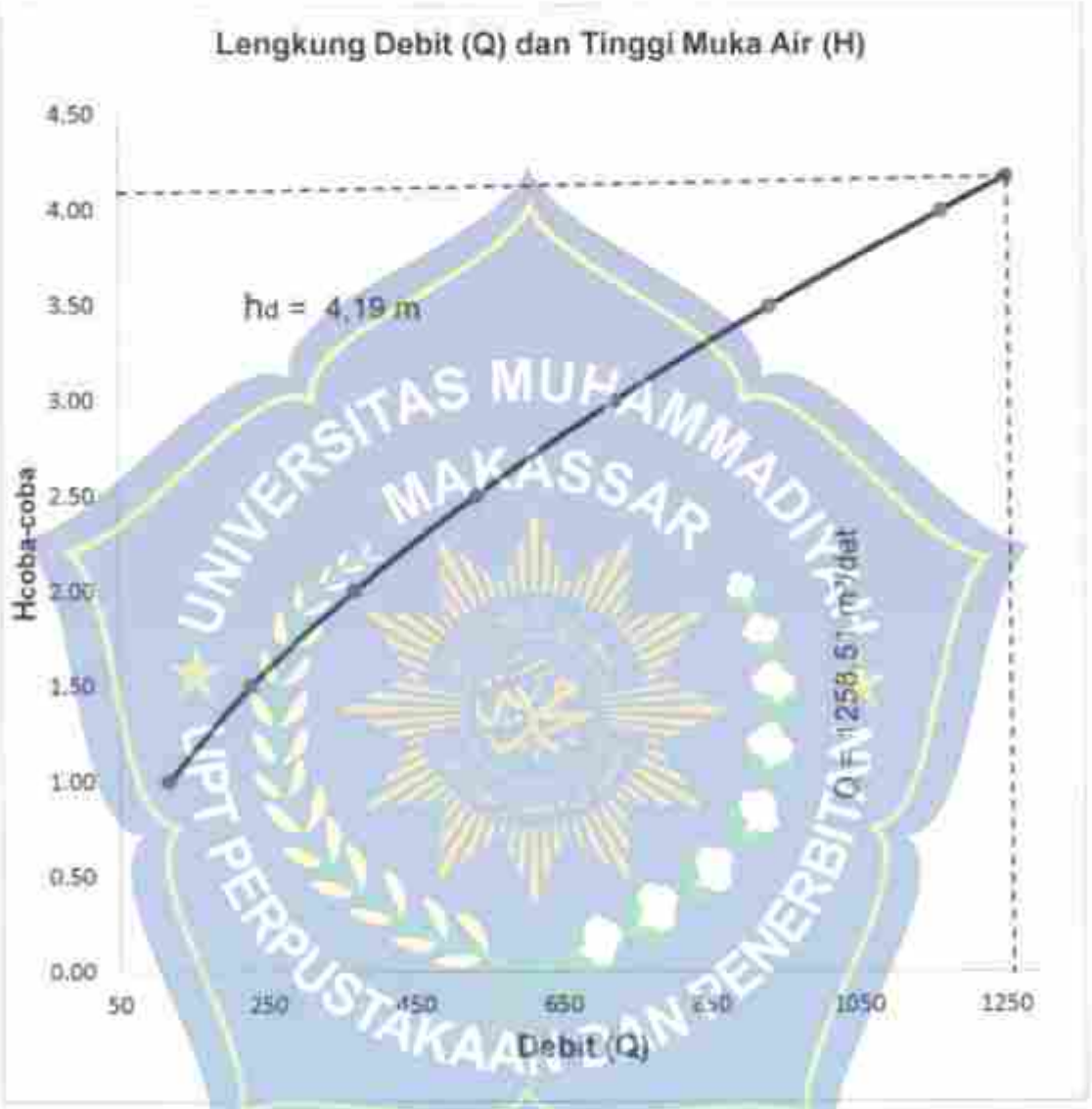
Kemiringan sungai : 0,0049

Kekasaran Manning : 0,0475

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1,00	+ 43,00	80,19	82,02	0,96	1,45	116,06	
2	1,50	+ 43,50	121,04	83,43	1,45	1,88	227,89	Elevasi
3	2,00	+ 44,00	162,36	84,85	1,91	2,26	367,75	Dasar
4	2,50	+ 44,50	204,23	86,26	2,37	2,61	533,00	+ 42,00
5	3,00	+ 45,00	246,57	87,68	2,81	2,93	721,78	Debit (Q_{100})
6	3,50	+ 45,50	289,12	89,08	3,25	3,22	931,16	
7	4,00	+ 44,46	332,76	90,50	3,68	3,50	1164,66	**1258,51**
8	**4,19**	**+ 46,19**	**349,43**	**91,04**	**3,84**	**3,60**	**1258,51**	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1258,51 m^3/dt didapatkan tinggi muka air sebelum dibendung 4,19 meter, kecepatran aliran 3,60 m/dt dimana berada pada elevasi 46,19 m dengan elevasi dasar sungai 42,00 m.



Gambar 32. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Sebelum Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok P1, elevasi dasar 42,00 m dengan coba banding didapatkan Hd = 4,19 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

Tabel 29. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok P0

Lebar sungai : 76,50m

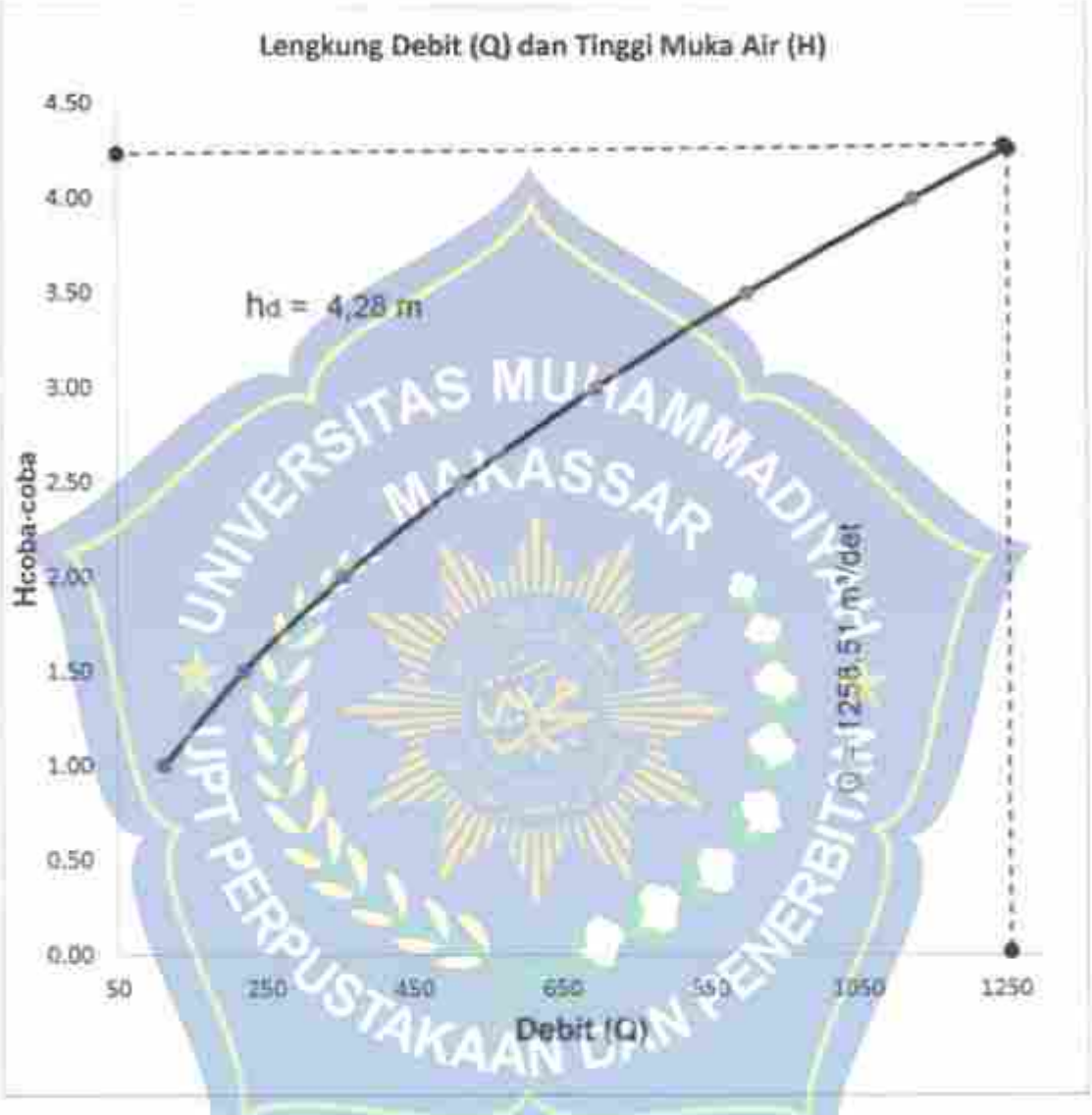
Kemiringan sungai : 0.0049

Kekasaran Manning : 0.0475

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 43,15	77,50	79,33	0,98	1,45	112,11	
2	1,50	+ 43,65	117,00	80,74	1,45	1,88	220,12	Elevasi
3	2,00	+ 44,15	157,00	82,16	1,91	2,26	355,22	dasar
4	2,50	+ 44,65	197,50	83,57	2,36	2,61	514,83	+ 42,15
5	3,00	+ 45,15	238,50	84,99	2,81	2,92	697,18	Debit (Q_{100})
6	3,50	+ 45,65	280,00	86,40	3,24	3,22	900,91	
7	4,00	+ 46,15	322,00	87,81	3,67	3,49	1124,97	**1258,51**
8	**4,28**	**+ 46,43**	**345,65**	**88,60**	**3,90**	**3,64**	**1258,51**	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1252,47 m^3/dt didapatkan tinggi muka air sebelum dibendung 4,28 meter, kecepatran aliran 3,64 m/dt dimana berada pada elevasi 46,43 m dengan elevasi dasar sungai 42,15 m.



Gambar 33. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H)
Setelah Dinormalisir Sebelum Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok P1, elevasi dasar 42,15 m dengan coba banding didapatkan Hd = 4,28 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

Tabel 30. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok S1

Lebar sungai : 106,40m

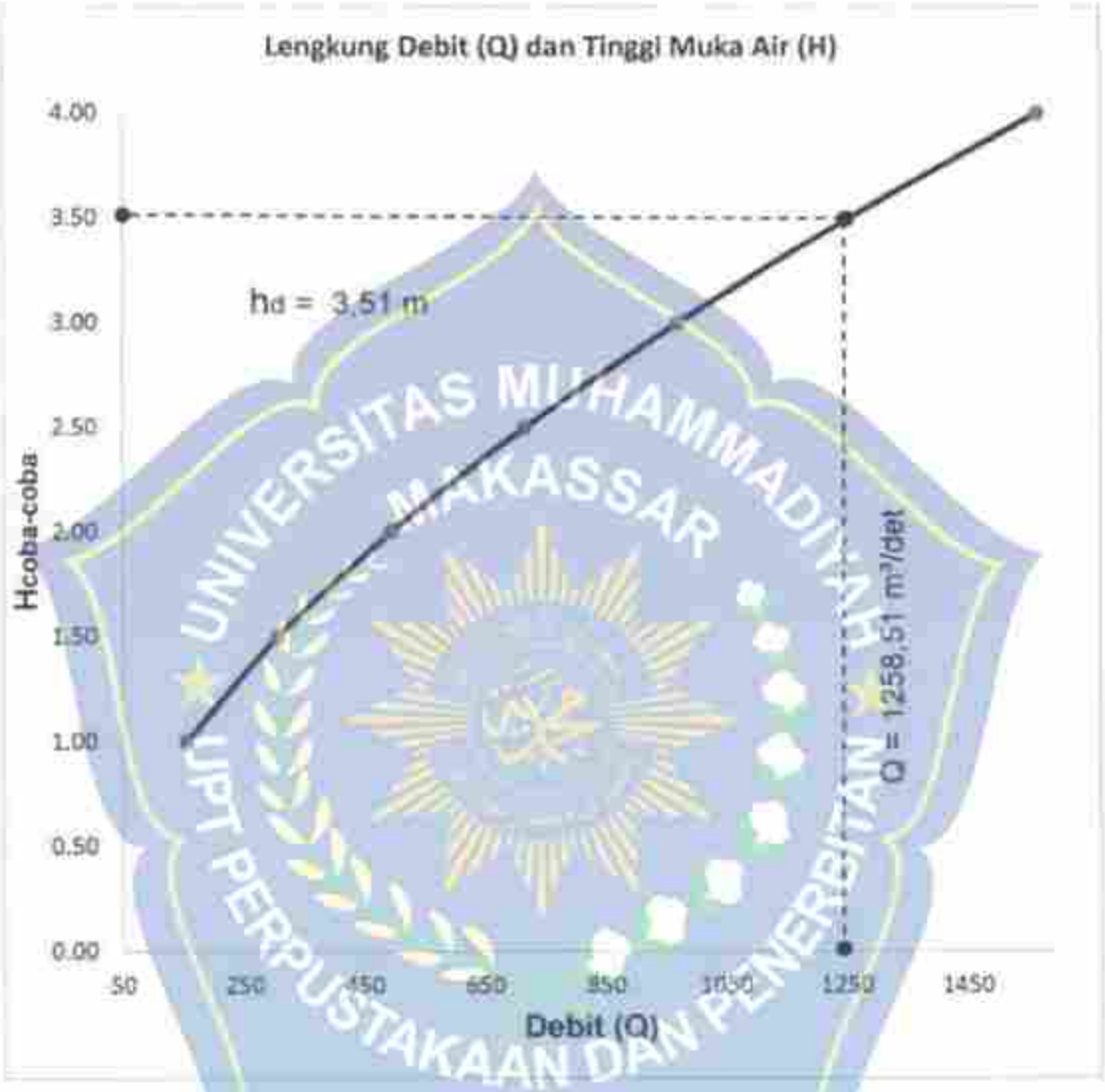
Kemiringan sungai : 0.0049

Kekasaran Manning : 0.0475

No	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 43,50	107,40	109,23	0,98	1.45	156,03	
2	1,50	+ 44,00	161,85	110,64	1,46	1,89	306,43	Elevasi
3	2,00	+ 44,50	216,80	112,06	1,93	2,28	494,57	Dasar
4	2,50	+ 45,00	272,25	113,47	2,40	2,63	716,88	+ 42,50
5	3,00	+ 45,50	328,20	114,89	2,86	2,96	970,84	Debit (Q_{100})
6	**3,51**	**+ 46,01**	**385,41**	**116,32**	**3,31**	**3,27**	**1258,51**	
7	4,00	+ 46,50	441,60	117,71	3,75	3,55	1566,47	**1258,51**
								m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1252,47 m^3/dt didapatkan tinggi muka air setelah dibendung 3,51 meter, kecepatran aliran 3,27 m/dt dimana berada pada elevasi 46,01 m dengan elevasi dasar sungai 42,50 m.



Gambar 34. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir setelah Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok S1, elevasi dasar 42,50 m dengan coba banding didapatkan Hd = 3,51 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

Tabel 31. Hubungan antara debit (Q) dan tinggi muka air (H)

Sungai : Bajo

Lokasi/No. Profil : Patok S2

Lebar sungai : 130,52 m

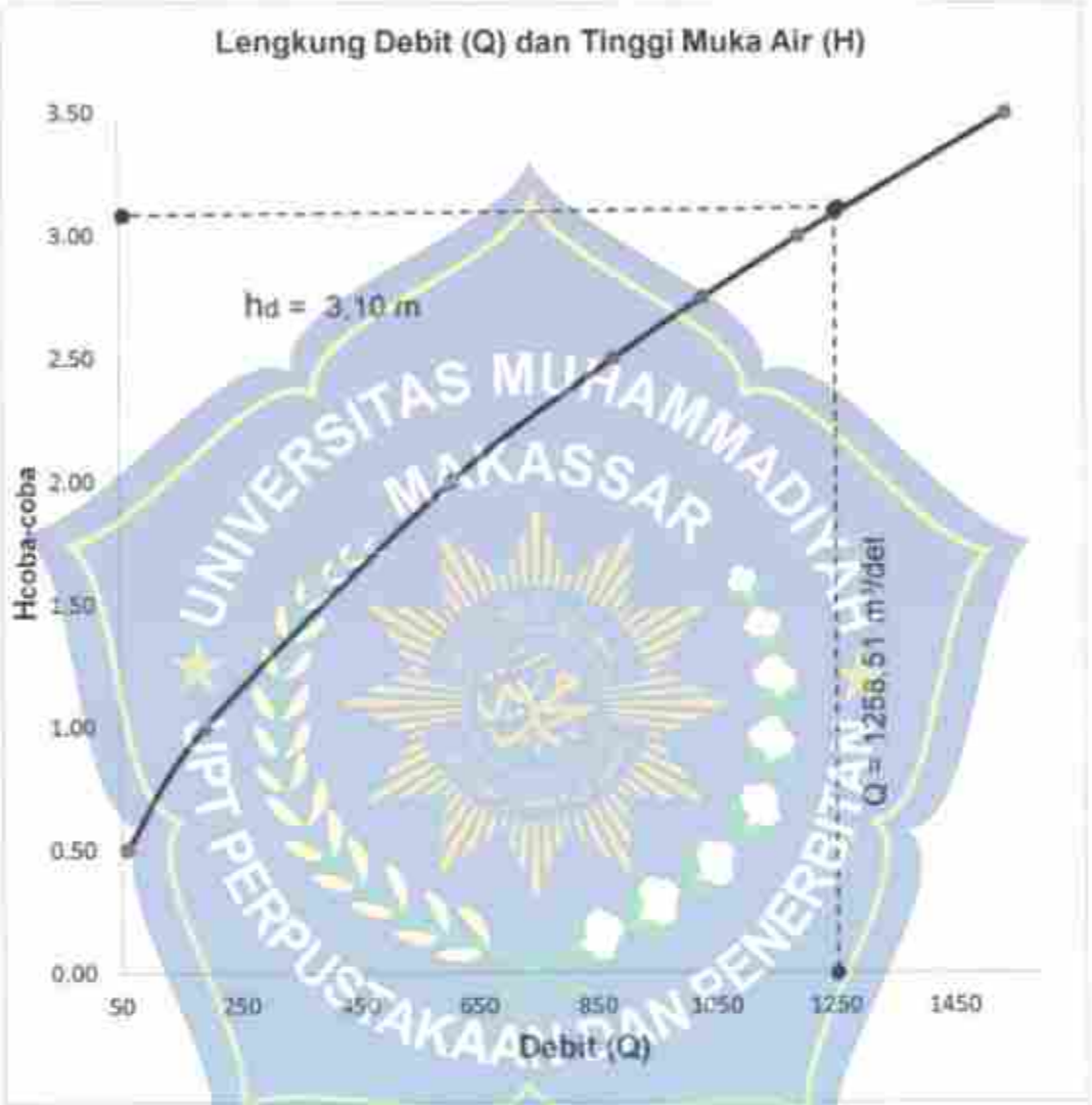
Kemiringan sungai : 0.0049

Kekasaran Manning : 0.0475

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 43,25	65,51	131,93	0,50	0,92	60,35	
2	1,50	+ 43,75	131,52	133,35	0,99	1,46	191,46	Elevasi
3	2.00	+ 44,75	265,04	136,18	1,95	2,29	607,03	Dasar
4	2.50	+ 45,25	332,55	137,59	2,42	2,65	879,95	+ 42,75
5	2.75	+ 45,50	366,49	138,30	2,65	2,81	1031,15	Debit (Q_{100})
6	3,00	+ 45,75	400,56	139,01	3,28	2,98	1191,74	
7	**3,10**	**+ 45,85**	**414,21**	**139,29**	**2,97**	**3,04**	**1258,51**	**1258,51**
8	3,50	+ 46,75	469,07	140,42	3,34	3,28	1540,05	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa antara hubungan antara debit (Q100) = 1258,51 m^3/dt didapatkan tinggi muka air setelah dibendung 3,09 meter, kecepatran aliran 3,04 m/dt dimana berada pada elevasi 45,85 m dengan elevasi dasar sungai 42,75 m.



Gambar 35. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H)
Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung

Dari grafik lengkung debit antara debit (Q) dengan tinggi muka air (H) diatas dinyatakan bahwa tinggi muka air pada patok S2, elevasi dasar 42,75 m dengan coba banding didapatkan Hd = 3,10 m dengan debit (Q) = 1258,51 m^3/dt.

1. Analisis Hidrolis Bendung

a. Menentuan Elevasi Mercu Bendung

Untuk menentuan elevasi mercu bendung dilakukan seperti berikut:

Tabel 32. Menentukan Elevasi Mercu Bendung

No.	Uraian	Ketinggian
1	Elevasi tertinggi Sawah yang akan diairi	± 41,35 m
2	Tinggi air disawah	0,10 m
3	Kehilangan tekanan:	
	- kehilangan dari saluran kuarter ke sawah	0,10 m
	- kehilangan di box bagi kuarter	0,10 m
	- kehilangan di saluran tersier	0,10 m
	- kehilangan pintu di bangunan bagi sadap	0,20 m
	- kehilangan di gorong-gorong	0,10 m
	- kehilangan di saluran sekunder ke tersier	0,25 m
	- kehilangan di saluran Induk ke Sekunder	0,50 m
	- kehilangan di kantong lumpur	0,20 m
	- Kehilangan akibat bangunan ukur	0,60 m
	- Kehilangan di pintu intake	0,30 m
	- kehilangan dibangunan pengantar / penguras	0,20 m
	- Bangunan lain antara lain kantong sedimen	0,30 m
4	Eksploitasi	0,10 m
	Elevasi Rencana Mercu Bendung	± 44,50 m
	Elevasi Dasar Sungai	± 42,00 m
	Tinggi Bendung	2,50 m

Sumber: *hasil perhitungan*

Dari tabel diatas maka dapat ditentukan elevasi rencana mercu bendung, dimana elevasi sawah tertinggi berada pada di elevasi ± 41,35 m sedangkan elevasi rencana mercu bendung berada pada elevasi ± 44,50 m dengan elevasi dasar sungai bajo ± 42,00 m, maka tinggi mercu bendung adalah 2,50 m.

b. Perencanaan Lebar Bendung

Lebar Efektif bendung (B_{ef}) dihubungkan dengan lebar mercu yang sebenarnya (B), yakni jarak antara pangkal bendung dengan pilar, dengan persamaan berikut:

$$B_e = B - 2 (n \times K_p + K_a) H_1$$

Dimana:

Be : Lebar efektif bendung (m)

B : Lebar total bendung (m)

Ka : Koefisien kontraksi pangkal

Kp : Koefisien kontraksi pilar bendung

n : Jumlah pilar

H : Tinggi energi (m)

B : 1,2 x lebar rata-rata sungai/lebar normal sungai (m) atau bias juga ditentukan sama dengan lebar rata-rata sungai stabil atau pada lebar penuh alur (*bank full discharge*).

Lebar sungai Bajo S2 = 130,50 m

S1 = 106,40 m

P0 = 76,50 m

P1 = 79,19 m

P2 = 108,10 m

P3 = 122,40 m

Maka lebar normal sungai bajo (Bn)= 100,15 m dibulatkan menjadi 100 m

$$B_{tot} = \left(\frac{\text{Lebar rata-rata} + \text{Lebar dasar sungai}}{2}\right) \times 1,20$$

$$= \left(\frac{100 + 80}{2}\right) \times 1,20$$

$$= 90 \times 1,20$$

$$= 108,00 \text{ m}$$

Harga koefisien K_p dan K_a diberikan pada tabel berikut:

Tabel 33. Harga-harga Koefisien Konstraksi Pilar (Kp)

No	Keterangan	Kp
1	Untuk pilar yang berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0.1 dari tebal pilar	0.02
2	Untuk pilar berujung bulat	0.01
3	Untuk pilar berujung runcing	0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02

Tabel 34. Harga-harga Koefisien Konstraksi Pangkal Bendung (Ka)

No	Keterangan	Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran	0.2

2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90^0 ke arah aliran dengan 0.5 H1 > r > 0.15 H1	0.1
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana r > 0.5H1 dan tembok hulu tidak lebih dari 45^0 ke arah aliran	0

(Sumber: Standar Perencanaan Irigasi KP-02)

K_p : Koefisien kontraksi pilar (untuk pilar bulat) (Tabel 46) = 0,01

K_a : Koefisien kontraksi pangkal bendung (Tabel 47) = 0,10

n : Jumlah pilar = 3 buah

H1 : Tinggi energi (m)

Jadi lebar efektif bendung adalah

$B_e = B - 2 (n \times K_p + K_a) H_d$

$B_e = 108,00 - 2 (3 \times 0,01 + 0,10) H_d$

$B_e = 108,00 - 0,26 H_d$

Lebar Pintu Penguras (B_p)

Lebar pintu penguras /pengambilan ditamba tebal pilar sama dengan 1 / 6 sampai 1/10

$$B_p = \frac{1}{10} \times B_{tot}$$

$$= \frac{1}{10} \times 108,00$$

$$= 10,80 \text{ m}$$

Lebar satu lubang maksimum pintu penguras 2,5 meter untuk kemudahan operasi pintu dan jumlah lubang tidak lebih dari tiga buah. Untik tebal pilar

diambil antara 1,50 – 2,00 m. Lebar pintu penguras direncanakan 2 bukaan karena lebar pintu penguras melebihi dari 2,50 m.

Maka lebar pintu penguras (B_2) = $B_p - 3 \times t$

$= 10,80 - (3 \times 1.25)$

= 7,05 m dengan 3 bukaan

Lebar Pilar (B_3) = 3 x 1,25 = 3,75 m

Jadi lebar pintu = 2,35 m

B1 = Lebar Total Bendung-tebal pilar(t)-lebar pintu penguras

$= 108,00 - (3 \times 1,25) - (3 \times 2,35)$

$= 108,00 - 3,75 - 7,05$

$= 109,00 - 10,80$

$= 97,20$ m

Lebar Total bending sebenarnya (B)

$B = B_1 + B_2 + B_3$

$= 97,20 + 7,05 + 3,75$

$= 108,00$ m

Maka lebar total bendung bajo (B) = 108,00 m

c. Perhitungan Elevasi Muka Air Sebelum di Bendung

Dengan membagi secara vertical beberapa bagian penampang melintang sungai berbentuk trapezium setinggi h, maka tinggi muka air dari hasil perhitungan dapat dilihat pada table 48.

Tabel 35. Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Sebelum dibendung

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1,00	+ 42,00	101,00	102,83	0,98	1,45	146,63	
2	1,50	+ 42,50	152,25	104,24	1,89	1,89	287,95	Elevasi
3	2,00	+ 43,00	204,00	105,66	2,28	2,28	464,74	dasar
4	2,50	+ 43,50	256,25	107,07	2,63	2,63	673,62	+ 41,00
5	3,00	+ 44,00	309,00	108,49	2,95	2,95	912,24	Debit (Q_{100})
6	3,50	+ 44,50	362,25	109,90	3,30	3,25	1178,80	
7	**3,64**	**+ 44,64**	**377,30**	**110,30**	**3,42**	**3,34**	**1258,51**	**1258,51**
8	4,00	+ 45,00	416,00	111,31	3,74	3,54	1471,91	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas tinggi muka air sungai sebelum dibendung berdasarkan debit banjir rencana Q100 maka dapat ditentukan dengan perhitungan cara coba banding seperti tabel diatas dengan debit Q100 = 1258,51 m^3/dt didapatkan hasil tinggi muka air sebelum dibendung H = 3,64 m. Selanjutnya dipergunakan cara grafis dengan memasukkan hasil perhitungan tabel coba banding ke dalam kurva lengkung debit.

Gambar 36. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung (Sumber: Hasil Perhitungan)

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (Hd) = 3,64 meter dengan debit Q100 = 1258,51 m^3/dt. Untuk mengontrol nilai-nilai di atas maka diperlukan langkah-langkah perhitungan yang dapat dilihat pada rekap hasil perhitungan.

d. Perhitungan Elevasi Muka Air Setelah di Bendung

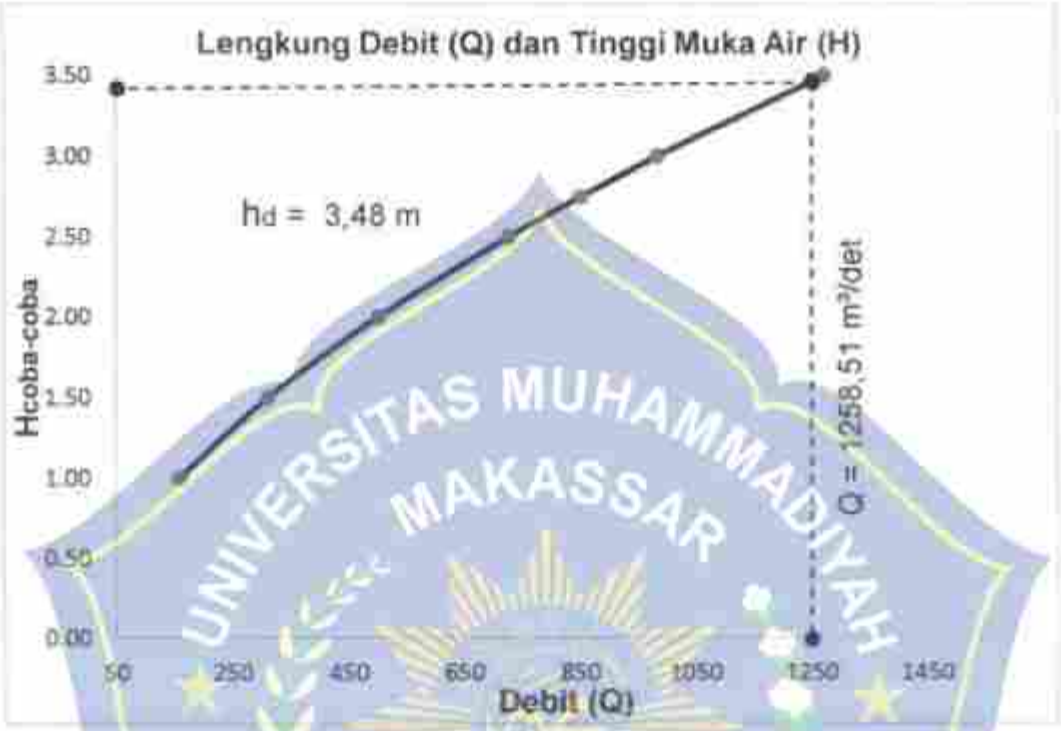
Dengan membagi secara vertikal beberapa bagian penampang melintang sungai berbentuk trapezium setinggi h, maka tinggi muka air dari hasil perhitungan dapat dilihat pada table 49.

Tabel 36. Perhitungan Tinggi Muka Air Sungai Setelah dibendung

No.	H	EL	A	O	R	V	Q	Keterangan
1	1.00	+ 43,00	109,00	110,83	0,98	1,45	158,38	
2	1.50	+ 43,50	164,25	112,24	1,46	1,89	311,05	Elevasi
3	2.00	+ 44,00	220,00	113,66	1,94	2,28	502,03	dasar
4	2.50	+ 44,50	276,25	115,07	2,40	2,63	727,70	+ 42,00
5	2,75	+ 44,75	304,56	115,78	2,63	2,80	852,71	Debit (Q_{100})
6	3,00	+ 45,00	333,00	116,49	2,86	2,96	985,49	
7	**3,48**	**+ 45,48**	**387,40**	**117,83**	**3,29**	**3,25**	**1258,51**	**1258,51**
8	3,50	+ 45,50	390,25	117,90	3,31	3,26	1273,47	m^3/dt

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas tinggi muka air sungai setelah dibendung berdasarkan debit banjir rencana Q100 = 1258,51 m^3/dt dengan tinggi muka air setelah di bendung 3,48 m maka dapat ditentukan dengan perhitungan cara coba banding seperti tabel diatas. Selanjutnya dipergunakan cara grafis dengan memasukkan hasil perhitungan tabel coba banding ke dalam kurva lengkung debit.



Gambar 37. Grafik Hubungan antara debit (Q) dan tinggi (H) Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung (Sumber: hasil Perhitungan)

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (Hd) = 3,48 meter. Untuk mengontrol nilai-nilai di atas maka diperlukan langkah-langkah perhitungan yang dapat dilihat pada rekap hasil perhitungan.

Dari grafik diatas diperoleh nilai Hd = 3,47 m

Maka lebar efektif pada bendung:

$B_e = B - 2 (n \times K_p + K_a) H_d$

$= 108,00 - 2 (3 \times 0.01 + 0.10) 3,47$

$= 108,00 - 0.66 \times 3,48$

$= 105,80$ m

Maka lebar efektif bendung yang didapatkan yaitu B_{ef} = 105,80 meter

Rekap Hasil Perhitungan:

Debit rencana yang digunakan (Q_{100})	= 1258,51 m^3/dtk
Kemiringan rata-rata dasar sungai (I)	= 0,0049
Tinggi muka air sebelum di bendung (h_{sb})	= 3,64 m
Tinggi muka air setelah di bendung (h_{sd})	= 3,48 m
Tinggi bendung (P)	= 2,50 m
Lebar bendung total (B_{tot})	= 120,00 m
Lebar Efektif Bendung (Bef)	= 105,80 m
Lebar pintu penguras (B_p) (3 bukaan)	= 2,50 m
Elevasi dasar sungai	= ± 42,00 m
Elevasi sawah tertinggi yang akan di air	= ± 41,35 m

e. Tinggi Muka Air Diatas Mercu Bendung

Tinggi muka air diatas mercu dapat dihitung dengan persaman tinggi energi pada debit , untuk ambang bulat yaitu:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot B_e \cdot H^{3/2}$$

Diketahui:

Debit rencana (Q_{100})	= 1258,51 m^3/dt
Tinggi mercu bendung (P)	= 2,50 m
Elevasi dasar sungai	= 42,00 m
Elevasi mercu bendung	= 44,50 m
Lebar efektif bendung (B_{ef})	= 105,80 m

Tabel 37. Perhitungan Aliran di Atas Mercu Bendung

P = 1,5.00 m r = 1.0 m

No	H1	H1/r	P/H1	c_0	c_1	c_2	Cd	Q
1	0.50	0.50	3	1.04	1	1	1.04	66,32
2	1.00	1.00	1.5	1.17	0.995	1	1.16	209,99
3	1.50	1.50	1.0	1.27	0.99	1.001	1.25	412,84
4	2.00	2.00	0,75	1.35	0.97	1.003	1.31	670,09
5	2.50	2.50	0,60	1.38	0.995	1.004	1.37	978,38
6	**3.01**	**3.01**	**0.50**	**1.43**	**0.934**	**1.00**	**1.34**	**1258,51**
7	3.40	3.40	0.44	1.45	0.934	1.0047	1.33	1,505,77

Sumber: Hasil Perhitungan

Rekap Hasil Perhitungan:

Debit Rencana yang digunakan (Q_{100}) = 1258,51 m^3/dtk

Tinggin muka air diatas mercu (H_d) = 3,25 m

Tinggin muka air diatas mercu bendung (h_1) = 3,01 m

Elevasi muka air diatas mercu bendung = ± 47,51 m

Lebar efektif bendung (B_{Ef}) = 105,80 m

Tinggi jagaan (W) = 1,20 m

f. Menentukan Elevasi Top Tanggul Pengaman

Secara teoritis elevasi top bendung dapat ditentukan dengan menambahkan tinggi jagaan (free board) di atas muka air pada waktu debit banjir rencana (Q100).

Pada analisa ini diambil beberapa keadaan, yaitu sebagai berikut :

1. Kondisi dengan banjir rencana (Q_{100})

   Pada keadaan ini tinggi bendung P = 2.50 m. Dari perhitungan aliran di atas mercu bendung telah diperoleh tinggi air pada saat banjir (Q_{100}) yaitu H_d = 3.00 m

   Kecepatan aliran (Vo)

$$V_o = \frac{Q}{(P + H_d) \times B_{ef}}$$

$$= \frac{1258,51}{(2,50 + 3,48) \times 105,80}$$

$$= \frac{1258,51}{582,96}$$

$$= 2,16 \text{ m/dtk}$$

   Tinggi kecepatan (Hv)

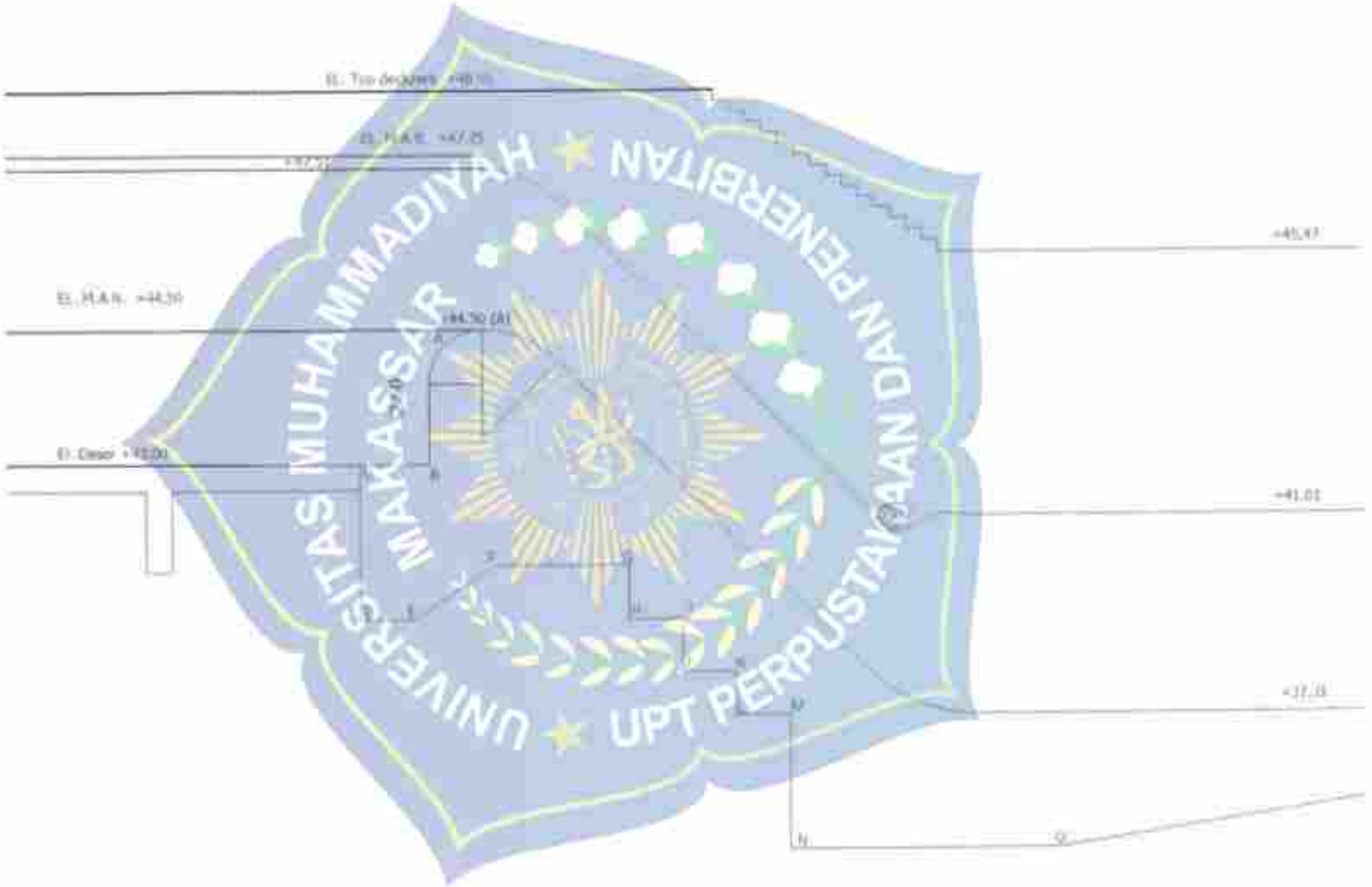
$$h_v = Hd + \frac{Vo^2}{2 \times g}$$

$$= 3,01 + \frac{2,16^2}{2 \times 9,81}$$

$$= 3,25 \text{ m}$$

Maka elevasi top bendung yang dibutuhkan :

Elevasi mercu + H_d + Hv + W = 44.50 + 3.01 + 0.24 + 1,2 = 48.95 m



Gambar 38. Perhitungan Muka air pada bendung Bajo
(Sumber: Hasil Perhitungan)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

g. Kurve Pengempangan (Back Water Curve)

Kurve pengempangan digunakan untuk menghitung panjang dan elevasi tanggul banjir di hulu Bendung Bajo. Perhitungan yang tepat untuk kurve pengempangan dapat di kerjakan dengan metode langkah standar atau standard Step Method.

Gambar 39. Kurve Pengempangan

$$Z = h\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2$$

Untuk $\frac{h}{a} > I \rightarrow L = \frac{2h}{I}$

Untuk $\frac{h}{a} \leq I \rightarrow L = \frac{a+b}{I}$

Dimana :

a = kedalaman air di sungai tanpa bendung (m)

h = tinggi air berhubung adanya bendung (m)

L = panjang total dimana kurve pengempangan terlihat (m)

Z = kedalaman pengempangan pada titik x dari bendung (m)

X = jarak dari bendung (m)

I = kemiringan rata-rata sungai

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Elevasi muka air hulu di atas bendung + 47.51

Elevasi muka air sebelum dibendung di posisi

Rencana bendung (+42.00 + 2.50) = + 44.50

Elevasi dasar sungai di lokasi rencana bendung + 42.00

Jadi a = 2,50 m

h = 47,51– 44.50 = 3,01 m

$\frac{h}{a} \geq 1 \rightarrow = \frac{3,01}{2,50} \geq 1 \quad = 1,20 \geq 1$

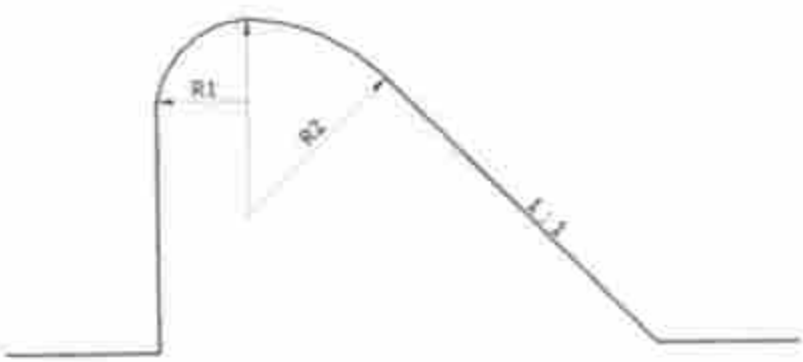
Maka $L = \frac{2h}{I} = \frac{2 \times 3,01}{0,0049} = 1236,02$ m

Jadi, panjang total kurva pengempangan untuk tanggul banjir didapatkan dari hasil perhitungan L = 1236 meter

h. Perhitungan Bentuk Mercu

Tipe mercu bendung yang digunakan yaitu type bulat dengan permukaan hulu tegak dan permukaan hilir dengan kemiringan 1:1.

R1 = 1,00 m R2 = 2,00 m



Gambar 40. Sketsa Mercu Bendung

i. **Perhitungan Kolam Olak**

Perhitungan kolam olakan di rencanakan sebagai berikut:

Diketahui:

Kolam olakan datar type IV dengan bilangan froud antara 2,5 – 4,5.

Total tinggi energi di atas mercu (H_1) = 3,01 m

Tinggi atas di atas mercu (H_d) = 3,25 m

El. Mercu = +44.50 m

El. Dasar sungai = + 42.00 m

Tinggi mercu = 2.50 m

Hd1 = 3.01 m

Debit Q_{100} = 1258.51 m^3/dtk

Lebar efektif = 105.800 m

Debit saluran:

$$q = \frac{Q100}{Bef}$$

$$= \frac{1258.51}{105.80}$$

= 11.90 m^3/dtk/m

Kedalaman kritis

$$Hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{11.90^2}{9.81}}$$

= 2.43 m

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Tinggi air di atas olakan, Jika $0.5 < \frac{\Delta H}{hc}$

$t = 2.4 \times Hc + 0.4 \times \Delta H$

ΔH = (el. M.A.hulu + Hv) - (el. M.A.hilir + Hv)

= (48.71 + 0.24) – (44.64 – 0.54)

= (48.74 – 45.18)

= 3.77

$\frac{\Delta H}{hc} = \frac{3.77}{2.43} = 1.55$ m

t = $2.4 \times Hc + 0.40 \times \Delta H$

= $2.4 \times 2.43 + 0.40 \times 3.77$

= 5.82 + 1.51

= 7.33 m

Panjang olakan

D = R = L

El. Olakan = EL.M.A.hilir – t

= ± 44.64– 7.33

= ± 37.31 m

El. Dasar = el. Mercu – tinggi bendung

= ± 44.50 – 2.50

= ± 42.00 m

Jadi nilai peredam energy = 2.7 × hd1

= 2.7 × 3,25 = 8,77 m

Untuk mencari nilai yu

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Tinggi jatuh ($\Delta Z = \Delta H$)

$\Delta H = \Delta Z$ = El. Mercu bending – el. Dasar lantai olakan

= ± 44.500 – ± 37.31

= 7.19 m

$$\frac{\Delta H}{H1} = \frac{7,19}{3,01} = 2,3898$$

Nilai Yu/H1, di peroleh dari hasil interpolasi nilai pada table A.2.1.KP 02 hal. 208

$\Delta H/H_1$	Yu/H_1
2,3613	0,1958
2,3898	.....
2,4615	0,1929

Sumber: Hasil Perhitungan

$$\frac{Yu}{H_1} = 0,1958 + \left(\frac{2,3898 - 2,4615}{2,3613 - 2,4615}\right)(0,1929 - 0,1958)$$

$$= 0,1950$$

$$\frac{Yu}{H_1} = 0,1954$$

$Yu = 0,1950 \times H_1$

$= 0,1950 \times 3,01$

$= 0,59$ m

Untuk kolam loncatan air

$$V1 = \sqrt{2 \times g\left(\frac{1}{2} \times H1 + Z\right)}$$

Dimana:

V1 = kecepatan awal loncatan, m/dt

g = percepatan gravitasi, m/dt^2

H1 = tinggi muka air diatas Mercu, m

Z = tinggi jatuh, m

$$V1 = \sqrt{2 \times g\left(\frac{1}{2} \times H1 + Z\right)}$$

$$= \sqrt{2 \times 9{,}18\left(\frac{1}{2} \times 3{,}01 + 7{,}19\right)}$$

$$= 13{,}06 \text{ m/dt}$$

Untuk mendapatkan bilangan Froude maka, digunakan rumus berikut:

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Yu}}$$

Dimana:

Fr = Bilangan Froude

Yu = Kedalaman air awal loncatan

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot Yu}} = \frac{13{,}06}{\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}59}} = 4{,}50$$

Berdasarkan nilai Froude di atas maka kolam olakan yang akan di rencanakan adalah kolam olakan type IV dengan ketentuan bilangan Froude antara 2,5 – 4,5. Dimana hasil yang di dapatkan dari hasil perhitungan yaitu 4,50 atau 2,5 < 4,5 > 4,5. Maka dapat digunakan kolam olak **USBR type IV**.

$$\frac{Yu}{H_1} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fru^2} - 1\right)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 4{,}50^2} - 1\right)$$

= 5,88 m

$$\frac{Y_2}{h_1} = Yu \cdot 5{,}88$$

= 0,59 x 5,88

= 3,47 m

$$L_j = 2 \cdot Yu\left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fru^2} - 1\right)$$

$= 2 \times 0{,}59 \times \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 4{,}50^2} - 1\right)$

= 1,18 x (11,77)

= 13,89 m

Maka panjang kolam olakan dibulatkan menjadi 14,00 meter

Balok Muka

Tinggi blok muka (n) = 2,00 x Yu

= 2,00 x 0,59

= 1,18 m = 1,20 m

Lebar maksimum gerigi (W) = Yu

= 0,59 m

Jarak antar Gerigi = 2,50 x W

= 2,50 x 0,59 =1,50 m

Ambang ujung Hilir = 1,25 x Yu

= 1,25 x 0,59 = 0,80

Tebal bagian atas balok hilir (n2)= 0,20 x n

= 0,20 x 0,80 = 0,16 m

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Tinggi dinding kolam olakan (W_i)= $(h_1 + Y_2) + 0{,}60 \cdot H_1$

$= (3{,}24 + 3{,}47) + 0{,}60 \times 3{,}01 = 8{,}60$ m

Jadi elevasi dinding kolam = elevasi lantai kolam + tinggi dinding

$= \pm 37{,}31 + 8{,}60 = \pm 45{,}91$ m

Kecepatan aliran pada kolam olakan ($V_1 - Vd$) table 4.2.1. (KP-02) lampiran 2 Hal. 208

Z/H_1	Y_u/H_1
2,4615	0,0538
2,3898	.....
2,3613	0,0548

Sumber: Hasil Perhitungan

$$\frac{Vd^2}{2.g.H_1} = 0{,}0538 + \left(\frac{2{,}3898 - 2{,}4615}{2{,}4615 - 2{,}4615}\right)(0{,}0548 - 0{,}0538) = 0{,}0545$$

Sehingga,

$Vd = \sqrt{2 \times g \times H1}$

$= \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 3{,}00 \times 0{,}0545} = 1{,}79$ m/dt

Jadi kecepatan aliran pada lantai olakan ($V_d = V_2$) = 1,79 m/dtk

j. Perhitungan Lantai Depan

Panjang lantai depan di perkirakan sesuai dengan perkiraan berikut:

$L_{dp} = L_{pt} - L_{ada}$

$L_{dp} = L_{p2} \times C$

Dimana:

L_{lp} = Panjang lantai depan (m)

L_{pt} = Panjang rayapan total (m)

L_{ada} = Panjang rayapan yang ada (m)

C = Koefisien rayapan blight (C Blight = 9 untuk pasir kasar); pada lampiran 4

L_{p2} = elevasi M.A normal – El.lantai olakan

= ± 44,50 – 37,31 = 7,19 m

Jadi,

$L_{pt} = L_{p2} \times C$

= 7,19 x = 64,74 m

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Berdasarkan gambar:

Gambar 41. Perhitungan Panjang Rembesan Bendung Bajo

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 38. Panjang Rembesan Tanpa Lantai Muka Bendung Bajo

No	Bagian	Panjang Bagian (m)		$H = \frac{L}{CB}$	CB = 9
		LH	LV		
1	S - R	-	3,50	0,39	
2	R - Q	1,00	-	0,11	
3	Q - P	-	1,64	0,18	
4	P - O	9,76	-	1,08	
5	O - N	5,00	-	0,56	
6	N - M	-	2,50	0,28	
7	M - L	1,00	-	0,11	
8	L - K	-	0,80	0,09	
9	K - J	1,00	-	0,11	
10	J - I	-	1,00	0,11	
11	I - H	1,00	-	0,11	
12	H - G	-	1,00	0,11	
13	G - F	2,50	-	0,28	
14	F - E	-	1,80	0,20	
15	E - D	1,00	-	0,11	
16	D - C	-	2,89	0,32	
17	C - B	1,28	-	0,14	
18	B - A	-	2,50	0,28	
19	Lantai depan	LH	-	-	
TOTAL		23,54 + LH	17,63	4,57	

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas maka dapat ditentukan panjang reyapan vertikal (L_V) = 17,63 m dan horizontal (L_H) = 23,54 + LH

Teori Lane:

$\Sigma Lv + 1/3\ LH > \Delta H \times CL$

$17,63 + 1/3\ (23,54 + LH) > 7,19 \times 3$

$17,63 + 7,85 + (1/3 \times LH) > 21,58$

$1/3\ LH > 21,58 - 25,48$

$LH = -3,90 \times 3$

$LH = -11,69\ m$

Teori Bligh:

$\Sigma Lv + \Sigma Lh \geq \Delta H \times CB$

$17,63 + 23,53 + LH \geq 9,00 \times 7,19$

$41,17 + LH \geq 64,74$

$LH = 64,74 - 41,17$

$= 23,57\ m$

Dari hasil Perhitungan tersebut maka panjang lantai depan bendung = 24,00 m. Berdasarkan tabel perhitungan di atas:

$L_{ada} = L_v + L_H$

$= 17,63 + 23,54 \qquad = 41,17\ m$

$L_{dp} = L_{pt} - L_{ada}$

$= 64,19 - 41,17 = 23,57$ (hasil perhitungan)

Jadi lantai depan (L_{dp}) =24,00 m

Keterangan ; hasil pengambaran sudah selesai dengan hasil perhitungan kontrol:

$L_c \geq \Delta H$

$$L_c = \frac{l_{ada} + L_{dp}}{C} = \frac{41{,}17 + 23{,}57}{9} = \frac{64{,}19}{9} = 7{,}19\ m$$

Jadi, 7,19 m ≥ 7,19 m ..... aman

Kontrol Tebal Lantai Kolam Olak

Untuk menentukan tebal lantai Kolam olak harus ditinjau pada 2 keadaan yaitu keadaan air normal dan keadaan air banjir, dimana rumus yang dapat digunakan:

Gambar 42. Sketsa Potongan Kolam Olak

Tinjau terhadap potongan I – I

Panjang creep line dari lantai depan sampai titik ditinjau (titik A)

L = 35,75 m

γ beton = 2300 m^3

= 2,3 ton/m^2

Tinggi tekanan pada potongan I – I

$$P = \frac{L}{C_w} = \frac{35,75}{9} = 3,97\,m$$

Elevasi garis hidrolis gradient = +44,50 – 3,97 = +40,53

Maka

P = +40,53 - 37,31

= 3,22 m

t = 2,5 m

(P + t) γ air = (3,22 + 2,5) 1

= 5,72 t/m²

(t) x γ beton = 2,50 x 2,30

= 5,75 t/m²

(t) x γ beton ≥ (P + t) γ air

5,75 t/m² > 5,72 t/m²

Atau SF = $\frac{5,75}{5,72}$ = 1,01 > SF = 1 → Ok

Jadi tebal olakan t = 2,5 m aman

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

E. Kontrol Stabilitas Bendung Bajo

1. Perhitungan Stabilitas Bendung saat Air Normal

a. Akibat Gaya Berat Sendiri

Untuk mendapatkan besar gaya berat sendiri pada konstruksi ini digunakan persamaan sebagai berikut:

G = A x Bj

Dimana :

G = berat gaya (ton)

A = luas bidang (m^2)

Bj = berat jenis konstruksi (Beton Tumbuk)

= 2,3 t/m^3

Tabel 39. Perhitungan Gaya Berat Sendiri

No	Arah	Berat Gaya G(ton)		Lengan Horizontal	Momen (t/m)
A	↓	(2,9 x 1) x 2,3	= -6,65	23,80	158,20
B	↓	(1,8 x 2,5) x 2,3	= -10,52	22,10	232,55
C	↓	(4,6 x 1,9) x 2,3	= -20,04	21,00	420,83
D	↓	(0,5 x 1,5) x 1) x 2,3	= -1,73	22,80	39,33
E	↓	(0,5 x 2,5 x 2,5) x 2,3	= -7,19	20,36	146,34
F	↓	(2,5 x 1) x 2,3	= -5,75	18,05	103,79
G	↓	(2,5 x 1) x 2,3	= -5,75	17,05	98,04
H	↓	(2,5 x 0,80) x 2,3	= -4,60	16,05	73,83

No	Arah	Berat Gaya G(ton)	Lengan Horizontal	Momen (t/m)
I	↓	(0,5 x 1,9) x 1,9) x 2,3 = -4,11	18,06	74,19
J	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	16,47	18,94
K	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	15,47	17,79
L	↓	(0,5 x 0,30) x 0,80) x 2,3 = -0,73	14,53	10,69
M	↓	(5 x 2,5) x 2,3 = -28,75	13,30	396,75
N	↓	(11 x 1) x 2,3 = -25,85	5,65	146,06
O	↓	(0,5 x 9,64) x 1,5) x 2,3 = -16,63	8,09	134,53
P	↓	(0,5 x 0,7) x 1,5) x 2,3 = -1,14	1,22	1,39
Q	↓	(1 x 1,5) x 2,3 = -3,45	0,50	1,73
R	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	0,49	0,56
S	↓	(0,2 x 1) x 2,3 = -0,37	0,08	0,03
Jumlah		**ΣG** **146,70 T**	**ΣMT**	**2075,57 T.m**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinnyatakan bahwa total jumlah gaya berat sendiri didapatkan ΣG = 146,70 T, adapun arah panah kebawah (↓) menunjukkan Momen Tahan = 2075,57 T.m

b. **Akibat Gaya Gempa**

Perhitungan akibat gaya gempa dapat di hitung menggunakan persamaan berikut ini:

$$Fg = E \times G$$

$$E = \frac{ad}{g}$$

$Ad = n \times (ac \times Z)^m$

Diketahui :

Z = 0,56

ac = 160 cm/det^2

n = 0,87

m = 1,05

Maka kecepatan gempa rencana adalah sbb :

Ad = $0,80 \times (160 \times 0,56)^{1,05}$

= 97,60 cm/det^2

$$E = \frac{97,60}{9,81}$$

= 9,95 cm/det^2

= 0,10 m/det^2

Tabel 40. Perhitungan Momen Guling Akibat Gaya Gempa

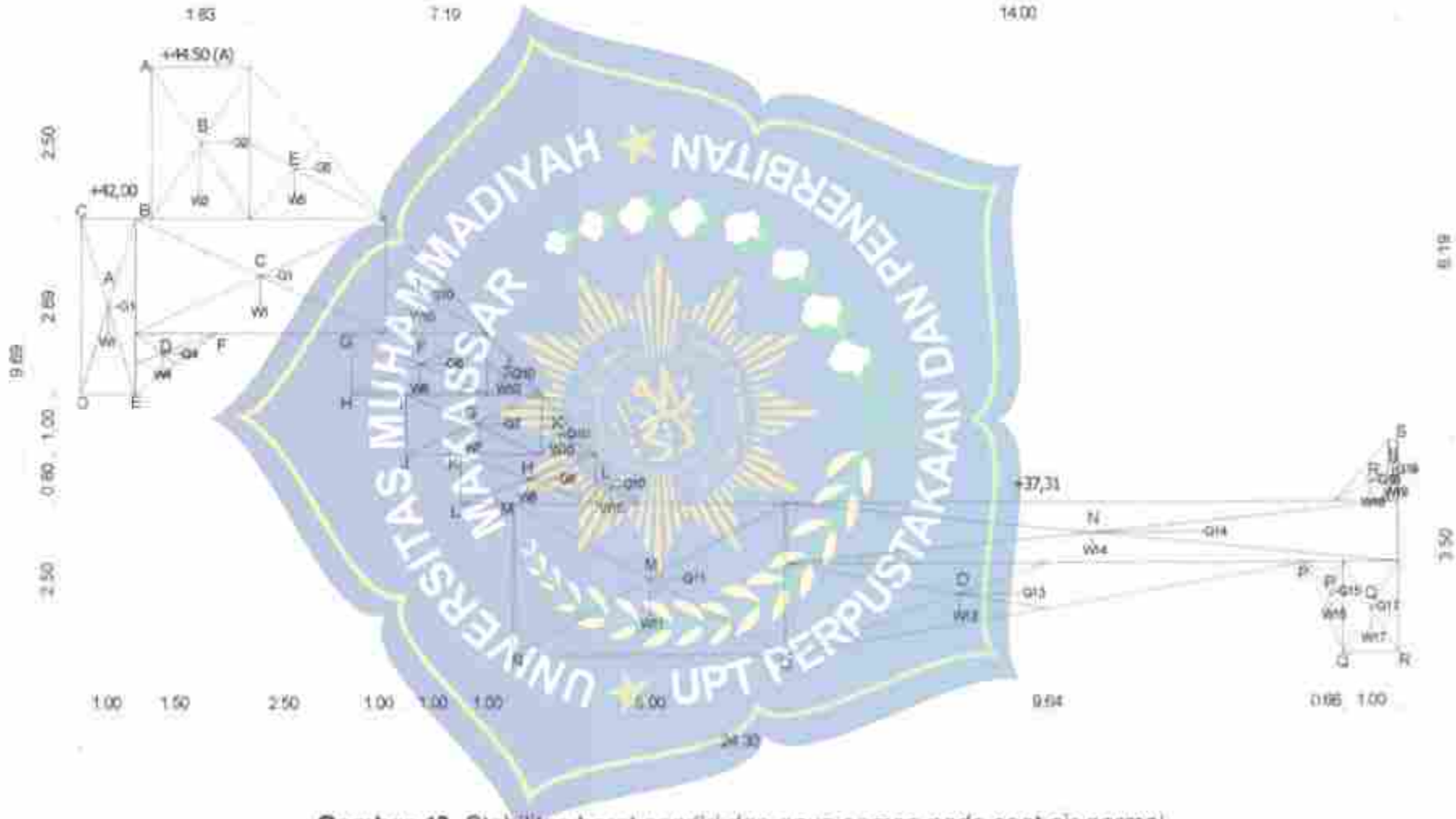
Bidang	Besar Gaya G (ton)	Arah	Lengan (vertikal)	Momen (T.m)
A	6,65 x 0,10 = 0,66	→	5,75	3,83
B	10,52 x 0,10 = 1,05	→	8,44	8,88
C	20,04 x 0,10 = 2,00	→	6,25	12,52
D	1,73 x 0,10 = 0,17	→	4,97	0,86
E	7,19 x 0,10 = 0,72	→	8,02	5,76
F	5,75 x 0,10 = 0,58	→	4,80	2,76

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Bidang	Besar Gaya G (ton)	Arah	Lengan (vertikal)	Momen (T.m)
G	5,75 x 0,10 = 0,58	→	3,80	2,19
H	4,60 x 0,10 = 0,46	→	2,90	1,33
I	4,11 x 0,10 = 0,41	→	5,93	2,44
J	1,15 x 0,10 = 0,12	→	4,63	0,53
K	1,15 x 0,10 = 0,12	→	3,57	0,41
L	0,63 x 0,10 = 0,07	→	2,77	0,20
M	28,75 x 0,10 = 2,88	→	1,25	3,59
N	25,85 x 0,10 = 2,59	→	2	5,17
O	16,63 x 0,10 = 1,66	→	0,98	1,63
P	1,139 x 0,10 = 0,11	→	1	0,11
Q	3,450 x 0,10 = 0,35	→	0,75	0,26
R	1,150 x 0,10 = 0,12	→	2,83	0,33
S	0,37 x 0,10 = 0,04	→	3,00	0,11
Jumlah	**ΣG** **14,67 ton**	→	**ΣMG**	**52,91 T.m**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya gempa pada bendung dimana jumlah gaya gempa (ΣG) =14,67 Ton , adapun arah panah kekanan (→) menunjukkan momen guling (MG) = 52,91 T.m



Gambar 43. Stabilitas berat sendiri dan gaya gempa pada saat air normal

(Sumber : Hasil Perhitungan)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

c. **Akibat Gaya Hidrostatis**

Gaya hidrostatis adalah akibat tekanan air horizontal yang bekerja dan menekan pada bagian hulu bendung. Maka digunakan persamaan berikut:

W = A x gw

Dimana :

W = besar gaya hidrostatis (ton)

A = luas bidang (m^2)

gw = berat jenis air

= 1 t/m^3

WH1 = (0,50 x $2,5^2$ x 1,00)

= 6,25 ton

Lengan = 23,92 m

MG = 6,25 x 23,92

= 74,75 T.m

d. **Akibat Uplift pressure**

Gaya-gaya uplift Pressure terdiri dari 2 bagian yaitu gaya horizontal dan gaya verrtikal. Pada sat gaya uplift pressure digunakan persamaan berikut ini:

$$Px = Hx - \frac{Lx}{\sum L} \times \Delta H$$

Dimana :

Px = gaya uplift pressure pada titik x (t/m2)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Lx = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x, m

Hx = tinggi energi hulu bendung , m

$\sum L$ = panjang rayapan total, m

Dw = berat jenis air, t/m3

DH = beda tinggi energi, m

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat dari tabel berikut :

Rembesan dan tekanan air tanah untuk muka air Banjir di hulu ± 44.50 m sama dengan elevasi mercu bendung dan muka air hilir ± 38.31 m

Hw = 44.50 – 38.31

= 6.19 m

$Cw = \frac{Lw}{Hw}$

$= \frac{22.98}{6.19}$

= 3.74 m

Tabel 41. Gaya Uplift Pressure Setiap Titik Pada Saat Air Normal

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
		m	m	m	m	T/m^2	T/m^2	T/m^2
C					0,0	0,0	2,5	2,50
	C - D	2,98						
D					2,98	0,79	5,39	4,60
	D - E		1	0,33				

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
					3,22	0,88	5,39	4,51
	E - F	1,8						
F					5,02	1,38	4,39	3,01
	F - G		2,50	0,83				
G					5,88	1,61	4,39	2,78
	G - H	1						
H					6,86	1,88	5,39	3,51
	H - I		1	0,33				
I					7,19	1,97	5,39	3,42
	I - J	1						
J					8,19	2,25	6,39	4,14
	J - K		1	0,33				
K					8,52	2,34	6,39	4,05
	K - L	0,80						
L					9,32	2,56	7,19	4,63
	L - M		1	0,33				
M					9,65	2,65	7,19	4,54
	M - N	2,50						
N					12,15	3,34	9,69	6,35
	N - O		5	1,67				
O					13,82	3,79	9,69	5,90

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
	O - P		9,76	3,25				
P					17,08	4,69	8,19	3,50
	P - Q	1,64						
Q					18,72	5,14	9,69	4,55
	Q - R		1	0,33				
R					19,05	5,23	9,69	4,46
	R - S	3,5						
S					22,55	6,19	6,19	0,00
TOTAL		**15,13**	**22,26**	**7,42**				

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa panjang rembesan Vertikal = 15,13 m, dan panjang rembesan Horizontal (1/3 H) = 7,42 m.

Tabel 42. Gaya dan Momen Uplift Horizontal pada Saat Air Normal

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
Horizontal				T	m	T.m	
WH1	A - B	$\frac{1}{2} x\ 2.5\ x\ 2.5$	=	3.13	8,02	+ 25.06	→
WH2	C – D	2.78 x 2.89	=	8.03	5.26	+ 42.26	→

		$\frac{1}{2}x\ 4,60 - 2.50x2.89$	=	3,03	5.26	+ 15,94	→
WH3	E – F	3.41 x 1.00	=	3.41	4.63	- 15.79	←
		$\frac{1}{2}x\ 4.51 - 3.01x1.00$	=	0,75	4.63	- 3,46	←
WH4	G – H	2.93 x 1.00	=	2.93	4.63	- 13.57	→
		$\frac{1}{2}x\ 3.71 - 2.93x1.00$	=	0.36	4.63	+ 1,68	→
WH5	I – J	3.44 x 1.00	=	3.42	3.63	+ 12.40	→
		$\frac{1}{2}x\ 4.35 - 3.44x1.00$	=	0,36	3.63	+ 1,32	→
WH6	K – L	4.08 x 0.80	=	3.24	2.81	+ 9.11	→
		$\frac{1}{2}x\ 4.99 - 4.08x0.80$	=	0.23	2.81	+ 0,65	→
WH7	M – N	3.80 x 2.50	=	11.35	0.83	+ 9,42	→
		$\frac{1}{2}x\ 6.95 - 4.80x2.50$	=	2.27	0.83	+ 1,88	→
WH8	O – P	4.33 x 1.50	=	5,25	0.50	- 2,63	←
		$\frac{1}{2}x\ 6.28 - 4.33x1.50$	=	1,80	0.50	- 0,90	←
WH9	Q – R	4.35 x 1.00	=	6.69	0.50	+ 3.35	→
		$\frac{1}{2}x\ (4.97 - 4.53)x1.50$	=	0,07	0.50	+ 0,03	→

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

WH10	R - S	$\frac{1}{2}x(4{,}35-0.00)x3.50$	=	7,81	1.17	- 9,13	←
TOTAL		∑WH		64,12	∑MT	31,91	T.m
					∑MG	111,60	

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya uplift pressure Horizontal dimana arah kekanan (→) menunjukan Momen Guling (MG) dan kekiri (←) menunjukan Momen Tahan (MT), dan gaya uplift Horizontal (WH), yaitu:

Jumlah gaya uplift Horizontal **(ΣWH)** = 64,12 X 67 % = 42,96 T

Jumlah Momen Tahan **(ΣMT)** = 31,91 X 67 % = 21,38 T.m

Jumlah Momen Guling **(ΣMG)** = 111,60 X 67 % = 74,77 T.m

Tabel 43. Momen dan Gaya Uplift Vertikal pada Saat Air Normal

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
Vertikal				T	m	T.m	
UP1	D – E	1.00 x 4.51	=	4,51	23.80	- 107,22	↑
		$\frac{1}{2}x\ 4{,}60-4.51x1.00$	=	0,05	23.97	- 1,10	↑
UP2	E – F	1.50 x 3.01	=	4,52	22.55	- 101,85	↑

		$\frac{1}{2}$ x 4.51 – 3.01x1.50	=	1,12	22.80	- 25,55	↑
UP3	F – G	2.50 x 2.78	=	6,96	20.55	- 142.94	↑
		$\frac{1}{2}$ x 3.01 – 2.78x2.50	=	0,29	20.97	- 6,00	↑
UP4	H – I	1.00 x 3.42	=	3,42	18.80	- 64,23	↑
		$\frac{1}{2}$ x 3.51 – 3.42x1.00	=	0,05	18.97	- 0,87	↑
UP5	J – K	1.00 x 4.05	=	4,05	17.80	- 72,10	↑
		$\frac{1}{2}$ x 4.14 – 4.05x1.00	=	0,05	17.97	- 0,82	↑
UP6	L – M	1.00 x 4.54	=	4,54	16.80	- 76,26	↑
		$\frac{1}{2}$ x 4.63 – 4.54x1.00	=	0,05	16.97	- 0,78	↑
UP7	N – O	5.00 x 5.90	=	29,48	13.80	- 406,79	↑
		$\frac{1}{2}$ x 6,35 – 5,90x5,00	=	1,14	14.63	- 16,73	↑
UP8	O – P	9,64 x 3,50	=	33,59	6.51	- 218,66	↑
		$\frac{1}{2}$ x 5,90 – 3,50x9,64	=	11,47	8.11	- 93,06	↑
UP9	P – Q	0.66 x 3,50	=	2,31	1.33	- 3.07	↑
		$\frac{1}{2}$ x 4,55 – 3,50x0,66	=	0,35	1.22	- 0,42	↑

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

UP10	P – Q	1,00 x 4,46	=	4,46	0.5	- 2.23	↑
		$\frac{1}{2} x\ 4{,}46 - 0 x\ 1{,}00$	=	2,23	0.67	- 1,49	↑
		TOTAL - ∑WV		**114,84**	**∑MV**	**1343,79**	

Sumber : Hasil Perhitungan

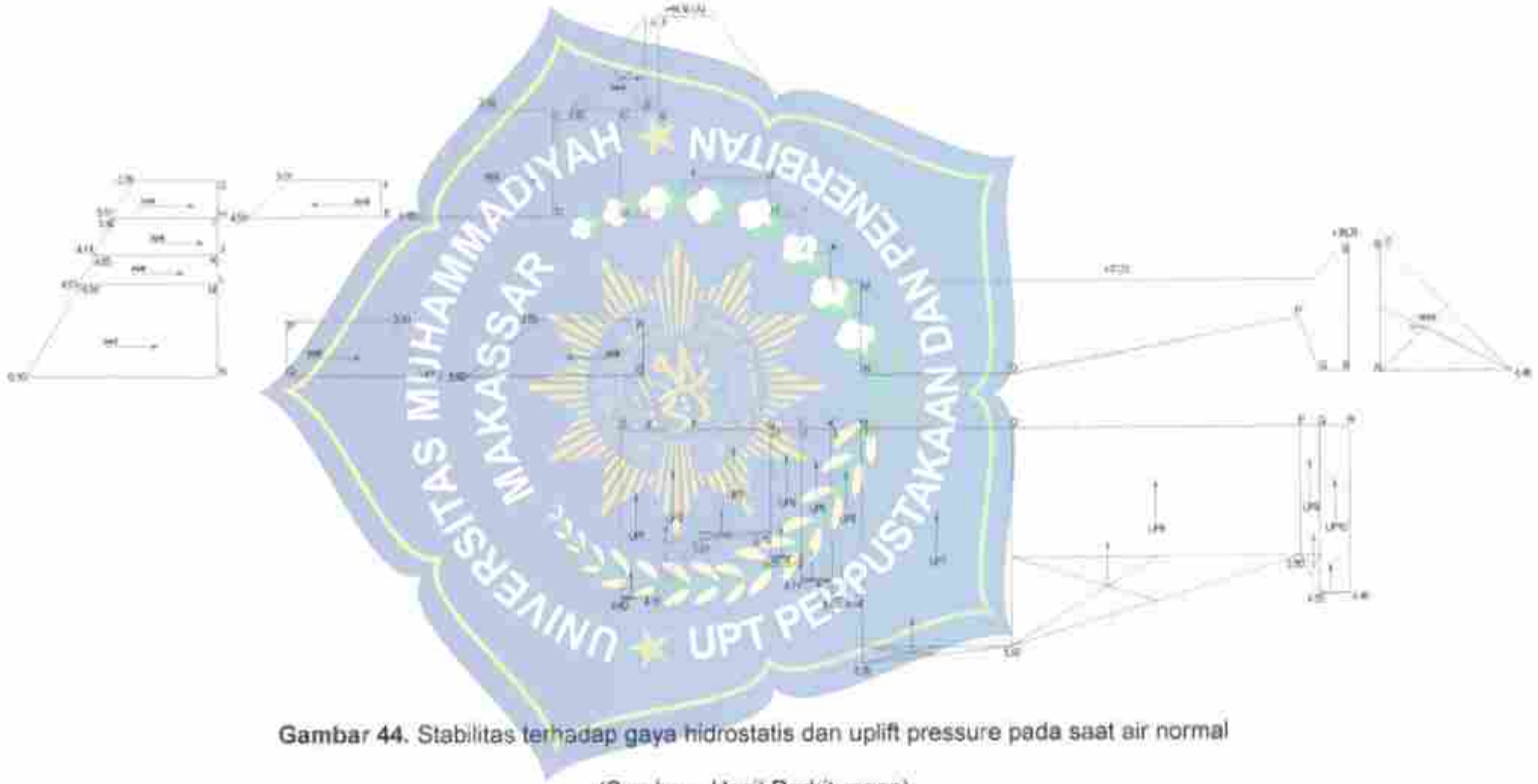
Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya uplift pressure Horizontal dimana arah kekanan (→) menunjukan Momang Guling (MG), kekiri (←) menunjukan Momen Tahan (MT), dan gaya uplift Vertikal (VF), yaitu :

Jumlah gaya uplift Vertikal **(ΣWV)** = 114,84 X 67 %

= 76,94 T

Jumlah Momen Guling **(ΣMG)** = 1343,79 X 67 %

= 900,34 T.m



Gambar 44. Stabilitas terhadap gaya hidrostatis dan uplift pressure pada saat air normal

(Sumber : Hasil Perhitungan)

e. Akibat Tekanan Lumpur

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai berikut :

$$Ps = \frac{gs\ x\ h^2}{2} X \frac{(1-\sin\theta)}{(1+\sin\theta)}$$

Beberapa asumsi dapat dibuat seperti berikut :

$gs = gs' \times \frac{G-1}{G}$

Dimana:

G = berat volume butir = 2,65 t/m^3 (Sumber: KP 02 hal 141)

gs' = berat volume kering tanah = 16 kN (1,6 t/m^3)

Menghasilkan gs = 10 kN/m^3 = 1000 kgf/m^3 = 1 t/m^3

Sudut geser = 30^o (KP-02 hal 186)

$gs = 1{,}6 \times \left(\frac{2{,}65-1}{2{,}65}\right)$

$= 1{,}6 \times (0{,}62) = 0{,}996$ t/m^3

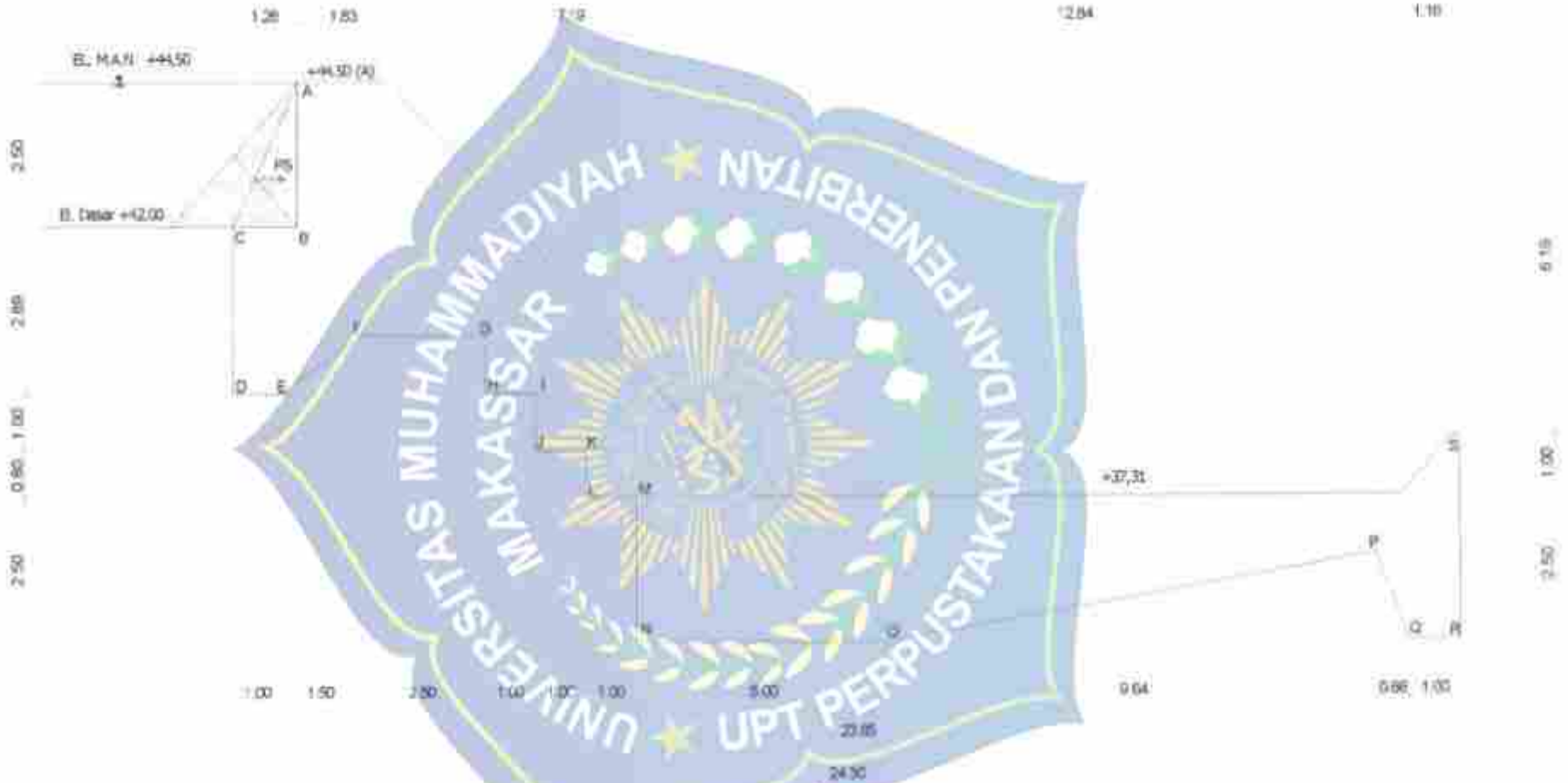
$$Ps = \frac{gs\ x\ h^2}{2}\ X\ \frac{(1-\sin\theta)}{(1+\sin\theta)}$$

$$= \frac{0{,}996\ x\ 2{,}5^2}{2}\ X\ \frac{(1-\sin 30^o)}{(1+\sin 30^o)}$$

$= 3{,}12 \times \frac{0{,}5}{1{,}5} = 3{,}12 \times 0{,}33 = 1{,}04$ ton

Lengan = 23,85 m

MG = 1,04 x 23,85 = 24,75 ton.m



Gambar 45. Stabilitas akibat tekanan lumpur pada saat air normal

(Sumber : Hasil Perhitungan)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Tabel 44. Resume Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Saat Air Normal

No.	Gaya	Besar Gaya (ton)		Momen (Ton. m)	
		Vertikal	Horisontal	Tahan	Guling
1	Berat sendiri Tubuh Bendung	146,70	-	2075,56	-
2	Gaya gempa	-	14,67	-	52,91
3	Gaya hidrostatis	-	3,13		74,75
4	Gaya uplift				
	- Horisontal	-	42,96	21,38	74,77
	- Vertikal	-76,94	-		900,34
5	Tekanan lumpur	-	1,04	-	24,75
Tanpa Uplift	Tanpa gempa	146,70	4,16	2056,20	99,50
	Dengan gempa	146,70	18,65	2056,20	152,41
Dengan Uplift	Tanpa gempa	69,70	64,48	2083,34	227,18
	Dengan gempa	69,70	78,97	2083,34	1127,53

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa resume gaya-gaya yang bekerja pada bendung bajo pada saat air normal dapat dilihat dimana tanpa uplift dan dengan uplift.

2. Perhitungan Stabilitas Bendung saat Air Banjir

a. Akibat Gaya Berat Sendiri

Untuk gaya berat sendiri dapat digunakan persamaan berikut:

G = A x Bj

Dimana :

G = berat gaya (ton)

A = luas bidang (m^2)

Bj = berat jenis konstruksi (Beton Tumbuk)

= 2,3 t/m^3

Tabel 45. Perhitungan Gaya Berat Sendiri

No	Arah	Berat Gaya G(ton)	Lengan Horizontal	Momen (t/m)
A	↓	(2,9 x 1) x 2,3 = -6,65	23,80	158,20
B	↓	(1,8 x 2,5) x 2,3 = -10,52	22,10	232,55
C	↓	(4,6 x 1,9) x 2,3 = -20,04	21,00	420,83
D	↓	(0,5 x 1,5) x 1) x 2,3 = -1,73	22,80	39,33
E	↓	(0,5 x 2,5 x 2,5) x 2,3 = -7,19	20,36	146,34
F	↓	(2,5 x 1) x 2,3 = -5,75	18,05	103,79

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

No	Arah	Berat Gaya G(ton)	Lengan	Momen
			Horizontal	(t/m)
G	↓	(2,5 x 1) x 2,3 = -5,75	17,05	98,04
H	↓	(2,5 x 0,80) x 2,3 = -4,60	16,05	73,83
I	↓	(0,5 x 1,9) x 1,9) x 2,3 = -4,11	18,06	74,19
J	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	16,47	18,94
K	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	15,47	17,79
L	↓	(0,5 x 0,80) x 0,80) x 2,3 = -0,73	14,53	10,69
M	↓	(5 x 2,5) x 2,3 = -28,75	13,80	396,75
N	↓	(11 x 1) x 2,3 = -25,85	5,65	146,06
O	↓	(0,5 x 9,64) x 1,5) x 2,3 = -16,63	8,09	134,53
P	↓	(0,5 x 0,7) x 1,5) x 2,3 = -1,14	1,22	1,39
Q	↓	(1 x 1,5) x 2,3 = -3,45	0,50	1,73
R	↓	(0,5 x 1) x 1) x 2,3 = -1,15	0,49	0,56
S	↓	(0,2 x 1) x 2,3 = -0,37	0,08	0,03
Jumlah		**ΣG** **146,70 T**	**ΣMT**	**2075,57 T.m**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinnyatakan bahwa total jumlah gaya berat sendiri didapatkan ΣG = 146,70 T, adapun arah panah kebawah (↓) menunjukkan Momen Tahan = 2075,57 T.m

b. Akibat Gaya Gempa

Untuk gaya gempa digunakan persamaan berikut:

Fg = E x G

$E = \frac{ad}{g}$

$Ad = n \times (ac \times Z)^m$

Diketahui :

Z = 0,56

ac = 160 cm/det^2

n = 0,87

m = 1,05

Maka kecepatan gempa rencana adalah sbb

Ad = $0,8 \times (160 \times 0,56)^{1,05}$

= 97,598 cm/det^2

E = $\frac{97,598}{9,81}$

= 9,949 cm/det^2

= 0,10 m/det^2

Tabel 46. Perhitungan momen guling akibat gaya gempa

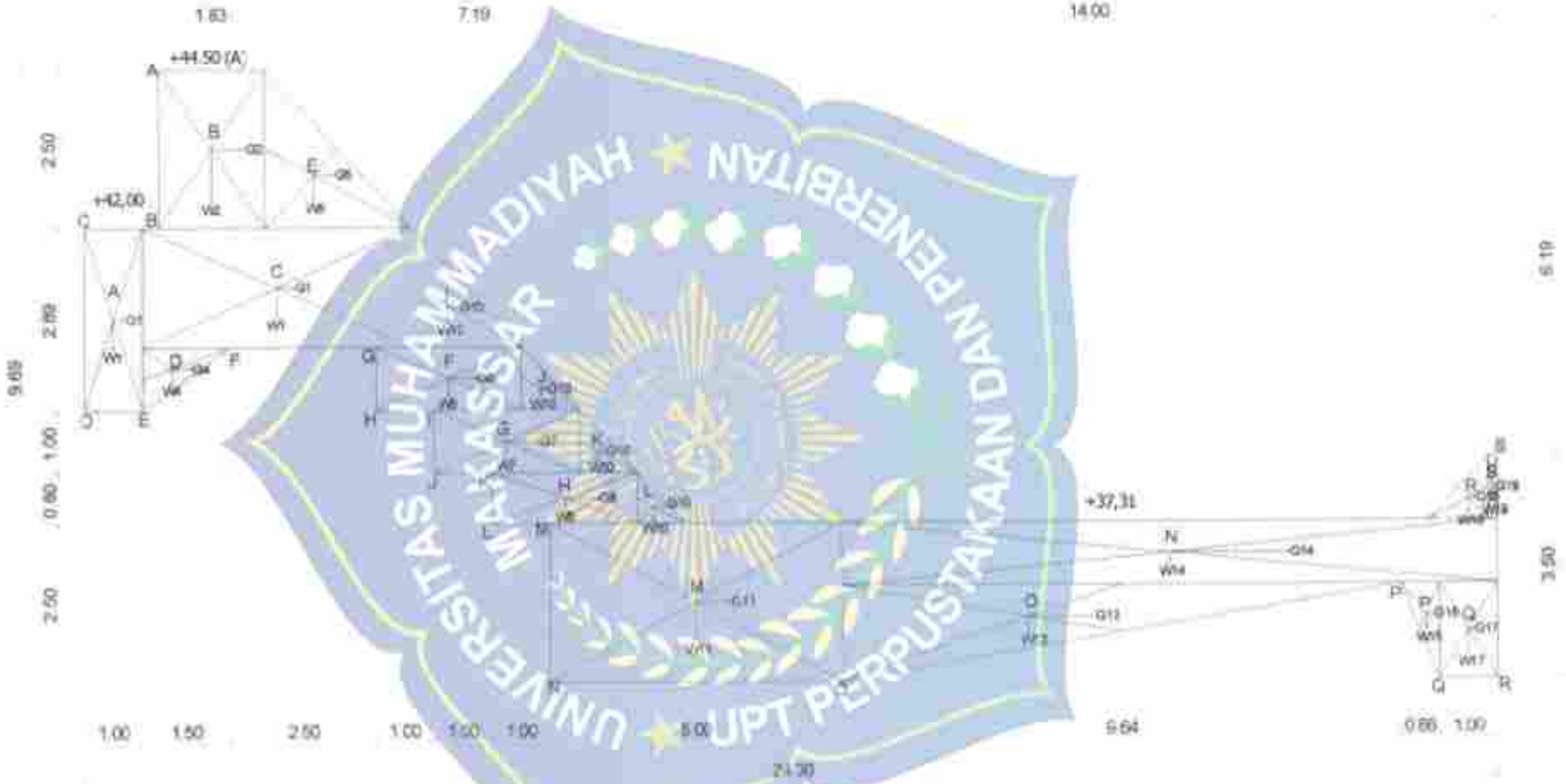
Bidang	Besar Gaya G (ton)	Arah	Lengan (vertikal)	Momen (T.m)
A	6,65 x 0,10 = 0,66	→	5,75	3,83
B	10,52 x 0,10 = 1,05	→	8,44	8,88
C	20,04 x 0,10 = 2,00	→	6,25	12,52

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Bidang	Besar Gaya G (ton)	Arah	Lengan (vertikal)	Momen (T.m)
D	1,73 x 0,10 = 0,17	→	4,97	0,86
E	7,19 x 0,10 = 0,72	→	8,02	5,76
F	5,75 x 0,10 = 0,58	→	4,80	2,76
G	5,75 x 0,10 = 0,58	→	3,80	2,19
H	4,60 x 0,10 = 0,46	→	2,90	1,33
I	4,11 x 0,10 = 0,41	→	5,93	2,44
J	1,15 x 0,10 = 0,12	→	4,63	0,53
K	1,15 x 0,10 = 0,12	→	3,57	0,41
L	0,63 x 0,10 = 0,07	→	2,77	0,20
M	28,75 x 0,10 = 2,88	→	1,25	3,59
N	25,85 x 0,10 = 2,59	→	2	5,17
O	16,63 x 0,10 = 1,66	→	0,98	1,63
P	1,130 x 0,10 = 0,11	→	1	0,11
Q	3,450 x 0,10 = 0,35	→	0,75	0,26
R	1,150 x 0,10 = 0,12	→	2,83	0,33
S	0,37 x 0,10 = 0,04	→	3,00	0,11
Jumlah	**ΣG** **14,67 ton**	→	**ΣMG**	**52,91 T.m**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya gempa pada bendung dimana jumlah gaya gempa (ΣG) =14,67 Ton , adapun arah panah kekanan (→) menunjukkan momen guling (MG) = 52,91 T.m



Gambar 46. Stabilitas berat sendirin dan gaya gempa pada saat air banjir

(Sumber : Hasil Perhitungan)

c. **Gaya Hidrostatis**

1) **Gaya Hidrostatis Horizontal**

Tabel 47. Perhitungan Gaya Hidrostatis Horizontal Saat Air Banjir

Simbol	Besar Gaya	Arah	Lengan	MG	MT
	Ton		m	T.m	T.m
WH1	$0,50 \times 2,50^2 \times 1,00 = 3,13$	→	8,02	25,06	-
WH2	$3,00 \times 2,00 \times 1,00 = 6,00$	→	8,02	48,12	-
WH4	$0,50 \times 3,64^2 \times 1,00 = 6,63$	←	4,93	-	32,66
WH5	$12,84 \times 3,65 \times 100 = 46,87$	←	4,32	-	202,46
WH6	$1,00 \times 2,64 \times 1,00 = 2,64$	←	4,82	-	12,72
WH7	$0,50 \times 1,00^2 \times 1,00 = 0,50$	←	3,17	-	1,59
Total	**ΣWH = -40,88**			**73,18**	**249,43**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya hidrostatis pada bendung dimana jumlah gaya (ΣWH) =-40,88 Ton , adapun arah panah kekanan (→) menunjukkan momen guling (MG) = 73,18 T.m, arah panah kekiri (←) menunjukkan momen guling (MT) = 249,43 T.m

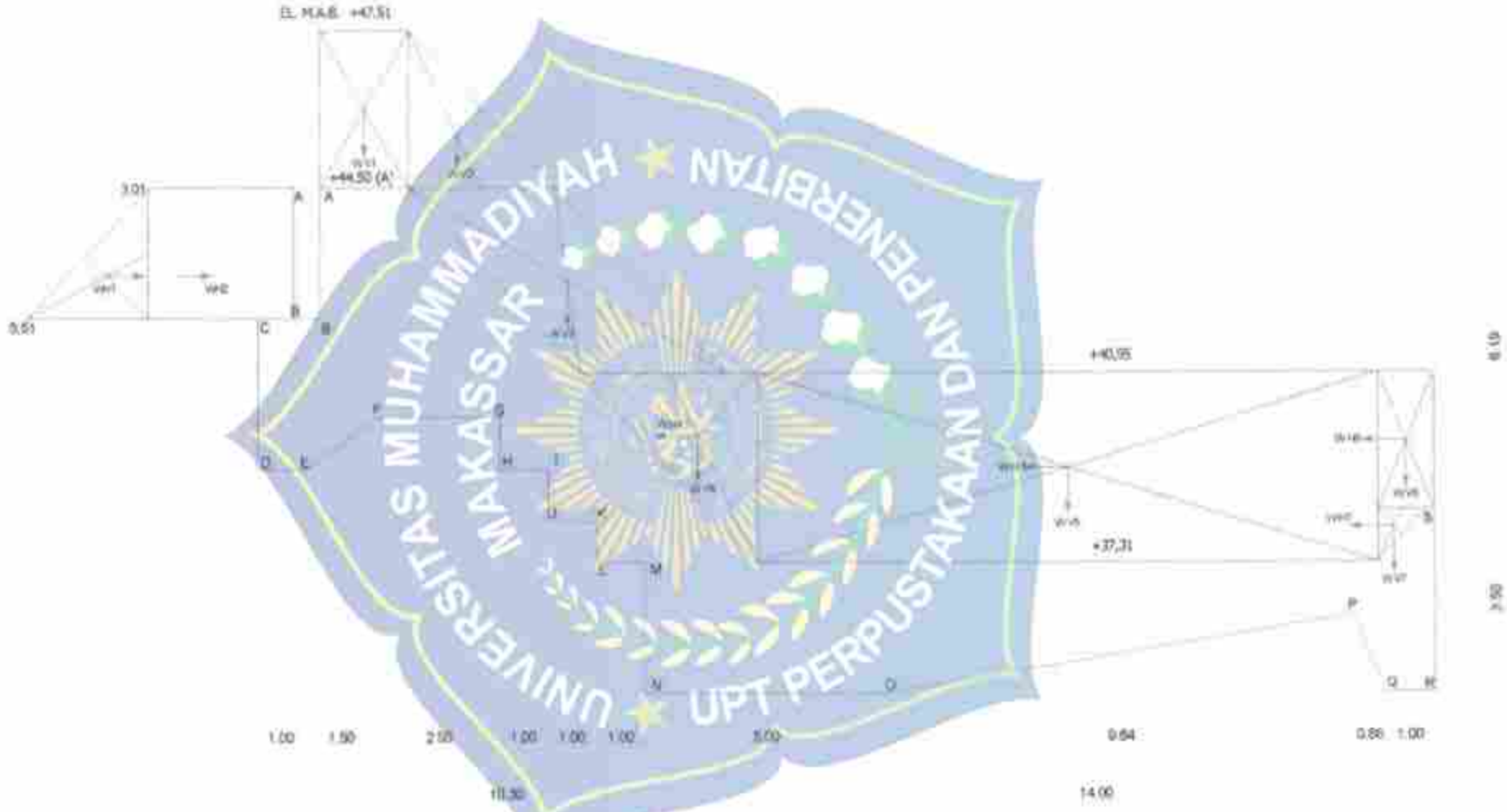
2) **Gaya Hidrostatis Vertikal**

Tabel 48. Perhitungan Gaya Hidrostatis Vertikal Saat Air Banjir

Simbol	Besar Gaya	Arah	Lengan	MG	MT
	Ton		m	T.m	T.m
WH1	1,83 x 3,01 x 1,00 = 5,51	↓	22,10	-	121,73
WH2	0,50x 3,01^2 x 3,01 = 13,64	↓	20,19	-	275,30
WV3	3,01 x 4,93 x 1,00 = 14,84	↓	17,91	-	265,77
WV4	3,65 x 3,64^2 x 1,00 = 48,36	↓	15,21	-	735,57
WV5	12,84 x 3,65 x 1,00 = 46,87	↓	7,58	-	355,24
WV6	1,00 x 2,64 x 1,00 = 2,64	↓	0,59	-	1,53
WV7	0,50 x 1,00^2 x 1,00 = 0,50	↓	0,83	-	0,83
Total	**ΣWV = 132,35**			-	**1.755,57**

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya hidrostatis pada bendung dimana jumlah gaya (ΣWV) =132,35 Ton , adapun arah panah kekanan (↓) menunjukkan momen Tahan (MT) = 1.755,57 T.m



Gambar 47. Stabilitas terhadap gaya hidrostatis saat air banjir

(Sumber: Hasil Perhitunngan)

d. Uplift Pressure

Gaya-gaya Uplift Pressure terdiri dari 2 bagian yaitu gaya horizontal dan gaya verrtikal. Pada sat gaya Uplift Pressure dipergunakan rumus benikut ini:

$$Px = Hx - \frac{Lx}{\sum L} \times \Delta H$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat dan tabel benkut :

rembesan dan tekanan air tanah untuk muka air Banjir di hulu ± 47.50 m sama dengan elevasi mercu bendung dan muka air hilir ± 38.40 m

Hw = 47,51 – 44,50 = 3,01 m

$$Cw = \frac{Lw}{Hw}$$

$$= \frac{22.90}{9.13} = 2,51 \text{ m}$$

Tabel 49. Gaya Uplift Pressure Setiap Titik Pada Saat Air Banjir

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
		m	m	m	m	T/m^2	T/m^2	T/m^2
C					0,0	0,0	5,51	5,51
	C - D	2,98						
D					2,89	0,39	8,40	8,01
	D - E		1	0,33				
E					3,22	0,43	8,40	7,97

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
	E - F	1,8						
F					5,02	0,67	7,40	6,73
	F - G		2,50	0,83				
G					5,86	0,78	7,40	6,62
	G - H	1						
H					6,86	0,92	8,40	7,48
	H - I		1	0,33				
I					7,19	0,96	8,40	7,44
	I - J	1						
J					8,19	1,09	9,40	8,31
	J - K		1	0,33				
K					8,52	1,14	9,40	8,26
	K - L	0,80						
L					9,32	1,24	10,20	8,96
	L - M		1	0,33				
M					9,66	1,29	10,20	8,91
	M - N	2,50						
N					12,16	1,62	12,70	11,08
	N - O		5	1,67				
O					13,82	1,85	12,70	10,85
	O - P		9,76	5,23				

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = \frac{Lw}{Cw}$	H	Px= H - ΔH
		Ver	Hor	$\frac{1}{3}$Hor	lw			
P					17,08	2,28	11,20	8,92
	P - Q	1,64						
Q					18,72	2,50	12,70	10,20
	Q - R		1	0,33				
R					19,05	2,54	12,70	10,16
	R - S	3,5						
S					22,50	3,01	9,20	6,19
TOTAL		**15,13**	**22,26**	**7,42**				

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa panjang rembesan Vertikal = 15,13 m, dan panjang rembesan Horizontal (1/3 H) = 7,42 m, dengan Lw = 22,55 m.

Tabel 50. Gaya dan Momen Uplift Horizontal pada Saat Air Banjir

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
Horizontal				T	m	T.m	
WH2	C – D	5,51 x 2,89	=	15,92	5,26	+ 83,76	→
		$\frac{1}{2} x\ 8{,}01 - 5{,}51 x 2{,}89$	=	3,62	5,26	+ 19,03	→
WH3	E – F	6,73 x 1,00	=	-6,73	4,63	- 31,16	←

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
		$\frac{1}{2}x\,7{,}97 - 6{,}73\,x\,1{,}00$	=	- 0,62	4,63	- 2,87	←
WH4	G – H	6,62 x 1,00	=	6,62	4,63	+ 30,64	→
		$\frac{1}{2}x\,7{,}48 - 6{,}62\,x\,1{,}00$	=	0,43	4,63	+ 2,01	→
WH5	I – J	7,44 x 1,00	=	7,44	3,63	+ 27,01	→
		$\frac{1}{2}x\,8{,}31 - 7{,}44x1{,}00$	=	0,43	3,63	+ 1,57	→
WH6	K – L	8,26 x 0,80	=	6,61	2,81	+ 18,57	→
		$\frac{1}{2}x\,8{,}96 - 8{,}26\,x\,0{,}80$	=	0,28	2,81	+ 0,78	→
WH7	M – N	8,91 x 2,50	=	22,28	0,83	+ 18,49	→
		$\frac{1}{2}x\,11{,}0 - 8{,}91\,x\,2{,}50$	=	2,71	0,83	+ 2,25	→
WH8	O – P	8,92 x 1,50	=	- 13,38	0,50	- 6,69	←
		$\frac{1}{2}x\,10{,}85 - 8{,}92\,x1{,}50$	=	- 1,45	0,50	- 0,73	←
WH9	Q – R	8,92 x 1,00	=	6,69	0,50	+ 6,69	→
		$\frac{1}{2}x\,(10{,}20 - 8{,}92)x1{,}50$	=	13,38	0,50	+ 0,48	→

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
			=	21,67	1.17	- 25,35	←
		$\frac{1}{2}x(10{,}16-6{,}19)3.50$	=	6,94	1.17	- 8,12	←
		$\frac{1}{2}x(6{,}19-0.00)x5.46$	=	16,90	5,32	- 89,90	←
TOTAL		**∑WH**		**80,68**	**∑MT**	**211,29**	**T.m**
					∑MG	**164,82**	

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya uplift pressure Horizontal dimana arah kekanan (→) menunjukan Momeng Guling (MG) dan kekiri (←) Momen Tahan (MT), dan gaya uplift Horizontal (WH), yaitu:

Jumlah gaya uplift Horizontal **(ΣWH)** = 80,68 X 67 %

= 54,06 T

Jumlah Momen Tahan **(ΣMT)** = 164,82 X 67 %

= 110,43 T.m

Jumlah Momen Guling **(ΣMG)** = 211,29 X 67 %

= 141,56 T.m

Tabel 51. Perhitungan Gaya dan Momen Uplift Pressure Saat Air Banjir

Simbol	Bidang	Luas x Tekanan		Gaya	Sekitar Titik Tinjauan		Arah
					Lengan	Momen	
Vertikal							
UP1	D – E	1.00 x 7,97	=	7,97	23.80	- 189,68	↑
		$\frac{1}{2}x\ 8{,}01 - 7{,}97x1.00$	=	0,02	23.97	- 0,53	↑
UP2	E – F	1.50 x 6,73	=	10,09	22.55	- 227,62	↑
		$\frac{1}{2}x\ 7{,}97 - 6{,}73 x\ 1{,}50$	=	0,93	22.80	- 21,21	↑
UP3	F – G	2.50 x 6.62	=	16,55	20.55	- 340,01	↑
		$\frac{1}{2}x\ 6{,}73 - 6{,}62 x\ 2.50$	=	0.14	20.97	- 2,92	↑
UP4	H – I	1,00 x 7,44	=	7,44	18.80	- 139,88	↑
		$\frac{1}{2}x\ 7{,}48 - 7{,}44x1{,}00$	=	0.02	18.97	- 0,42	↑
UP5	J – K	1.00 x 8,26	=	8,26	17.80	- 147,07	↑
		$\frac{1}{2}x\ 8{,}31 - 8{,}26 x\ 1{,}00$	=	0.02	17.97	- 0,40	↑
UP6	L – M	1,00 x 8,91	=	8,91	16.80	- 149,71	↑
		$\frac{1}{2}x\ 8{,}96 - 8{,}91\ x1{,}00$	=	0.02	16.97	- 0,38	↑
UP7	N – O	5,00 x 10,85	=	54,27	13.80	- 748,98	↑

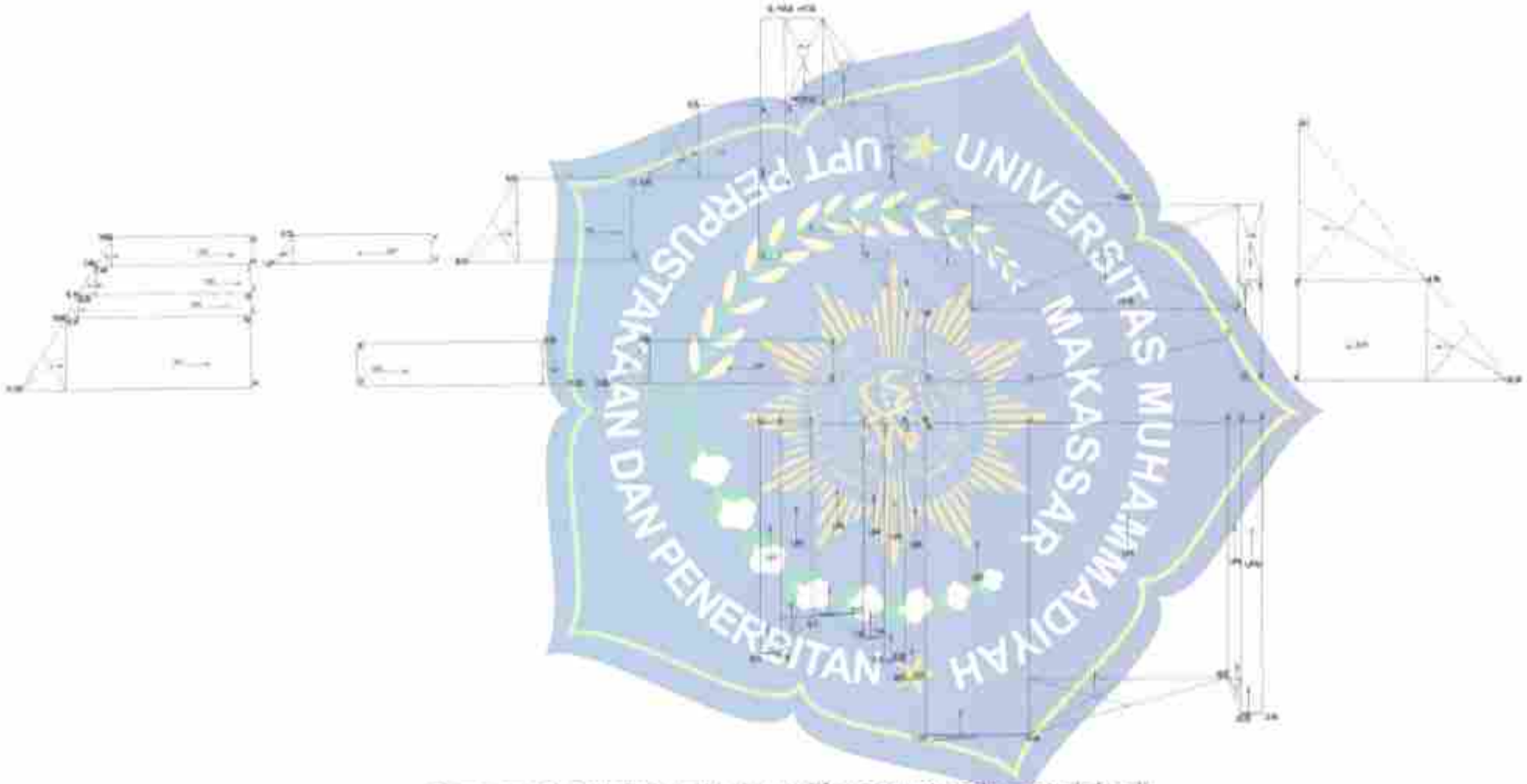
		$\frac{1}{2}$ x 11,08 – 10,85 x 5,00	=	0,56	14,63	- 8,14	↑
UP8	O – P	9,64 x 8,92	=	85,99	6,51	- 559,82	↑
		$\frac{1}{2}$ x 10,85 – 8,92x9,59	=	9,32	8,11	- 75,61	↑
UP9	P – Q	0,66 x 8,92	=	5,89	1,33	- 7,83	↑
		$\frac{1}{2}$ x 10,20 – 8,92x0,66	=	0,42	1,22	- 0,52	↑
UP10	P – Q	1,00 x 10,16	=	10,16	0,5	- 5,08	↑
		$\frac{1}{2}$ x 10,20 – 10,16x1,00	=	0,02	0,67	- 0,01	↑
		TOTAL - ∑WH		227,02	∑M WH	2625,82	

Sumber : hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa gaya uplift pressure Horizontal dimana arah kekanan (↑) menunjukan Momeng Guling (MG), yaitu:

Jumlah gaya uplift Vertikal (**ΣWV**)= 227,02 X 67 % = 152,10 T

Jumlah Momen Guling (**ΣMG**)= 2625,82 X 67 % = 1759,30 T.m



Gambar 48. Stabilitas terhadap uplift pressure pada saat air banjir

(Sumber: Hasil Perhitunngan)

e. **Akibat Tekanan Lumpur**

Tekanan lumpur yang bekerja terhadap muka hulu bendung atau terhadap pintu dapat dihitung sebagai berikut :

Rumus : $Ps = \frac{gs \times h^2}{2} \times \frac{(1-\sin q)}{(1+\sin q)}$

$gs = gs' \times \frac{G-1}{G}$

Dimana:

G = berat volume butir = 2,65 t/m^3 (Sumber: KP 02 hal 141)

gs' = berat volume kering tanah = 16 kN (1,6 t/m^3)

Menghasilkan gs = 10 kN/m^3 = 1000 kgf/m^3 = 1 t/m^3

Sudut gesekan dalam = 30° (KP-02 hal. 188)

$gs = 1,6 \times \frac{2,65-1}{2,65}$

$= 0,996$

$Ps = \frac{gs \times h^2}{2} \times \frac{(1-\sin q)}{(1+\sin q)}$

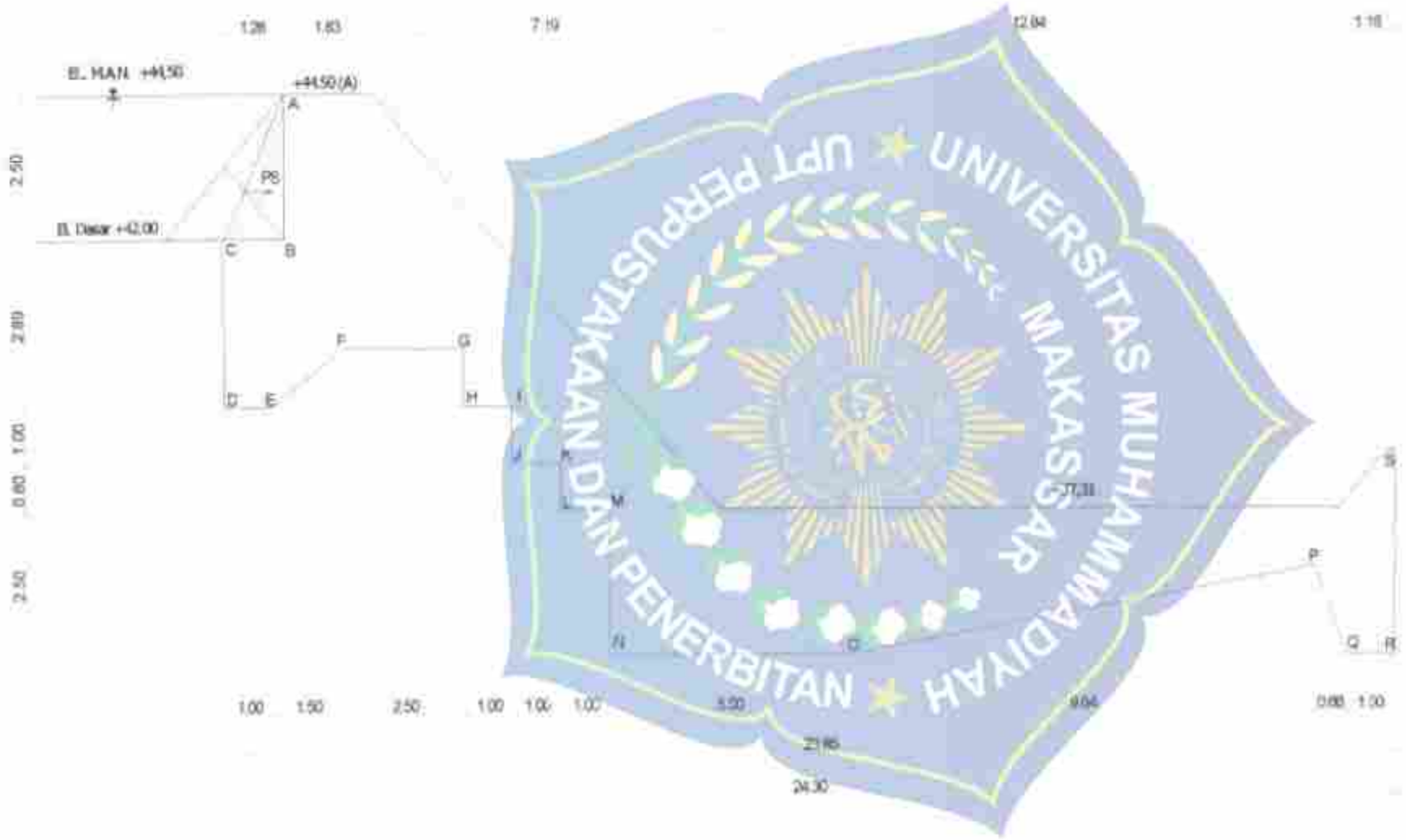
$= \frac{0,996 \times 2,5^2}{2} \times \frac{(1-\sin 30^0)}{(1+\sin 30^0)}$

$= 3 \times \frac{0,5}{1,5}$

$= 1,04$

Lengan = 23,85

MG = 1,04 x 23,85 = 24,75 ton



Gambar 49. Stabilitas akibat tekanan lumpur pada saat air Banjir

(Sumber: Hasil Perhitungan)

Tabel 52 Resume Gaya-Gaya yang Bekerja pada saat Air Banjir

No.	Gaya	Besar Gaya (ton)		Momen (Ton. m)	
		Vertikal	Horisontal	Tahan	Guling
1	Berat sendiri Tubuh Bendung	145,63	-	2056,20	-
2	Gaya gempa	-	14,49		52,03
3	Gaya hidrostatis	146,15	40,88	2239,05	216,77
4	Gaya uplift				
	- Horisontal		60,04	29,62	117,49
	- Vertikal	123,18	-	-	14,72,73
5	Tekanan lumpur	-	1,04	-	23,83
Tanpa Uplift	Tanpa gempa	291,78	-39,84	4295,25	240,60
	Dengan gempa	291,78	-25,35	4295,25	292,62
Dengan Uplift	Tanpa gempa	168,60	20,20	4324,87	1882,84
	Dengan gempa	168,60	34,69	4324,87	1934,87

Sumber: Hasil Perhitungan

F. Kontrol Stabilitas Bendung Bajo

1. Pada Saat Air normal

a. Tanpa Uplift dan Tanpa Gempa

Data : V = 146,70 ton m (↓)

MT = 2.075,57 ton m (↶)

H = 4,16 ton (→)

MG = 99,50 ton m (↷)

B = 24,30 m

$\overline{\sigma t}$ = 35 ton/m^2

f = 0.7

$\overline{SF}$ = 1,5 (tanpa gempa)

$\overline{e}$ = 1/6 B = 4,04 m

- Terhadap Exentrisilas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{2.075,57 - 99,50}{146,70}$$

= 13,47 m

$$e = \frac{1}{2} B - a$$

$$= \frac{1}{2} 24,30 - 13,47$$

= -1,32 m < $\overline{e}$ = 4,040 m → OK

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{2075,57}{99,50}$$

= 20,86 > $\overline{SF}$ = 1,5 → OK

- Terhadap Geser

Koefisien geser (f) = 0.7

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

$$= \frac{0{,}70 \times 146{,}70}{4{,}16}$$

$= 24{,}67 > SF = 1{,}5 \rightarrow$ OK

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{146{,}70}{24{,}30}\left(1 + \frac{6 \times 4{,}05}{24{,}30}\right)$$

$= 12{,}0157 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}t = 35 \text{ ton/m}^2 \rightarrow$ OK

b. Tanpa Uplift dengan Gempa

Data : V = 146,70 ton (↓)

MT = 2.075,57 m (↷)

H = 13,83 ton (→)

MG = 152,41 ton m (↷)

B = 24,30 m

SF = 1,2 (dengan gempa)

$\bar{e}$ = 1/6 B = 4,05 m

- Exentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{2.075{,}57 - 152{,}41}{146{,}70}$$

$= 13{,}11$ m

$$e = \frac{1}{2}B - a$$

$$= \frac{1}{2}\,24{,}30 - 13{,}11$$

$$= -0{,}96\ \text{m}$$

$$e < \bar{e}$$

-0,96 < 4,04 → OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{2075{,}57}{152{,}41}$$

= 13,62 m

SF > SF

13,62 > 1,5 → OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0{,}70 \times 146{,}70}{18{,}93}$$

= 5,45 m

SF > SF

5,45 > 1,5 → OK (Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{146{,}70}{24{,}30}\left(1 + \frac{6 \times 4{,}05}{24{,}30}\right)$$

$= 12{,}07\ \text{ton/m}^2 < \bar{\sigma}t = 35\ \text{ton/m}^2 \rightarrow$ OK (Aman)

c. Dengan Uplift Tanpa Gempa

Data : H = 64,48 ton (→)

MT = 2.083,341 ton m (↶)

B = 24,24 m

$\overline{SF}$ = 1.5

V = 26,394 ton (↓)

MG = 225,910 ton m (↷)

$\bar{e}$ = 1/6 B = 4,040 m

f = 0,7

$\bar{\sigma}t$ = 35 ton/m^2

$\overline{SF}$ = 1,5 (tanpa gempa)

- Terhadap Exentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{2.096{,}94 - 227{,}18}{69{,}76}$$

$= 26{,}80$ m

$$e = \frac{1}{2}B - a$$

$$= \frac{1}{2}\,24{,}30 - 26{,}80$$

$= -14{,}65$ m

$e < \bar{e}$

-14,65 < 4,04 → OK (Aman

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{2.096,94}{227,18}$$

$$= 9,23 \text{ m}$$

$$SF > \overline{SF}$$

$9,23 > 1,5 \rightarrow$ OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0,70 \times 69,76}{47,12}$$

$$= 1,04 \text{ m}$$

$$SF > \overline{SF}$$

$1,04 > 1,5 \rightarrow$ No (Tidak Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{69,76}{24,30}\left(1 + \frac{6 \times 4,05}{24,30}\right)$$

$$= 5,74 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_t < \overline{\sigma t}$$

$5,74 \text{ ton/m}^2 < 35 \text{ ton/m}^2 \rightarrow$ OK (Aman)

d. Dengan Uplift dan Gempa

Data : H = 61,79 ton ($\rightarrow$)

MT = 2.096,94 ton m (↶)

V = 69,76 ton (↑)

MG = 1.126,53 ton m (↷)

B = 24,30 m

$\bar{e}$ = 1/6 B

= 4,040 m

$\bar{\sigma t}$ = 35 ton/m^2

f = 0,7

- Terhadap Exentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{2.096,94 - 1.127,53}{69,76}$$

= 13,90 m

$$e = \frac{1}{2} B - a$$

$$= \frac{1}{2} 24,30 - 13,90$$

= −1,75m

$e < \bar{e}$

-1,75 < 4,04 → OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{2.096,94}{1.127,53}$$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

= 1,86 m

SF > $\overline{SF}$

1,86 > 1,2 → OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0,70 \times 69,76}{61,79}$$

= 0,79 m

SF > $\overline{SF}$

0,79 > 1,2 → No (Tidak Aman)

- Terhadap Ambles

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 \pm \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{69,76}{24,30}\left(1 + \frac{6 \times 4,05}{24,30}\right)$$

= 5,74 ton/m²

$\sigma_t < \overline{\sigma t}$

5,74 ton/m² < 25 ton/m² → OK (Aman)

2. Pada Saat Air Banjir

a. Tanpa Uplift Tanpa Gempa

Data : H = 41,92 ton

MT = 4080,56 ton m

B = 24,30 m

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

SF = 1,5 (tanpa gempa)

V = 279,05 ton

MG = 274,18 ton m

$\bar{e}$ = 1/6 B

= 4,050 m

f = 0,70

$\bar{\sigma}t$ = 35 ton/m^2

- Terhadap Exentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{4080,56 - 274,18}{279,05}$$

= 13,64 m

$$e = \frac{1}{2} B - a$$

$$= \frac{1}{2} 24,30 - 13,64$$

= -1,49m

$e < \bar{e}$

-1,49 < 4,04 → OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{4080,56}{274,18}$$

= 14,88 m

$SF > \overline{SF}$

14,88 > 1,5 → OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0,70 \times 279,05}{41,92}$$

= 4,66 m

$SF > \overline{SF}$

4,66 > 1,5 → OK (Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{5 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{279,05}{24,30}\left(1 + \frac{6 \times 4,05}{24,30}\right)$$

$= 22,97 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_t < \overline{\sigma t}$

22,97 ton/m² < 35 ton/m² → OK (Aman)

b. Tanpa Uplift dengan Gempa

Data : H = -31,80 ton m (→)

MT = 4080,56 ton m (↶)

B = 24,30 m

$\overline{SF}$ = 1.2 (dengan gempa)

V = 279,05 ton (↓)

MG = 327,10 ton m (↷)

$\bar{e}$ = 1/6 B

= 4,050 m

$\bar{\sigma}t$ = 35 ton/m^2

- Terhadap Exentritas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{4080,56 - 327,10}{279,05}$$

= 13,45 m

$$e = \frac{1}{2} B - a$$

$$= \frac{1}{2} 24,30 - 13,45$$

= -1,20 m

$e < \bar{e}$

-1,30 < 4,04 → OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{4080,56}{327,10}$$

= 12,48 m

$SF > \bar{SF}$

12,48 > 1,20 → OK (Aman)

- Terhadap Geser

Koefisien geser f = 0,7

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

$$= \frac{0{,}70 \times 279{,}05}{31{,}80}$$

= 6,14 m

$SF > \overline{SF}$

6,14 > 1,20 → OK (Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{279{,}05}{24{,}30}\left(1 + \frac{6 \times 4{,}05}{24{,}30}\right)$$

$= 22{,}97$ ton/m²

$\sigma_t < \overline{\sigma t}$

22,97 ton/m² < 35 ton/m² → OK (Aman)

c. Dengan Uplift Tanpa Gempa

Data : H = 7,59 ton.m (→)

MT = 4190,69 ton.m (↷)

B = 24,30 m

$\overline{SF}$ = 1,5 (tanpa gempa)

V = 126,95 ton.m (↓)

MG = 2.227,96 ton.m (↷)

$\overline{e}$ = 1/6 B

= 4,05 m

- Terhadap Eksentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{4190,99 - 2227,96}{126,95}$$

= 15,46 m

$$e = \frac{1}{2} B - a$$

$$= \frac{1}{2} 24,30 - 15,46$$

$$= -3,31 \text{ m}$$

$e < \bar{e}$

-3,31 < 4,04 → OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{4190,99}{2227,96}$$

= 1,88 m

SF > SF

1,88 > 1,50 → OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0,70 \times 126,95}{7,59}$$

= 11,71 m

$SF > \overline{SF}$

11,71 > 1,50 → OK (Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{126,95}{24,30}\left(1 + \frac{6 \times 4,05}{24,30}\right)$$

$$= 10,45 \text{ ton/m}^2$$

$\sigma_t < \overline{\sigma t}$

10,45 ton/m^2 < 35 ton/m^2 → OK (Aman)

d. Dengan Uplift dengan Gempa

Data : H = 22,26 ton m (→)

MT = 4.190,99 ton m (↶)

B = 24,30 m

$\overline{SF}$ = 1,2 (dengan gempa)

V = 126,95 ton (↓)

MG = 2280,87 ton m (↷)

- Terhadap Eksentrisitas

$$a = \frac{MT - MG}{V}$$

$$= \frac{4190,99 - 2280,87}{126,95}$$

$$= 15,05 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{2}B - a$$

$$= \frac{1}{2}\,24{,}30 - 15{,}05$$

$$= -2{,}90 \text{ m}$$

$$e < \bar{e}$$

$-2{,}90 < 4{,}05 \quad \rightarrow$ OK (Aman)

- Terhadap Guling

$$SF = \frac{MT}{MG}$$

$$= \frac{4190{,}99}{2280{,}87}$$

$$= 1{,}84 \text{ m}$$

$$SF > \overline{SF}$$

$1{,}86 > 1{,}20 \rightarrow$ OK (Aman)

- Terhadap Geser

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

$$= \frac{0{,}70 \times 126{,}95}{22{,}26}$$

$$= 3{,}99 \text{ m}$$

$$SF > \overline{SF}$$

$3{,}99 > 1{,}20 \rightarrow$ OK (Aman)

- Terhadap Amblas

$$\sigma_t = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$= \frac{126{,}95}{24{,}30}\left(1 + \frac{6 \times 4{,}05}{24{,}30}\right)$$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

$= 10{,}45\ \text{ton/m}^2$

$\sigma_t < \overline{\sigma t}$

$10{,}45\ \text{ton/m}^2 < 35\ \text{ton/m}^2 \rightarrow$ OK (Aman)

Tabel 53. Syarat Kestabilan Tanpa Gempa

No	Kestabilan	Syarat Kestabilan			Keterangan
		Angka Keamanan	Tanda	Faktor Keamanan Yang diizinkan	
1	Terhadap Exentrinsitas				
	- Saat Air Normal	1,32	<	4,05	Aman
	- Saat Air Banjir	1,49	<	4,05	Aman
2	Terhadap Guling				
	- Saat Air Normal	20,86	>	1,50	Aman
	- Saat Air Banjir	14,88	>	1,50	Aman
3	Terhadap Geser				
	- Saat Air Normal	24,67	>	1,50	Aman
	- Saat Air Banjir	4,20	>	1,50	Aman
4	Terhadap Amblas				
	- Saat Air Normal	12,07	<	35	Aman
	- Saat Air Banjir	22,97	<	35	Aman

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 54. Syarat Kestabilan Dengan Gempa

No	Kestabilan	Syarat Kestabilan			Keterangan
		Angka Keamanan	Tanda	Faktor Keamanan Yang diizinkan	
1	Terhadap Exentrinsitas				
	- Saat Air Normal	-1,75	<	4,05	Aman
	- Saat Air Banjir	-2,90	<	4,05	Aman
2	Terhadap Guling				
	- Saat Air Normal	1,86	>	1,20	Aman
	- Saat Air Banjir	1,84	>	1,20	Aman
3	Terhadap Geser				
	- Saat Air Normal	1,79	>	1,20	Aman
	- Saat Air Banjir	3,99	>	1,20	Aman
4	Terhadap Amblas				
	- Saat Air Normal	5,74	<	35	Aman
	- Saat Air Banjir	10,44	<	35	Aman

Sumber : Hasil Perhitungan

Syarat Kestabilan

- Exentrisitas yang diizinkan $\bar{e}$ = 4,05 m

  Safety factor $\overline{SF}$ = 1.5 (tanpa Gempa)

  Safety factor $\overline{SF}$ = 1.2 (dengan Gempa)

- Untuk nilai exentrisitas yang melebihi nilai yang diizinkan e < $\bar{e}$, masih aman berhubung konstruksi dibuat dari beton bertulang.

Tabel 55. Data-data hasil perencanaan terdahulu

No.	Dimensi	Satuan	Data Perencanaan Terdahulu
1. Tubuh Bendung			
1.1	Lebar efektif	m	100,20
1.2	Debit banjir :		
	- Metode Nakayasu	m^3/det	1235,08
1.3	Tinggi energy diatas	m	2,52
1.4	Tinggi mercu (P)	m	2,25
1.5	Elevasi muka air normal	m	44,25
1.6	Elevasi muka air banjir	m	47,31
1.7	Tinggi jagaan	m	1,50
1.8	Tipe mercu	m	Bulat
1.9	Lebar total bendung	m	106,20
2. Kolam Olak			
2.1	Kecepatan air	m/det	10,80
2.2	Tinggi loncatan (H2)	m	4,50
2.3	Bilangan Froude (Fr)		3,00
3. Bangunan Penguras			
3.1	Lebar pintu	m	2,50
3.2	Jumlah pintu	Buah	2
3.3	Lebar pilar	m	1
3.4	Jumlah pilar	Buah	2
4. Bangunan Pengambilan			
4.1	Debit rencana	m^3/det	10,60
4.2	Lebar pintu	m	1,60
4.3	Jumlah pintu	Buah	4

Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 56. Data hasil perencanaan yang baru

No.	Dimensi	Satuan	Data Hasil perencanaan baru
5.	**Tubuh Bendung**		
1.1	Lebar efektif	m	105,80
1.2	Debit banjir :		
	- Metode Nakayasu	m^3/det	1258,51
1.3	Tinggi energy diatas	m	3,25
1.4	Tinggi mercu (P)	m	2,50
1.5	Elevasi muka air normal	m	44,50
1.6	Elevasi muka air banjir	m	47,51
1.7	Tinggi jagaan	m	1,20
1.8	Tipe mercu	m	Bulat
1.9	Lebar total bendung	m	108,00
6.	**Kolam Olak**		
2.1	Kecepatan air	m/det	13,06
2.2	Tinggi loncatan (H2)	m	7,19
2.3	Bilangan Froude (Fr)		4,50
7.	**Bangunan Penguras**		
3.1	Lebar pintu	m	2,50
3.2	Jumlah pintu	Buah	3
3.3	Lebar pilar	m	1,25
3.4	Jumlah pilar	Buah	3
8.	**Bangunan Pengambilan**		
4.1	Debit rencana	m^3/det	-
4.2	Lebar pintu	m	-
4.3	Jumlah pintu	Buah	-

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari hasil analisa hirdrolis bendung bajo diperoleh tinggi mercu bendung (P) = 2,50 m, dimana tinggi mercu sebelumnya (P) = 2,25 m, dengan demikian terjadi kenaikan dimensi dari desain terdahulu karena penentuan elevasi sawah tertinggi sehingga mengalami perubahan tinggi mercu bendung dengan elevasi dasar sungai ± 42,00 m. Elevasi muka air normal pada perencanaan bendung bajo mengalami kenaikan sebesar 2,50 m dimana elevasi muka air normal berada di elevasi ± 44,50 m, sedangkan dari hasil terdahulu berada di elevasi 44,25 m karena tinggi mercu bendung berada di ketinggian 2,50 m. Lebar efektif pada perencanaan bendung bajo dengan lebar total 108,00 m, sedangkan dari hasil terdahulu lebar total 106,20 m mengalami kenaikan sebesar 2 m karena lebar rata-rata sungai berbeda yang didapatkan dari hasil data kontur yang ada. Kecepatan air di kolam olakan pada perencanaan bendung bajo berada di kecepatan 13,06 m/det dengan tinggi loncatan 7,19 m, sedangkan dari hasil terdahulu berada di kecepatan 10,80 m/det dengan tinggi loncatan 4,50 m mengalami kenaikan sebesar 2,26 m/det karena debit banjir rencana. Jumlah pintu penguras pada perencanaan bendung bajo mengalami penambahan 1 buah pintu dengan jumlah pintu 3 buah dengan lebar pilar 1,50 m, sedangkan dari hasil terdahulu hanya menggunakan 2 buah pintu dengan lebar pilar 1 m, dan lebar pintu tetap sama 2,50 m.

BAB V

PENUTUP

A. Kesimpulan

Pada bagian akhir skripsi ini penulis akan memaparkan beberapa kesimpulan yang dapat diambil dan saran yang didasarkan pada temuan hasil penelitan ini. Hasil ini sebagai bahan perbandingan dari hasil perencanaan terdahulu, sebagai berikut :

1. Dari hasil analisa hidrolis, struktur dan stabilitas bendung bajo dapat dinyatakan aman terhadap gaya geser, exentrisitas, guling dan amblas.
2. Dari hasil analisa ditemukan perubahan pada tinggi mercu bendung, lebar bendung, lebar efektif, panjang kolam olak, dan lantai depan.

B. Saran

Berdasarkan dari pengkajian hasil penelitian di lapangan maka penulis bermaksud memberikan saran yang mudah-mudahan dapat bermanfaat bagi peneliti selanjutnya yang tertarik meneliti tentang Tinjauan Perencanaan Bendung Bajo Provinsi Sulawesi Selatan adalah:

1. Peneliti selanjutnya diharapkan untuk mengkaji lebih banyak sumber maupun referensi yang terkait dengan permasalan bendung bajo agar hasil penelitiannya dapat lebih baik dan lebih lengkap lagi.

2. Peneliti selanjutnya diharapkan lebih mempersiapkan diri dalam proses pengambilan dan pengumpulan serta segala sesuatunya sehingga penelitian dapat dilaksanakan dengan lebih baik. Peneliti selanjutnya diharapkan ditunjang pula dengan wawancara dengan sumber yang kompeten dalam Tinjauan Perencanaan Bendung Bajo Provinsi Sulawesi Selatan.

Daftar Pustaka

Afrian Fimanda, dkk. 2016. "Analisis Stabilitas Bendung Tamiang". Jom FTEKNIK Volume 3 no. 2 Oktober 2016.

Anonymous, 1986. Standar Perencanaan Irigasi KP-02 Bangunan Utama. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

Anonymous, 1986. Standar Perencanaan Irigasi KP-06 Parameter Bangunan. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

Anonymous, 1986. Standar Perencanaan Irigasi KP-Peunjang Perencanaan Manual Desain Irigasi. Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Jakarta.

Bambang Triatmodjo. 2006. Hidrologi Terapan. Beta offset, Yogyakarta.

Binsal Silitonga, dkk. 2018. Perencanaan Hidrolis Pintu pada Bangunan Pengambilan Air (Intake). Jurnal Rekayasa Konstruksi Mekanika Sipil Vol. 1 No.2 Agustus 2018.

Erman Mawardi. 2010. Desain Hidroulik Bendung Tetap. Alfabeta, Bandung.

Fariski Afdalindra Ihsan, dkk. 2017. "Analisis Perencanaan Bendung Sei Laset Daerah Irigasi Simandolak Kabupaten Kuantan Singingi. Jom FTEKNIK Volume 4 No. 2 Oktober 2017.

Franky A pangaribuan, dkk. 2014. Perencanaan Bendungan Matenggeng di Kabupaten Cilacap. Jurnal Karya Teknik Sipil, Volume 3, Nomor 1, Tahun 2014, Halaman 48-57.

Gregorius Mayus Angi, dkk. 2016. Desain Ulang Bendung Untuk Peningkatan Debit Air Irigasi di Waekokak Kec Lelak Kab Manggarai NTT. Noratama Jurnal Teknik Sipil Volume 2 Nomor 1 Juni 2016.

Kamiana I made. 2011. Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air. Graha Ilmu, Yogyakarta.

Risky Humaira Putri, dkk. 2017. Perencanaan Bendung Tipe Mercu Bulat untuk Mendukung Daerah Irigasi Pematang Gubernur Kota Bengkulu. Teknosia Vol. III, No. 1, Maret 2017.

Restu Wigati, dkk. 2016. Kajian Ulang bendung Tetap Cipaas (Studi Kasus Desa Bunihara Kecematan Anyer) Serang-Banten. Jurnal Fondasi, Volume 5 No. 2, 2016.

Sosrodarsono suyono Dr. 1977. Bendungan Type Urugan. PT Pradnya Paramita, Jakarta.

Suhardi, dkk, 2014. Perencanaan Bendung Damar Kabupaten Kendal Jawa Tengah. Jurnal Karya Teknik Sipil,volume 3, Nomor 4, Tahun 2014, Halaman 974-795.

Syofyan Z, dkk. 2017. Analisis Desain Bendung D.I Kawasan SAwa Lawe Terusan (3.273) Kabupaten Pesisir Selatan Provinsi Sumatera Barat. Jurnal Teknik Sipil ITP Vol. 4 No.1 Januari 2017.

Vicky Richard Mangore, dkk. 2013. Perencanaan bendung untuk Daerah Irigasi Sulu. Jurnal Sipil Statistik vol. 1 No.7, Juni 2013.

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

LAMPIRAN

Lampiran 1. Data Curah Hujan

Lampiran 2. Data Kontur

Lampiran 3. Data Teknis Bendung Bajo

Lampiran 4. Harga G Pada Distribusi Log Pearson Tipe III untuk Koefisien Kepencengan Positif

Cs	Kala Ulang											
	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	25	50	100	200	500
	Percent Chance											
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,2
0,0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	2,878
0,1	-2,252	-1,616	-1,270	-0,840	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,000
0,2	-2,175	-1,586	-1,258	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,122
0,3	-2,104	-1,555	-1,245	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,244
0,4	-2,029	-1,524	-1,231	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,366
0,5	-1,955	-1,491	-1,216	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,487
0,6	-1,880	-1,458	-1,200	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,609
0,7	-1,806	-1,423	-1,183	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	3,730
0,8	-1,733	-1,388	-1,166	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	3,850
0,9	-1,660	-1,354	-1,147	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	3,969
1,0	-1,588	-1,317	-1,128	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,088
1,1	-1,518	-1,280	-1,107	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575	4,206
1,2	-1,449	-1,243	-1,086	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,323
1,3	-1,382	-1,206	-1,064	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,438
1,4	-1,318	-1,163	-1,041	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,702	3,271	3,828	4,553
1,5	-1,256	-1,131	-1,018	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	4,667
1,6	-1,197	-1,093	-0,994	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,385	3,990	4,779
1,7	-1,140	-1,056	-0,970	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	4,890
1,8	-1,087	-1,020	-0,945	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	4,999
1,9	-1,037	-0,984	-0,920	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,108
2,0	-0,990	-0,949	-0,895	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,215
2,1	-0,946	-0,914	-0,869	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	5,320
2,2	-0,905	-0,882	-0,844	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454	5,424
2,3	-0,867	-0,850	-0,819	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	5,527
2,4	-0,832	-0,819	-0,795	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584	5,628
2,5	-0,799	-0,790	-0,771	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	3,652	5,728
2,6	-0,769	-0,762	-0,747	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	5,826
2,7	-0,740	-0,736	-0,724	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783	5,923
2,8	-0,714	-0,711	-0,702	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,019
2,9	-0,690	-0,688	-0,681	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	6,113
3,0	-0,667	-0,665	-0,660	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	6,205

Sumber : Statistical Analysis in Hydrology, M.M.A. Sahin

Lampiran 5. Harga G Pada Distribusi Log Pearson Tipe III untuk Koefisien Kepencengan Negatif

Cs	Kala Ulang											
	1,0101	1,0526	1,1111	1,25	2	5	10	25	50	100	200	500
	Percent Chance											
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,2
0,0	-2,326	-1,645	-1,282	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	2,878
-0,1	-2,400	-1,673	-1,292	-0,836	0,017	0,846	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482	2,757
-0,2	-2,472	-1,700	-1,301	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,637
-0,3	-2,544	-1,726	-1,309	-0,824	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,517
-0,4	-2,615	-1,750	-1,317	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,399
-0,5	-2,686	-1,774	-1,323	-0,808	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,263
-0,6	-2,755	-1,797	-1,328	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,169
-0,7	-2,824	-1,819	-1,333	-0,790	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,052
-0,8	-2,891	-1,839	-1,336	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	1,945
-0,9	-2,957	-1,858	-1,339	-0,769	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,842
-1,0	-3,022	-1,877	-1,340	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,741
-1,1	-3,087	-1,894	-1,341	-0,745	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581	1,643
-1,2	-3,149	-1,910	-1,340	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,550
-1,3	-3,211	-1,926	-1,339	-0,719	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424	1,462
-1,4	-3,271	-1,939	-1,337	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,380
-1,5	-3,330	-1,951	-1,333	-0,690	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,318	1,351	1,303
-1,6	-3,388	-1,962	-1,329	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,231
-1,7	-3,444	-1,972	-1,324	-0,660	0,268	0,808	0,970	1,075	1,116	1,140	1,155	1,163
-1,8	-3,499	-1,981	-1,318	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,103
-1,9	-3,553	-1,989	-1,310	-0,627	0,294	0,788	0,920	0,996	1,023	1,037	1,044	1,049
-2,0	-3,605	-1,996	-1,302	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	0,995	0,998
-2,1	-3,656	-2,001	-1,294	-0,592	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949	0,957
-2,2	-3,705	-2,006	-1,284	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,909
-2,3	-3,753	-2,009	-1,274	-0,555	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869	0,869
-2,4	-3,800	-2,011	-1,262	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832	0,833	0,833
-2,5	-3,845	-2,012	-1,250	-0,518	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,808
-2,6	-3,889	-2,013	-1,238	-0,499	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769	0,769	0,754
-2,7	-3,932	-2,012	-1,224	-0,479	0,376	0,681	0,724	0,738	0,740	0,740	0,741	0,741
-2,8	-3,973	-2,010	-1,210	-0,460	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714	0,714
-2,9	-4,013	-2,007	-1,195	-0,440	0,330	0,651	0,681	0,683	0,689	0,690	0,690	0,690
-3,0	-4,051	-2,003	-1,180	-0,420	0,390	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,667

Sumber : Statistical Analysis in Hydrolgy, M.M.A. Sabin

Lampiran 6. Tabel Nilai Yt, Tabel Simpangan Baku Tereduksi Sn dan Yn

Tabel Nilai Yt

Return Periode (T) (Years)	Reduced Variate Yt
2	0.3665
5	1.4999
10	2.2502
20	0.9606
25	3.1985
50	3.9019
100	4.6001
200	5.2960
300	6.2140
1000	6.9190
5000	8.5390
10000	9.9219

Sumber: Joesron Loebis dalam Frederik, hal III-10

Table Simpangan Baku Tereduksi Sn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.02	1.03	1.03	1.04	1.05
20	1.06	1.06	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.10
30	1.11	1.11	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13	1.13	1.13	1.13
40	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
50	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.17	1.17	1.17
60	1.17	1.17	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
70	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19	1.19	1.19	1.19
80	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.20
90	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
100	1.20									

Sumber: Metode perhitungan Debit Banjir, SK-SNI-M-18-199. hal.17

Tabel Simpangan Baku Tereduksi, Yn

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.495	0.499	0.503	0.507	0.510	0.512	0.515	0.518	0.520	0.522
20	0.523	0.525	0.526	0.528	0.529	0.530	0.532	0.533	0.534	0.535
30	0.536	0.537	0.538	0.538	0.539	0.540	0.541	0.541	0.542	0.543
40	0.543	0.544	0.544	0.545	0.545	0.546	0.546	0.547	0.547	0.548
50	0.548	0.549	0.549	0.549	0.550	0550	0.550	0.551	0.551	0.551
60	0.552	0.552	0.552	0.553	0.553	0.553	0.553	0.554	0.554	0.554
70	0.554	0.555	0.555	0.555	0.555	0.555	0.556	0.556	0.556	0.556
80	0.556	0.557	0.557	0.557	0.557	0.558	0.558	0.558	0.558	0.558
90	0.558	0.558	0.558	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559	0.559
100	0.560									

Sumber: Metode perhitungan Debit Banjir, SK-SNI-M-18-199, hal 17

Lampiran 7. Koefisien Manning

Tabel. Koefisien Manning			
Keadaan Saluran			Harga n
Material Dasar	Tanah	n0	0,020
	batu pecan		0,025
	kerikil halus		0,024
	kerikil kasar		0,028
Tingkat ketidak seragaman saluran	Sangat kecil	n1	0,000
	sedikit Laas		0,005
	sedang		0,010
	besar		0,020
Variasi penampang melintang saluran	Lambat Laun	n2	0,000
	kadang berubah		0,015
	sering berubah		0,010 0,015
Pengaruh adanya bangunan dan penyempitan penampang melintang	diabaikan	n3	0,000
	agak berpengaruh		0,015
	cukup berpengaruh		0,020 0,030
	sangat berpengaruh		0,040 0,080
tanaman atau tumbuhan	rendah	n4	0,005 0,010
	sedang		0,010 0,025
	tinggi		0,025 0,050
	sangat tinggi		0,050 0,100
Tingkat Meander	kecil	n5	1,000
	sedang		1.15
	banyak/besar		1,300

sumber:(Buku open channel Hydroulics Ven Te Chow Ph.D 1988 hal. 109)

Lampiran 7. Tabel A.2.1 Nilai-nilai banding tanpa dimensi untuk Loncat Air (dari Bos, Replogle dan Clemmens, 1984)

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{Y_2}{Y_c}$	$\frac{Y_2}{H_1}$	$\frac{v_1^2}{2gH_1}$	$\frac{H_2}{H_1}$	$\frac{Y_2}{H_2}$	$\frac{v_2^2}{2gH_2}$	$\frac{H_2}{H_1}$
0.2446	3.00	0.3669	1.1006	1.4675	1.1006	0.1223	1.2229
0.2688	3.10	0.3599	1.1438	1.5037	1.1157	0.1190	1.2347
0.2936	3.20	0.3533	1.1870	1.5403	1.1305	0.1159	1.2464
0.3190	3.30	0.3469	1.2300	1.5771	1.1449	0.1130	1.2579
0.3465	3.40	0.3409	1.2749	1.6158	1.1590	0.1103	1.2693
0.3740	3.50	0.3351	1.3194	1.6545	1.1728	0.1077	1.2805
0.4022	3.60	0.3295	1.3643	1.6938	1.1863	0.1053	1.2916
0.4312	3.70	0.3242	1.4095	1.7337	1.1995	0.1030	1.3025
0.4609	3.80	0.3191	1.4551	1.7742	1.2125	0.1008	1.3133
0.4912	3.90	0.3142	1.5009	1.8151	1.2253	0.0987	1.3239
0.5222	4.00	0.3094	1.5472	1.8566	1.2378	0.0967	1.3345
0.5861	4.20	0.3003	1.6407	1.9410	1.2621	0.0930	1.3551
0.6525	4.40	0.2922	1.7365	2.0276	1.2855	0.0896	1.3752
0.7211	4.60	0.2844	1.8333	2.1155	1.3081	0.0866	1.3948
07920	4.80	0.2771	1.9309	2.2060	1.3303	0.0837	1.4140
0.8651	5.00	0.2701	2.0294	2.2987	1.3518	0.0811	1.4327
0.9400	5.20	0.2636	2.1285	2.3931	1.3727	0.0787	1.4510
1.0169	5.40	0.2575	2.2279	2.4858	1.3931	0.0764	1.4689
1.0957	5.60	0.2521	2.3279	2.5821	1.4131	0.0743	1.4864
1.1763	5.80	0.2467	2.4281	2.6797	1.4327	0.0723	1.5035
1.2585	6.00	0.2417	2.5287	2.7703	1.4519	0.0705	1.5203
1.3428	6.20	0.2367	2.6429	2.8756	1.4708	0.0687	1.5367
1.4288	6.40	0.2321	2.7458	2.9809	1.4894	0.0671	1.5529
1.5150	6.60	0.2277	2.8560	3.0837	1.5076	0.0655	1.5687
16035	6.80	0.2235	2.9643	3.1878	1.5256	0.0641	1.5843

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{Y_2}{Y_c}$	$\frac{Y_2}{H_1}$	$\frac{v_1^2}{2gH_1}$	$\frac{H_2}{H_1}$	$\frac{Y_2}{H_2}$	$\frac{v_2^2}{2gH_2}$	$\frac{H_2}{H_1}$
1.6937	7.00	0.2195	3.0737	3.2632	1.5432	0.0627	1.5995
1.7851	7.20	0.2157	3.1839	3.3996	1.5581	0.0614	1.6145
1.8778	7.40	0.2121	3.2950	3.5371	1.5691	0.0602	1.6293
1.9720	7.60	0.2087	3.4072	3.6177	1.5847	0.0590	1.6437
2.0674	7.80	0.2054	3.5203	3.7254	1.6001	0.0579	1.6580
2.1641	8.00	0.2023	3.6343	3.8413	1.6152	0.0568	1.6720
2.2620	8.20	0.1993	3.7493	3.9578	1.6301	0.0557	1.6858
2.3613	8.40	0.1965	3.8649	4.0607	1.6448	0.0548	1.6994
2.4615	8.60	0.1937	3.9814	4.1749	1.6589	0.0538	1.7127
2.5630	8.80	0.1911	4.0988	4.2899	1.6729	0.0529	1.7259
2.6656	9.00	0.1884	4.2171	4.4054	1.6866	0.0521	1.7389
2.7694	9.20	0.1859	4.3363	4.5211	1.7001	0.0512	1.7517
2.8741	9.40	0.1833	4.4561	4.6335	1.7139	0.0504	1.7643
2.9801	9.60	0.1809	4.5770	4.7504	1.7271	0.0497	1.7768
3.0869	9.80	0.1785	4.6985	4.8760	1.7402	0.0489	1.7891
3.1949	10.00	0.1763	4.8208	4.9961	1.7530	0.0482	1.8012
3.4691	10.50	0.1699	5.1300	5.2999	1.7843	0.0465	1.8309
3.7491	11.00	0.1649	5.4437	5.6087	1.8146	0.0450	1.8594
4.0351	11.50	0.1603	5.7623	5.9227	1.8439	0.0436	1.8875
4.3267	12.00	0.1560	6.0853	6.2413	1.8723	0.0423	1.9146
4.6233	12.50	0.1520	6.4124	6.5644	1.9000	0.0411	1.9411
4.9252	13.00	0.1482	6.7437	6.8919	1.9268	0.0399	1.9667
5.2323	13.50	0.1447	7.0794	7.2241	1.9529	0.0389	1.9917
5.5424	14.00	0.1413	7.4189	7.5602	1.9799	0.0379	2.0179
5.8605	14.50	0.1381	7.7635	7.9006	2.0032	0.0369	2.0401

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{T_a}{T}$	$\frac{T_a}{H_1}$	$\frac{v_x^2}{2gH_1}$	$\frac{H_x}{H_1}$	$\frac{T_x}{H}$	$\frac{v_x^2}{2gH}$	$\frac{H_x}{H}$	
6.1812	15.00	0.1201	8.1096	8.2447	2.0274	0.0261	2.0635	
6.5066	15.50	0.1323	8.4605	8.5929	2.0511	0.0252	2.0963	
6.8363	16.00	0.1297	8.8153	8.9450	2.0742	0.0245	2.1087	
7.1702	16.50	0.1271	9.1736	9.3007	2.0968	0.0237	2.1305	
7.5081	17.00	0.1247	9.5354	9.6601	2.1190	0.0230	2.1520	
7.8498	17.50	0.1223	9.9008	10.0229	2.1407	0.0223	2.1731	
8.1958	18.00	0.1201	10.2693	10.3894	2.1618	0.0217	2.1936	
8.5438	18.50	0.1180	10.6395	10.7575	2.1826	0.0211	2.2141	
8.8985	19.00	0.1159	11.0164	11.1290	2.2032	0.0205	2.2339	
9.2557	19.50	0.1140	11.3951	11.5061	2.2234	0.0200	2.2534	
9.6160	20.00	0.1122	11.7765	11.7765	2.2432	0.0195	2.2727	

Sumber: KP-02 Bangunan utama 1986, Halaman 208-210

Lampiran 8. Harga-harga minimum angka rembesan lane (CL)

Material	Rembesan C	
	Lane	Bligh
Pasir sangat halus atau lanau	8.5	18
Pasir halus	7.0	15
Pasir sedang	6.0	--
Pasir kasar	5.0	12
Kerikil halus	4.0	--
Kerikil sedang	3.5	--
Kerikil kasar termasuk berangkal campur pasir	3.0	9
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2.5	4 – 6
Lempung lunak	3.0	--
Lempung sedang	2.0	--
Lempung keras	1.8	--
Lempung sangat keras	1,6	--

Sumber: KP-06 Parameter Bangunan Hal. 75

LAMPIRAN

UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR

A. Analisa Parameter Statistik (Pengukuran Depresi)

1. Analisa Frekuensi Curah Hujan Rencana

Analisa Parameter Statistik (Pengukuran Depresi)

Besarnya dispersi dapat dilakukan pengukuran dispersi yakni melalui perhitungann parameter statistik untuk $(Xi - X)$, $(Xi - X)^2$, $(Xi - X)^3$, dan $(Xi - X)^4$ terlebih dahulu.

Dimana:

Xi : Besarnya curah hujan daerah (mm)

X : Rata – rata curah hujan maksimum (mm)

Pengukuran dispersi antara lain dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

Harga rata-rata (Xi) $= \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} Xi$

$= \frac{1}{10}(576{,}62) \quad = 57{,}66$

Standar deviasi (S) $= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(Xi-\bar{X})}{n-1}}$

$= \sqrt{\frac{5170{,}38}{10-1}}$

$= 23{,}97$

Koefisien variasi (C_v) $= \frac{S}{\bar{X}}$

$= \frac{23{,}97}{57{,}66}$

$= 0{,}42$

Koefisien Skewnes (C_s) = $\frac{n\sum_{i=1}^{n}(Xi-X)^3}{(n-1)(n-2)S^3}$

$= \frac{10\times(188852,25)}{(10-1)\times(10-2)\times23,97^3}$

$= \frac{1888522,50}{991600,18}$

= 1,90

Koefisien kurtosis (C_k) = $\frac{n^2\sum_{i=1}^{n}(Xi-X)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$

$= \frac{10^2\times12903933,99}{(10-1)\times(10-2)\times(10-3)\times23,97^4}$

$= \frac{1290393399,00}{166380594,82} = 7,76$

B. Perhitungan Distribusi Frekuensi Curah Hujan

a. Metode Log Pearson Type III

Untuk Distribusi frekuensi dapat dihitung dengan rumus, sebagai berikut:

Nilai rata-rata (Log Xi) = $\frac{\sum_{i=1}^{n=1}Log\ Xi}{n}$

$= \frac{17,34}{10} = 1,73$

Standar deviasi (Sx) = $\sqrt{\frac{\sum(\log Xi-logXr)^2}{n-1}}$

$= \sqrt{\frac{0,2148}{10-1}} = 0,15$

Koefisien skewnes (Cs) $= \frac{\sum_{i=1}^{n=1}(\text{Log } Xi)^3}{(n-1)(n-2)S_x^3}$

$= \frac{10\times(0{,}0322)}{(10-1)\times(10-2)\times(0{,}15)^3} = 1{,}3154$

Dari nilai Cs maka dapat di tentukan nilai G (Tabel 5-6)

Hitung curah hujan rencana untuk kala ulang 2 tahun:

Log Xt = Log Xi + G.Sx

= 1,73 + (-0.2123 X 0.15)

= 1,70

X = antilog X

Xt = 50,12

Untuk langkah perhitungan periode ulang tahun (i) selanjutnya sama dengan di atas

B. Perhitungan Uji Kesesuaian Distribusi

Uji Kesesuaian ini dilakukan untuk mengetahui apakah hipotesa tersebut benar sesuai dengan distribusi teoritis yang dipilih, sehinggah dapat ditentukan bahwa distribusi tersebut dapat digunakan untuk proses selanjutnya.

1. Uji Chi-Kuadrat

Untuk menguji kesalahan sebaran Metode Log Pearson Type III digunakan Uji Sebaran Chi Kuadrat, digunakan Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus:

$$X^2_{hit} = \sum_{i=1}^{N} \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f}$$

Derajad kebebasan dihitung dengan persamaan:

$K = 1 + 3{,}30\ Log\ n$

$= 1 + 3{,}30\ Log\ 10$

$= 4{,}30$ dibulatkan = 5

Untuk Uji Chi-Kuadrat Besarnya $\alpha = 2$

$Dk = K - (\alpha + 1)$

$= 5 - (2 + 1)$

$= 2$

$E_f = \frac{n}{K} = \frac{10}{5} = 2$

O_f = data yang diamati

$$\Delta x = \frac{(X_{Maks} - X_{min})}{K - 1}$$

$$= \frac{(2{,}07 - 1{,}56)}{5 - 1}$$

$$= 0{,}13$$

$$X_{awal} = \left(X_{min} - \frac{1}{2}\Delta x\right)$$

$$= \left(1{,}56 - \frac{1}{2}0{,}13\right)$$

= 1,50

Nilai X^2Cr dicari pada Tabel 7 dengan menggunakan nilai DK = 2 dan Derajat kepercayaan 5 %, lalu dibandingkan dengan nilai X^2Cr hasil perhitungann yang dapat dilihat pada Tabel 14. Syarat yang harus dipenuhi adalah X^2Cr hitung < X^2Cr tabel.

2. Curah Hujan Jam Jaman

Untuk menganalisa debit banjir rencana maka dapat digunakan perhitungan Distribusi hujan jam–jaman pada daerah Bajo dengan persamaan berikut.

Rumus Mononobe:

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

Dimana :

Rt : Intensitas hujan rata-rata dalam 1 jam (mm/jam)

R_{24} : Curah hujan efektif dalam satu hari (mm)

T : Waktu mulai hujan

t : Waktu konsentrasi hujan

Untuk di Indonesia rata-rata t = 6 jam, maka:

T = 1 jam ⟶ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{1}\right]^{2/3} = 0{,}5503.R_{24}$

T = 2 jam ⟶ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{2}\right]^{2/3} = 0{,}3467.R_{24}$

T = 3 jam ⟶ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{3}\right]^{2/3} = 0{,}2646.R_{24}$

T = 4 jam $\longrightarrow$ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{4}\right]^{2/3} = 0{,}2184.R_{24}$

T = 5 jam $\longrightarrow$ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{5}\right]^{2/3} = 0{,}1882.R_{24}$

T = 6 jam $\longrightarrow$ $R_1 = \left[\frac{R_{24}}{5}\right]\left[\frac{6}{6}\right]^{2/3} = 0{,}1667.R_{24}$

Curah hujan jam-jaman

$$Rt = [t \times Rt] - [(t-1) \times (T-1)]$$

1 jam $\longrightarrow$ $R_1 = [1.0{,}5503.R_{24}]-[(1-1).(1-1)]$

$= (0{,}5503.R_{24}) - (0.0)$

$= 0{,}5503 \times 100\%$

$= 55{,}03\ \%$

Untuk mencari curah hujan rancangan efektif jam-jaman dalam periode ulang tertentu, data yang diperlukan:

a) Rmaks pada periode ulang tersebut
b) Data curah hujan rancangan dengan Metode Log Person Type III
c) Koefisien pengaliran (c)

Dari data ini dihitung curah hujan netto (bagian hujan yang menjadi limpasan langsung) yaitu:

$R_n = c \times R_{maks}$

Curah hujan netto juga disebut curah hujan efektif, jika data ini dikalikan dengan prosentase nisbah jam-jaman akan diperoleh harga curah hujan rancangan efektif.

Untuk prosedur perhitungannya dapat dilihat sebagai berikut:

Tr = 2 tahun

R_{maks} = 50,12

C = 0,75 (koefisien pengaliran untuk pengunungan tersier)

R_n = c . R_{maks}

= 0,75 x 50,12

= 37,59 mm/hari

Jadi, curah hujan efektif = 55,03 % x R_n

= 55,03 % x 37,59

= 20,69 mm/hari

Perhitungan Debit Banjir Rancangan

Metode Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu)

Adapun data-datanya sebagai berikut:

Luas DAS (A) = 312,90 km^2

Panjang Sungai Utama (L) = 39,468 km

Koefisien Pengaliran (c) = 0,75

Parameter alfa (α) = 1,84

Hujan satuan (Ro) = 1,00

Waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (Tg) (L > 15)

$$tg = 0{,}40 + (0{,}058 \times L)$$

$$= 0{,}40 + (0{,}058 \times 39{,}468)$$

$$= 2{,}69$$

Lama Hujan Efektif (Tr) = Tr = (0,5 – 1,00) x tg, dimana Tr = 0,70 x tg

$$Tr = 0{,}7 \times Tg$$

$= 0{,}7 \times 2{,}69$

$= 1{,}88$ jam

Waktu mencapai puncak (Tp)

$Tp = Tg + 0{,}8\,Tr$

$= 2{,}69 + 0{,}8 \times 1{,}88$

$= 4{,}19$ jam

Nilai T0,3

$T_{0,3} = \alpha \times Tg$

$= 1{,}84 \times 2{,}69$

$= 4{,}95$ jam

$Tp + T_{0,3} = 4{,}19 + 4{,}95 = 9{,}14$ jam

$1{,}5\,T_{0,3} = 1{,}5 \times 4{,}95 = 7{,}43$ jam

$Tp + 1{,}5\,T_{0,3} = 4{,}19 + 7{,}43 = 11{,}62$ jam

$Tp + T_{0,3} + 1{,}5\,T_{0,3} = 4{,}19 + 4{,}95 + 7{,}43 = 16{,}57$ jam

$Tp + T_{0,3} + T_{0,3}^{2} = 1{,}68 + 4{,}95 + 4{,}95^{2} = 31{,}13$ jam

Debit Puncak Banjir (Qp)

$$Q_p = \frac{C \times A \times \beta_0}{3{,}6\,(0{,}3\,t_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{1 \times 39{,}468 \times 1}{3{,}6\,(0{,}3 \times 4{,}19 + 4{,}95)}$$

$= 14{,}00$ m^3/det

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Tabel 28. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 2 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	20,69	5,38	3,77	3,00	2,53	2,23	(m^3/dt)
0,00	0,00	0,00						0,00
1,00	0,45	9,31	0,00					9,31
2,00	2,37	49,04	2,42	0,00				51,46
3,00	6,28	129,93	12,75	1,70	0,00			144,38
4,00	12,52	259,04	33,79	8,93	1,35	0,00		303,11
4,19	**14,00**	**289,66**	**67,36**	**23,68**	**7,11**	**1,14**	**0,00**	**388,95**
5,00	11,50	237,94	75,32	47,20	18,84	6,00	1,00	386,30
6,00	9,01	186,42	61,57	52,78	37,56	15,89	5,29	359,81
7,00	7,07	146,28	48,47	43,35	42,00	31,68	14,00	325,79
8,00	5,54	114,62	38,04	33,97	34,50	35,42	27,92	284,47
9,00	4,35	90,00	29,81	26,65	27,03	29,8	31,22	233,81
9,14	4,20	86,93	23,30	20,89	21,21	22,80	25,65	200,85
10,00	3,65	75,52	22,60	16,40	16,62	17,89	20,09	169,12
11,00	3,11	64,35	19,64	15,83	13,05	14,02	15,77	142,66
12,00	2,64	54,62	16,75	13,76	12,50	11,01	12,35	121,07
13,00	2,25	46,55	14,20	11,72	10,95	10,63	9,70	103,75
14,00	1,91	39,52	12,11	9,95	9,33	9,23	9,37	89,51
15,00	1,62	33,52	10,28	8,48	7,92	7,87	8,14	76,21
16,00	1,35	27,91	8,72	7,20	6,75	6,68	6,94	64,22
16,57	1,26	26,07	7,26	6,11	5,73	5,69	5,89	56,75
17,00	1,20	23,81	6,78	5,09	4,86	4,82	5,02	51,41
18,00	1,06	21,93	6,46	4,75	4,05	4,10	4,26	45,55
19,00	0,94	19,45	5,70	4,62	3,76	3,42	3,61	40,48
20,00	0,83	17,17	5,06	4,00	3,60	3,19	3,01	36,03
21,00	0,73	15,10	4,47	3,54	3,18	3,04	2,81	32,14
22,00	0,65	13,45	3,93	3,13	2,82	2,68	2,68	28,69
23,00	0,58	12,00	3,50	2,78	2,49	2,38	2,36	25,48
24,00	0,51	10,55	3,12	2,45	2,19	2,10	2,10	22,51

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit maksimum di kala ulang 2 tahun jam ke-4,19 dengan debit banjir Q_2 = 388,95 m^3/dt

Tabel 29. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 5 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	28,56	7,43	4,14	3,50	3,50	3,07	(m^3/dt)
0,00	0,00							
1,00	0,45	12,85						12,85
2,00	2,37	67,69	3,34					71,03
3,00	6,28	179,36	17,61	1,86				198,83
4,00	12,52	357,57	46,66	9,81	1,58			415,62
4,19	**14,00**	**399,84**	**93,02**	**26,00**	**8,30**	**1,58**		**528,74**
5,00	11,50	328,44	104,02	51,83	21,98	8,30	1,38	515,95
6,00	9,01	257,33	85,45	57,96	43,82	21,98	7,28	473,82
7,00	7,07	201,92	66,94	47,61	49,00	43,82	19,28	428,57
8,00	5,54	158,22	52,53	37,31	40,23	49,00	28,44	375,74
9,00	4,35	124,24	41,16	29,27	31,54	40,25	42,98	309,44
9,14	4,20	119,95	32,32	22,94	24,75	31,54	35,31	266,81
10,00	3,65	104,24	31,21	18,01	19,39	24,75	27,66	225,26
11,00	3,11	88,82	27,12	17,39	15,23	19,39	21,70	189,65
12,00	2,64	75,40	23,11	15,11	14,70	15,23	17,01	160,36
13,00	2,25	64,26	19,62	12,88	12,78	14,70	13,35	137,59
14,00	1,91	54,55	16,72	10,93	10,89	12,78	12,89	118,76
15,00	1,62	46,27	14,19	9,32	9,24	10,89	11,21	101,12
16,00	1,35	38,56	12,04	7,91	7,88	9,24	9,35	85,18
16,57	1,26	35,99	10,03	6,71	6,69	7,88	8,10	75,40
17,00	1,20	34,27	9,36	5,59	5,67	6,69	6,91	68,49
18,00	1,05	30,27	8,92	5,29	4,73	5,67	5,89	60,67
19,00	0,94	26,85	7,88	4,97	4,41	4,73	4,97	53,81
20,00	0,83	23,70	6,96	4,39	4,20	4,41	4,14	47,82
21,00	0,73	20,85	6,17	3,89	3,71	4,20	3,87	42,69
22,00	0,65	18,56	5,42	3,44	3,29	3,71	3,68	38,10
23,00	0,58	16,56	4,83	3,02	2,91	3,29	3,25	33,86
24,00	0,51	14,57	4,31	2,69	2,56	2,91	2,89	29,93

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit maksimum di kala ulang 5 tahun jam ke-4,19 dengan debit banjir Q_5 = 528,74 m^3/dt

Tabel 30. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 10 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	35,13	9,13	6,41	5,09	4,30	3,78	(m^3/dt)
0,00	0,00							0,00
1,00	0,45	15,81						15,81
2,00	2,37	83,26	4,11					87,37
3,00	6,28	220,62	21,64	2,88				245,14
4,00	12,52	439,83	57,31	15,19	2,29			514,65
4,19	14,00	491,52	114,31	40,25	12,06	1,94		660,38
5,00	11,50	403,90	127,82	89,55	31,97	10,19	1,20	655,93
6,00	9,01	316,52	105,00	89,74	63,73	25,50	8,96	610,95
7,00	7,02	248,37	82,26	73,72	71,26	53,84	23,74	553,19
8,00	5,54	194,62	64,55	57,75	58,54	60,20	47,33	482,99
9,00	4,35	152,82	50,58	45,32	45,86	49,45	52,92	396,95
9,14	4,20	147,55	39,72	35,51	35,99	38,74	43,47	340,98
10,00	3,65	128,23	38,35	27,88	28,20	30,40	34,06	287,11
11,00	3,11	109,25	33,32	26,92	23,14	23,82	26,72	242,17
12,00	2,61	91,74	28,39	23,50	21,38	18,71	20,94	205,56
13,00	2,25	79,04	24,10	19,94	18,58	18,06	16,44	176,16
14,00	1,91	67,10	20,54	16,92	15,83	15,70	15,88	151,97
15,00	1,62	56,91	17,44	14,42	13,44	13,37	13,80	129,38
16,00	1,35	47,43	14,79	12,24	11,45	11,35	11,76	109,02
16,57	1,20	44,76	12,33	10,38	9,72	9,68	9,98	96,35
17,00	1,20	42,16	11,50	8,65	8,25	8,21	8,51	87,28
18,00	1,06	37,24	10,96	8,08	6,87	6,97	7,22	77,34
19,00	0,94	33,02	9,68	7,69	6,41	5,81	6,12	68,73
20,00	0,83	29,16	8,58	6,79	6,11	5,42	5,10	61,16
21,00	0,73	25,64	7,58	6,03	5,40	5,16	4,76	54,57
22,00	0,65	22,83	6,66	5,32	4,78	4,56	4,54	48,69
23,00	0,58	20,38	5,93	4,68	4,22	4,04	4,01	43,26
24,00	0,51	17,92	5,30	4,17	3,72	3,57	3,55	38,23

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di kala ulang 10 tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir Q_{10} = 660,38 m^3/dt

Tabel 31. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 25 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	46,31	12,04	8,45	6,72	5,67	4,98	(m^3/dt)
0,00	0,00							0,00
1,00	0,45	20,84						20,84
2,00	2,37	109,75	5,42					115,17
3,00	6,28	290,83	28,53	3,80				323,16
4,00	12,52	579,90	75,61	21,03	3,92			678,46
4,19	**14,00**	**648,34**	**150,74**	**53,07**	**15,93**	**2,55**		**870,63**
5,00	11,50	532,82	168,55	105,76	42,20	17,04	2,34	864,80
6,00	9,01	417,25	134,46	118,30	84,13	35,61	11,80	805,55
7,00	7,07	327,41	108,48	97,18	94,08	70,99	31,27	729,41
8,00	5,54	256,59	85,12	76,13	77,28	74,38	62,35	636,82
9,00	4,35	201,45	66,70	59,74	60,55	65,21	69,72	523,37
9,14	4,20	194,50	52,32	46,81	47,51	51,09	57,27	449,55
10,00	3,65	169,03	50,57	36,76	37,23	40,06	42,87	378,55
11,00	3,11	144,02	43,93	35,49	29,22	31,41	25,21	319,31
12,00	2,64	122,36	37,44	30,84	28,22	24,96	27,59	271,01
13,00	2,25	104,29	31,79	26,28	24,53	23,81	21,66	232,27
14,00	1,91	88,45	27,09	22,31	20,89	20,70	20,92	200,37
15,00	1,62	75,05	23,00	19,01	17,74	17,63	18,18	170,58
16,00	1,35	62,52	19,50	16,14	15,13	14,97	15,49	143,74
16,57	1,26	58,35	16,25	13,69	12,84	12,76	13,15	127,04
17,00	1,20	55,57	15,17	11,41	10,89	10,83	11,21	115,08
18,00	1,06	49,09	14,45	10,65	9,07	9,19	9,51	101,96
19,00	0,94	43,53	12,76	10,14	8,47	7,65	8,07	90,62
20,00	0,83	38,44	11,32	8,96	8,06	7,14	6,72	80,64
21,00	0,73	33,81	9,99	7,94	7,12	6,80	6,27	71,93
22,00	0,65	30,10	8,79	7,01	6,32	6,01	5,98	64,21
23,00	0,58	26,86	7,83	6,17	5,58	5,33	5,28	57,05
24,00	0,51	23,62	6,98	5,49	4,91	4,71	4,68	50,39

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di kala ulang 25 tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir Q_{25} = 870,63 m^3/dt

Tabel 32. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 50 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	55,68	12,04	10,16	8,07	6,82	5,99	(m^3/dt)
0,00	0,00							0,00
1,00	0,45	25,06						25,06
2,00	2,37	131,96	5,42					137,38
3,00	6,28	349,67	28,53	4,57				382,77
4,00	12,52	697,11	75,91	24,08	3,63			800,43
4,19	**14,09**	**779,52**	**150,74**	**63,80**	**19,13**	**3,07**		**1016,26**
5,00	11,50	640,52	168,36	127,29	50,68	16,16	2,79	1005,62
6,00	9,01	501,68	133,46	142,34	101,01	42,83	14,20	940,15
7,00	7,03	393,66	108,48	116,84	112,98	85,39	37,62	854,97
8,00	5,54	308,47	85,12	91,54	92,81	95,48	74,69	748,41
9,00	4,35	242,21	66,70	71,83	72,71	78,43	83,86	615,74
9,14	4,20	233,86	64,37	69,29	70,05	75,45	80,89	593,91
10,00	3,65	203,23	56,57	44,20	44,71	48,22	53,07	444,90
11,00	3,13	175,16	48,95	42,67	35,10	37,78	42,35	375,01
12,00	2,64	147,08	37,44	37,08	33,89	29,67	32,18	318,26
13,00	2,25	125,28	31,79	31,60	29,46	28,64	26,06	272,83
14,00	1,91	106,35	27,09	26,82	25,10	24,89	25,16	235,41
15,00	1,62	90,20	23,00	22,86	21,30	21,21	21,86	200,43
16,00	1,35	75,17	19,50	19,47	18,16	18,09	18,63	168,87
16,57	1,26	70,16	16,25	16,46	15,41	15,35	15,81	149,44
17,00	1,20	66,82	15,17	13,72	13,07	13,03	13,48	135,29
18,00	1,06	59,02	14,45	12,80	10,89	11,05	11,44	119,65
19,00	0,94	52,34	12,76	12,19	10,17	9,21	9,70	106,37
20,00	0,83	46,21	11,32	10,77	9,68	8,59	8,09	94,66
21,00	0,73	40,65	9,99	9,55	8,55	8,18	7,55	84,47
22,00	0,65	36,19	8,79	8,43	7,59	7,23	7,19	75,42
23,00	0,58	32,29	7,83	7,42	6,70	6,41	6,35	67,00
24,00	0,51	28,40	6,98	6,60	5,89	5,66	5,63	59,16

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di kala ulang 50 tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir Q_{50} = 1007,97 m^3/dt

Tabel 33. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 100 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	66,94	17,41	12,21	9,71	8,20	7,20	(m^3/dt)
0,00	0,00							0,00
1,00	0,45	30,12						30,12
2,00	2,37	158,65	7,83					166,48
3,00	6,28	420,38	41,26	5,49				467,13
4,00	12,52	838,09	109,32	28,94	4,37			980,73
4,19	14,00	937,16	217,97	76,68	23,01	3,69		1258,51
5,00	11,50	769,83	243,71	152,87	60,98	19,23	3,74	1250,07
6,00	9,01	603,13	200,22	170,94	121,57	51,59	17,06	1164,42
7,00	7,07	473,27	156,86	140,42	135,94	102,66	45,22	1054,37
8,00	5,54	370,85	123,09	110,01	111,67	114,80	90,14	920,56
9,00	4,35	291,19	96,45	86,32	87,49	94,30	100,80	756,55
9,14	4,20	281,15	75,73	67,64	68,65	73,85	82,80	649,85
10,00	3,65	244,33	73,12	55,11	53,79	57,97	64,87	547,19
11,00	3,11	208,18	63,55	51,28	42,24	45,43	50,90	461,58
12,00	2,64	176,72	54,15	44,57	40,78	35,67	39,89	391,78
13,00	2,25	150,62	45,96	37,99	35,43	34,44	31,32	335,75
14,00	1,91	127,86	39,17	32,23	30,20	29,95	30,24	289,63
15,00	1,62	108,44	33,25	27,47	25,63	25,50	26,28	246,57
16,00	1,35	90,37	28,29	23,32	21,83	21,65	22,39	207,78
16,57	1,26	84,34	25,50	19,78	18,55	18,45	19,01	183,63
17,00	1,20	80,33	21,94	16,48	15,73	15,66	16,20	166,34
18,00	1,06	70,96	20,89	15,38	13,11	13,28	13,75	147,37
19,00	0,94	62,92	18,45	14,65	12,23	11,07	11,66	130,98
20,00	0,83	55,56	16,37	12,94	11,65	10,33	9,72	116,57
21,00	0,73	48,87	14,45	11,48	10,29	9,84	9,07	104,00
22,00	0,65	43,51	12,71	10,13	9,13	8,69	8,64	92,81
23,00	0,58	38,83	11,32	8,91	8,06	7,71	7,63	82,46
24,00	0,51	34,14	10,10	7,94	7,09	6,81	6,77	72,85

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di kala ulang 100 tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir Q_{100} = 1258,51 m^3/dt

Tabel 34. Hidrograf Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu dengan periode ulang 200 tahun

Jam	Qt	Akibat Hujan jam-jaman						Qbanjir
ke	(m^3/dt)	80,48	20,93	14,68	11,67	9,86	8,66	(m^3/dt)
0,00	0,00							0,00
1,00	0,45	36,22						36,22
2,00	2,37	190,74	9,42					200,16
3,00	6,28	505,41	49,60	6,61				561,62
4,00	12,52	1007,61	131,44	34,79	5,35			1179,09
4,19	**14,00**	**1126,72**	**262,04**	**92,19**	**27,66**	**4,44**		**1513,05**
5,00	11,50	925,52	293,02	180,79	73,29	22,37	3,90	1502,89
6,00	9,01	725,12	246,70	205,52	146,11	61,97	20,52	1399,89
7,00	7,07	568,99	188,56	168,82	163,38	123,45	54,38	1267,60
8,00	5,54	445,86	147,98	132,27	134,21	138,04	108,42	1106,78
9,00	4,35	350,09	115,95	103,79	105,15	111,39	121,24	909,61
9,14	4,20	338,02	91,05	81,33	82,51	88,84	99,59	781,34
10,00	3,68	295,75	87,91	63,86	64,65	69,71	78,03	657,91
11,00	3,11	250,29	76,39	61,66	50,76	54,62	61,23	554,95
12,00	2,64	212,47	65,05	52,58	49,01	42,89	47,28	471,02
13,00	2,25	181,08	55,26	45,65	42,60	41,41	37,67	403,67
14,00	1,91	154,22	47,09	38,76	36,29	35,36	36,37	348,22
15,00	1,62	130,38	39,98	33,03	30,81	30,66	31,61	296,47
16,00	1,35	108,65	33,91	28,04	26,26	26,05	26,93	249,82
16,57	1,20	101,40	28,26	23,78	22,29	22,19	22,86	220,78
17,00	1,20	96,58	26,37	19,82	18,91	18,83	19,49	200,00
18,00	1,06	85,31	25,12	18,50	15,75	15,97	16,54	177,19
19,00	0,94	75,65	22,19	17,62	14,70	13,31	14,03	157,50
20,00	0,83	66,80	19,67	15,56	14,00	12,42	11,69	140,14
21,00	0,73	58,75	17,37	13,80	12,37	11,83	10,91	125,03
22,00	0,65	52,31	15,28	12,18	10,97	10,45	10,39	111,58
23,00	0,58	46,68	13,60	10,72	9,69	9,27	9,18	99,14
24,00	0,51	41,04	12,14	9,54	8,52	8,18	8,14	87,56

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari tabel diatas dinyatakan bahwa Debit Maksimum di Kala Ulang 200 Tahun jam ke-4,19 dengan Debit Banjir Q_{200} = 1513,05 m^3/dt

Tabel 27. Ordinat Hidrograf Satuan Sintetik dengan Metode Nakayasu

t (jam)	Q (m^3/dt)	Ket.
0,00	0,00	
1,00	0,45	
2,00	2,37	Qd0
3,00	6,28	
4,00	12,52	
4,19	**14,00**	
5,00	11,50	
6,00	9,01	
7,00	7,07	
8,00	5,54	Qd1
9,00	4,35	
9,14	4,20	
10,00	3,65	
11,00	3,11	
12,00	2,64	
13,00	2,25	
14,00	1,91	Qd2
15,00	1,62	
16,00	1,35	
16,57	1,26	

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

17,00	1,20	
18,00	1,06	
19,00	0,94	
20,00	0,83	Qd3
21,00	0,73	
22,00	0,65	
23,00	0,58	
24,00	0,51	

Sumber Hasil Perhitungan

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

D. Analisa Perencanaan Bendung

Debit pada penampang sungai dihitung dengan rumus Manning :

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$A = (b + m \times H)H$$

$$O = B + 2 \times H\sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{O}$$

$$n = (n_1 + n_2 + n_3 + n_4)\, n_5$$

$$Q = V \times A$$

dimana :

Q : Debit (m^3/det)

V : Kecepatan aliran (m/det)

A : Luas penampang basah (m^2)

O : Keliling basah (m)

B : Lebar dasar sungai

H : Tinggi air

m : Kemiringan talud

n : Kekasaran Manning

I : Kemiringan sungai

R : Jari-jari hidrolis

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Perhitungan Elevasi Muka Air Sebelum di Bendung

Dengan membagi secara vertical beberapa bagian penampang melintang sungai berbentuk trapezium setinggi h, maka tinggi muka air dapat dihitung dengan persaman-persamaan sebagai berikut :

1) Luas Penampang Basah (A), yaitu luas penampang melintang aliran yang tegak lurus arah aliran sungai.

Diketahui:

Q = 1258,51 m^3/dt

b = 100 m

m = 1,00

h_{coba} = 1,0 m

I = 0,0049

n = 0,048

$A = (b + (m \times h))h$

$= (100 + (1,00 \times 1))1$

$= 101,00\ m^2$

2) Keliling Basah (O), yaitu panjang garis perpotongan dari permukaan basah dengan penampang melintang yang tegak lurus arah aliran sungai.

$O = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$

$= 100,00 + 2 \times 2\sqrt{1 + 1,00^2}$

$= 102,83\ m$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

3) Jari-jari Hidrolis (R), yaitu perbandingan antara luas penampang basah (F) dengan keliling basah (O).

$$R = \frac{A}{O}$$

$$= \frac{101,00}{102,83} = 0,98\ m$$

4) Kecepatan Aliran/Arus rata-rata (Rumus Manning)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0,0475} \times 0,98^{2/3} \times 0,0049^{1/2}$$

$$= 1,45\ m/det$$

5) Kapasitas Aliran (Q)

$$Q = V \times A$$

$$= 1,45 \times 101,00$$

$$= 146,63\ m^3/dtk$$

Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung (Sumber: hasil Perhitungan)

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (Hd) = 3,64 meter dengan debit Q100 = 1258,51 m^3/dt. Untuk mengontrol nilai-nilai di atas maka diperlukan langkah-langkah perhitungan sebagaai berikut:

1) Luas Penampang Basah (A).

$$A = (b + (m \times h))h$$

$$= (100 + (1,00 \times 3,64))3,64$$

$$= 377,30\ m^2$$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

2) Keliling Basah (O), yaitu panjang garis perpotongan dari permukaan basah dengan penampang melintang yang tegak lurus arah aliran sungai.

$$O = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

$$= 100{,}00 + 2 \times 3{,}64\sqrt{1 + 1{,}00^2}$$

$$= 110{,}30\ m$$

3) Jari-jari Hidrolis (R), yaitu perbandingan antara luas penampang basah (F) dengan keliling basah (O).

$$R = \frac{A}{O} = \frac{377{,}30}{110{,}30} = 3{,}42\ m$$

4) Kecepatan Aliran/Arus rata-rata (Rumus Manning)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.0475} \times 3{,}42^{2/3} \times 0.0049^{1/2}$$

$$= 3{,}34\ m/det$$

5) Kapasitas Aliran (Q)

$$Q = V \times A$$

$$= 3{,}34 \times 377{,}30$$

$$= 1258{,}51\ {}^{m^3}/_{det}$$

6) Menghitung tinggi energi (He)

$$He = Hd + \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$= 3{,}64 + \frac{3{,}34^2}{2 \times 9{,},81}$$

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

$= 3{,}64 + 0{,}57 \quad = 4{,}21$ m

Maka tinggi muka air sebelum dibendung = El. Dasar Sungai + He

= ± 41,00 + 4,21

= ± 45,21 m

Perhitungan Elevasi Muka Air Setelah di Bendung

Dengan membagi secara vertikal beberapa bagian penampang melintang sungai berbentuk trapezium setinggi h, maka tinggi muka air dapat dihitung dengan persamaan-persamaan sebagai berikut :

1) Luas Penampang Basah (A), yaitu luas penampang melintang aliran yang tegak lurus arah aliran sungai.

Diketahui :

Q = 1258,51 m^3/dt

b = 108,00 m

m = 1.00

$h_{coba\text{-}coba}$ = 2.0 m

I = 0,0049

n = 0,048

$A = (b + (m \times h))h$

$= (108 + (1{,}00 \times 1))1$

$= 109{,}0\ m^2$

2) Keliling Basah (O), yaitu panjang garis perpotongan dari permukaan basah dengan penampang melintang yang tegak lurus arah aliran sungai.

$$O = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

$$= 108{,}00 + 2 \times 1\sqrt{1 + 1.00^2}$$

$$= 110{,}83\ m$$

3) Jari-jari Hidrolis (R), yaitu perbandingan antara luas penampang basah (A) dengan keliling basah (O).

$$R = \frac{A}{O}$$

$$= \frac{109{,}0}{110{,}83} = 0{,}98\ m$$

4) Kecepatan Aliran/Arus rata-rata (Rumus Manning)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.0475} \times 0{,}98^{2/3} \times 0.0049^{1/2}$$

$$= 1{,}45\ m/det$$

5) Kapasitas Aliran (Q)

$$Q = V \times A$$

$$= 1{,}45 \times 109{,}00$$

$$= 158{,}38\ m^3/dt$$

Untuk perhitungan selanjutnya, dapat dilihat pada table berikut :

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

Setelah Dinormalisir Setelah Dibendung (Sumber: hasil Perhitungan)

Dari grafik diatas maka diperoleh tinggi muka air (Hd) = 3,48 meter. Untuk mengontrol nilai-nilai di atas maka diperlukan langkah-langkah perhitungan sebagaai berikut:

a. Luas Penampang Basah (A),

$$A = (b + (m \times h))h$$

$$= (108 + (1,00 \times 3,48))3,48 = 387,40\ m^2$$

b. Keliling Basah (O), yaitu panjang garis perpotongan dari permukaan basah dengan penampang melintang yang tegak lurus arah aliran sungai.

$$O = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

$$= 108,00 + 2 \times 3,48\sqrt{1 + 1,00^2}$$

$$= 117,63\ m$$

c. Jari-jari Hidrolis (R), yaitu perbandingan antara luas penampang basah (F) dengan keliling basah (O).

$$R = \frac{A}{O} = \frac{387,40}{117,84} = 3,29\ m$$

d. Kecepatan Aliran/Arus rata-rata (Rumus Manning)

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0.0475} \times 3,29^{2/3} \times 0.0049^{1/2}$$

$$= 3,25\ m/det$$

e. Kapasitas Aliran (Q)

$$Q = V \times A$$

$$= 3{,}24 \times 387{,}40$$

$$= 1258{,}51 \ m^3/dtk$$

f. Menghitung tinggi energi (He)

$$He = Hd + \frac{V^2}{2 \times g}$$

$$= 3{,}48 + \frac{3{,}25^2}{2 \times 9{,}81}$$

$$= 3{,}48 + 0{,}54$$

$$= 5{,}00 \ m$$

Maka tinggi muka air sebelum dibendung = El. Dasar Sungai + He

= ± 42,00 + 4,01

= ± 46,01 m

Tinggi Muka Air Diatas Mercu Bendung

Dengan cara H coba-coba maka didapat H1 = 3,01 m

Kecepatan Pengaliran di sebelah hulu bendung

$$Q = V_1 \times [(P + H_d) \times B_{Ef}]$$

$$V_1 = \frac{Q}{(P + H_d) \times B_{Ef}}$$

$$= \frac{1258{,}51}{(2{,}50 + 3{,}48) \times 105{,}80}$$

$$= \frac{1258{,}51}{582{,}96}$$

$$= 2{,}16 \ m/dtk$$

Tinggi muka Air di atas mercu bendung (h_1)

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

$$h_t = Hd + \frac{Vo^2}{2 \times g}$$

$$= 3{,}01 + \frac{2{,}16^2}{2 \times 9{,}81}$$

$$= 3{,}25 \text{ m}$$

Tinggi Jagaan pada Bendung (W)

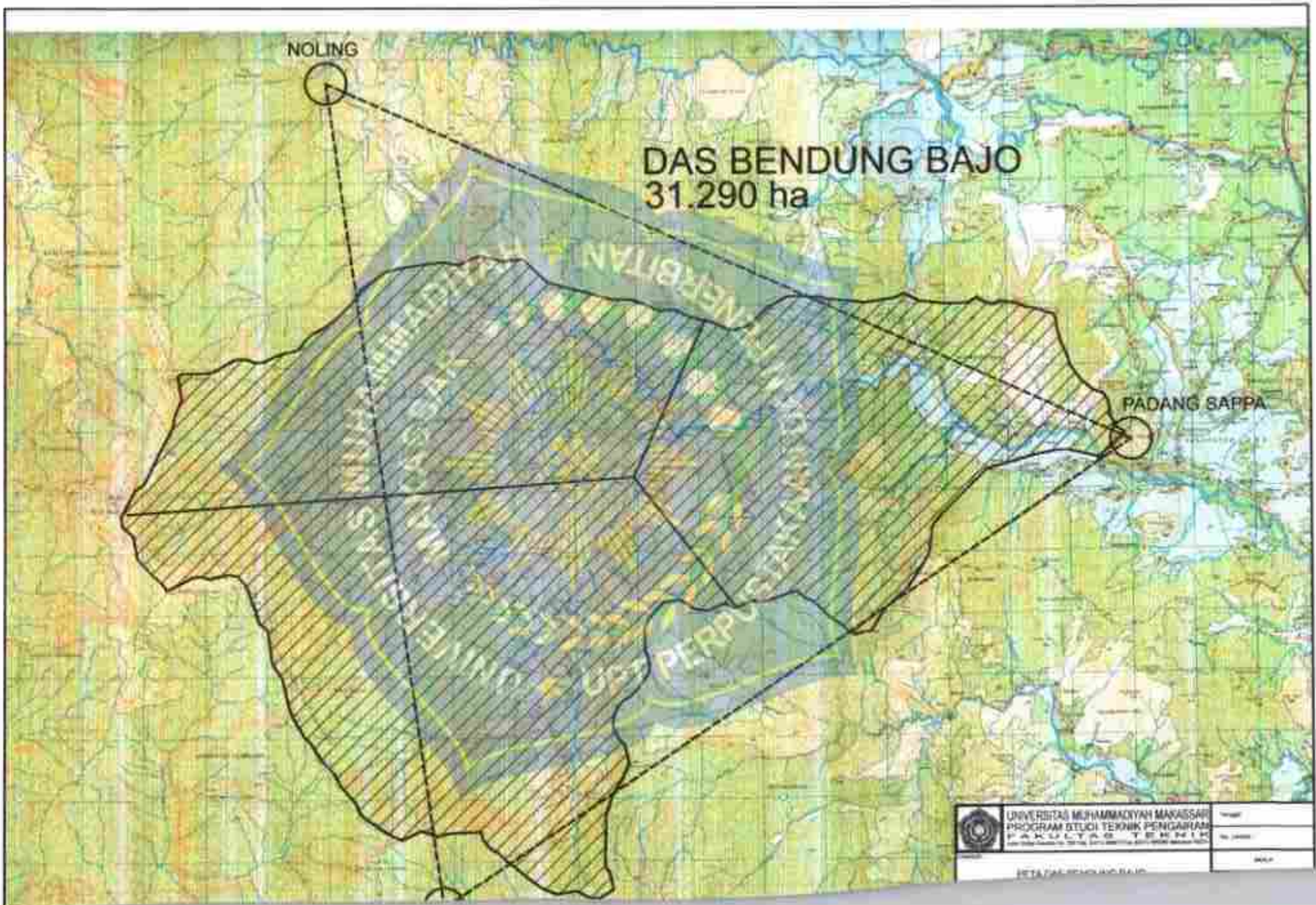
$W = 0{,}30 + 0{,}25\ H_t$

$W = 0{,}30 + 0{,}25 \times 3{,}25$

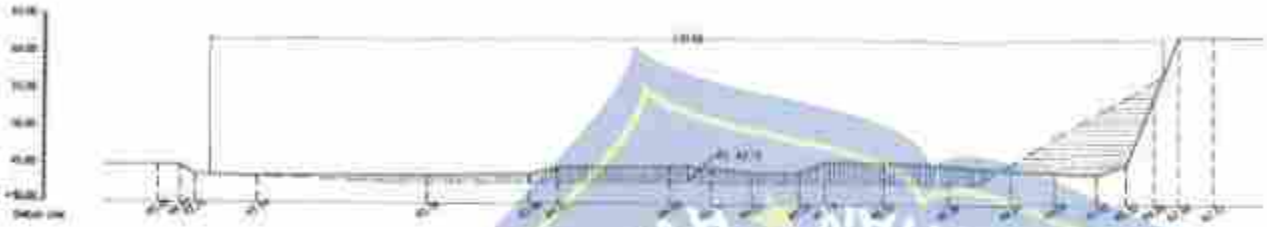
$W = 1{,}11$ m

Maka W diambil 1,20 m

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

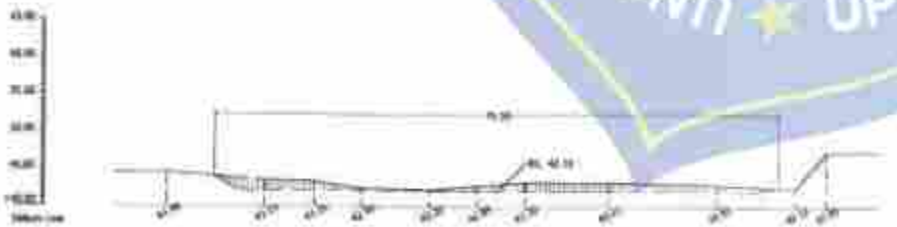

NOLING
DAS BENDUNG BAJO
31.290 ha
PADANG SAPPA
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN
FAKULTAS TEKNIK

Patok S2



Patok S1

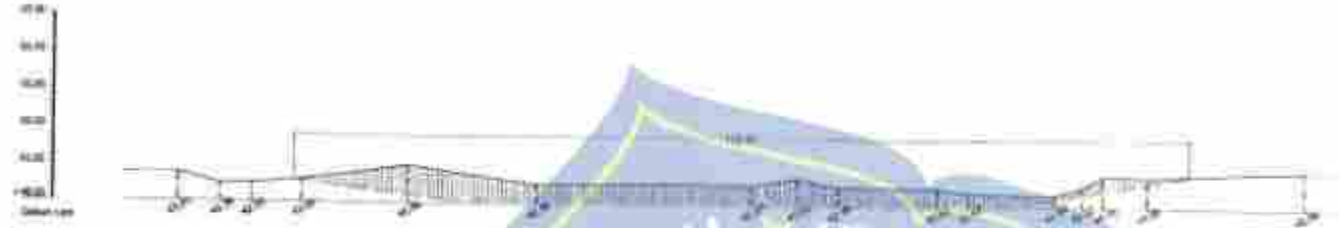
Patok P0



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN

Patok P3



Patok P2

Patok P1

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
UPT PERPUSTAKAAN DAN PENERBITAN

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MAKASSAR
PROGRAM STUDI TEKNIK PENGAIRAN