



TUGAS AKHIR RC09-1380

## PERENCANAAN BENDUNG AMOHALO DI KECAMATAN BARUGA KOTA KENDARI

BAGUS PRAMONO YAKTI  
NRP. 3110 100 138

Dosen Pembimbing :  
Dr. Ir. Edijatno  
Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, MSc,.

Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015



**FINAL PROJECT RC09-1380**

# **AMOHALO WEIR DESIGN IN DISTRICT BARUGA OF KENDARI CITY**

**BAGUS PRAMONO YAKTI**  
**NRP. 3110 100 138**

**Supervisor :**  
**Dr. Ir. Edijatno**  
**Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, MSc.,**

**Civil Engineering Deparment**  
**Faculty of Civil Engineering and Planning**  
**Sepuluh Nopember Institute of Technology**  
**Surabaya 2015**

## LEMBAR PENGESAHAN

### PERENCANAAN BENDUNG AMOHALO DI KECAMATAN BARUGA KOTA KENDARI

#### TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada

Bidang Studi Hidroteknik  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**BAGUS PRAMONO YAKTI**  
NRP. 3110 100 138

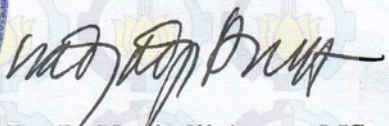
Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing 1



**Dr. Ir. Edijatno**  
NIP. 195203111980031003

Pembimbing 2



**Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar MSc,**  
IP. 195401131980101001



SURABAYA, JANUARI 2015

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat, hidayah, dan inayah Nya sehingga Tugas Akhir yang berjudul “Perencanaan Bendung Amohalo di Kecamatan Baruga Kota Kendari” ini dapat terselesaikan dan tidak lupa sholawat serta salam kepada junjungan dan panutan kita Rasulullah Muhammad SAW yang telah memberikan tuntunan kepada penulis untuk tetap sabar dan ikhlas dalam menghadapi permasalahan yang ada.

Pengerjaan Tugas Akhir ini merupakan prasyarat akademik bagi mahasiswa Strata Satu (S1) Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember ITS Surabaya.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis memperoleh banyak bimbingan, dukungan dan arahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu dengan hormat dan rendah hati, penulis menyampaikan terima kasih kepada:

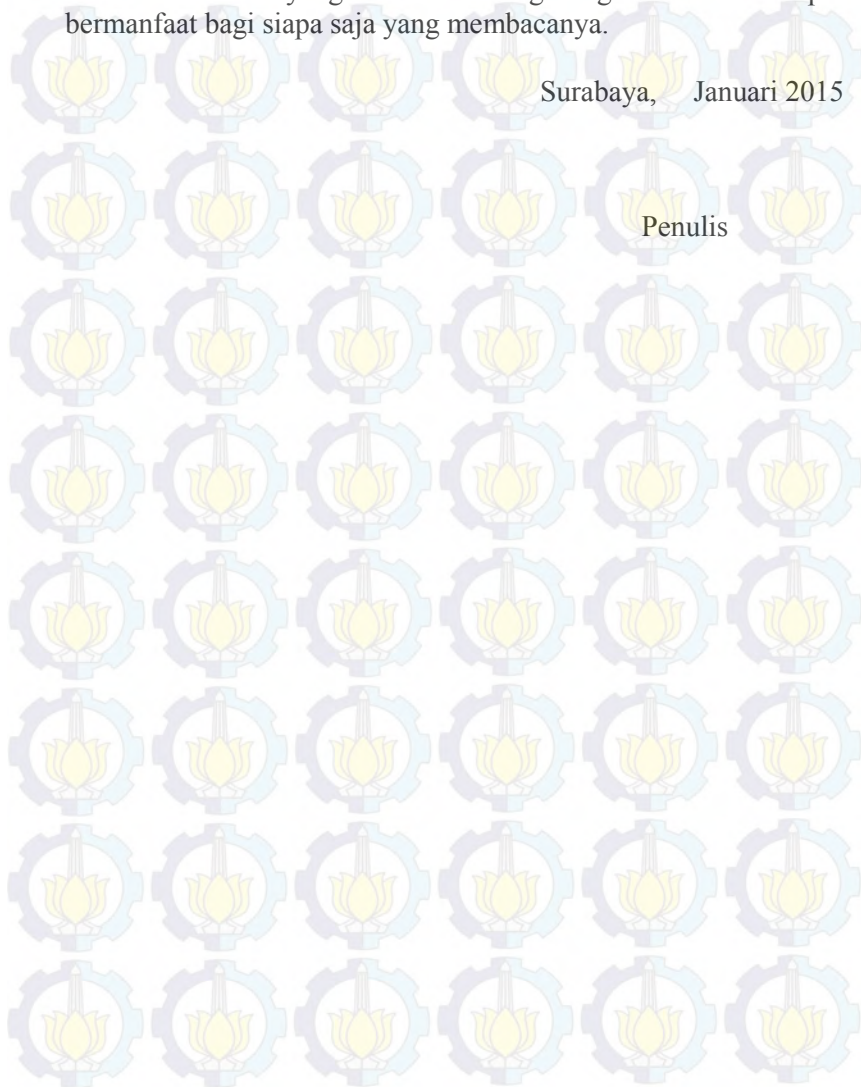
1. Kedua Orang Tua, Bapak Ir. Padang Sugiarto, dan Ibu Kusmiyati, SE., MSi, yang selalu memberi dukungan motivasi dan doa.
2. Bapak Dr. Ir. Edijatno dan Prof Dr. Ir. Nadjadji Anwar MSc., dosen pembimbing yang telah memberikan saran dan bimbingan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ir. I Putu Artama Wiguna, MT., sebagai dosen wali yang telah memberi saran, bimbingan, dan motivasi.
4. Bapak dan Ibu Dosen jurusan Teknik Sipil FTSP ITS atas ilmu-ilmunya selama ini.
5. Seluruh teman-teman Sipil ITS 2010.
6. Seluruh keluarga dan kerabat, yang sudah memberi dukungan doa dan semangat,
7. Semua pihak yang telah membantu

Penulis menyadari bahwa dalam pengerjaan tugas akhir ini masih terdapat kekurangan dalam beberapa hal, oleh karena

itu saran dan kritik yang membangun akan penulis terima sebagai sebuah masukan yang berarti. Semoga tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi siapa saja yang membacanya.

Surabaya, Januari 2015

Penulis



## DAFTAR ISI

<b>HALAMAN JUDUL</b>	
<b><i>TITLE PAGE</i></b>	
<b>LEMBAR PENGESAHAN</b>	
<b>ABSTRAK</b> .....	i
<b><i>ABSTRACT</i></b> .....	iii
<b>KATA PENGANTAR</b> .....	v
<b>DAFTAR ISI</b> .....	vii
<b>DAFTAR GAMBAR</b> .....	xvii
<b>DAFTAR TABEL</b> .....	xix
<b>BAB I PENDAHULUAN</b> .....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah.....	2
1.5 Manfaat.....	3
1.6 Peta Lokasi.....	3
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA</b> .....	5
2.1 Uraian Umum.....	5
2.2 Analisa Hidrologi.....	5
2.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana.....	6
2.3.1 Uraian Umum Mengenai Banjir Rencana.....	6
2.3.2 Curah Hujan Daerah.....	6
2.3.3 Daerah Aliran Sungai (DAS).....	6
2.3.4 Analisa Curah Hujan Rencana.....	7
2.3.5 Analisa Frekuensi.....	8
2.3.5.1 Pemilihan Jenis Sebaran.....	10
2.3.5.2 Uji Keselarasan Distribusi.....	16
2.3.6 Curah Hujan Efektif.....	19
2.3.7 Analisa Debit Banjir Rencana.....	20
2.3.8 Hidrograf Satuan Nakayasu.....	21

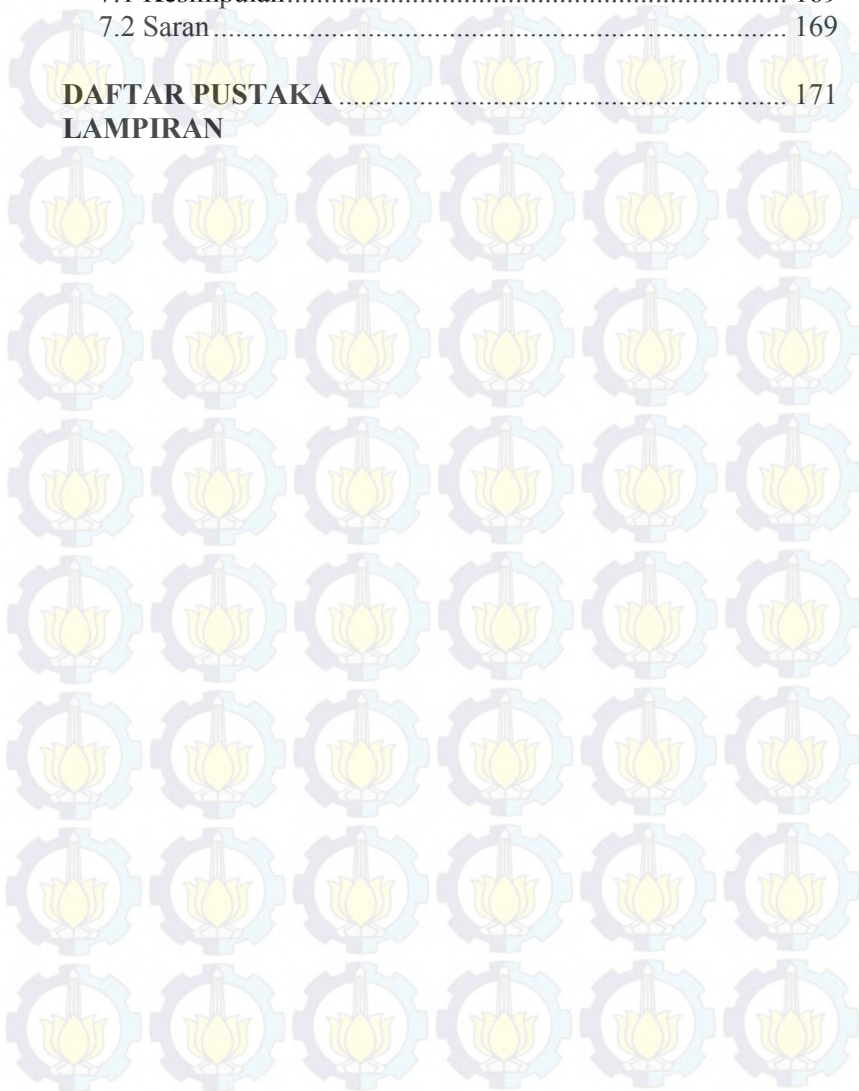
2.4	Perhitungan Neraca Air .....	22
2.4.1	Analisa Kebutuhan Air .....	23
2.4.1.1	Kebutuhan Air untuk Tanaman .....	24
2.4.1.2	Kebutuhan Air untuk Irigasi .....	31
2.4.2	Analisa Debit Andalan .....	32
2.4.3	Neraca Air .....	32
2.5	Analisa Hidrolis Bendung dan Saluran Intake .....	33
2.5.1	Pemilihan Tipe Bendung .....	33
2.5.2	Pemilihan Lokasi Bendung .....	36
2.5.3	Saluran Intake .....	36
2.5.4	Alat Pengukur Debit .....	37
2.5.5	Bangunan Pengambilan atau <i>Intake</i> .....	38
2.5.6	Lebar Bendung .....	39
2.5.7	Menentukan Tipe Mercu Bendung .....	42
2.5.7.1	Mercu Bulat .....	42
2.5.8	Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung .....	45
2.5.9	Tinggi Air Banjir di Atas Mercu .....	46
2.5.10	Kolam Olak .....	47
2.5.11	Panjang Lantai Muka .....	50
2.5.12	Tebal Lantai Kolam Olak .....	51
2.6	Analisa Struktur Bendung .....	53
2.6.1	Analisa Gaya-gaya Vertikal .....	53
2.6.1.1	Akibat Berat Sendiri Bendung .....	53
2.6.1.2	Gaya Angkat ( <i>Uplift Pressure</i> ) .....	54
2.6.1	Analisa Gaya-gaya Horisontal .....	54
2.6.2.1	Gaya Akibat Tekanan Lumpur .....	54
2.6.2.2	Gaya Hidrostatik .....	54
2.6.2.3	Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif .....	55
2.7	Analisa Stabilitas Bendung .....	56
2.7.1	Terhadap Guling .....	56
2.7.2	Terhadap Geser .....	57
2.7.3	Terhadap Bidang Kern .....	57
2.7.4	Kontrol Ketebalan Lantai .....	57

<b>BAB III METODOLOGI</b> .....	59
3.1 Uraian Umum.....	59
3.2 Tahap Persiapan .....	59
3.3 Tahap Pengumpulan Data .....	59
3.4 Kriteria Perencanaan .....	60
3.4.1 Analisis Hidrologi.....	61
3.4.1.1 Perhitungan Debit Banjir Rencana .....	61
3.4.1.2 Perhitungan Neraca Air .....	62
3.4.2 Analisis Hidrolis dan Struktur Bendung.....	63
3.4.2.1 Analisis Hidrolis Bendung .....	63
3.4.2.2 Analisis Struktur Bendung .....	63
3.5 Bagan Alir Tugas Akhir .....	65
<b>BAB IV ANALISA HIDROLOGI</b> .....	67
4.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	67
4.1.1 Analisa Curah Hujan Area.....	68
4.2 Analisa Distribusi Frekuensi.....	74
4.3 Uji Kecocokan Distribusi.....	75
4.3.1 Distribusi Log Normal .....	75
4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Normal	75
4.3.1.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat .....	77
4.3.1.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov .....	79
4.3.2 Distribusi Pearson Tipe III.....	80
4.3.2.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson Tipe	
III .....	80
4.3.2.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat .....	81
4.3.2.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov .....	83
4.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III.....	84
4.3.3.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson	
Tipe III .....	84
4.3.3.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat .....	84
4.3.3.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov .....	86
4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana .....	88
4.5 Perhitungan Distribusi Hujan.....	89
4.5.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam Ke -t ...	89



4.5.2 Perhitungan Tinggi Hujan Sampai Jam Ke -t .....	90
4.5.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	91
4.6 Perhitungan Hidrograf .....	92
4.7 Analisa Kebutuhan Air .....	99
4.7.1 Kebutuhan Air Untuk Tanaman.....	99
4.7.2 Kebutuhan Air Untuk Irigasi .....	104
4.7.3 Analisa Debit Andalan.....	107
4.7.4 Debit Andalan.....	109
4.7.5 Neraca Air.....	111
<b>BAB V ANALISA HIDROLIKA .....</b>	<b>119</b>
5.1 Perencanaan Bendung .....	119
5.1.1 Penentuan Elevasi Puncak Mercu.....	119
5.1.1.1 Tinggi Bendung .....	120
5.1.2 Penentuan Tipe Mercu Bendung .....	120
5.1.3 Perencanaan Bendung.....	120
5.1.3.1 Perencanaan Lebar Efektif Bendung.....	120
5.1.3.2 Tinggi Muka Air Banjir Di atas Mercu....	123
5.1.3.3 Tinggi Muka Air Banjir di Hilir Bendung	128
5.1.3.4 Penentuan Dimensi Mercu Bulat .....	130
5.1.4 Kolam Olak.....	131
5.1.4.1 Penentuan Tipe Kolam Olak .....	131
5.1.4.2 Pendimensian Kolam Olak.....	133
5.2 Pembilas Bendung.....	134
5.3 Perhitungan Dimensi Saluran Intake .....	135
5.4 Bangunan Pengambilan .....	137
5.5 Bangunan Ukur.....	143
<b>BAB VI ANALISA STABILITAS .....</b>	<b>147</b>
6.1 Persyaratan Teknis.....	147
6.2 Perhitungan Tekanan Keatas Terhadap Rembesan.....	147
6.3 Perhitungan Gaya-Gaya yang Bekerja Pada Bendung ..	150
6.4 Analisa Stabilitas Bendung.....	160

<b>BAB VII PENUTUP</b> .....	169
7.1 Kesimpulan.....	169
7.2 Saran.....	169
<b>DAFTAR PUSTAKA</b> .....	171
<b>LAMPIRAN</b>	





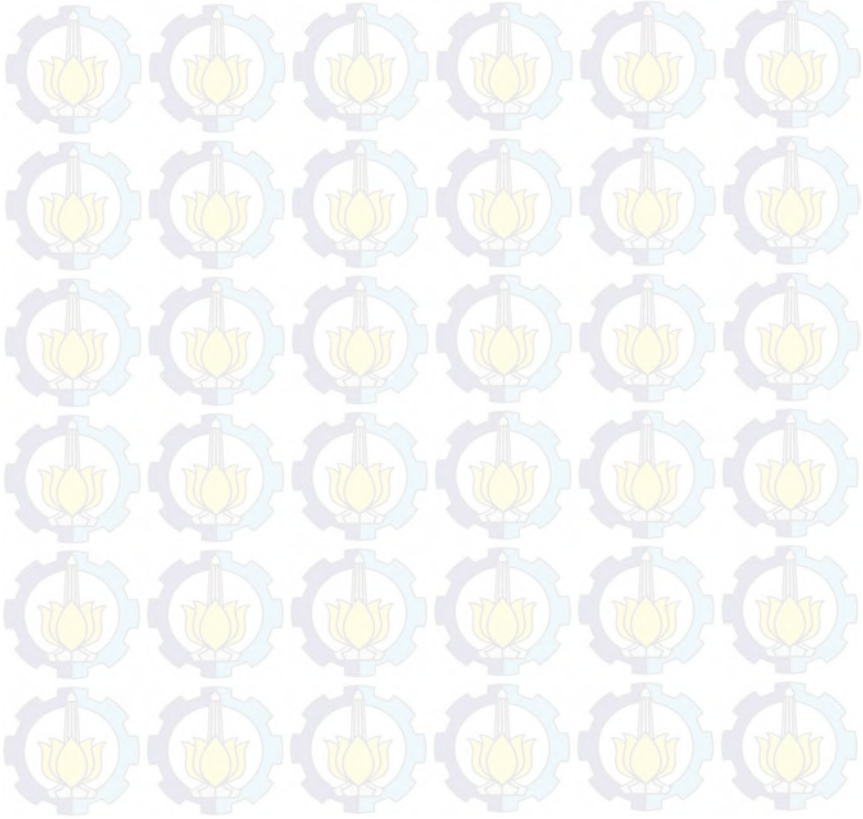
*“Halaman ini sengaja Dikosongkan”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai k Variabel Gauss .....	12
Tabel 2.2	Nilai k Distribusi dan Log Pearson Tipe III .....	14
Tabel 2.3	Nilai Kritis untuk Distribusi <i>Chi-Kuadrat</i> (Uji Satu Sisi).....	18
Tabel 2.4	Perhitungan Neraca Air .....	23
Tabel 2.5	Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut Nedeco/Prosida.....	27
Tabel 2.6	Koefisien Curah Hujan Untuk Padi.....	28
Tabel 2.7	Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rata-rata Bulanan dan Curah Hujan Mean Bulanan.....	29
Tabel 2.8	Koefisien Kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan	30
Tabel 2.9	Harga-harga Koefisien Kontraksi Pilar (Kp).....	42
Tabel 2.10	Harga-harga Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung (Ka).....	42
Tabel 2.11	Harga-harga Minimum Angka Rembesan Lane ( $C_L$ ).....	54
Tabel 2.12	Harga-harga $\zeta$ .....	58
Tabel 4.1	Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Sungai Amohalo .....	67
Tabel 4.2	Data Curah Hujan Maksimum Rata-rata .....	68
Tabel 4.3	Rekapitulasi Data Curah Hujan Maksimum Rata-rata .....	73
Tabel 4.4	Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan .....	74
Tabel 4.5	Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan.....	76
Tabel 4.6	Parameter Distribusi Log Normal .....	76
Tabel 4.7	Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal.....	78
Tabel 4.8	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Normal.....	79
Tabel 4.9	Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan .....	80
Tabel 4.10	Perhitungan Chi Kuadrat Untuk Distribusi Pearson Tipe III.....	82

Tabel 4.11	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III.....	83
Tabel 4.12	Hasil Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III.....	84
Tabel 4.13	Perhitungan Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III.....	86
Tabel 4.14	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III.....	87
Tabel 4.15	Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi.....	87
Tabel 4.16	Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III.....	89
Tabel 4.17	Curah Hujan Efektif Periode Ulang.....	91
Tabel 4.18	Curah Hujan Efektif Jam-jaman.....	92
Tabel 4.19	Ordinat Hidrograf kurva naik ( $0 < t < T_p$ ) atau ( $0 < t < 1,74$ ).....	93
Tabel 4.20	Ordinat Hidrograf kurva turun [ $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$ ] atau ( $1,74 < t < 3,74$ ).....	93
Tabel 4.21	Ordinat Hidrograf kurva turun [ $(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$ ] atau ( $3,74 < t < 6,74$ ).....	94
Tabel 4.22	Ordinat Hidrograf kurva turun [ $t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$ ] atau ( $t > 6,74$ ).....	94
Tabel 4.23	Perhitungan Hidrograf Periode Ulang 100 thn.....	96
Tabel 4.24	Perhitungan Evapotranspirasi.....	100
Tabel 4.25	Curah Hujan Efektif.....	102
Tabel 4.26	Pola Tanam.....	106
Tabel 4.27	Rekap Data Debit.....	108
Tabel 4.28	Prosentase Debit Andalan 80%.....	109
Tabel 4.29	Rekap Debit Andalan 80%.....	110
Tabel 4.30	Neraca Air.....	112
Tabel 4.31	Pola Tanam Padi-Palawija-Bero.....	115
Tabel 5.1	Harga-harga Koefisien Kontraksi.....	122
Tabel 5.2	Koefisien Bazin.....	128
Tabel 5.3	Perhitungan h.....	130
Tabel 5.4	Karakteristik Saluran.....	135
Tabel 5.5	Analisa Saringan.....	141

Tabel 6.1	Harga minimum angka rembesan Lane (CL) .....	148
Tabel 6.2	Penentuan titik pusat .....	151
Tabel 6.3	Perhitungan gaya tekan ke atas (up lift) kondisi air normal.....	154
Tabel 6.4	Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air normal.....	155
Tabel 6.5	Perhitungan gaya tekan ke atas (up lift) kondisi air maksimum .....	159
Tabel 6.2	Gaya Uplift Vertikal & Horizontal Kondisi Air Maksimum.....	159





**“Halaman ini sengaja dikosongkan”**

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Studi .....	3
Gambar 2.1	Polygon Thiessen.....	7
Gambar 2.3	Skema Bendung Tetap.....	35
Gambar 2.4	Potongan Melintang Dimensi Saluran.....	37
Gambar 2.5	Bangunan Pengambilan .....	40
Gambar 2.6	Bendung dengan Mercu Bulat .....	43
Gambar 2.7	Tekanan pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan $H_1/r$ .....	45
Gambar 2.8	Harga-harga Koefisien $C_0$ untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi Perbandingan $H_1/r$ .....	45
Gambar 2.9	Koefisien $C_1$ sebagai Fungsi Perbandingan $p/H_1$ .....	46
Gambar 2.10	Koefisien $C_2$ .....	46
Gambar 2.11	Elevasi Air di Hulu dan Hilir Bendung .....	48
Gambar 2.12	Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam.....	50
Gambar 2.13	Kolam <i>Vlughter</i> .....	50
Gambar 2.14	Kolam <i>Schoklitsch</i> .....	52
Gambar 2.15	Grafik Faktor $\beta$ .....	52
Gambar 2.16	Gaya Angkat pada Pondasi Bendung .....	55
Gambar 2.17	Gaya-gaya Yang Bekerja pada Tubuh Bendung..	56
Gambar 3.1	Bagan Alir Pembuatan Tugas Akhir.....	69
Gambar 4.1	Unit Hidrograf .....	99
Gambar 4.2	Unit Hidrograf Periode Ulang 100 thn .....	102
Gambar 4.3	Grafik Neraca Air .....	113
Gambar 4.4	Grafik Neraca Air .....	116
Gambar 5.1	Skema Jaringan Irigasi.....	119
Gambar 5.2	Tinggi Mercu Bendung.....	120
Gambar 5.3	Lebar efektif mercu.....	121
Gambar 5.4	Sketsa Bendung Dengan Mercu Bulat.....	126
Gambar 5.5	Penampang di Hilir Bendung.....	129
Gambar 5.6	Jari-jari Mercu Bendung.....	131
Gambar 5.5	Sketsa Kolam Olak .....	132
Gambar 5.7	Dimensi Kolam Olak .....	134
Gambar 5.8	Bukaan Intake Bendung Amohalo.....	139



Gambar 5.9	Diagram Shield .....	142
Gambar 5.10	Ilustrasi simbol yang dipakai .....	145
Gambar 5.11	Harga-harga Cv .....	145
Gambar 6.1	Skema Bendung .....	149
Gambar 6.2	skema pembebanan berat sendiri/beban konstruksi .....	150
Gambar 6.3	Skema pembebanan tekanan tekanan hidrostatik & tekanan tanah kondisi muka air normal .....	153
Gambar 6.4	Skema pembebanan tekanan tekanan hidrostatik & tekanan tanah kondisi muka air banjir .....	156



## DAFTAR PUSTAKA

Das, Braja M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**. Jakarta: Erlangga

Kriteria Perencanaan. **KP Jilid 1 -7**

Soemarto, CD, (1999), **"Hidrologi Teknik"** , Erlangga, Jakarta.

Sudibyoy, Ir, (2003), **"Teknik Bendungan"** , Pradnya Paramita, Jakarta.

Soewarno, **"Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data"** , Nova.

Ven Te Chow.1997. **"Hidrolika Saluran Terbuka"**. Jakarta : Penerbit Erlangga



## BIODATA PENULIS



Penulis, Bagus Pramono Yakti, lahir di Purwokerto pada tanggal 14 Juni 1995. Penulis merupakan anak pertama dari pasangan Padang Sugiarto dan Kusmiyati. Penulis telah menempuh pendidikan formal di, SDN Padasuka 5 Bandung, SMPN 1 Kendari, dan SMAN 1 Kendari. Pada pertengahan tahun 2010 penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP. 3110 100 138 dan mengambil bidang studi Hidroteknik. Bagi penulis merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikannya di ITS dan penulis selalu berharap untuk menjadi lebih baik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email [bagusyakti@gmail.com](mailto:bagusyakti@gmail.com).

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar belakang**

Kebutuhan air tidak dapat lepas dari kehidupan sehari-hari. Sebagai komponen mutlak penopang kehidupan, maka manusia dengan berbagai macam upaya berusaha untuk memperoleh manfaat yang optimal dari penda penggunaannya.

Kecamatan Baruga merupakan salah satu daerah yang banyak menyuplai padi untuk Kota Kendari, dengan areal irigasi 577 Ha. Tetapi akhir-akhir ini produksi sering terhambat, hal ini disebabkan karena masih adanya sebagian areal sawah yang belum dapat diari secara baik.

Sungai Amohalo merupakan sungai yang mempunyai debit yang cukup untuk Irigasi, akan tetapi lahan pertanian penduduk di Kecamatan Baruga selalu mengalami kesulitan air, karena sebagian elevasi sawah mereka lebih tinggi dari elevasi Sungai Amohalo.

Sebagian besar penduduk sekitar adalah petani, sehingga kebutuhan akan air sangat penting bagi mereka untuk mengaliri lahan pertanian mereka. Maka untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi penduduk di Kecamatan tersebut, diperlukan sebuah bendung yang berfungsi untuk menaikkan elevasi muka air sungai, sehingga dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi masyarakat setempat.

Sumber air berasal dari Sungai Amohalo, dengan luas Daerah Aliran Sungai Amohalo sampai muara adalah 38,63 km<sup>2</sup>.

Secara administrasi Kecamatan Baruga berbatasan dengan :

- Sebelah Utara : Kecamatan Wua-Wua
- Sebelah Timur : Kecamatan Kambu

- Sebelah Selatan : Kecamatan Puuwatu
- Sebelah Barat : Kabupaten Konawe Selatan

### **1.2. Perumusan masalah**

Untuk mengatasi masalah kesulitan air untuk kebutuhan irigasi maka direncanakan bendung di Sunagi Amohalo. Dalam perencanaan ini akan menyelesaikan permasalahan –permasalahan sebagai berikut :

1. Berapa besar kebutuhan air untuk irigasi ?
2. Apakah air yang tersedia cukup untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi ?
3. Berapa besarkah debit banjir rencana ?
4. Berapa elevasi mercu bendung ?
5. Tipe bendung apakah yang dipakai ?
6. Bagaimana kestabilan tubuh bendung ?

### **1.3. Tujuan**

Adapun tujuan dari pembangunan Bendung Amohalo tersebut adalah :

1. Mengetahui besarnya kebutuhan air untuk irigasi.
2. Mengetahui ketersediaan air untuk irigasi.
3. Mengetahui besar debit banjir rencana.
4. Mengetahui elevasi mercu.
5. Menentukan tipe bendung.
6. Mengetahui kestabilan bendung.

### **1.4. Batasan Masalah**

Dalam penyusunan tugas akhir ini masalah-masalah yang tidak dibahas pada ” Perencanaan Bendung Amohalo ” ini antara lain :

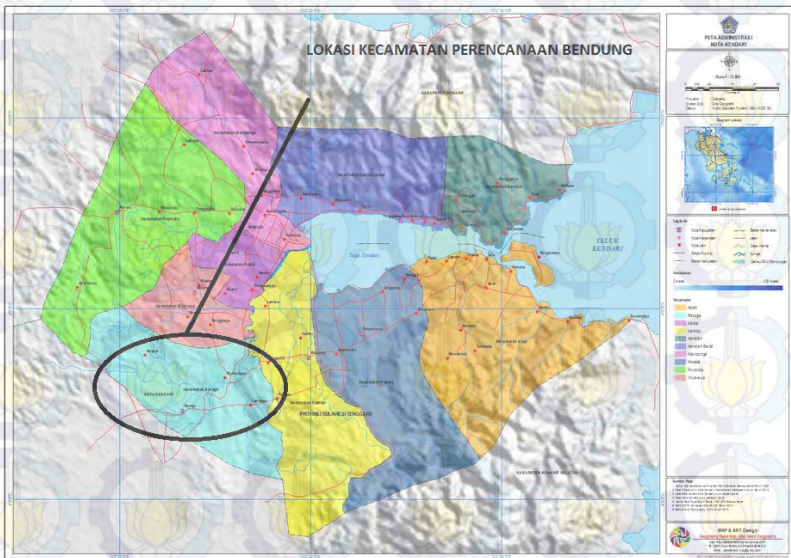
1. Analisa dampak lingkungan.
2. Metode pelaksanaan
3. Jadwal pelaksanaan dan network planning
4. Rencana kerja dan syarat
5. Rencana Anggaran Biaya

### 1.5. Manfaat

Diharapkan dengan tersusunnya tugas akhir ini didapatkan perencanaan yang tepat, sehingga dapat bermanfaat dalam penanggulangan terhadap masalah kesulitan air yang terjadi di Kecamatan Baruga, akibat sebagian elevasi sawah mereka yang lebih tinggi dari elevasi Sungai Amohalo, Kecamatan Baruga, Kota Kendari Provinsi Sulawesi Tenggara.

### 1.6. Peta Lokasi

Berikut ini adalah petas administrasi kecamatan lokasi dibangunnya bendung



**Gambar 1.1 Peta Administrasi Kota Kendari Skala 1:75000**



*“Halaman ini Sengaja di Kosongkan”*



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Uraian Umum**

Bendung merupakan bangunan air, di mana dalam perencanaan dan pelaksanaannya melibatkan berbagai disiplin ilmu yang mendukung, seperti ilmu hidrologi, hidrolika, irigasi, teknik sungai, pondasi, mekanika tanah, dan ilmu teknik lingkungan untuk menganalisa dampak lingkungan akibat pembangunan bendung tersebut.

Untuk menunjang proses perencanaan bendung maka berbagai teori dan rumus-rumus dari berbagai studi pustaka sangat diperlukan, terutama ketika pengolahan data maupun desain rencana bangunan air.

#### **2.2 Analisa Hidrologi**

Data hidrologi adalah kumpulan keterangan atau fakta mengenai fenomena hidrologi (*hydrologic phenomena*), seperti besarnya : curah hujan, temperatur, penguapan, lamanya penyinaran matahari, kecepatan angin, debit sungai, tinggi muka air sungai, kecepatan aliran, konsentrasi sedimen sungai akan selalu berubah terhadap waktu.

Data hidrologi dianalisa untuk membuat keputusan dan menarik kesimpulan mengenai fenomena hidrologi berdasarkan sebagian data hidrologi yang dikumpulkan. Untuk perencanaan bendung analisa hidrologi yang terpenting yaitu dalam menentukan debit banjir rencana dan debit andalan.

Adapun langkah-langkah dalam analisa debit tersebut adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan Daerah Aliran Sungai ( DAS ) beserta luasnya.
- b. Menentukan luas pengaruh daerah stasiun-stasiun penakar hujan.
- c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada
- d. Menganalisa curah hujan rencana dengan periode ulang T

tahun.

- e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana di atas pada periode ulang  $T$  tahun.
- f. Menghitung debit andalan di mana merupakan debit minimum sungai yang dipergunakan untuk keperluan irigasi.
- g. Menghitung kebutuhan air di sawah yang dibutuhkan untuk tanaman.
- h. Menghitung neraca air yang merupakan perbandingan antara debit air yang tersedia dengan debit air yang dibutuhkan untuk keperluan irigasi.

## **2.3 Perhitungan Debit Banjir Rencana**

### **2.3.1 Uraian Umum Mengenai Banjir Rencana**

Pemilihan banjir rencana untuk bangunan air adalah suatu masalah yang sangat bergantung pada analisa statistik dari urutan kejadian banjir baik berupa debit air di sungai maupun hujan. Dalam pemilihan suatu teknik analisa penentuan banjir rencana tergantung dari data-data yang tersedia dan macam dari bangunan air yang akan dibangun.

### **2.3.2 Curah Hujan Daerah**

Untuk memperoleh data curah hujan, maka diperlukan alat untuk mengukurnya yaitu penakar hujan dan pencatat hujan. Dalam perencanaan bendung Amohalo ini data curah hujan diperoleh dari stasiun-stasiun sekitar lokasi bendung di mana stasiun hujan tersebut masuk dalam DAS.

### **2.3.3 Daerah Aliran Sungai (DAS)**

Daerah aliran sungai ditentukan berdasarkan topografi daerah tersebut, di mana daerah aliran sungai adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggung bukit di antara dua buah sungai sampai ke sungai yang ditinjau. Pada peta topografi dapat ditentukan cara membuat garis imajiner yang menghubungkan titik yang mempunyai elevasi kontur tertinggi di sebelah kiri dan

kanan sungai yang ditinjau. Untuk menentukan luas daerah aliran sungai dapat digunakan alat planimeter.

### 2.3.4 Analisa Curah Hujan Rencana

Dalam penentuan curah hujan data dari pencatat atau penakar hanya didapatkan curah hujan di suatu titik tertentu (*point rainfall*). Untuk mendapatkan harga curah hujan areal dapat dihitung dengan beberapa metode :

#### a. Metode rata-rata Aljabar

Curah hujan didapatkan dengan mengambil rata-rata hitung (*arithmetic mean*) dari penakaran pada penakar hujan areal tersebut.

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

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

- $\bar{R}$  = curah hujan daerah (mm)  
 $n$  = jumlah titik-titik pengamatan  
 $R_1, R_2, \dots, R_n$  = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

#### b. Metode Polygon Thiessen

Cara ini didasarkan atas cara rata-rata timbang, di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun, dengan planimeter maka dapat dihitung luas daerah tiap stasiun. Sebagai kontrol maka jumlah luas total harus sama dengan luas yang telah diketahui terlebih dahulu. Masing-masing luas lalu diambil persentasenya dengan jumlah total = 100%. Kemudian harga ini dikalikan dengan curah hujan daerah di stasiun yang bersangkutan dan setelah dijumlah hasilnya merupakan curah hujan yang dicari.

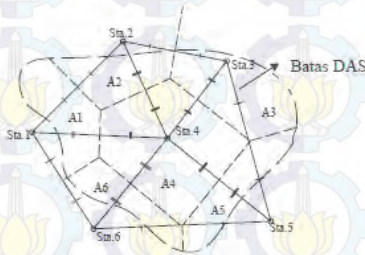
Curah hujan daerah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

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

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

- $\bar{R}$  = curah hujan daerah
- $R$  = curah hujan di tiap titik pengamatan
- $n$  = jumlah titik-titik pengamatan
- $A$  = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan



**Gambar 2.1 Polygon Thiessen**

### 2.3.5 Analisa Frekuensi

Dari curah hujan rata-rata dari berbagai stasiun yang ada di daerah aliran sungai, selanjutnya dianalisa secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata.

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

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

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.3)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.4)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.5)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)s^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots (2.7)$$

keterangan :

$X$  = data dari sampel

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

$n$  = jumlah pengamatan

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

- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga  $Cs$  dan  $Ck$  yang fleksibel.
- Distribusi Log Normal mempunyai harga  $Cs > 0$ .

- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga  $C_s$  antara  $0 < C_s < 9$ .
- Distribusi Normal mempunyai harga  $C_s = 0$  dan  $C_k = 3$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga  $C_s = 1,139$  dan  $C_k = 5,402$ .

### 2.3.5.1 Pemilihan Jenis Sebaran

Ada berbagai macam distribusi teoretis yang kesemuanya dapat dibagi menjadi dua yaitu distribusi diskrit dan distribusi kontinyu. Yang diskrit adalah binomial dan poisson, sedangkan yang kontinyu adalah Normal, Log Normal, Gama, Beta, Pearson dan Gumbel.

Untuk memilih jenis sebaran, ada beberapa macam distribusi yang sering dipakai yaitu:

#### a. Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variat  $X$  menjadi nilai logaritmik variat  $X$ . Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah sebagai berikut:

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \dots\dots\dots(2.8)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$\overline{S \text{Log } X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - \overline{S \text{Log } X})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(2.9)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$CV = \frac{S \text{Log } X}{\overline{\text{Log } X}} \dots\dots\dots(2.10)$$

#### 4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$CS = 3CV + CV^3 \dots\dots\dots(2.11)$$

#### 5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$CK = CV^8 + 6CV^6 + 15CV^4 + 16CV^2 + 3 \dots\dots\dots(2.12)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah:

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + k.S \overline{\text{Log } X} \dots\dots\dots(2.13)$$

dimana :

$\text{Log } X$  = nilai logaritmik variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang atau peluang tertentu.

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

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

$k$  = karakteristik dari Distribusi Log Normal. Nilai  $k$  dapat diperoleh dari Tabel 2.1 Nilai Variabel Gauss.

**Tabel 2.1** Nilai  $k$  Variabel Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	$k$
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,99	-2,33
1,050	0,95	-1,64
1,110	0,9	-1,28
1,250	0,8	-0,84
1,330	0,75	-0,67
1,430	0,7	-0,52
1,670	0,6	-0,25
2,000	0,5	0

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
2.500	0.4	0.25
3.330	0.3	0.52
4.000	0.25	0.67
5.000	0.2	0.84
10.000	0.1	1.28
20.000	0.05	1.64
50.000	0.02	2.05
100.000	0.01	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1.000.000	0.001	3.09

Sumber : (Soewarno, 1995)

### b. Distribusi Log Pearson Tipe III

Seperti halnya Distribusi Log Normal yang merupakan hasil transformasi Distribusi Normal, Distribusi Log Pearson Tipe III juga merupakan hasil transformasi dari distribusi Pearson Tipe III. Oleh karena itu perhitungan distribusi ini harus dilakukan dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Berikut ini adalah parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum \text{Log } X}{n} \dots\dots\dots(2.14)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S \text{ Log } X = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } X - S \text{ Log } X)^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(2.15)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :



$$CV = \frac{S \overline{\text{Log X}}}{\overline{\text{Log X}}} \dots\dots\dots(2.16)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$CS = \frac{\sum (\text{Log X} - \overline{\text{Log X}})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \cdot S \overline{\text{Log X}}^3} \dots\dots\dots(2.17)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$CK = \frac{\sum (\text{Log X} - \overline{\text{Log X}})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot S^4} \dots\dots\dots(2.18)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah:

$$\text{Log X} = \overline{\text{Log X}} + k \cdot S \overline{\text{Log X}} \dots\dots\dots(2.19)$$

dimana :

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

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

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

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

Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III.

**Tabel 2.2** Nilai k Distribusi dan Log Pearson Tipe III

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
2.5	-0.36	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.33	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.66	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.24	0.69	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.21	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.18	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-1.320	0.78	1.336	1.998	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.79	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.8	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.05	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.83	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.761	2.000	2.252	2.482

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.2	0.033	0.85	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.05	0.853	1.450	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.18	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.21	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.24	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.9	0.294	0.788	0.92	0.996	1.023	1.037	1.044
-2	0.307	0.777	0.895	0.959	0.98	0.99	1.095
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	1.149
-2.2	0.33	0.752	0.844	0.888	0.9	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.83	0.832	0.833
-1.7	0.268	0.808	0.97	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-2.5	0.36	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.8
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769

Koefisien Kemencengan (Cs)	Periode Ulang (tahun)						
	2	5	10	25	50	100	200
	Peluang (%)						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.74	0.74	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.702	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.39	0.651	0.681	0.683	0.689	0.69	0.69
-3	0.396	0.636	0.66	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber : (Soewarno, 1995)

### 2.3.5.3 Uji Keselarasan Distribusi

Uji keselarasan distribusi ini digunakan pengujian *Chi-kuadrat* yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sample data yang dianalisa.

Uji kecocokan *Chi-Kuadrat* mengambil keputusan dengan

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

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

20) dimana:

$X_h^2$  = parameter *Chi-Kuadrat* terhitung

G = jumlah sub grup

$O_i$  = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

$E_i$  = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-i

Prosedur uji *Chi-Kuadrat* adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya).
2. Kelompokkan data menjadi  $G$  sub grup. Untuk menentukan banyaknya sub grup dapat dipakai persamaan berikut:

$$G = 1 + 3.322 \log n \dots \dots \dots (2.21)$$

3. Menentukan derajat kebebasan  $dk = G - R - 1$ .  
(nilai  $R = 2$  untuk distribusi normal dan binomial, dan  $R = 1$  untuk distribusi *Poisson*).
4. Jumlahkan data pengamatan sebesar  $O_i$  untuk tiap-tiap sub grup.
5. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar  $E_i$ .
6. Tiap-tiap sub-grup hitung nilai :

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

7. Jumlahkan seluruh  $G$  sub grup nilai  $\frac{\left( O_i - E_i \right)^2}{E_i}$  untuk menentukan nilai *Chi-Kuadrat* hitung  $X_h^2$ .

8. Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila  $X_h^2 < X^2$ .  
dimana :

$X_h^2$  = Parameter *Chi-Kuadrat* terhitung

$X^2$  = Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi-Kuadrat* (Uji Satu Sisi) berikut ini.

**Tabel 2.3** Nilai Kritis untuk Distribusi *Chi-Kuadrat* (Uji Satu Sisi)

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.01	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.387	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.047	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.692	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	35.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558

dk	$\alpha$ derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber : (Soewarno, 1995)

### 2.3.6 Curan Hujan Efektif (Reff)

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

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana:

$R_{\text{eff}}$  = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

$R_t$  = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada Tabel 2.4 yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (Suyono Sosrodarsono, 2006) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

**Tabel 2.4** Koefisien Pengaliran

<b>Kondisi DAS</b>	<b>Angka Pengaliran ( C )</b>		
Pegunungan	0.75	-	0.90
Pegunungan tersier	0.70	-	0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50	-	0.75
Dataran pertanian	0.45	-	0.60
Dataran sawah irigasi	0.70	-	0.80
Sungai di pegunungan	0.75	-	0.85
Sungai di dataran rendah	0.45	-	0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50	-	0.75

*Sumber : (Suyono Sosrodarsono, 2006)*

### **2.3.7 Analisa Debit Banjir Rencana**

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

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



### 2.3.8 Hidrograf Satuan Nakayasu

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

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3.6 (0.3 \times T_p \times T_{0.3})} \dots\dots\dots(2.23)$$

dimana :

$Q_p$  = debit puncak banjir ( $m^3/detik$ )

$A$  = luas DAS ( $km^2$ )

$R_0$  = hujan satuan ( $mm$ )

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

$T_{0.3}$  = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30 % dari debit puncak ( $jam$ )

Untuk mendapatkan  $T_p$  dan  $T_{0.3}$  digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \quad (L < 15 \text{ km}) \dots\dots\dots(2.24)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad (L > 15 \text{ km}) \dots\dots\dots(2.25)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2.26)$$

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \dots\dots\dots(2.27)$$

dimana :

$L$  = panjang alur sungai ( $km$ )

$t_g$  = waktu konsentrasi ( $jam$ )

$t_r$  = satuan waktu hujan ( $jam$ )

$\alpha$  = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding ( $\alpha$ ) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0.47(A \times L)^{0.25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.28)$$

Persamaan unit hidrograf :

- Pada kurva naik ( $0 < t < T_P$ )

$$Q = \left( \frac{t}{T_P} \right)^{2.4} \times Q_P \dots\dots\dots (2.29)$$

- Pada kurva turun [ $T_P < t < (T_P + T_{0.3})$ ]

$$Q = 0.3 \left( \frac{t - T_P}{T_{0.3}} \right) \times Q_P \dots\dots\dots (2.30)$$

- Pada kurva turun [ $(T_P + T_{0.3} < t < (T_P + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$ ]

$$Q = 0.3 \left( \frac{t - T_P + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} \right) \times Q_P \dots\dots\dots (2.31)$$

- Pada kurva turun [ $t > (T_P + T_{0.3} + 1.5 T_{0.3})$ ]

$$Q = 0.3 \left( \frac{t - T_P + 0.5 T_{0.3}}{1.5 T_{0.3}} \right) \dots\dots\dots (2.32)$$

## 2.4 Perhitungan Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi atau tidak. Perhitungan neraca air ini pada akhirnya akan menghasilkan kesimpulan mengenai :

- Pola tanam akhir yang akan dipakai untuk jaringan irigasi yang sedang di rencanakan
- Penggambaran akhir daerah proyek irigasi.

Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan neraca air yaitu:

1. Kebutuhan Air
2. Tersedianya Air
3. Neraca Air

Berikut adalah tabel 2.5 Perhitungan Neraca Air

**Tabel 2.5. Perhitungan Neraca Air**

BIDANG	Parameter yg dihitung	Neraca Air	Kesimpulan
Meteorologi	Evaporasi dan Curah Hujan	Kebutuhan Air Irigasi	Jatah debit Kebutuhan Luas Daerah irigasi Pola Tanam Pengaturan rotasi
Agronomi dan Tanah	Pola Tanam Koefesien Tanam		
Jaringan irigasi	Efesiensi Irigasi		
Topografi	Daerah Layanan	Debit Andalan	
Hidrologi	Debit Andalan	Debit Minimum per setengah bulan periode 5 di Keting bangunan utama	

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986

### 2.4.1 Analisa Kebutuhan Air

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian kebutuhan air, yaitu :

#### 1. Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumtive Use*)

Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumtive Use*) yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan tanaman (batang dan daun) dan untuk diuapkan (*evapotranspirasi*), *perkolasi*, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman.

Rumus :

$$I_r = ET_c + P - Re + WLR \dots \dots \dots (2.33)$$

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986

di mana :

$I_r$  = kebutuhan air (mm/hari)

$E$  = evaporasi (mm/hari)

$T$  = Transpirasi (mm)

$P$  = Perkolasi (mm)

$B$  = infiltrasi (mm)

$W$  = tinggi genangan (mm)

$Re$  = hujan efektif (mm/hari)

## 2. **Kebutuhan air untuk irigasi**

Kebutuhan air untuk irigasi yaitu kebutuhan air yang digunakan untuk menentukan pola tanaman untuk menentukan tingkat efisiensi saluran irigasi sehingga didapat kebutuhan air untuk masing-masing jaringan.

Perhitungan kebutuhan air irigasi ini dimaksudkan untuk menentukan besarnya debit yang akan dipakai untuk mengairi daerah irigasi. Setelah sebelumnya diketahui besarnya efisiensi irigasi. Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa dari mulut bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar

### 2.4.1.1 **Kebutuhan Air untuk Tanaman**

#### 1. **Evapotranspirasi**

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan metoda Penman yang dimodifikasi oleh Nedeco/Prosida seperti diuraikan dalam PSA – 010. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Evapotranspirasi tanaman yang dijadikan acuan adalah rerumputan pendek ( $\text{albedo} = 0,25$ ). Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Sehingga evapotranspirasi sama dengan evapotranspirasi potensial hasil perhitungan Penman x *crop factor*. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Rumus evapotranspirasi Penman yang telah dimodifikasi adalah sebagai berikut :

Rumus Penman (Modifikasi) :

$$Eto = c\{W \times Rn + (1 - w) \times f(u) \times (ea - ed)\} \dots\dots\dots(2.34)$$

dimana :

- ET = evapotranspirasi dalam (mm/hari)  
 e = faktor koreksi terhadap iklim siang dan malam  
 W = faktor bobot tergantung dari temperatur udara dan ketinggian tempat  
 Rn = radiasi neto ekivalen dengan evaporasi (mm/hari)  
 Rn = Rns – Rn1  
 Rns = gelombang pendek radiasi matahari yang masuk  
 =  $(1-\alpha) Rs = (1-\alpha) (0,25 + 0,50 n/N) Ra$   
 Ra = radiasi matahari ekstra terrestrial  
 Rn1 =  $f(t) f(e_d) f(n/N)$   
 = gelombang panjang radiasi neto  
 N = maksimum lamanya penyinaran matahari  
 (1-w) = faktor bobot  $f(t^{\circ}C, elevasi, U \text{ dan } e)$   
 f(u) = fungsi kecepatan angin  
 $f(u) = 0,27 (1+U_2/100)$   
 (ea-ed) = selisih tekanan uap jenuh dan aktual pada temperatur rata-rata udara  
 $e_a = e_d \times \text{kelembaban relatif}/100 = e_a \times Rh/100$   
 ea = tekanan uap jenuh tergantung dari temperatur  
 f(t) = fungsi efek temperatur pada gelombang panjang radiasi  
 =  $\sigma T_k^4$   
 $\sigma$  = konstanta stefan-boltzman  
 Tk = Temperatur ( $^{\circ}K$ )  
 F(ed) = fungsi efek tekanan uap pada gelombang panjang radiasi  
 =  $0,34 - 0,044 \sqrt{e_d}$   
 F(n/N) = fungsi efek sunshine pada gelombang panjang radiasi  
 =  $(0,1 + 0,9 n/N)$

## 2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Besarnya

perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

- a. Berdasarkan kemiringan :
  - lahan datar = 1 mm/hari
  - lahan miring  $> 5\%$  = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan tekstur :
  - berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
  - sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
  - ringan = 3 – 6 mm/hari

Dari pedoman diatas, harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah irigasi Amohalo diambil sebesar 2 mm/hari karena jenis tanahnya bertekstur sedang (lempung kepasiran) dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik

### 3. Koefisien Tanaman ( $K_c$ )

Besarnya koefisien tanaman ( $K_c$ ) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan Nedeco/Prosida. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada tabel 2.6. sebagai berikut.

**Tabel 2.6. Koefisien Tanaman Untuk Padi dan Palawija Menurut Nedeco/Prosida**

Bulan	Padi		Palawija	
	Varietas Biasa	Varietas Unggul	Jagung	Kacang Tanah
0,50	1,20	1,20	0,50	0,50
1,00	1,20	1,27	0,59	0,51
1,50	1,32	1,33	0,96	0,66
2,00	1,40	1,30	1,05	0,85
2,50	1,35	1,15	1,02	0,95
3,00	1,24	0,00	0,95	0,95
3,50	1,12			0,95
4,00	0,00			0,55
4,50				0,55

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986*

#### **4. Curah Hujan Efektif (Re) Tanaman**

##### **a. Besarnya Curah Hujan Efektif**

Curah hujan efektif adalah bagian dari curah hujan total yang digunakan oleh akar-akar tanaman selama masa pertumbuhan. Besarnya curah hujan efektif dipengaruhi oleh :

- Cara pemberian air irigasi (rotasi, menerus atau berselang)
- Laju pengurangan air genangan di sawah yang harus ditanggulangi
- Kedalaman lapisan air yang harus dipertahankan di sawah
- Cara pemberian air di petak
- Jenis tanaman dan tingkat ketahanan tanaman terhadap kekurangan air

Untuk irigasi tanaman padi, curah hujan efektif diambil 20% kemungkinan curah hujan bulanan rata-rata tak terpenuhi.

**b. Koefisien Curah Hujan Efektif**

Besarnya koefisien curah hujan efektif untuk tanaman padi berdasarkan tabel 2.7

**Tabel 2.7 Koefisien Curah Hujan Untuk Padi**

Bulan	Golongan					
	1	2	3	4	5	6
0,50	0,36	0,18	0,12	0,09	0,07	0,06
1,00	0,70	0,53	0,35	0,26	0,21	0,18
1,50	0,40	0,55	0,46	0,36	0,29	0,24
2,00	0,40	0,40	0,50	0,46	0,37	0,31
2,50	0,40	0,40	0,40	0,48	0,45	0,37
3,00	0,40	0,40	0,40	0,40	0,46	0,44
3,50	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,45
4,00	0,00	0,20	0,27	0,30	0,32	0,33
4,50			0,13	0,20	0,24	0,27
5,00				0,10	0,16	0,20
5,50					0,08	0,13
6,00						0,07

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986*

Sedangkan untuk tanaman palawija besarnya curah hujan efektif ditentukan dengan metode curah hujan bulanan yang dihubungkan dengan curah hujan rata-rata bulanan serta evapotranspirasi tanaman rata-rata bulanan berdasarkan tabel 2.7.



**Tabel 2.8 Koefisien Curah Hujan Rata-rata Bulanan dengan ET Tanaman Palawija Rata-rata Bulanan dan Curah Hujan Mean Bulanan**

Curah Hujan Bulanan/mm	mean mm	12,5	25	37,5	50	62,5	75	87,5	100	112,5	125	137,5	150	162,5	175	187,5	200	
ET tanaman Rata-rata Bulanan/mm	25	8	16	24	Curah Hujan rata-rata bulanan/mm													
	50	8	17	25	32	39	46											
	75	9	18	27	34	41	48	56	62	69								
	100	9	19	28	35	43	52	59	66	73	80	87	94	100				
	125	10	20	30	37	46	54	62	70	76	85	97	98	107	116	120		
	150	10	21	31	39	49	57	66	74	81	89	97	104	112	119	127	133	
	175	11	23	32	42	52	61	69	78	86	95	103	111	118	126	134	141	
	200	11	24	33	44	54	64	73	82	91	100	106	117	125	134	142	150	
	225	12	25	35	47	57	68	78	87	96	106	115	124	132	141	150	159	
	250	13	25	38	50	61	72	84	92	102	112	121	132	140	150	158	167	
Tampungan Efektif		20	25	37,5	50	62,5	75	100	125	150	175	200						
Faktor tampungan		0,73	0,77	0,86	0,93	0,97	1,00	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08						

*Sumber : Ref.FAO, 1977*

## 5. Kebutuhan Air untuk Pengolahan Lahan

### a. Pengolahan Lahan untuk Padi

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan minimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjumlahan, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan tabel koefisien Van De Goor dan Zijlstra pada tabel 2.9 berikut ini.

**Tabel 2.9 Koefisien Kebutuhan Air Selama Penyiapan Lahan**

Eo + P mm/hari	T = 30 hari		T = 45 hari	
	S = 250 mm	S = 300 mm	S = 250 mm	S = 300 mm
5,0	11,1	12,7	8,4	9,5
5,5	11,4	13,0	8,8	9,8
6,0	11,7	13,3	9,1	10,1
6,5	12,0	13,6	9,4	10,4
7,0	12,3	13,9	9,8	10,8
7,5	12,6	14,2	10,1	11,1
8,0	13,0	14,5	10,5	11,4
8,5	13,3	14,8	10,8	11,8
9,0	13,6	15,2	11,2	12,1
9,5	14,0	15,5	11,6	12,5
10,0	14,3	15,8	12,0	12,9
10,5	14,7	16,2	12,4	13,2
11,0	15,0	16,5	12,8	13,6

(Sumber : Standar Perencanaan Irigasi, KP-01, 1986)

**b. Pengolahan Lahan untuk Palawija**

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,33 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk perseminan yang baru tumbuh

**6. Kebutuhan Air untuk Pertumbuhan**

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan

kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk.

### **2.4.1.2 Kebutuhan Air untuk Irigasi**

#### **1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam**

Pola tanam adalah suatu pola penanaman jenis tanaman selama satu tahun yang merupakan kombinasi urutan penanaman. Rencana pola dan tata tanam dimaksudkan untuk meningkatkan efisiensi penggunaan air, serta menambah intensitas luas tanam. Suatu daerah irigasi pada umumnya mempunyai pola tanam tertentu, tetapi bila tidak ada pola yang biasa digunakan pada daerah tersebut direkomendasikan pola tanaman padi-padi-palawija.

Pemilihan pola tanam ini didasarkan pada sifat tanaman hujan dan kebutuhan air.

##### **a. Sifat tanaman padi terhadap hujan dan kebutuhan air**

- Pada waktu pengolahan memerlukan banyak air
- Pada waktu pertumbuhannya memerlukan banyak air dan pada saat berbunga diharapkan hujan tidak banyak agar bunga tidak rusak dan padi baik.

##### **b. Palawija**

- Pada waktu pengolahan membutuhkan air lebih sedikit daripada padi
- Pada pertumbuhan sedikit air dan lebih baik lagi bila tidak turun hujan.

Setelah diperoleh kebutuhan air untuk pengolahan lahan dan pertumbuhan, kemudian dicari besarnya kebutuhan air untuk irigasi berdasarkan pola tanam dan rencana tata tanam dari daerah yang bersangkutan.

#### **2. Efisiensi Irigasi**

Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari

bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar. Besarnya angka efisiensi tergantung pada penelitian lapangan pada daerah irigasi.

Pada perencanaan jaringan irigasi, tingkat efisiensi ditentukan menurut kriteria standar perencanaan yaitu sebagai berikut :

- Kehilangan air pada saluran primer adalah 7,5 – 12,5 %, diambil 10% Faktor koefisien =  $100/90 = 1,11$ .
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 7,5 – 15,5 %, diambil 13% Faktor koefisien =  $100/87 = 1,15$

#### 2.4.2 Analisa Debit Andalan

Analisa debit andalan adalah untuk mengetahui jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Perhitungan analisa debit tersedia adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{C \times \text{Data Hujan} \times \text{Luas DAS}}{15 \times 24 \times 60 \times 60} \dots\dots\dots(2.33)$$

Dimana :

Q = debit per periode (15 hari) m<sup>3</sup>/dtk

C = koefisien pengaliran (0,75)

Data Hujan = Rekap data hujan 15 hari (m/hari)

Luas DAS = Luas Daerah Aliran Sungai (km<sup>2</sup>)

#### 2.4.3 Neraca Air

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa diairi, luas daerah irigasi, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan

debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut :

- Luas daerah irigasi dikurangi
- Melakukan modifikasi pola tanam
- Rotasi teknis/golongan

## **2.5 Analisa Hidrolis Bendung dan Saluran Intake**

Analisa hidrolis bendung meliputi tubuh bendung itu sendiri dan saluran-saluran pelengkap sesuai dengan tujuan bendung. Perhitungan struktur bendung dimulai dengan analisa saluran yaitu saluran induk/primer, pintu romijn, saluran kantong lumpur, saluran penguras kantong lumpur dan saluran *intake*. Dari saluran *intake* ini dapat diketahui elevasi muka air pengambilan, di mana elevasi ini digunakan sebagai acuan dalam menentukan tinggi mercu bendung.

Setelah elevasi mercu diketahui maka analisa struktur bendung dapat dihitung, yaitu menentukan lebar bendung, kolam olak, lantai muka, bangunan pembilas.

### **2.5.1 Pemilihan Tipe Bendung**

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan dalam pemilihan tipe bendung adalah :

- Sifat dan kekuatan tanah dasar.
- Jenis material yang diangkut oleh aliran sungai.
- Keadaan/kondisi daerah aliran sungai di bagian hulu, tengah dan hilir.
- Tinggi muka air banjir maksimum yang pernah terjadi.
- Kemudahan eksploitasi dan pemeliharaan.
- Efisiensi biaya pelaksanaan.

Adapun alternatif pemilihan tipe bangunan utama/bendung Amohalo, yaitu :

- Bendung Tetap.

**Bendung Tetap** adalah suatu bangunan air melintang sungai dengan konstruksi bangunan tetap yang berfungsi untuk menaikkan muka air sungai agar dapat digunakan untuk mengairi sawah tertinggi pada daerah pengairannya.

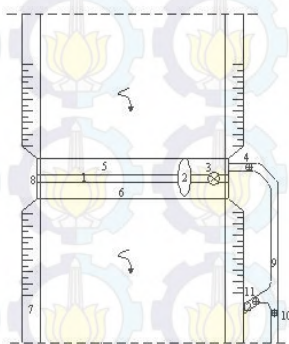
Keuntungannya :

1. Operasi dan pemeliharannya lebih murah dan mudah.
2. Stabilitasnya besar karena memanfaatkan berat sendiri dari bangunan bendung tersebut.
3. Tahan terhadap kondisi alam.

Kerugiannya :

1. Pembuatannya mahal.
2. Diperlukan bangunan tanggul penahan banjir yang tinggi akibat *backwater*.
3. Tanah dasar yang baik untuk kedudukan pondasi agar tidak terjadi penurunan tanah dasar.

Adapun gambar tampak bendung tetap dapat dilihat pada gambar 2.2.



**Gambar 2.2 Skema Bendung Tetap, Intake Kiri dengan Kantong Lumpur.**

Keterangan :

1. Mercu bendung.
2. Pilar.
3. Pintu penguras bendung.
4. Pintu pengambilan.
5. Lantai muka.
6. Lantai olakan.
7. Lembah sayap.
8. Dinding tegak.
9. Kantong lumpur.
10. Pintu pengambilan saluran.
11. Pintu penguras kantong lumpur.
12. Saluran penguras kantong lumpur.

### 2.5.2 Pemilihan Lokasi Bendung

Faktor yang menentukan dalam pemilihan lokasi bendung yaitu :

- Keadaan topografi daerah yang akan diairi sedemikian rupa sehingga seluruh daerah rencana tersebut dapat terairi secara gravitasi.
- Penempatan lokasi bendung yang tepat dilihat dari segi hidraulik dan angkutan sedimen sehingga aliran ke *intake* tidak mengalami gangguan dan angkutan sedimen yang masuk ke *intake* dapat dihindari. Untuk menjamin aliran lancar masuk *intake*, salah satu syaratnya yaitu bendung harus terletak di tikungan luar aliran atau di bagian sungai yang lurus dan harus dihindari penempatan bendung di tikungan sebelah dalam aliran
- Bendung harus ditempatkan di lokasi di mana tanah pondasinya cukup baik sehingga bangunan akan setabil.
- Beda tinggi energi di atas bendung dibatasi 6 m

### 2.5.3 Saluran Intake

Dimensi saluran dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Q = V \cdot A$$

$$A = (b + m \cdot h)h$$

$$P = b + 2 \cdot h \cdot m \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

(2.33)

(Standar Perencanaan Irigasi KP-03, hal 15)

di mana :

V = kecepatan rencana (m/det)

n = koefisien kekasaran Manning (det/m<sup>1/3</sup>)

R = jari-jari hidrolis (m)

i = kemiringan saluran

A = luas penampang basah (m<sup>2</sup>)

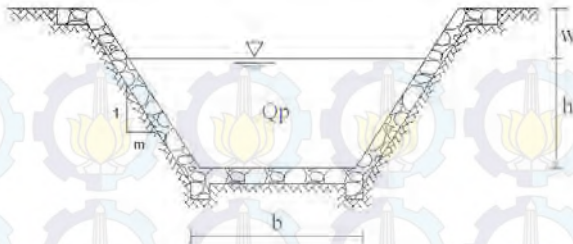
P = keliling basah (m)

m = kemiringan talud saluran

h = kedalaman air (m)

b = lebar dasar saluran (m)





**Gambar 2.3 Potongan Melintang Dimensi Saluran**

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

#### 2.5.4 Alat Pengukur Debit

- Kecocokan bangunan untuk keperluan pengukuran debit.
- Ketelitian pengukuran di lapangan
- Bangunan yang kokoh, sederhana dan ekonomis.
- Rumus debit sederhana dan teliti
- Eksploitasi dan pembacaan mudah
- Pemeliharaan mudah dan murah
- Cocok dengan kondisi setempat dan dapat diterima petani

#### b. Alat Ukur Ambang Lebar

Alat ukur ini dianjurkan karena bangunan ini kokoh, mudah dibuat dan mudah disesuaikan dengan tipe saluran. Pembacaan debit dengan alat ukur ini dapat dilakukan secara langsung, karena hanya menyatakan hubungan antara muka air hulu dengan debit.

Kelebihan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bentuk hidrolis luwes dan sederhana
- Konstruksi kuat, sederhana dan tidak mahal
- Benda-benda hanyut dapat dilewatkan dengan mudah
- Eksploitasi mudah

Kelemahan alat ukur ambang lebar adalah sebagai berikut :

- Bangunan ini hanya bisa digunakan untuk mengukur saja
- Agar pengukuran teliti, aliran tidak boleh tenggelam

### 2.5.5 Bangunan Pengambilan atau *Intake*

Bangunan pengambilan adalah sebuah bangunan berupa pintu air yang terletak di samping kiri bendung. Fungsi bangunan ini adalah untuk membelokkan aliran air dari sungai dalam jumlah yang diinginkan untuk kebutuhan irigasi. Saluran pembilas pada bangunan pengambilan dilengkapi dengan pintu dan bagian depannya terbuka untuk menjaga jika terjadi muka air tinggi selama banjir. Besarnya bukaan pintu tergantung dengan kecepatan aliran masuk yang diinginkan. Kecepatan ini tergantung pada ukuran butir bahan yang diangkut.

Elevasi lantai *intake* diambil minimal satu meter di atas lantai hulu bendung karena sungai mengangkut pasir dan kerikil. Pada keadaan ini makin tinggi lantai dari dasar sungai maka akan semakin baik, sehingga pencegahan angkutan sedimen dasar masuk ke *intake* juga makin baik. Tetapi bila lantai *intake* terlalu tinggi maka debit air yang tersadap menjadi sedikit, untuk itu perlu membuat *intake* arah melebar. Agar penyadapan air dapat terpenuhi dan pencegahan sedimen masuk ke *intake* dapat dihindari, maka perlu diambil perbandingan tertentu antara lebar dengan tinggi bukaan.

Pada perencanaan bendung ini direncanakan *intake* kiri dengan pintu berlubang satu, lebar satu pintu tidak lebih dari 2,5 meter dan diletakkan di bagian hulu. Pengaliran melalui bawah pintu *intake*, sedangkan besarnya debit dapat diatur melalui tinggi bukaan pintu. Kapasitas pengambilan harus sekurangnya 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimention requirement*), guna menambah fleksibilitas dan agar dapat memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek, sehingga :

$$Q_n = 1,2 * Q \dots\dots\dots(2.34)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

$$Q_n = \mu..a.b.. 2.g.z \dots\dots\dots(2.35)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

$Q_n$  = debit rencana ( $m^3/det$ )

$Q$  = kebutuhan air di sawah ( $m^3/det$ )

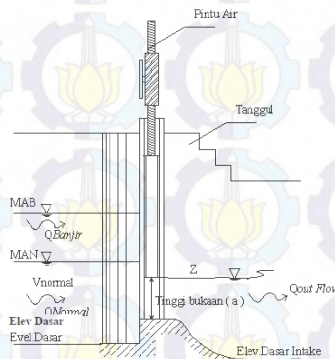
$\mu$  = koefisien debit

$a$  = tinggi bukaan (m)

$b$  = lebar bukaan (m)

$g$  = gaya gravitasi =  $9,81 m/det^2$

$z$  = kehilangan tinggi energi pada bukaan antara 0,15–0,30 m



**Gambar 2.4 Bangunan Pengambilan**

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

### 2.5.6 Lebar Bendung

Lebar bendung adalah jarak antara pangkal-pangkalnya (abutment) dan sebaiknya sama dengan lebar rata-rata sungai pada bagian yang stabil. Pada bagian ruas bawah sungai, lebar rata-rata tersebut dapat diambil pada debit penuh (*bankfull discharge*), sedangkan pada bagian atas sungai sulit untuk menentukan debit penuh. Lebar maksimum bendung sebaiknya tidak lebih dari 1,2 kali rata-rata lebar sungai pada alur yang stabil.

Lebar total bendung tidak seluruhnya dimanfaatkan untuk melewati debit air karena adanya pilar dan bangunan penguras,

jadi lebar bendung yang bermanfaat untuk melewati debit disebut lebar efektif ( $B_e$ ), yang dipengaruhi oleh tebal pilar dan koefisien kontraksi pilar dan pangkal bendung.

Dalam menentukan lebar efektif perlu diketahui mengenai eksploitasi bendung, di mana pada saat air banjir datang pintu penguras dan pintu pengambilan harus ditutup. Hal ini dimaksudkan untuk mencegah masuknya benda yang terangkut oleh banjir yang dapat menyumbat pintu penguras bila pintu terbuka dan air banjir masuk ke saluran induk.

$$\text{Rumus : } B_e = B - 2(n.K_p + K_a)H_1 \dots \dots \dots (2.36)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

$B_e$  = lebar efektif bendung (m) → ( $B_{e1} + B_{e2} + B_{e3}$ )

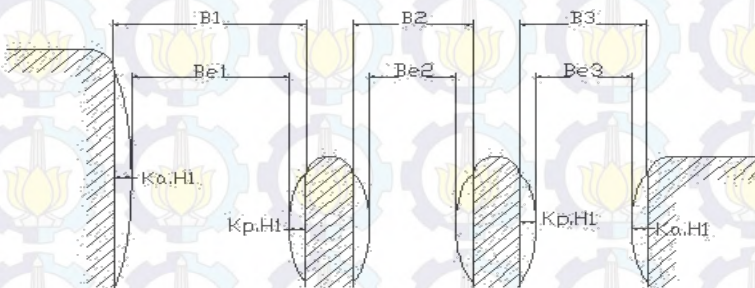
$B$  = lebar mercu sebenarnya (m) → ( $B_1 + B_2 + B_3$ )

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar

$K_a$  = koefisien kontraksi pangkal bendung

$n$  = jumlah pilar

$H_1$  = tinggi energi (m)



**Gambar 2.5 Sketsa Lebar Efektif Bendung**

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

**Tabel 2.10 Harga-harga Koefisien Kontraksi Pilar (Kp)**

No		Kp
1	Untuk pilar 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	0,00

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

**Tabel 2.11 Harga-harga Koefisien Kontraksi Pangkal Bendung (Ka)**

No		Ka
1	Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,20
2	Untuk pangkal tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,10
3	Untuk pangkal tembok bulat di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0,00

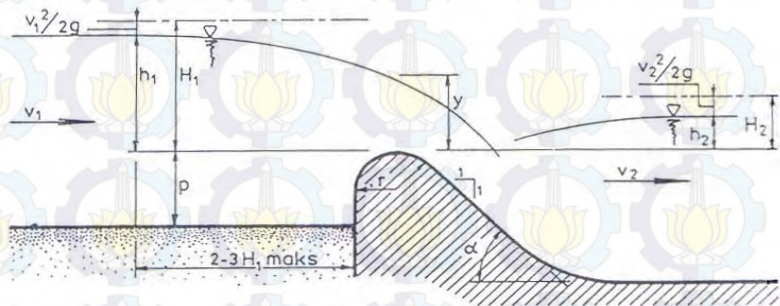
*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

## 2.5.7 Menentukan Tipe Mercu Bendung

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.

### 2.5.7.1 Mercu Bulat

Bendung dengan mercu bulat memiliki harga koefisien debit yang jauh lebih tinggi dibandingkan dengan koefisien bendung ambang lebar. Pada sungai ini akan banyak memberikan keuntungan karena bangunan ini akan mengurangi tinggi muka air hulu selama banjir. Harga koefisien debit menjadi lebih tinggi karena lengkung *streamline* dan tekanan negatif ada mercu.



**Gambar 2.6 Bendung dengan Mercu Bulat**

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

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

Untuk menghindari bahaya kavitas lokal, tekanan minimum pada mercu bendung harus dibatasi sampai  $-4$  m tekanan air jika mercu tersebut dari beton. Untuk pasangan batu tekanan *subatmosfer* sebaiknya dibatasi sampai  $-1$  m tekanan air. Persamaan energi dan debit untuk bendung ambang pendek

dengan pengontrol segi empat adalah sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g B_e H_1^{3/2}} \quad \dots \dots \dots (2.37)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

$Q$  = debit ( $m^3/dt$ )

$C_d$  = koefisien debit ( $C_d = C_0 C_1 C_2$ )

$g$  = percepatan gravitasi ( $9,81 m/dt^2$ )

$b$  = panjang mercu (m)

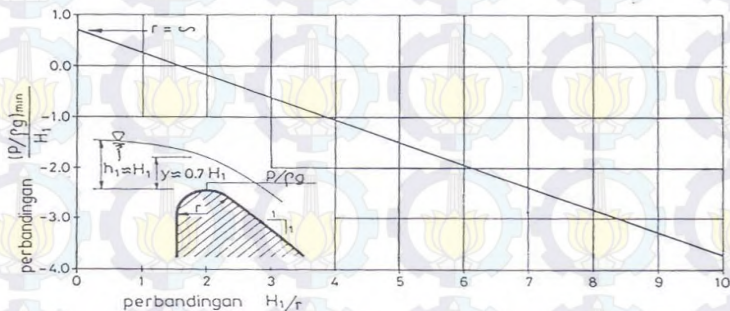
$H_1$  = tinggi di atas mercu (m)

$C_0$  = fungsi  $H_1/r$  (lihat gambar 2.8)

$C_1$  = fungsi  $p/H_1$  (lihat gambar 2.9)

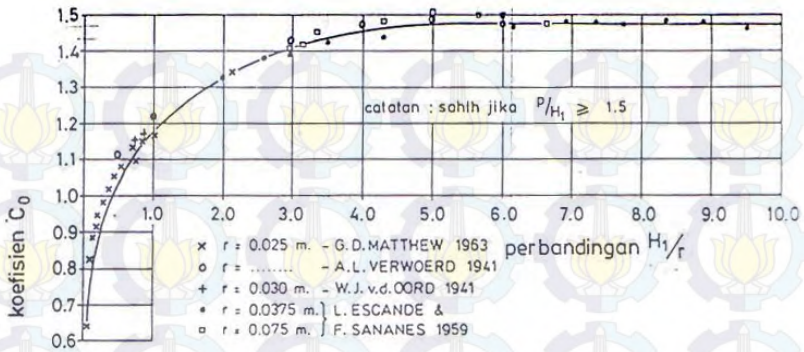
$C_2$  = fungsi  $p/H_1$  dan kemiringan muka hulu bendung (lihat gambar 2.13)

$C_0$  mempunyai harga maksimum 1,49 jika  $H_1/r$  lebih dari 5,0 (lihat gambar 2.7)

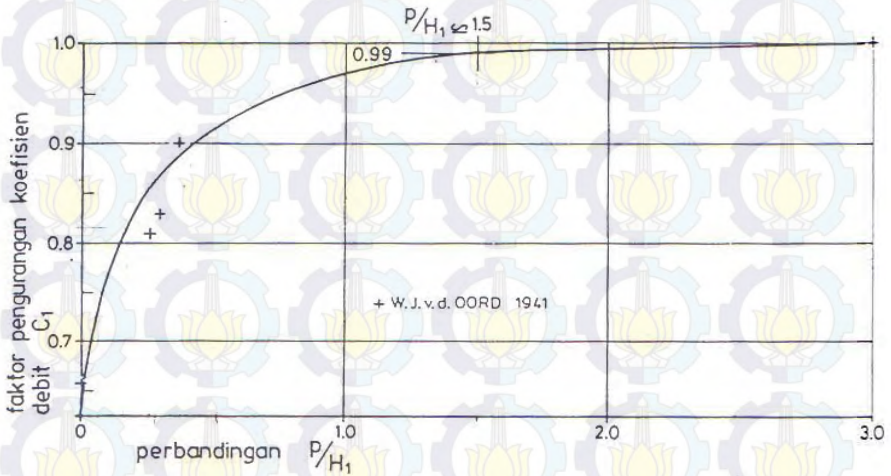


**Gambar 2.7 Tekanan pada Mercu Bendung Bulat sebagai Fungsi Perbandingan  $H_1/r$**

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

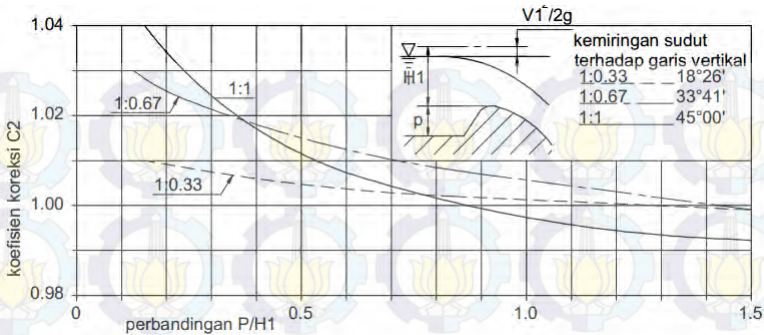


**Gambar 2.8** Harga-harga Koefisien  $C_0$  untuk Bendung Ambang Bulat sebagai Fungsi Perbandingan  $H_1/r$   
 Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02



**Gambar 2.9** Koefisien  $C_1$  sebagai Fungsi Perbandingan  $p/H_1$   
 Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02





**Gambar 2.10 Koefisien  $C_2$**

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

Di dalam merencanakan bendung tetap Amohalo ini menggunakan mercu tipe bulat. Adapun pertimbangan menggunakan mercu bulat sebagai berikut :

- Mempunyai bentuk mercu yang besar, sehingga lebih tahan terhadap benturan batu bongkah.
- Tahan terhadap goresan atau abrasi, karena mercu bendung diperkuat oleh pasangan batu kali dan beton bertulang.
- Pengaruh kavitasasi hampir tidak ada atau tidak begitu besar.
- Jari-jari mercu bendung harus memenuhi syarat minimum yaitu  $0,3 H_1 < R < 0,7 H_1$

### 2.5.8 Tinggi Air Banjir di Hilir Bendung

Perhitungan dilakukan dengan rumus, sebagai berikut :

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * i^{1/2} \dots \dots \dots (2.38)$$

*Sumber : Hidrolika Terapan Aliran Pada Saluran Terbuka & Pipa, Robert J Kodoatie, hal 12*

$$A = (b + m.h .h)$$

$$P = b + 2.h \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Perhitungan h dengan coba-coba.

Elevasi muka air di hilir bendung = elevasi dasar hilir + h

### 2.5.9 Tinggi Air Banjir di Atas Mercu

Persamaan tinggi energi di atas mercu ( $H_1$ ) menggunakan rumus debit bendung dengan mercu bulat, yaitu :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g B_e H_1^{3/2} \quad \dots \dots \dots (2.39)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

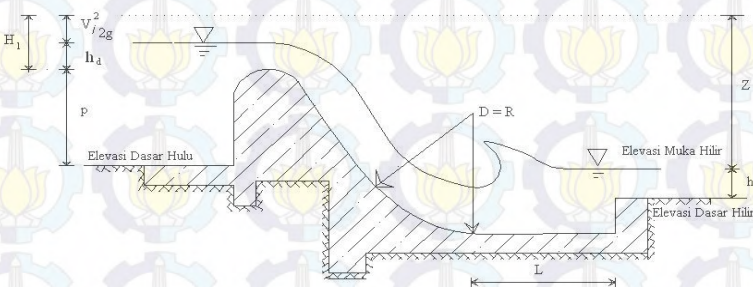
Q = debit ( $\text{m}^3/\text{det}$ )

$C_d$  = koefisien debit

g = percepatan gravitasi ( $\text{m}/\text{det}^2$ )

Be = lebar efektif bendung (m)

$H_1$  = tinggi energi di atas mercu (m)



Gambar 2.11 Elevasi Air di Hulu dan Hilir Bendung

### 2.5.10 Kolam Olak

Kolam olah adalah suatu bangunan berupa olah di hilir bendung yang berfungsi untuk meredam energi yang timbul di dalam aliran air superkritis yang melewati pelimpah.

Faktor pemilihan tipe kolam olah :

- Tinggi bendung
- Keadaan geoteknik tanah dasar misalnya jenis batuan, lapisan, kekerasan tekan, diameter butir dsb.
- Jenis angkutan sedimen yang terbawa aliran sungai.
- Keadaan aliran yang terjadi di bangunan peredam energi seperti aliran tidak sempurna/tenggelam, loncatan air lebih rendah atau lebih tinggi.

Tipe kolam olah :

**a. Berdasarkan Bilangan *Froude***, kolam olah dikelompokan sebagai berikut :

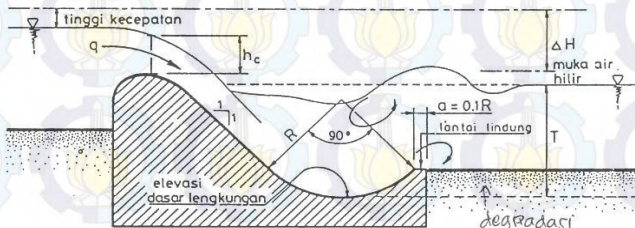
1. Untuk  $Fr \leq 1,7$  tidak diperlukan kolam olah. Pada saluran tanah bagian hilir harus dilindungi dari bahaya erosi.
2. Bila  $1,7 < Fr \leq 2,5$  maka kolam olah diperlukan untuk meredam energi secara efektif. Kolam olah dengan ambang ujung mampu bekerja dengan baik.
3. Jika  $2,5 < Fr \leq 4,5$  maka loncatan air tidak terbentuk dan menimbulkan gelombang sampai jarak yang jauh di saluran. Kolam olah yang digunakan untuk menimbulkan turbulensi (olahan) yakni tipe USBR tipe IV.
4. Untuk  $Fr \geq 4,5$  merupakan kolam olah yang paling ekonomis, karena kolam ini pendek. Kolam olah yang sesuai adalah kolam USBR tipe III.

**b. Kolam Olah Tipe Bak Tenggelam**

Jika kedalaman konjungsi hilir dari loncat air terlalu tinggi dibanding kedalaman air normal hilir, atau kalau diperkirakan akan terjadi kerusakan pada lantai kolam yang panjang akibat batu-batu besar yang terangkut lewat atas bendung, maka dapat dipakai peredam energi yang relatif pendek

tetapi dalam.

Kolam olak tipe bak tenggelam telah digunakan pada bendung-bendung rendah dan untuk bilangan-bilangan *Froude* rendah. Bahan ini diolah oleh Institut Teknik Hidrolika di Bandung untuk menghasilkan serangkaian perencanaan untuk kolam dengan tinggi energi rendah ini.

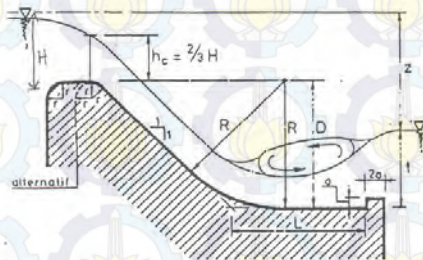


**Gambar 2.12 Kolam Olak Tipe Bak Tenggelam**

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

**c. Kolam *Vlughter***

Kolam *vlughter* dikembangkan untuk bangunan terjun di saluran irigasi. Batas-batas yang diberikan untuk  $Z/h_c$  0,5; 2,0; 15,0 dihubungkan dengan bilangan *Froude*. Bilangan *Froude* itu diambil dalam  $Z$  di bawah tinggi energi hulu. Kolam *vlughter* bisa dipakai sampai beda tinggi energi  $Z$  tidak lebih dari 4,50 m.



**Gambar 2.13 Kolam *Vlughter***

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.34)$$

Jika  $0,5 < \frac{z}{hc} \leq 2,0$

$$t = 2,4 hc + 0,4 z$$

Jika  $2,0 < \frac{z}{hc} \leq 15,0$

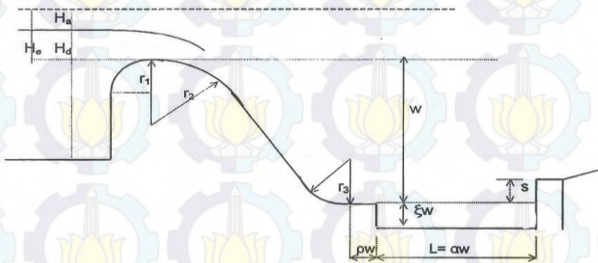
$$t = 3,0 hc + 0,1 z$$

$$a = 0,28 hc \sqrt{\frac{hc}{z}}$$

$D = R = L$  (ukuran dalam m)

#### d. Kolam *Schoklitsch*

Armin Schoklitsch menemukan kolam olakan yang ukuran-ukurannya tidak tergantung pada tinggi muka air hulu maupun hilir, melainkan tergantung pada debit per satuan lebar.



**Gambar 2.14 Kolam *Schoklitsch***

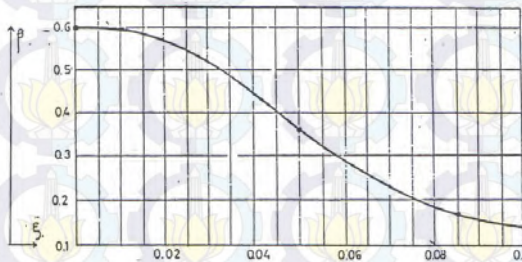
Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-04

Panjang kolam olakan  $L = (0,5-1) w$

Tinggi ambang hilir dari lantai  $S = \beta q^{\frac{1}{2}} \left( \frac{w}{g} \right)^{\frac{1}{4}}$  dengan harga

minimum 0,1 w.

Untuk faktor  $\beta$  dapat diambil dari gambar grafik di bawah, dan faktor  $\xi$  diambil antara 0,003 dan 0,08. Harga  $\rho$  pada umumnya diambil 0,15.



**Gambar 2.15 Grafik Faktor  $\beta$**

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-04*

### 2.5.11 Panjang Lantai Muka

Perencanaan panjang lantai muka bendung menggunakan garis kemiringan hidrolis. Garis Gradien Hidrolis ini digambarkan di hilir ke arah hulu dengan titik ujung hilir bendung sebagai permukaan dengan tekanan sebesar nol. Kemiringan garis hidrolis gradien disesuaikan dengan kemiringan yang diijinkan untuk suatu tanah dasar tertentu, yaitu menggunakan *Creep Ratio (Cr)*. Untuk mencari panjang lantai depan hulu yang menentukan adalah beda tinggi energi terbesar di mana terjadi pada saat muka banjir di hulu dan kosong di hilir. Garis Gradien hidrolis akan membentuk sudut dengan bidang horisontal sebesar  $\alpha$ , sehingga akan memotong muka air banjir di hulu. Proyeksi titik perpotongan tersebut ke arah horisontal (lantai hulu bendung) adalah titik ujung dari panjang lantai depan minimum.

$$Lw = \Sigma Lv + \frac{1}{3} \Sigma Lh \dots\dots\dots (2.41)$$

*Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02*

di mana :

$L_w$  = panjang garis rembesan (m)

$\Sigma L_v$  = panjang creep line vertikal (m)

$L_h$  = panjang creep line horisontal (m)

Faktor Rembesan / *creep ratio* ( $C_w$ ) =  $\Sigma L_w / \Delta H_w$  di mana,  $C_w > C$  (aman).

**Tabel 2.11 Harga-harga Minimum Angka Rembesan Lane ( $C_L$ )**

Jenis Material	$C_L$
Pasir sangat halus / lanau	8.5
Pasir halus	7
Pasir sedang	6
Pasir kasar	5
Kerikil halus	4
Kerikil sedang	3.5
Jenis Material	$C_L$
Kerikil kasar termasuk berangkal	3
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2.5
Lempung lunak	3
Lempung sedang	2
Lempung keras	1.8
Lempung sangat keras	1.6

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

### 2.5.12 Tebal Lantai Kolam Olak

Untuk menentukan tebal lantai kolam olak harus ditinjau pada dua kondisi yaitu pada kondisi air normal dan kondisi air banjir.

$$P_x = \left\{ H_x - \left[ \frac{L_x}{L} * \Delta H' \right] \right\} * \gamma_w \dots \dots \dots (2.42)$$

Sumber : Standar perencanaan Irigasi KP-02

$$t_{\min} = \frac{s.(P_x - W_x)}{\gamma_{pas}}$$

di mana:

$P_x$  = Uplift Pressure ( $T/m^2$ )

$H_x$  = tinggi muka air di hulu bendung diukur dari titik x (m)

$L_x$  = panjang *creep line* sampai titik x (m)

$L$  = panjang *creep line* total (m)

$\Delta H$  = perbedaan tinggi tekan di hulu dan di hilir bendung (m)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $1 T/m^3$ )

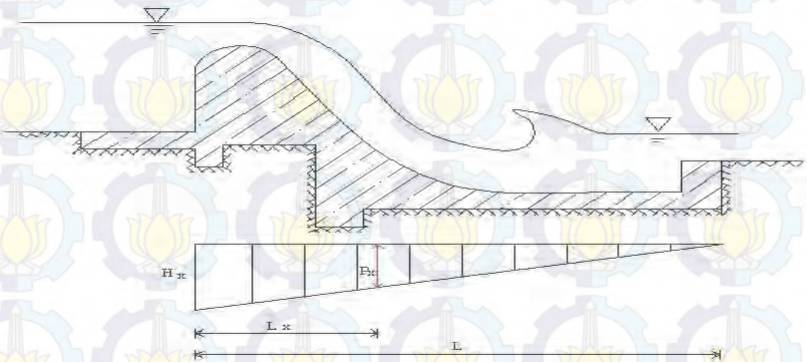
$t_{min}$  = tebal minimum lantai kolam (m)

$s$  = faktor keamanan untuk :

- 1,5 = untuk kondisi air normal
- 1,25 = untuk kondisi air banjir

$W_x$  = kedalaman air pada titik X (m)

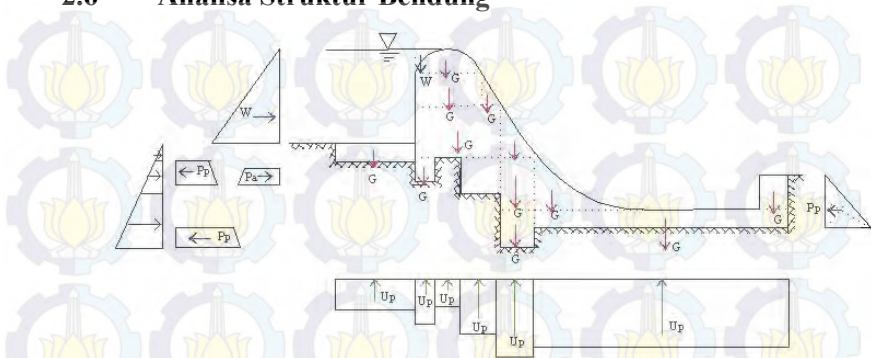
$\gamma_{beton}$  = berat jenis pasangan batu ( $2,2 T/m^3$ )



**Gambar 2.16 Gaya Angkat pada Pondasi Bendung**



## 2.6 Analisa Struktur Bendung



**Gambar 2.17 Gaya-gaya Yang Bekerja pada Tubuh Bendung**

Keterangan :

W : Gaya Hidrostatik

Up : Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Pa : Tekanan Tanah Aktif

Pp : Tekanan Tanah Pasif

G : Gaya Akibat Berat Sendiri

Stabilitas bendung dianalisa pada tiga macam kondisi yaitu pada saat sungai kosong, normal dan pada saat sungai banjir. Tinjauan stabilitas yang diperhitungkan dalam perencanaan suatu bendung meliputi :

### 2.6.1 Analisa Gaya-gaya Vertikal

#### 2.6.1.1 Akibat Berat Sendiri Bendung

$$\text{Rumus : } G = V * \gamma \dots\dots\dots(2.43)$$

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

di mana :

V = Volume ( $m^3$ )

$\gamma$  = berat jenis bahan, beton = 2,4 T/ $m^3$

### 2.6.1.2 Gaya Angkat (*Uplift Pressure*)

Rumus :  $P_x = H_x - H$ ..... (2.44)

$$P_x = H_x - \left( L_x * \frac{\Delta H}{L} \right)$$

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02*

di mana :

$P_x$  = *Uplift Pressure* (tekanan air) pada titik X ( $T/m^2$ )

$L_x$  = jarak jalur rembesan pada titik x (m)

$L$  = panjang total jalur rembesan (m)

$\Delta H$  = beda tinggi energi (m)

$H_x$  = tinggi energi di hulu bendung

## 2.6.2 Analisa Gaya-gaya Horisontal

### 2.6.2.1 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

Rumus :  $P_s = \frac{\gamma_s x h^2}{2} \left[ \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right]$  .....(2.45)

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02*

$P_s$  = gaya yang terletak pada 2/3 kedalaman dari atas lumpur yang bekerja Secara horisontal (kg)

$\theta$  = sudut geser dalam

$\gamma_s$  = berat jenis lumpur ( $kg/m^3$ ) =  $1600 kg/m^3 = 1,6 T/m^3$

$h$  = kedalaman lumpur (m)

### 2.6.2.2 Gaya Hidrostatik

Rumus:  $W_u = c \cdot \gamma_w [h_2 + \frac{1}{2} \zeta (h_1 - h_2)] A$ .....(2.46)

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02*

di mana:

$c$  = proposan luas di mana tekanan hidrostatik bekerja ( $c = 1$ )

untuk semua tipe pondasi)

$\gamma_w$  = berat jenis air ( $\text{kg/m}^3$ ) =  $1000 \text{ kg/m}^3 = 1 \text{ T/m}^3$

$h_2$  = kedalaman air hilir (m)

$h_1$  = kedalaman air hulu (m)

$\zeta$  = proporsi tekanan, diberikan pada tabel 2.10 (m)

A = luas dasar ( $\text{m}^2$ )

Wu = gaya tekanan ke atas resultante (Ton)

**Tabel 2.13 Harga-harga  $\zeta$**

Tipe Pondasi Batuan	Proporsi Tekanan
Berlapis horisontal	1,00
Sedang, pejal ( <i>massive</i> )	0.67
Baik, pejal	0.50

Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02

### 2.6.2.3 Gaya Akibat Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

- Tekanan tanah aktif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * Ka * h^2 \quad Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \dots\dots\dots (2.42)$$

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{Gs - 1}{1 + e} \right]$$

- Tekanan tanah pasif dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_{sub} * K_p * h^2 \dots\dots\dots (2.43)$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{sub} &= \gamma_{sat} - \gamma_w \\ &= \left[ \gamma_w \frac{G_s + e}{1 + e} \right] - \gamma_w \quad \text{di mana } \gamma_w = 1 \text{ T/m}^3 \end{aligned}$$

$$= \left[ \gamma_w \frac{G_s - 1}{1 + e} \right]$$

Keterangan :

Pa = tekanan tanah aktif (T/m<sup>2</sup>)

Pp = tekanan tanah pasif (T/m<sup>2</sup>)

φ = sudut geser dalam (°)

g = gravitasi bumi = 9,81 m/detik<sup>2</sup>

h = kedalaman tanah aktif dan pasif (m)

γ<sub>sub</sub> = berat jenis *submerged* / tanah dalam keadaan terendam (T/m<sup>3</sup>)

γ<sub>sat</sub> = berat jenis *saturated* / tanah dalam keadaan jenuh (T/m<sup>3</sup>)

γ<sub>w</sub> = berat jenis air = 1,0 T/m<sup>3</sup>

G<sub>s</sub> = *Spesifik Gravity*

e = *Void Ratio*

## 2.7 Analisa Stabilitas Bendung

### 2.7.1 Terhadap Guling

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} > 1.5 \dots\dots\dots (2.45)$$

(Teknik Bendung, Ir.Soedibyo, Hal 105)

di mana :

SF = faktor keamanan

$\sum MT$  = jumlah momen tahan (Ton meter)  
 $MG$  = jumlah momen guling (Ton meter)

### 2.7.2 Terhadap Geser

$$SF = f \frac{\sum RV}{\sum RH} > 1.5 \dots\dots\dots (2.46)$$

*(Engineering For Dams, Hinds Creager Justin, Hal:297)*

di mana :

$SF$  = faktor keamanan  
 $\sum RV$  = total gaya vertikal (Ton)  
 $\sum RH$  = total gaya horisontal (Ton)  
 $f$  = koefisien gesekan = ( 0,6-0,75 )

### 2.7.3.3 Terhadap bidang kern (Retak)

Keamanan bendung terhadap erosi bawah bendung dihitung dengan rumus :

$$\text{Rumus : } e = \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6} \dots\dots\dots (2.51)$$

*Sumber : Standar Perencanaan Irigasi KP-02*

Dimana :

$e$  = eksentrisitas (m)

$L$  = panjang pondasi bendung (m)

$Mt$  = Momen total yang terjadi (ton)

$Rv = \sum(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

### 2.7.3.4 Kontrol Ketebalan Lantai

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots (2.52)$$

dimana :

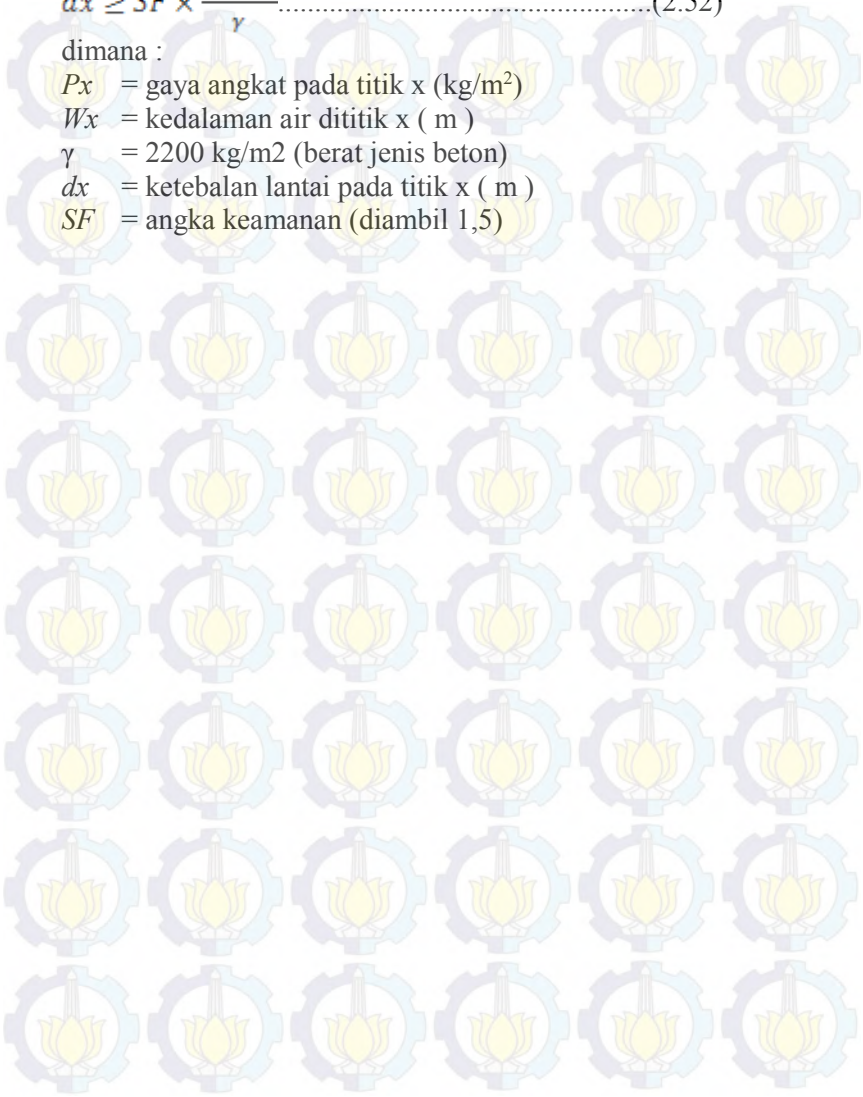
$Px$  = gaya angkat pada titik x ( $\text{kg/m}^2$ )

$Wx$  = kedalaman air dititik x ( m )

$\gamma$  = 2200  $\text{kg/m}^2$  (berat jenis beton)

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

$SF$  = angka keamanan (diambil 1,5)



## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1. Uraian Umum**

Dalam rangka perencanaan suatu konstruksi bendung, langkah awal yang perlu dilakukan adalah meliputi berbagai kegiatan antara lain survey lapangan. Pengumpulan data-data serta informasi dari instansi terkait maupun dari masyarakat guna mendukung perencanaan dan perhitungan sehingga tahapan-tahapan yang dilaksanakan dalam perencanaan dapat diketahui dengan jelas, selanjutnya data tersebut dianalisis dan disusun secara sistematis.

### **3.2. Tahap Persiapan**

Tahap persiapan merupakan rangkaian kegiatan sebelum memulai pengumpulan data dan pengolahannya. Dalam tahap awal ini disusun hal-hal penting untuk mengefektifkan waktu dan kegiatan yang dilakukan. Adapun tahapan tersebut antara lain :

1. Studi pustaka mengenai masalah yang berhubungan dengan bendung beserta fasilitas-fasilitasnya dan jaringan irigasinya.
2. Menentukan kebutuhan data.
3. Survey ke lokasi untuk mendapatkan Gambaran umum kondisi di lapangan

### **3.3. Tahap Pengumpulan Data**

Dalam proses perencanaan, diperlukan analisis yang teliti. Semakin rumit permasalahan yang dihadapi maka makin kompleks pula analisis yang akan dilakukan. Untuk dapat melakukan analisis yang baik, diperlukan data/informasi, teori konsep dasar dan alat bantu yang memadai, sehingga kebutuhan akan data sangat mutlak diperlukan. Data primer diperoleh dengan pengukuran di lapangan. Dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini sebagian besar merupakan data sekunder dari Dinas Balai Besar Wilayah Sungai Sulawesi IV. Data-data

sekunder yang digunakan dalam perencanaan ini diperoleh dari instansi yang tersebut diatas adalah sebagai berikut :

1. Peta Topografi, terdiri dari :
  - a. Peta lokasi Daerah Aliran Sungai (DAS)
  - b. Peta kontur lokasi bendung.
2. Data Geologi, terdiri dari :
  - a. Jenis tanah dan batuan yang ada dibawah permukaan.
3. Data Hidrologi, terdiri dari :
  - a. Data curah hujan maksimum dan hujan rata-rata.
  - b. Data banjir.
4. Data Mekanika tanah, terdiri dari :
  - a. Daya dukung tanah.
5. Data lain :
  - a. Data meteorologi dan klimatologi.

Adapun metode perolehan data sekunder dalam tugas akhir ini dilakukan dengan cara :

1. Metode literatur yaitu suatu metode yang digunakan untuk mendapatkan data dengan cara mengumpulkan, mengidentifikasi dan mengolah data.
2. Metode wawancara yaitu metode yang digunakan untuk mendapatkan data dengan cara melakukan wawancara kepada narasumber terkait

### **3.4. Kriteria Perencanaan**

Perhitungan yang diperlukan dalam perencanaan bangunan utama yang berupa bendung tetap yaitu sebagai berikut

:



1. Analisis Hidrologi
  - a. Penentuan Debit Banjir Rencana.
  - b. Perhitungan Neraca Air.
2. Analisis Hidrolis
  - a. Tinjauan Hidrolis Bendung.
  - b. Analisis Struktur Bendung.
3. Dokumen Kontrak
  - a. Gambar

### **3.4.1 Analisis Hidrologi**

#### **3.4.1.1. Perhitungan Debit Banjir Rencana**

##### **a. Analisis Curah Hujan Rencana**

Apabila data hujan yang digunakan lebih dari satu stasiun hujan maka metode yang digunakan untuk menghitung curah hujan tersebut, antara lain :

1. Metode rata-rata Aljabar (*Arithmetic Mean Method*)
2. Metode *Thiessen*

##### **b. Analisis Frekwensi**

1. Pemilihan Jenis Sebaran

Untuk memilih jenis sebaran, distribusi yang digunakan yaitu :

- Distribusi Log Normal
- Distribusi *Pearson* Tipe III
- Distribusi *Log Pearson* Tipe III

2. Uji Keselarasan Distribusi

Untuk uji keselarasan distribusi, ada beberapa macam metode yang umum digunakan yaitu :

- Metode *Chi-kuadrat*
- Metode *Smirnov Kolmogorov*

Uji keselarasan distribusi pada perencanaan ini digunakan pengujian *Chi-kuadarat* yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik

sample data yang dianalisis.

### c. Analisis Debit Banjir Rencana

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

#### 3.4.1.2. Perhitungan Neraca Air

Perhitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air irigasi atau tidak.

Ada tiga unsur pokok dalam perhitungan neraca air yaitu :

1. Kebutuhan Air.
2. Tersedianya Air.
3. Neraca Air.

### a. Analisis Kebutuhan Air

Menurut jenisnya ada dua macam pengertian dari kebutuhan air, yaitu :

1. Kebutuhan air untuk tanaman (*Consumptive Use*).  
Evapotranspirasi, perkolasi, koefisien Tanaman ( $K_c$ ), curah hujan efektif ( $R_e$ ), kebutuhan air untuk pengolahan lahan, kebutuhan air untuk pertumbuhan.
2. Kebutuhan air untuk irigasi.  
Pola tanaman, perencanaan tata tanam, dan efisiensi irigasi.

### b. Debit Andalan

Debit andalan adalah besarnya debit yang tersedia untuk memenuhi kebutuhan air dengan resiko kegagalan yang telah diperhitungkan. Dalam perencanaan proyek-proyek

penyediaan air terlebih dahulu harus dicari debit andalan (dependable discharge), yang tujuannya adalah untuk menentukan debit perencanaan yang diharapkan selalu tersedia di sungai (Soemarto, 1987).

### **3.4.2 Analisis Hidrolis dan Struktur Bendung**

#### **3.4.2.1. Analisis Hidrolis Bendung**

Sebelum melakukan analisis terhadap bendung perlu untuk menentukan tipe bendung dan lokasinya yang akan dipakai dengan mempertimbangkan kondisi lingkungan dan menyelidiki di lapangan.

1. Lebar bendung.
2. Penentuan tipe mercu bendung.
3. Tinggi air banjir di hilir bendung.
4. Tinggi air banjir di atas mercu.
5. Kolam olak.
6. Panjang lantai muka.
7. Tebal lantai kolam olak.
8. Bangunan pengambilan atau intake.

#### **3.4.2.2. Analisis Struktur Bendung**

Analisis tersebut bertujuan untuk meninjau stabilitas bendung pada saat sungai kondisi kosong, normal dan banjir rencana. Analisisnya meliputi :

1. Analisis Gaya-Gaya Vertikal.  
Analisis gaya-gaya vertikal meliputi :
  - a. Akibat berat bendung.
  - b. Gaya gempa.
  - c. Gaya angkat (*uplift pressure*).
2. Analisis Gaya-Gaya Horisontal.  
Analisis gaya-gaya horisontal meliputi :

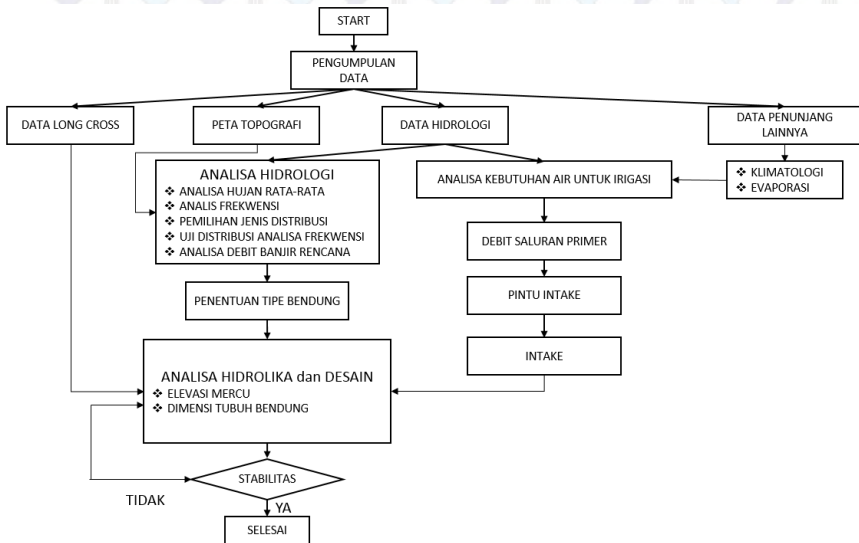
- a. Tekanan tanah aktif dan pasif.
- b. Tekanan hidrostatik.
- c. Gaya akibat tekanan lumpur.

### 3. Analisis Stabilitas Bendung.

Tinjauan analisis stabilitas bendung meliputi :

- a. Terhadap guling.
- b. Terhadap geser.
- c. Terhadap daya dukung tanah.
- d. Terhadap bidang kern (retak)
- e. Terhadap tebal lantai

### 3.5. Bagan Alir Tugas Akhir



**Gambar 3.1** Bagan Alir Pembuatan Tugas Akhir



*“Halaman ini Sengaja di Kosongkan”*

## **BAB IV**

### **ANALISA HIDROLOGI**

#### **4.1. Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata**

Perhitungan analisa frekwensi yang merupakan pengulangan suatu kejadian untuk meramalkan atau menentukan periode ulang berikut nilai probabilitasnya. Adapun distribusi yang dipakai dapat ditentukan setelah mengetahui terlebih dahulu karakteristik data yang ada.

Analisa debit rencana dalam sungai ini dibuat berdasarkan curah hujan harian rata-rata maksimum yang diambil dari dua stasiun pencatat yaitu stasiun Kendari dan Moramo sebanyak 12 tahun (tahun 2001 sampai dengan tahun 2012). Dari perhitungan curah hujan yang ada, digunakan metode Thiessen karena kondisi topografi dan jumlah stasiun memenuhi syarat untuk digunakan metode ini.

Dari dua stasiun tersebut masing-masing dihubungkan untuk memperoleh luas daerah pengaruh setiap stasiun . Di mana masing-masing stasiun mempunyai daerah pengaruh yang dibentuk dengan garis-garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua stasiun.

Berdasarkan hasil pengukuran dengan peta kontur, luas pengaruh dari setiap stasiun ditunjukkan pada tabel 4.1.

**Tabel 4.1 Luas Pengaruh Stasiun Hujan Terhadap DAS Sungai Amohalo**

Stasiun Hujan	A	W
	km <sup>2</sup>	
Kendari	20.69	0.535594
Moramo	17.94	0.464406

*Sumber : Hasil Perhitungan*

#### 4.1.1 Analisa Curah Hujan Area

Analisis ini dimaksudkan untuk mengetahui curah hujan rata-rata yang terjadi pada daerah tangkapan (catchment area) tersebut yaitu dengan menganalisis data-data curah hujan maksimum yang didapat dari dua stasiun penakar hujan yaitu Sta. Kendari, dan Sta. Moramo.

Metode yang digunakan dalam analisis ini adalah metode Thiessen seperti persamaan 2.02 Bab II

**Tabel 4.2 Data Curah Hujan Maksimum Rata-rata**

Tahun	Bulan	Tinggi Hujan Pada Stasiun Pengamatan			
		0.535594	0.464406	R (mm)	Rmaks (mm)
		Kendari	Moramo		
2001	19-Jan	20	37	27.8949	30.21693
	2-Feb	0	27	12.53896	
	10-Mar	32	0	17.13901	
	12-Apr	49	0	26.24411	
	31-May	20	39	28.82371	
	21-Jun	24	10	17.49832	
	23-Jul	10	22	15.57287	
	9-Aug	0	6	2.786435	
	29-Sep	10	5	7.67797	
	1-Oct	0	4	1.857624	
	7-Nov	30	23	26.74916	
22-Dec	20	42	30.21693		
2002	12-Jan	10	39	23.46777	36.955993
	19-Feb	20	12	16.28475	
	11-Mar	37	0	19.81698	
	2-Apr	20	25	22.32203	
	6-May	30	30	30	



	13-Jun	15	41	27.07455	
	4-Jul	0	13	6.037277	
	Agustus	0	0	0	
	September	0	0	0	
	Oktober	0	0	0	
	November	0	0	0	
	4-Dec	69	0	36.95599	
2003	22-Jan	25	37	30.57287	56.78307
	13-Feb	15	31	22.43049	
	20-Mar	40	22	31.64069	
	21-Apr	67	45	56.78307	
	2-May	61	8	36.38649	
	21-Jun	7	46	25.11183	
	4-Jul	23	13	18.35594	
	17-Aug	10	25	16.96609	
	1-Sep	42	0	22.49495	
	16-Oct	0	27	12.53896	
	14-Nov	0	20	9.288118	
	14-Dec	63	21	43.49495	
2004	3-Jan	40	26	33.49832	40.172923
	17-Feb	20	39	28.82371	
	4-Mar	40	28	34.42713	
	24-Apr	38	41	39.39322	
	30-May	17	10	13.74916	
	9-Jun	60	11	37.24411	
	8-Jul	62	15	40.17292	
	19-Aug	0	10	4.644059	
	September	0	0	0	
	Oktober	0	0	0	

	29-Nov	14	6	10.28475	
	11-Dec	30	35	32.32203	
2005	29-Jan	38	6	23.13901	37.427129
	17-Feb	43	31	37.42713	
	26-Mar	63	0	33.74243	
	5-Apr	38	35	36.60678	
	29-May	13	30	20.8949	
	22-Jun	0	41	19.04064	
	30-Jul	0	39	18.11183	
	7-Aug	0	20	9.288118	
	September	0	0	0	
	18-Oct	55	0	29.45768	
	14-Nov	27	0	14.46104	
	12-Dec	33	0	17.67461	
2006	4-Jan	28	40	33.57287	37.749159
	19-Feb	20	7	13.96272	
	28-Mar	28	0	14.99663	
	17-Apr	43	20	32.31866	
	28-May	46	15	31.60342	
	5-Jun	41	34	37.74916	
	1-Jul	13	0	6.962723	
	16-Aug	0	24	11.14574	
	19-Sep	20	0	10.71188	
	Oktober	0	0	0	
	21-Nov	0	14	6.501683	
	22-Dec	0	25	11.61015	
2007	7-Jan	30	20	25.35594	34.644059
	19-Feb	30	40	34.64406	
	19-Mar	30	18	24.42713	

	25-Apr	29	38	33.17965	
	3-May	28	42	34.50168	
	14-Jun	36	0	19.28139	
	10-Jul	9	12	10.39322	
	18-Aug	0	32	14.86099	
	11-Sep	11	0	5.891535	
	22-Oct	0	18	8.359306	
	28-Nov	0	21	9.752524	
	20-Dec	17	28	22.10846	
2008	30-Jan	30	14	22.56951	34.786435
	26-Feb	26	29	27.39322	
	15-Mar	0	33	15.32539	
	8-Apr	11	12	11.46441	
	28-May	32	38	34.78644	
	11-Jun	34	0	18.2102	
	6-Jul	28	13	21.03391	
	25-Aug	9	20	14.10846	
	1-Sep	12	9	10.60678	
	23-Oct	12	18	14.78644	
	24-Nov	42	0	22.49495	
	26-Dec	0	42	19.50505	
2009	12-Jan	0	13	6.037277	50.345845
	11-Feb	0	26	12.07455	
	29-Mar	10	24	16.50168	
	21-Apr	94	0	50.34585	
	22-May	1	38	18.18302	
	19-Jun	0	40	18.57624	
	6-Jul	28	15	21.96272	
5-Aug	13	17	14.85762		

	29-Sep	0	25	11.61015	
	13-Oct	0	10	4.644059	
	13-Nov	0	32	14.86099	
	21-Dec	8.2	30	18.32405	
2010	27-Jan	17.8	21	19.2861	41.264432
	9-Feb	0	42	19.50505	
	3-Mar	24	19	21.67797	
	3-Apr	54.5	26	41.26443	
	13-May	0.5	34	16.0576	
	14-Jun	35.5	27	31.55255	
	14-Jul	34	14	24.71188	
	19-Aug	23.7	22	22.91051	
	29-Sep	23	20	21.60678	
	11-Oct	22.5	13	18.08814	
	26-Nov	0	28	13.00337	
	1-Dec	18	20	18.92881	
2011	19-Jan	0	25	11.61015	28.250841
	15-Feb	25	32	28.25084	
	11-Mar	8.8	38	22.36065	
	22-Apr	23	12	17.89154	
	22-May	19.2	0	10.28341	
	8-Jun	25.5	6	16.44408	
	14-Jul	27	10	19.1051	
	19-Aug	0	20	9.288118	
	10-Sep	17	0	9.1051	
	28-Oct	0	22	10.21693	
	6-Nov	19.5	7.7	14.02001	
21-Dec	19	36.5	27.1271		
2012	11-Jan	0	52	24.14911	59.579601

7-Feb	0	66	30.65079
5-Mar	0	45	20.89827
1-Apr	0	18	8.359306
27-May	93	12	55.38312
20-Jun	28	96	59.5796
6-Jul	16.5	52	32.98641
2-Aug	8	11	9.393218
14-Sep	24	0	12.85426
31-Oct	14.5	0	7.766114
22-Nov	26	8	17.64069
21-Dec	48.5	25	37.58646

*Sumber : Hasil Perhitungan*

**Tabel 4.3. Rekapitulasi Data Curah Hujan Maksimum Rata-rata**

No	Tahun	Rmaks (mm)
1	2001	30,21692985
2	2002	36,95599275
3	2003	56,78307015
4	2004	40,1729226
5	2005	37,42712917
6	2006	37,74915868
7	2007	34,64405902
8	2008	34,78643541
9	2009	50,3458452
10	2010	41,26443179
11	2011	28,25084132
12	2012	59,57960135

*Sumber : Hasil Perhitungan*

## 4.2. Analisa Distribusi Frekwensi

Curah hujan rencana dihitung untuk mendapatkan parameter statistik agar dapat diketahui jenis distribusi yang sesuai dengan data curah hujan yang ada. Hasil uji parameter statistik dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut ini:

**Tabel 4.4. Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan**

Tahun	$X_i$ (mm)	$(X_i - X)$	$(X_i - X)^2$	$(X_i - X)^3$	$(X_i - X)^4$
		-			
2001	30,22	10,464	109,504	-1145,903	11991,229
2002	36,96	-3,725	13,878	-51,702	192,611
2003	56,78	16,102	259,265	4174,605	67218,241
2004	40,17	-0,508	0,259	-0,131	0,067
2005	37,43	-3,254	10,590	-34,463	112,150
2006	37,75	-2,932	8,598	-25,211	73,923
2007	34,64	-6,037	36,449	-220,054	1328,537
2008	34,79	-5,895	34,750	-204,850	1207,579
2009	50,35	9,664	93,402	902,683	8723,956
2010	41,26	0,583	0,340	0,198	0,116
		-			
2011	28,25	12,431	154,518	-1920,740	23875,811
2012	59,58	18,898	357,143	6749,376	127551,279
Jumlah	488,18	0,000	1078,697	8223,807	242275,497
n =	12				
$\bar{X}$ =	40,681				
S =	9,903				
CV =	0,243				
CS =	0,92				
CK =	3,665				

Hasil uji parameter statistik di atas harus disesuaikan dengan sifat-sifat khas dari beberapa distribusi teoritis sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga  $C_s = 0$  dan  $C_k = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga  $C_s > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga  $C_s = 1.139$  dan  $C_k = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga  $C_s$  dan  $C_k$  yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga  $C_s$  antara  $0 < C_s < 9$ .

Dari hasil Uji Parameter Statistik dan berdasarkan syarat dari masing-masing tipe distribusi tersebut, dapat disimpulkan bahwa data yang ada dan sesuai yaitu dengan distribusi *Pearson Tipe III*, *Log Pearson Tipe III*, dan *Log Normal*. Setelah itu dilakukan uji kecocokan terhadap distribusi tersebut agar diperoleh jenis distribusi yang diterima untuk digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana.

### **4.3 Uji Kecocokan Distribusi**

#### **4.3.1 Distribusi Log Normal**

##### **4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Normal**

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari Distribusi Normal, yaitu dengan mengubah nilai variat  $X$  menjadi nilai logaritmik variat  $X$ . Oleh karena itu, langkah pertama yang dilakukan adalah mengubah data curah hujan yang ada menjadi nilai logaritmiknya. Nilai logaritmik dari data curah hujan yang ada akan disajikan dalam Tabel 4.4 berikut ini.

**Tabel 4.5. Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan**

Tahun	$X_i$	Log $X$
2001	30,22	1,480
2002	36,96	1,568
2003	56,78	1,754
2004	40,17	1,604
2005	37,43	1,573
2006	37,75	1,577
2007	34,64	1,540
2008	34,79	1,541
2009	50,35	1,702
2010	41,26	1,616
2011	28,25	1,451
2012	59,58	1,775
Jumlah	488,18	19,181

(Sumber : Perhitungan)

Nilai logaritmik pada tabel 4.6 dihitung untuk mendapatkan parameter-parameter Distribusi Log Normal dengan menggunakan persamaan (2.8), (2.9), (2.10), (2.11), (2.12) dan hasil perhitungannya adalah sebagai berikut.

**Tabel 4.6. Parameter Distribusi Log Normal**

$n =$	12
Log $X =$	1,598
S log $X =$	0,100
CV =	0,063
CS =	0,55
CK =	3,387

(Sumber : Perhitungan)



#### 4.3.1.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

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

- Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil .
- Mengelompokkan data menjadi G sub grup (kelas).

Untuk menentukan banyaknya kelas dari data yang ada digunakan persamaan (2.26).

$$G = 1 + 3.322 \log 12 \\ = 4,585 \approx 5$$

- Menentukan derajat kebebasan.

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

(nilai R = 2, untuk Distribusi Log Normal).

Dengan derajat kepercayaan  $\alpha = 5 \%$  dan  $dk = 2$ , maka berdasarkan Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi) diperoleh nilai  $X^2$  sebesar 5.991.

Hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) adalah 5 sub grup, sehingga interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

Peluang untuk tiap-tiap sub grup adalah :

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

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Log Normal adalah persamaan 2.13, yaitu:

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + k.S \overline{\text{Log } X}$$

Dari hasil perhitungan parameter Distribusi Log Normal pada Tabel 4.4 diperoleh nilai:

$$\overline{\text{Log } X} = 1,598$$

$$\overline{S \text{Log } X} = 0,1$$

sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$\text{Log } X = 1,598 + k \cdot 0,1$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 2.1 Nilai k Variabel Gauss.

Persamaan tersebut digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

- Sub group 1 :  $P \leq 0.20$   
 $\text{Log } X = 1,598 + k \cdot 0,1$   
 $= 1,598 + (0,84) 0,1 = 1,683$
- Sub group 2 :  $0.20 \leq P < 0.40$   
 $\text{Log } X = 1,598 + k \cdot 0,1$   
 $= 1,598 + (0,25) 0,1 = 1,624$
- Sub group 3 :  $0.40 \leq P < 0.60$   
 $\text{Log } X = 1,598 + k \cdot 0,1$   
 $= 1,598 + (-0,25) 0,1 = 1,53$
- Sub group 4 :  $0.60 \leq P < 0.80$   
 $\text{Log } X = 1,598 + k \cdot 0,1$   
 $= 1,598 + (-0,84) 0,1 = 1,514$

Selanjutnya dilakukan perhitungan Chi-Kuadrat sebagai berikut.

**Tabel 4.7 Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal**

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
		$O_i$	$E_i$		
1	$x \leq 1,514$	2	2,4	0,16	0,067
2	$1,514 - 1,5733$	4	2,4	2,56	1,067
3	$1,5733 - 1,624$	3	2,4	0,36	0,150
4	$1,624 - 1,683$	0	2,4	5,76	2,400
5	$x > 1,683$	3	2,4	0,36	0,150
<b>Jumlah</b>		12	12	-	3,833

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.6 menunjukkan nilai  $x_h^2$  sebesar 3,833, sedangkan dari Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai  $x^2$  sebesar 5,991. Dapat dilihat bahwa nilai  $x_h^2 < x^2$  yaitu  $3,833 < 5,991$ , sehingga dapat disimpulkan bahwa Distribusi Log Normal dapat diterima.

#### 4.3.1.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji selisih/ simpangan absolut maksimum antara distribusi teoritis dan empiris ( $D_{maks}$ ). Berdasarkan Tabel 2.3 Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov, dapat ditentukan harga  $D_0$  kritis dari data yang ada yaitu:

$$n = 12$$

$$\alpha = 5 \%$$

$$D_0 = 0,382$$

**Tabel 4.8 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Normal**

X	m	P(x) = m/(n+1)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D	D <sub>absolut</sub>
1,7750976	1	0,08	0,92	1,76	0,014	0,986	0,063	0,063
1,7542189	2	0,15	0,85	1,55	0,026	0,974	0,128	0,128
1,7019636	3	0,23	0,77	1,03	0,099	0,902	0,132	0,132
1,6155759	4	0,31	0,69	0,17	0,417	0,583	-0,109	0,109
1,6039334	5	0,38	0,62	0,06	0,528	0,472	-0,143	0,143
<b>1,576907</b>	<b>6</b>	<b>0,46</b>	<b>0,54</b>	<b>-0,21</b>	<b>0,606</b>	<b>0,394</b>	<b>-0,145</b>	<b>0,145</b>
1,5731865	7	0,54	0,46	-0,25	0,622	0,378	-0,083	0,083
1,5676849	8	0,62	0,38	-0,31	0,648	0,352	-0,033	0,033
1,5414099	9	0,69	0,31	-0,57	0,761	0,239	-0,069	0,069
1,5396288	10	0,77	0,23	-0,59	0,767	0,233	0,002	0,002
1,4802503	11	0,85	0,15	-1,18	0,929	0,071	-0,083	0,083
1,4510314	12	0,92	0,08	-1,47	0,967	0,033	-0,044	0,044

(Sumber : Perhitungan)

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov seperti pada Tabel 4.8 di atas, diperoleh nilai  $D_{\text{maks}}$  sebesar 0,145. Karena nilai  $D_{\text{maks}}$  lebih kecil daripada nilai  $D_0$  ( $D_{\text{maks}} = 0,145 < D_0 = 0,382$ ) maka distribusi yang digunakan yaitu Distribusi Log Normal dapat diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya

### 4.3.2 Distribusi Pearson Tipe III

#### 4.3.2.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson Tipe III

Dengan menggunakan persamaan 2.14 maka dapat dihitung curah hujan rencana dengan menggunakan distribusi Pearson Tipe III. seperti terlihat pada Tabel 4.9 berikut ini:

**Tabel 4.9. Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan**

Tahun	$X_i$ (mm)	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
2001	30,22	10,464	109,504	-1145,903	11991,229
2002	36,96	-3,725	13,878	-51,702	192,611
2003	56,78	16,102	259,265	4174,605	67218,241
2004	40,17	-0,508	0,259	-0,131	0,067
2005	37,43	-3,254	10,590	-34,463	112,150
2006	37,75	-2,932	8,598	-25,211	73,923
2007	34,64	-6,037	36,449	-220,054	1328,537
2008	34,79	-5,895	34,750	-204,850	1207,579
2009	50,35	9,664	93,402	902,683	8723,956
2010	41,26	0,583	0,340	0,198	0,116
2011	28,25	12,431	154,518	-1920,740	23875,811
2012	59,58	18,898	357,143	6749,376	127551,279
Jumlah	488,18	0,000	1078,697	8223,807	242275,497
n =	12				
$\bar{X}$ =	40,681				
S =	9,903				

CV =	0,243
CS =	0,92
CK =	3,665

#### 4.3.2.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji kesesuaian data metode Chi-Kuadrat pada Distribusi Pearson Tipe III ini dilakukan sama seperti pada distribusi lainnya. Perbedaannya hanya pada persamaan dasar yang digunakan, sehingga pada distribusi ini digunakan persamaan dasar dari Distribusi Pearson Tipe III sendiri, yaitu persamaan (2.19):

$$X = \bar{X} + k.S$$

Adapun tahapan-tahapannya sama seperti distribusi lainnya. Banyaknya kelas dan derajat kebebasan dari data yang ada digunakan persamaan (2.27) sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3.322 \log 10 \\ &= 4.322 \approx 5 \\ dk &= G - R - 1 \\ &= 5 - 2 - 1 \\ &= 2 \end{aligned}$$

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

Dengan derajat kepercayaan  $\alpha = 5\%$  dan  $dk = 2$  maka diperoleh nilai  $X^2$  sebesar 5.991, dan interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

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

Dengan mensubstitusikan hasil perhitungan parameter Distribusi Pearson Tipe III terhadap persamaan dasar distribusinya diperoleh persamaan:

$$X = 40,681 + k \cdot 9,903$$

Dengan membaca nilai k pada Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III, dapat dihitung batas-batas kelas interval dari tiap-tiap sub grup.

- Sub group 1 :  $P \leq 0.20$   
 $X = 40,681 + k \cdot 9,903$   
 $= 40,681 + (0,767) 9,903 = 48,275$
- Sub group 2 :  $0.20 \leq P < 0.40$   
 $X = 40,681 + k \cdot 9,903$   
 $= 40,681 + (0,155) 9,903 = 42,214$
- Sub group 3 :  $0.40 \leq P < 0.60$   
 $X = 40,681 + k \cdot 9,903$   
 $= 40,681 + (-0,399) 9,903 = 36,728$
- Sub group 4 :  $0.60 \leq P < 0.80$   
 $X = 40,681 + k \cdot 9,903$   
 $= 40,681 + (-0,895) 9,903 = 31,816$

Tabel 4.10 berikut merupakan hasil perhitungan dari Distribusi Pearson Tipe III.

**Tabel 4.10. Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III**

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
		$O_i$	$E_i$		
1	$x \leq 31,816$	2	2,4	0,16	0,067
2	31,816 - 36,728	2	2,4	0,16	0,067
3	36,728 - 42,214	5	2,4	6,76	2,817
4	42,214 - 48,275	0	2,4	5,76	2,400
5	$x > 48,275$	3	2,4	0,36	0,150
Jumlah		12	12	-	5,500

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.5 menunjukkan bahwa dari hasil perhitungan didapatkan nilai  $x_h^2$  sebesar 5,500, sedangkan dari Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai  $x^2$  sebesar 5,991. Nilai  $x_h^2 < x^2$  yaitu  $5,500 < 5,991$  sehingga Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

#### 4.3.2.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Seperti halnya uji distribusi dengan metode *Chi-Square*, uji kecocokan data metode Smirnov-Kolmogorov pada Distribusi Pearson Tipe III ini dilakukan sama seperti pada distribusi lainnya. Langkah pertama yaitu menentukan harga  $D_0$  kritis dari data yang ada.

$$n = 12$$

$$\alpha = 5\%$$

$$D_0 = 0,382$$

Kemudian dilakukan perhitungan uji distribusi metode Smirnov-Kolmogorov seperti berikut ini.

**Tabel 4.11. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov  
Distribusi Pearson Tipe III**

X	m	P(x) = m/(n+1)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D	X
59,5796	1	0,08	0,92	1,91	0,028	0,972	0,049	0,049
56,78307	2	0,15	0,85	1,63	0,052	0,948	0,102	0,102
50,34585	3	0,23	0,77	0,98	0,164	0,837	0,067	0,0673
<b>41,264</b>	<b>4</b>	<b>0,31</b>	<b>0,69</b>	<b>0,06</b>	<b>0,476</b>	<b>0,524</b>	<b>-0,168</b>	<b>0,1684</b>
40,17292	5	0,38	0,62	-0,05	0,520	0,480	-0,135	0,135
37,74916	6	0,46	0,54	-0,30	0,618	0,382	-0,156	0,156
37,42713	7	0,54	0,46	-0,33	0,629	0,371	-0,091	0,091
36,95599	8	0,62	0,38	-0,38	0,648	0,352	-0,033	0,033
34,78644	9	0,69	0,31	-0,60	0,726	0,274	-0,033	0,033
34,64406	10	0,77	0,23	-0,61	0,729	0,271	0,040	0,040

X	m	P(x) = m/(n+1)	P(x<)	f(t)	P'(x)	P'(x<)	D	X
30,21693	11	0,85	0,15	-1,06	0,855	0,145	-0,009	0,009
28,25084	12	0,92	0,08	-1,26	0,896	0,104	0,027	0,027

(Sumber : Perhitungan)

Perhitungan pada Tabel 4.10 memperoleh nilai  $D_{maks}$  sebesar 0,1684. Nilai  $D_{maks}$  tersebut lebih kecil daripada nilai  $D_0$  yaitu 0,382 ( $D_{maks} = 0,1684 < D_0 = 0,382$ ), sehingga Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

### 4.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III

#### 4.3.3.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil transformasi Logaritmik dari Distribusi Pearson Tipe III. Berikut ini adalah hasil perhitungan parameter-parameter dari Distribusi Log Pearson Tipe III.

**Tabel 4.12. Hasil Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III**

n =	12
Log X =	1,598
S log X =	0,100
CV =	0,063
CS =	0,55
CK =	3,387

(Sumber : Perhitungan)

#### 4.3.3.2 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Untuk melakukan perhitungan uji kecocokan *Chi-Square* pada Distribusi Log Pearson Tipe III ini akan digunakan persamaan dasar yaitu persamaan (2.25) sebagai berikut.

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } X} + kS \overline{\text{Log } X}$$



Jumlah sub grup dan derajat kebebasan:

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3,322 \log 12 \\ &= 4,585 \approx 5 \\ dk &= G - R - 1 \\ &= 5 - 2 - 1 \\ &= 2 \end{aligned}$$

Hasil pembacaan Tabel 2.3, dengan derajat kepercayaan sebesar  $\alpha = 5 \%$  dan  $dk = 2$ , menunjukkan nilai  $\chi^2 = 5.991$ . Interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

Persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\text{Log } X = 1.598 + k.0,1$$

Nilai k didapat dari Tabel 2.2 dan selanjutnya dapat dihitung batas-batas kelas interval dari tiap-tiap sub grup.

- Sub group 1:  $P \leq 0.20$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 1,598 + k. 0,1 \\ &= 1,598 + (0,804) 0,1 = 1,679 \end{aligned}$$

- Sub group 2 :  $0.20 \leq P < 0.40$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 1,598 + k. 0,1 \\ &= 1,598 + (0,207) 0,1 = 1,619 \end{aligned}$$

Sub group 3 :  $0.40 \leq P < 0.60$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 1,598 + k. 0,1 \\ &= 1,598 + (-0,370) 0,1 = 1,561 \end{aligned}$$

Sub group 4 :  $0.60 \leq P < 0.80$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 1,598 + k. 0,1 \\ &= 1,598 + (-0,929) 0,1 = 1,505 \end{aligned}$$

**Tabel 4.13. Perhitungan Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III**

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
		$O_i$	$E_i$		
1	$x \leq 1,505$	2	2,4	0,16	0,067
2	1,505 - 1,561	2	2,4	0,16	0,067
3	1,561 - 1,619	5	2,4	6,76	2,817
4	1,619 - 1,679	0	2,4	5,76	2,400
5	$x > 1,679$	3	2,4	0,36	0,150
Jumlah		12	12	-	5,500

(Sumber : Perhitungan)

Perhitungan pada tabel 4.13 memperoleh nilai  $\chi_h^2$  sebesar 5,500, dan dari Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai  $\chi^2$  sebesar 5,991. Nilai  $\chi_h^2 < \chi^2$  yaitu  $5,500 < 5,991$  sehingga dapat ditarik kesimpulan bahwa Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

#### 4.3.3.3 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Pembacaan Tabel 2.3 Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov dari data yang ada menunjukkan hasil sebagai berikut.

$$n = 10$$

$$\alpha = 5 \%$$

$$D_0 = 0,382$$

Selanjutnya nilai  $D_0$  yang diperoleh dari pembacaan tabel akan dibandingkan dengan nilai  $D_0$  hasil perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III seperti pada tabel 4.9 berikut ini.

**Tabel 4.14. Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov  
Distribusi Log Pearson Tipe III**

X	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	f(t)	$P'(x)$	$P'(x<)$	D	D <sub>absolut</sub>
1,7751	1	0,08	0,92	1,76	0,014	0,986	0,063	0,063
1,7542	2	0,15	0,85	1,55	0,026	0,974	0,128	0,128
1,702	3	0,23	0,77	1,03	0,099	0,902	0,132	0,132
1,6156	4	0,31	0,69	0,17	0,417	0,583	-0,109	0,109
1,6039	5	0,38	0,62	0,06	0,528	0,472	-0,143	0,143
<b>1,577</b>	<b>6</b>	<b>0,46</b>	<b>0,54</b>	<b>-0,21</b>	<b>0,606</b>	<b>0,394</b>	<b>-0,145</b>	<b>0,145</b>
1,5732	7	0,54	0,46	-0,25	0,622	0,378	-0,083	0,083
1,5677	8	0,62	0,38	-0,31	0,648	0,352	-0,033	0,033
1,5414	9	0,69	0,31	-0,57	0,761	0,239	-0,069	0,069
1,5396	10	0,77	0,23	-0,59	0,767	0,233	0,002	0,002
1,4803	11	0,85	0,15	-1,18	0,929	0,071	-0,083	0,083
1,451	12	0,92	0,08	-1,47	0,967	0,033	-0,044	0,044

(Sumber : Perhitungan)

Nilai  $D_{maks} = 0,145$ , sedangkan dari hasil pembacaan Tabel 2.3 didapatkan nilai  $D_0$  sebesar 0,382. Hal ini menunjukkan bahwa  $D_{maks}$  hasil perhitungan  $< D_0$  pembacaan Tabel (0,145  $<$  0,382) sehingga Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

**Tabel 4.15 Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi**

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		Ket.
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Normal	3,833	5,991	Diterima	0,145	0,382	Diterima
Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,1684	0,382	Diterima
Log Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,145	0,382	Diterima

(Sumber Perhitungan)

Dari ketiga distribusi yang digunakan yaitu distribusi Person Tipe III, Log Pearson Tipe III dan Log Normal memenuhi uji kecocokan distribusi *Chi-Square* dan uji kecocokan distribusi Smirnov Kolmogorov. Distribusi yang diambil untuk menentukan curah hujan rencana adalah distribusi Log Pearson Tipe III, karena memiliki curah hujan rencana paling tinggi.

#### 4.4. Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan Hujan Rencana maka dapat menggunakan hasil distribusi ketiganya yaitu Log Pearson Tipe III, Pearson Tipe III, dan Log Normal. Tapi berdasarkan hasil perbandingan curah hujan yang paling maksimum adalah distribusi Log Pearson Tipe III, maka curah hujan rencana yang dipakai untuk perhitungan selanjutnya adalah berdasar Log Pearson Tipe III. Persamaan yang dipakai adalah persamaan 2.24 yaitu :

$$\overline{\text{Log}X} = \overline{\text{Log}\bar{X}} + k \cdot \overline{\text{SdLog}\bar{X}}$$

Dengan hasil parameter :

$$\overline{\text{Log}\bar{X}} = 1,598$$

$$\overline{\text{SdLog}\bar{X}} = 0,10$$

Dengan nilai  $S = 0,10$ , maka dapat ditentukan nilai  $k$  dari hasil pembacaan Tabel 2.1 dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulang, misalnya :

- 2 tahun :

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 1,598 + k \cdot 0,10 \\ &= 1,598 + (0,008) 0,10 \\ &= 1,599 \\ X &= 39,38 \text{ mm.} \end{aligned}$$

**Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III**

No.	Periode Ulang (tahun)	Log X	k	S Log X	Log X	X (mm)
1	2	1,598	0,008	0,1004411	1,599	39,738
2	5	1,598	0,804	0,1004411	1,679	47,771
3	10	1,598	1,326	0,1004411	1,732	53,894
4	25	1,598	1,925	0,1004411	1,792	61,902
5	50	1,598	2,335	0,1004411	1,833	68,067
6	100	1,598	2,721	0,1004411	1,872	74,414

(Sumber Perhitungan)

#### 4.5. Perhitungan Distribusi Hujan

##### 4.5.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left( \frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.6)$$

Dimana :

Rt = Rata – rata hujan pada jam ke – t ( mm )

t = Waktu lamanya hujan ( jam )

T = Lamanya hujan terpusat ( jam )

R<sub>24</sub> = Curah hujan harian efektif (mm)

Perhitungan rata – rata hujan (Rt) sampai jam ke t adalah:

- Jam ke 1

$$R_{t_1} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585xR_{24}$$

- Jam ke 2

$$R_{t_2} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368xR_{24}$$

- Jam ke 3

$$R_{t_3} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281xR_{24}$$

• Jam ke 4

$$R_{t_4} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232xR_{24}$$

• Jam ke 5

$$R_{t_5} = \frac{R_{24}}{5} \left( \frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,200xR_{24}$$

#### 4.5.2. Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke - t

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$R_{t'} = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{(t-1)}] \dots \dots \dots (4.2)$$

Dimana :

$R_{t'}$  = Curah hujan jam ke - t

$R_t$  = Rata-rata hujan sampai jam ke - t

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke - t

$R_{(t-1)}$  = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke ( t-1 )

Maka :

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 = 0,584 R_{24}$$

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

$$= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,151 R_{24}$$

$$R_3 = 3 \times R_3 - (3-1) \times R_{(3-1)}$$

$$= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24}$$

$$\begin{aligned}
 R_4 &= 4 \times R_4 - (4-1) \times R_{(4-1)} \\
 &= 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_5 &= 5 \times R_5 - (5-1) \times R_{(5-1)} \\
 &= 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24}
 \end{aligned}$$

#### 4.5.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan yang menuju ke sungai. Perhitungan curah hujan efektif ini akan dihitung dengan menggunakan rumus (2.26). Angka koefisien pengaliran dapat dilihat dari kondisi DAS daerah yang bersangkutan. Kondisi DAS Bendung Amohalo ini merupakan daerah yang bergelombang, sebagian berupa hutan, persawahan dan daerah yang ditanami. Angka koefisien pengaliran dapat dilihat dari tabel 2.6.

Dari hasil peninjauan lokasi di lapangan tersebut, maka koefisien pengaliran DAS Bendung Amohalo diasumsikan sebesar 0.75. Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada **Tabel 4.17** berikut ini :

**Tabel 4.17 Curah Hujan Efektif Periode Ulang**

periode ulang	R	C	Reff
2	39,738	0,75	29,804
5	47,771	0,75	35,828
10	53,894	0,75	40,421
25	61,902	0,75	46,427
50	68,067	0,75	51,050
100	74,414	0,75	55,811

(Sumber Perhitungan)

**Tabel 4.18 Curah Hujan Efektif jam-jaman**

Periode Ulang	R efektif	Jam ke -				
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.584R24	0.151R24	0.107R24	0.085R24	0.072R24
2	29,804	17,40544	4,530183	3,18901	2,53333	2,145876
5	35,828	20,923585	5,445865	3,833602	3,04538	2,57962
10	40,421	23,605658	6,143938	4,325009	3,43575	2,910287
25	46,427	27,11317	7,056853	4,967653	3,94627	3,34272
50	51,050	29,81339	7,759649	5,462385	4,33928	3,675623
100	55,811	32,593529	8,483247	5,97176	4,74392	4,01838

(Sumber Perhitungan)

#### 4.6. Perhitungan Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Berikut adalah perhitungan Hidrograf Nakayasu Periode 100 tahun, dengan karakteristik Das Bendung Amohalo Sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \diamond \text{ Luas Das} &= 38,63 \text{ km}^2 \\
 \diamond \text{ Panjang Sungai} &= 8,5 \text{ km} \\
 \diamond \text{ tg} &= 0,21 L^{0,7} \quad (L < 15 \text{ km}) \\
 &= 0,21(8,5)^{0,7} \\
 &= 0,939 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ tr} &= (0,5 \text{ sd. } 1) \text{ tg} \\
 &= 1 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ Tp} &= \text{tg} + 0,8\text{tr} \\
 &= 0,939 + (0,8 \times 1) \\
 &= 1,74 \text{ jam} \\
 \diamond \alpha &= \frac{0,47 (A.L)^{0,25}}{\text{tg}}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= \frac{0.47 (38,63 \times 8,5)^{0.25}}{0,939} \\
 \diamond T_{0,3} &= 2,13 \\
 &= \alpha \times t_g \\
 &= 2,13 \times 0,939 \\
 &= 2 \text{ jam} \\
 \diamond R_0 &= 1 \text{ mm} \\
 \diamond Q_p &= \frac{A \cdot R_0}{3.6 (0.3 \times T_p \times T_{0.3})} \\
 &= \frac{38,63 \times 1}{3.6 (0.3 \times 1,74 \times 2)} \\
 &= 4,254 \text{ m}^3/\text{dtk}
 \end{aligned}$$

Berikut ini tabel 4.19- tabel 4.22 adalah kurva pada tiap – tiap parameter

**Tabel 4.19. Ordinart Hidrograf kurva naik ( $0 < t < T_p$ ) atau ( $0 < t < 1,74$ )**

t	tp	$(t/T_p)^{2.4}$	Q
0	1,74	0	0,000
1	1,74	0,264905	1,127

(Sumber Perhitungan)

**Tabel 4.20. Ordinart Hidrograf kurva turun [ $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$ ] atau ( $1,74 < t < 3,74$ )**

t	t - Tp	$(t - T_p)/T_{0.3}$	Q
2	0,2607	0,130294969	3,636
3	1,2607	0,630117965	1,992

(Sumber Perhitungan)

**Tabel 4.21. Ordinart Hidrograf kurva turun [  $(T_p+T_{0.3}) < t < (T_p+T_{0.3}+1.5T_{0.3})$  ] atau  $(3,74 < t < 6,74)$**

t	$t - T_p + 0.5T_{0.3}$	$(t - T_p + 0.5T_{0.3})/1.5T_{0.3}$	Q
4	3,261036354	1,0866	1,150
5	4,261036354	1,4198	0,770
6	5,261036354	1,7531	0,515

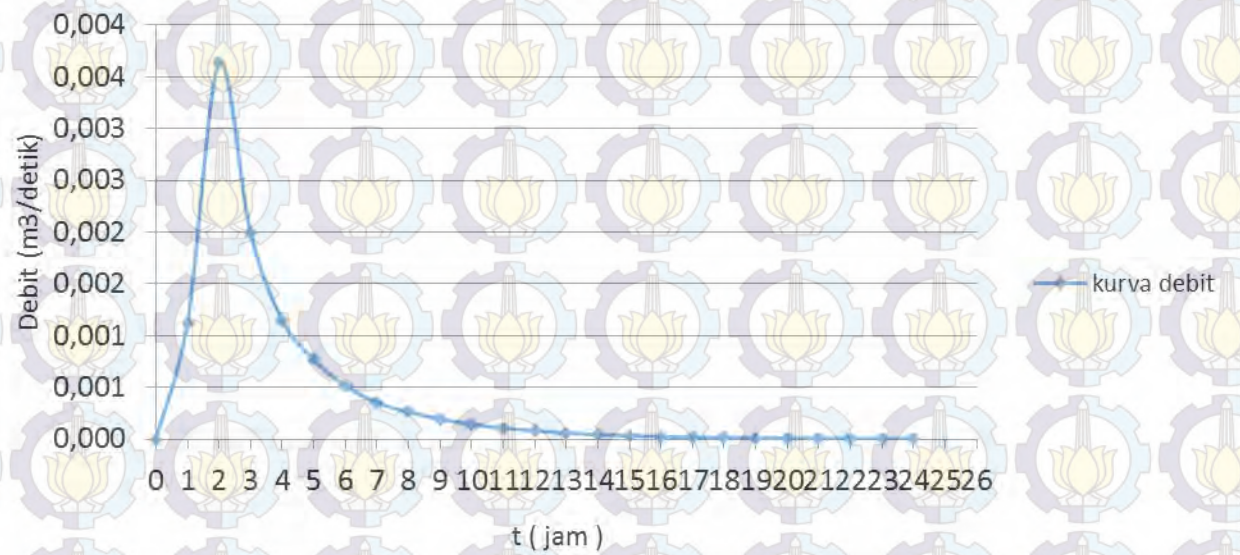
(Sumber Perhitungan)

**Tabel 4.22 Ordinart Hidrograf kurva turun [  $t > (T_p+T_{0.3}+1.5T_{0.3})$  ] atau  $(t > 6,74)$**

t	$(t - T_p + 1.5T_{0.3})$	$(t - T_p + 1.5T_{0.3})/2T_{0.3}$	Q
7	8,262	2,065	0,354
8	9,262	2,315	0,262
9	10,262	2,565	0,194
10	11,262	2,814	0,144
11	12,262	3,064	0,106
12	13,262	3,314	0,079
13	14,262	3,564	0,058
14	15,262	3,814	0,043
15	16,262	4,064	0,032
16	17,262	4,314	0,024
17	18,262	4,564	0,017
18	19,262	4,814	0,013
19	20,262	5,064	0,010
20	21,262	5,314	0,007
21	22,262	5,563	0,005
22	23,262	5,813	0,004
23	24,262	6,063	0,003
24	25,262	6,313	0,002

(Sumber Perhitungan)

### Unit Hidrograf



Grafik 4.1. Unit Hidrograf

Perhitungan debit banjir periode ulang 100 tahun dengan curah hujan (R) sebesar 74,14 mm adalah sebagai berikut.

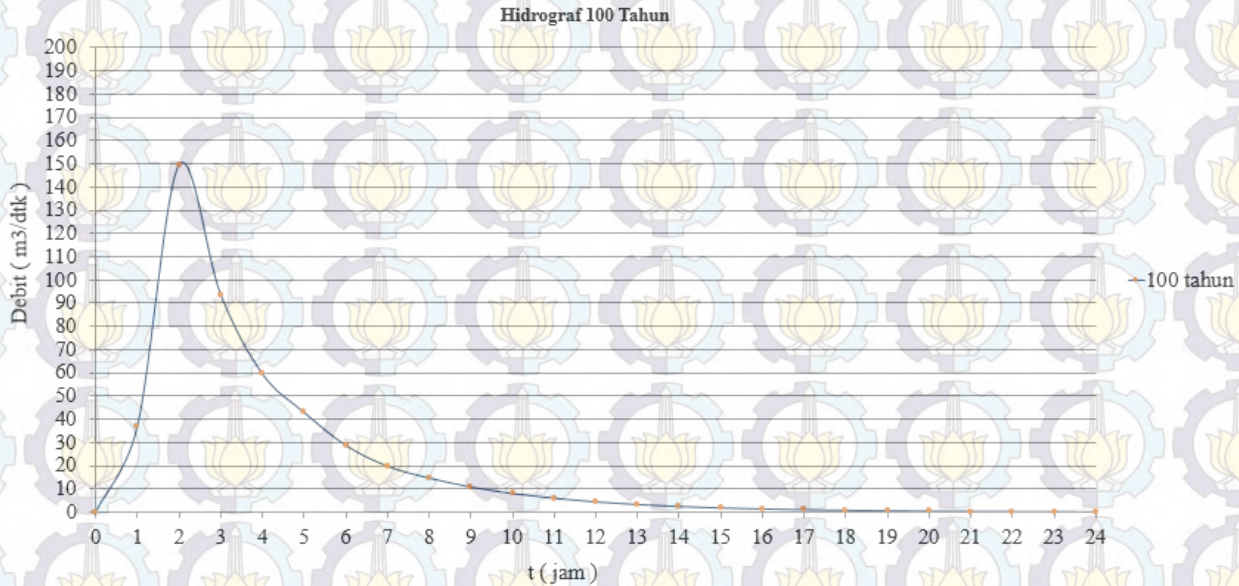
**Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf Periode Ulang 100 thn**

t (jam)	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q (m <sup>3</sup> /dt)
		32,594	8,483	5,972	4,744	4,018	
		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	1,127	36,729	0,000	0,000	0,000	0,000	36,729
2	3,636	118,520	30,848	0,000	0,000	0,000	149,368
3	1,992	64,930	16,900	11,896	0,000	0,000	93,726
4	1,150	37,476	9,754	6,866	5,454	0,000	59,550
5	0,770	25,091	6,531	4,597	3,652	3,093	42,964
6	0,515	16,799	4,372	3,078	2,445	2,071	28,766
7	0,354	11,543	3,004	2,115	1,680	1,423	19,766
8	0,262	8,544	2,224	1,565	1,244	1,053	14,630
9	0,194	6,324	1,646	1,159	0,920	0,780	10,829
10	0,144	4,681	1,218	0,858	0,681	0,577	8,015

t (jam)	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		32,594 0 - 1 jam	8,483 1 - 2 jam	5,972 2 - 3 jam	4,744 3 - 4 jam	4,018 4 - 5 jam	(m3/dt)
11	0,106	3,464	0,902	0,635	0,504	0,427	5,932
12	0,079	2,564	0,667	0,470	0,373	0,316	4,391
13	0,058	1,898	0,494	0,348	0,276	0,234	3,250
14	0,043	1,405	0,366	0,257	0,204	0,173	2,405
15	0,032	1,040	0,271	0,191	0,151	0,128	1,780
16	0,024	0,770	0,200	0,141	0,112	0,095	1,318
17	0,017	0,570	0,148	0,104	0,083	0,070	0,975
18	0,013	0,422	0,110	0,077	0,061	0,052	0,722
19	0,010	0,312	0,081	0,057	0,045	0,038	0,534
20	0,007	0,231	0,060	0,042	0,034	0,028	0,396
21	0,005	0,171	0,044	0,031	0,025	0,021	0,293
22	0,004	0,127	0,033	0,023	0,018	0,016	0,217
23	0,003	0,094	0,024	0,017	0,014	0,012	0,160
24	0,002	0,069	0,018	0,013	0,010	0,009	0,119

(Sumber Perhitungan)

Dari tabel perhitungan unit hidrograf tersebut, selanjutnya dibuat grafik unit hidrograf. Dan di dapatkan debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 100 tahun adalah  $149,368 \text{ m}^3/\text{dtk}$ .



**Grafik 4.2 Unit Hidrograf Periode Ulang 100 thn**

## **4.7. Analisa Kebutuhan Air**

### **4.7.1. Kebutuhan Air Untuk Tanaman**

Yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaringan tanaman (batang dan daun) untuk diuapkan (evapotranspirasi), perkolasi, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman. Rumus seperti persamaan 2.2 pada Bab II yaitu :

$$I_r = E_t + P - R_e + S$$

#### **1. Evapotranspirasi**

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan Metoda Penmann modifikasi. Evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan rumus-rumus teoritis empiris dengan memperhatikan faktor-faktor meteorologi yang terkait seperti suhu udara, kelembaban, kecepatan angin dan penyinaran matahari.

Selanjutnya untuk mendapatkan harga evapotranspirasi harus dikalikan dengan koefisien tanaman tertentu. Dari harga evapotranspirasi yang diperoleh, kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan air bagi pertumbuhan dengan menyertakan data curah hujan efektif.

Data klimatologi untuk perhitungan evapotranspirasi Bendung Amohalo disajikan pada tabel 4.24

**Tabel 4.24 Perhitungan Evapotranspirasi**

Parameter	Satuan	Bulan											
		Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei	Jun.	Jul.	Agst.	Sep.	Okt.	Nop.	Des.
Suhu (t)	°C	29,94	27,26	29,68	29,61	29,10	28,70	28,15	28,33	28,98	29,93	27,77	27,59
Sinar Matahari (n/N)	%	41,45	39,27	47,91	43,91	50,36	42,00	48,91	54,45	72,18	75,18	59,80	45,30
Kelembaban elastif ( $R_n$ )	%	88,27	88,55	89,45	91,00	91,64	92,36	87,18	86,55	84,64	84,09	84,73	86,80
Kecepatan Angin ( $u$ )	m/dt	2,34	2,43	2,33	2,15	2,55	2,14	2,24	2,78	2,53	2,54	2,45	2,08
w		0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71	0,71	0,72	0,72	0,71	0,71
$R_a$	mm/hari	15,49	15,79	15,61	14,91	13,82	13,22	13,42	14,31	15,11	15,59	15,49	15,38
$R_s$	mm/hari	3,51	3,39	4,08	3,57	3,79	3,03	3,58	4,24	5,93	6,37	5,04	3,80
f(t)	mbar	16,10	16,10	16,10	16,10	15,90	15,90	15,72	15,72	15,90	16,10	16,10	15,72
$e_s$	mbar	35,70	35,70	35,70	35,70	33,60	33,60	31,70	31,70	33,60	35,70	31,70	31,70
$e_a$	mbar	31,51	31,61	31,94	32,49	30,79	31,03	27,64	27,43	28,44	30,02	26,86	27,52
f( $e_a$ )		0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
f(n/N)		0,47	0,45	0,53	0,50	0,55	0,48	0,54	0,59	0,75	0,78	0,64	0,51
f(u)	m/dt	0,82	0,84	0,81	0,77	0,86	0,77	0,79	0,92	0,86	0,86	0,84	0,76
$R_{n1}$	mm/hari	0,13	0,13	0,14	0,13	0,16	0,12	0,14	0,18	0,21	0,22	0,18	0,13
$e_s - e_a$	mbar	4,19	4,09	3,76	3,21	2,81	2,57	4,06	4,27	5,16	5,68	4,84	4,18
ET*	mm/hari	2,76	2,70	2,96	2,53	2,61	2,10	2,74	3,27	4,29	4,65	3,74	2,85
c		1,10	1,10	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,10	1,10	1,10	1,10
ETo	mm/hari	3,03	2,97	2,96	2,28	2,35	1,89	2,46	3,27	4,72	5,12	4,11	3,14



## 2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Besarnya perkolasi dipengaruhi oleh sifat-sifat tanah, kedalaman air tanah dan sistem perakarannya. Koefisien perkolasi adalah sebagai berikut :

- a. Berdasarkan kemiringan :
  - lahan datar = 1 mm/hari
  - lahan miring  $> 5\%$  = 2 – 5 mm/hari
- b. Berdasarkan tekstur :
  - berat (lempung) = 1 – 2 mm/hari
  - sedang (lempung kepasiran) = 2 -3 mm/hari
  - ringan = 3 – 6 mm/hari

Dari pedoman diatas, harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah irigasi Amohalo diambil sebesar 2 mm/hari karena jenis tanahnya bertekstur sedang (lempung kepasiran) dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik.

## 3. Koefisien Tanaman ( $K_c$ )

Besarnya koefisien tanaman ( $K_c$ ) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan Nedeco/Prosida. Harga-harga koefisien tanaman padi dan palawija disajikan pada tabel 2.5 Bab II.

## 4. Curah Hujan Efektif

Curah hujan untuk menghitung kebutuhan irigasi. Curah hujan efektif adalah bagian dari keseluruhan curah hujan yang secara efektif tersedia untuk kebutuhan air tanaman.

Curah hujan ( $R_e$ ) dihitung dari data curah hujan rata-rata setengah bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar.

Curah hujan efektif untuk padi diambil 70% dari curah hujan minimum tengah bulanan.

$$R_e = 0,7 \times \frac{1}{15} R_{80}$$

Dimana,

$R_e$  = curah hujan efektif, mm/hari

$R_{80}$  = curah hujan minimum tengen bulanan dengan kemungkinan terpenuhi 80%

Curah hujan efektif untuk palawija ditentukan dengan periode bulanan dan curah hujan rata-rata bulanan dihubungkan dengan rata-rata bulanan evapotranspirasi tanaman (tabel USDA-SCS 1969) pada Bab II.

Untuk perhitungan curah hujan efektif disajikan dalam tabel 4.25

**Tabel 4.25. Curah Hujan Efektif**

Bulan	Minggu ke-	$R_{80}$	$R_e = 0.7 \times R_{80}$	$R_e$ padi	50% $R_e$	$R_e$ eff.	$E_{to}$	$R_e$ pol	$R_e$ pol
		mm/15 hari	mm	mm/hari	mm/bulan	mm/bulan	mm/bulan	mm/bulan	mm/hari
Jan	I	47.2914833	33.10403831	2.206935887	23.6457417	49.3463888	94.02	34.3971777	2.29314518
	II	51.40129433	35.98090603	2.398727069	25.7006472				2.29314518
Feb	I	57.2914833	40.10403831	2.673602554	28.6457417	44.8067564	83.07	31.4145836	2.09430557
	II	32.32202951	22.62542066	1.508361377	16.1610148				2.09430557
Mar	I	56.70396065	39.69277246	2.64618483	28.3519803	52.8180689	91.64	36.3937973	2.42625315
	II	48.93217706	34.25252395	2.283501596	24.4660885				2.42625315
Apr	I	47.36603676	33.15622573	2.210415049	23.6830184	50.0931918	68.37	33.5220962	2.23480635
	II	52.82034688	36.97424282	2.464949521	26.4101734				2.23480635
May	I	12.31866425	8.623064975	0.574870998	6.15933213	30.4610406	72.94	17.8045084	1.18696722
	II	48.60341703	34.02239132	2.268159462	24.3017085				1.18696722
Jun	I	60.61351281	42.42945897	2.828630598	30.3067564	46.6993741	56.70	30.6877106	2.04584738
	II	32.78643541	22.95050479	1.530033653	16.3932177				2.04584738
Jul	I	8.569505566	5.998653896	0.39991026	4.28475278	9.9644059	76.39	7.17437225	0.47829148
	II	11.35930624	7.951514367	0.530100958	5.67965312				0.47829148
Aug	I	2.322029511	1.625420658	0.108361377	1.16101476	3.48304427	98.08	2.50779187	0.16718612
	II	4.644059021	3.250841315	0.216722754	2.32202951				0.16718612
Sep	I	0	0	0	0	0	146.29	0	0
	II	0	0	0	0				0
Oct	I	0	0	0	0	0	153.45	0	0
	II	0	0	0	0				0
Nov	I	7.213564587	5.049495211	0.336633014	3.60678229	14.8915351	127.49	11.9322479	0.79548319
	II	22.569505657	15.7986539	1.053243593	11.2847528				0.79548319
Dec	I	35.6017344	24.92121408	1.661414272	17.8008672	43.4838856	94.08	24.9212141	1.66141427
	II	51.36603676	35.95622573	2.397081715	25.6830184				1.66141427

*Sumber : Perhitungan*

## **5. Kebutuhan Air untuk Pengolahan Lahan**

### **a. Pengolahan Lahan untuk Padi**

Kebutuhan air untuk pengolahan atau penyiraman lahan menentukan kebutuhan minimum air irigasi. Faktor-faktor yang menentukan besarnya kebutuhan air untuk pengolahan tanah, yaitu besarnya penjemuran, lamanya pengolahan (periode pengolahan) dan besarnya evaporasi dan perkolasi yang terjadi.

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

Untuk memudahkan perhitungan angka pengolahan tanah digunakan tabel koefisien Van De Goor dan Zijlstra pada tabel 2.8 Bab II.

### **b. Pengolahan Lahan untuk Palawija**

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,33 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk perseminan yang baru tumbuh

## **6. Kebutuhan Air untuk Pertumbuhan**

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk.

#### 4.7.2. Kebutuhan Air Untuk Irigasi

##### 1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam

Pola tanam adalah suatu pola penanaman jenis tanaman selama satu tahun yang merupakan kombinasi urutan penanaman. Rencana pola dan tata tanam dimaksudkan untuk meningkatkan efisiensi penggunaan air, serta menambah intensitas luas tanam. Suatu daerah irigasi pada umumnya mempunyai pola tanam tertentu, pola tanam yang digunakan pola tanam existing dengan padi-padi-palawija

Pemilihan pola tanam ini didasarkan pada sifat tanaman hujan dan kebutuhan air.

- a. Sifat tanaman padi terhadap hujan dan kebutuhan air
  - Pada waktu pengolahan memerlukan banyak air
  - Pada waktu pertumbuhannya memerlukan banyak air dan pada saat berbunga diharapkan hujan tidak banyak agar bunga tidak rusak dan padi baik.
- b. Palawija
  - Pada waktu pengolahan membutuhkan air lebih sedikit daripada padi
  - Pada pertumbuhan sedikit air dan lebih baik lagi bila tidak turun hujan.

Setelah diperoleh kebutuhan air untuk pengolahan lahan dan pertumbuhan, kemudian dicari besarnya kebutuhan air untuk irigasi berdasarkan pola tanam dan rencana tata tanam dari daerah yang bersangkutan.

##### 2. Efisiensi Irigasi

Besarnya efisiensi irigasi tergantung dari besarnya kehilangan air yang terjadi pada saluran pembawa, mulai dari bendung sampai petak sawah. Kehilangan air tersebut disebabkan karena penguapan, perkolasi, kebocoran dan sadap liar. Besarnya angka efisiensi tergantung pada penelitian lapangan pada daerah irigasi.

Pada perencanaan jaringan irigasi, tingkat efisiensi ditentukan menurut kriteria standar perencanaan yaitu sebagai berikut ;

- Kehilangan air pada saluran primer adalah 7,5 – 12,5 %, diambil 10% Faktor koefisien =  $100/90 = 1,11$ .
- Kehilangan air pada saluran sekunder adalah 7,5 – 15,5 %, diambil 13% Faktor koefisien =  $100/87 = 1,15$
- Kehilangan air pada saluran tersier adalah 20-25% diambil 20% faktor koefisien 1,25

Tabel 4.26. Pola Tanam

Uraian	No	Ket	BULAN																								
			January		February		March		April		May		June		July		August		September		Oktober		November		Desember		
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
Eto (mm/hr)	1		3,033	3,033	2,967	2,967	2,956	2,956	2,279	2,279	2,353	2,353	1,890	1,890	2,464	2,464	3,269	3,269	4,719	4,719	5,115	5,115	4,112	4,112	3,136	3,136	
Eo			3,336	3,336	3,263	3,263	3,252	3,252	2,507	2,507	2,588	2,588	2,079	2,079	2,711	2,711	3,596	3,596	5,191	5,191	5,627	5,627	4,524	4,524	3,450	3,450	
M			5,336	5,336	5,263	5,263	5,252	5,252	4,507	4,507	4,588	4,588	4,079	4,079	4,711	4,711	5,596	5,596	5,191	5,191	5,627	5,627	4,524	4,524	5,450	5,450	
P (mm/hr)	2		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Re (mm/hr)	3		2,2069	2,3987	2,6736	1,5084	2,6462	2,2835	2,2104	2,4649	0,5749	2,2682	2,8286	1,5300	0,3999	0,5301	0,1084	0	0	0	0	0	0	0,39627	0,39627	1,41456	1,41456
WLR (mm/hr)	4		1,1	1,1	1,1	2,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	2,2	1,1	1,1	0,5	0,75	1	1,05	0,96	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	
C1	5		LP	LP	1,1	1,05	1,05	0,95	0	LP	LP	1,1	1,05	1,05	0,95	0	0,5	0,75	1	1,05	0,96	0,6	0,6	0,6	0,6	LP	LP
C2	6		LP	LP	1,1	1,05	1,05	0,95	0	LP	LP	1,1	1,05	1,05	0,95	0	0,5	0,75	1	1,05	0,96	0,6	0,6	0,6	0,6	LP	LP
C	7	(5+6)/2	0,55	1,1	1,075	1,05	1	0,475	LP	LP	0,55	1,1	1,075	1,05	1	0,475	0	0,25	0,625	0,875	1,025	1,005	0,78	0,3	LP	LP	
Etc (mm/hr)	8	(1x7)	1,6681	3,3362	3,1892	3,11499	2,956144	1,4042	LP	LP	1,29413	2,5883	2,0316	1,9844	2,4642	1,1705	0	0,8173	2,9494	4,12923	5,243	5,1407	3,20769	1,23373	LP	LP	
NFR (mm/hr)	9	(8+2+4-3)	1,4612	4,0375	3,6156	5,8066	8,4100	2,2207	8,5796	8,3251	2,7193	3,4201	2,3030	4,6543	5,1642	3,7404	1,8916	0,8173	2,9494	4,1292	5,2430	5,1407	2,8114	0,8375	9,9154	9,9154	
DFR (lt/dt/ha)	10	$9/(0,65 \times 8,64)$	0,2602	0,7189	0,6438	1,03394	0,507186	0,3954	1,5277	1,48238	0,4842	0,609	0,4101	0,8288	0,9196	0,666	0,3368	0,1455	0,5252	0,73526	0,9336	0,9154	0,50061	0,14912	1,76557	1,76557	
DFR (lt/dt)	12		150,12	414,82	371,47	596,586	850,3465	228,16	881,49	855,334	279,382	351,39	236,61	478,2	530,59	384,29	194,35	83,975	303,03	424,246	538,68	528,17	288,852	86,0427	1018,73	1018,73	
DFR (m3/dt)	13		0,1501	0,4148	0,3715	0,59659	0,350347	0,2282	0,8815	0,85533	0,27938	0,3514	0,2366	0,4782	0,5306	0,3843	0,1944	0,084	0,303	0,42425	0,5387	0,5282	0,28885	0,08604	1,01873	1,01873	
DFR terbesar	14		1,018733775																								

Ket :



= Padi



= Penyiapan Lahan



= Palawija

### 4.7.3. Analisa Debit andalan

Analisa debit andalan adalah untuk mengetahui jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Perhitungan analisa debit tersedia adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{C \times \text{Data Hujan} \times \text{Luas DAS}}{15 \times 24 \times 60 \times 60}$$

Dimana :

Q = debit per periode (15 hari) m<sup>3</sup>/dtk

C = koefisien pengaliran (0,75)

Data Hujan = Rekap data hujan 15 hari (m/hari)

Luas DAS = Luas Daerah Aliran Sungai (km<sup>2</sup>)

Berikut ini adalah hasil rekap data debit yang dihitung dari data hujan, dapat dilihat pada tabel 4.27

Tabel 4.27. Rekap Data Debit

Tahun	Januari		Februari		Maret		April		Mey		Juni		Juli		Agustus		September		Oktober		November		Desember		JMLAH	
	Minggu																									
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
2001	1513645633	145067236	1882407	0.5866088	2.0313773	17870602	2.3527886	1.54444444	0.176478	1603252624	1.3550347	0.7329514	0.0830556	1.2320428	0.0522917	0	0	0.4726447	0.0482278	1.97636	1.4137597	10322459	2.3041898	24.519422		
2002	3.451203491	2.580260417	1.735	2.5867766	2.6449769	2.3375347	1.910434	1.89363009	3.9634086	2.067453704	4.3545139	1.7347743	0.1764931	0	0	0	0	0	0	0	0	1.8539006	1.7773611	36.06345		
2003	1.059716435	1.799641204	2.592276	1.512236	2.4853819	2.815451	2.9032245	5.33026204	4.0873148	0.383148148	1.9948495	2.9956076	2.498876	1.9516609	1.296684	1.391713	1.1672512	0.4310417	0.9759028	0.5087763	0.9193111	0.5045488	4.2573988	2.1777141	49.132163	
2004	1.50810426	2.21120491	2.093204	3.444632	4.4046065	0.280325	1.0588831	4.37838547	0.3146412	1.065495139	5.1333912	0	2.6139063	0.1233676	0	0.1038194	0	0	0	0	0	0.7059722	0.9277083	1.513032	3.0593253	34.91889
2005	2.337309028	2.846767906	2.103451	3.2117419	3.2058333	3.171046	3.3562836	1.693622685	1.0004572	1.303049763	1.8395537	3.104262	1.076394	0.4048958	0.5813889	0.2035475	0	0	0.3633681	1.3596586	0.7902431	1.2086289	1.9995644	1.3170718	38.560893	
2006	2.15143066	1.152170138	0.7243183	1.2598306	0.9421817	1.8799803	2.2472049	4.100422454	2.0131844	4.175746528	4.6071701	2.7707765	0.2809954	-0.253941	0.0934375	0.3428042	0	0	0.2873611	0	0	0	0.3322222	0.657292	0.8305556	30.605353
2007	1.43884938	1.414068287	2.4388808	2.0877804	1.9681771	1.932232	2.4005845	2.911724537	3.0152269	0.888755797	2.611806	1.8474595	0.6478463	0.9322591	0.1142014	0.70659722	0.2394676	0	0.1820255	0.3633681	0.1612616	0.5965451	0.3951215	1.1480344	30.496701	
2008	0.478262316	1.796684028	1.2807697	1.8899711	1.1262966	1.0888447	0.6426368	1.80816372	0.2753877	2.912633102	2.2913079	1.7391667	2.8288947	0.336088	0.99	1.8811053	0.5813884	0.3841319	0.2076389	2.2533391	0.2794792	2.8445039	1.0323611	2.264022	32.589728	
2009	0.507881944	0.0934375	1.319069	1.3197222	1.3310127	1.5761027	1.0825289	2.354367639	1.3396537	1.74068287	1.0901042	1.7192361	2.4918881	1.7895602	0.97886	1.243941	0.3114583	0.2595486	0.1038194	0.0934375	1.12125	1.1295661	1.6481288	2.4425797	29.0824649	
2010	2.142320602	1.442136574	1.2977431	2.9379878	2.6602893	1.2818111	2.6560388	1.215295139	1.6101891	1.151866319	3.5701823	3.6596759	3.291702	1.7190208	1.4917211	1.5306891	1.2021244	1.8520799	1.8116447	1.6751691	1.2099763	1.3540993	1.5881616	0.6747612	43.841944	
2011	1.057216435	1.149092593	2.2839102	0.7225634	2.0865179	1.1511412	1.6518745	1.712599537	0.2083663	1.405996644	0.5747523	0.4380417	1.5847975	0.4886343	0.0518097	0.3477951	0.8802384	0	0.3604969	0.6988088	0.7015026	0.7363486	1.4062043	1.9495816	23.649167	
2012	1.830338806	0.851318444	1.8427951	0.3166493	1.2678354	0.4516146	0.6000764	0.456805566	2.0988773	2.878678704	2.073981	2.6449288	2.4418223	0.3718032	0.5805486	0.695713	0.6427344	0.5520631	0.2307523	0.3013802	0.2274942	1.4198295	1.1094166	2.3432176	28.13764	

Sumber : Perhitungan



#### 4.7.4. Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit air yang tersedia dimana prosentasenya adalah sebesar 80% terlampaui dan selanjutnya dijadikan debit andalan, Prosentase yang akan diambil untuk debit andalan adalah sebesar 80% sehingga prosentase tidak terpenuhinya adalah sebesar 20%. Berikut ini adalah contoh perhitungan debit andalan pada Januari I, pada tabel 4.28

**Tabel 4.28. Prosentase Debit Andalan 80%**

Rangking	Debit (m <sup>3</sup> /dtk) Januari I	Probabilitas (%)
1	3,451209491	8,33
2	2,337309028	16,67
3	2,161493056	25,00
4	2,142320602	33,33
5	1,830336806	41,67
6	1,513645833	50,00
7	1,508113426	58,33
8	1,43884838	66,67
9	1,059716435	75,00
10	1,057216435	83,33
11	0,507881944	91,67
12	0,478252315	100,00

*Sumber : Perhitungan*

Sehingga peringkat 3 dari bawah merupakan debit andalan atau debit yang 80% terlampaui.

Tabel 4.29. Rekap Debit Andalan 80%

Rengking	January		February		March		April		May		June		July		August		September		October		November		December		JULAI
	Minggu																								
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
1	3.451209491	2.836753026	2.536218	3.41883	4.404606	3.17505	3.395284	5.3302662	4.087315	4.175746528	5.133351	3.659676	3.29702	1.95661	1419271	1.88105	1.202124	1.65208	1.811645	2.253339	1.97636	2.84451	4.357396	3.035926	73.39133
2	2.337303026	2.580260417	2.436881	3.21742	3.205933	2.81645	2.905225	4.37835542	3.563409	2.912633012	4.60717	3.104126	2.828895	1.78956	1.296684	1.503689	1.167251	0.652063	0.376903	1.516159	1.209976	1.419525	1.999564	2.442575	57.18626
3	2.161493056	2.212039491	2.283501	2.568777	2.660206	2.337356	2.656039	4.10042245	3.016227	2.879578704	4.354514	2.985038	2.613906	1.713021	0.9798	1.391713	0.880238	0.472645	0.363368	1.358659	1.12125	1.411316	1.85839	2.343216	50.74519
4	2.142302602	1.799641204	2.103449	2.167988	2.644377	1.927332	2.400584	2.91072254	2.099877	2.067453704	3.570182	2.770775	2.498872	1.232043	0.97886	1.243941	0.642734	0.43042	0.360459	0.698804	0.915611	1.354939	1.648024	2.30419	42.93388
5	1.830338806	1.796884029	2.095201	2.08715	2.488382	1.873906	2.352163	2.35435764	2.013194	1.74668287	2.61181	2.644326	2.491896	0.933258	0.681389	0.709572	0.581236	0.384132	0.230752	0.508715	0.790243	1.208226	1.264022	38.21807	
6	1.513645933	1.450671296	1.842795	1.889971	2.095158	1.878706	2.247205	1.8953501	1.610188	1.603282624	2.251038	1.847499	2.441822	0.486634	0.580549	0.695713	0.311458	0.287361	0.207639	0.363368	0.705972	1.125556	1.510038	2.17774	32.97829
7	1.50810426	1.442136574	1.735	1.51212	2.031377	1.576103	1.910434	1.71259354	1.339954	1.405365244	2.073581	1.739167	1.564797	0.404896	0.414201	0.347795	0.239468	0.259549	0.182025	0.30198	0.705025	0.927708	1.406204	1.945982	28.38873
8	1.43984938	1.491682827	1.313507	1.319222	1.969177	1.284181	1.651975	1.63932269	1.000457	1.303043769	1.934985	1.734774	1.071539	0.371803	0.093436	0.342604	0	0	0.103819	0.093436	0.279479	0.796347	1.032361	1.77236	24.01842
9	1.05978435	1.62170139	1.297743	1.259931	1.331019	1.161141	1.082929	1.25239514	0.316451	1.151866319	1.839954	1.719236	0.847456	0.336088	0.062292	0.203547	0	0	0.041628	0	0.227494	0.598545	1.032246	1.310772	19.04993
10	1.057216435	1.149302993	1.28077	0.722569	1.267635	1.038395	1.058983	1.16397397	0.276388	1.038545133	1.355035	0.732395	0.280995	0.25384	0.05119	0.103619	0	0	0	0	0.161262	0.904549	1.09442	1.183304	16.79802
11	0.507889844	0.851194444	1.08224	0.556589	1.128239	0.451676	0.642597	1.15444444	0.208267	0.808755787	1.090104	0.436042	0.176493	0.123358	0	0	0	0	0	0	0.332222	0.395122	0.820555	10.96312	
12	0.478252315	0.0934375	0.724311	0.316643	0.942162	0.280313	0.600078	0.45680556	0.176418	0.383148146	0.574752	0	0.083056	0	0	0	0	0	0	0	0	0.85729	0.87475	5.939891	
<b>Q andalan 80%</b>	1.057216435	1.149302993	1.28077	0.722569	1.267635	1.038395	1.058983	1.16397397	0.276388	1.038545133	1.355035	0.732395	0.280995	0.25384	0.05119	0.103619	0	0	0	0	0.161262	0.904549	1.09442	1.183304	16.79802

Sumber : Perhitungan

#### 4.7.5. Neraca Air

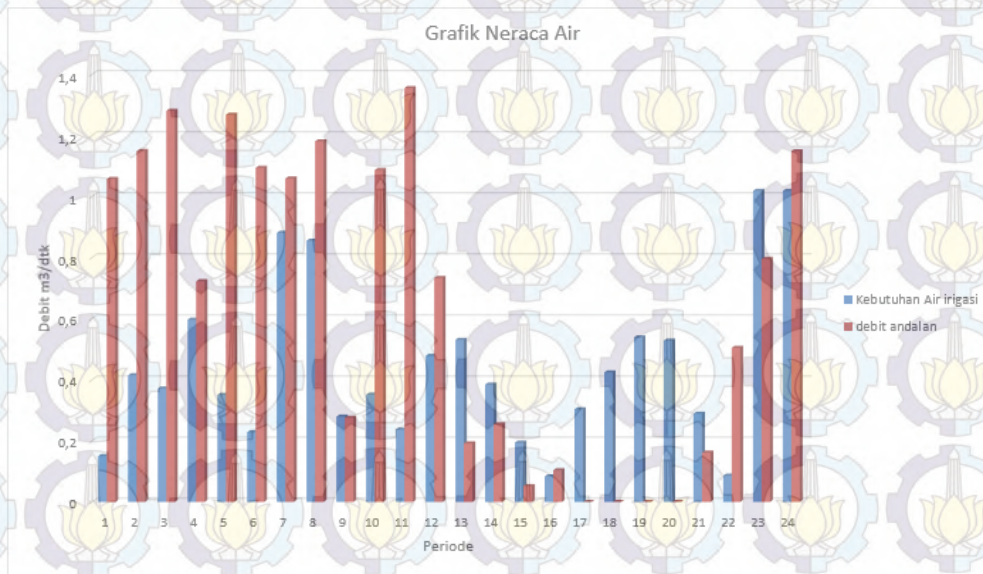
Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan dan luas daerah yang bisa diairi, luas daerah irigasi, jatah debit air dan pola pengaturan rotasi. Apabila debit sungai melimpah, maka luas daerah irigasi adalah tetap karena luas maksimum daerah layanan dan proyek yang akan direncanakan sesuai dengan pola tanam yang dipakai. Jika debit sungai kurang maka terjadi kekurangan debit, maka ada tiga pilihan yang perlu dipertimbangkan sebagai berikut

- Luas daerah irigasi dikurangi
  - Luas daerah tetap tetapi ada suplesi dari bendung
  - Melakukan modifikasi pola tanam
  - Rotasi teknis/golongan
- Ketersediaan dan kebutuhan air untuk irigasi dapat dilihat pada tabel 4.30.

Tabel 4.30. Neraca Air

Uraian	BULAN																							
	January		February		March		April		May		June		July		August		September		Oktober		November		Desember	
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Kebutuhan Air (m3/dt)	0,1501	0,415	0,371	0,5966	0,35035	0,2282	0,881	0,8553	0,2794	0,3514	0,2366	0,478	0,5306	0,3843	0,1944	0,084	0,303	0,4242	0,5387	0,528	0,2889	0,086	1,0187	1,0187
Debit Andalan (m3/dt)	1,0572	1,149	1,281	0,7226	1,26764	1,0939	1,059	1,1808	0,2754	1,0865	1,355	0,733	0,1916	0,2539	0,0519	0,104	0	0	0	0	0,1613	0,5045	0,7959	1,1483
Surplus (+)	0,9071	0,734	0,909	0,126	0,91729	0,8657	0,177	0,3255		0,7352	1,1184	0,255				0,02								0,1296
Defisit (-)									-0,004				-0,339	-0,13	-0,142		-0,303	-0,4242	-0,539	-0,528	-0,128		-0,223	

Sumber : Perhitungan



**Grafik 4.3 Grafik Neraca Air**

*Sumber : Perhitungan*

Dengan menggunakan pola tanam existing padi-padi-palawija perhitungan jumlah ketersediaan air dan kebutuhan air yang ada di lokasi perencanaan sebelum ada bendung, kebutuhan air tidak mencukupi semua periode selama 12 bulan, dikarenakan tidak adanya debit periode 17, 18,19,20 dan juga terjadi kekurangan pada pola tanam padi ke-2 yaitu pada periode 9,13,14, dan 15. Agar kebutuhan air tercukupi maka dilakukan perubahan pola tanam menggunakan pola tanam padi-palawija-bero. Padi periode ke -2 pola tanam existing diganti palawija, karena kebutuhan air tidak mencukupi apabila ditanami padi, kemudian untuk periode yang tidak terdapat debit air ditanami bero. untuk hasil perhitungannya dapat dilihat pada tabel 4.31.

**Tabel 4.31. Pola Tanam Padi-Palawija-Bero**

Uraian	No	Ket	BULAN																							
			January		February		March		April		May		June		July		August		September		Oktober		November		Desember	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Eto (mm/hr)	1		3.033	3.033	2.967	2.967	2.956	2.956	2.279	2.279	2.353	2.353	1.890	1.890	2.464	2.464	3.269	3.269	4.719	4.719	5.115	5.115	4.524	4.524	3.136	3.136
EO			3.336	3.336	3.263	3.263	3.252	3.252	2.507	2.507	2.588	2.588	2.079	2.079	2.711	2.711	3.596	3.596	5.191	5.191	5.627	5.627	4.524	4.524	3.450	3.450
M			5.336	5.336	5.263	5.263	5.252	5.252	4.507	4.507	4.588	4.588	4.079	4.079	4.711	4.711	5.596	5.596	7.191	7.191	7.627	7.627	6.524	6.524	5.450	5.450
P (mm/hr)	2		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Pe (mm/hr)	3		2.2069	2.3987	2.6736	1.5084	2.6462	2.2835	2.2348	2.2348	1.1870	1.1870	2.0458	2.0458	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.6614143	1.44456
WLR (mm/hr)	4			1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
C1	5		1.1	1.1	1.05	1.05	1.05	0.95	0	0.75	0.75	1	1	0.82	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	LP
C2	6		LP	1.1	1.1	1.05	1.05	0.95	0	0.75	0.75	1	1	0.82	0.45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	LP
C	7	(5+6)/2	0.65	1.1	1.075	1.05	1	0.475	0.25	0.625	0.875	1	0.91	0.635	0.225	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	LP
Etc (mm/hr)	8	(1+7)	1.6680896	3.336179	3.18916	3.1149939	2.95614362	1.404168	0.569782	1.4244552	2.0588387	2.352959	1.719736	1.200077	0.554434	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	LP
NFR (mm/hr)	9	(8+2+4-3)	1.4612	4.0375	3.6766	5.8066	3.4100	2.2207	0.3950	1.1896	2.8719	3.1660	1.6738	1.1542	2.9544	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9.6686
DFR (l/ha)	10	$9(0.65 \times 8.64)$	0.2601769	0.71692	0.643796	1.0339445	0.60718639	0.395418	0.058647	0.218321	0.5113731	0.563745	0.238068	0.205825	0.454849	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.7216143
DFR (l/ha)	12		150.1221	414.8166	371.4702	596.58939	350.346549	228.1561	34.1613	122.22709	295.06223	325.2808	171.9851	118.5881	262.4481	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	993.37143
DFR (m3/ha)	13		0.1501221	0.414817	0.37147	0.596586	0.35034655	0.228156	0.034416	0.1222271	0.2950623	0.325281	0.171985	0.118588	0.262448	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9933714
DFR terbesar	14		1.018733775																							

**Ket :**



**= Padi**



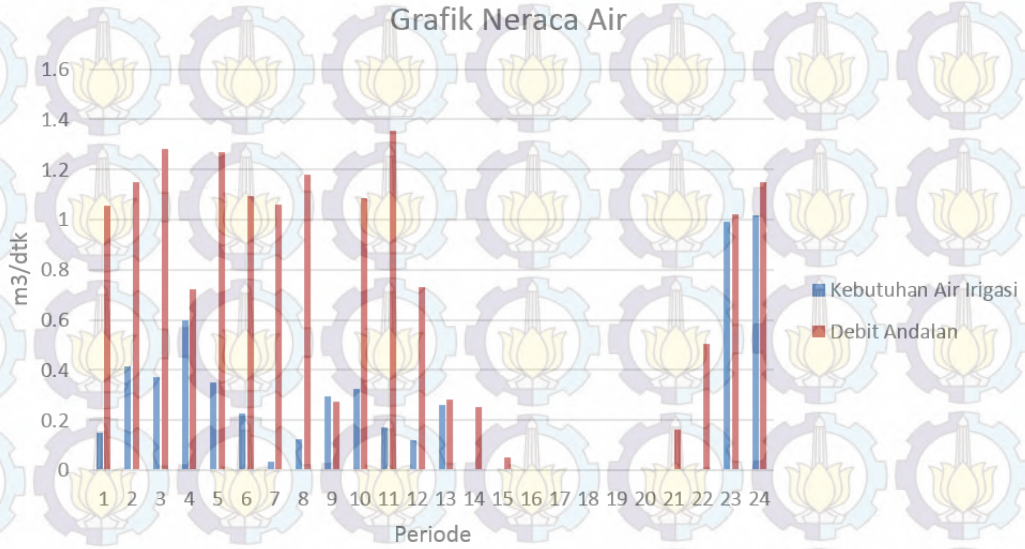
**= Penyiapan Lahan**



**= Bero**



**= Palawija**

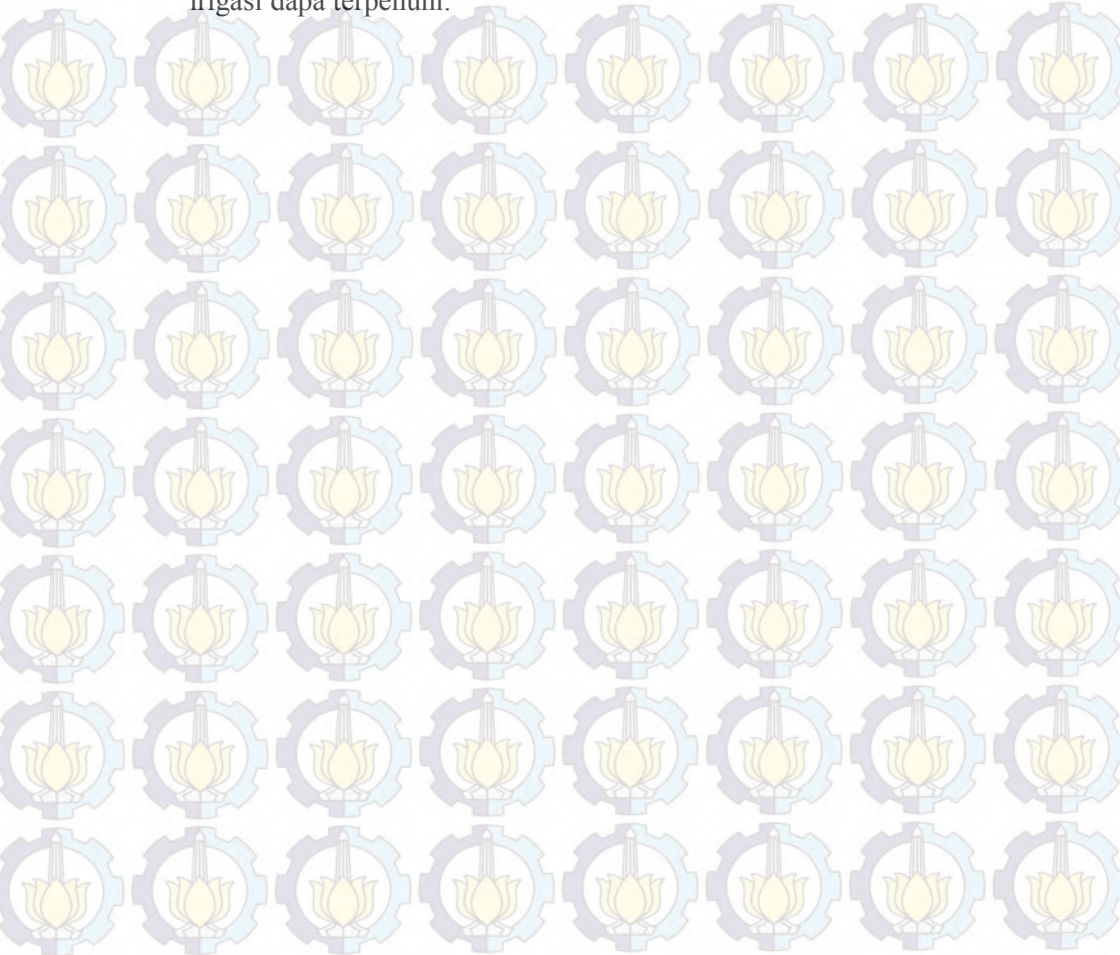


**Grafik 4.4 Grafik Neraca Air**

Sumber : Perhitungan



Dengan menggunakan pola tanam baru padi-palawija-bera perhitungan jumlah ketersediaan air dan kebutuhan air yang ada di lokasi perencanaan sebelum ada bendung, kebutuhan air irigasi dapat terpenuhi.





*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

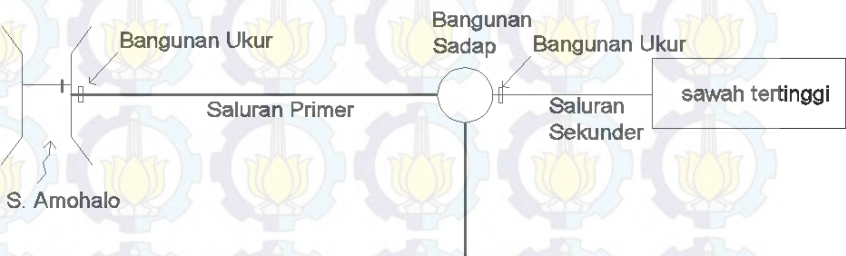
## BAB V ANALISA HIDROLIKA

### 5.1. Perencanaan Bendung

#### 5.1.1. Penentuan Elevasi Puncak Mercu

Penentuan elevasi puncak mercu dihitung dari penelusuran elevasi sawah tertinggi jaringan irigasi Amohalo adalah sebagai berikut :

a. Elevasi sawah tertinggi	= + 15,15 m
b. Tinggi genangan air di sawah	= 0,1 m
c. $IL = (0,000562 \times 510)$	= 0,28662 m
d. $\Delta z$ saluran tersier ke sawah	= 0,2 m
e. $\Delta z$ bangunan ukur 1	= 0,2 m
f. $\Delta z$ bangunan bagi sadap	= 0,1 m
g. $\Delta z$ saluran primer ke tersier	= 0,1 m
h. $\Delta z$ bangunan ukur 2	= 0,2 m
i. $\Delta z$ intake	= 0,1 m
j. $\Delta z$ akibat gelombang	= 0,1 m
k. $\Delta z$ untuk keamanan	= 0,1 m
Elevasi mercu Bendung	= + 16,636 m
	= + 16,7 m



**Gambar 5.1 Skema Jaringan Irigasi**

### 5.1.1.1. Tinggi Bendung

Tinggi bendung adalah jarak vertikal antara lantai muka bendung hingga puncak mercu bendung. Letak bendung direncanakan pada penampang melintang sungai dengan elevasi dasar +13,45 m.

Maka tinggi mercu bendung P adalah :

$$\begin{aligned}
 P &= \text{elevasi mercu bendung} - \text{elevasi dasar sungai} \\
 &\quad (\text{lantai bangunan}) \\
 P &= +16,8 - (+13,45) = 3,25 \text{ m} \\
 &= 3,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

### 5.1.2. Penentuan Tipe Mercu Bendung

Sebagaimana layaknya seperti daerah– daerah lain Indonesia tipe mercu yang lazim digunakan adalah tipe mercu bulat dan tipe *ogee*

Maka tipe mercu pada bendung direncanakan memakai tipe mercu bulat.



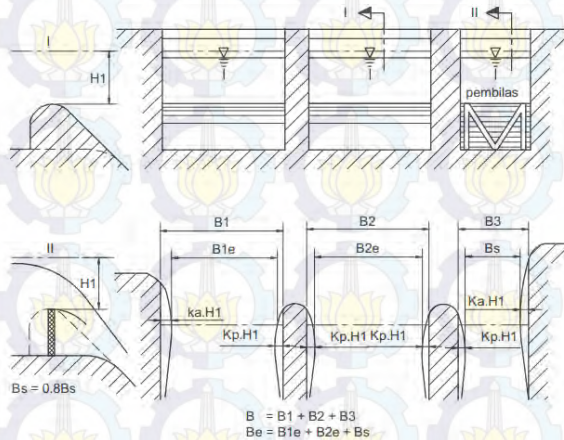
Gambar 5.2 Tinggi Mercu Bendung

### 5.1.3. Perencanaan Bendung

#### 5.1.3.1. Perencanaan Lebar Efektif Bendung

Pada saat air melimpah di atas mercu terjadi kontraksi aliran pada kedua dinding samping bendung maupun disekitar pilar-pilar yang dibangun di atas mercu bendung tersebut.

Debit yang melintasi mercu bendung didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu hasil pengurangan sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu bendung. Sketsa Lebar efektif bendung dapat dilihat pada gambar 5.2.



**Gambar 5.3** Lebar efektif mercu

Sumber : KP-02, 1986

Lebar efektif bendung dihitung dengan rumus :

$$B_e = L - 2(N \cdot K_p + K_a) \cdot H_1$$

Dimana :

$B_e$  = lebar efektif bendung (m)

$L$  = lebar bendung sesungguhnya (m)

$N$  = jumlah pilar

$K_p$  = koefisien kontraksi pilar

$K_a$  = koefisien kontraksi dinding samping

$H_1$  = tinggi energi (m)

Lebar efektif bendung ditentukan oleh koefisien kontraksi berdasarkan bentuk pilarnya. Harga-harga koefisien kontraksi pilar dapat dilihat pada tabel 5.1.

**Tabel 5.1 Harga-harga Koefisien Kontraksi**

<b>Tipe Pilar</b>	<b>Kp</b>
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
<b>Tipe Abutment</b>	<b>Ka</b>
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk Abutment dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan $0,5 H_1 > r > 0,15 H_1$	0,1
Untuk Abutment di mana $r > 0,5 H_1$ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Sumber : KP – 02, 1986 :40

Dalam perencanaan ini lebar efektif dihitung sebagai berikut :

Diketahui :

Lebar Bendung = 18,4 m

Lebar Pembilas = 1,84 m

Jumlah Pilar (N) = 1

Lebar Pilar = 1,2 m

Kp = 0,01

Ka = 0,1

Harga Ka dan Kp diambil dari tabel 5.1

$$\begin{aligned}
 Be &= L_{\text{bendung}} - L_{\text{pilar}} - \text{Pengurangan karena gesekan} \\
 &= 18,4 - (1 \times 1,2) - 2 \times (1 \times 0,01 + 0,1) \times H_1 \\
 &= 18,4 - 1,2 - 0,22H_1 \\
 &= 17,2 - 0,22 H_1
 \end{aligned}$$

### 5.1.3.2. Tinggi Muka Air Banjir Di atas Mercu

Tinggi muka air di atas bendung adalah tinggi muka air sedikit di hulu mercu, dihitung dari puncak bendung sampai muka air sebelum muka air itu berubah bentuk menjadi melengkung ke bawah. Untuk menghitung air yang melimpah di atas mercu bendung dipakai perumusan sebagai berikut :

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3}g} \times Be \cdot H_1^{1,5}$$

Dimana :

Q = Debit (m<sup>3</sup>/dt)

C<sub>d</sub> = Koefisien Debit (C<sub>d</sub> = C<sub>0</sub> . C<sub>1</sub> . C<sub>2</sub>)

g = Gravitasi (9,8 m<sup>2</sup>/dt)

Be = Lebar efektif bendung (m)

H<sub>1</sub> = Tinggi Energi diatas mercu (m)

C<sub>0</sub> = Koef debit (dipengaruhi h/r)

C<sub>1</sub> = Fungsi dari P/H<sub>1</sub>

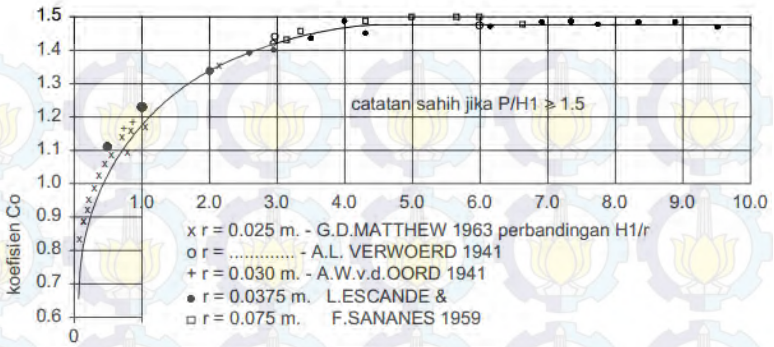
C<sub>2</sub> = Fungsi dari kemiringan hulu bendung

Nilai C<sub>0</sub> didapat dari grafik 5.1, nilai C<sub>1</sub> didapat dari grafik 5.2, nilai C<sub>2</sub> didapat dari grafik 5.3

(P) tinggi bendung = 3,25 m

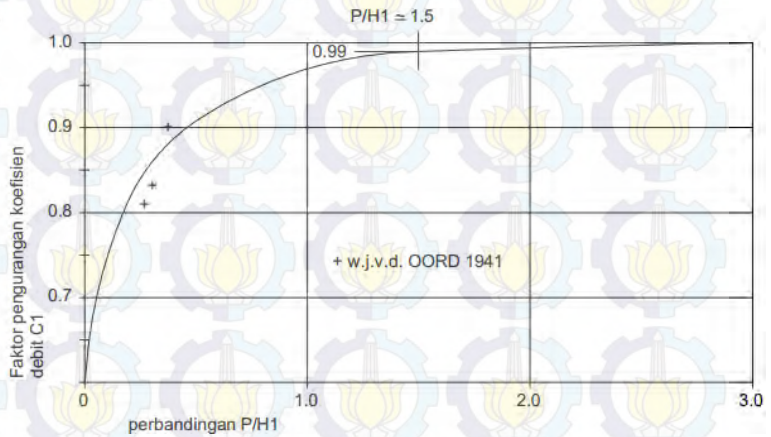
Q<sub>100</sub> = 149,368 m<sup>3</sup>/dt

r = jari-jari mercu bendung



**Grafik 5.1. Harga-harga Koefisien  $C_0$  fungsi  $H_1/r$**

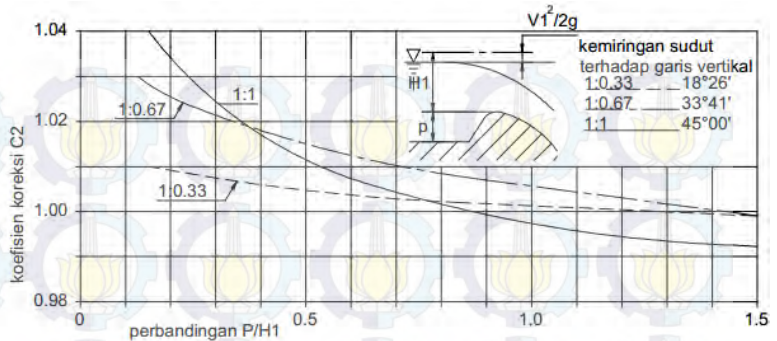
Sumber : KP-02, 1986



**Grafik 5.2. Harga-harga Koefisien  $C_1$  fungsi  $P/H_1$**

Sumber : KP-02, 1986





**Grafik 5.3. Harga-harga Koefisien  $C_2$  fungsi  $P/H_1$**

Sumber : KP-02, 1986

Untuk mercu bulat menurut KP-04, 1986  $C_d$  diasumsikan 1,48 dan untuk jari-jari mercu menggunakan pasangan batu kali akan berkisar  $0,3H_1 - 0,7H_1$ . Untuk bendung amohalo jari-jari mercu diambil  $0,6H_1$ . Untuk perhitungannya menggunakan cara coba-coba, apabila  $C_d$  asumsi =  $C_d$  coba-coba, maka nilai  $H_1$  dari  $C_d$  coba-coba akan digunakan sebagai  $H_1$  mercu bendung.

Rumus Perhitungan  $H_1$  sebagai berikut :

$$149,368 = 1,33 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,8 \times (17,6 - 0,22H_1)} \times H_1^{1,5}$$

$$65,91 = 17,6 H_1^{1,5} - 0,5H_1^{2,5}$$

**Percobaan 1 :**

$$\begin{aligned} \text{Asumsi } C_d &= 1,48 \\ r &= 0,645 \\ H_1/r &= 1,67 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } H_1 &= 1,075 \\ \text{maka } C_o &= 1,3 \end{aligned}$$

$$P/H_1 = 3,02 \quad \text{maka } C_1 = 1$$

$$P/H_1 = 3,02 \quad \text{maka } C_2 = 1$$

$$\begin{aligned} C_d \text{ coba-coba} &= C_o \times C_1 \times C_2 \\ &= 1,3 \text{ (tidak sesuai dengan asumsi)} \end{aligned}$$

### Percobaan 2 :

$$\text{Asumsi } C_d = 1,3 \quad \text{maka } H_1 = 1,173$$

$$r = 0,7038$$

$$H_1/r = 1,67 \quad \text{maka } C_o = 1,3$$

$$P/H_1 = 2,77 \quad \text{maka } C_1 = 1$$

$$P/H_1 = 2,77 \quad \text{maka } C_2 = 1$$

$$\begin{aligned} C_d \text{ coba-coba} &= C_o \times C_1 \times C_2 \\ &= 1,3 \text{ (OK sesuai asumsi)} \end{aligned}$$

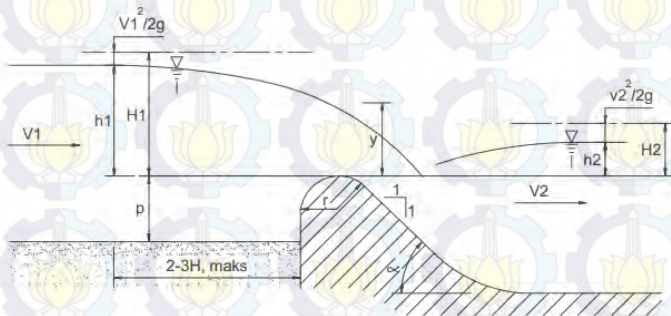
Jadi,  $H_1 = 1,173$  m karena  $C_d \text{ asumsi} = C_d \text{ coba-coba}$  pada percobaan 2.

Perhitungan Lebar efektif bendung :

$$\begin{aligned} B_e &= 17,2 - 0,22 H_1 \\ &= 17,2 - 0,22 \times 1,173 = 17 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas maka dapat ditentukan elevasi muka air banjir dan tinggi air di atas mercu yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Elevasi Tinggi Energi} &= \text{elevasi mercu} + H_1 \\ &= +16,7 + 1,173 = 17,873 \text{ m} . \end{aligned}$$



**Gambar 5.4 Sketsa Bendung Dengan Mercu Bulat**

*Sumber : KP-02, 1986*

Untuk menentukan tinggi air di atas mercu  $h_1$  dicari dengan cara coba-coba dengan rumus berikut :

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1$$

Misal  $h_1$  ambil = 0,986 m

$$Be = 17 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Y &= P + h_1 \\ &= 3,25 + 0,986 \\ &= 4,236 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= B \cdot Y \\ &= 18,4 \cdot 4,236 \\ &= 77,9424 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{149,368}{77,9424} \end{aligned}$$

$$= 1,916$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{1,916^2}{2,98}$$

$$= 0,1873 \text{ m}$$

$$\text{Kontrol} = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = H_1$$

$$0,1873 + 0,986 = 1,173 \text{ m} \dots\dots (\text{OK})$$

- Elevasi MA Garis Energi = +17,873 m
- Elevasi Dasar Hulu Mercu = +13,45 m
- Elevasi MA di Hulu Bendung  
El. MA Banjir = El. Mercu +  $h_1 = 16,7 + 0,986 = +17,686$  m

### 5.1.3.3. Tinggi Muka Air Banjir di Hilir Bendung

Diketahui :

$$\text{Debit banjir } (Q_{100}) = 149,368 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$\text{Lebar rata-rata sungai} = 18,4 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan sungai } (I_s) = 0,002165$$

$$m = 1,54 \text{ dari tabel 5.2}$$

$$Y_B = \frac{m}{1,81} = \frac{1,54}{1,81} = 0,85$$

**Tabel 5.2 Koefisien Bazin**

No.	Keterangan Permukaan Saluran	m
1	Semen yang sangat halus atau kayu yang diketam	0,11
2	Kayu tak diketam, beton atau bata	0,21
3	Papan, batu	0,29
4	Pasangan batu pecah	0,83
5	Saluran tanah dalam keadaan baik	1,54
6	Saluran tanah dalam keadaan rata-rata	2,36
7	Saluran tanah dalam keadaan kasar	3,17

Sumber : H.Bazin

Rumus Chezy :

$$A = (b + m \cdot h) \cdot h$$

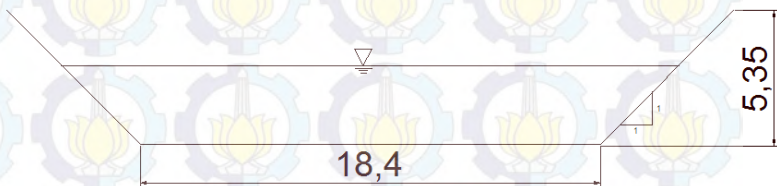
$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\sqrt{E}}{\sqrt{R}}}$$

$$P = b + 2h \sqrt{m^2 + 1}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$Q = A \times V$$



**Gambar 5.5. Penampang di Hilir Bendung**

Perhitungan :

$$\begin{aligned} A &= (b + m h) h \\ &= (18,4 + 1 \times h) h \\ &= 18,4h + h^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= b + 2h \sqrt{m^2 + 1} \\ &= 18,4 + 2h \sqrt{1^2 + 1} \\ &= 18,4 + 2,83h \end{aligned}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{18,4h + h^2}{18,4 + 2,83h}$$

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$= \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{\frac{18,4h + h^2}{18,4 + 2,83h}}}} \times 0,002165$$

$$Q = A \times V$$

Tabel 5.3 Perhitungan h

H	B	A	P	R	I	c	V	Q
(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	m	m			(m/det)	m <sup>3</sup> /det
0	18,4	0	18,4	0	0,002165	0	0	0
1	18,4	19,4	21,228	0,9139	0,002165	46,03	2,047	39,7215
1,5	18,4	29,85	22,643	1,3183	0,002165	49,97	2,67	79,6885
2	18,4	40,8	24,057	1,696	0,002165	52,62	3,189	130,095
2,17	18,4	44,62	24,536	1,8187	0,002165	53,34	3,347	149,368
2,5	18,4	52,25	25,471	2,0513	0,002165	54,58	3,637	190,043

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan pada tabel 5.2. didapat  $h = 2,17$  m, maka:

Elevasi dasar sungai = +13,45 m

Elevasi muka air di hilir bendung = +13,45 + 2,17

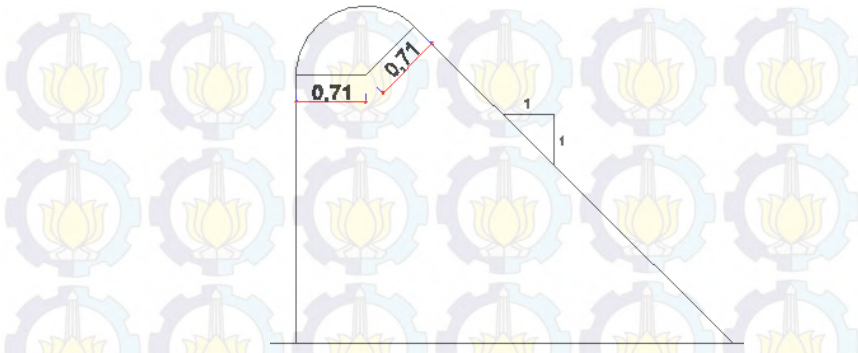
= + 15,62

#### 5.1.3.4. Penentuan Dimensi Mercu Bulat

Bendung Amohalo direncanakan menggunakan pasangan batu sehingga besar jari-jari mercu bendung ( $r$ ) =  $0,1H_1 - 0,7H_1$ , maka diambil :

$$r = 0,6 H_1$$

$$= 0,6 \times 1,173 = 0,7038 \text{ m} = 0,71 \text{ m}$$



**Gambar 5.6. Jari-jari Mercu Bendung**

#### 5.1.4. Kolan Olak

##### 5.1.4.1. Penentuan Tipe Kolan Olak

Tipe kolan olak yang direncanakan di sebelah hilir bangunan, bergantung pada energi yang masuk, yang dinyatakan dengan bilangan-bilangan Froude dan pada bahan konstruksi kolan olak.

Dalam perhitungan kolan olak ini, direncanakan pada saat banjir dengan  $Q_{100}$ , untuk mengecek apakah diperlukan kolan olak atau tidak, maka perlu dicari nilai Froude ( $Fr$ ).

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{g \times y_1}}$$

Dimana :

$Fr$  = bilangan Froude

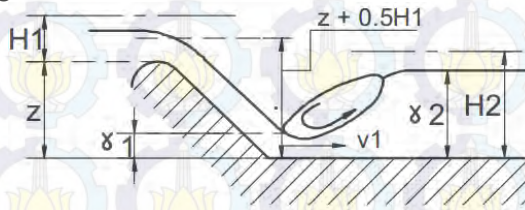
$v_1$  = kecepatan awal loncatan (m/dtk)

$g$  = percepatan gravitasi = 9,8 m/dtk<sup>2</sup>

$y_1$  = kedalaman air di awal loncat air

$q$  = debit per satuan lebar

Untuk gambar sketsa kolam olak dapat dilihat pada gambar 5.5.



**Gambar 5.5 Sketsa Kolam Olak**

Sumber : KP-02, 1986

Perhitungan :

$$z = \text{tinggi jatuh} \\ = 17,686 - 15,62 = 2,066 \text{ m}$$

$$v_1 = \sqrt{2 \times g(0,5H_1 + z)} \\ = \sqrt{2 \times 9,8(0,5 \times 1,173 + 2,066)} \\ = 7,21 \text{ m/dtk}$$

$$y_1 = \frac{q}{v_1} = \frac{Q_{100}}{v_1 \times B_g}$$

$$q = \frac{Q_{100}}{B_g} = \frac{149,368}{17} = 8,786$$

$$y_1 = \frac{8,786}{7,21} = 1,22 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{7,21}{\sqrt{9,8 \times 1,22}} = 2,085$$

kedalaman air diatas ambang ujung =  $y_2$



$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8 \times Fr^2} - 1 = \frac{1,22}{2} \sqrt{1 + 8 \times 2,085^2} - 1 = 2,65 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan didapat  $Fr = 2,085$  ;  $1,7 < 2,085 < 2,5$ , maka kolam olak yang digunakan adalah kolam olak ambang ujung (KP-04, 1986)

#### 5.1.4.2. Pendimensian Kolam Olak

Dimensi Kolam olak ambang ujung adalah sebagai berikut :

$$h_c = \text{kedalaman kritis} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8,786^2}{9,8}} = 2,81 \text{ m}$$

Tinggi ambang ujung = a

$$a = 0,28 \times h_c \sqrt{\frac{h_c}{z}} = 0,28 \times 2,81 \sqrt{\frac{2,81}{2,066}} = 0,92 \text{ m}$$

Panjang Kolam :

$$L_j = 5 \times (n + y_2)$$

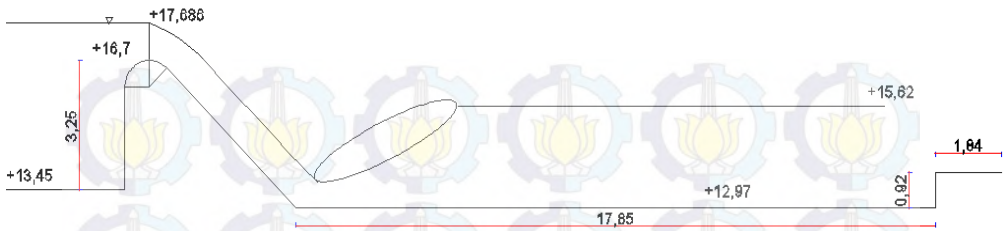
dimana :

$L_j$  = Panjang kolam olak, m

$n$  = a = Tinggi ambang ujung, m

$y_2$  = kedalaman air diatas ambang, m

$$L_j = 5 \times (0,92 + 2,65) = 17,85 \text{ m}$$



**Gambar 5.7. Dimensi Kolam Olak**

## 5.2. Pembilas Bendung

Pada tubuh bendung di hilir pengambilan, dibuat bangunan pembilas guna mencegah masuknya bahan sedimen kasar ke jaringan saluran irigasi dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala.

- lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sebaiknya sama dengan  $1/6 - 1/10$  dari lebar bersih bendung (jarak antara pangkal-pangkalnya), untuk sungai-sungai yang lebarnya kurang dari 100 m. (KP-02)

Rumus yang dipergunakan :

Untuk Bendung Amohalo :

$$\text{Lebar pembilas} + \text{tebal pilar} = 1/10 \times 18,4 = 1,84 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pilar dengan lebar 0,8m

$$\text{Maka lebar pintu pembilas} = 1,84 - (1 \times 1,2) = 0,64 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pintu dengan lebar 1 meter

### 5.3. Perhitungan dimensi saluran intake

Adapun untuk menentukan dimensi saluran memakai rumus strickler.

$$V = K.R^{2/3}.I^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{O}$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$A = (b + m.h)h$$

$$O = b + 2h\sqrt{m^2 + 1}$$

$$I = \left[ \frac{V}{K.R^{2/3}} \right]^2$$

Dimana :

V = Kecepatan aliran (m/dt)

K = Koefisien kekasaran dinding saluran

R = Jari –jari hidrolis saluran

O = Keliling basah saluran (m)

I = Kemiringan dasar saluran

**Tabel 5.4. Karakteristik Saluran**

Debit (m <sup>3</sup> /dt)	Kemiringan talud 1:m	Perbandingan b/h	Faktor Kekasaran (K)
0,15 - 0,3	1	1	35
0,3 - 0,5	1	1,0 - 1,2	35
0,5 - 0,75	1	1,2 - 1,3	35
0,75 - 1,00	1	1,3 - 1,5	40
1,00 - 1,5	1,5	1,5 - 1,8	40
1,5 - 3,00	1,5	1,8 - 2,3	40

Debit (m <sup>3</sup> /dt)	Kemiringan talud 1:m	Perbandingan b/h	Faktor Kekasaran (K)
3,00 - 4,50	1,5	2,3 - 2,7	40
4,50 - 5,00	1,5	2,7 - 2,9	40
5,00 - 6,00	1,5	2,9 - 3,1	42,5
6,00 - 7,50	1,5	3,1 - 3,5	42,5
7,50 - 9,00	1,5	3,5 - 3,7	42,5
9,00 - 10,00	1,5	3,7 - 3,9	42,5
10,00 - 11,00	2	3,9 - 4,2	45
11,00 - 15,00	2	4,2 - 4,9	45
15,00 - 25,00	2	4,9 - 6,5	45
25,00 - 40,00	2	6,5 - 9,0	45

Sumber : Tabel A21.KP.03

Direncanakan :

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$b = 2h$$

Kemiringan talud,  $m = 1,5$

Faktor kekasaran ;  $K = 40$

$V$  saluran induk =  $0,5 \text{ m}/\text{dtk}$  (dari Tabel DeVos)

Perhitungan dimensi saluran intake :

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{1,0187}{0,5} = 2,0374 \text{ m}^2$$

$$2,0374 = (2h + 1,5h)h$$

$$2,0374 = 3,5 h^2$$

$$h = 0,763 \text{ m}$$

$$b = 1,526 \text{ m}$$

direncanakan  $b = 1,53 \text{ m}$

$$O = b + 2h\sqrt{m^2 + 1} = 1,53 + 2 \times 0,763\sqrt{1,53^2 + 1} = 4,32 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{O} = \frac{2,0374}{4,32} = 0,472$$

$$I = \left[ \frac{V}{K \cdot R^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{0,5}{40 \cdot 0,472^{2/3}} \right]^2 = 0,00043 = 4,3 \times 10^{-4}$$

Jadi dimensi saluran intake :

$$A = 2,0374 \text{ m}^2$$

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$V = 0,5 \text{ m/dtk}$$

$$b = 1,53 \text{ m}$$

$$h = 0,763 \text{ m}$$

$$K = 40$$

$$m = 1,5$$

$$I = 0,00043$$

#### 5.4. Bangunan Pengambilan

Bendung dilengkapi dengan bangunan pengambilan untuk mengatur debit yang dialirkan ke jaringan irigasi. Bangunan pengambilan dilengkapi dengan pintu sorong dan plat penahan banjir.

Kapasitas pengambilan dipakai 120% dari kebutuhan pengambilan (*dimension requirement*) agar menambah fleksibilitas dan memenuhi kebutuhan yang lebih tinggi selama umur proyek.

Besarnya debit untuk aliran tenggelam dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$$

Dimana :

$$Q = \text{debit pengaliran (m}^3/\text{dtk)}$$

- $\mu$  = koefisien debit untuk bukaan di bawah permukaan air = 0,8  
 a = tinggi bukaan (m)  
 b = lebar bukaan (m)  
 g = percepatan gravitasi (m/dtk<sup>2</sup>)  
 z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Perhitungan :

Diketahui :

- $Q$  = 1,0187 m<sup>3</sup>/dt  
 $Q_{1,2}$  = 1,2224 m<sup>3</sup>/dt  
 $v$  = 1,5 m/dt  
 El.Dsr = +13,45 m  
 El.Ma Sebelum intake = +16,34  
 El.Ma = +16,7 m  
 $P$  = 3,25 m  
 $b$  = 1 m (direncanakan)

Beda muka air :

- $z$  = elevasi M.A – elevasi M.A sebelum intake  
 $z$  = 16,7 – 16,34  
 $z$  = 0,36 m

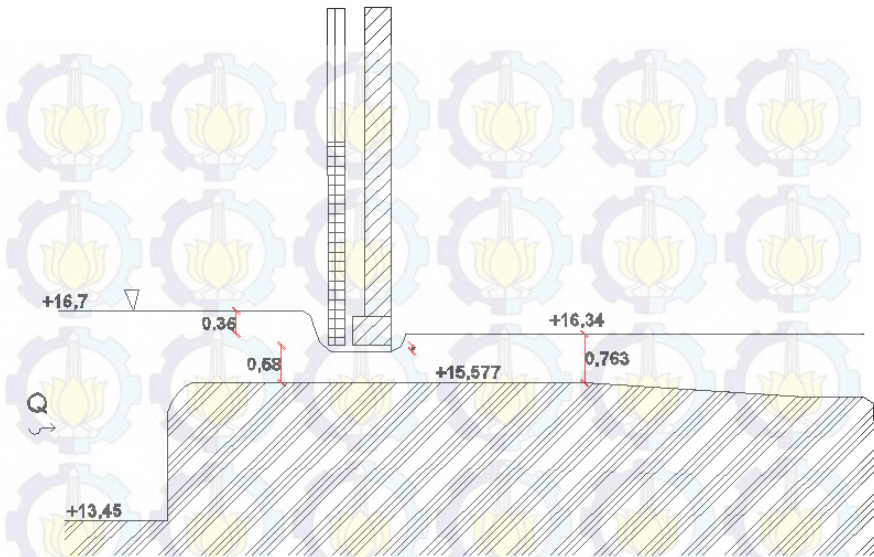
Tinggi bukaan intake

$$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$$

$$1,2224 = 0,8 \times a \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,36}$$

$$1,2224 = 2,125 a$$

$$a = 0,58 \text{ m}$$



**Gambar 5.8** Bukaan Intake Bendung Amohalo

Kontrol Pembilas :

Seperti yang sudah kita ketahui, fungsi dari bangunan pembilas adalah membilas sedimen-sedimen yang menumpuk. Perhitungan kontrol pembilas ini berdasarkan parameter shield untuk saluran ditinjau dari segi kondisi atau ukuran butir sedimen. Berdasarkan parameter shield apabila kecepatan geser aliran di pembilas > kecepatan geser kritisnya artinya sedimen mulai bergerak, sehingga pembilas yang direncanakan dianggap sudah cukup untuk membilas sedimen-sedimen yang menumpuk. Berikut ini adalah perhitungan kontrol pembilas :

Kecepatan geser aliran :

$$u_* = \sqrt{ghl}$$

Dimana :

- $u_*$  = kecepatan geser aliran  
 $g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk<sup>2</sup>)  
 $h$  = tinggi ambang dari dasar sungai (2,13 m)  
 $I$  = kemiringan saluran (0,00043)

Perhitungan :

$$u_* = \sqrt{9,8 \times 2,13 \times 0,00043}$$

$$u_* = 0,0947 \text{ m/dtk}$$

Kecepatan geser kritis aliran :

$$u_{*,c} = \sqrt{\theta_c (s-1) \cdot g \cdot d}$$

Dimana :

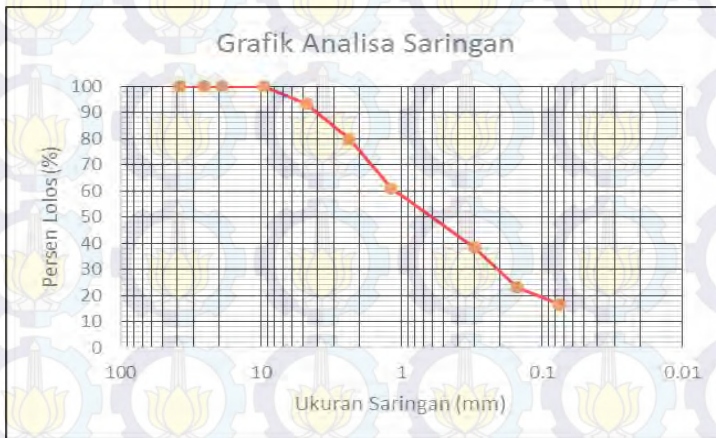
- $u_{*,c}$  = Kecepatan geser kritis  
 $\theta_c$  = parameter shield kritis  
 $s$  = densitas relative  
 $g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk<sup>2</sup>)  
 $d$  = diameter butiran (diambil diameter butiran rata-rata yaitu  $d_{50}$  didapatkan dari grafik 5.4. analisa saringan)



**Tabel 5.5 Analisa Saringan**

NOMOR SARINGAN	BERAT TERTAHAN (gram)	$\Sigma$ B. TERTAHAN (gram)	PERSENTASE	
			TERTAHAN (%)	LOLOS (%)
1 1/2" (38,1 mm)	0	0	0	100
1" (25,4 mm)	0	0	0	100
3/4" (19,1 mm)	0	0	0	100
3/8" (9,52 mm)	0	0	0	100
No.4 (4,75 mm)	66,2	66,2	6,6	93,4
No.8 (2,36 mm)	135,9	202,1	20,2	79,8
No.16 (1,18 mm)	188	390,1	39,1	60,9
No.50 (0,30 mm)	226	616,1	61,7	38,3
No.100 (0,15 mm)	152	768,1	76,9	23,1
No.200(0,075 mm)	65,7	833,8	83,5	16,5
PAN	164,7	998,5	100	0

*Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Haluoleo*

**Grafik 5.4 Analisa Saringan**

*Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Haluoleo*

Diketahui dari data existing sungai :

$$\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho s = 2650 \text{ kg/m}^3$$

$$d_{50} = 0,6 \text{ mm}$$

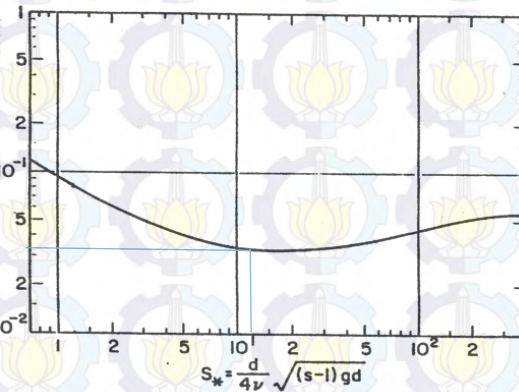
$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{dtk}$$

$$s = (\rho s / \rho) = 2,65$$

$\theta_c$  = didapat dari gambar 5.9 diagram shield sebagai fungsi  $S^*$

$$S^* = \frac{d \sqrt{(s-1) g d}}{4 \nu}$$

$$\phi = \frac{u_*^2}{(s-1) g d}$$



**Gambar 5.9 Diagram Shield**

Sumber : Madsen et al, 1976

Perhitungan :

$$S^* = \frac{0,0006 \sqrt{(2,65-1) 9,8 \cdot 0,0006}}{4 \cdot 10^{-6}}$$

$$= 14,77$$

Dari diagram didapat  $\theta_c = 0,032$  sehingga :

$$\begin{aligned}
 u_{*c} &= \sqrt{\theta_c(s-1) \cdot g \cdot d} \\
 &= \sqrt{0,032(2,65-1) \cdot 9,8 \cdot 0,0006} \\
 &= 0,0176 \text{ m/dtk}
 \end{aligned}$$

$$u^* = 0,0947 \text{ m/dtk} > u_{*c} = 0,0176 \text{ m/dtk}$$

Jadi, kecepatan geser aliran > kecepatan geser kritis yang berarti sedimen dengan  $d_{50}$  mulai bergerak, sehingga pembilas dianggap mampu untuk membilas sedimen-sedimen yang menumpuk.

### 5.5. Bangunan Ukur

Bangunan ukur dibuat pada saluran pembawa Amohalo, alat ukur dipakai adalah type ambang lebar, alat ukur ini dianggap paling cocok karena konstruksinya sederhana dan mudah dioperasikan.

Persamaan :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b_c h_1^{1,5}$$

Dimana :

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$C_d$  = koefisien debit

$$= 0,93 + 0,10H_1/L, \text{ untuk } 0,1 < H_1/L < 1,0$$

$H_1$  = Tinggi energi hulu (m)

$g$  = percepatan gravitasi ( $\text{m/dtk}^2$ )

$b_c$  = lebar mercu pada bagian pengontrol = 1,53 m

$h_1$  = kedalaman air hulu terhadap ambang bangunan

Perhitungan :

Direncanakan  $H_1/L = 0,5$  , maka

$$\begin{aligned} C_d &= 0,93 + 0,10H_1/L \\ &= 0,93 + 0,10 \times 0,50 = 0,98 \end{aligned}$$

$C_v = 1,10$  (perkiraan)

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b_c h_1^{1,5}$$

$$1,0187 = 0,98 \cdot 1,1 \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} 9,8 \times 1,53 \times h_1^{1,5}$$

$$h_1^{1,5} = 0,362$$

$$h_1 = 0,51 \text{ m}$$

$$y_1 = h_1 + p_1$$

$$0,763 = 0,51 + p_1$$

$$p_1 = 0,253 \text{ m}$$

Dengan  $a = 1:1$  pada permukaan belakang, maka batas moduler  $H_2/H_1$  adalah 0,70 atau dengan cara pendekatan  $h_2/h_1 = 0,70$ . maka :

$$h_2 = 0,7 h_1$$

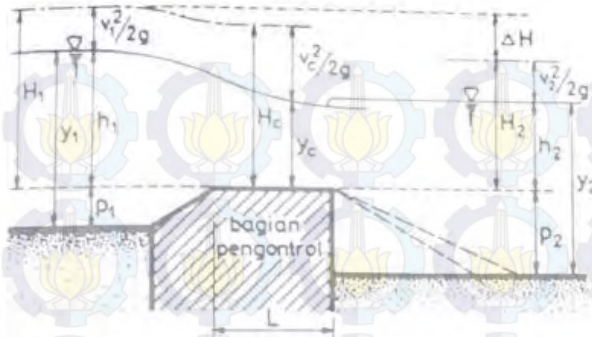
$$= 0,7 \times 0,51$$

$$= 0,357 = 0,36 \text{ m}$$

$$y_1 = y_2 + p_2$$

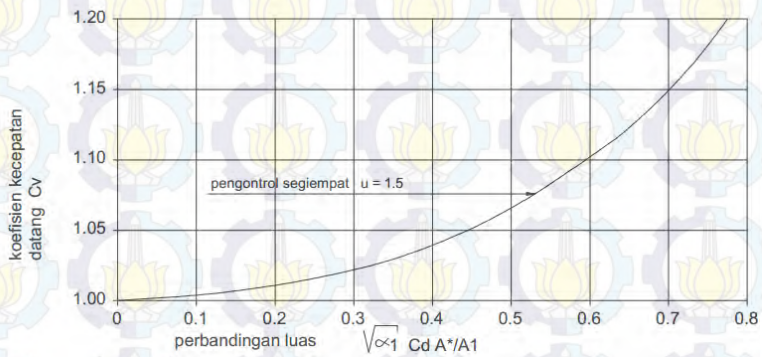
$$0,763 = 0,36 + p_2$$

$$p_2 = 0,403 \text{ m}$$



**Gambar 5.10** Ilustrasi simbol yang dipakai

*Sumber : KP-02, 1986*



**Gambar 5.11** Harga-harga  $C_v$

*Sumber : KP-02, 1986*

$$A^* = b_c \times h_1 = 1,53 \times 0,51 = 0,78 \text{ m}$$

$$A = b_1 \times y_1 + m \times y_1^2$$

$$= 1,53 \times 0,763 + 1 \times 0,763^2$$

$$= 1,75 \text{ m}$$

$$C_d \times \frac{A^*}{A} = 0,98 \times \frac{0,78}{1,75} = 0,44$$

Dari gambar 5.11 didapat harga  $C_v = 1,05$ . Dari koreksi  $C_v$  tersebut didapat kedalaman muka air rencana  $h_1$  menjadi :

$$\left(\frac{h_1}{0,51}\right)^{1,5} = \left(\frac{C_{v\text{perkiraan}}}{C_{v\text{koreksi}}}\right)$$

$$h_1 = 0,51 \times \left(\frac{1,1}{1,05}\right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0,53 \text{ m}$$

Untuk menentukan panjang ambang lebar yaitu

$$H_1 = h_1 + \frac{v^2}{2g}$$

$$= 0,53 + \frac{0,5^2}{2 \times 9,8}$$

$$= 0,543 \text{ m}$$

$$H_1/L = 0,5$$

$$L = 0,543/0,5$$

$$= 1,09 \text{ m}$$

## BAB VI STABILITAS KONSTRUKSI BENDUNG

### 6.1. Persyaratan Teknis

Stabilitas konstruksi bendung tergantung dari beberapa faktor yang berpengaruh, faktor tersebut adalah :

- Berat konstruksi (berat sendiri)
- Tekanan tanah dan lumpur
- Tekanan hidrostatik

Stabilitas konstruksi bendung di tinjau dari perhitungan bagian yang paling kritis, apabila menerima gaya-gaya yang mengakibatkan geser dan guling.

Persyaratan teknis yang harus dipenuhi dalam perencanaan bendung adalah :

- a. Konstruksi tidak boleh mengguling
- b. Konstruksi tidak boleh menggeser
- c. Stabilitas terhadap daya dukung tanah
- d. Aman terhadap bahaya rembesan
- e. Konstruksi bendung, gaya-gaya yg bekerja harus masuk bidang kern

### 6.2. Perhitungan tekanan keatas terhadap rembesan

Bidang konstruksi yang dilalui air tidak boleh terjadi rembesan, agar konstruksi aman terhadap rembesan, maka harus memenuhi syarat *lane*.

$$\Sigma L \geq \Delta H \cdot C$$
$$L_v + \frac{1}{3} L_h \geq \Delta H \cdot C$$

Dimana :

$\Sigma L$  = Panjang total bidang kontak (*creep line*), (m)

$\Delta H$  = Beda tinggi muka air (m)

$L_v$  = Panjang bidang vertikal, (m)

$L_h$  = Panjang bidang horizontal, (m)

C = Koefisien rembesan yang besarnya tergantung jenis material

**Tabel 6.1**  
**Harga minimum angka rembesan Lane (CL)**

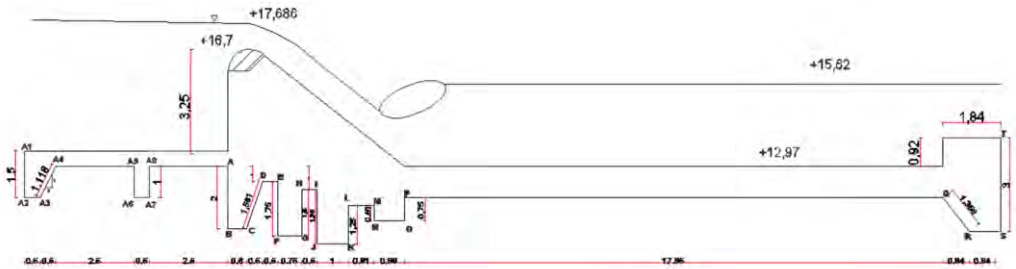
Bahan	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
pasir halus	7
pasir sedang	6
pasir kasar	5
kerikil halus	4
kerikil sedang	3,5
kerikil kasar termasuk berangkal	3
bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
lempung lunak	3
lempung sedang	2
lempung kasar	1,8
lempung sanga kasar	1,6

*Sumber : KP-02, 1986*

Karena bahan di bawah bendung kerikil kasar termasuk berangkal sehingga harga CL diambil 3,0

Diketahui desain pelimpah seperti pada gambar lampiran. Dari gambar tersebut maka dapat dihitung panjang total bidang kontak sebagai berikut :





**Gambar 6.1**  
**Skema Bendung**

- Ditinjau saat kondisi air normal

Diketahui :

$$L_v = 17,047 \text{ m}$$

$$L_h = 28,99 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka up stream (mercu)} = 16,7$$

$$\text{Elevasi muka down stream (kolam olak)} = 12,97$$

$$\Delta H = 3,73 \text{ m}$$

$$C = 3,0 \text{ (kerikil kasar termasuk berangkal)}$$

Maka :

$$\Sigma L = L_v + \frac{1}{3} L_h = 17,047 + \frac{1}{3} 28,99 = 26,71 \text{ m}$$

$$\Delta H \cdot C = 3,73 \times 3 = 11,19 \text{ m}$$

$$\Sigma L = 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 11,19 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

Bidang konstruksi yang dilalui air sudah memenuhi syarat rembesan.

- Ditinjau saat kondisi muka air banjir

Diketahui :

$$L_v = 17,047 \text{ m}$$

$$L_h = 28,99 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi muka up stream (mercu)} = 17,686$$

$$\text{Elevasi muka down stream (kolam olak)} = 15,62$$

$$\Delta H = 2,066 \text{ m}$$

$$C = 3,0 \text{ (kerikil kasar termasuk berangkal)}$$

Maka :

$$\Sigma L = L_v + \frac{1}{3}L_h = 17,047 + \frac{1}{3}28,99 = 26,71 \text{ m}$$

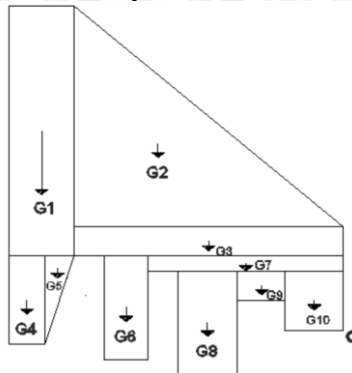
$$\Delta H \cdot C = 2,066 \times 3 = 6,198 \text{ m}$$

$$\Sigma L = 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 6,198 \text{ m}$$

Bidang konstruksi yang dilalui air sudah memenuhi syarat rembesan.

### 6.3. Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada bendung

- Berat Sendiri  $\rightarrow \rho_{pas} = 2,2 \text{ t/m}^3$



Gambar 6.2

Skema pembebanan berat sendiri/beban konstruksi

$$\begin{aligned}
 G1 &= 4,25 \times 1,1 \times 2,2 &= 10,285 \text{ t/m} \\
 G2 &= 0,5 \times 4,536 \times 3,756 \times 2,2 &= 18,724 \text{ t/m} \\
 G3 &= 4,536 \times 0,494 \times 2,2 &= 4,93 \text{ t/m} \\
 G4 &= 1,5 \times 0,6 \times 2,2 &= 1,98 \text{ t/m} \\
 G5 &= 0,5 \times 0,5 \times 1,5 \times 2,2 &= 0,825 \text{ t/m} \\
 G6 &= 1,75 \times 0,75 \times 2,2 &= 2,8875 \text{ t/m} \\
 G7 &= 0,25 \times 3,229 \times 2,2 &= 1,78 \text{ t/m} \\
 G8 &= 1,75 \times 1 \times 2,2 &= 3,85 \text{ t/m} \\
 G9 &= 0,5 \times 0,81 \times 2,2 &= 0,9 \text{ t/m} \\
 G10 &= 1 \times 0,98 \times 2,2 &= 2,16 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma G = 48,3215 \text{ t/m}$$

**Tabel 6.2 Penentuan Titik Pusat**

Luasan	G (ton)	h	v	Mh	Mv
1	10.285	5.086	3.381	52.30951	17.19577
2	18.724	3.121	3.164	58.4376	9.874844
3	4.93	2.268	1.503	11.18124	3.408804
4	1.98	5.336	0.506	10.56528	2.700016
5	0.825	4.821	1.046	3.977325	5.042766
6	2.8875	3.661	0.381	10.57114	1.394841
7	1.78	1.643	1.131	2.92454	1.858233
8	3.85	0.575	0.375	2.21375	0.215625
9	0.9	1.369	0.756	1.2321	1.034964
10	2.16	4.88	5.03	10.5408	24.5464
$\Sigma$	48.322	32.76	17.273	163.9533	67.27226
Titik Pusat				3.392968	1.392181

*Sumber : Perhitungan*

## 1. Pada saat air normal

- **Tekanan hidrostatik**

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} W_1 &= \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times h^2 \times 1 \text{ m} \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \times 3,25^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 5,28 \text{ ton/m} \quad (\rightarrow) \end{aligned}$$

- **Tekanan tanah**

$$H_1 = 2,5 \text{ m} ; H_2 = 2 \text{ m} ; C = 0$$

$$\text{Sudut geser dalam } \phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0,330$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) = 3,000$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{K_a}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333} \\ &= 1,87 \text{ ton} \quad (\rightarrow) \end{aligned}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{K_p}$$

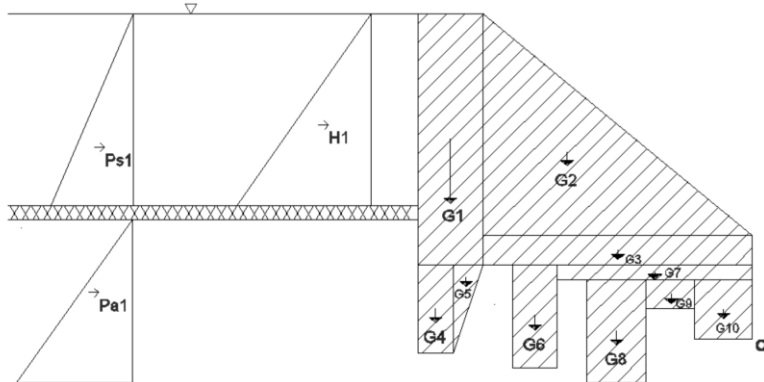
$$\begin{aligned} &= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 2 \times \sqrt{3} \\ &= 10,8 \text{ ton} \quad (\leftarrow) \end{aligned}$$

$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton} \quad (\leftarrow)$$

- **Tekanan Lumpur**

$$\gamma_{\text{lumpur}} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned} P_{s1} &= \frac{1}{2} \times (\gamma_{\text{lumpur}} \times p) \times p \\ &= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25) \\ &= 4,225 \text{ ton/m}^2 \text{ (}\rightarrow\text{)} \end{aligned}$$



**Gambar 6.3**

**Skema pembebanan tekanan hidrostatik & tekanan tanah kondisi muka air normal**

- **Tekanan up lift**

$$U_x = (H_x - \frac{L_x}{\Sigma L} \cdot \Delta H)$$

Dimana :

$U_x$  : gaya tekanan keatas di titik X ( $\text{kg/m}^2$ )

$H_x$  : tinggi muka air di hulu (m)

$L_x$  : jarak sepanjang bidang kontak (creep line) dari hulu sampai titik X (m)

$\Sigma L$  : Panjang total rembesan lane (m)

$\Delta H$  : Beda tinggi (m)  
 $\gamma_w$  : Berat volume air (1 t/m<sup>3</sup>)

Untuk perhitungan dapat dilihat pada tabel 6.2 & 6.3

**Tabel 6.3**  
**Perhitungan gaya tekan ke atas (up lift) kondisi air normal**

Titik	$\Delta H$	Rembesan				$\Sigma L$	$(\Delta H \cdot L_x) / \Sigma L$	$H_x$	$U_x$
		Lv	Lh	1/3Lh	Lx				
		m	m	m	m				
A	3.25	0	0	0.000	0.000	26.71	0.000	3.25	3.250
B	3.25	2.25	0	0.000	2.250	26.71	0.274	5.25	4.976
C	3.25	2.25	0.6	0.200	2.450	26.71	0.298	5.25	4.952
D	3.25	3.801	0.6	0.200	4.001	26.71	0.487	4.25	3.763
E	3.25	3.801	1.6	0.533	4.334	26.71	0.527	4.25	3.723
F	3.25	5.551	1.6	0.533	6.084	26.71	0.740	5.5	4.760
G	3.25	5.551	2.35	0.783	6.334	26.71	0.771	5.5	4.729
H	3.25	7.051	2.35	0.783	7.834	26.71	0.953	4.5	3.547
I	3.25	7.051	2.85	0.950	8.001	26.71	0.974	4.5	3.526
J	3.25	8.801	2.85	0.950	9.751	26.71	1.186	6.25	5.064
K	3.25	8.801	3.85	1.283	10.084	26.71	1.227	6.25	5.023
L	3.25	10.05	3.85	1.283	11.334	26.71	1.379	5	3.621
M	3.25	10.05	4.66	1.553	11.604	26.71	1.412	5	3.588
N	3.25	10.58	4.66	1.553	12.134	26.71	1.476	5.51	4.034
O	3.25	10.58	5.64	1.880	12.461	26.71	1.516	5.51	3.994
P	3.25	11.33	5.64	1.880	13.211	26.71	1.607	4.76	3.153

*Sumber : Perhitungan*

**Tabel 6.4**  
**Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air normal**

Bidang	Ux1	Ux2	Lh	Lv	Arah		UH-H	UH-V
1	3.250	4.976		2		1	8.226226	
2	4.976	4.952	0.6		1			2.9784
3	4.952	3.763		1.551		-1	-6.75853	
4	3.763	3.723	0.5		1			1.8714
5	3.723	4.760		1.75		1	7.421999	
6	4.760	4.729	0.75		1			3.5583
7	4.729	3.547		1.5		-1	-6.207	
8	3.547	3.526	0.5		1			1.7683
9	3.526	5.064		1.75		1	7.516237	
10	5.064	5.023	1		1			5.0432
11	5.023	3.621		1.25		-1	-5.4024	
12	3.621	3.588	0.81		1			2.9196
13	3.588	4.034		0.51		1	1.943494	
14	4.034	3.994	0.98		1			3.9334
15	3.994	3.153		0.75		-1	-2.67986	
$\Sigma$							4.060171	22.073
							→	↑

*Sumber : Perhitungan*

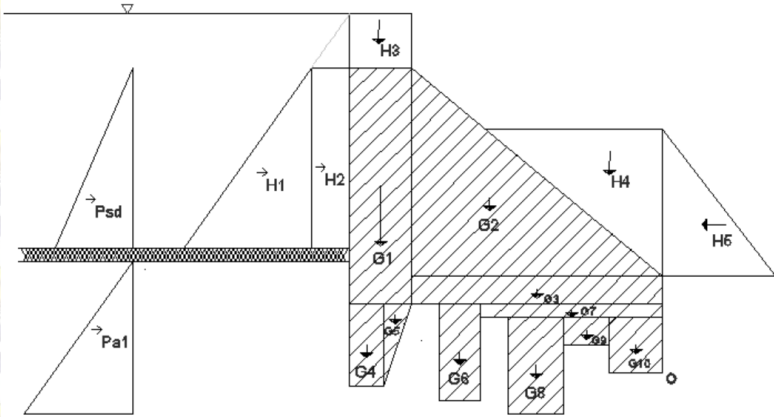
Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air total + uplift horisontal +  $\Sigma P$  + gaya endapan

$$= 5,28 + 4,06 - 8,93 + 4,225 = 4,635 \text{ ton (}\rightarrow\text{)}$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung + uplift vertikal

$$= 48,3215 - 22,073 = 26,25 \text{ ton (}\downarrow\text{)}$$

### 1. Pada saat air maksimum (banjir)



**Gambar 6.4**  
**Skema pembebanan tekanan hidrostatik & tekanan tanah**  
**kondisi muka air banjir**

- **Tekanan hidrostatik**

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$W1 = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{air}} \times h^2 \times 1 \text{ m}'$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 4,236^2 \times 1 \text{ m}'$$

$$= 8,97 \text{ ton/m}' (\rightarrow)$$

$$W2 = 4,236 \times 2,088 \times 1 \times 1 \text{ m}'$$

$$= 8,84 \text{ ton/m}' (\rightarrow)$$

$$W3 = 2,088 \times 1,1 \times 1 \times 1 \text{ m}'$$



$$= 2,3 \text{ ton/m}^3 (\rightarrow)$$

$$W4 = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18 \times 2,65 \times 1\text{m}^3$$

$$= 4,21 \text{ ton/m}^3 (\downarrow)$$

$$W5 = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18^2 \times 1\text{m}^3$$

$$= 5,06 \text{ ton/m}^3 (\leftarrow)$$

$$\Sigma WV = W1 + W2 + W3 - W5$$

$$= 8,97 + 8,84 + 2,3 - 5,06 = 15,05 \text{ ton/m}^3 (\rightarrow)$$

$$\Sigma WH = W4 = 4,21 \text{ ton/m}^3 (\downarrow)$$

- **Tekanan tanah**

$$H_1 = 2,5 \text{ m} ; H_2 = 2 \text{ m} ; C = 0$$

$$\text{Sudut geser dalam } \phi = 30^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) = 0,330$$

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) = 3,000$$

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{K_a}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333}$$

$$= 1,87 \text{ ton } (\rightarrow)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{K_p}$$

$$= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 1,5 \times \sqrt{3}$$

$$= 10,8 \text{ ton } (\leftarrow)$$

$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton } (\leftarrow)$$

- **Tekanan Lumpur**

$$\gamma \text{ lumpur} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s1} = \frac{1}{2} \times (\gamma \text{ lumpur} \times p) \times p$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25)$$

$$= 4,225 \text{ ton/m}^2 \text{ } (\rightarrow)$$

- **Tekanan up lift**

Untuk perhitungan dapat dilihat pada tabel 6.4 & 6.5

**Tabel 6.5**  
**Perhitungan gaya tekan ke atas (up lift) kondisi air maksimum**

Titik	$\Delta H$	Rembesan				$\Sigma L$	$(\Delta H \cdot L_x) / \Sigma L$	$H_x$	$U_x$
		$L_v$ m	$L_h$ m	$1/3L_h$ m	$L_x$ m				
A	2.066	0	0	0.000	0.000	26.71	0.000	2.144	2.144
B	2.066	2.25	0	0.000	2.250	26.71	0.174	4.644	4.470
C	2.066	2.25	0.6	0.200	2.450	26.71	0.190	4.644	4.454
D	2.066	3.801	0.6	0.200	4.001	26.71	0.309	3.144	2.835
E	2.066	3.801	1.6	0.533	4.334	26.71	0.335	3.144	2.809
F	2.066	5.551	1.6	0.533	6.084	26.71	0.471	4.894	4.423
G	2.066	5.551	2.35	0.783	6.334	26.71	0.490	4.894	4.404
H	2.066	7.051	2.35	0.783	7.834	26.71	0.606	3.394	2.788
I	2.066	7.051	2.85	0.950	8.001	26.71	0.619	3.394	2.775
J	2.066	8.801	2.85	0.950	9.751	26.71	0.754	5.144	4.390
K	2.066	8.801	3.85	1.283	10.084	26.71	0.780	5.144	4.364
L	2.066	10.051	3.85	1.283	11.334	26.71	0.877	3.894	3.017
M	2.066	10.051	4.66	1.553	11.604	26.71	0.898	3.894	2.996
N	2.066	10.581	4.66	1.553	12.134	26.71	0.939	4.404	3.465
O	2.066	10.581	5.64	1.88	12.461	26.71	0.964	4.404	3.440
P	2.066	11.331	5.64	1.88	13.211	26.71	1.022	3.654	2.632

Sumber : Perhitungan

**Tabel 6.6**  
**Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air maksimum**

Bidang	$U_{x1}$	$U_{x2}$	$L_h$	$L_v$	Arah	UH-H	UH-V
1	2.144	4.470		2	1	6.613964	
2	4.470	4.454	0.6		1		2.677337
3	4.454	2.835		1.551	-1	-5.65263	
4	2.835	2.809	0.5		1		1.410817
5	2.809	4.423		1.75	1	6.328108	
6	4.423	4.404	0.75		1		3.310284
7	4.404	2.788		1.5	-1	-5.39405	
8	2.788	2.775	0.5		1		1.390787
9	2.775	4.390		1.75	1	6.269283	
10	4.390	4.364	0.75		1		3.282657
11	4.364	3.017		1.25	-1	-4.6133	
12	3.017	2.996	0.617		1		1.85523
13	2.996	3.465		0.51	1	1.647767	
14	3.465	3.440	0.98		1		3.383728
15	3.440	2.632		0.75	-1	-2.27711	
$\Sigma$						2.922031	17.31084
						→	↑

Sumber : Perhitungan

Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air + uplift horisontal +  
 $\Sigma P$  + gaya endapan

$$= 15,05 + 2,92 - 8,93 + 4,225 = 13,265 \text{ ton } (\rightarrow)$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung - uplift vertikal + gaya  
 tekanan air

$$= 48,3215 - 17,311 + 4,21 = 35,22 \text{ ton } (\downarrow)$$

#### 6.4. Analisa Stabilitas Bendung

##### 1. Saat air normal

- Geser / Gelincir / Sliding

$$\text{Rumus : } \frac{\Sigma H}{\Sigma(V-U)} = \tan \theta < \frac{f}{s}$$

Dimana :

$\Sigma H$  = jumlah gaya-gaya horisontal (ton/m)

$\Sigma(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

$f$  = koefisien gesek ( asumsi dengan bahan batu keras  
 berkualitas baik,  $f = 0,75$  )

$S$  = angka keamanan = 1,25 – 2 ( asumsi  $S = 1,5$  )

Sehingga :

$$\frac{4,635}{26,25} = 0,18 < \frac{0,75}{1,5} = 0,5 \dots \dots (\text{OK!})$$

- **Kontrol Guling**

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan bendung terhadap guling, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$SF = \Sigma MG / \Sigma MR$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma MR$  = Jumlah momen penahan (t.m)

$\Sigma MG$  = Jumlah momen guling (t.m)

$$\begin{aligned} \Sigma MR &= \Sigma V * x \\ &= 26,25 * 3,393 \\ &= 89,07 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma MG &= \Sigma H * y \\ &= 4,635 * 1,392 \\ &= 6,45 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= 89,07 / 6,45 \geq 1,5 \\ &= 13,81 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Dengan didapatkannya nilai SF = 13,81 maka bangunan yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya guling.

- **Kontrol terhadap bidang kern (retak)**

$$\text{Rumus : } e = \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6}$$

Dimana :

$e$  = eksentrisitas (m)

$L$  = panjang pondasi bendung (m)

$M_t$  = Momen total yang terjadi (ton)

$R_v = \Sigma(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

Sehingga :

$$M_h = \Sigma H \cdot y = 4,635 \cdot 1,392 = 6,45 \text{ ton}$$

$$M_v = \Sigma V \cdot x = 26,25 \cdot 3,393 = 89,07 \text{ ton}$$

$$M_t = M_h + M_v = 6,45 + 89,07 = 95,52 \text{ ton}$$

$$L = 5,64 \text{ m}$$

$$e = \left| \frac{5,64}{2} - \frac{95,52}{26,25} \right| \leq \frac{5,64}{6}$$

$$e = |2,82 - 3,64| = 0,82 \leq 0,94 \dots (\text{OK!})$$

- **Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$\text{Rumus : } \sigma = \frac{R_v}{L} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}}$$

Dimana :

$R_v = \Sigma(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

$e$  = eksentrisitas (m)

$L$  = panjang pondasi bendung (m)

$\sigma$  = tegangan tanah yang terjadi ( t/m<sup>2</sup>)

$\sigma$  ijin = daya dukung tanah ( t/m<sup>2</sup>)

Sehingga :

$$\sigma = \frac{26,25}{5,64} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,82}{5,64} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/mm}^2$$

$$\sigma = 0,6 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2 \dots(\text{OK!})$$

- **Ketebalan lantai**

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

Dimana :

dx = tebal lantai (m)

S = safety faktor = 1,5 m

Px = gaya uplift pada titik x (kg/m)

Wx = ketinggian air pada titik x (m) = 0

$Px = (Hx - \frac{Lx}{L} \cdot \Delta H) \gamma_w$  (t/m<sup>2</sup>)

Hx = tinggi muka air di hulu diukur dari titik x (m)  
= 4,48 m

$\Delta H$  = perbedaan tinggi trkan di hulu dan hilir bendung (m)

Lx = panjang creep line sampai titik x (m)  
= 11,957 m

L = panjang creep line total (m)  
= 11,207 m

$\gamma$  = berat jenis bahan pondasi (kg/m<sup>2</sup>) = 2,2 t/m<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 P_x &= (Hx - \frac{Lx}{L} \times \Delta H) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)} \\
 &= (4,48 - (\frac{11,207}{11,957} \times 3,73)) 1 = 0,984 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Sehingga : } 1 \text{ m} \geq 1,5 \cdot \frac{0,984 - 0}{2,2} = 0,671 \text{ m .....(OK!)}$$

## 2. Saat tinggi air maksimum (banjir)

- **Geser / Gelincir / Sliding**

$$\text{Rumus : } \frac{\sum H}{\sum (V - U)} = \tan \theta < \frac{f}{s}$$

Dimana :

$\sum H$  = jumlah gaya-gaya horisontal (ton/m)

$\sum (V - U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

$f$  = koefisien gesek ( asumsi dengan bahan batu keras berkualitas baik,  $f = 0,75$  )

$S$  = angka keamanan =  $1,25 - 2$  ( asumsi  $S = 1,5$  )

Sehingga :

$$\frac{13,265}{35,22} = 0,38 < \frac{0,75}{1,5} = 0,5 \text{ .....(OK!)}$$

- **Kontrol Guling**

Untuk mengetahui nilai SF (faktor keamanan) bangunan bendung terhadap guling, maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :



$$SF = \Sigma MG / \Sigma MR$$

Dimana :

SF = Faktor keamanan

$\Sigma MR$  = Jumlah momen penahan (t.m)

$\Sigma MG$  = Jumlah momen guling (t.m)

$$\begin{aligned} \Sigma MR &= \Sigma V * x \\ &= 35,22 * 3,393 \\ &= 119,5 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma MG &= \Sigma H * y \\ &= 13,265 * 1,392 \\ &= 18,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} SF &= 119,5 / 18,46 \geq 1,5 \\ &= 6,47 > 1,5 \text{ (Aman)} \end{aligned}$$

Dengan didapatkannya nilai SF = 6,47 maka bangunan yang ada dinyatakan aman terhadap bahaya guling.

- **Kontrol terhadap bidang kern (retak)**

$$\text{Rumus : } e = \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6}$$

Dimana :

e = eksentrisitas (m)

L = panjang pondasi bendung (m)

Mt = Momen total yang terjadi (ton)

$R_v = \Sigma(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

Sehingga :

$$M_h = \Sigma H \cdot y = 13,265 \cdot 1,392 = 18,46 \text{ ton}$$

$$M_v = \Sigma V \cdot x = 35,22 \cdot 3,393 = 119,5 \text{ ton}$$

$$M_t = M_h + M_v = 18,46 + 119,5 = 137,96 \text{ ton}$$

$$L = 5,64 \text{ m}$$

$$e = \left| \frac{5,64}{2} - \frac{113,501}{36,21} \right| \leq \frac{5,64}{6}$$

$$e = |2,82 - 3,13| = 0,31 \leq 0,94 \dots (\text{OK!})$$

- **Kontrol terhadap daya dukung tanah**

$$\text{Rumus : } \sigma = \frac{R_v}{L} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}}$$

Dimana :

$R_v = \Sigma(V-U)$  = jumlah gaya-gaya vertikal (ton/m)

$e$  = eksentrisitas (m)

$L$  = panjang pondasi bendung (m)

$\sigma$  = tegangan tanah yang terjadi ( t/m<sup>2</sup>)

$\sigma$  ijin = daya dukung tanah ( t/m<sup>2</sup>)

Sehingga :

$$\sigma = \frac{35,22}{5,64} \cdot \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,31}{5,64} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 4,2 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2 \dots (\text{OK!})$$

- **Ketebalan lantai**

$$\text{Rumus : } dx \geq S \cdot \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Dimana :

$dx$  = tebal lantai (m)

$S$  = safety faktor = 1,5 m

$Px$  = gaya uplift pada titik x (kg/m)

$Wx$  = ketinggian air pada titik x (m) = 0

$$Px = (Hx - \left(\frac{Lx}{L} \times \Delta H\right)) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$Hx$  = tinggi muka air di hulu diukur dari titik x (m)  
= 5,466 m

$\Delta H$  = perbedaan tinggi trkan di hulu dan hilir bendung (m)

$Lx$  = panjang creep line sampai titik x (m)  
= 11,957 m

$L$  = panjang creep line total (m)  
= 11,207 m

$\gamma$  = berat jenis bahan pondasi (kg/m<sup>3</sup>) = 2,2 t/m<sup>2</sup>

$$Px = (Hx - \left(\frac{Lx}{L} \times \Delta H\right)) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)}$$

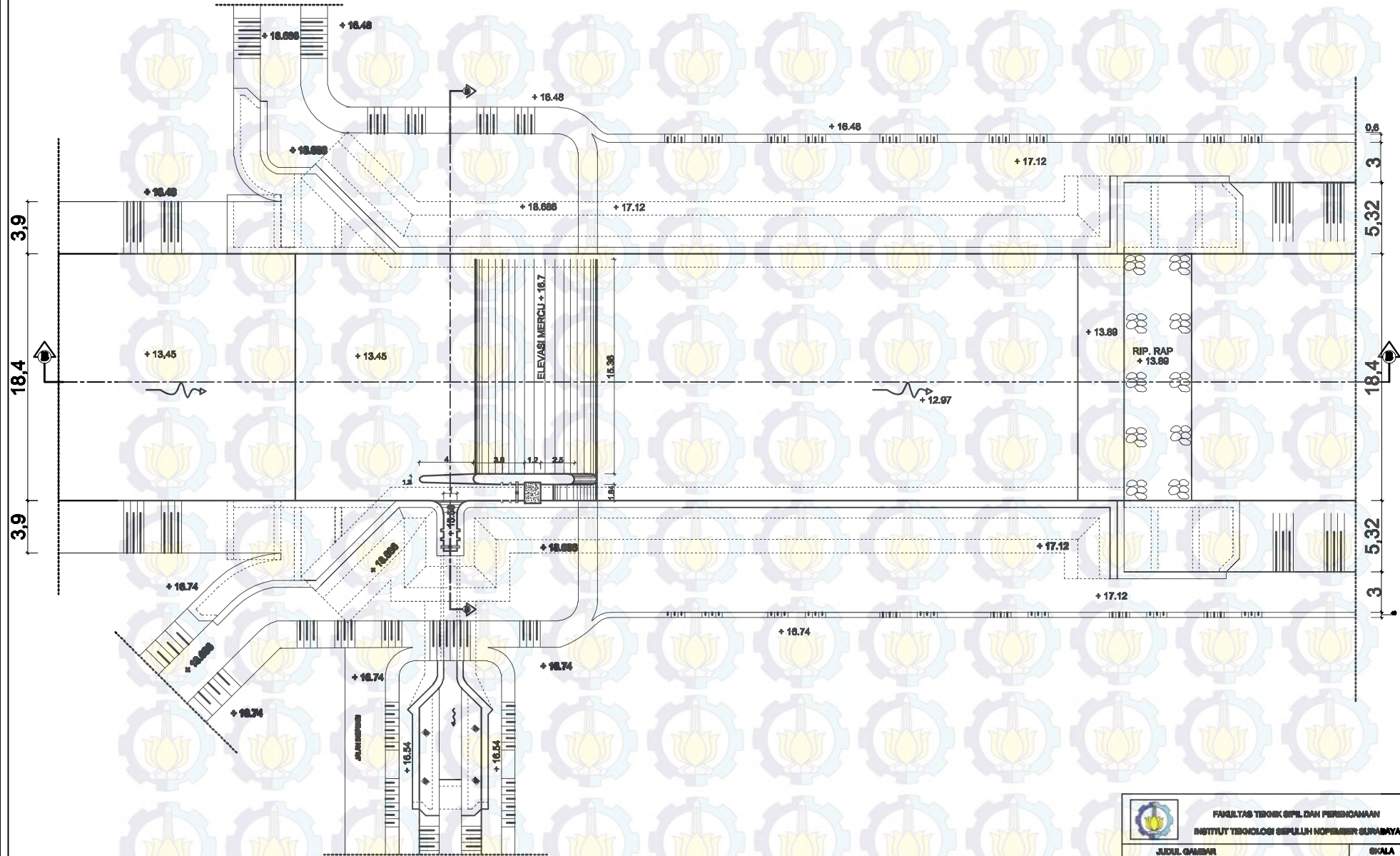
$$dx \geq S \cdot \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

$$\begin{aligned} P_x &= (Hx - \left(\frac{Lx}{L} \times \Delta H\right)) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)} \\ &= (5,466 - \left(\frac{11,084}{11,590} \times 4,716\right)) 1 = 0,956 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

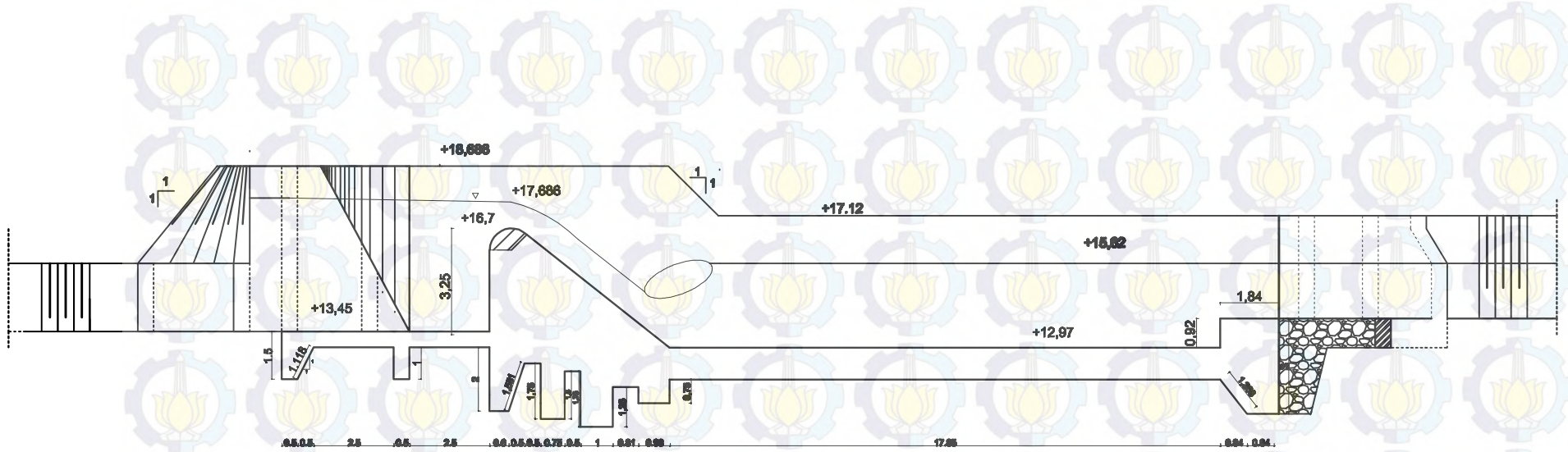
Sehingga

$$1 \text{ m} \geq 1,5 \cdot \frac{0,956 - 0}{2,2} = 0,654 \text{ m} \dots \text{(OK!)}$$

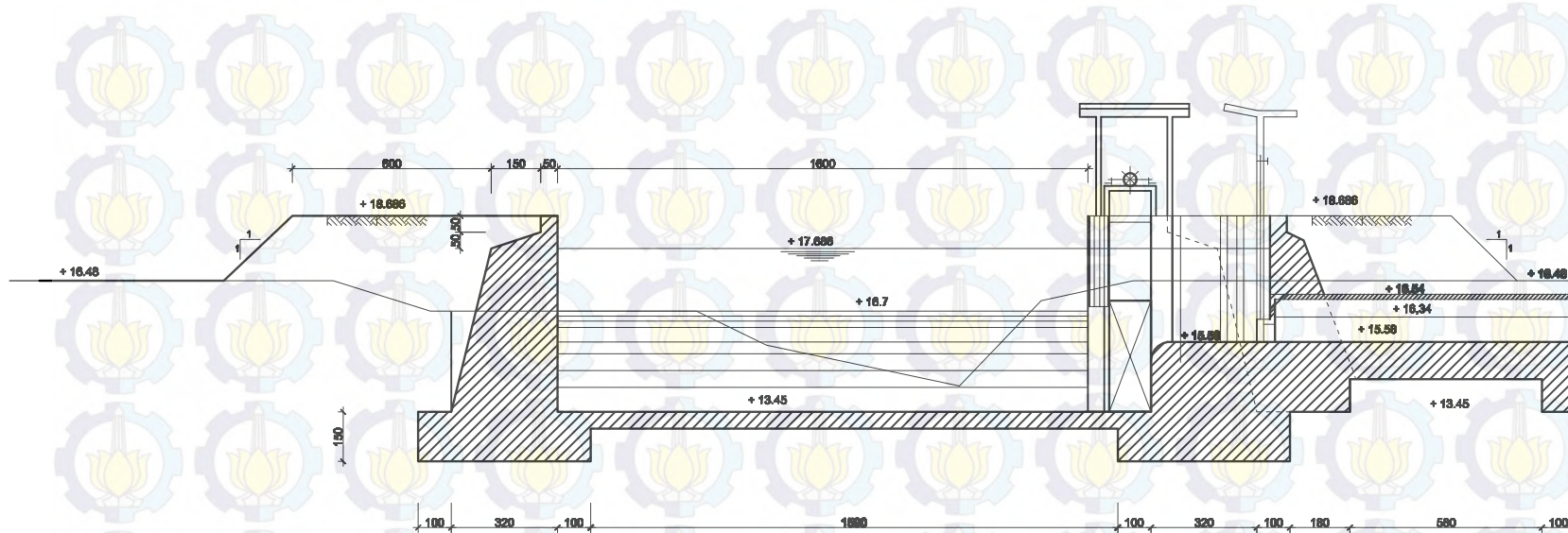




 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	
JUDUL GAMBAR	SKALA
DENAH BENDUNG	1:200
NAMA MAHASISWA	DOSIRN PEMBIMBING
BAGUS PRAMONO YAKTI 2119000128	Dr. Ir. Supriyo Prof. Dr. Ir. Haryono Amoro, MSc.



 <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN</b> <b>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</b>	
<b>JUDUL GAMBAR</b> POTONGAN B-B	<b>SKALA</b> 1:100
<b>NAMA MAHASISWA</b> <b>BAGUS PRAMONO YAKTI</b> 3110100136	<b>DOREN PEMBIMBING</b> Dr. Ir. Edjaino Prof. Dr. Ir. Hedyadi Ambar, MSc.



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN B-B

1:200

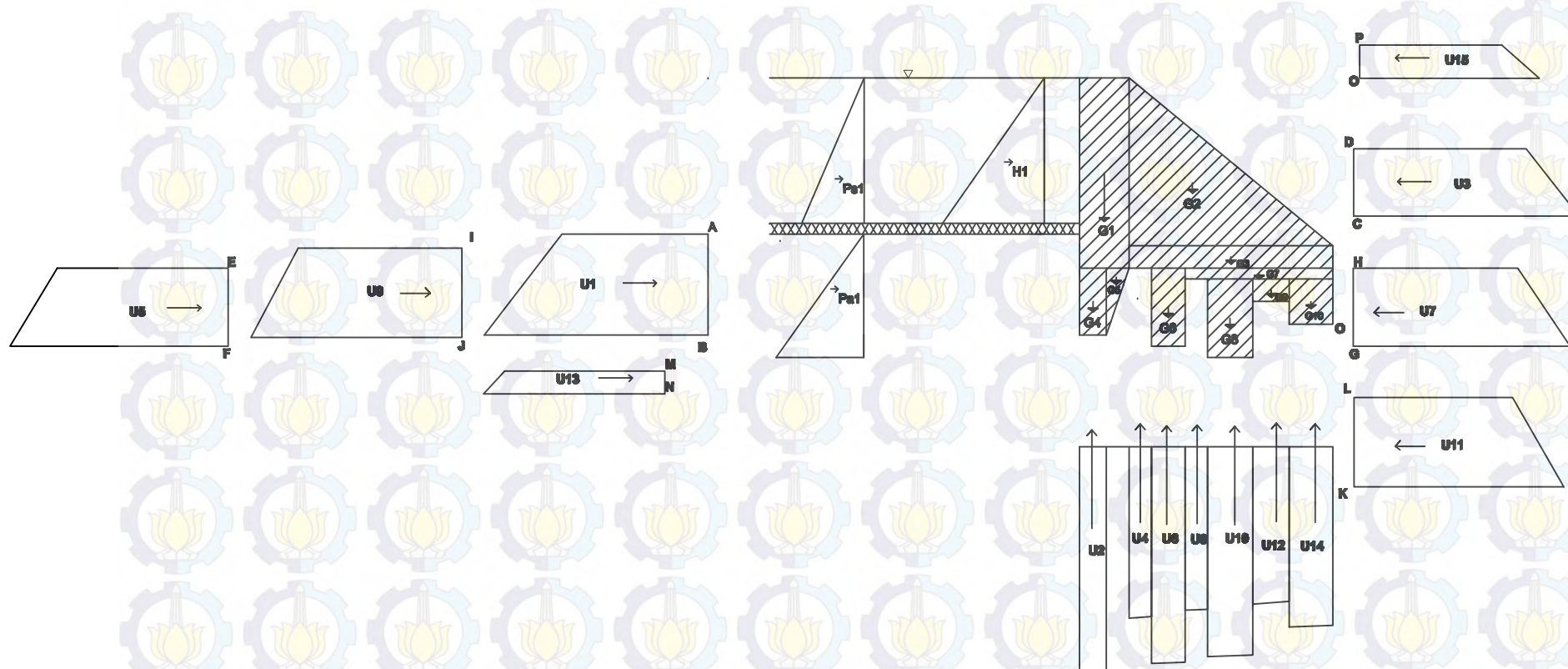
NAMA MAHASISWA


DOSEN PEMBIMBING

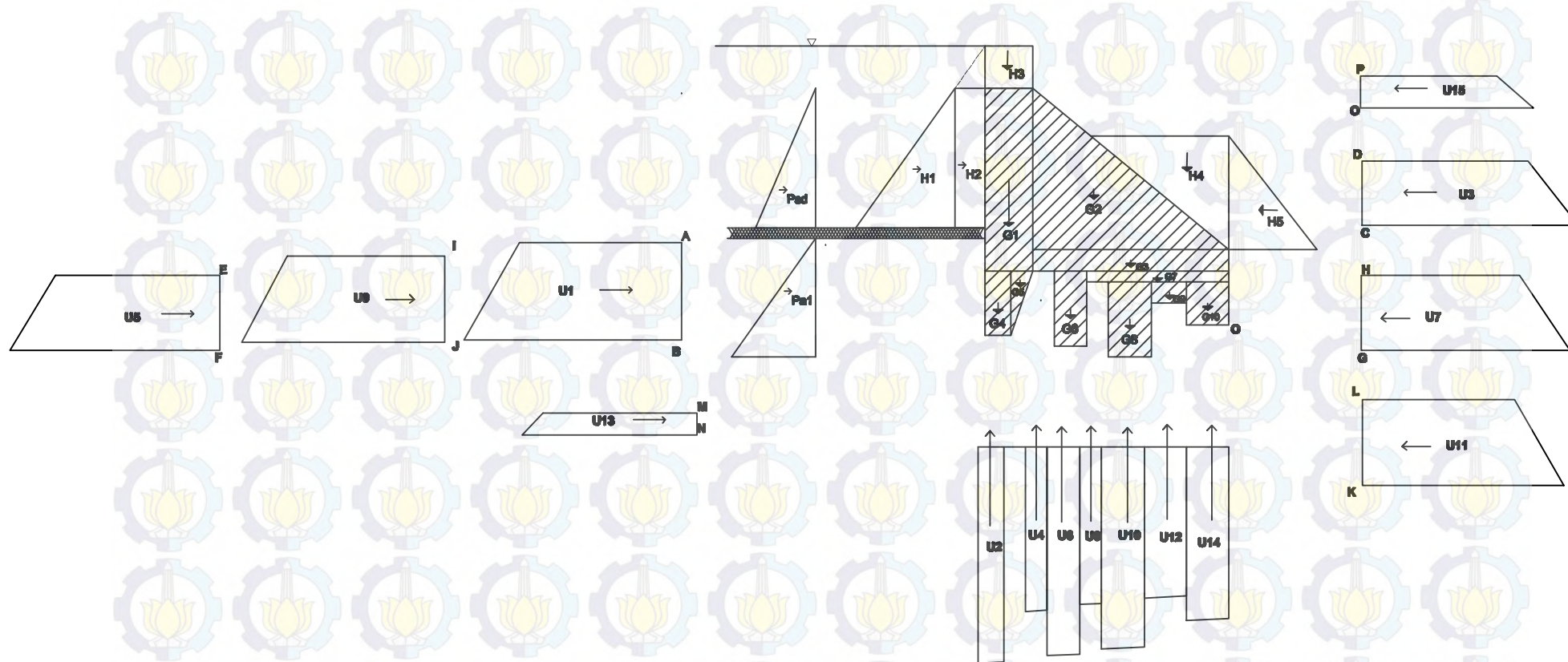
BAGUS PRAMONO YAKTI  
 3110100138

Dr. Ir. Edijatno  
 Prof. Dr. Ir. Nadjadji Anwar, MSc.





 <b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN</b> <b>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</b>	
JUDUL GAMBAR	SKALA
SKEMA PEMBEBANAN KONDISI AIR NORMAL	1:130
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
<b>BAGUS PRAMONO YAKTI</b> 3110100138	Dr. Ir. Edjotno Prof. Dr. Ir. Nadjadi Anwar, MSc.



		<b>FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN</b> <b>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA</b>	
<b>JUDUL GAMBAR</b> SKEMA PEMBEBANAN KONDISI AIR BANJIR		<b>SKALA</b> 1:130	
<b>NAMA MAHASISWA</b> BAGUS PRAMONO YAKTI 3110100138		<b>DOSEN PEMBIMBING</b> Dr. Ir. Edjotno Prof. Dr. Ir. Nadjadi Anwar, MSc.	